

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO
GRANDE DO SUL**

**INSTITUTO DE PESQUISAS
HIDRÁULICAS**

**MODELAGEM HIDROLÓGICA E HIDRODINÂMICA
DE GRANDES BACIAS.
ESTUDO DE CASO: BACIA DO RIO SOLIMÕES**

Rodrigo Cauduro Dias de Paiva

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental.

Orientador: Prof. Dr. Walter Collischonn

Banca Examinadora:

Dra. Marie-Paule Bonnet
Prof. Dr. Carlos Eduardo Morelli Tucci
Prof. Dr. Daniel Gustavo Allasia Piccilli

IRD/UNB
IPH/UFRGS
IPH/UFRGS

Porto Alegre, RS - Brasil
Julho de 2009

AGRADECIMENTOS

A seguir, meus sinceros agradecimentos.

Ao Prof. Walter Collischonn, brilhante pesquisador, pela excelente orientação, ensinamentos, amizade e principalmente pelo exemplo de curiosidade e de entusiasmo pela pesquisa científica.

Ao Prof. Tucci, pela participação da banca examinadora e pela orientação e conselhos ao longo do desenvolvimento do trabalho. À Dr. Marie-Paule Bonnet pela participação na banca examinadora e sugestões. Ao Prof. Daniel Allasia, pela participação na banca examinadora, amizade e ajuda durante o desenvolvimento do trabalho.

Aos colegas e amigos com quem convivi na sala de projetos, pesquisadores brilhantes que tentei seguir, entre eles Juan Martín, Adriano Paz, Daniel Allasia, Diogo Buarque, Márcio Nobrega, Márcio Giacconi, Ruberto Fragoso, Christopher Souza, Margarita, Dante Larentis, Fabio Farias e Thiago. Pelo companheirismo e amizade, aos colegas de disciplinas entre eles Fausto, Pedro, Carol. Anderson, Francisco e Fernando. Ao colega e amigo Diogo Costa Buarque, sempre prestativo e disposto a ajudar, pelo companheirismo na pesquisa, pela participação no presente trabalho, pelas revisões do corpo do texto, etc. Ao colega e amigo Juan Martín Bravo, pelas excelentes discussões científicas e auxílio no código do IPH-IV. Aos alunos de iniciação científica Fernando Fan e Rafael Kaiser, que foram sempre prestativos e com certeza futuramente serão excelentes profissionais.

Pelo apoio a ciência e desenvolvimento tecnológico de organismos como a CAPES, CNPq e FINEP. À secretaria da Pós Graduação, na figura de Nadir e Andreas. Ao Instituto de Pesquisas Hidráulicas, onde incluo todos os professores, colegas e funcionários, pelo ambiente propício ao estudo e a novas idéias.

Ao prof. Carlos André, pela experiência repassada nas viagens de campo pela bacia Amazônia. A excelente prof. Beatriz pelas ótimas aulas e contato no projeto TwinLatin. Ao Bruno Collischonn por auxílio com dados hidrológicos na bacia Amazônica. À Raquel, que sempre foi prestativa nas questões administrativas do projeto Amazônia. Às pesquisadoras Evelyn Novo e Adriana Affonso pelo auxílio com os dados de mapeamento de áreas inundadas na Amazônia Central. Ao prof. Clarke, pesquisador notável com quem eu pude conviver.

Aos meus pais, João Batista e Eloíza pela valorização do conhecimento, apoio e incentivo durante toda a minha vida. Adicionalmente pela oportunidade em conhecer a área de recursos hídricos durante a graduação. Ao meu irmão Rafael que sempre foi um ótimo exemplo para mim, pelas boas conversas sobre pesquisa e engenharia. À minha irmã Carolina pela amizade e companheirismo na etapa final do trabalho.

À minha amada Andiará pelo carinho, apoio, paciência nos momentos de concentração. Você me faz ver o mundo de outro ângulo e por isso me completa.

Também a todas outras pessoas não mencionadas mas que foram importantes no desenvolvimento do presente trabalho.

RESUMO

A modelagem matemática está presente na prática hidrológica como uma das principais ferramentas utilizadas em projetos de engenharia e avaliações ambientais. Particularmente, os modelos hidrológicos de larga escala têm sido aplicados em avaliações de impactos de mudança da cobertura vegetal e variabilidade climática, e em sistemas de previsão. Entre as limitações destes modelos está a incapacidade de representar o escoamento em áreas muito planas, com extensas áreas inundáveis e efeitos de remanso como nos rios amazônicos. Assim, apresenta-se neste trabalho uma proposta metodológica para simulação hidrológica e hidrodinâmica integrada em grandes bacias.

O modelo é baseado no modelo hidrológico MGB-IPH (Collischonn, 2001), no modelo hidrodinâmico 1D IPH-IV (Tucci, 1978) e em procedimentos para extração de parâmetros para o modelo hidrodinâmico principalmente de Modelos Digitais de Elevação (MDEs) a fim de suprir a falta de dados detalhada das calhas fluviais e planícies de inundação. Propõem-se também uma metodologia simplificada para simulação das áreas inundadas. A técnica proposta é na realidade um aperfeiçoamento do modelo MGB-IPH.

A metodologia desenvolvida é avaliada através de um estudo de caso na bacia do rio Solimões, que possui cerca de 2.221.990 km² e é o principal afluente do rio Amazonas. Análises comparativas entre vazões observadas e simuladas em 18 postos fluviométricos mostram a superioridade da metodologia proposta em relação a métodos de propagação de vazões simplificados - representado pelo modelo Muskingum Cunge (MC). Os hidrogramas simulados com o modelo MC são adiantados e com picos erroneamente acentuados. Além disso, conforme a análise dos resultados em 35 postos fluviométricos, o modelo é capaz de fornecer resultados satisfatórios de variação dos níveis d'água. As áreas inundadas simuladas são comparadas com estimativas via sensoriamento remoto de Hess et al (2003) em duas datas distintas, representativas dos períodos de cheia e estiagem e o desempenho do modelo MGB-IPH é satisfatório. Verifica-se que a influência da variação sazonal das áreas alagadas sobre o balanço hídrico não é significativa na bacia do Solimões. Adicionalmente, de acordo com as simulações, o armazenamento na planície de inundação e o termo de pressão são ambos importantes na representação do escoamento nos rios amazônicos visto que parte do armazenamento é devido ao represamento de afluentes de grandes rios.

Por fim, o modelo fornece melhores simulações de vazão e resultados adicionais de níveis d'água e áreas inundadas. Assim, espera-se que este possa ser utilizado na representação mais coerente de impactos de mudanças do uso do solo, variabilidade climática e reservatórios, simulação de outros processos como fluxos de sedimentos e qualidade d'água, e em sistemas de previsão hidrológica.

ABSTRACT

The mathematical modeling is present in the hydrological practice as one of the main tools used in engineering projects and environmental assessments. Particularly, the large scale hydrological models have been applied in land use and climate variability impact assessments and in forecast systems. Among the restrictions of these models is partial representation of the hydrodynamics in rivers with large floodplains, low slope and significant backwater effects, as the Amazon rivers. Considering this, an integrated hydrological e hydrodynamic modeling approach for large watersheds is presented.

The model is based on the MGB-IPH hydrological model (Collischonn, 2001), the IPH IV 1D hydrodynamic model (Tucci, 1978) and DEM processing procedures for hydrodynamic model parameters extraction due limited river and floodplain detailed data. It is also proposed a simplified methodology for simulation of the flooded areas. The proposed technique is actually an improvement of the MGB-IPH model.

The model is evaluated on a case study in the Solimões river basin (2,221,990 km²), the main tributary of the Amazon River. Analysis of simulated and observed discharge of 18 gauge stations show the superiority of the proposed methodology if compared to simplified flow routing methods - represented by the Muskingum Cunge model (MC). The flood waves simulated with the MC model are advanced and have wrongly pronounced peaks. Through the analysis of simulated and observed water levels in 35 gauge stations, it is shown that the model is able to represent water levels variations. The simulated flooded areas are compared with remote sensing estimates of Hess et al (2003) on two time intervals, representing high and low water periods, and the performance of the MGB-IPH model was satisfactory. It is found that the influence of seasonal variation of the flooded areas on the water balance is not significant on the Solimões river basin. Additionally, according to simulations, both floodplain storage and pressure term are important on the hydrodynamics of the Amazon rivers because part of the storage is due backwater effects and storage on floodplain of the major rivers tributaries.

Finally, the model provides improved flow simulations and additional outputs - water levels and flooded areas. Thus, it is expected that it can be used in more consistent representation of land use, climate variability and dam impacts, in simulation of other processes such sediment and water quality, and in hydrological forecasting systems.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 : APRESENTAÇÃO	1
1.1. INTRODUÇÃO	1
1.2. JUSTIFICATIVA	2
1.3. OBJETIVOS	3
1.4. ORGANIZAÇÃO DO TEXTO	4
CAPÍTULO 2 : MODELAGEM HIDROLÓGICA E HIDRODINÂMICA DE GRANDES BACIAS	6
2.1. MODELOS HIDROLÓGICOS DE GRANDES BACIAS	6
2.1.1. GENERALIDADES.....	6
2.1.2. ALGUNS MODELOS DISTRIBUÍDOS.....	8
2.2. MODELOS HIDRODINÂMICOS.....	10
2.2.1. EQUAÇÕES FUNDAMENTAIS	10
2.2.2. ESCOAMENTO NA PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO	13
2.2.3. ESQUEMAS NUMÉRICOS	16
2.2.4. MODELOS SIMPLIFICADOS DE PROPAGAÇÃO DE VAZÕES.....	18
CAPÍTULO 3 : BACIA AMAZÔNICA	22
3.1. GENERALIDADES	22
3.2. RELEVO	24
3.3. SOLOS E COBERTURA VEGETAL.....	25
3.4. CLIMA E REGIME DE VAZÕES	26
3.5. EFEITOS DE REMANSO.....	28
3.6. MODELAGEM HIDROLÓGICA NA BACIA AMAZÔNICA.....	29
CAPÍTULO 4 : PROPOSTA METODOLÓGICA	32
4.1. MODELO HIDROLÓGICO	35
4.1.1. GENERALIDADES.....	35
4.1.2. PROCESSOS HIDROLÓGICOS VERTICAIS	36
4.1.3. PROCESSOS HIDROLÓGICOS HORIZONTAIS.....	40
4.2. MODELO HIDRODINÂMICO.....	44
4.2.1. GENERALIDADES.....	44
4.2.2. ESQUEMA NUMÉRICO	45
4.2.3. CONFLUÊNCIAS.....	47
4.2.4. TRECHOS CURTOS	47
4.2.5. CONDIÇÕES DE CONTORNO INTERNAS	48
4.2.6. CONDIÇÕES DE CONTORNO E CONTRIBUIÇÃO LATERAL	49
4.2.7. SOLUÇÃO DA REDE.....	50
4.3. DISCRETIZAÇÃO EM MINIBACIAS E EXTRAÇÃO DE PARÂMETROS.....	54
4.4. CRITÉRIOS DE SELEÇÃO DE TRECHOS COM PROPAGAÇÃO HIDRODINÂMICA.....	57
4.5. EXTRAÇÃO DE PARÂMETROS DO MODELO HIDRODINÂMICO	59

4.5.1. DISCRETIZAÇÃO E TOPOLOGIA	59
4.5.2. PERFIL LONGITUDINAL	61
4.5.3. PARÂMETROS DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS	65
4.5.4. PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO	66
4.6. MODELO DE INUNDAÇÃO	67
4.6.1. PROFUNDIDADE D'ÁGUA NA PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO	67
4.6.2. HRU DINÂMICO	68
4.7. AVALIAÇÃO DE RESULTADOS DO MODELO HIDRODINÂMICO	69
4.7.1. VAZÕES	69
4.7.2. NÍVEIS D'ÁGUA	70
4.7.3. ÁREAS INUNDADAS	71

CAPÍTULO 5 : ESTUDO DE CASO – BACIA DO RIO SOLIMÕES **74**

5.1. ÁREA DE ESTUDO.....	75
5.1.1. DADOS HIDROLÓGICOS.....	77
5.1.2. DADOS METEOROLÓGICOS	82
5.1.3. MAPA DE COBERTURA VEGETAL.....	82
5.1.4. MAPA DE SOLOS.....	84
5.1.5. UNIDADES DE RESPOSTA HIDROLÓGICA	85
5.2. DISCRETIZAÇÃO DO MODELO	90
5.2.1. DISCRETIZAÇÃO EM MINIBACIAS	91
5.2.2. SELEÇÃO DE TRECHOS COM PROPAGAÇÃO HIDRODINÂMICA	93
5.2.3. RELAÇÕES GEOMORFOLÓGICAS.....	94
5.2.4. DISCRETIZAÇÃO DO MODELO HIDRODINÂMICO	96
5.3. CENÁRIOS DE SIMULAÇÃO	102
5.4. CALIBRAÇÃO DO MODELO	103
5.5. MODELO HIDRODINÂMICO VERSUS MÉTODO DE MUSKINGUM CUNGE	111
5.6. ERROS NA PRECIPITAÇÃO FORA DO TERRITÓRIO BRASILEIRO.....	121
5.7. VALIDAÇÃO DE NÍVEIS D'ÁGUA SIMULADOS	123
5.8. VALIDAÇÃO DE ÁREAS INUNDADAS SIMULADAS	134
5.9. INFLUÊNCIA DE ÁREAS ALAGADAS NO BALANÇO HÍDRICO	145
5.10. PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO VERSUS TERMO DE PRESSÃO.....	146
5.11. DESEMPENHO DO ESQUEMA NUMÉRICO.....	152

CAPÍTULO 6 : CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES **157**

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Principais componentes do escoamento em rios.	12
Figura 2.2 – Efeito do armazenamento na planície de inundação na celeridade de uma onda de cheia.	12
Figura 2.3 – Celeridade versus vazão no rio Murrumbidgee (Austrália). (Fonte: Wong e Laurenson, 1983).....	12
Figura 2.4 – Alternativas de representação do escoamento na planície de inundação.	14
Figura 3.1 – Bacia do rio Amazonas e principais afluentes.	22
Figura 3.2 – Relevo da bacia Amazônica.	25
Figura 4.1 – Principais componentes da proposta metodológica de simulação hidrológica e hidrodinâmica integrada de grandes bacias.	33
Figura 4.2 - Termos do balanço de água no solo para uma Unidade de Resposta Hidrológica do modelo MGB-IPH. fonte: Collischonn (2001).	36
Figura 4.3 - Matriz de coeficientes esparsa e método de armazenamento Skyline.	52
Figura 4.4 - Direções de fluxo. (Fonte: Collischonn, 2001).	54
Figura 4.5 – Erros no perfil longitudinal extraído de MDE do SRTM.	62
Figura 4.6 – Efeito da vegetação e nível d’água sobre dados do SRTM.	63
Figura 4.7 – Posição de pixeis em perfil longitudinal extraído do MDE.	64
Figura 4.8 – Seção transversal natural representada por seção tipo retangular.	65
Figura 5.1 – Mapa de localização da bacia do rio Solimões na bacia Amazônica.	75
Figura 5.2 – Relevo da bacia do rio Solimões.	76
Figura 5.3 – Localização dos postos fluviométricos na bacia do rio Solimões.	78
Figura 5.4 – Localização dos postos fluviométricos selecionados com dados de vazão.	80
Figura 5.5 – Localização dos postos fluviométricos selecionados com dados de leitura de cota da régua.	80
Figura 5.6 – Localização dos postos pluviométricos dentro do território brasileiro e pontos com informação de precipitação da reanálise do NCEP fora do Brasil.	81
Figura 5.7 – Pontos com resultados de variáveis meteorológicas da reanálise do NCEP.	82
Figura 5.8 – Mapa de cobertura vegetal da America do Sul (Eva et al, 2002).	83
Figura 5.9 – Mapa de solos a América Latina - SOTERLAC (Soil and Terrain database for Latin América and Caribbean) do ISRIC (World Soil Information) (Dijkshoorn et al, 2005).	85
Figura 5.10 - Representação esquemática do procedimento para elaboração de Unidades de Resposta Hidrológica.	85
Figura 5.11 - Mapa de solos RADAM Brasil reclassificado para a bacia Amazônica.	86
Figura 5.12 - Mapa de solos SOTERLAC/ISRIC reclassificado para a bacia Amazônica.	87
Figura 5.13 – Mapa de cobertura vegetal reclassificado para a bacia Amazônica.	87
Figura 5.14 – Mapas de unidades de resposta hidrológica do modelo MGB-IPH para a bacia Amazônica.	89
Figura 5.15 – Mapa de unidades de resposta hidrológica na bacia do rio Solimões.	89
Figura 5.16 – Modelo Digital de Elevação da bacia do rio Solimões (Fonte: Lehner et al, 2006).	91
Figura 5.17 – Rede de drenagem da bacia do rio Solimões, gerada a partir do MDE, para o modelo MGB-IPH.	92
Figura 5.18 – Discretização da bacia do rio Solimões em minibacias para o modelo MGB-IPH.	92
Figura 5.19 – Trechos de rios classificados por declividade.	93
Figura 5.20 – Minibacias e trechos de rio selecionados para simulação com modelo hidrodinâmico.	94

Figura 5.21 - Seção tipo ajustada aos perfis transversais das seções de medição de vazão de estações fluviométricas.	95
Figura 5.22 - Relação largura do rio versus área de drenagem.....	95
Figura 5.23 - Relação profundidade do rio versus área de drenagem.....	95
Figura 5.24 - Relação área molhada versus área de drenagem.....	96
Figura 5.25 – Malha computacional do modelo hidrodinâmico.	97
Figura 5.26 – Perfil longitudinal do trecho simulado do rio Solimões.....	98
Figura 5.27– Perfil longitudinal do trecho simulado do rio Juruá.....	98
Figura 5.28– Perfil longitudinal do trecho simulado do rio Purus.....	98
Figura 5.29 – Plano de informação de áreas alagáveis.....	100
Figura 5.30 – Modelo digital de elevação e respectiva discretização em minibacias, trechos de rio, seções transversais e áreas alagáveis.....	101
Figura 5.31 – Vazões diárias simuladas e observadas nos postos fluviométricos da bacia do rio Juruá entre 1986 e 1991.....	108
Figura 5.32 – Vazões diárias simuladas e observadas nos postos fluviométricos da bacia do rio Purus entre 1986 e 1991.....	109
Figura 5.33 – Vazões diárias observadas e simuladas com método Muskingum Cunge (esquerda) e modelo hidrodinâmico (direita) no rio Jutai (12100000 e 12200000) e no rio Tefé (12880000).	112
Figura 5.34 – Vazões diárias observadas e simuladas com método Muskingum Cunge (esquerda) e modelo hidrodinâmico (direita) no rio Juruá.....	113
Figura 5.35 – Vazões diárias observadas e simuladas com método Muskingum Cunge (esquerda) e modelo hidrodinâmico (direita) no rio Purus.....	115
Figura 5.36 – Vazões diárias observadas e simuladas com método Muskingum Cunge (esquerda) e modelo hidrodinâmico (direita) nos afluentes do rio Purus.....	116
Figura 5.37 – Vazões diárias observadas e simuladas com método Muskingum Cunge (esquerda) e modelo hidrodinâmico (direita) no rio Solimões.....	117
Figura 5.38 – Índice de eficiência de Nash e Sutcliffe entre vazões diárias observadas e simuladas com modelo hidrodinâmico e somente modelo Muskingum Cunge para cada posto fluviométrico.....	118
Figura 5.39 – Índice de eficiência de Nash e Sutcliffe entre os logaritmos das vazões diárias observadas e simuladas com modelo hidrodinâmico e somente modelo Muskingum Cunge para cada posto fluviométrico.....	118
Figura 5.40 – Erro no volume total entre vazões diárias observadas e simuladas cada posto fluviométrico.	119
Figura 5.41 – Índice de atraso entre vazões diárias observadas e simuladas com modelo hidrodinâmico e somente modelo Muskingum Cunge para cada posto fluviométrico.....	119
Figura 5.42 – Hidrogramas observados e simulados rio Solimões próximo a fronteira entre Brasil e Peru (11400000) e no rio Japurá na fronteira entre Brasil e Colômbia (12845000) e no rio Solimões próximo à confluência com o Negro em Manacapuru (14100000).....	122
Figura 5.43 – Níveis d’água padronizados observados e simulados no rio Solimões ($\Delta t=1$ dia).....	124
Figura 5.44 – Níveis d’água padronizados observados e simulados no rio Juruá ($\Delta t=1$ dia).....	125
Figura 5.45 – Níveis d’água padronizados observados e simulados no rio Purus ($\Delta t=1$ dia).....	126
Figura 5.46 – Níveis d’água padronizados observados e simulados no rio Purus ($\Delta t=1$ dia).....	127
Figura 5.47 – Níveis d’água padronizados observados e simulados em afluentes do rio Purus ($\Delta t=1$ dia).....	128
Figura 5.48 – Níveis d’água padronizados observados e simulados nos rios Jurai, Bia, Auati-Paraná, Tefé e Coari ($\Delta t=1$ dia).....	129
Figura 5.49 – Níveis d’água padronizados observados e simulados no rio Japurá ($\Delta t=1$ dia).....	130
Figura 5.50 – Índice de eficiência de Nash e Sutcliffe entre níveis d’água padronizados observados e simulados para cada posto fluviométrico ($\Delta t=1$ dia).....	131

Figura 5.51 – Erro da amplitude de variação dos níveis d’água observados e simulados para cada posto fluviométrico ($\Delta t=1$ dia)	131
Figura 5.52 – Coeficiente de correlação entre níveis d’água padronizados observados e simulados para cada posto fluviométrico ($\Delta t=1$ dia)	132
Figura 5.53 – Índice de atraso entre níveis d’água padronizados observados e simulados para cada posto fluviométrico ($\Delta t=1$ dia)	132
Figura 5.54 – Inundação simulada no rio Solimões e contribuintes em 1995/1996.	135
Figura 5.55 – Inundação simulada no rio Purus, Solimões e contribuintes em 1995/1996.....	136
Figura 5.56 – Modelo Digital de Elevação (a) e imagem do satélite JERS-1 em águas baixas (b) e águas altas (c). Detalhe de encontro dos rios Juruá e Japurá com o rio Solimões.....	138
Figura 5.57 – Inundação simulada na bacia do rio Solimões em 15/05/96.	139
Figura 5.58 – Inundação estimada com dados do JERS-1 por Hess et al (2003) em maio-junho de 1996.	139
Figura 5.59 – Mapa de erros entre áreas inundadas simuladas e observadas na bacia do rio Solimões em 15/05/96.	140
Figura 5.60 – Inundação simulada na bacia do rio Solimões em 15/10/95.	142
Figura 5.61 – Inundação estimada com dados do JERS-1 por Hess et al (2003) em setembro-outubro de 1995.	142
Figura 5.62 – Mapa de erros entre áreas inundadas simuladas e observadas na bacia do rio Solimões em 15/10/95.	143
Figura 5.63 – Hidrogramas simulados com modelo Muskingum Cunge (Cenário 1), modelo hidrodinâmico com (Cenário Padrão) e sem planície de inundação (Cenário 3) nos rios Juruá, Purus e Solimões.	147
Figura 5.64 – Elevação do MDE, seções transversais e drenagem do modelo em detalhe do rio Solimões, planície de inundação e afluentes.....	148
Figura 5.65 – Análise do efeito do armazenamento na planície de inundação.....	150
Figura 5.66 – Correlação entre vazões e taxa de variação dos níveis d’água simulados nas seções transversais de cálculo do modelo hidrodinâmico.....	151
Figura 5.67 – Resultado do algoritmo de renumeração das seções transversais do modelo hidrodinâmico: elementos não nulos e elementos armazenados da matriz dos coeficientes dependentes do sistema de equações lineares do modelo hidrodinâmico.....	155

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Modelos de propagação de vazões.....	20
Tabela 3.1 – Balanço hídrico no rio Amazonas e principais afluentes.....	27
Tabela 4.1 – Posição relativa de pixel de jusante de acordo com direção de fluxo.....	55
Tabela 4.2 – Tabela de contingência.....	72
Tabela 5.1 – Estações fluviométricas da bacia do rio Solimões utilizadas.....	79
Tabela 5.2 – Unidades de Resposta Hidrológica.....	88
Tabela 5.3 – Unidades de Resposta Hidrológica em função de cobertura vegetal e tipo de solo.....	88
Tabela 5.4 - Aspectos incluídos nos cenários de simulação da bacia do rio Solimões.....	102
Tabela 5.5 – Valores de albedo.....	104
Tabela 5.6 – Valores de Índice de Área Foliar.....	104
Tabela 5.7 – Valores de altura média da vegetação (m).....	104
Tabela 5.8 – Valores de resistência superficial em boas condições de umidade do solo ($s.m^{-1}$).....	105
Tabela 5.9 – Parâmetros calibrados do modelo MGB-IPH para bacia do rio Solimões.....	107
Tabela 5.10 – Estatísticas de avaliação dos erros entre vazões diárias simuladas e observadas.....	107
Tabela 5.11 – Estatísticas de avaliação dos erros entre vazões diárias simuladas e observadas.....	120
Tabela 5.12 – Estatísticas de avaliação dos erros entre níveis d'água padronizados simulados e observados ($\Delta t=1$ dia).....	133
Tabela 5.13 – Resumo do mapa de erros entre áreas inundadas simuladas e observadas na bacia do rio Solimões em 15/05/96.....	140
Tabela 5.14 - Estatísticas de avaliação dos erros entre áreas inundadas simulados e observados em 15/05/96.....	141
Tabela 5.15 – Resumo do mapa de erros entre áreas inundadas simuladas e observadas na bacia do rio Solimões em 15/10/95.....	143
Tabela 5.16 - Estatísticas de avaliação dos erros entre áreas inundadas simulados e observados em 15/05/96.....	144

LISTA DE SIMBOLOS

A - matriz dos coeficientes dependentes do sistema de equações lineares do modelo hidrodinâmico.

AA - vetor para armazenamento de matrizes esparsas pelo método Skyline.

b - o vetor de coeficientes independentes do sistema de equações lineares do modelo hidrodinâmico.

v - vetor de velocidades médias em duas dimensões integradas na vertical [$m.s^{-1}$].

x - vetor de incógnitas contendo as variáveis de estado do modelo - vazões e profundidades d'água nas seções de cálculo.

IDIAG, IHIGH e IR - ponteiros do esquema de armazenamento de matrizes esparsas Skyline.

$A\langle i, j \rangle$ - área acumulada.

$B\langle i, j \rangle$ - plano de informação de minibacias.

$D\langle i, j \rangle$ - plano de informação de rede de drenagem.

$F\langle i, j \rangle$ - função que define pixel imediatamente a jusante de $\langle i, j \rangle$.

G - conjunto de pares ordenados das coordenadas de todos os pixels de um raster.

$H\langle i, j \rangle$ - modelo digital de elevação [m].

$H^*\langle i, j \rangle$ - modelo digital de elevação corrigido [m].

$N\langle i, j \rangle$ - vizinhança do pixel $\langle i, j \rangle$.

$P\langle i, j \rangle$ - plano de informação de áreas alagáveis.

$Y\langle i, j \rangle$ - plano de informação de inundação em termos de profundidade d'água.

$\delta\langle i, j \rangle$ - direção de fluxo.

$\langle i, j \rangle$ - par ordenado de coordenadas de um determinado pixel de um raster, sendo i a linha e j a coluna.

A - área molhada da seção transversal do rio [m^2].

A - amplitude de variação dos níveis d'água [m].

A_d - área de drenagem [km^2].

A1 - erro absoluto de amplitude de variação dos níveis d'água [m].

A2 - o erro percentual de amplitude de variação dos níveis d'água [%].

Afl - área inundada em função do nível d'água [m^2].

B - largura do rio [m].

B - largura da seção transversal do rio [m].

BIAS – razão entre área total inundada calculada e observada.

CS e CI - parâmetros de ajuste dos tempos de retardo dos reservatórios superficial e subsuperficial.

Cr - número de Courant.

D_{bas} - volume percolado ao aquífero [mm].

D_{cap} - fluxo ascendente do aquífero ao solo [mm].

D_{int} – volume gerado de escoamento subsuperficial [mm].

D_{sup} – volume gerado de escoamento superficial [mm].

DI – índice de atraso [dias].

DM_{cap_i} - fluxo ascendente máximo [mm].

E_{NS} – índice de eficiência de Nash e Sutcliffe.

E_{NSlog} – índice de eficiência de Nash e Sutcliffe do logaritmo das vazões.

EI - evaporação real da lâmina interceptada [mm].

EPI - evaporação potencial da lâmina interceptada [mm].

ET - evapotranspiração real [mm].

ET - taxa de evapotranspiração d'água [mm.dia⁻¹].

G - fluxo de energia para o solo [MJ.m⁻².s⁻¹].

H - profundidade máxima da seção transversal do rio [m].

H_{veg} - altura efetiva da vegetação [m].

IA – índice de acerto.

IAF – índice de falso alarme.

IAR – índice de acerto relativo.

INE – inundação não estimada.

K – condutância hidráulica [m³.s⁻¹].

K - parâmetros de tempo do método Muskingum Cunge [s].

K_{bas} - percolação máxima [mm.dia⁻¹].

K_{int} - escoamento subsuperficial máximo [mm. dia⁻¹].

L - largura equivalente da planície de inundação [m].

L_n - radiação líquida de onda longa [MJ.m⁻².s⁻¹].

L_w - comprimento da onda de cheia [m].

LAI - índice de área foliar [m.m⁻¹].

P - precipitação que atinge o solo [mm].

PC - a precipitação no topo do dossel de vegetação [mm].

Q - vazão [m³.s⁻¹].

Q₀ - vazão de referência do método Muskingum Cunge [m³.s⁻¹].

Q_{bas} – escoamento de base [$m^3 \cdot s^{-1}$].
 Q_{cel} - vazão de saída na minibacia [$m^3 \cdot s^{-1}$].
 Q_{exut} – vazão no exutório da minibacia [$m^3 \cdot s^{-1}$].
 Q_{int} – escoamento subsuperficial [$m^3 \cdot s^{-1}$].
 Q_{sup} – escoamento superficial [$m^3 \cdot s^{-1}$].
 R_h – raio hidráulico [m].
 S_0 - declividade do fundo do rio [$m \cdot m^{-1}$].
 S_f - declividade da linha de energia [$m \cdot m^{-1}$].
 S_n - radiação líquida de onda curta [$MJ \cdot m^{-2} \cdot s^{-1}$].
 S_{max} - volume máximo de interceptação em um intervalo de tempo [mm].
 T - duração de evento de cheia [s].
 T_{ind} - tempo de concentração da minibacia [s].
 T_{KB} - tempo de retardo do reservatório subterrâneo [s].
 T_{KI} - tempo de retardo do reservatório subsuperficial [s].
 T_{KS} – tempo de retardo do reservatório superficial [s].
 T_r – tempo de subida da onda de cheia [s].
 V_{bas} - volume armazenado no reservatório subterrâneo [m^3].
 V_{int} - volume armazenado no reservatório subsuperficial [m^3].
 V_{sup} - volume armazenado no reservatório superficial [m^3].
 X - fração de área superficial do solo que está saturada [-].
 X - parâmetros de espaço do método Muskingum Cunge [-].
 W - volume d'água armazenado no solo [mm].
 W_c – mínimo volume armazenado no solo para haver percolação ao aquífero e máximo para haver fluxo ascendente [mm].
 W_m - máxima capacidade de armazenamento do solo [mm].
 W_z - mínimo volume armazenado no solo para haver geração de escoamento subsuperficial [mm].
 b - parâmetro de heterogeneidade da capacidade de armazenamento de água no solo [mm].
 b - largura do rio [m].
 c - celeridade cinemática [$m \cdot s^{-1}$].
 c_p - calor específico do ar úmido [$kJ \cdot kg^{-1} \cdot ^\circ C^{-1}$].
 e_d - pressão de vapor [kPa].
 e_s - pressão de saturação de vapor [kPa].
 g - aceleração da gravidade [$m \cdot s^{-2}$].
 h - profundidade d'água no rio [m].

q - contribuição lateral [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$].
 q_{fl} - vazão de troca entre rio e planície de inundação [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$].
 r_a - resistências aerodinâmica da vegetação [$\text{s} \cdot \text{m}^{-1}$].
 r_s - resistência superficial [$\text{s} \cdot \text{m}^{-1}$].
 res - resolução espacial dos planos de informação [m].
 t - tempo [s].
 t_{max} - número máximo de iterações do filtro média móvel.
 v - velocidade média do escoamento [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$].
 x - distancia ou dimensão espacial no sentido longitudinal do rio [m].
 y - nível d'água padronizado [m].
 z - nível d'água [m].
 z_0 - nível de fundo [m].
 z_{MDE} - nível do terreno extraído do MDE [m].
 Δ - gradiente da pressão de saturação de vapor em relação à temperatura [$\text{kPa} \cdot \text{°C}^{-1}$].
 Δt - intervalo de tempo de cálculo [s].
 ΔV - erro no volume total.
 Δx - discretização espacial ou comprimento do subtrecho de rio [m].
 Φ - ponderador espacial [-].
 α - parâmetro de interceptação igual a 0,2 [mm].
 α e β - parâmetros de correção do perfil longitudinal de níveis de fundo do rio.
 γ - constante psicrométrica [$\text{kPa} \cdot \text{°C}^{-1}$].
 η - coeficiente de rugosidade de Manning [$\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].
 λ - índice de porosidade do solo [-].
 λ - calor latente de vaporização [$\text{MJ} \cdot \text{kg}^{-1}$].
 θ - ponderador temporal [-].
 θ - ponderador do filtro média móvel.
 θ_c - ponderador do filtro média móvel nas confluências.
 θ_{im} - ponderador do filtro média móvel nas extremidades.
 ρ_w - massa específica da água [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$].
 ρ_a - massa específica do ar [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$].

Capítulo 1: APRESENTAÇÃO

1.1. Introdução

O aumento populacional e dos padrões e expectativa de vida têm gerado maior pressão e demandas sobre os recursos naturais, entre estes a água. Esta, além de possuir papel vital para o desenvolvimento econômico, é indispensável para a vida humana. Entretanto, os recursos hídricos vêm sofrendo impacto de diversas ações antrópicas, como construção de barragens, hidrovias, lançamento de poluentes, retiradas para irrigação ou ações indiretas como alterações no uso do solo ou mesmo possíveis mudanças climáticas causadas por emissões de gases do efeito estufa. Como consequência tem-se a alteração do regime hidrológico do ponto de vista de frequência de cheias e estiagens, produção e transporte de sedimentos, qualidade d'água e diversidade dos ecossistemas. Estes impactos podem prejudicar atividades econômicas ligadas aos recursos hídricos como atividades agrícolas, industriais, geração de energia e navegação, além de prejudicar o desenvolvimento urbano, aumentar a vulnerabilidade a desastres naturais como secas e inundações e prejudicar o meio ambiente natural.

Uma das regiões que vem recebendo atenção de diversos estudos hidrológicos é a bacia do rio Amazonas, conhecida como a maior bacia hidrográfica do mundo e pela floresta amazônica. Se, por um lado, parte dos interesses dos hidrólogos esteja relacionada às atividades econômicas como construção de hidroelétricas e navegação, muitos outros estudos (e.g. Gash et al., 1996) têm sido motivados pela preocupação com o desmatamento da floresta amazônica e os possíveis impactos sobre o clima local ou mesmo global.

Como uma das principais ferramentas tecnológicas utilizadas pelos hidrólogos para fornecer informações para projetos de engenharia relacionados a aproveitamentos hídricos, ou fornecer informações a tomadores de decisões para solucionar problemas relacionados ao gerenciamento dos recursos hídricos, está a modelagem hidrológica (Singh e Frevert, 2002). O desenvolvimento de modelos hidrológicos tem recebido atenção de diversas pesquisas nas últimas décadas, impulsionadas principalmente pela crescente capacidade computacional, disponibilidade de dados hidrológicos necessários para alimentar estes modelos e preocupação com os recursos naturais.

O presente estudo faz parte dos esforços científicos no desenvolvimento de ferramentas e modelos hidrológicos capazes de aproveitar melhor a informação disponível sobre o ciclo hidrológico, representar e fornecer respostas mais precisas acerca dos processos hidrológicos.

1.2. Justificativa

A simulação hidrológica de média e larga escala (bacias maiores que 10.000 km²) tem se mostrado como uma das principais ferramentas em estudos com fins de otimização do gerenciamento dos recursos hídricos. Dentre estes estudos, destacam-se: avaliações de impactos de mudanças no uso e ocupação do solo; avaliação de possíveis impactos devido à modificação ou variabilidade climática (e.g. Wagener e Franks, 2005; Anderson et al., 2006; Xu et al, 2005; Chiew, 2006); desenvolvimento de ferramentas de previsão de vazões (e.g. Silva et al, 2006; De Roo et al, 2003; Collischonn et al, 2007) com fins de operação de sistemas de recursos hídricos ou alerta contra cheias.

Durante os últimos anos, o nível de complexidade dos modelos hidrológicos utilizados operacionalmente foi limitado pela disponibilidade de dados e capacidade computacional. Mesmo assim, foram desenvolvidos modelos hidrológicos que incorporam o máximo do conhecimento científico disponível sobre os processos físicos do ciclo hidrológico, como o modelo SHE (Abbott et al., 1986a; Abbott et al. 1986b), mas pela falta de informação, estes não eram necessariamente mais precisos que modelos mais simplificados.

Entretanto, atualmente, além de dados hidrológicos convencionais, cada vez mais se dispõem de novas fontes de dados de características físicas das bacias hidrográficas (e.g. imagens de satélite, uso do solo, modelos digitais de elevação - MDEs) e dos processos hidrológicos, desde estimativas de satélite de precipitação (e.g. Collischonn, 2006), fluxos de energia na superfície ou evapotranspiração (e.g. imagens e produtos do satélite MODIS; “Surface Energy Balance Algorithm – SEBAL” de Bastiaassen et al., 1998; Giacomoni, 2005) e medidas de níveis d’água ou mesmo vazões em grandes corpos d’água (e.g. Bjerklie et al, 2003). Soma-se a isto a crescente capacidade computacional disponível, tanto em termos de volume de armazenamento como velocidade de processamento de dados. Desta forma, justifica-se o desenvolvimento de modelos hidrológicos capazes de melhor representar os processos físicos do ciclo hidrológico e fornecer melhores respostas a problemas da sociedade relacionados aos recursos hídricos.

Entre as limitações de grande parte dos modelos de simulação hidrológica de média e larga escala, entre eles o MGB-IPH (Collischonn, 2001), está a incapacidade de fornecer uma representação completa do escoamento na rede de drenagem. A grande maioria destes utiliza modelos de propagação de vazões muito simplificados. Por esta razão são incapazes de representar o escoamento em áreas muito planas, com extensas áreas inundáveis, em locais onde existem efeitos de remanso ou de maré, rede de drenagem muito complexa, influência de obras hidráulicas,

etc. Estas características são muito comuns na bacia Amazônica e sendo assim os modelos hidrológicos que têm se desenvolvido ou aplicados na região (e.g. Costa et al, 2008; Ribeiro Neto, 2006) não representam de forma completa a hidrodinâmica do escoamento nos rios amazônicos.

A incorporação na estrutura do modelo MGB-IPH de um modelo hidrodinâmico unidimensional que resolva as equações completas de Saint Venant pode solucionar os problemas mencionados anteriormente e melhorar a acurácia do modelo MGB-IPH em aplicações em algumas bacias como a do rio Amazonas. Entretanto, existe o desafio de encontrar a melhor forma de utilizar um modelo hidrodinâmico em uma grande bacia com carência de informações batimétricas das calhas fluviais e planícies de inundação.

O presente trabalho visa melhorar a parametrização do modelo MGB-IPH e contribuir para a compreensão dos processos hidrológicos na bacia Amazônica. Além disto, este se insere nas pesquisas de desenvolvimento de um modelo que possa ser utilizado operacionalmente para previsão hidrológica na bacia Amazônica, no âmbito do Projeto Integrado de Cooperação Amazônica e Modernização do Monitoramento Hidrológico - ICA-MMH, financiado pela FINEP e com participação do Instituto de Pesquisas Hidráulicas - IPH, do Instituto Tecnológico de Aeronáutica - ITA e da Agência Nacional das Águas - ANA.

1.3. Objetivos

O objetivo deste estudo é propor uma metodologia para simulação hidrológica e hidrodinâmica integrada em grandes bacias, considerando escassez de dados e avaliar vantagens e desvantagens se comparado com modelos hidrológicos que utilizam métodos simplificados de propagação de vazões.

O principal objetivo da metodologia é aumentar a capacidade de modelos hidrológicos de grandes bacias - particularmente o modelo MGB-IPH - em representar todos os aspectos do escoamento em rios, como efeitos de remanso e armazenamento na planície de inundação. Dada a escala de representação dos processos simulados, a metodologia é desenvolvida baseada na hipótese de ausência de informação detalhada a respeito de batimetrias das calhas fluviais e planícies de inundação. Tais informações são supridas com a extração de informações sobre a bacia obtidas diretamente a partir do MDE. Para isso, é proposta uma metodologia de análise do MDE e extrações destas informações.

A metodologia proposta é avaliada através das seguintes questões:

1. A metodologia proposta de modelagem hidrológica e hidrodinâmica integrada apresenta vantagens em relação à modelagem hidrológica com métodos simplificados de propagação de vazão como o Muskingum Cunge, quando avaliada em termos da capacidade de representação das vazões observadas?
2. A metodologia proposta fornece resultados suficientemente precisos em termos de níveis d'água e áreas inundadas?
3. A metodologia proposta para extração de informações para o modelo hidrodinâmico de MDEs é satisfatória?
4. A influência da variação sazonal de áreas alagadas no balanço hídrico é significativa? Este aspecto deve ser considerado para fins de simulação?
5. Se existem diferenças significativas entre resultados do método Muskingum Cunge e do modelo Hidrodinâmico, o que causa? Qual a influência do armazenamento da planície de inundação no comportamento hidráulico? Qual influência do termo de pressão das equações de Saint Venant?
6. O esquema numérico do modelo hidrodinâmico é eficiente?

Adicionalmente, este estudo visa contribuir para compreensão dos processos hidrológicos da bacia Amazônica.

1.4. Organização do texto

Apresenta-se neste trabalho uma proposta metodológica para simulação hidrológica e hidrodinâmica integrada em grandes bacias. A metodologia é avaliada em um estudo de caso na bacia do rio Solimões.

Inicialmente apresenta-se revisão acerca dos métodos de simulação utilizados em grandes bacias e informações acerca da bacia Amazônica. No Capítulo 2 apresenta-se revisão bibliográfica sobre modelos hidrológicos de larga escala, modelos hidrodinâmicos. Adicionalmente, são apresentados os principais modelos de propagação de vazões simplificados usualmente utilizados em modelos hidrológicos de larga escala. O Capítulo 3 traz apresentação da bacia Amazônica e informações referentes aos escoamentos fluviais. No final, apresentam-se os principais estudos prévios de modelagem hidrológica na bacia Amazônica.

No Capítulo 4 apresenta-se a proposta metodológica para simulação hidrológica e hidrodinâmica integrada de grandes bacias. A metodologia apresentada consiste na combinação de desenvolvimentos anteriores e basicamente nos itens:

- Modelo hidrológico
- Modelo hidrodinâmico
- Integração entre modelos
- Metodologia para extração de parâmetros para o modelo hidrodinâmico de MDEs
- Metodologia para simulação de áreas inundadas
- Estatísticas de avaliação dos resultados de vazões, níveis d'água e áreas inundadas

A metodologia de simulação proposta é avaliada no Capítulo 5 através de um estudo de caso na bacia do rio Solimões. Nos itens iniciais apresenta-se a bacia do rio Solimões com justificativas para sua escolha como estudo de caso. Adicionalmente, apresentam-se aspectos metodológicos e de preparação de dados para o modelo MGB-IPH. Nos itens finais são apresentados os resultados de simulação e avaliações da metodologia proposta através das questões apresentadas nos objetivos da dissertação.

No Capítulo 6 são apresentadas análises dos resultados obtidos e conclusões, além de recomendações para futuras investigações.

Capítulo 2: MODELAGEM HIDROLÓGICA E HIDRODINÂMICA DE GRANDES BACIAS

2.1. Modelos Hidrológicos de Grandes Bacias

2.1.1. Generalidades

De acordo com Singh e Frevert (2002), inicialmente as pesquisas em desenvolvimento de modelos hidrológicos eram focadas no estudo de componentes do ciclo hidrológico de forma separada. Destacam-se as teorias de infiltração da água no solo de Horton em 1933 e da evaporação de Penman em 1948, os conceitos de hidrograma unitário de Sherman em 1932 ou mesmo as equações de Saint Venant que descrevem o escoamento em rios. A partir da invenção e disseminação de computadores digitais, foi possível integrar todos os componentes do ciclo hidrológico e simular a bacia hidrográfica como um todo.

Primeiramente desenvolveram-se modelos hidrológicos simplificados, modelos chuva-vazão, que tratavam a bacia hidrográfica de forma concentrada e utilizavam relações empíricas ou conceituais para representar os componentes do ciclo hidrológico. Estes modelos tinham como objetivo gerar com exatidão hidrogramas no exutório da bacia a partir de hietogramas e algumas vezes dados de evapotranspiração potencial, mas sem compromisso com a representação correta dos processos intermediários do ciclo hidrológico. Entre estes modelos chuva vazão destaca-se o hidrograma do Soil Conservation Service – SCS, o modelo Sacramento, modelo Tank Model, Stanford, entre outros. Em nível nacional destaca-se o desenvolvimento dos modelos IPH-II (Tucci, 2005) e SMAP (Lopes et al., 1981). Estes modelos foram utilizados inicialmente para responder questões práticas de engenharia, para fins de dimensionamento de estruturas hidráulicas (sistemas de abastecimento d'água, redes de drenagem pluvial, navegação, hidroelétricas).

A partir de avanços nas áreas de geoprocessamento e sensoriamento remoto, informações espacialmente distribuídas (e.g. imagens de satélite, mapas de cobertura vegetal e tipos de solos, modelos numéricos do terreno) e técnicas para sua análise começaram a ficar disponíveis. Soma-se a isto a crescente capacidade computacional disponível, tanto em termos de volume de armazenamento como velocidade de processamento de dados. Modelos hidrológicos distribuídos

que integram uma variedade de processos físicos altamente variáveis no tempo e no espaço passaram a receber atenção de diversas pesquisas.

Além dos avanços de modelos hidrológicos concentrados para modelos distribuídos no espaço, muitos dos novos modelos passaram a substituir as relações empíricas e conceituais por relações físicas para representar matematicamente processos intermediários do ciclo hidrológico entre a precipitação e a vazão no exutório da bacia hidrográfica. Por representar com maior exatidão teórica os processos intermediários do ciclo hidrológico, estes são chamados modelos hidrológicos de base física.

Novas questões associadas ao gerenciamento dos recursos hídricos começaram a ser respondidas através de modelos de simulação hidrológica de base física. Destacam-se estudos de avaliação de impactos de mudanças de uso do solo sobre os recursos hídricos ou mesmo avaliação de impactos de mudanças climáticas nos recursos hídricos (e.g. Wagener e Franks, 2005; Anderson et al., 2006; Xu et al, 2005; Chiew, 2006). Além disto, os modelos hidrológicos passam a servir de plano de fundo para modelos de qualidade d'água, com fins de avaliação de efeitos de poluição difusa ou mesmo pontual, através da simulação do ciclo de nutrientes, efeitos de pesticidas em uso agrícola, lançamento de esgotos e autodepuração em corpos d'água, ou mesmo modelos que simulam a produção e o transporte de sedimentos em bacias hidrográficas (e.g. modelo SWAT, Neitsch et al.,2002). Todas estas novas respostas são fortemente dependentes do compromisso dos modelos hidrológicos na exatidão teórica da representação dos processos físicos envolvidos.

Mesmo em sistemas de previsão hidrológica em tempo atual, onde historicamente, por motivos operacionais, modelos simplificados foram preferidos (e.g. modelos chuva vazão concentrados, modelos simples de propagação de vazão, modelos baseados em séries históricas passadas de vazão como modelos autoregressivos), os modelos hidrológicos distribuídos vêm sendo utilizados. Diversas pesquisas utilizando modelos hidrológicos distribuídos de base física acoplados com previsões meteorológicas de Modelos de Circulação Geral (GCMs) ou Modelos de Circulação Regional (RCMs) têm sido realizadas (Silva et al, 2006; De Roo et al, 2003). Atualmente, novos métodos de assimilação de dados para correção dos erros das previsões destes modelos também têm motivado cada vez mais a utilização de modelos hidrológicos complexos para previsão hidrológica operacional.

Modelos hidrológicos de larga escala foram inicialmente desenvolvidos na área de meteorologia para representar a fase terrestre de modelos numéricos de simulação do clima. Estes modelos tinham maior compromisso com a representação dos processos verticais do ciclo

hidrológico como evapotranspiração e armazenamento de água no solo e negligenciavam a propagação de vazões pela rede de drenagem.

Observa-se nos últimos anos um contínuo aprimoramento dos modelos hidrológicos. À medida que novas informações tornam-se disponíveis, é possível aumentar o nível de complexidade dos modelos hidrológicos e a compreensão dos processos físicos do ciclo hidrológico, bem como fornecer melhores respostas a questões associadas ao gerenciamento dos recursos hídricos.

2.1.2. *Alguns modelos distribuídos*

Apresenta-se a seguir uma breve descrição de alguns modelos hidrológicos distribuídos desenvolvidos nos últimos anos, dando ênfase aos aspectos relacionados aos métodos de propagação de vazões.

TOPKAPI (Todini e Ciarapica, 2002; Liu e Todini, 2002), acrônimo de “TOPographic Kinematic Approximation and Integration”, é um modelo chuva-vazão distribuído de base física desenvolvido sob a premissa de que o escoamento horizontal no solo e superficial podem ser aproximados por um modelo de onda cinemática. A geometria da bacia é representada por células retangulares e as equações diferenciais da onda cinemática são convertidas em reservatórios não lineares com parâmetros com significado físico. O comportamento hidrológico é simulado agregando três cascatas de reservatórios não lineares que seguem a direção dada por elementos topográficos e geomorfológicos e representam o escoamento no subterrâneo e subsuperficial, superficial e na rede de drenagem. Os parâmetros do modelo TOPKAPI são independentes de escala e obtidos de mapas de elevação, tipo e uso do solo em termos de rugosidade, topologia, permeabilidade do solo e declividade. O modelo TOPKAPI foi desenvolvido para ser capaz de ser utilizado em avaliações de impactos de mudanças climáticas e mudanças no uso do solo, análise de cheias extremas, predição em bacias não monitoradas e como ferramenta para utilizar com GCMs.

O modelo LASCAM (“Large Scale CAatchment Model”) (Viney et al., 2000; Sivipalan et al., 2002), foi desenvolvido com o objetivo de prever o impacto de modificações no uso do solo e climáticas sob os recursos hídricos, em termos de vazões diárias e qualidade d’água (salinidade, sedimentos, nutrientes). O modelo é do tipo conceitual e distribuído em sub-bacias. O balanço d’água vertical é computado a partir de três reservatórios, representando o aquífero próximo ao rio, o aquífero profundo e a zona não saturada do solo. O escoamento superficial é gerado a partir de uma representação que combina os processos Hortoniano e Dunniano. A evapotranspiração potencial não é explicitamente computada e é fornecida como variável de entrada. A propagação do

escoamento nos rios é calculada através de um método simplificado que considera a velocidade do escoamento dependente do volume armazenado. O modelo possui parâmetros globais que devem ser calibrados e são posteriormente relacionados com as características físicas de cada sub-bacia através de informação de propriedades do solo e cobertura vegetal.

O modelo ARNO (Todini, 1996) é do tipo conceitual e semi-distribuído em sub-bacias. A infiltração de água no solo e o escoamento superficial são determinados a partir de modelo baseado em uma relação probabilística entre umidade do solo e fração de área saturada (áreas onde a infiltração é nula) baseada no processo Dunniano. A evapotranspiração é estimada desprezando influencia da velocidade do vento e pressão de vapor, a partir de uma equação simplificada conhecida como método da radiação. Efeitos de acumulação de neve e degelo são simulados a partir de relações também simplificadas. O escoamento subterrâneo em cada sub-bacia é representado através de uma cascata de reservatórios lineares, tal qual o modelo de Nash. A propagação do escoamento é computada a partir de um modelo linear baseado em um hidrograma unitário parabólico derivado da integração das equações do escoamento não permanente, ignorando os termos de inércia. O modelo ARNO tem sido aplicado em planejamento dos recursos hídricos, análise de cheias extremas, previsão em tempo real e para representar o componente terrestre de GCMs.

O modelo SHE (Abbott et al. 1986a; Abbott et al. 1986b) deve ser mencionado pela sua importância histórica. Este modelo foi desenvolvido na tentativa de agregar o máximo do conhecimento sobre os processos hidrológicos disponível na época, estes representados com extrema exatidão teórica. A evapotranspiração é computada pelo método de Penman Montheith. As equações de Boussinesq e Richards são utilizadas para simular o escoamento nas zonas saturada e não saturada do solo, respectivamente. Os escoamentos superficiais e nos rios são representados por um modelo do tipo difusão (em 2 e 1 dimensões, respectivamente), obtido a partir das equações de Saint Venant sem os termos de inércia. A bacia é discretizada horizontalmente e verticalmente e as equações diferenciais que regem cada processo são resolvidas através do método das diferenças finitas. Apesar de o modelo SHE ser um dos que tem maior compromisso com a representação física dos processos hidrológicos, sua utilização prática é limitada pelos altos requisitos de dados e computacionais, o que restringe sua aplicação a pequenas bacias altamente instrumentadas. (Todini, 2007).

LISFLOOD (De Roo et al., 2001; De Roo et al., 2000; Gouweleeuw et al., 2005; De Roo et al., 2003; Bates e De Roo, 2000) é um modelo hidrológico e hidrodinâmico físico e distribuído do tipo “raster”, desenvolvido para simular os processos hidrológicos e avaliar cheias, particularmente em grandes bacias hidrográficas européias. O módulo LISFLOOD-WB corresponde ao modelo

hidrológico. A escala espacial varia de pixels de 100 m para pequenas bacias a 5 km para grandes áreas (e.g. toda Europa). Os processos verticais são simulados considerando perfil de solo dividido em duas camadas e o aquífero representado por dois reservatórios. A evapotranspiração é computada pelo método de Penman Monteith e em áreas de floresta pela equação de Priestley-Taylor. A infiltração no solo é simulada pela equação de Smith-Parlange. Também são simulados processos relacionados à neve, congelamento do solo e degelo. O transporte d'água no solo é computado a partir da forma unidimensional da equação de Richards. A percolação d'água para o aquífero é calculada pela equação de Darcy e estes volumes são posteriormente propagados para o rio. O escoamento superficial e o escoamento nos rios são representados pelo modelo de onda cinemática. O módulo LISFLOOD-FP simula o escoamento nas planícies de inundação. Utiliza-se a equação da onda cinemática unidimensional para simular o escoamento nos rios e um modelo bidimensional explícito do tipo difusão descrito em Bates e De Roo (2000). O modelo LISFLOOD tem sido utilizado acoplado com resultados de modelos meteorológicos como principal ferramenta do sistema de alerta contra cheias europeu.

Percebe-se que os modelos descritos acima, assim como outros encontrados na literatura, ou possuem algoritmos muito simplificados para representar o escoamento em rios em regiões com influência de remanso e forte interação com a planície de inundação, ou, por outro lado, são muito complexos (modelo SHE) para serem aplicados operacionalmente em uma situação de escassez de dados.

2.2. Modelos Hidrodinâmicos

2.2.1. Equações fundamentais

O escoamento não permanente é o padrão mais comum encontrado nos escoamentos fluviais, sendo representado por modelos hidrodinâmicos, que fornecem a variação no tempo e no espaço das variáveis do escoamento em um rio ou canal. Normalmente estas variações são causadas por diversos processos, como: ondas de cheia relacionadas aos processos chuva-vazão da bacia hidrográfica contribuinte ao rio; ondas geradas pela operação de usinas hidroelétricas ou eclusas de navegação; ondas de rupturas de barragens; ondas de marés em estuários (Vieira da Silva et al., 2003). Tendo em vista o grande número de variáveis e leis que caracterizam o escoamento nos rios e a complexidade geométrica das calhas fluviais, a representação matemática destes processos físicos deve ser feita a partir de algumas simplificações (Vieira da Silva et al., 2003). Os modelos

hidrodinâmicos unidimensionais utilizam as equações de conservação de massa e de quantidade de movimento de um fluido (equação dinâmica), que formam um sistema de equações conhecido como equações de Saint Venant (Cunge et al, 1980):

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (2.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) \quad (2.2)$$

sendo Q [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$] a vazão, q [$\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$] é a contribuição lateral, A [m^2] é a área molhada da seção transversal do rio, h [m] é a profundidade d'água no rio, g [$\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$] a aceleração da gravidade, t [s] o tempo, x [m] a distancia no sentido longitudinal do rio, S_0 [$\text{m} \cdot \text{m}^{-1}$] a declividade do fundo do rio e S_f [$\text{m} \cdot \text{m}^{-1}$] a declividade da linha de energia. As principais variáveis de saída destes modelos são vazões, níveis d'água, velocidades média e áreas alagadas no tempo e espaço.

As equações de Saint Venant são obtidas através a aplicação das leis de conservação de massa e quantidade de movimento em um volume de controle considerando as seguintes hipóteses:

- O escoamento é unidimensional – a velocidade é uniforme nas seções transversais e o nível d'água na transversal é horizontal;
- O fluido é incompressível e homogêneo, ou seja, sem variação significativa de massa específica;
- A declividade do fundo do canal é baixa;
- Efeitos de atrito e turbulência são considerados através de leis de resistência como de Manning ou Chézy
- Aceleração vertical é desprezível e a variação da pressão na vertical é hidrostática;
- O escoamento é subcrítico.

A equação 2.2 é também chamada de equação dinâmica e considera atuantes sobre o volume de controle as forças de gravidade, pressão e atrito.

As principais componentes do escoamento em rios são a translação de ondas de cheia (efeitos de advecção), amortecimento (efeitos de dispersão) e efeitos de jusante, conforme a Figura 2.1.

Um dos aspectos mais importantes que contribuem para o amortecimento dos hidrogramas de cheia em um rio é o armazenamento na planície de inundação. De acordo com trabalhos experimentais (Wong e Laurenson, 1983), na medida em que a vazão aumenta a velocidade de propagação (ou celeridade) de uma onda de cheia aumenta. No momento em que o escoamento

extravasa a calha principal do rio, parte do volume fica armazenado na planície de inundação e escoar muito lentamente devido à alta rugosidade desta e a celeridade diminui bruscamente e, mas volta a aumentar para vazões superiores, conforme a Figura 2.1, Figura 2.2 e a Figura 2.3.

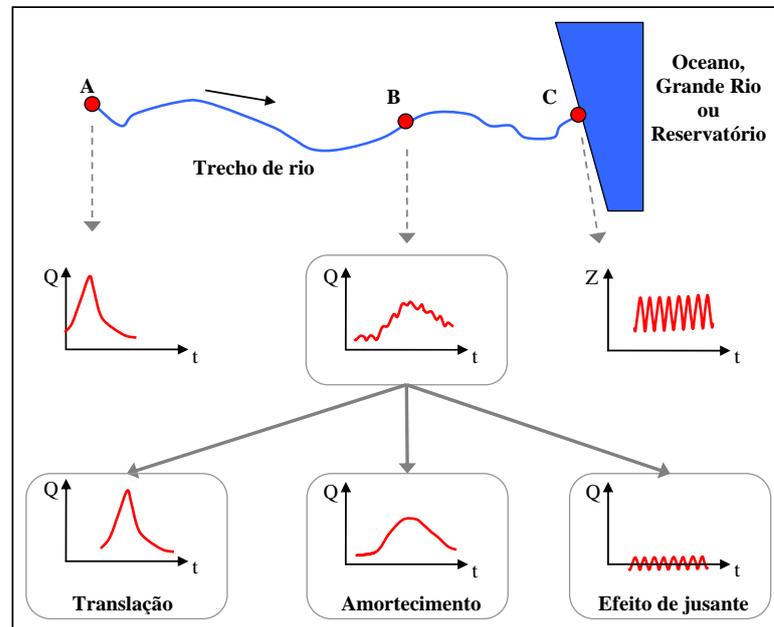


Figura 2.1 – Principais componentes do escoamento em rios.

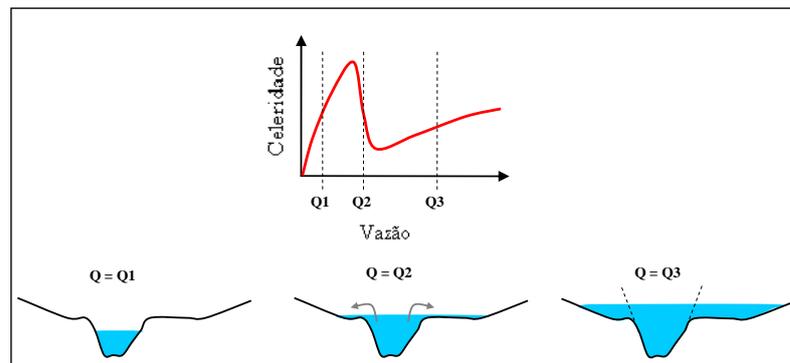


Figura 2.2 – Efeito do armazenamento na planície de inundação na celeridade de uma onda de cheia.

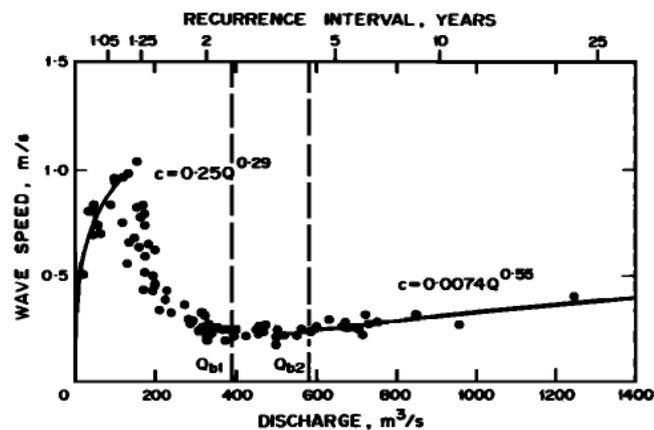


Figura 2.3 – Celeridade versus vazão no rio Murrumbidgee (Austrália). (Fonte: Wong e Laurenson, 1983)

2.2.2. Escoamento na planície de inundação

Conforme mencionado anteriormente, as planícies de inundação têm grande importância nos escoamentos fluviais. Em muitos casos, o armazenamento nas planícies de inundação contribui para o amortecimento e atraso dos hidrogramas de cheia. Em outros casos, como o que se observa no Pantanal na bacia do Alto Paraguai, os volumes extravasados da calha principal do rio para a planície de inundação não retornam totalmente após o pico da cheia (Paz et al., 2006). Assim, ocorrem significativos fluxos secundários na planície de inundação e os volumes extravasados podem retornar a calha do rio em trechos a jusante ou mesmo outros rios.

Assim, existe uma série de modelos para representação do escoamento nas planícies de inundação, sendo cada um deles apropriados a depender da escala, objetivo e complexidade do sistema simulado, conforme Figura 2.4.

No modelo do tipo armazenamento, a planície de inundação atua somente no armazenamento dos volumes d'água extravasados do canal principal do rio. Assim, a velocidade do escoamento na planície de inundação é nula e o nível d'água é igual ao da calha principal do rio. A vazão de troca entre o rio e a planície de inundação é dada por:

$$q_n = \frac{Afl}{dx} \frac{\partial h}{\partial t} = L \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.3)$$

sendo q_n [$m^2 \cdot s^{-1}$] a vazão de troca entre rio e planície de inundação, Afl [m^2] a área inundada em função do nível d'água e L [m] a largura equivalente da planície de inundação. A vazão de troca q_n é considerada como um termo adicional na equação da continuidade das equações de Saint Venant.

Alternativamente, no modelo de seção composta, pode se considerar a velocidade do escoamento na planície de inundação representando o canal com uma seção composta, parte pelo canal principal e parte pela planície de inundação. Conforme Cunge et al (1980), considerando a vazão total na seção transversal dada por:

$$Q = \sum_i Q_i \quad (2.4)$$

sendo Q_i [$m^3 \cdot s^{-1}$] a vazão no canal paralelo i e a equação de Manning, a condutância hidráulica K [$m^3 \cdot s^{-1}$] da seção transversal é dada por:

$$K \sqrt{S_f} = \sum_i K_i \sqrt{S_f} \quad (2.5)$$

sendo K_i [$m^3 \cdot s^{-1}$] é a condutância hidráulica na seção i e S_f é a declividade de atrito. Devido a baixa profundidade e atrito da vegetação na planície de inundação, a velocidade no canal principal é

superior e por esta razão normalmente se utilizam coeficientes de rugosidade de Manning superiores para a seção da planície de inundação.

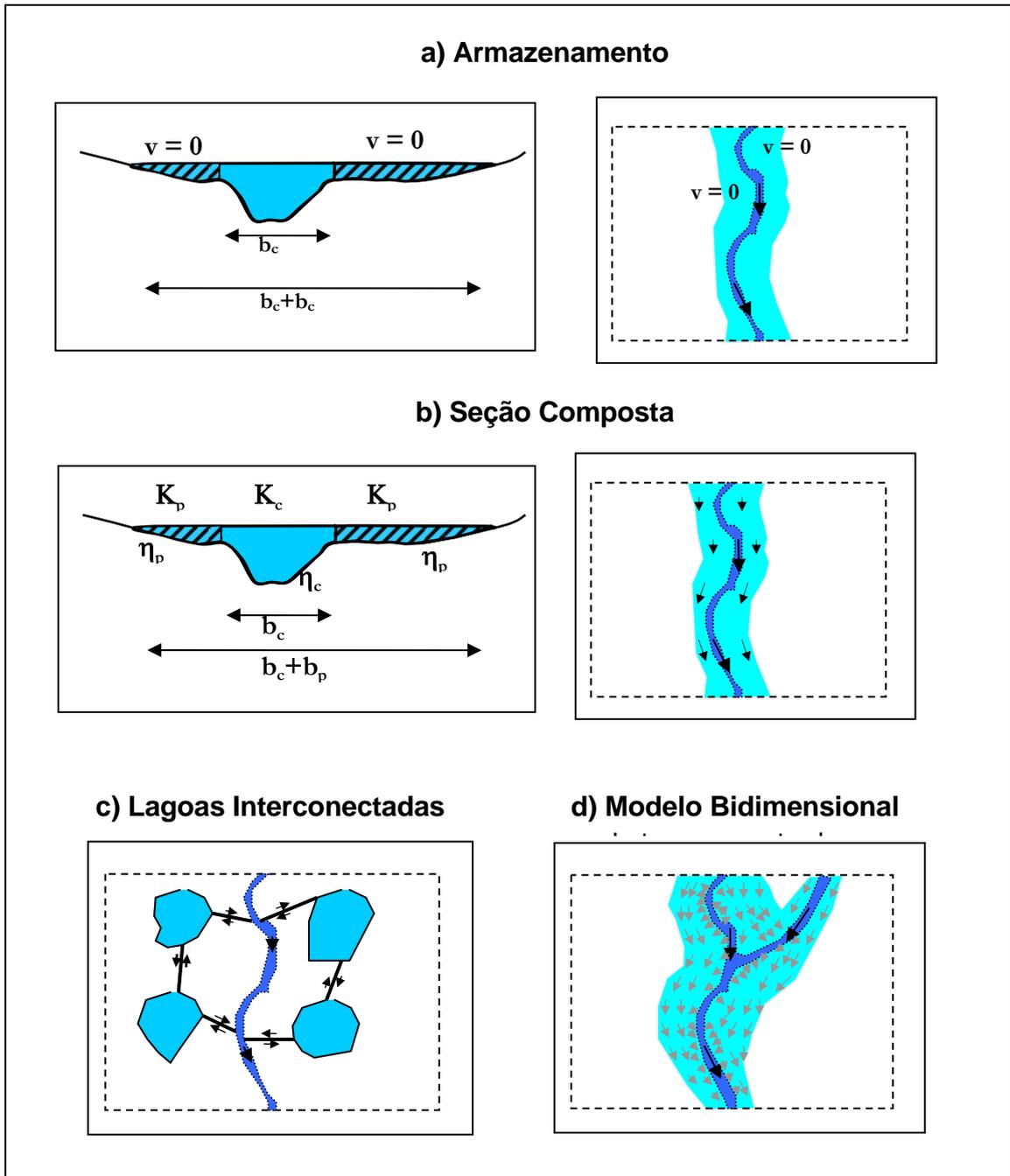


Figura 2.4 – Alternativas de representação do escoamento na planície de inundação.

As planícies de inundação também podem ser representadas por uma série de lagoas interconectadas por pequenos canais (Cunge et al, 1980). Este sistema é representado por uma equação da continuidade para cada lagoa:

$$Afl_i(h_i) \frac{dh_i}{dt} = \sum_k Q_{i,k} \quad (2.6)$$

sendo Afl_i [m^2] a área superficial da lagoa i em função do nível d'água, h_i [m] a profundidade d'água na lagoa i e $Q_{i,k}$ [$m^3 \cdot s^{-1}$] a vazão de troca no canal que liga as lagoas i e k , que é função de h_i e h_k :

$$Q_{i,k} = f(h_i, h_k) \quad (2.7)$$

As lagoas armazenam os volumes extravasados do rio principal e o escoamento nos pequenos canais é regido por uma equação de escoamento uniforme como de Manning ou uma equação de vertedouro.

Uma descrição mais completa do escoamento na planície de inundação pode ser obtida através de modelos bidimensionais baseados na equação de águas rasas (Galland et al., 1991):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \nabla(h\mathbf{v}) = 0 \quad (2.8)$$

$$\frac{\partial \mathbf{v}}{\partial t} + \mathbf{v} \cdot \nabla \mathbf{v} + g \nabla(z_0 + h) + \frac{\eta^2 g \mathbf{v} |\mathbf{v}|}{h^{4/3}} = 0 \quad (2.9)$$

sendo \mathbf{v} o vetor de velocidades médias em duas dimensões integradas na vertical [$m \cdot s^{-1}$], h [m] é a profundidade d'água, z_0 [m] é o nível de fundo, g [$m \cdot s^{-2}$] é a aceleração da gravidade e η é o coeficiente de rugosidade de Manning. A primeira equação é a da continuidade e a segunda da conservação de quantidade de movimento baseada na simplificação das equações de Navier-Stokes. A localização das áreas alagadas seria então determinada com maior precisão além de serem computadas a direção e velocidade do escoamento nas planícies de inundação. Entretanto, este tipo de abordagem requer maior esforço computacional, muitas vezes incompatível com a capacidade disponível e os objetivos da aplicação do modelo. Diversas simplificações deste tipo de abordagem têm sido propostas como no trabalho de Bates e De Roo (2000). Uma abordagem deste tipo está sendo realizada experimentalmente no Pantanal por Paz et al., 2006.

2.2.3. Esquemas numéricos

A variabilidade das características físicas de um sistema natural como um rio dificulta a solução das equações de Saint Venant através de métodos analíticos, sendo necessária a utilização de métodos numéricos. Durante as décadas de 60 e 70 o desenvolvimento de esquemas numéricos para solução das equações de Saint Venant recebeu atenção de diversas pesquisas nas áreas de hidráulica e hidrologia. Estas equações são resolvidas através de esquemas numéricos baseados em diferenças finitas, onde as derivadas são aproximadas pela série de Taylor.

Os esquemas numéricos são classificados em explícitos, quando a estimativa de variáveis do escoamento no intervalo de tempo $j+1$ é feita a partir de resultados no intervalo de tempo anterior j (e.g. esquema Lax, método Leap-Frog descritos em Cunge, 1980). Estes necessitam intervalos de tempo muito pequenos na integração das equações para evitar problemas de estabilidade numérica

Nos esquemas implícitos, as equações são discretizadas de forma que os termos em $j+1$ não podem ser explicitados dando origem a um sistema de equações que deve ser resolvido em conjunto. Chen (1978) desenvolveu um esquema implícito linear de quatro pontos. Preissman desenvolveu um esquema numérico de 4 pontos baseado nas equações de Saint Venant na forma integral. A versão do esquema de Preissman linear tem sido utilizada por diversos autores como no modelo HEC-RAS (USACE, 2002). Fread (1985) desenvolveu um esquema numérico baseado no esquema de Preissman não linear onde o sistema de equações resultante é não linear e é resolvido pelo algoritmo de Newton e Raphson. Abbott e Ionescu (1967) desenvolveram um esquema centrado de 6 pontos, onde o domínio do espaço é discretizado em pontos alternados onde se tem resultados de vazão e nível d'água. Em todos os casos acima, em um problema de simulação de um único trecho de rio, a solução em cada intervalo de tempo passa pela resolução de um sistema de equações lineares onde a matriz de coeficientes é banda, que podem facilmente ser resolvidos por um algoritmo de eliminação de Gauss.

No caso de redes de canais interligados por confluências, o sistema de equações resultantes é esparso e algoritmos específicos devem ser utilizados para aumentar o desempenho computacional. Neste sentido destacam-se duas abordagens. Tucci (1978) desenvolveu um algoritmo que utiliza uma variação do método de eliminação de Gauss, utilizando o método Skyline que visa minimizar o armazenamento das informações da matriz dos coeficientes. Cunge (1980) apresenta solução do sistema de equações pelo método da dupla varredura ("The Double Sweep Algorithm"), onde é resolvido separadamente um sistema de equação para cada trecho de rio e um sistema de equações para as conexões entre trechos de rio (confluências).

A partir destes esquemas numéricos desenvolveu-se uma variedade de pacotes comerciais para simulação do escoamento em rios em canais, como o HEC-RAS (USACE, 2002) ou o MIKE11 (DHI, 2003). Grande parte destes pacotes possui um modelo hidrodinâmico como módulo principal do programa e outros módulos, como de simulação de qualidade d'água ou transporte de sedimentos, que utilizam os resultados do modelo hidrodinâmico. Além disto, a maioria destes softwares é voltada para simulação hidráulica de trechos de rios e não de grandes bacias onde se tem carência de informação detalhada sobre a geometria das calhas fluviais.

Atualmente, o desenvolvimento de esquemas numéricos para a solução das equações de Saint Venant é de certa forma, em relação a outras lacunas científicas, um problema considerado resolvido. Muitas das pesquisas mais atuais focadas em questões numéricas são voltadas para modelos hidrodinâmicos bidimensionais e tridimensionais, que já ultrapassaram os modelos unidimensionais em nível de complexidade.

Apesar disto, a modelagem hidrodinâmica em rios ainda dispõe de uma variedade de tópicos a serem investigados e outras áreas vêm recebendo maior atenção. Uma destas é integração de geoprocessamento com modelagem hidrológica para pré-processamento automático de dados e extração de informações para os modelos e pós-processamento para visualização e análise de resultados. Neste sentido, destacam-se técnicas de geoprocessamento (e.g. Paz e Collischonn, 2007; Olivera et al., 2002) que buscam extrair características do relevo como comprimento de rios, declividades, delimitação automática de bacias, etc.

Algumas outras pesquisas têm se preocupado em buscar uma melhor representação do escoamento nas planícies de inundação para melhorar a predição de áreas alagadas e analisar o padrão de escoamento nas planícies. Bates e De Roo (2000) desenvolveram o modelo hidrodinâmico bidimensional LISFLOOD-FP voltado especificamente para a simulação do escoamento em planícies de inundação. Horritt e Bates (2002) comparam os resultados de simulação de cheias em termos de áreas alagadas dos modelos LISFLOOD-FP, que é um modelo bidimensional explícito do tipo difusão, modelo HEC-RAS que trata o escoamento na planície de forma unidimensional como dois canais paralelos ao rio principal e o modelo TELEMAC (Galland et al., 1991) que utiliza as equações de Navier-Stokes para águas rasas resolvidas pelo método dos elementos finitos em uma malha irregular. Horritt e Bates (2001) avaliam a influência da resolução do modelo numérico de elevação nos resultados do modelo LISFLOOD-FP. Sanders (2007) avalia a qualidade dos principais MDEs disponíveis atualmente para fins de modelagem numérica de inundação.

A crescente capacidade computacional tem motivado a utilização de modelos hidrodinâmicos em sistemas de previsão hidrológica. Desta forma uma das áreas que também têm recebido atenção é o desenvolvimento, aplicação e verificação de métodos de assimilação de dados (e.g. métodos baseados no filtro de Kalman; Evensen, 2003) em modelos hidrodinâmicos para corrigir os erros do modelo (e.g. Neal et al., 2007).

2.2.4. Modelos Simplificados de Propagação de Vazões

A maioria dos modelos de propagação de vazões em rios de modelos hidrológicos de grande escala baseia-se em simplificações das equações de Saint Venant, cada qual capaz de representar diferentes componentes do escoamento em rios. Cada um dos termos da dinâmica representa um tipo de força atuante sobre o escoamento, conforme a seguir (Tucci, 2005):

$$\underbrace{\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right)}_{\text{Termos de Inércia}} + \underbrace{gA}_{\text{Termos de Pressão}} \underbrace{\frac{\partial h}{\partial x}}_{\text{Termos de Gravidade}} = \underbrace{gAS_0}_{\text{Termos de Atrito}} - \underbrace{gAS_f}_{\text{Termos de Atrito}} \quad (3)$$

Os modelos baseados em simplificações das equações de Saint Venant podem ser classificados em modelos do tipo armazenamento, onda cinemática e difusão.

Desprezando-se os termos de inércia temos uma aproximação do tipo difusão das equações de Saint Venant. Esta é o único modelo simplificado, além das equações de Saint Venant completas, que permita a consideração de efeitos de jusante no escoamento (remanso, efeitos de maré). Se, além disto, não for considerado o termo de pressão, tem-se um modelo do tipo onda cinemática. Neste tipo de modelo considera-se que a declividade da linha d'água é igual à declividade do fundo do rio e por tal razão é mais apropriado para rios com alta declividade. Além disto, teoricamente este tipo de modelo representa somente a translação de uma onda de cheia ou efeitos de advecção do escoamento. Desprezando o resto a equação dinâmica e considerando que o escoamento é regido somente pela equação da continuidade e por uma relação empírica entre o armazenamento e a vazão tem-se um modelo do tipo armazenamento.

Os principais modelos que vem sendo utilizados em modelos hidrológicos de larga escala são os modelos de reservatório linear, cascatas de reservatórios lineares, modelo de Muskingum (modelos do tipo armazenamento descritos em Tucci, 2005), aproximações do tipo onda cinemática (e.g. utilizado no modelo LISFLOOD, De Roo et al., 2000; utilizado no modelo

TOPKAPI, Todini e Ciarapica, 2002), modelo Muskingum Cunge (descrito em Tucci, 2005) utilizado no próprio MGB-IPH.

Particularmente em relação ao modelo Muskingum Cunge foram desenvolvidas uma série de versões (Ponce e Changanti, 1994; Todini, 2007; Koussis; 2009).

Também têm se utilizado em modelos hidrológicos distribuídos algoritmos do tipo fonte sumidouro (“Source to Sink”). Neste tipo de algoritmo, os hidrogramas não são propagados de célula a célula (ou bacia a bacia) seguindo a direção do escoamento como na maioria dos métodos (“Cell to Cell”), mas calcula-se somente o efeito do hidrograma de cada célula sobre o hidrograma no exutório da bacia. Desta forma os resultados são fornecidos unicamente no exutório da bacia hidrográfica. Oliveira (2000) adota este tipo de abordagem, utilizando a equação de advecção-dispersão para representar os efeitos de translação e amortecimento no escoamento.

Os modelos também devem ser diferenciados em função de seus parâmetros, se estes são físicos (e.g. comprimento declividade e largura do rio) ou empíricos. Uma das abordagens que vem sendo utilizada nos procedimentos simplificados de propagação de vazões que possuem parâmetros empíricos é relacionar estes com características físicas das bacias, em particular aquelas facilmente obtidas em Modelos Numéricos do Terreno. Em Coe (2000), Coe (1997), Arora (2001), Liston et al. (1994) e Ludwig e Bremicker (2006) utilizam-se variantes do modelo de reservatório linear com o parâmetro que associa o armazenamento e vazão calculado a partir de parâmetros como declividade, estimativas da velocidade do escoamento, largura do rio, etc.

A escolha do procedimento de propagação de vazões deve estar relacionada com os dados disponíveis e principalmente os resultados esperados. A partir disto devem-se escolher os processos físicos que serão representados. A grande maioria dos procedimentos utilizados em modelos de larga escala é avaliada na escala de tempo mensal, como em Hagemann e Dumenil (1998). Além de normalmente não representar todos os aspectos do escoamento em rios (na maioria dos casos somente translação e atenuação), estes procedimentos simplificados normalmente fornecem somente hidrogramas e não outras variáveis do escoamento fornecidas por modelos hidrodinâmicos, como níveis d’água e áreas alagadas.

Algumas das principais alternativas e características de modelos de escoamento em rios a serem utilizadas em um modelo hidrológico distribuído de larga escala como o MGB-IPH estão listadas na Tabela 2.1 em ordem crescente de complexidade.

Tabela 2.1 - Modelos de propagação de vazões.

Modelo	Aspectos representados			Parâmetros	Resultados Fornecidos
	Translação/ Amortecimento	Efeito de Jusante	Planície de inundação		
Baseados no Reservatório Linear	Sim	Não	Não	Empírico/ Físico	Vazão
Muskingum	Sim	Não	Não	Empírico	Vazão
Source to Sink (e.g. Oliveira, 2000)	Sim	Não	Não	Empírico/ Físico	Vazão no exutório da bacia
Onda Cinemática	Sim	Não	Não	Físico	Vazão
Muskingum Cunge	Sim	Não	Não	Físico	Vazão
Muskingum Cunge não linear c/ planície de inundação	Sim	Não	Sim	Físico	Vazão
Hidrodinâmico	Sim	Sim	Sim	Físico	Vazão, nível d'água e áreas alagadas
Hidrodinâmico com modelo 2D na planície	Sim	Sim	Sim	Físico	Vazão, nível, áreas alagadas e padrão de escoamento na planície de inundação

Atualmente o modelo MGB-IPH utiliza o método de Muskingum Cunge. A vantagem deste modelo é a possibilidade de extrair seus parâmetros de poucas características físicas dos trechos simulados (somente declividade, comprimento, coeficiente de rugosidade de Manning e largura de uma seção tipo retangular relacionada com a área de drenagem a montante do trecho). Além disto, têm se mostrado muito eficiente em casos onde efeitos de jusante e armazenamento nas planícies de inundação não são importantes. Uma alternativa para considerar casos onde o armazenamento na planície de inundação é significativo seria utilizar o modelo Muskingum Cunge não linear com planície de inundação (descrito em Tucci, 2005), utilizando novamente uma seção tipo com parâmetros (largura, profundidade do canal principal, largura da planície de inundação) regionalizados em função da área de drenagem. A desvantagem desta abordagem é a não possibilidade de considerar efeitos de remanso. Além disto, Muskingum Cunge não linear, em algumas situações, apresenta problemas numéricos (Collischonn et al., 2004).

Estes problemas poderiam ser resolvidos utilizando um modelo hidrodinâmico com as equações completas de Saint Venant e podendo-se considerar os principais aspectos do escoamento em rios. Outra vantagem desta alternativa é que, além de hidrogramas de vazões, são fornecidos como resultados níveis d'água e localização de áreas alagadas. A desvantagem desta abordagem é o maior custo computacional requerido além da necessidade de informações batimétricas detalhadas

das calhas fluviais. Desta forma, existe o desafio de encontrar a melhor forma de utilizar um modelo hidrodinâmico em uma grande bacia com carência de informações batimétricas das calhas fluviais. Souza et al. (2007), em uma aplicação do modelo hidrodinâmico HEC-RAS em um trecho do rio São Francisco, mostram que, em termos de hidrogramas e velocidade de propagação de ondas de cheia, o modelo hidrodinâmico pode fornecer bons resultados utilizando informações batimétricas obtidas somente de estações fluviométricas e modelo numérico do terreno de SRTM, o que, de certa forma, motiva a utilização de um modelo hidrodinâmico nestas condições.

Um passo posterior seria utilizar o modelo hidrodinâmico com um modelo 2D (e.g. Bates e De Roo, 2000) para representar o escoamento nas planícies de inundação. A localização das áreas alagadas seria então determinada com maior precisão além de serem fornecidas as direções do escoamento nas planícies de inundação. Entretanto, este tipo de abordagem requer maior esforço computacional, muitas vezes incompatível com a capacidade disponível e os objetivos da aplicação do modelo.

Capítulo 3: BACIA AMAZÔNICA

3.1. Generalidades

A bacia do rio Amazonas é a maior bacia fluvial do mundo, abrangendo área de mais de 6 milhões de km² localizada em terras de vários países da América do Sul (Peru, Colômbia, Equador, Venezuela, Guiana, Bolívia e Brasil), conforme Figura 3.1.

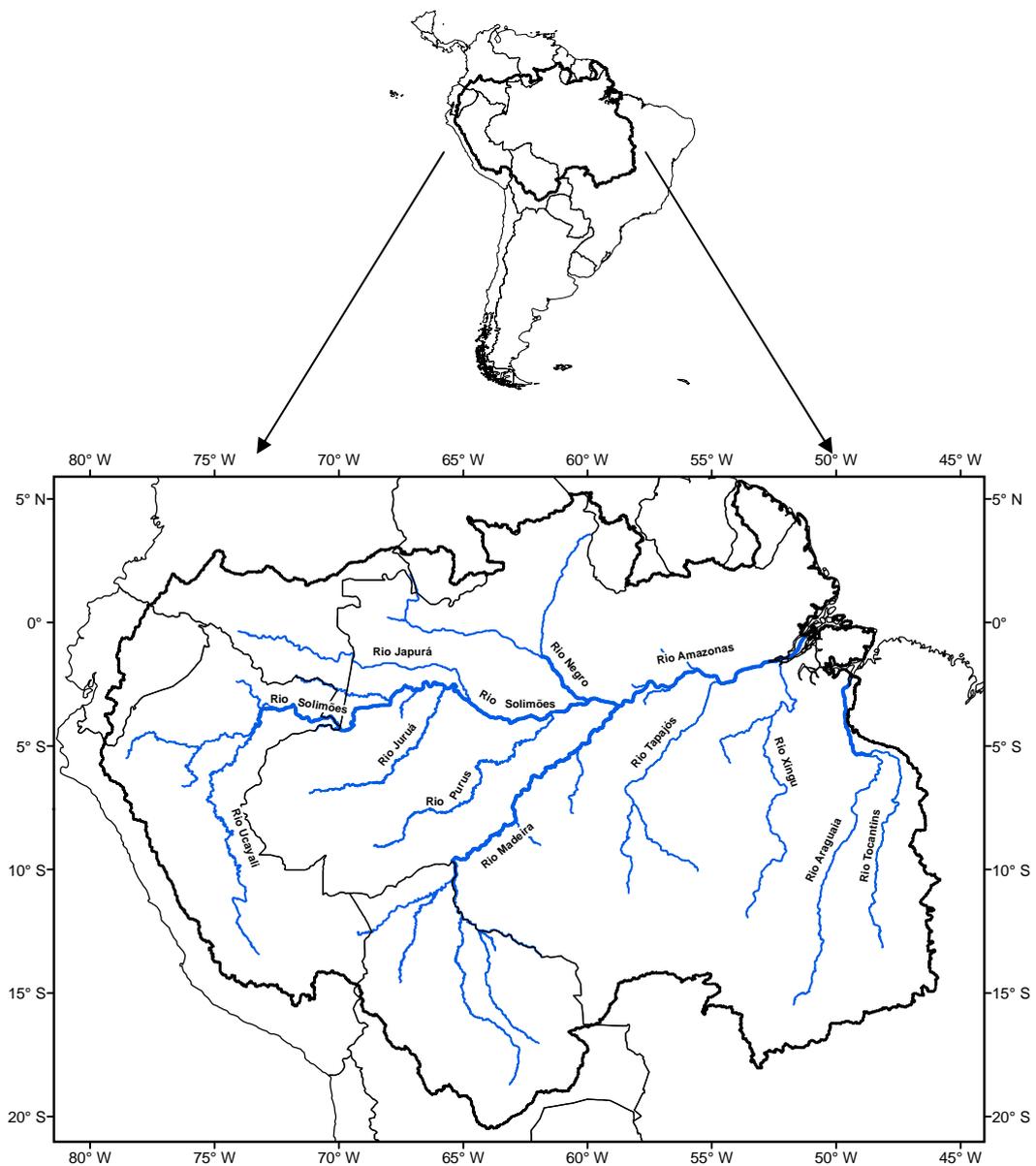


Figura 3.1 – Bacia do rio Amazonas e principais afluentes.

A maior parte da bacia Amazônica localiza-se no Brasil, abrangendo os estados do Acre, Amazonas, Roraima, Rondônia, Mato Grosso, Pará e Amapá. Alguns dos principais afluentes nascem na cordilheira dos Andes e seguem para vastas planícies no território brasileiro até desaguar em sua foz no oceano Atlântico, localizada entre o estado do Amapá e norte do Pará.

Conforme pode ser observado na a Figura 3.1, o rio Amazonas, ou Solimões como é chamado antes da confluência com o rio Negro, drena uma vasta região do Peru e muitos de seus afluentes são oriundos da cordilheira dos Andes. Na fronteira entre Peru e Brasil, o rio Solimões possui cerca de 991.000 km² - quase 10 % de sua área de drenagem total. No território brasileiro os principais afluentes são os rios Içá, Japurá e Negro, pela margem esquerda, e os rios Jutáí, Juruá, Purus, Madeira, Tapajós, Xingu e Tocantins-Araguaia pela margem direita.

A bacia Amazônica possui uma série de peculiaridades do ponto de vista hidrológico: alta pluviosidade e conseqüentemente alta vazão específica; grandes rios com extensas planícies de inundação; principais afluentes navegáveis; sistema fluvial complexo onde se encontram inúmeras ilhas fluviais, trechos com defluências, efeitos de remanso devido ao relevo muito plano ou mesmo remanso devido à maré a vários quilômetros da foz do rio Amazonas.

A floresta Amazônica predomina como principal cobertura vegetal da bacia, embora algumas regiões principalmente no estado do Pará e norte de Mato Grosso a floresta tenha sido substituída por pastagens para criação de gado, plantações de soja ou outras culturas. A pressão econômica pelo desmatamento da floresta Amazônica tem motivado diversas pesquisas nos últimos anos, principalmente relacionadas a especulações sobre o impacto que tal desmatamento poderia causar no ciclo hidrológico (Costa et al., 2003), no clima local ou mesmo global.

A análise de possíveis conseqüências do desmatamento foi uma das motivações do projeto ABRACOS (Anglo-Brazilian Amazonian Climate Observation Study), cujo principal objetivo foi melhorar predições de modelos climáticos sobre o impacto do desflorestamento da Amazônia sobre o clima, através de coleta de dados de campo para posterior calibração dos módulos terrestre de Modelos de Circulação Geral (GCMs). Alguns dos principais resultados deste projeto se encontram em Gash et al. (1996).

Uma série de outras pesquisas tem se realizado no sentido de melhorar o conhecimento científico sobre os processos hidrológicos na bacia Amazônica, como os projetos HiBAm (Hidrologia e BioGeoquímica da Bacia Amazônica) LBA (Large Scale Biosphere-Atmosphere Experiment in Amazonia), entre outros.

Além destes aspectos, extremos recentes como a seca ocorrida em 2005 também motivam estudos hidrológicos na região. De acordo com Marengo et al. (2008), durante esta seca, devido aos

baixos níveis d'água, a navegação em alguns rios como o rio Madeira foi suspensa, deixando algumas localidades sem suprimentos e prejudicando o transporte de bens produzidos na região. A seca também afetou setores como de agricultura e de geração de energia elétrica. Além disto, surgiram diversos focos de queimadas, prejudicando vastas áreas de floresta. Devido à fumaça gerada, aeroportos e escolas foram fechados além dos impactos sobre a saúde humana. Destaca-se também a cheia deste ano que superou marcas históricas de níveis d'água de 1953 no rio Amazonas em Óbidos e no rio Negro em Manaus.

Grande parte das pesquisas encontradas na literatura sobre a hidrologia da bacia Amazônica é focada em monitoramento de processos físicos isolados do ciclo hidrológico, desde fluxos d'água e sedimentos nas planícies de inundação (e.g. Bourgoin, 2007; Bonnet et al, 2008), dinâmica de modificação de meandros (e.g. Gautier et al., 2007), composição de carbono e metais (Benedetti et al, 2003), determinação de curvas de descarga através de dados de nível de satélite altimétrico (Leon et al, 2006) ou mesmo monitoramento de áreas alagadas via satélite (e.g. Sippel et al., 1998; Alsdorf, 2007).

3.2. Relevo

Quanto ao relevo, devido à grande extensão da bacia, existe uma considerável variedade de formas e é muito difícil uma caracterização completa em uma breve descrição. Em resumo, destaca-se a presença de regiões muito elevadas e acidentadas na Cordilheira dos Andes, chegando a mais de 6000 m de altitude. Há ainda uma ampla planície em parte da Amazônia central caracterizada, principalmente, por extensas áreas inundáveis, por onde passa o rio Amazonas e os principais afluentes brasileiros, conforme a Figura 3.2. Destacam-se pelas extensas áreas inundáveis na Amazônia Central o próprio rio Amazonas em todo trecho brasileiro, os rios Juruá, Purus, Negro e Branco e trechos de jusante do Madeira e Japurá. Após a confluência com o rio Madeira, o rio Amazonas passa por um “corredor”, conforme Figura 3.2, onde recebe as contribuições dos rios Tapajós e Xingu. Estas duas bacias são caracterizadas pelo relevo mais acidentado, chapadas nas cabeceiras e rios com maior declividade se comparados com os demais amazônicos.

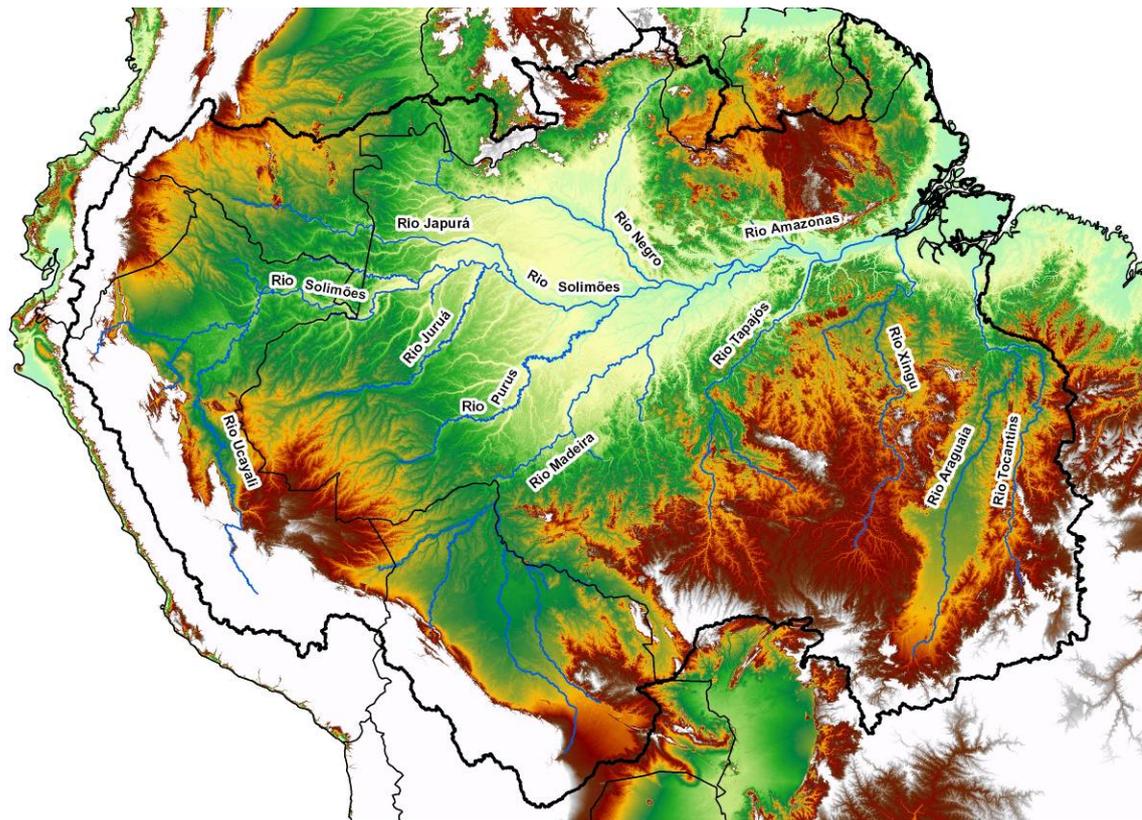


Figura 3.2 – Relevo da bacia Amazônica.

3.3. Solos e Cobertura Vegetal

Conforme o Projeto RADAMBRASIL (1982) e Lepsch (2002), quanto aos solos na bacia Amazônica, encontram-se principalmente Argissolos, Latossolos, Gleysolos e Fluvisolos, Arcias Quartzarenicas, solos Litólicos e Cambissolos. Os Argissolos são encontrados em quase toda bacia, com exceção da região da cordilheira dos Andes, algumas chapadas no norte do Mato Grosso e sul do Pará próximo ao rio Amazonas. Estes solos predominam principalmente nas bacias dos rios Purus, Juruá e Xingu, associados a relevo ondulado. Os Latossolos são também muito frequentes na bacia amazônica caracterizam-se por serem arenosos, bem drenados e profundos, sendo principalmente encontrado o Latossolo Vermelho-Amarelo. Estes solos predominam nas planícies a margem direita do rio Madeira e próximo do rio Amazonas. Também são encontrados em chapadas principalmente no norte do Mato Grosso e Sul do Pará, associados também a Arcias Quartzarênicas. Os Gleysolos e Fluvisolos encontram-se associados às áreas inundáveis de grandes corpos d'água. Neste sentido, destacam-se as extensas planícies de inundação dos rios Solimões, Amazonas, Negro, Branco, Juruá e Purus. Solos rasos com alta capacidade de geração de escoamento superficial como solos Litólicos e Cambissolos são encontrados associados ao relevo

acidentado, principalmente na região da cordilheira dos Andes e em regiões isoladas como as cabeceiras do rio Juruá, Purus e Tocantins, nos limites das chapadas no sul da bacia do Tapajós, na bacia do rio Xingu, etc.

A floresta amazônica predomina como principal cobertura vegetal da bacia. Algumas áreas floresta inundável encontra-se, principalmente, associadas à planície de inundação de grandes corpos d'água e são freqüentes na Amazônia central. Vegetação de baixo porte é encontrada principalmente, na cordilheira dos Andes e associada ao cerrado, estes últimos mais presentes na bacia do rio Tocantins, cabeceiras das bacias dos rios Tapajós e Xingu e em Roraima, na bacia do rio Branco, afluente do rio Negro. Regiões de agricultura e pastagens localizam-se principalmente na bacia do rio Tocantins e áreas desflorestadas das bacias dos rios Xingu, Tapajós e Madeira.

3.4. Clima e Regime de Vazões

Conforme Filizola (1999), a Amazônia apresenta características climáticas contrastantes. A precipitação varia entre 200 e 6.000 mm.ano⁻¹ a depender da região. A temperatura média anual na Amazonia brasileira varia entre 24 °C e 28 °C. Temperaturas mais baixas são encontradas associadas a altas elevações na região dos Andes. De acordo com Salati et al (1978) apud Filizola (1999) e Mead et al (1991), o sul da bacia caracteriza-se por uma estação seca bem definida com mínimo de precipitações entre junho e julho. A estação seca é mais marcante no leste da bacia. Ao norte na região a leste de 60°W, o total precipitado é superior e os meses de menos chuvosos ocorrem entre janeiro e março. A oeste, as precipitações caracterizam-se por inexistência de estação seca bem definida. A variação sazonal das precipitações na maior parte da bacia é controlada pela Zona de Convergência Intertropical, relacionado com a temperatura da superfície do mar no oceano Atlântico. Devido a este fenômeno, as precipitações máximas ocorrem entre dezembro e março ao sul do equador. e entre junho e agosto ao norte.

Dado principalmente pelas diferenças regionais do clima relevo e solos, encontram-se grandes diferenças no regime de vazões dos rios amazônicos, que se caracteriza principalmente pela forte sazonalidade, alta persistência e autocorrelação temporal das vazões, tempos elevados de propagação das ondas de cheia, rios com picos defasados, e grande variabilidade destas características a depender da região.

A sazonalidade das vazões é afetada principalmente pelo regime de precipitação. Assim, de acordo com Filizola (1999), os principais rios amazônicos podem ser classificados conforme o regime hidrológico: Tropical austral (Juruá, Purus, Madeira, Tapajós, Xingu), Tropical Boreal

(Branco) e Equatorial (Icá, Japurá e Negro). O rio Solimões/Amazonas é também classificado como Tropical equatorial, entretanto é alterado pelas afluições dos rios do norte e sul. Assim, em termos de sazonalidade, o regime hidrológico do rio Solimões/Amazonas é intermediário aos opostos do sul e norte.

A tabela a seguir apresenta um balanço hídrico no rio Amazonas e nos principais afluentes.

Tabela 3.1 – Balanço hídrico no rio Amazonas e principais afluentes.

Rio	A [km ²]	P [mm]	Q [m ³ .s ⁻¹]	q [l.s ⁻¹ .km ²]	q [mm]	ETR [mm]	Q _{max} /Q _{min}
Solimões entre Brasil/Peru	990.780	2.900	46.500	46,9	1.481	1.419	~2
Juruá	185.000	2.452	8.440	45,6	1.440	1.012	5 a 15
Japurá	248.000	3.000	18.620	75,1	2.369	631	1,7 a 2,5
Purus	370.000	2.336	11.000	29,7	938	1.398	~13
Solimões em Manacapuru	2.147.740	2.880	103.000	48,0	1.513	1.367	~2
Negro em Manaus	696.810	2.566	28.400	40,8	1.286	1.280	3 a 8
Madeira	1.420.000	1.940	31.200	22,0	693	1.247	5 a 15
Tapajós	490.000	2.250	13.500	27,6	869	1.381	5 a 15
Amazonas em Óbidos	4.618.750	2.520	168.700	36,5	1.152	1.368	~2
Xingu	504.300	1.930	9.700	19,2	607	1.323	5 a 15
Tocantins na foz	757.000	1.660	11.800	15,6	492	1.168	-
Amazonas na foz	6.112.000	2.460	209.000	34,2	1.079	1.381	-

Fonte: Molinier et al (1995) apud Filizola (1999).

O rio Solimões, na fronteira entre o Brasil e o Peru, possui cerca de 991.000 km², cerca de 10% da área total da bacia. Neste ponto, a vazão média é igual a 46.500 m³.s⁻¹, cerca de 25 % da vazão total do rio Amazonas. No território brasileiro o rio Amazonas recebe a contribuição dos seus principais afluentes. Assim, a área total de contribuição na foz é cerca de 6 milhões de km² e a vazão média igual a 209.000 m³.s⁻¹. Os principais contribuintes em termos de vazão são os rios Madeira (31.200 m³.s⁻¹), Negro (28.400 m³.s⁻¹) e Japurá (18.620 m³.s⁻¹).

A precipitação média varia entre 1660 e 3000 mm nestas bacias. Assim, encontra-se uma grande variação na vazão específica, de 15,6 l.s⁻¹.km⁻² no rio Tocantins a 75,1 l.s⁻¹.km⁻² no rio Japurá. Note que o intervalo de variação seria muito maior se fossem analisadas bacias com menor área de drenagem. Em geral, as maiores vazões específicas são encontradas ao norte, nos afluentes da margem esquerda do rio Amazonas. Além disso, os afluentes localizados a oeste também possuem vazões específicas maiores em relação aos do leste.

A tabela também mostra a relação entre as vazões máximas (Q_{max}) e mínimas (Q_{min}), caracterizando assim a regularização dos hidrogramas. Nos afluentes da margem direita, esta relação é maior varia entre 5 e 15. Os rios ao norte são em geral mais regularizados, onde a relação entre as vazões máximas e mínimas varia entre 1,7 e 2,5 no rio Japurá e entre 3 e 8 no rio Negro. Isto se

deve principalmente pela ausência de estação seca definida no norte. No rio Amazonas, por receber a contribuição dos rios do norte e sul com sazonalidade oposta, as vazões são extremamente regularizadas e as vazões máximas são iguais a somente o dobro das mínimas.

Enquanto que as diferenças na regularização das vazões dos grandes rios são principalmente dadas pelo regime de precipitação, nas bacias formadoras fatores como relevo e tipo de solos são mais importantes. Em regiões com relevo acidentado e solos rasos como os solos Litólicos e Cambissolos, os hidrogramas são rápidos, com picos e estiagens acentuadas e relação Q_{max}/Q_{min} alta, devido a presença predominante de escoamento superficial. No lado oposto, regiões em solos arenosos como os Latossolos e áreas planas como as chapadas formadoras do rio Tapajós, o volume infiltrado e contribuição de águas subterrâneas é alta. Assim, os hidrogramas são mais lentos e a relação Q_{max}/Q_{min} é baixa.

O escoamento fluvial é outro fator determinante principalmente no regime de vazões dos grandes rios amazônicos. Devido às grandes distâncias percorridas e a extensas planícies de inundação na Amazonia Central (Hess et al, 2003), principalmente nos rios Solimões, Juruá e Purus, o tempo de propagação das ondas de cheia é muito elevado. Este chega a mais de 30 dias nos rios Juruá e Purus e cerca de 2 meses no trecho o Solimões entre a fronteira entre Brasil e Peru e a confluência com o rio Negro. Este fator também contribui para a atenuação dos hidrogramas. Esta característica é menos acentuada nos rios Tapajós e Xingu devido às características de relevo um pouco mais acidentado e rios com declividades maiores.

3.5. Efeitos de Remanso

Devido às características do relevo na Amazonia Central, os efeitos de remanso regulam parte do comportamento hidráulico de rios como o Solimões, Negro, Amazonas, Purus, Juruá, Japurá e Madeira, conforme demonstrado por Meade et al (1991).

Nos rios Madeira e Purus, as curvas chave se apresentam em laço sendo este efeito é significativo a 800 km da foz com o Amazonas e crescente de montante para jusante. O efeito de remanso faz com que a diferenças entre os níveis d'água na vazante e na subida do hidrograma sejam 2 e 3 m nos rios Madeira e Purus, respectivamente. No caso do rio Purus, na última estação fluviométrica analisada por Meade et al (2003) localizada a 200 km da foz, os efeitos de remanso são tão pronunciados que os níveis d'água continuam a subir por 1 ou 2 meses após o pico da vazão.

Os níveis d'água do baixo rio Negro são controlados pelo rio Solimões (Meade et al, 1991). Os efeitos de remanso e associadas curvas chave em laço são tão significativos que são realizadas medições sistemáticas de vazões somente a cerca de 700 km a montante da confluência com o rio Solimões. No período de cheia do rio Solimões, o rio Negro fica represado causando cheia na cidade de Manaus. O sinal dos níveis d'água do Solimões domina os cotogramas dos postos do rio Negro a até 400 km de distancia.

No trecho próximo a foz do Amazonas, a jusante da confluência do Amazonas com o Tapajós, os níveis d'água começam a sofrer influência da maré. Percebem-se 2 sinais nos cotogramas: um com período de um ano, associado à cheia da bacia; e outro com período mensal, associado com as marés. Os efeitos de remanso causado pelo Amazonas são pouco significativos no rio Tapajós e no rio Xingu é percebido somente até o trecho a jusante da cachoeira de Belo Monte, próximo de Altamira.

Os efeitos de remanso associados a diferença do regime de vazões dos afluentes fazem com que os níveis máximos em Óbidos, no rio Amazonas a montante do encontro com o Tapajós, preceda 1 a 2 meses o pico em Manacapuru, cerca de 750 km a montante. Isto se deve pelas as ondas de cheia adiantadas em relação do rio Solimões dos rios Madeira, Tapajós e Xingu. O primeiro deles contribui a montante de Óbidos e os dois últimos a jusante, causando efeito de remanso neste ponto.

Assim, aspectos relacionados a diferenças de regime de vazões, tempo de propagação das ondas de cheia e efeitos de remanso somam-se e aumentam a complexidade do escoamento nos rios amazônicos.

3.6. Modelagem Hidrológica na Bacia Amazônica

Apesar de muitas das pesquisas na bacia Amazônica serem relacionada a monitoramento dos processos hidrológicos existem algumas pesquisas em modelagem hidrológica na bacia. A maioria das aplicações de modelos hidrológicos na bacia está relacionada a avaliações de mudanças climáticas e mudanças no do uso do solo além do estudo de ciclos biogeoquímicos. O nível de complexidade dos modelos hidrológicos aplicados na bacia Amazônica é variável. De acordo com Ribeiro Neto (2006), em grande parte das aplicações utilizaram-se modelos hidrológicos com intervalo de tempo mensal, como em Vörösmarty et al. (1989) em que os resultados serviram para um modelo de decaimento e transporte de matéria orgânica e nutrientes ou em Marengo et al. (1994), que simularam toda a bacia do Amazonas e do Tocantins utilizando um GCM.

Existem algumas aplicações de modelos hidrológicos com intervalo de tempo diário, entretanto com avaliação da acurácia do modelo em nível mensal ou mesmo anual, como Costa e Foley (1997), Nijssen et al (2001), Coe et al. (2002). Nijssen et al (2001) aplicaram o modelo VIC para modelar todo o globo para fins de avaliação de sensibilidade a mudanças climáticas.

Coe et al (2002) aplicaram o modelo de ecossistemas terrestres IBIS (Integrated Biosphere Simulator) acoplado com o modelo de propagação hidrológica HYDRA na bacia amazônica. O algoritmo de propagação em rios é uma variante do reservatório linear e utilizou-se um procedimento simplificado para computar as áreas alagadas, baseado em Bates e De Roo (2000). As vazões foram avaliadas em nível mensal. Os níveis d'água foram comparados com dados do satélite altimétrico TOPEX/POSEIDON e as áreas alagadas comparadas com uma série temporal mensal de 1979 a 1986 de estimativas via satélite em 12 rios desenvolvidas por Sippel et al. (1998).

A principal razão para os modelos serem avaliados em nível mensal é a incapacidade de representar os processos hidrológicos na escala diária, principalmente por utilizar métodos de propagação do escoamento nos rios muito simplificados.

Entre os poucos estudos de modelagem hidrológica na bacia Amazônica com passo de tempo diário e avaliação de resultados nesta mesma escala temporal, encontra-se os trabalhos de Collischonn (2006) e Ribeiro Neto (2006), que aplicaram o modelo MGB-IPH nas bacias do rio Tapajós e rio Madeira, respectivamente.

Collischonn (2006), além de avaliar o desempenho do modelo MGB-IPH em ambiente amazônico, mostrou que a precipitação estimada pelo satélite TRMM (“Tropical Rainfall Monitoring Mission”) pode ser utilizada satisfatoriamente como base de dados alternativa de precipitação para fins de modelagem hidrológica.

Ribeiro Neto (2006), em sua aplicação do modelo MGB-IPH na bacia do rio Madeira, avalia os resultados em termos de vazões e, além disto, avalia a capacidade do modelo em representar os processos intermediários do ciclo hidrológico e fornecer resultados de outras variáveis hidrológicas, senão vazões. O autor mostra que os valores computados pelo modelo MGB-IPH de evapotranspiração, interceptação e umidade do solo concordam com dados observados em outros experimentos.

Em ambas as aplicações do modelo MGB-IPH, os autores afirmam que os resultados poderiam ser melhores se a propagação de vazões fosse computada com um modelo hidrodinâmico.

Coe et al (2008) aperfeiçoaram a parametrização do modelo aplicado em Coe et al (2002), sendo a versão anterior HYDRA ou THMBv1 e a versão atual THMBv2. Entre as modificações estão: inclusão da sinuosidade e atrito do rio adicionais às forças gravitacionais na parametrização da velocidade do escoamento no rio; definição de relações geomorfológicas para profundidade e largura hidráulica para bacia Amazônica; utilização de dados de elevação do SRTM com resolução de 1 km para caracterização das planícies de inundação. As modificações melhoram os resultados em termos de vazões e áreas inundadas em relação à versão anterior.

Beighley et al (2009) aplicaram um modelo hidrológico utilizando precipitação de satélite TRMM entre 2001 e 2005. A bacia é discretizada em minibacias, os fluxos verticais simulados considerando balanço de massa e energia. Os processos verticais simulados através de aproximações do tipo onda cinemática e do tipo difusão. O modelo é avaliado em termos de vazões diárias apresentando bons resultados em termos de volume total escoado, picos anuais, padrões sazonais e variações diárias.

Se por um lado na maioria dos trabalhos utilizam-se modelos de propagação muito simplificados, Wilson et al. (2007) aplicaram o modelo bidimensional LISFLOOD-FP na região da confluência entre os rios Solimões e Purus para simular o escoamento nas planícies de inundação. A grande desvantagem desta metodologia é o nível de complexidade incompatível com uma aplicação em toda a bacia Amazônica.

Capítulo 4: PROPOSTA METODOLÓGICA

No presente trabalho é proposta uma metodologia para simulação hidrológica e hidrodinâmica integrada em grandes bacias. O principal objetivo da metodologia é aumentar a capacidade de modelos hidrológicos de grandes bacias em representar todos os aspectos do escoamento em rios, como efeitos de remanso e armazenamento na planície de inundação. Dada a escala de representação dos processos simulados, a metodologia é desenvolvida baseada na hipótese de ausência de informação detalhada a respeito de batimetrias das calhas fluviais e planícies de inundação. Além disto, todos os procedimentos propostos são facilmente automatizados através de algoritmos de computador. A metodologia apresentada consiste basicamente nos itens:

- Modelo hidrológico
- Modelo hidrodinâmico
- Integração entre modelos
- Metodologia para extração de parâmetros para o modelo hidrodinâmico de MDEs
- Metodologia para simulação de áreas inundadas
- Estatísticas de avaliação dos resultados de vazões, níveis d'água e áreas inundadas

A Figura 4.1 apresenta os principais componentes da proposta metodológica de simulação hidrológica e hidrodinâmica de grandes bacias.

Utiliza-se o Modelo Hidrológico de Grandes Bacias (MGB-IPH) desenvolvido por Collischonn (2001). O método de simulação do escoamento em rios do modelo MGB-IPH é substituído pelo modelo hidrodinâmico IPH-IV desenvolvido por Tucci (1978). Os resultados de simulação do modelo MGB-IPH em termos de vazões são utilizados como condições de contorno e contribuições laterais no modelo hidrodinâmico. É simulada a variação da extensão das áreas inundadas e esta é considerada no balanço hídrico vertical do modelo hidrológico.

A fim de suprir a falta de informação detalhada a respeito de batimetrias das calhas fluviais e planícies de inundação são propostos diversos procedimentos para extração automática de parâmetros para o modelo hidrodinâmico, principalmente a partir de Modelos Digitais de Elevação - MDEs.

Propõem-se também uma metodologia simplificada para simulação das áreas inundadas em termos de profundidade d'água. Assim sendo, o modelo hidrodinâmico é unidimensional, mas fornece resultados de profundidade d'água em duas dimensões.

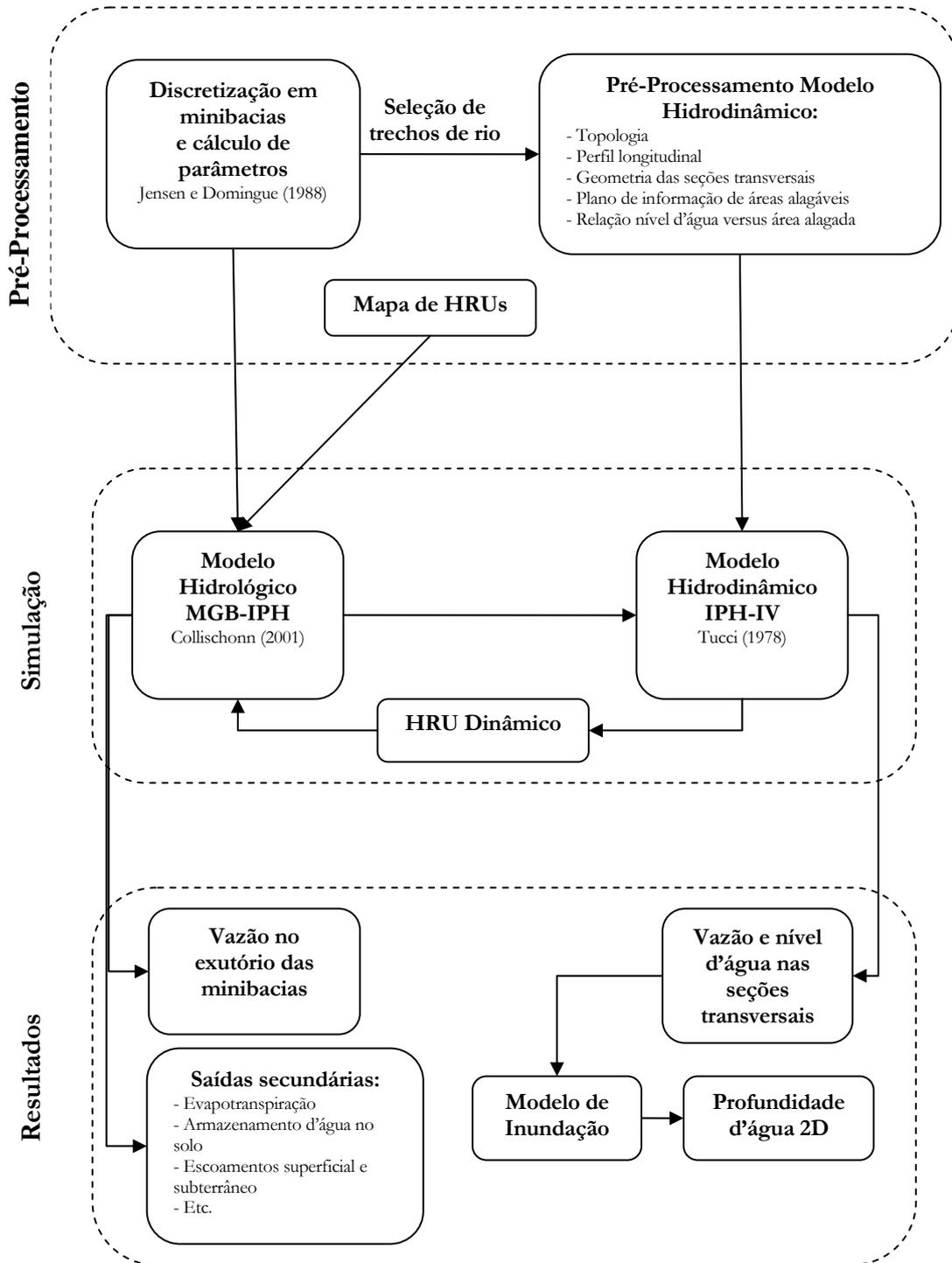


Figura 4.1 – Principais componentes da proposta metodológica de simulação hidrológica e hidrodinâmica integrada de grandes bacias.

O fluxograma apresenta os componentes da proposta metodológica agrupados em etapas de Pré-Processamento, Simulação e Resultados. Na etapa de Pré-Processamento, através de algoritmos de geoprocessamento e o MDE são extraídos a topologia do modelo e parâmetros. Inicialmente a bacia é discretizada em trechos de rio e minibacias e são calculados os respectivos parâmetros necessários ao modelo hidrológico MGB-IPH. Posteriormente realiza-se os procedimentos para extração automática de parâmetros para o modelo hidrodinâmico, através do MDE e de alguns planos de informação previamente calculados na etapa de discretização das minibacias. Assim, constrói-se a topologia para o modelo hidrodinâmico (discretização, localização das seções transversais de cálculo, confluências, condições de contorno) e algumas características são extraídas como perfis longitudinais, características das planícies de inundação e geometria das seções transversais. Estas informações são utilizadas pelo modelo hidrodinâmico IPH-IV. Adicionalmente, na etapa de Pré-Processamento, elabora-se um mapa de Unidades de Resposta Hidrológica (HRUs) que é utilizado pelo modelo MGB-IPH na simulação dos processos hidrológicos verticais.

Na etapa de simulação, o modelo MGB-IPH simula os processos hidrológicos em cada minibacia e os escoamentos gerados em cada uma delas são as condições de contorno do modelo hidrodinâmico. Os resultados do modelo hidrodinâmico em termos de níveis d'água e respectivas áreas alagadas são utilizados para atualizar o mapa de HRUs, influenciando na simulação dos processos hidrológicos verticais do modelo hidrológico.

Como resultados, o modelo MGB-IPH fornece vazões no exutório das minibacias e adicionalmente variáveis hidrológicas secundárias como fluxos de energia e evapotranspiração, escoamentos superficial, subsuperficial e subterrâneo, armazenamento de água no solo, etc. O modelo hidrodinâmico fornece como resultados de saída vazões e níveis ou profundidades d'água nas seções transversais de cálculo. Através dos níveis d'água simulados são gerados resultados de profundidade d'água na planície de inundação através de um Modelo de Inundação simplificado.

Por fim, são utilizadas algumas estatísticas para comparação entre observações e simulações. Alguns dos índices utilizados são idênticos aos empregados em outras aplicações do modelo MGB-IPH e adicionalmente são propostos outros índices, principalmente, com o objetivo de avaliação dos resultados de níveis d'água e áreas inundadas.

Em resumo, pode-se dizer que a metodologia apresentada é essencialmente uma proposta de aprimoramento do modelo MGB-IPH. Nos itens a seguir são apresentados os detalhes da metodologia proposta.

4.1. Modelo hidrológico

4.1.1. Generalidades

O Modelo Hidrológico de Grandes Bacias MGB-IPH, descrito em Collischonn (2001) ou Collischonn et al (2007), é um modelo distribuído desenvolvido para aplicações em grandes bacias com limitação de dados (maiores que 10.000 km²). Foi inicialmente baseado nos modelos LARSIM (Bremicker, 1998) e VIC (Liang et al., 1994; Nijssen et al., 1997), com algumas modificações nos módulos de evapotranspiração, percolação e propagação de vazões. O MGB-IPH é um modelo baseado em processos e simula o ciclo hidrológico através de relações físicas e conceituais. São simuladas todas as etapas do ciclo hidrológico terrestre, incluindo balanço de água no solo, evapotranspiração, interceptação, escoamento superficial, subsuperficial e subterrâneo e escoamento na rede de drenagem. O intervalo de tempo é diário ou menor. A bacia é discretizada em minibacias e cada uma destas possui um trecho de rio correspondente. As minibacias podem ser de cabeceira quando não houver nenhuma minibacia a montante. Caso contrário, haverá sempre uma confluência entre duas minibacias a montante. As minibacias são subdivididas em Unidades de Resposta Hidrológica (Hydrological Response Units - HRU), que são áreas de comportamento hidrológico similar, definidas pela combinação de tipos de solo e cobertura vegetal (Kouwen et al., 1993). Sendo assim, os processos hidrológicos verticais, incluindo interceptação, evapotranspiração, balanço de água no solo, geração de escoamentos superficial e subsuperficial e percolação ao aquífero, são simulados em nível dos HRUs. Os volumes gerados nos HRUs são somados e propagados em nível de minibacia, sendo posteriormente propagados pela rede de drenagem.

A maioria dos parâmetros é relacionada às características físicas da bacia, como topografia, tipo e cobertura vegetal do solo, e é obtida via imagens de satélite, mapas digitalizados e modelo digital de elevação (MDE). Os demais parâmetros são calibrados com o algoritmo de otimização global multi-objetivo MOCOM-UA (Yapo et al, 1998).

Desde seu desenvolvimento, foram realizadas diversas aplicações do modelo MGB-IPH em várias regiões do país. A partir de simulações com o modelo, Collischonn (2001) apresenta análises da variabilidade das vazões e efeitos de mudanças no uso do solo na bacia do rio Taquari (MS). Destacam-se alguns estudos com o modelo em previsão de vazões, a partir de resultados de previsão meteorológica de GCMs (General Circulation Models) e RCMs (Regional Circulation Models), incluindo previsão a curto prazo (e.g. Silva et al., 2007) e longo prazo (Tucci et al., 2003). Devem ser mencionadas também aplicações em regiões amazônicas (e.g. Collischonn, 2006;

Ribeiro Neto, 2006) onde o modelo mostrou-se eficiente. O modelo MGB-IPH também foi utilizado para simulações de qualidade d'água, incluindo aspectos de cargas difusas e pontuais e dispersão de poluentes nos corpos d'água (e.g. Larentis, 2004).

A seguir é apresentado o detalhamento dos processos hidrológicos simulados pelo MGB-IPH.

4.1.2. Processos Hidrológicos Verticais

A Figura 4.2 apresenta os processos hidrológicos verticais simulados em cada HRU.

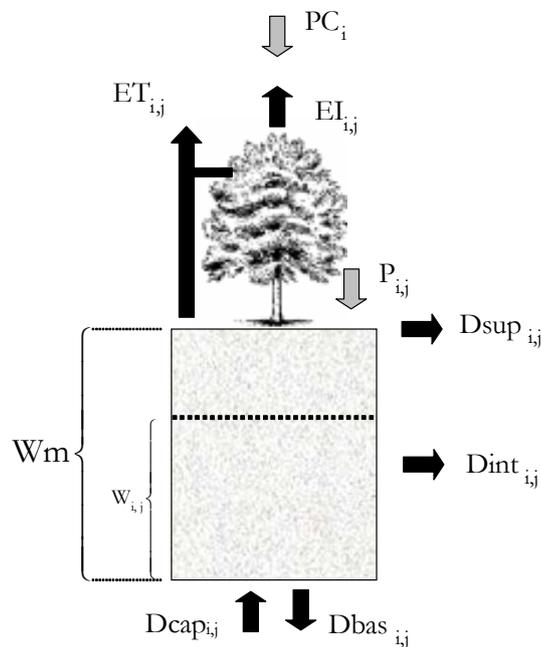


Figura 4.2 - Termos do balanço de água no solo para uma Unidade de Resposta Hidrológica do modelo MGB-IPH. fonte: Collischonn (2001).

- Interceptação:

A interceptação, processo de retenção de água da chuva na vegetação, é representada pelo MGB-IPH através de um reservatório de volume máximo dependente da cobertura vegetal. Utiliza-se como indicador do volume máximo interceptado (S_{max}) o índice de área foliar (LAI) da vegetação, que expressa a relação entre a área de folhas e a respectiva área de solo. Desta forma, o valor de S_{max} é estimado por:

$$S_{max_j} = \alpha \cdot LAI_j \quad (4.1)$$

sendo S_{max_j} o volume máximo de interceptação em um intervalo de tempo [mm] e LAI_j o índice de área foliar [$m \cdot m^{-1}$] do HRU j e α um parâmetro com valor fixo igual a 0,2 mm, (Bremicker, 1998; Ubarana, 1996). O valor de LAI depende do tipo de vegetação (menor que 1,0 em vegetação rasteira e maior que 6,0 em florestas) e pode variar ao longo do ano, a exemplo de culturas agrícolas, florestas decíduais e cerrado.

O balanço hídrico do reservatório de interceptação é dado por:

$$S_{i,j}^{t+1} = \min(S_{i,j}^t + PC_i, S_{max_j}) \quad (4.2)$$

$$P_{i,j} = PC_i - (S_{i,j}^{t+1} - S_{i,j}^t) \quad (4.3)$$

$$S_{i,j}^{t+1} = S_{i,j}^{t+1} - EI_{i,j} \text{ sendo } EI_{i,j} = \min(S_{i,j}^{t+1}, EPI_{i,j}) \quad (4.4)$$

sendo que $S_{i,j}$ é a lâmina de água interceptada [mm], PC_i é a precipitação no topo do dossel de vegetação [mm], P_i é a precipitação que atinge o solo [mm], $EI_{i,j}$ é a evaporação real da lâmina interceptada [mm]; $EPI_{i,j}$ é a evaporação potencial da lâmina interceptada [mm]. Os índices t , e $t+1$ se referem ao início e ao fim do intervalo de tempo, e $t+1/2$ indica um momento intermediário, ao longo do passo de tempo. A evaporação potencial é calculada pela equação de Penman Monteith com o parâmetro resistência superficial igual a zero.

- Balanço d'água no solo:

O volume armazenado no solo no final do intervalo de tempo $W_{i,j}$ na minibacia i e HRU j é igual ao balanço entre a precipitação que chega ao solo $P_{i,j}$ [mm], a evapotranspiração $ET_{i,j}$ [mm], os escoamentos superficial $D_{sup_{i,j}}$ e subsuperficial e $D_{int_{i,j}}$ [mm], o volume percolado ao aquífero $D_{bas_{i,j}}$ [mm] e o fluxo ascendente do aquífero ao solo $D_{cap_{i,j}}$ [mm], a conforme equação 4.5:

$$W_{i,j}^t = W_{i,j}^{t-1} + (P_{i,j} - ET_{i,j} - D_{sup_{i,j}} - D_{int_{i,j}} - D_{bas_{i,j}} + D_{cap_{i,j}}) \quad (4.5)$$

- Evapotranspiração:

A evapotranspiração é simulada através do método de Penman Monteith, descrito com detalhe em Allen et al.(1998), Shuttleworth (1993) e Collischonn (2001). Este está entre os métodos mais utilizados na estimativa da evapotranspiração, sendo inclusive recomendado pela “Food and Agriculture Organization” (FAO) como método padrão, segundo Allen et al.(1998).

Pelo método de Penman Monteith considera-se que a planta consegue utilizar toda a energia disponível (resultante de balanço de fluxos de radiação no topo da vegetação) para evaporação e as resistências superficial (r_s) e aerodinâmica (r_a) dificultam a difusão de vapor d’água para fora das folhas e para a atmosfera, respectivamente. O método utiliza dados meteorológicos e parâmetros relativos às características aerodinâmicas e dos estômatos das plantas. A evapotranspiração é dada por:

$$ET = \frac{f_c}{\lambda \rho_w} \left[\frac{\Delta(S_n - L_n - G) + \rho_a c_p (e_s - e_d)/r_a}{\Delta + \gamma(1 + r_s/r_a)} \right] \quad (4.6)$$

sendo ET a taxa de evapotranspiração d’água [mm.dia⁻¹], λ o calor latente de vaporização [MJ.kg⁻¹], ρ_w a massa específica da água, igual a 1000 kg.m⁻³, ρ_a a massa específica do ar [kg.m⁻³], e_s a pressão de saturação de vapor [kPa], e_d a pressão de vapor [kPa], Δ o gradiente da pressão de saturação de vapor em relação à temperatura [kPa.°C⁻¹], c_p o calor específico do ar úmido, igual a 1,013 kJ.kg⁻¹.°C⁻¹, γ a constante psicrométrica [kPa.°C⁻¹], S_n radiação líquida de onda curta [MJ.m⁻².s⁻¹], L_n a radiação líquida de onda longa [MJ.m⁻².s⁻¹], G o fluxo de energia para o solo [MJ.m⁻².s⁻¹], r_s e r_a as resistências superficial e aerodinâmica da vegetação [s.m⁻¹] e f_c um fator de conversão de unidades igual a 8,64.10⁷. Os detalhes a respeito da obtenção de todos estes parâmetros em função das variáveis meteorológicas - temperatura do ar, insolação, velocidade do vento, pressão atmosférica e umidade relativa - estão descritos em Collischonn (2001).

A energia disponível para a evapotranspiração é utilizada inicialmente para evaporar o volume interceptado e o restante na transpiração da vegetação. A evaporação potencial do volume interceptado EIP é computada considerando a resistência superficial nula.

O modelo considera a transpiração real dependente da disponibilidade hídrica através da variação dos valores de resistência superficial em função da umidade do solo. Em condições ideais de umidade do solo, valores próximos a capacidade de campo, a resistência superficial é mínima. Na medida em que o solo perde água por transpiração e a umidade se aproxima do ponto de murcha, ocorre stress hídrico e a transpiração diminui. Isto é representado pelo modelo através de um aumento nos valores de resistência superficial.

- Geração de escoamento superficial:

A geração do escoamento superficial é representada através do processo Dunniano, onde se considera que o escoamento superficial é gerado somente em áreas saturadas, que são variáveis em função do nível geral de saturação da bacia. Para tanto se utiliza uma relação probabilística entre umidade do solo e fração de área saturada (áreas onde a infiltração é nula), conforme utilizado por Todini (1996) e Moore e Clarke (1981).

$$X = 1 - \left(1 - \frac{W}{W_m}\right)^{\frac{b}{b+1}} \quad (4.7)$$

sendo X a fração de área que está saturada, W o volume armazenado no solo [mm], W_m [mm] um parâmetro do modelo que representa a máxima capacidade de armazenamento do solo para o HRU; b [adimensional] é um parâmetro que define o grau de heterogeneidade da capacidade de armazenamento de água no solo.

Considerando esta hipótese, o escoamento superficial D_{sup} entre os intervalos de tempo t-1 e t, na minibacia i e HRU j é dado por:

$$D_{sup_{i,j}} = \begin{cases} \Delta t \cdot P_{i,j} - (W_{m_j} - W_{i,j}^{t-1}) & \text{se } A \leq 0 \\ \Delta t \cdot P_{i,j} - (W_{m_j} - W_{i,j}^{t-1}) + W_{m_j} \cdot A^{b_j+1} & \text{se } A > 0 \end{cases} \quad (4.8)$$

sendo

$$A = \left[\left(1 - \frac{W_{i,j}^{t-1}}{W_{m_j}}\right)^{\frac{1}{b_j+1}} - \frac{\Delta t \cdot P_{i,j}}{W_{m_j}(b_j + 1)} \right] \quad (4.9)$$

- Geração de escoamento subsuperficial:

A geração de escoamento subsuperficial é computada através de uma relação não linear com o armazenamento de água no solo, semelhante à equação de Brooks e Corey (Rawls et al., 1993):

$$D_{int_{i,j}} = K_{int_j} \left(\frac{W_{i,j}^{t-1} - W_{z_j}}{W_{m_j} - W_{z_j}} \right)^{3 + \frac{2}{\lambda}} \quad (4.10)$$

sendo D_{int_{i,j}} o volume gerado de escoamento subsuperficial [mm], W_{z_j} [mm] o mínimo volume armazenado no solo para haver geração de escoamento subsuperficial, K_{int_j} [mm. dia⁻¹] parâmetro de drenagem subsuperficial; λ [adimensional] índice de porosidade do solo.

- Percolação ao aquífero

O volume percolado ao aquífero $Dbas_{i,j}$ em cada intervalo de tempo é uma função linear do volume armazenado no solo:

$$Dbas_{i,j} = Kbas_j \left(\frac{W_{i,j}^{t-1} - Wc_j}{Wm_j - Wc_j} \right) \quad (4.11)$$

sendo Wc_j [mm] é o limite mínimo a partir do qual não ocorre percolação; $Kbas_j$ [mm.dia⁻¹] é o parâmetro que define a percolação máxima, quando o solo está saturado.

- Fluxo ascendente:

O modelo é capaz de representar o movimento d'água do aquífero para zona não saturada do solo em situações de stress hídrico. Em áreas em que a zona saturada do aquífero se encontra em baixas profundidades, quando a umidade do solo se aproxima do ponto de murcha, o fluxo d'água pode ser ascendente por diferença de potencial. Este fluxo também pode ser devido à presença de vegetação com raízes profundas, capazes de retirar água diretamente do aquífero. Todos estes processos são representados no modelo através do fluxo ascendente $Dcap$, calculado de acordo com o volume d'água armazenado no solo:

$$Dcap_{i,j} = DMcap_j \frac{Wc_j - W_{i,j}^{t-1}}{Wc_j} \quad (4.12)$$

sendo Wc_j [mm] é o limite máximo para haver fluxo ascendente e $DMcap_j$ [mm] o máximo fluxo ascendente do solo.

4.1.3. Processos Hidrológicos Horizontais

- Propagação nas minibacias:

A água escoia superficialmente, através do solo e do aquífero até chegar à rede de drenagem, havendo um retardo e amortecimento dos escoamentos gerados em cada minibacia. Este processo é representado no modelo pela propagação destes volumes até a o rio principal de cada minibacia através de 3 reservatórios lineares.

Os volumes gerados em cada HRU são armazenados nos respectivos reservatórios conforme a seguir:

$$V \text{ sup}_i^{t'} = V \text{ sup}_i^{t-1} + \Delta t \cdot \sum_j D \text{ sup}_{i,j} \quad (4.13)$$

$$V \text{ int}_i^{t'} = V \text{ int}_i^{t-1} + \Delta t \cdot \sum_j D \text{ int}_{i,j} \quad (4.14)$$

$$V \text{ bas}_i^{t'} = V \text{ bas}_i^{t-1} + \Delta t \cdot \left(\sum_j D \text{ bas}_{i,j} - \sum_j D \text{ cap}_{i,j} \right) \quad (4.15)$$

sendo $V \text{ sup}_i$, $V \text{ int}_i$ e $V \text{ bas}_i$ os volumes nos reservatórios superficial, subsuperficial e subterrâneo [m^3], respectivamente. O índice i se refere às minibacia, j aos HRUs, e $t-1$ ao início do intervalo de tempo.

A vazão de saída de cada reservatório é uma função linear do armazenamento:

$$Q \text{ sup}_i = \frac{1}{\text{TKS}_i} V \text{ sup}_i^{t'} \quad (4.16)$$

$$Q \text{ int}_i = \frac{1}{\text{TKI}_i} V \text{ int}_i^{t'} \quad (4.17)$$

$$Q \text{ bas}_i = \frac{1}{\text{TKB}_i} V \text{ bas}_i^{t'} \quad (4.18)$$

sendo $Q \text{ sup}_i$ [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$] a vazão de saída do reservatório superficial; $Q \text{ int}_i$ [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$] a vazão de saída do reservatório subsuperficial; $Q \text{ bas}_i$ [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$] a vazão de saída do reservatório subterrâneo; TKS_i [s] o tempo de retardo do reservatório superficial; TKI_i [s] tempo de retardo do reservatório subsuperficial; TKB_i [s] tempo de retardo do reservatório subterrâneo.

Os tempos de retardo dos reservatórios superficial e subsuperficial são função do tempo de concentração característico da minibacia, $T \text{ ind}$ [s], e modulados pelos parâmetros calibráveis C_s e C_r .

$$\text{TKS}_i = C_s \cdot T \text{ ind}_i \quad (4.19)$$

$$\text{TKI}_i = C_r \cdot T \text{ ind}_i \quad (4.20)$$

O valor de $T \text{ ind}$ é estimado pela equação de Kirpich, a qual é função do comprimento L [km] e declividade S [$\text{m} \cdot \text{m}^{-1}$] do afluente mais longo ao trecho de rio principal da minibacia:

$$T \text{ ind}_i = a \frac{L_i^b}{S_i^c} \quad (4.21)$$

sendo $a=239,04$, $b=0,77$ e $c=0,385$.

O tempo de retardo do reservatório subterrâneo pode ser estimado através de recessões dos hidrogramas em períodos de estiagem.

A vazão que chega ao trecho de rio de cada minibacia é soma das contribuições superficial, subsuperficial e subterrânea:

$$Q_{cel_i} = Q_{sup_i} + Q_{int_i} + Q_{bas_i} \quad (4.22)$$

- Propagação de vazões na rede de drenagem

A propagação de vazões nos trechos de rio que não são selecionados para a modelagem hidrodinâmica, conforme descrito no item 4.4, é realizada utilizando o método de Muskingum Cunge da forma descrita em Tucci (1998). Os trechos de rio de cada minibacia são discretizados em subtrechos conforme critério de precisão numérica. Adicionalmente, o intervalo de tempo diário utilizado no modelo MGB-IPH é subdividido em intervalos menores durante a propagação por Muskingum Cunge na rede de drenagem, considerando o intervalo de tempo ideal para a propagação apresentar precisão no tempo de viagem e no amortecimento do hidrograma, conforme descrito em Tucci (1998). A vazão num determinado intervalo de tempo em função das vazões no intervalo de tempo anterior e seção de montante é dada por:

$$Q_{i+1}^{t+1} = C1 \cdot Q_i^t + C2 \cdot Q_i^{t+1} + C3 \cdot Q_{i+1}^t \quad (4.23)$$

sendo Q [$m^3 \cdot s^{-1}$] a vazão, $i+1$ e i as seções de jusante e montante de determinado subtrecho de rio e t e $t+1$ o início e final do intervalo de tempo. Os parâmetros $C1$, $C2$ e $C3$ são calculados por:

$$C1 = \frac{2 \cdot K \cdot X + \Delta t}{2 \cdot K \cdot (1 - X) + \Delta t} \quad (4.24)$$

$$C2 = \frac{\Delta t - 2 \cdot K \cdot X}{2 \cdot K \cdot (1 - X) + \Delta t} \quad (4.25)$$

$$C3 = \frac{2 \cdot K \cdot (1 - X) - \Delta t}{2 \cdot K \cdot (1 - X) + \Delta t} \quad (4.26)$$

sendo os parâmetros:

$$K = \frac{\Delta x}{c_0} \quad (4.27)$$

$$X = 0,5 - \frac{Q_0}{B \cdot S_0 \cdot c_0 \cdot \Delta x} \quad (4.28)$$

onde X [adimensional] é o parâmetro de espaço, K [s] é o parâmetro de tempo, Δx [m] é o comprimento do subtrecho de rio, Q_0 [$m^3 \cdot s^{-1}$] é a vazão de referência para a estimativa dos

parâmetros, c_0 [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$] é a celeridade cinemática; B_0 [m] é a largura do rio; S_0 [$\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$] é a declividade do trecho de rio.

A vazão de referência Q_0 e a largura do rio B_0 são estimadas em função da área da bacia a montante do trecho de rio, através de relações geomorfológicas. O comprimento total do trecho de rio e a declividade são atributos da minibacia, e são obtidos do modelo digital de elevação (MDE). A celeridade cinemática, considerando um canal de seção tipo retangular e a equação de Manning, é obtida por:

$$c_0 = \frac{5}{3} \cdot \frac{Q_0^{0,4} \cdot S_0^{0,3}}{\eta^{0,6} \cdot B_0^{0,4}} \quad (4.29)$$

sendo η o coeficiente de rugosidade de Manning.

As discretizações espacial e temporal são definidas conforme Fread (1992) com objetivo de minimizar os erros numéricos:

$$\Delta t \leq \frac{Tr}{M} \quad (4.30)$$

$$\Delta x = \frac{1}{2} c_0 \Delta t \left[1 + \left(1 + \frac{3Q_0}{2B_0 c_0^2 S_0 \Delta t} \right)^{0,5} \right] \quad (4.31)$$

sendo Tr [s] o tempo de subida da onda de cheia e $M \geq 5$.

A vazão no exutório da minibacia i é denotada por Q_{exut_i} [$\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$].

A propagação é realizada em cada minibacia que tem pelo menos uma minibacia localizada a montante. Cada minibacia recebe como condição de contorno a vazão de saída das minibacias localizadas imediatamente a montante somadas à vazão de saída dos reservatórios lineares simples da própria minibacia. A vazão de saída é passada como informação de entrada para a minibacia seguinte.

4.2. Modelo hidrodinâmico

4.2.1. Generalidades

O modelo hidrodinâmico é baseado no modelo IPH-IV (Tucci, 1978; Tucci, 2005). O modelo simula rede de canais com confluências e defluências, planícies de inundação e condições de contorno internas como vertedores ou descarregadores de fundo de barragens. As equações de Saint Venant compostas pela equação da continuidade e dinâmica são as equações fundamentais do modelo:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + (b + L) \frac{\partial h}{\partial t} = q \quad (4.32)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + 2v \frac{\partial Q}{\partial x} + (gA - v^2 b) \frac{\partial h}{\partial x} - v^2 \frac{\partial A}{\partial x} \Big|_{h=\text{cte}} = gA(S_0 - S_f) \quad (4.33)$$

sendo Q [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$] a vazão, t [s] a dimensão temporal, x [m] a dimensão espacial ao longo do eixo do rio, b [m] a largura do rio, L [m] a largura equivalente da planície de inundação, q [$\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$] a contribuição lateral, h [m] a profundidade d'água, v [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$] a velocidade média do escoamento, g [$\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$] a aceleração da gravidade, A [m^2] a área molhada da seção transversal do rio, S_0 [$\text{m} \cdot \text{m}^{-1}$] a declividade de fundo do rio, S_f [$\text{m} \cdot \text{m}^{-1}$] a declividade de atrito.

A declividade de atrito é estimada pela equação de Manning, conforme a seguir:

$$S_f = \frac{\eta Q |Q|}{A^2 R h^{4/3}} \quad (4.34)$$

O escoamento na planície de inundação é representado através de um modelo do tipo armazenamento. Considera-se a existência de escoamento no sentido transversal ao eixo do rio, relativo às trocas de volumes d'água entre o rio e a planície de inundação. Entretanto, a velocidade do escoamento na planície de inundação, no sentido longitudinal ao eixo do rio, é considerada desprezível. Sendo assim, a planície de inundação atua somente no armazenamento dos volumes d'água extravasados do canal principal do rio. A vazão de troca entre o rio e a planície de inundação é dada por:

$$q_n = \frac{Afl}{dx} \frac{\partial h}{\partial t} = L \frac{\partial h}{\partial t} \quad (4.35)$$

sendo q_n [$\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$] a vazão de troca entre o rio e a planície de inundação, Afl [m^2] a área inundada em função do nível d'água e L [m] a largura equivalente da planície de inundação.

4.2.2. Esquema numérico

As equações de Saint Venant são resolvidas através do esquema numérico de diferenças finitas. Utiliza-se um esquema implícito linear de quatro pontos baseado em Chen (1977):

$$f(x, t) = \frac{1}{2} [\theta (f_{i+1}^{t+1} + f_i^{t+1}) + (1 - \theta) (f_{i+1}^t + f_i^t)] \quad (4.36)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \theta \frac{f_{i+1}^{t+1} - f_i^{t+1}}{\Delta x} + (1 - \theta) \frac{f_{i+1}^t - f_i^t}{\Delta x} \quad (4.37)$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \Phi \frac{f_{i+1}^{t+1} - f_{i+1}^t}{\Delta t} + (1 - \Phi) \frac{f_i^{t+1} - f_i^t}{\Delta t} \quad (4.38)$$

sendo f uma função qualquer de x e t , Φ e θ os ponderadores espacial e temporal e i e t os índices relativos ao espaço e ao tempo, respectivamente. As equações da continuidade e dinâmica são discretizadas utilizando $\Phi = 1/2$, $\theta = 0$ para $f(x, t)$ e $\theta = 1$ para $\partial f / \partial x$ e para o termo de atrito da equação dinâmica, ou seja, as derivadas no tempo são estimadas com termos em t e $t+1$, as derivadas no espaço utilizam somente termos em $t+1$ e as funções f são estimadas em t , com exceção do termo de atrito.

A equação da continuidade discretizada fica:

$$A_i Q_i^{t+1} + B_i h_i^{t+1} + C_i Q_{i+1}^{t+1} + D_i h_{i+1}^{t+1} = E_i \quad (4.39)$$

sendo

$$A_i = \frac{-4\Delta t}{\Delta x_{i,i+1}} \quad (4.40)$$

$$B_i = b_i^t + b_{i+1}^t + \frac{\Delta f_{i,i+1}^t}{\Delta x_{i,i+1}} \quad (4.41)$$

$$C_i = -A_i \quad (4.42)$$

$$D_i = -B_i \quad (4.43)$$

$$E_i = 2\Delta t (q_{i,i+1}^t + q_{i,i+1}^{t+1}) + B_i (h_i^t + h_{i+1}^t) \quad (4.44)$$

Conforme mencionado anteriormente, para a discretização da equação dinâmica utiliza-se o valor em $t+1$ do termo de atrito. Este é estimado através da série de Taylor com termos de primeira ordem:

$$A_i^{t+1} S_{f_i}^{t+1} = A_i^t S_{f_i}^t + \frac{\partial AS_f}{\partial Q} \Big|_i^t (Q_i^{t+1} - Q_i^t) + \frac{\partial AS_f}{\partial h} \Big|_i^t (h_i^{t+1} - h_i^t) \quad (4.45)$$

sendo as derivadas de AS_f em relação a Q e h são dadas por:

$$\frac{\partial AS_f}{\partial Q} = 2 \frac{S_f}{v} \quad (4.46)$$

$$\frac{\partial AS_f}{\partial h} = b S_f - 2 \frac{S_f}{K} \frac{\partial K}{\partial h} \quad (4.47)$$

onde K é a condutância hidráulica da seção transversal dada por $\eta^{-1} ARh^{2/3}$.

A equação dinâmica discretizada fica:

$$A'_i Q_i^{t+1} + B'_i h_i^{t+1} + C'_i Q_{i+1}^{t+1} + D'_i h_{i+1}^{t+1} = E'_i \quad (4.48)$$

$$A'_i = 1 - B1_{i,i+1} + 2 \cdot C1_i \quad (4.49)$$

$$B'_i = B2_{i,i+1} + 2 \cdot C2_i \quad (4.50)$$

$$C'_i = 1 + B1_{i,i+1} + 2 \cdot C1_{i+1} \quad (4.51)$$

$$D'_i = B2_{i,i+1} + 2 \cdot C2_{i+1} \quad (4.52)$$

$$E'_i = Q_i^t [1 + C1_i] + Q_{i+1}^t [1 + C1_{i+1}] + h_i^t \cdot C2_i + h_{i+1}^t \cdot C2_{i+1} + g \frac{\Delta t}{\Delta x_{i,i+1}} [A_i^t + A_{i+1}^t] \cdot [z_{0i}^t + z_{0i+1}^t] \cdot \left[\frac{\partial \Delta}{\partial x} \Big|_{h=cte} \right]_{i,i+1}^t \quad (4.53)$$

sendo

$$B1_{i,i+1} = \frac{2\Delta t}{\Delta x_{i,i+1}} [v_i^t + v_{i+1}^t] \quad (4.54)$$

$$B2_{i,i+1} = \frac{\Delta t}{\Delta x_{i,i+1}} \left[g(A_i^t + A_{i+1}^t) - \left[(v_i^t)^2 b_i^t + (v_{i+1}^t)^2 b_{i+1}^t \right] \right] \quad (4.55)$$

$$C1_i = g\Delta t \frac{S_{f_i}^t}{v_i^t} \quad (4.56)$$

$$C2_i = g\Delta t \left[b_i^t S_{f_i}^t - \frac{2gA_i^t S_{f_i}^t}{K_i^t} \left[\frac{\partial K}{\partial h} \right]_i^t \right] \quad (4.57)$$

4.2.3. Confluências

O escoamento nas confluências é representado através da equação da continuidade e da equação da energia no regime permanente. Na equação da continuidade, considera-se o armazenamento entre as seções da confluência desprezível:

$$Q_A^{t+1} + Q_B^{t+1} - Q_C^{t+1} = 0 \quad (4.58)$$

sendo Q_A [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$] a vazão na seção transversal de cálculo A localizada a montante da confluência, Q_B [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$] a vazão na seção transversal de cálculo B localizada a montante da confluência e Q_C [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$] a vazão na seção transversal de cálculo C localizada a jusante da confluência.

A equação da energia no regime permanente é dada por:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(z_0 + h + \frac{v^2}{2g} \right) = S_f \quad (4.59)$$

A equação da energia é aplicada entre as seções de montante e a de jusante desconsiderando o termo de energia cinética $v^2/2g$ e a perda de energia:

$$h_A^{t+1} - h_C^{t+1} = z_{0C} - z_{0A} \quad (4.60)$$

$$h_B^{t+1} - h_C^{t+1} = z_{0C} - z_{0B} \quad (4.61)$$

sendo h_A , h_B e h_C [m] a profundidade d'água nas seções A, B e C e z_{0A} , z_{0B} e z_{0C} [m] os níveis de fundo das seções transversais A, B e C.

As equações das confluências são idênticas no caso de confluências divergentes, ou seja, quando as seções A e B estão à jusante da confluência e a seção C a montante.

4.2.4. Trechos curtos

São definidos como trechos curtos aqueles em que a distância entre as seções transversais de montante e jusante é muito pequena ou nula, $\Delta x \approx 0$. Estes casos ocorrem em duas situações: 1) trechos de rio localizados entre duas confluências muito próximas; 2) confluência em que um dos trechos de rio afluente não é simulado com modelo hidrodinâmico. Nestes casos, a utilização das equações de Saint Venant causa instabilidades numéricas. Sendo assim, os trechos curtos são simulados através de equações da continuidade e de energia simplificadas, conforme a seguir:

$$Q_m^{t+1} - Q_j^{t+1} = -Q_l^{t+1} \quad (4.62)$$

$$h_m^{t+1} - h_j^{t+1} = z_{0j} - z_{0m} \quad (4.63)$$

sendo Q_m e Q_j [$m^3.s^{-1}$] as vazões nas seções de montante e jusante, h_m e h_j [m] as profundidades d'água nas seções de montante e jusante, z_{0m} e z_{0j} [m] os níveis de fundo nas seções de montante e jusante e Q_l [$m^3.s^{-1}$] a vazão de entrada entre as seções de montante e jusante. Nos casos em que os trechos curtos são devido a confluências muito próximas, $Q_l = q \Delta x$. Caso contrário, em confluências em que um dos trechos de rio afluente não é simulado com modelo hidrodinâmico, a vazão de entrada é igual à vazão no exutório da minibacia sem propagação hidrodinâmica.

4.2.5. Condições de contorno internas

Singularidades hidráulicas como vertedores e descarregadores de fundo de barragens, quedas d'água naturais condicionadas por fatores geológicos, entre outras, não podem ser representadas através das equações de Saint Venant. Alternativamente, são tratadas como condições de contorno internas no modelo. As condições de contorno internas são simuladas através de uma equação da continuidade:

$$Q_m^{t+1} - Q_j^{t+1} = 0 \quad (4.64)$$

e uma função f que relaciona a vazão com a profundidade d'água a montante e a jusante e que substitui a equação dinâmica:

$$Q = f(h_m, h_j) \quad (4.65)$$

sendo Q_m e Q_j [$m^3.s^{-1}$] as vazões nas seções de montante e jusante, h_m e h_j [m] as profundidades d'água nas seções de montante e jusante. A equação 4.66 é discretizada através da série de Taylor com aproximação de primeira ordem:

$$Q_j^{t+1} = Q_j^t + \left[\frac{\partial f}{\partial h_m} \right]^t (h_m^{t+1} - h_m^t) + \left[\frac{\partial f}{\partial h_j} \right]^t (h_j^{t+1} - h_j^t) \quad (4.66)$$

Reordenando os termos da equação, tem-se:

$$A'_i Q_i^{t+1} + B'_i h_i^{t+1} + C'_i Q_{i+1}^{t+1} + D'_i h_{i+1}^{t+1} = E'_i \quad (4.67)$$

sendo:

$$A'_i = 0; B'_i = -\left[\frac{\partial f}{\partial h_m}\right]^t; C'_i = 1; D'_i = -\left[\frac{\partial f}{\partial h_j}\right]^t \quad (4.68)$$

$$E'_i = Q_j^t + \left[\frac{\partial f}{\partial h_m}\right]^t h_m^t + \left[\frac{\partial f}{\partial h_j}\right]^t h_j^t \quad (4.69)$$

4.2.6. Condições de contorno e contribuição lateral

As vazões simuladas pelo modelo MGB-IPH são utilizadas como condição de contorno e contribuição lateral no modelo hidrodinâmico. No caso de minibacias de cabeceira, a condição de contorno de montante é dada por:

$$Q_{cc}^{t+1} = Q_{cel_i}^{t+1} \quad (4.70)$$

sendo Q_{cc} [$m^3.s^{-1}$] a vazão na seção de montante do trecho de rio localizado na minibacia i e Q_{cel_i} [$m^3.s^{-1}$] a vazão que chega ao rio na minibacia i .

No caso de uma minibacia C a jusante da confluência de duas minibacias A e B onde a propagação de vazões é computada sem o modelo hidrodinâmico, a condição de contorno é dada por:

$$Q_{cc}^{t+1} = Q_{exut_A}^{t+1} + Q_{exut_B}^{t+1} \quad (4.71)$$

sendo Q_{cc} [$m^3.s^{-1}$] a vazão na seção de montante do trecho de rio localizado na minibacia C e Q_{exut_A} e Q_{exut_B} [$m^3.s^{-1}$] as vazões no exutório das minibacias A e B .

No caso de uma minibacia C a jusante da confluência entre uma minibacia A com propagação hidrodinâmica e outra B sem propagação hidrodinâmica, a vazão no exutório da minibacia B é considerada como vazão de entrada no trecho curto que liga as minibacias A e C , conforme item 4.2.4.

$$Q_i^{t+1} = Q_{exut_B}^{t+1} \quad (4.72)$$

A contribuição lateral q_i [$m^2.s^{-1}$] a todos os subtrechos da minibacia i é dada por é dada por:

$$q_i^{t+1} = \frac{Q_{cel_i}^{t+1}}{L_i} \quad (4.73)$$

sendo L_i [m] o comprimento total do trecho de rio da minibacia i .

$$\mathbf{x} = \begin{bmatrix} Q_1^{t+1} \\ h_1^{t+1} \\ Q_2^{t+1} \\ h_2^{t+1} \\ \vdots \\ Q_i^{t+1} \\ h_i^{t+1} \\ \vdots \\ Q_n^{t+1} \\ h_n^{t+1} \end{bmatrix} \quad e \quad \mathbf{b} = \begin{bmatrix} E_0 \\ E_1 \\ E_1' \\ E_2 \\ E_2' \\ \vdots \\ E_i \\ E_i' \\ \vdots \\ E_{n-1} \\ E_{n-1}' \\ E_n \end{bmatrix} \quad (4.78)$$

No caso de sistemas contendo um único trecho de rio e, conseqüentemente, sem confluências, os elementos não nulos da matriz de coeficientes dependentes \mathbf{A} ficam todos próximos da diagonal principal, conforme a equação 4.77. Neste caso, a primeira e a última equação se referem às condições de contorno do sistema e as demais referentes às equações de Saint Venant nos subtrechos de rio. Em sistemas envolvendo múltiplos trechos ligados por confluências a matriz \mathbf{A} é esparsa, ou seja, a maioria dos seus elementos é nula e a maior parte dos elementos não nulos localiza-se distante da diagonal principal, conforme a figura a seguir.

Dada às características do sistema de equações lineares, utiliza-se uma variante do método de eliminação de Gauss (Tucci, 1978). A fim de diminuir o armazenamento e a operação de elementos não nulos, utiliza-se o esquema de armazenamento Skyline. São armazenados os elementos acima da diagonal principal a partir do primeiro elemento não nulo da respectiva coluna e os elementos a esquerda da diagonal a partir do primeiro elemento não nulo da respectiva linha. Todos estes coeficientes são armazenados no vetor \mathbf{AA} . Para cada linha i da matriz \mathbf{A} são armazenados inicialmente os elementos acima da diagonal principal, incluindo $a_{i,i}$. Posteriormente são armazenados em \mathbf{AA} os coeficientes a esquerda da diagonal principal. Os vetores IDIAG, IHIGH e IR são ponteiros que indicam a posição dos coeficientes armazenados de \mathbf{A} no vetor \mathbf{AA} . IDIAG(i) indica em qual linha de \mathbf{AA} localiza-se o coeficiente $a_{i,i}$. IHIGH(i) é o número de coeficientes armazenados acima da diagonal principal na coluna i , incluindo o elemento $a_{i,i}$. IR(i) é o número de coeficientes armazenados a esquerda da diagonal principal na linha i .

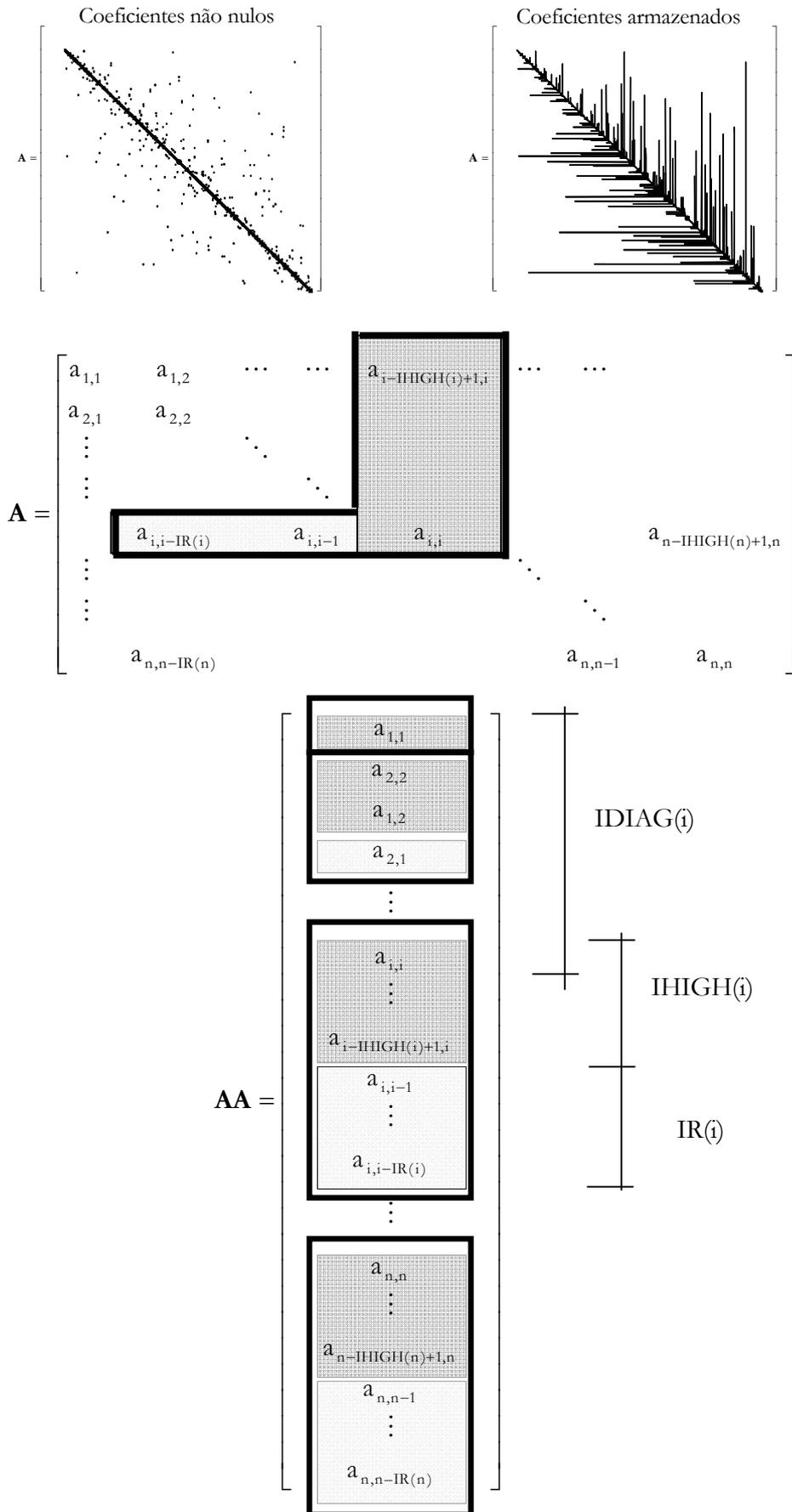


Figura 4.3 - Matriz de coeficientes esparsa e método de armazenamento Skyline.

Os detalhes sobre o algoritmo de eliminação de Gauss utilizando os coeficientes da matriz **A** armazenados em **AA** e os ponteiros IDIAG, IHIGH e IR são apresentados em Tucci (1978) e Tucci (2005).

O número total de elementos da matriz de coeficientes do modelo hidrodinâmico é igual a $4n^2$, sendo n o número de seções transversais da rede simulada. Entretanto, o número de elementos não nulos é apenas $8n$. O número de elementos armazenados pelo método Skyline é maior que $8n$ e depende da configuração da rede simulada. Quanto maior o número de confluências, maior o número de elementos nulos armazenados desnecessariamente. Além disto, a quantidade de elementos armazenados é dependente da numeração das seções transversais.

É proposto um método de renumeração das seções transversais para diminuir a largura da banda da matriz esparsa **A** e conseqüentemente o número de elementos armazenados em **AA**.

Neste método, as seções são numeradas seqüencialmente por trecho de rio. Sendo assim, em um determinado trecho com n seções transversais, os respectivos índices são $[i \dots i+n-1]$, sendo i o índice da seção localizada na extremidade de montante. O que é otimizado então é a ordem de numeração dos trechos de rio.

Inicialmente a ordem de numeração das seções transversais segue a mesma ordem de numeração dos trechos de rio. Sendo assim, os m trechos de rio são ordenados por $[1, 2, \dots, i, \dots, j, \dots, m-1, m]$. Em cada iteração do algoritmo são realizadas k permutações entre dois trechos, como por exemplo $[1, 2, \dots, j, \dots, i, \dots, m-1, m]$. O número de permutações k é uma variável aleatória com distribuição de probabilidades triangular $f(k) = (1 - k/m)/m$ sendo $0 \leq k \leq m$. Os índices i dos trechos são definidos aleatoriamente entre os m trechos através de uma distribuição de probabilidades uniforme $f(i) = 1/m$. Em cada iteração do algoritmo, verifica-se se o número de elementos armazenados em **AA** é inferior ao da iteração anterior. Caso afirmativo, a nova ordem dos trechos de rio, para fins de numeração das seções transversais, substitui a da iteração anterior. O algoritmo pára no momento que o número máximo de iterações definidas previamente tenha sido alcançado.

4.3. Discretização em minibacias e extração de parâmetros

Para a discretização da bacia estudada em minibacias, utilizam-se uma série de algoritmos consagrados e descritos na literatura (e.g. Jenson e Domingue, 1988) e outros desenvolvidos especificamente para o modelo MGB-IPH. Dado o fato de a topografia ser o principal elemento que define a direção e a velocidade dos escoamentos superficiais, todos os algoritmos descritos a seguir baseiam-se no Modelo Digital de Elevação (MDE) como principal fonte de informação. Antes de descrever em detalhe os algoritmos, seguem algumas definições importantes para o seu entendimento.

Todas as variáveis espaciais utilizadas (planos de informação em formato raster) são definidas através de matrizes de dados de r linhas e c colunas, onde cada elemento de determinada posição i,j corresponde ao valor da variável do ponto ou pixel $\langle i,j \rangle$. G é o conjunto dos pares ordenados de todos pixels de um raster com r linhas e c colunas.

$$G = \{ \langle i,j \rangle \mid i = [1,r] \subset \mathbb{N}, j = [1,c] \subset \mathbb{N} \} \quad (4.79)$$

O Modelo Digital de Elevação, denotado por H , associa a cada ponto $\langle i,j \rangle$ um valor de elevação do terreno $H\langle i,j \rangle$.

A vizinhança de um pixel $\langle i,j \rangle$, denotada por $N\langle i,j \rangle$, é definida pelo conjunto de pixels contíguos:

$$N\langle i,j \rangle = \{ \langle k,l \rangle \in G \mid k = \{i-1, i, i+1\}, l = \{j-1, j, j+1\}, \langle k,l \rangle \neq \langle i,j \rangle \} \quad (4.80)$$

A direção de fluxo $\delta\langle i,j \rangle$ é uma função do MDE que retorna a direção de maior declividade, podendo assumir os valores N, NE, E, SE, S, SO, O, NO ou nulo.

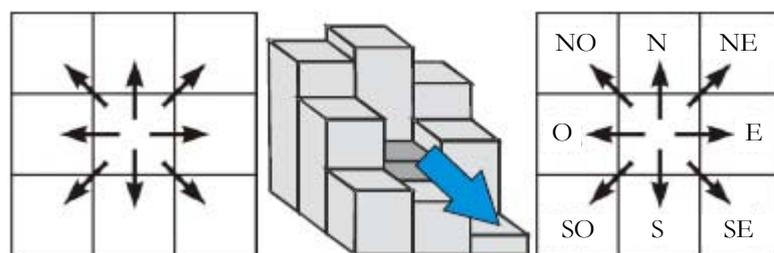


Figura 4.4 - Direções de fluxo. (Fonte: Collischonn, 2001).

As coordenadas de um pixel conectado hidrológicamente e imediatamente a jusante de um ponto $\langle i,j \rangle$ são dadas pela função F :

$$F\langle i,j \rangle = \langle i,j \rangle + \Delta(\delta\langle i,j \rangle) \quad (4.81)$$

sendo $\Delta(\delta\langle i,j \rangle)$ função da direção de fluxo que fornece a posição relativa $\langle \Delta_i, \Delta_j \rangle$ do pixel a jusante de $\langle i,j \rangle$. A Tabela 4.1 mostra os valores da função Δ para respectivos valores de direção de fluxo.

Tabela 4.1 – Posição relativa de pixel de jusante de acordo com direção de fluxo.

δ	Δ
N	$\langle -1,0 \rangle$
NE	$\langle -1,1 \rangle$
E	$\langle 0,1 \rangle$
SE	$\langle 1,1 \rangle$
S	$\langle 1,0 \rangle$
SO	$\langle 1,-1 \rangle$
O	$\langle 0,-1 \rangle$
NO	$\langle -1,-1 \rangle$
Nulo	$\langle 0,0 \rangle$

Quando o valor de direção de fluxo em determinado pixel é nulo, ou seja, $F\langle i,j \rangle = \langle i,j \rangle$, este é definido como uma depressão espúria. Estas são muito comuns em regiões muito planas ou devido a erros no MDE. A maioria dos procedimentos aqui descritos requer que o MDE possua continuidade hidrológica e conseqüentemente não possua depressões espúrias. Conectividade hidrológica significa que a partir de determinado pixel $\langle i,j \rangle$ e da aplicação recursiva da função F é possível percorrer o caminho do escoamento superficial até sair do domínio do MDE quando $\langle i,j \rangle \notin G$. Para tanto são utilizados algoritmos para preenchimento de depressões espúrias do MDE como o descrito em Jensen e Domingue (1988). O MDE após o preenchimento das depressões espúrias é chamado de MDE preenchido.

A área acumulada $A\langle i,j \rangle$ é igual ao somatório das áreas de todos pixels localizados a montante do ponto $\langle i,j \rangle$ e é computada através do seguinte algoritmo:

Para cada pixel $\langle i,j \rangle$, computar de forma iterativa as equações 4.82 e 4.83 até que $k < 1$, $l < 1$, $k > r$ ou $l > c$:

$$A\langle k,l \rangle^t = A\langle k,l \rangle^{t-1} + dA\langle i,j \rangle \quad (4.82)$$

$$\langle k,l \rangle^{t+1} = F\langle k,l \rangle^t \quad (4.83)$$

sendo $\langle k,l \rangle^0 = \langle i,j \rangle$, t a iteração e dA a área de determinado pixel, que depende de sua localização geográfica, resolução e sistema de coordenadas geográficas.

A rede de drenagem $D\langle i,j \rangle$ é definida pelo conjunto de pixels com área de contribuição maior que um valor mínimo A_{\min} :

$$D\langle i,j \rangle = \begin{cases} 1 & \text{se } A\langle i,j \rangle \geq A_{\min} \\ 0 & \end{cases} \quad (4.84)$$

O plano de informação de minibacias B , associa a cada ponto o índice relativo ao número da minibacia a qual o pixel $\langle i,j \rangle$ pertence. A discretização em minibacias é realizada considerando como critério a existência de um único trecho de rio por minibacia. Estes são definidos como os trechos de rio entre duas confluências ou uma confluência e um pixel de cabeceira (início da rede de drenagem).

O algoritmo para discretização em minibacias consiste então na identificação das confluências e dos pixels que fazem parte destas, e na definição dos pixels a montante das confluências.

O conjunto de pixels a jusante de uma confluência é definido por todos pixels que possuem em sua vizinhança mais de dois pontos imediatamente a montante e que pertençam à rede de drenagem:

$$J = \left\{ \langle i,j \rangle \in G \mid \exists \langle k,l \rangle, \langle m,n \rangle \in N\langle i,j \rangle \mid F\langle k,l \rangle = F\langle m,n \rangle = \langle i,j \rangle, \right. \\ \left. D\langle k,l \rangle \neq 0, D\langle m,n \rangle \neq 0, \langle k,l \rangle \neq \langle m,n \rangle \right\} \quad (4.85)$$

O conjunto de pixels a montante das confluências é definido por todos aqueles pertencentes à rede de drenagem e imediatamente a montante de um pixel pertencente ao conjunto de pixels a jusante de uma confluência:

$$M = \left\{ \langle i,j \rangle \in G \mid D\langle i,j \rangle \neq 0, F\langle i,j \rangle \in J \right\} \quad (4.86)$$

A delimitação das minibacias é computada pelo algoritmo descrito a seguir:

Inicializa-se a variável B com os pixels localizados a montante das confluências codificados por um índice individual p :

$$B\langle i,j \rangle = \begin{cases} p & \text{se } \langle i,j \rangle \in M \\ 0 & \end{cases} \quad (4.87)$$

Para cada pixel $\langle i, j \rangle$ computar de forma iterativa as equações 4.88 e 4.89: até que $B\langle k, l \rangle^t \neq 0$:

$$B\langle i, j \rangle = B\langle k, l \rangle^t \quad \text{se} \quad B\langle k, l \rangle^t \neq 0 \quad (4.88)$$

$$\langle k, l \rangle^{t+1} = F\langle k, l \rangle^t \quad (4.89)$$

sendo $\langle k, l \rangle^0 = \langle i, j \rangle$.

Por fim os trechos de rio são renumerados para manter a mesma codificação das minibacias:

$$D\langle i, j \rangle = \begin{cases} B\langle i, j \rangle & \text{se} \quad D\langle i, j \rangle \neq 0 \\ 0 & \end{cases} \quad (4.90)$$

Após estes procedimentos, e baseado nos planos de informações obtidos, são calculados para cada minibacia os seguintes parâmetros: índice da minibacia a jusante, área de drenagem, área de drenagem a montante, comprimento do rio principal, declividade do rio principal, comprimento do maior afluente, declividade do maior afluente e porcentagem da área das unidades de resposta hidrológica HRUs.

4.4. Critérios de seleção de trechos com propagação hidrodinâmica

A opção de melhoria do modelo MGB-IPH recaiu sobre a adoção, sempre que necessário, de um método de propagação usando um modelo hidrodinâmico. Em trechos de rio onde não é necessária a aplicação do modelo hidrodinâmico utiliza-se método de Muskingum Cunge.

Os critérios para decidir se um trecho de rio deve ser simulado usando um método hidrodinâmico ou simplificado podem ser divididos em 3 grandes grupos: 1) locais de interesse; 2) capacidade de representação dos processos físicos; 3) esforço computacional. Evidentemente, a complexidade do modelo deve estar de acordo com os objetivos da simulação. Pelo princípio da parcimônia e por questões computacionais, o método deve ser o mais simples possível para uma dada situação.

Em primeiro lugar devem-se definir os locais onde se desejam resultados mais precisos do modelo hidrológico, como hidroelétricas, hidrovias ou principais cidades. Também é necessário verificar quais trechos necessitam ser simulados com modelo hidrodinâmico por características físicas, como baixa declividade ou efeitos de remanso. Os dois primeiros fatores definem quantidades mínimas desejáveis de trechos com propagação hidrodinâmica. O terceiro fator define

o máximo e é relativo ao esforço computacional. Caso selecione-se um grande número de minibacias a serem representadas com modelo hidrodinâmico, o modelo hidrológico pode ficar muito complexo para ser utilizado, por exemplo, em simulações de longo período de tempo ou mesmo previsão em tempo atual.

A fim de garantir a capacidade do modelo em representar dos processos físicos, devem ser selecionados, para simulação com modelo hidrodinâmico, os trechos de rio com as seguintes características:

- Baixa declividade
- Grandes planícies de inundação
- Significativa influência de remanso de outro rio ou sobre tributário
- Influência de maré

Conforme Ponce (1989), o limite de aplicabilidade de modelos do tipo onda cinemática é dado por:

$$\frac{Tr \cdot S_0 \cdot v_0}{h_0} > N \quad (4.91)$$

sendo Tr [s] o tempo de subida da onda de cheia, S_0 a declividade do trecho de rio [$m \cdot m^{-1}$], v_0 a velocidade média de referência [$m \cdot s^{-1}$], h_0 [m] a profundidade d'água de referência e $N = 85$. A equação considera a análise de um trecho único de rio sem ponderar interações que ocorrem em sistemas complexos, como interação devido a efeitos de remanso causado por outro rio ou maré e influência da planície de inundação.

Sendo assim, este critério pode ser utilizado na seleção de trechos de rio conforme a declividade. Quanto aos outros aspectos, não existe um critério objetivo para a seleção dos trechos de rio. A declividade pode ser utilizada como indicador da presença de efeitos significativos de remanso. Em relação à planície de inundação pode ser utilizada inspeção visual do MDE.

4.5. Extração de parâmetros do modelo hidrodinâmico

4.5.1. Discretização e topologia

Inicialmente deve-se definir a discretização espacial e temporal do modelo hidrodinâmico. Não é possível estabelecer uma regra geral para a seleção de valores de Δt [s] e Δx [m] para todas as possíveis situações. Como é considerada uma variação linear das grandezas do escoamento entre cada intervalo de tempo e espaço, deve-se seguir algumas condições para obter-se uma solução precisa e estável para o esquema de diferenças finitas. A discretização do espaço deve ser suficientemente fina para caracterizar as não-linearidades nos níveis e vazões. O intervalo de tempo deve ser escolhido de forma a possibilitar uma boa representação das ondas que serão simuladas.

Considerando unicamente a eficiência da solução numérica do problema, um certo número de pontos na malha computacional por comprimento de onda do evento simulado é necessário. O comprimento de onda da cheia de um evento L_w [m] é expresso por:

$$L_w = T \cdot c = T \cdot \sqrt{g \cdot h} \quad (4.92)$$

$$\Delta x \leq \frac{L_w}{M} \quad (4.93)$$

sendo c [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$] a celeridade, g [$\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$] a aceleração da gravidade, T [s] é a duração do evento, h [m] é a profundidade d'água e $30 < M < 50$.

A discretização temporal - conforme Fread (1992) - deve ser definida considerando:

$$\Delta t \leq \frac{T_r}{M} \quad (4.94)$$

sendo T_r [s] o tempo de subida da onda de cheia e $M \geq 5$.

Critérios de estabilidade numérica podem ser utilizados para escolha dos valores de Δx e Δt . O número de Courant Cr , dado pela equação 4.95, indica o número de pontos da malha computacional que uma onda gerada por uma perturbação qualquer irá percorrer durante um intervalo de tempo. Ou seja, expressa o quanto algum erro numérico se propaga para o resto da solução. O número de Courant (Cunge et al, 1980) é dado por:

$$Cr = \frac{\Delta t(v + c)}{\Delta x} \quad (4.95)$$

sendo v [m.s^{-1}] a velocidade. O valor limite de Cr depende do esquema numérico, devendo ser inferior a 1 quando se utilizam esquemas explícitos.

O critério da velocidade indica o número de pontos da malha computacional que uma partícula d'água percorre num intervalo de tempo:

$$\frac{\Delta t \cdot v}{\Delta x} \leq M \quad (4.96)$$

sendo $M = 1$ a 2 .

O número de seções transversais de cálculo n_i no trecho de rio i é definido de acordo com:

$$n_i = L_i / \Delta x_i \quad (4.97)$$

sendo L_i [m] e Δx_i [m] o comprimento e a distância entre duas seções de cálculo do trecho de rio i . O valor de Δx_i é escolhido de forma a ser o mais próximo de Δx .

A localização das seções transversais é definida pelo algoritmo descrito a seguir:

Para cada minibacia p encontra-se um pixel na posição $\langle i, j \rangle$ tal que $B\langle i, j \rangle = p$. A partir deste pixel, percorre-se o modelo numérico do terreno no sentido de montante para jusante até encontrar um pixel pertencente à rede de drenagem. Este procedimento é computado pela repetição iterativa da seguinte equação:

$$\langle k, l \rangle^{t+1} = F\langle k, l \rangle^t \quad (4.98)$$

enquanto

$$D\langle k, l \rangle^t = 0 \quad (4.99)$$

sendo $\langle k, l \rangle^0 = \langle i, j \rangle$.

Percorre-se a rede de drenagem no sentido de jusante para montante a fim de obter as coordenadas no início do trecho de rio correspondente a minibacia p . As coordenadas $\langle k, l \rangle^{t+1}$ do pixel a montante a são aquelas definidas por:

$$\langle k, l \rangle^{t+1} = \left\{ \langle m, n \rangle \in N\langle k, l \rangle^t \mid D\langle m, n \rangle = D\langle k, l \rangle^t, F\langle m, n \rangle = \langle k, l \rangle^t \right\} \quad (4.100)$$

O procedimento é repetido até que as condições da equação (4.100) não sejam satisfeitas. Neste caso, $\langle i, j \rangle$ são as coordenadas da extremidade de montante do trecho de rio correspondente a minibacia p .

A primeira seção transversal localiza-se na atual posição $\langle i, j \rangle$. A localização das próximas seções transversais é computada percorrendo-se a rede de drenagem no sentido de montante a jusante e computando a distancia x [m] a extremidade de montante do trecho:

$$\langle k, l \rangle^{t+1} = F\langle k, l \rangle^t \quad (4.101)$$

$$x = x + dr \quad (4.102)$$

enquanto

$$D\langle k, l \rangle^t = D\langle k, l \rangle^{t+1} \quad (4.103)$$

sendo dr [m] a distância entre o centro dos pixels. Esta é função das coordenadas geográficas no centro dos pixels:

$$dr = f(\lambda^t, \varphi^t, \lambda^{t+1}, \varphi^{t+1}) \quad (4.104)$$

sendo φ a latitude e λ a longitude.

As coordenadas da m -ésima seção transversal do trecho de rio da minibacia p são iguais a $\langle k, l \rangle^t$ se $x > (m-1) \cdot \Delta x_p$.

4.5.2. Perfil longitudinal

Para cada trecho de rio são extraídos perfis longitudinais do modelo digital de elevação em nível de pixel, com o principal objetivo de extrair informações a respeito do nível de fundo das seções transversais de cálculo. O procedimento computacional para extração automática destes consiste na repetição das equações:

$$\langle k, l \rangle^{t+1} = F\langle k, l \rangle^t \quad (4.105)$$

$$x = x + dr \quad (4.106)$$

$$z_{\text{MDE}}(x) = H\langle k, l \rangle^t \quad (4.107)$$

enquanto

$$D\langle k, l \rangle^t = D\langle k, l \rangle^{t+1} \quad (4.108)$$

sendo $z_{\text{MDE}}(x)$ [m] o nível do terreno extraído do MDE associado a distancia x do inicio do trecho de rio.

O perfil longitudinal bruto não fornece informação acerca do nível de fundo das seções transversais. Nele estão contidos erros sistemáticos relacionados a efeitos da vegetação ripária, nível d'água e erros aleatórios devido a ruídos nos dados do MDE (Rabus et al, 2003; Sun et al, 2003; Kelldorfer et al, 2004; Lehner et al, 2006), conforme equação e a figura a seguir:

$$z_0(x) = z_{\text{MDE}}(x) - H(x) - H_{\text{veg}}(x) + \varepsilon(x) \quad (4.109)$$

sendo z_0 [m], H [m] a profundidade d'água, H_{veg} [m] a altura efetiva da vegetação e ε [m] um ruído aleatório.

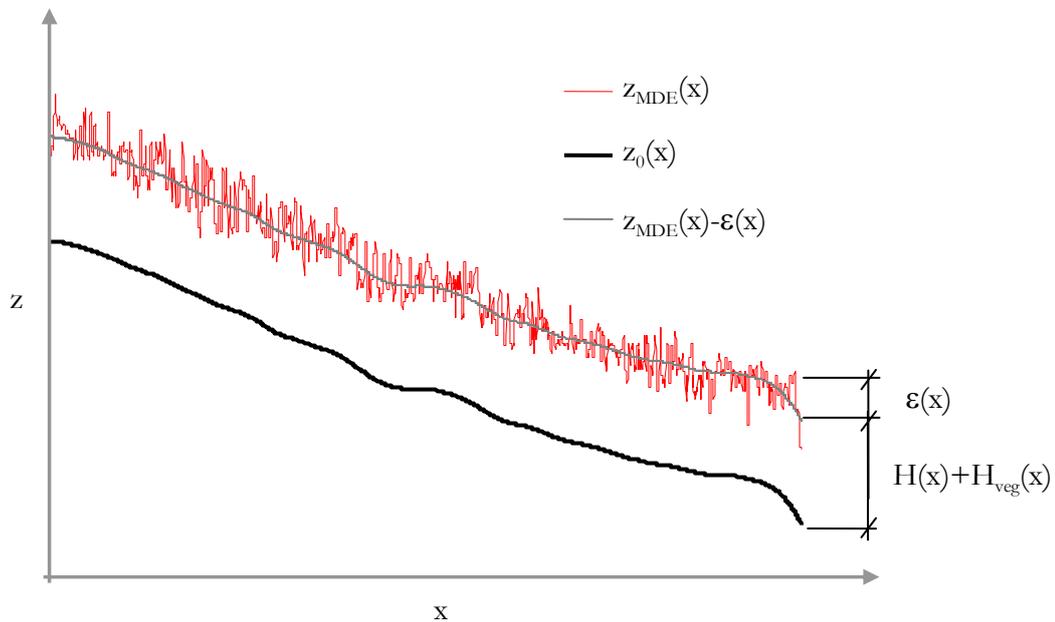


Figura 4.5 – Erros no perfil longitudinal extraído de MDE do SRTM.

Em rios com largura expressiva, as informações do MDE se referem a níveis d'água na data em que os dados do SRTM foram obtidos. Nos demais rios, $z_{\text{MDE}}(x)$ é o nível acima do nível d'água e abaixo da copa da vegetação. O efeito da vegetação depende da relação entre a largura do rio e a resolução do DEM utilizado. Em rios onde a resolução do DEM é muito menor que sua largura, como ilustrado na Figura 4.6, o efeito na vegetação não é significativo.

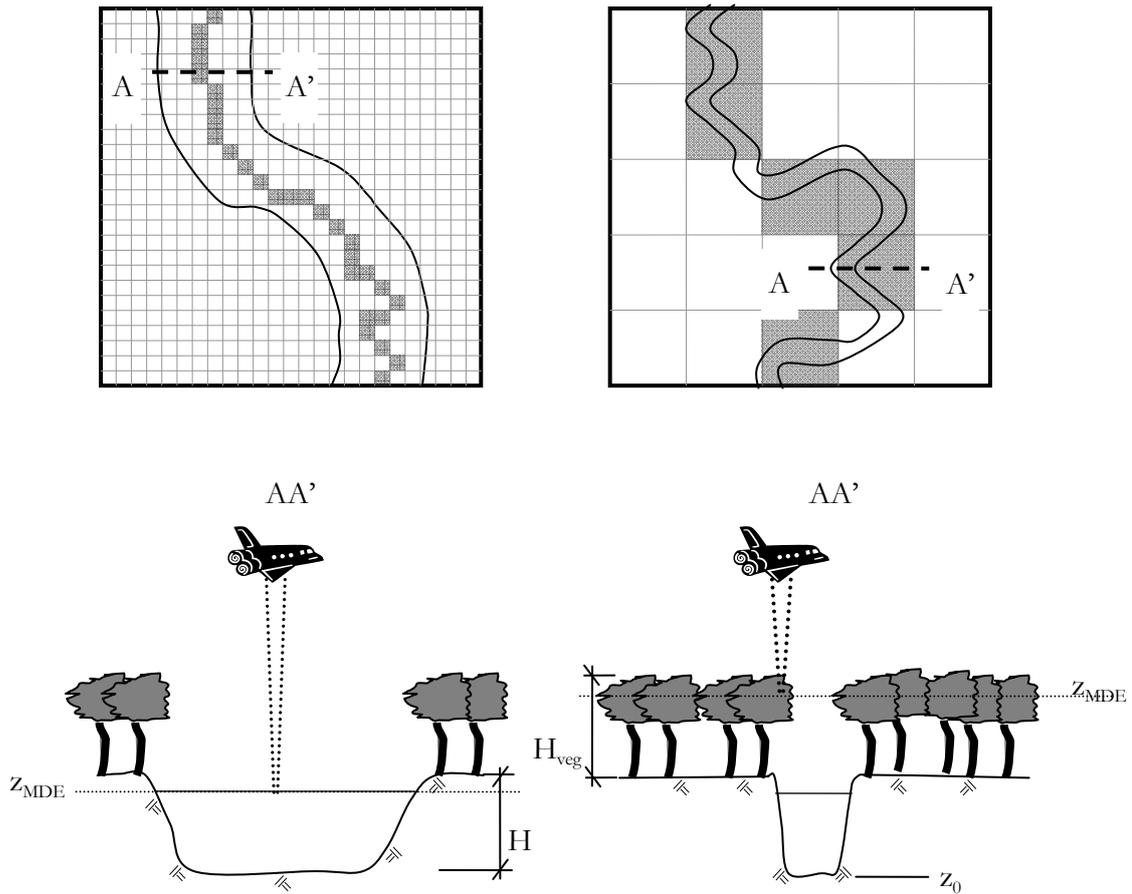


Figura 4.6 – Efeito da vegetação e nível d’água sobre dados do SRTM.

Desta forma, os erros sistemáticos relacionados a efeitos da vegetação e nível d’água são eliminados pela seguinte expressão:

$$z_0 = \begin{cases} z_{\text{MDE}} - H - H_{\text{veg}} & \text{se } B \leq \alpha \cdot \text{res} \\ z_{\text{MDE}} - H - H_{\text{veg}} \cdot \left(1 - \frac{B - \alpha \cdot \text{res}}{\beta \cdot \text{res}}\right) & \text{se } B \leq (\alpha + \beta) \cdot \text{res} \\ z_{\text{MDE}} - H & \text{se } B > (\alpha + \beta) \cdot \text{res} \end{cases} \quad (4.110)$$

sendo H_{veg} [m] a altura efetiva da vegetação, z_{MDE} [m] nível extraído do MDE, H [m] e B [m] a profundidade e a largura da seção transversal do rio calculados em função da área de drenagem por relações geomorfológicas conforme item a seguir, z_0 [m] o nível de fundo do rio, α e β parâmetros e res [m] a resolução espacial dos planos de informação. Os parâmetros α e β relacionados com a resolução res indicam a partir de que largura de rio os efeitos da vegetação são considerados. Em rios com largura menor que $\alpha \cdot \text{res}$ os efeitos da vegetação são considerados. Em rios com largura maior que $(\alpha + \beta) \cdot \text{res}$ o efeito é desconsiderado. Em rios de largura intermediária utiliza-se uma transição linear a fim de evitar descontinuidades.

Os ruídos aleatórios são removidos dos perfis longitudinais a fim de se evitar instabilidades numéricas no esquema numérico do modelo hidrodinâmico. Para tanto, utiliza-se um filtro do tipo média móvel computado iterativamente:

$$z_{i,t+1} = \theta \cdot z_{i+1,t} + (1 - 2 \cdot \theta) \cdot z_{i,t} + \theta \cdot z_{i-1,t} \quad (4.111)$$

sendo $z_{i,t}$ [m] o nível no pixel i na iteração t , θ um parâmetro ponderador, $i-1$ e $i+1$ índices relativos aos pixels a montante e jusante do pixel i , t a iteração. A equação do filtro é aplicada de forma recursiva t_{max} vezes.

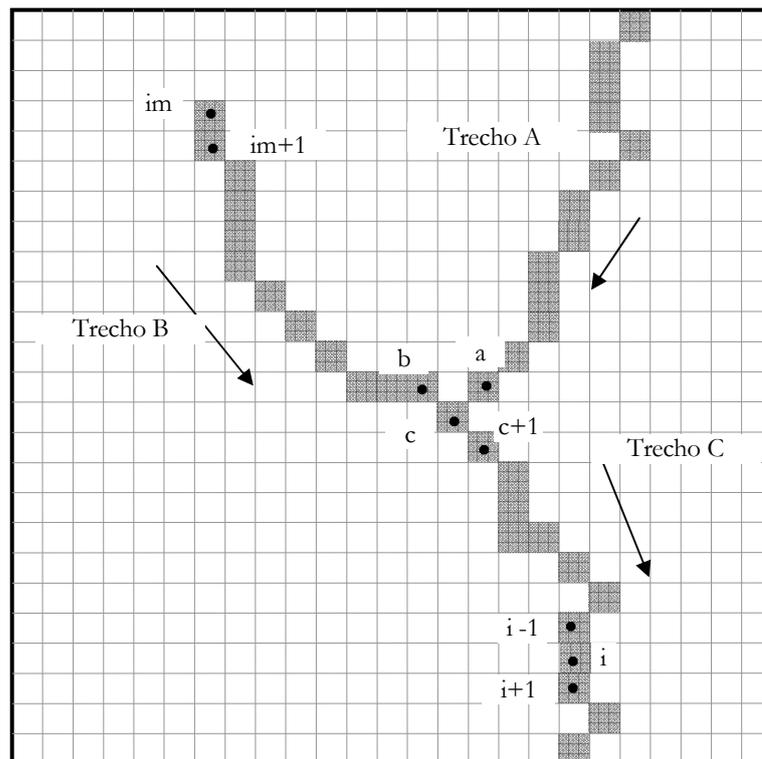


Figura 4.7 – Posição de pixels em perfil longitudinal extraído do MDE.

A fim de evitar descontinuidades nos níveis de fundo filtrados próximo a confluências, todos os trechos de rio são suavizados em conjunto. Para tanto, nos pixels localizados nas confluências (ponto c da figura 4.6) o filtro utiliza informação dos demais pixels da confluência (pontos a e b da figura 4.6) e do pixel imediatamente a jusante ou montante (ponto $c+1$ da figura 4.6) no mesmo trecho de rio.

$$z_{c,t+1} = \theta_a \cdot z_{a,t} + \theta_b \cdot z_{b,t} + \theta_c \cdot z_{c,t} + \theta_{c+1} \cdot z_{c+1,t} \quad (4.112)$$

Os ponderadores são proporcionais a área de drenagem A_d [km²] a montante de cada um dos pontos:

$$\theta_a = (1 - \theta_c) \frac{Ad_a}{Ad_a + Ad_b + Ad_{c+1}} \quad (4.113)$$

$$\theta_b = (1 - \theta_c) \frac{Ad_b}{Ad_a + Ad_b + Ad_{c+1}} \quad (4.114)$$

$$\theta_{c+1} = (1 - \theta_c) \frac{Ad_{c+1}}{Ad_a + Ad_b + Ad_{c+1}} \quad (4.115)$$

Nos pontos de extremidade da rede de drenagem, o filtro tem a seguinte forma:

$$z_{im,t+1} = \theta_{im} \cdot z_{im,t} + (1 - \theta_{im}) \cdot z_{im+1,t} \quad (4.116)$$

Os parâmetros do filtro são o número de iterações tmax e os ponderadores θ , θ_c , θ_{im} . São utilizados como padrão os seguintes valores para os ponderadores: $\theta=0,33$; $\theta_c=0,5$ e $\theta_{im}=0,95$. O único parâmetro a ser definido a depender da aplicação é o número de iterações do filtro. Quanto maior o valor de tmax, maior a suavização do perfil longitudinal. A escolha do valor de tmax é subjetiva e deve ser acompanhada de inspeção dos resultados obtidos.

4.5.3. Parâmetros das seções transversais

As seções transversais são representadas por seções tipo retangulares, caracterizadas pela largura B [m] e profundidade máxima H [m], conforme figura a seguir:

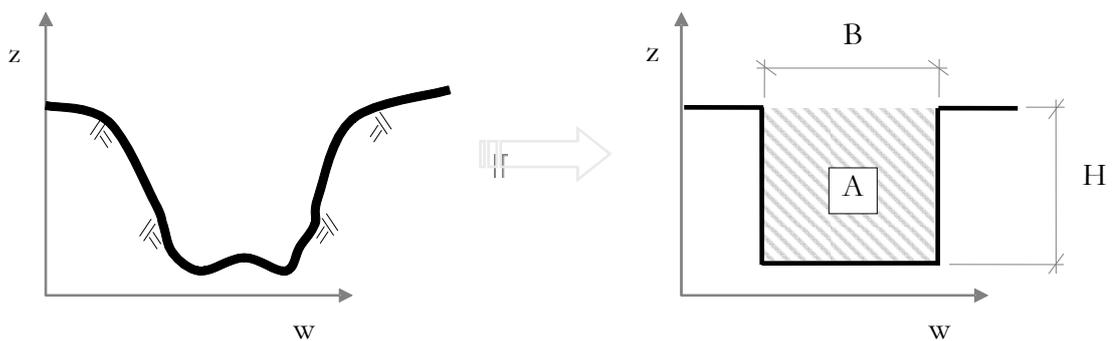


Figura 4.8 – Seção transversal natural representada por seção tipo retangular

Estes parâmetros são computados a partir de relações geomorfológicas do tipo:

$$B = a \cdot A_d^b \quad (4.117)$$

$$H = a' \cdot A_d^{b'} \quad (4.118)$$

sendo A_d [km²] a área de drenagem e a , b , a' e b' parâmetros.

Alternativamente, se as larguras das seções transversais forem previamente conhecidas - extraídas de imagens de satélite, por exemplo - o parâmetro H pode ser computado utilizando a área molhada A da seção transversal computada via relação geomorfológica:

$$A = a'' \cdot A_d^{b''} \quad (4.119)$$

$$H = \frac{A}{B} \quad (4.120)$$

sendo A [m²] a área molhada a seção transversal, a'' e b'' parâmetros.

4.5.4. Planície de inundação

As planícies de inundação são caracterizadas por uma função $Afl(z, m)$ que, para cada seção transversal m , relaciona o nível d'água com a área inundada no subtrecho a montante da seção. Esta função é chamada de relação nível d'água versus área alagada e é extraída do MDE através do procedimento descrito a seguir.

Inicialmente define-se a localização das áreas possivelmente alagadas relacionadas com cada seção transversal, seja por proximidade ou conectividade hidrológica. Estas áreas são chamadas de áreas alagáveis e o respectivo plano de informação denotado por P . A variável $P\langle i, j \rangle$ associa em cada ponto $\langle i, j \rangle$ a uma seção transversal do modelo hidrodinâmico ou nenhum valor se o ponto não estiver localizado em uma área alagável. A área alagável relacionada com uma determinada seção transversal m localizada numa minibacia k é definida pelo conjunto de pixels pertencentes à minibacia k e que drenam para o subtrecho de rio a montante da seção transversal m .

A variável P é inicializada com os índices das seções transversais nos pixels $\langle i, j \rangle$ que possuem as mesmas coordenadas $\langle k, l \rangle_m$ de qualquer seção transversal m :

$$P\langle i, j \rangle = \begin{cases} m & \text{se } \langle i, j \rangle = \langle k, l \rangle_m \\ 0 & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (4.121)$$

Para cada pixel $\langle i, j \rangle$ localizado em minibacias com propagação hidrodinâmica computar de forma iterativa as equações 4.122 e 4.123: até que $P\langle k, l \rangle^t \neq 0$:

$$P\langle i, j \rangle = P\langle k, l \rangle^t \quad \text{se } P\langle k, l \rangle^t \neq 0 \quad (4.122)$$

$$\langle k, l \rangle^{t+1} = F \langle k, l \rangle^t \quad (4.123)$$

sendo $\langle k, l \rangle^0 = \langle i, j \rangle$.

Por fim a relação nível área alagada pode ser computada. A área alagada relacionada com determinada seção m e nível d'água z é igual à soma da área de todos os pixels pertencentes à área alagável m e com cota igual ou inferior a z , conforme a seguir:

$$Afl(z, m) = \sum_{\langle i, j \rangle \in S} dA \langle i, j \rangle \quad \text{sendo} \quad S = \{ \langle k, l \rangle \in G \mid P \langle k, l \rangle = m, H^* \langle k, l \rangle \leq z \} \quad (4.124)$$

sendo dA [km^2] a área de determinado pixel, que depende de sua localização geográfica, resolução e sistema de coordenadas geográficas, S um conjunto de pixels e H^* [m] um MDE corrigido com fins de remoção do efeito da vegetação. A forma mais simples de corrigir o MDE é simplesmente considerando um valor constante de altura de vegetação para toda a bacia, conforme a seguir:

$$H^* \langle i, j \rangle = H \langle i, j \rangle - H_{veg} \quad (4.125)$$

sendo H_{veg} [m] a altura efetiva da vegetação e H [m] o MDE original.

4.6. Modelo de inundação

4.6.1. Profundidade d'água na planície de inundação

As variáveis de saída do modelo hidrodinâmico unidimensional são níveis d'água e vazões em cada seção transversal de cálculo em cada intervalo de tempo. Dada as hipóteses adotadas para representação das planícies de inundação (mesmo nível d'água do canal principal e velocidade nula) é possível extrair resultados de manchas de inundação, que podem ser em termos de níveis d'água, profundidade inundação ou mesmo indicação de ocorrência ou não ocorrência de inundação distribuída no tempo e espaço.

A profundidade d'água no espaço e tempo é calculada utilizando os resultados de nível d'água em cada seção de cálculo do modelo hidrodinâmico z [m], o plano de informação de áreas alagáveis P e o modelo digital de elevação corrigido H^* [m]. Considera-se que, em um determinado intervalo de tempo os níveis d'água nas áreas inundáveis de uma determinada seção são iguais ao desta. Sendo a variável Y o plano de informação de inundação em termos de profundidade d'água no

intervalo de tempo t , $Y_t \langle i, j \rangle$ é a profundidade d'água no ponto $\langle i, j \rangle$ no intervalo de tempo t e é computado por:

$$Y_t \langle i, j \rangle = z_{p \langle i, j \rangle, t} - H^* \langle i, j \rangle \quad (4.126)$$

4.6.2. HRU Dinâmico

A fim de considerar a variação das áreas alagadas no balanço hídrico vertical do modelo hidrológico, utiliza-se uma metodologia aqui chamada de “HRU Dinâmico”. Nesta metodologia, considera-se que as porcentagens de área dos HRUs em cada minibacia são variáveis. Um dos HRUs representa o comportamento hidrológico da água. A área deste HRU em determinada minibacia é variável e igual à área alagada total na minibacia em questão. Esta é computada em função dos níveis d'água simulados e informação da curva nível d'água versus área alagada Afl. As porcentagens de área dos outros HRUs são alteradas mantendo a soma das áreas de todos HRUs constante.

O balanço hídrico no HRU representativo de água e das áreas inundadas é simplificado. O armazenamento d'água no solo e processos relativos à interceptação, escoamento subsuperficial e trocas d'água com o aquífero são desprezados. Assim, considera-se $W=0$, $D_{int}=0$, $D_{bas}=0$, $D_{cap}=0$, $LAI=0$ e conseqüentemente $S_{max}=0$, sendo W [mm] volume d'água armazenado no solo, D_{int} [mm] o escoamento subsuperficial e D_{bas} [mm] o volume percolado ao aquífero, D_{cap} [mm] fluxo ascendente do aquífero ao solo, LAI [$m \cdot m^{-1}$] o índice de área foliar e S_{max} [mm] o volume máximo de interceptação. Assim, a equação de balanço hídrico se reduz a:

$$D_{sup} = PC - ETP \quad (4.127)$$

sendo D_{sup} [mm] o escoamento superficial, PC a precipitação [mm] e ETP a evapotranspiração potencial [mm].

4.7. Avaliação de resultados do modelo hidrodinâmico

As principais variáveis de saída do modelo hidrodinâmico são vazões, profundidade ou níveis d'água e extensão das áreas inundadas. A fim de avaliar a capacidade do modelo em representar a realidade, os resultados deste devem ser comparados com observações. Para tanto, utiliza-se uma série de índices estatísticos que serão descritos a seguir. Alguns desses índices são comuns a outras aplicações do modelo MGB-IPH ou estudos hidrológicos e outra parte é proposta neste trabalho.

4.7.1. Vazões

O Índice de Eficiência de Nash e Sutcliffe (Nash e Sutcliffe, 1970) indica o quanto as predições do modelo são melhores que aquelas de um modelo que prevê simplesmente a média dos dados observados e é dado por:

$$E_{NS} = 1 - \frac{\sum (Q_t^{obs} - Q_t^{calc})^2}{\sum (Q_t^{obs} - \overline{Q^{obs}})^2} \quad (4.129)$$

sendo E_{NS} [adimensional] o Índice de Eficiência de Nash e Sutcliffe, Q_t^{obs} as vazões observadas no intervalo de tempo t , Q_t^{calc} as vazões calculadas no intervalo de tempo t , $\overline{Q^{obs}}$ a média das vazões observadas. Valores de E_{NS} iguais a 1 indicam perfeita concordância entre os dados observados e simulados, enquanto que valores negativos indicam que a média dos dados observados é um melhor preditor que os resultados do modelo.

Em muitos casos, devido à diferença na ordem de grandeza das vazões máximas e mínimas, a estatística E_{NS} não revela erros significativos nas vazões mínimas. Assim, a fim de avaliar o desempenho do modelo em estiagens utiliza-se o Índice de Eficiência de Nash e Sutcliffe do logaritmo das vazões, denotado por E_{NSlog} e dado por:

$$E_{NSlog} = 1 - \frac{\sum (\log Q_t^{obs} - \log Q_t^{calc})^2}{\sum (\log Q_t^{obs} - \overline{\log Q^{obs}})^2} \quad (4.130)$$

sendo $\log Q_t^{obs}$ o logaritmo das vazões observadas no intervalo de tempo t , $\log Q_t^{calc}$ o logaritmo das vazões calculadas no intervalo de tempo t , $\overline{\log Q^{obs}}$ a média do logaritmo das vazões observadas.

O erro no volume total ΔV é dado por:

$$\Delta V = \frac{\sum Q_t^{\text{calc}} - \sum Q_t^{\text{obs}}}{\sum Q_t^{\text{obs}}} \quad (4.131)$$

O índice de atraso DI aqui proposto é utilizado para avaliar a defasagem entre os hidrogramas simulados e observados. Dadas duas séries temporais x e y , a função de correlação cruzada $R_{xy}(m)$ entre elas é estimada por:

$$R_{xy}(m) = \begin{cases} \frac{1}{N-|m|} \sum_{i=1}^{N-m} \left(\frac{x_{i+m} - \mu_x}{\sigma_x} \right) \left(\frac{y_i - \mu_y}{\sigma_y} \right) & m \geq 0 \\ R_{yx}(-m) & m < 0 \end{cases} \quad (4.132)$$

sendo m um atraso qualquer entre as séries x e y , μ a média e σ o desvio padrão. O índice de atraso é igual ao valor de m mais próximo de zero que satisfaz a equação:

$$\max_m R_{xy}(m) \quad (4.133)$$

4.7.2. Níveis d'água

Sendo z [m] cotas da régua das estações fluviométricas ou níveis d'água computados pelo modelo hidrodinâmico, definimos a variável reduzida y [m] como o nível d'água em relação a algum referencial arbitrário desconhecido de forma que a média de y é igual a zero. Desta forma, y é dado por:

$$y_t = z_t - \frac{1}{n} \sum_{t=1}^n z_t \quad (4.134)$$

Através de estatísticas de comparação dos níveis d'água padronizados observados e calculados é possível avaliar a capacidade do modelo em representar os seguintes aspectos: forma e fase dos cotogramas através do coeficiente de correlação R , índice de eficiência de Nash e Sutcliffe e índice de atraso DI e erro na amplitude de variação através dos índices $A1$ e $A2$. A amplitude de variação dos níveis d'água A [m] é definida como a diferença entre os percentis de 95% e 5% dos níveis d'água padronizados:

$$A = y_{95\%} - y_{5\%} \quad (4.135)$$

O coeficiente A1 [m] é o erro absoluto de amplitude e o coeficiente A2 [%] é o erro percentual de amplitude dos níveis d'água observados e simulados.

$$A1 = A^{\text{calc}} - A^{\text{obs}} \quad (4.136)$$

$$A2 = 100 \cdot \frac{A^{\text{calc}} - A^{\text{obs}}}{A^{\text{obs}}} \quad (4.137)$$

4.7.3. Áreas inundadas

A inundação pode ser representada por níveis d'água no espaço e no tempo $z(x, y, t)$, profundidades d'água no espaço e no tempo $h(x, y, t)$, ou simplesmente por uma variável discreta que indique a ocorrência de inundação.

$$F(x, y, t) = \begin{cases} 1 & \text{se } h(x, y, t) > 0 \\ 0 & \text{se } h(x, y, t) = 0 \end{cases} \quad (4.138)$$

Normalmente o que se tem disponível são mapeamentos de inundação em determinados instantes de tempo. A inundação em um intervalo de tempo t^* específico seria igual a $F(x, y, t = t^*)$.

A comparação de mapas de inundação calculados e “observados” deve mostrar as áreas em que o modelo acerta ou erra a ocorrência ou não de inundação, e o tipo de erro. Uma forma prática de simplificar esta avaliação é através de uma tabela de contingência e estatísticas de avaliação de variáveis discretas (Wilks, 2006), conforme a seguir.

No caso da avaliação de área inundadas, a tabela de contingência indica a área total de acerto da ocorrência de inundação (a), acerto da não ocorrência de inundação (d), erro da ocorrência de inundação (c) e erro da não ocorrência de inundação (b).

Tabela 4.2 – Tabela de contingência.

		Observado	
		Sim	Não
Calculado	Sim	a	b
	Não	c	d

Estas são dadas por:

$$a = \text{Num}(F_{\text{obs}} \cap F_{\text{calc}}) \quad (4.139)$$

$$b = \text{Num}(F_{\text{obs}}^* \cap F_{\text{calc}}) \quad (4.140)$$

$$c = \text{Num}(F_{\text{obs}} \cap F_{\text{calc}}^*) \quad (4.141)$$

$$d = \text{Num}(F_{\text{obs}}^* \cap F_{\text{calc}}^*) \quad (4.142)$$

sendo F_{obs} as áreas inundadas observadas, F_{obs}^* as áreas não inundadas observadas, F_{calc} as áreas inundadas calculadas, F_{calc}^* as áreas não inundadas calculadas.

O Índice de Acerto (IA) é a razão entre as áreas em que o modelo acerta a ocorrência e a não ocorrência de inundação em relação à área total e é dado por:

$$IA = \frac{\text{Num}[(F_{\text{obs}} \cap F_{\text{calc}}) \cup (F_{\text{obs}}^* \cap F_{\text{calc}}^*)]}{\text{Num}(F_{\text{obs}} \cup F_{\text{obs}}^*)} = \frac{a + d}{a + b + c + d} \quad (4.143)$$

A utilidade do Índice de Acerto é questionável, por considerar o acerto tanto de áreas inundadas como não inundadas e dado o fato da maior parte das áreas não inundadas serem facilmente previstas. O Índice de Acerto Relativo (IAR) é a fração de áreas inundadas calculadas em relação ao total inundado calculado e observado e é mais apropriado como indicador único do desempenho do modelo de inundação.

$$IAR = \frac{\text{Num}(F_{\text{obs}} \cap F_{\text{calc}})}{\text{Num}(F_{\text{obs}} \cup F_{\text{calc}})} = \frac{a}{a + b + c} \quad (4.144)$$

Os demais índices são utilizados para explicar os erros do modelo. O índice BIAS é simplesmente a razão entre a área total inundada calculada e observada:

$$BIAS = \frac{\text{Num}(F_{\text{calc}})}{\text{Num}(F_{\text{obs}})} = \frac{a + b}{a + c} \quad (4.145)$$

O Índice de Falso Alarme (IAF) é a fração das áreas em que o modelo indica inundação e observa-se não inundação. O IAF é calculado pela razão entre a área em que ocorre erro na estimativa de não ocorrência de inundação e a área total inundada calculada:

$$\text{IAF} = \frac{\text{Num}(F_{\text{obs}}^* \cap F_{\text{calc}})}{\text{Num}(F_{\text{calc}})} = \frac{b}{a + b} \quad (4.146)$$

A Inundação Não Estimada (INE) é a fração da área total inundada observada que não foi estimada pelo modelo:

$$\text{INE} = \frac{\text{Num}(F_{\text{obs}} \cap F_{\text{calc}}^*)}{\text{Num}(F_{\text{obs}})} = \frac{c}{a + c} \quad (4.147)$$

Capítulo 5: ESTUDO DE CASO – Bacia do rio Solimões

O presente trabalho apresenta uma proposta de metodologia de modelagem hidrológica e hidrodinâmica integrada de grandes bacias. No estudo de caso a metodologia é aplicada na bacia do rio Solimões, sendo avaliada e comparada com resultados de modelos mais simplificados. Além disso, avalia-se que aspectos da metodologia fornecem resultados satisfatórios e quais são desnecessários. Para tanto, os principais objetivos do estudo de caso são apresentados na forma de questões a serem respondidas ao longo do texto.

1. A metodologia proposta de modelagem hidrológica e hidrodinâmica integrada apresenta vantagens em relação à modelagem hidrológica com métodos simplificados de propagação de vazão como o Muskingum Cunge, quando avaliada em termos da capacidade de representação das vazões observadas?
2. A metodologia proposta fornece resultados suficientemente precisos em termos de níveis d'água e áreas inundadas?
3. A metodologia proposta para extração de informações para o modelo hidrodinâmico de MDEs é satisfatória?
4. A influência da variação sazonal de áreas alagadas no balanço hídrico é significativa? Este aspecto deve ser considerado para fins de simulação?
5. Se existem diferenças significativas entre resultados método Muskingum Cunge e Hidrodinâmico, o que causa? Qual a influência do armazenamento da planície de inundação no comportamento hidráulico? Qual influência do termo de pressão das equações de Saint Venant?
6. O esquema numérico do modelo hidrodinâmico é eficiente?

Adicionalmente, o estudo de caso visa contribuir para compreensão dos processos hidrológicos da bacia Amazônica.

Assim, nos itens 5.1, 5.2 e 5.3 são apresentados a área de estudo e os aspectos metodológicos e de preparação dos dados do modelo MGB-IPH. Os itens 5.4 a 5.10 apresentam os principais resultados e as respostas para as questões levantadas.

5.1. Área de estudo

O rio Solimões é o principal afluente do rio Amazonas (Figura 5.1), tendo área de drenagem de cerca de 2.221.990 km² (aproximadamente 36% da área total da bacia do rio Amazonas). A bacia possui áreas externas ao território brasileiro e abrange frações significativas da Colômbia, Equador e Peru. No Brasil, fazem parte da bacia do rio Solimões os estados do Amazonas e Acre. Em termos de cobertura vegetal, a bacia caracteriza-se por predominância da floresta amazônica e é uma das regiões menos degradadas da Amazônia.

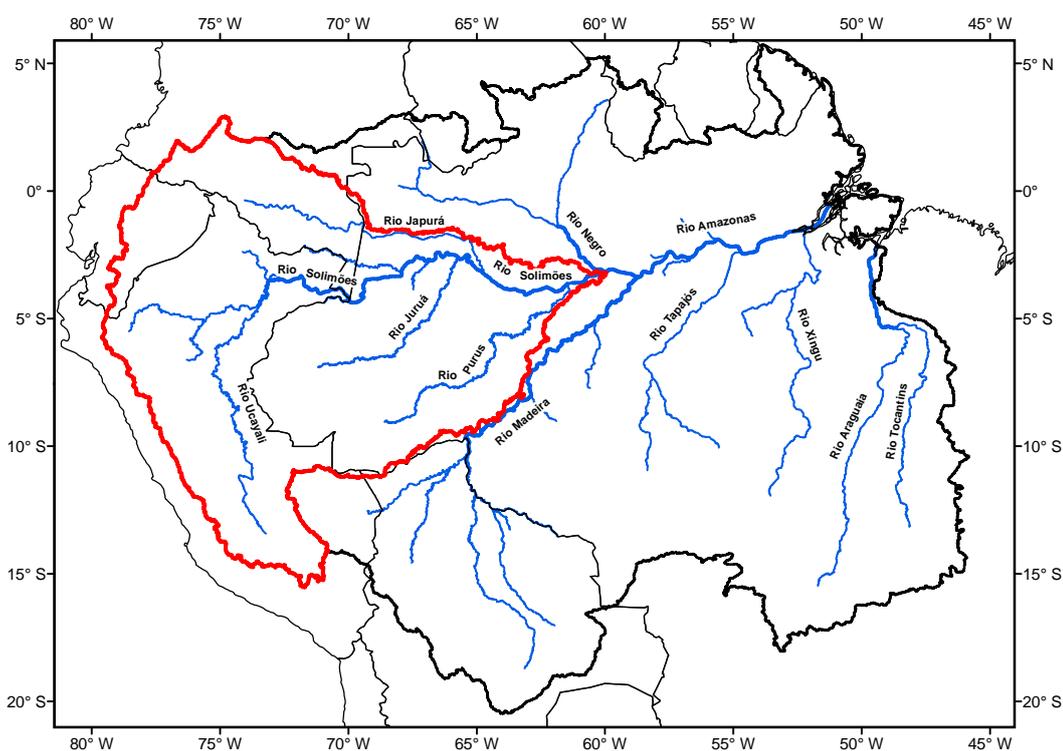


Figura 5.1 – Mapa de localização da bacia do rio Solimões na bacia Amazônica.

Conforme a Figura 5.1, o rio Solimões drena uma vasta região do Peru e muitos de seus afluentes são oriundos da cordilheira dos Andes. Na fronteira entre Peru e Brasil, o rio Solimões possui cerca de 991.000 km² - quase metade de sua área de drenagem total. No território brasileiro os principais afluentes são os rios Içá e Japurá, pela margem esquerda, e os rios Jutáí, Juruá e Purus, pela margem direita.

Quanto ao relevo, devido à grande extensão da bacia, existe uma considerável variedade de formas e é muito difícil uma caracterização completa em uma breve descrição. Em resumo, destaca-se a presença de regiões muito elevadas e acidentadas na Cordilheira dos Andes, chegando a mais de 6000 m de altitude. Há ainda uma ampla planície em parte da Amazônia central caracterizada,

principalmente, por extensas áreas inundáveis, por onde passa o rio Solimões e os principais afluentes brasileiros, conforme a Figura 5.2.

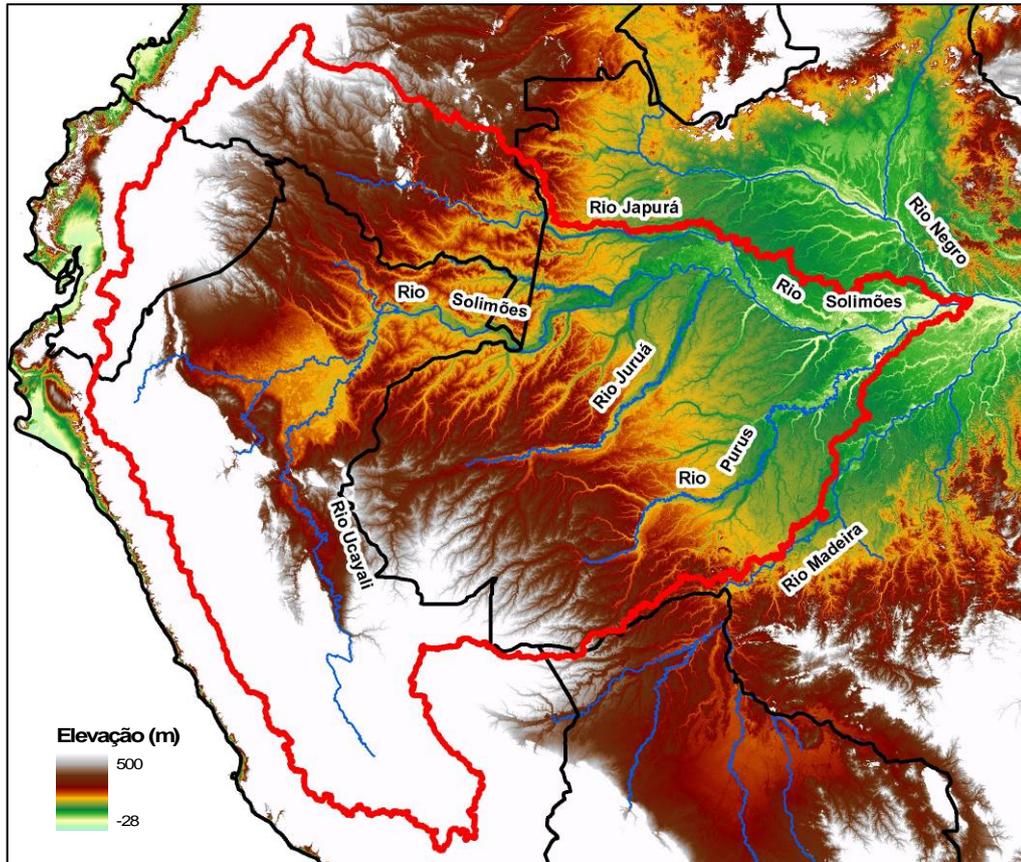


Figura 5.2 – Relevo da bacia do rio Solimões.

Devem ser ressaltadas as razões para a bacia do rio Solimões ser escolhida como estudo de caso do presente trabalho.

- Elevado tempo de propagação da onda de cheia do rio Solimões e afluentes:

A onda de cheia do rio Solimões leva cerca de dois meses para percorrer o trecho entre a fronteira do Brasil e Peru até a confluência com o rio Negro. O alto tempo de propagação dos hidrogramas demonstra como este fator é importante no comportamento hidrológico do rio Solimões e afluentes. Esta característica pode ser importante para evidenciar diferenças nos métodos de simulação do escoamento em rios que serão testados.

- Extensas áreas inundáveis:

A bacia do rio Solimões é a que possui a maior parte das áreas inundáveis da bacia Amazônica. Tanto o rio Solimões como os seus principais afluentes, (Purus, Juruá e Japurá) possuem extensas áreas inundáveis, com grande sazonalidade nas áreas efetivamente alagadas,

conforme Hess et al (2003) e Sippel et al (1998). Dessa forma, a área de estudo escolhida tende a ser apropriada para uma avaliação dos resultados de área inundada do modelo hidrodinâmico.

- Efeito de remanso sobre principais afluentes:

Os principais afluentes do rio Solimões, a citar o rio Juruá e Purus, sofrem significativo efeito de remanso causado pelo rio Solimões. É comum a presença de curvas chave em laço tanto nos afluentes como no próprio rio Solimões. Meade et al. (1991) mostra claramente esse efeito no rio Purus. A representação desses processos via simulação exige a consideração das forças de pressão da equação dinâmica das equações de Saint Venant. Dessa forma, a região de estudo se mostra ideal para testes com um modelo hidrodinâmico. Além disso, essa característica deve amplificar as diferenças entre os métodos testados.

5.1.1. Dados hidrológicos

Dados hidrológicos de estações fluviométricas e pluviométricas foram obtidos da base de dados da Agência Nacional das Águas (ANA), disponíveis no Sistema de Informações Hidrológicas (HidroWeb – <http://hidroweb.ana.gov.br>).

A principal dificuldade relativa à disponibilidade de dados na bacia Amazônica é o fato desta abranger territórios de países vizinhos, onde há dificuldades de acesso aos seus dados hidrológicos. Logo, foram utilizados somente dados hidrológicos de estações localizadas no território brasileiro.

Os dados relativos às estações fluviométricas consistem em séries diárias de vazão e cota e batimetrias nas seções de medição de vazão. Foram utilizados somente dados consistidos, dada a qualidade inferior e eventual presença de erros grosseiros nos dados brutos, apesar de esses se apresentarem em maior volume, tanto em termos de número de estações fluviométricas como em extensão das séries de dados.

A Figura 5.3 apresenta a localização das 99 estações fluviométricas da base de dados da ANA na bacia do rio Solimões, todas localizadas dentro do território brasileiro. Algumas das estações fluviométricas, conforme a Figura 5.3, não dispõem de dados de vazão. Isso se deve provavelmente a dificuldades de medição e definição de curvas-chave de vazões, em parte devido às características do escoamento, como a existência de efeito de remanso, ou mesmo por dificuldade de acesso às seções de medição dessas estações. Percebe-se que a maioria dos postos fluviométricos sem dados de vazão estão localizados no rio Solimões e no trecho final do rio Purus.

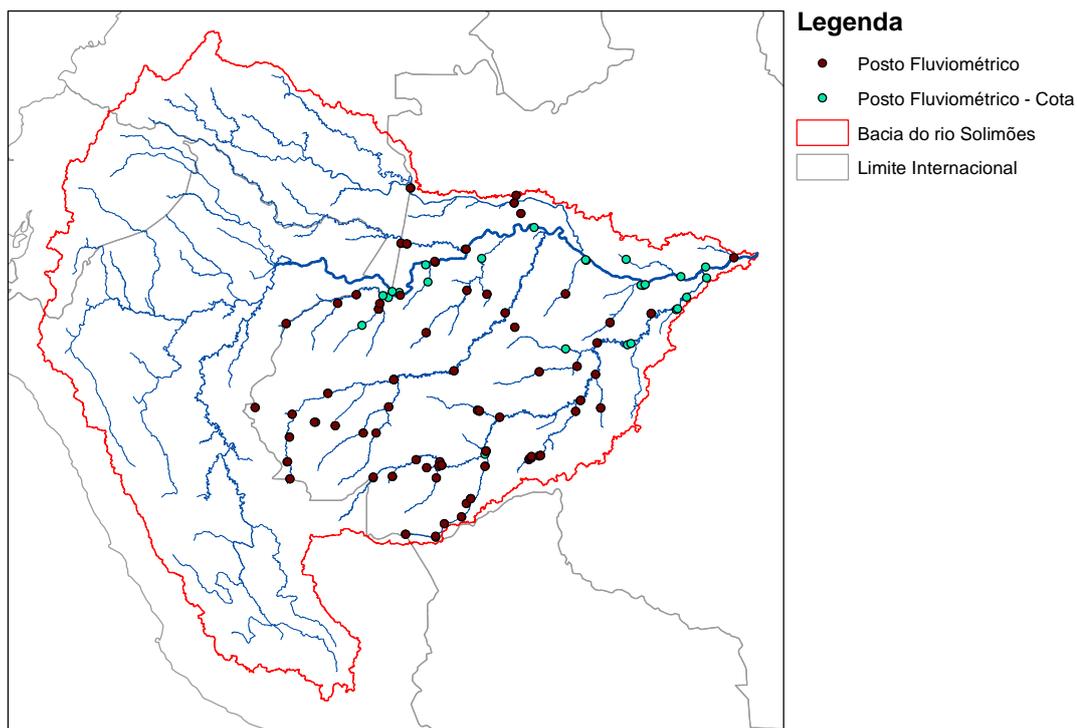


Figura 5.3 – Localização dos postos fluviométricos na bacia do rio Solimões.

Os dados estão disponíveis entre os anos de 1908 e 2007, sendo o período de 1985 a 2005 o de maior número de estações fluviométricas operando simultaneamente. Mesmo utilizando somente dados consistentes, existem muitos problemas como, por exemplo, erros na localização geográfica das estações e séries de dados muito curtas. Portanto, foi selecionada somente uma parcela das estações fluviométricas para ser utilizada nesse estudo.

A principal finalidade da utilização das séries de vazão é na calibração dos parâmetros do modelo MGB-IPH e validação dos resultados, enquanto que os dados de cota foram utilizados para validação dos resultados de nível d'água do modelo hidrodinâmico. Dessa forma, no caso das estações com dados de vazão, foram selecionadas somente estações com 50% dos meses sem falha, e para as estações com dados de cota 40%, sendo considerados meses com falha todos aqueles com mais de 5 dias sem dados. Além disto, foram excluídos todos os postos fluviométricos com área de drenagem muito pequena e incompatível com a escala do modelo hidrológico utilizado neste estudo, bem como aqueles com localização geográfica duvidosa. Também foram excluídas as estações com dados de cota localizadas fora de trechos de rio com propagação hidrodinâmica. Ao final, o número de anos mínimo das séries de vazão e cota utilizadas foi de 13 e 8 anos, respectivamente, podendo chegar a 21 anos.

A Tabela 5.1 apresenta as principais informações relativas às estações fluviométricas selecionadas para o presente estudo. A localização dos postos fluviométricos é apresentada nos mapas da Figura 5.4 e Figura 5.5.

Tabela 5.1 – Estações fluviométricas da bacia do rio Solimões utilizadas.

Código	Nome	Rio	Área [km ²]	Latitude	Longitude	Vazão	Cota
11400000	São Paulo de Olivença	Solimões/Amazonas	990.781	-03:27:00	-68:45:00	x	x
11444900	Ipiranga Novo	Içá	102.771	-02:55:47	-69:41:35		x
11500000	Santo Antônio do Içá	Solimões/Amazonas	1.134.540	-03:05:00	-67:56:00	x	x
12100000	Colocação Caxias	Jutaí	10.257	-05:22:59	-68:59:54	x	x
12200000	Barreira Alta	Jutaí	35.880	-04:13:16	-67:53:33	x	x
12230000	Barreira Branca	Bia	11.047	-04:19:32	-67:20:40		x
12351000	Fonte Boa	Solimões/Amazonas	1.227.819	-02:29:29	-66:03:42		x
12370000	Taumaturgo	Juruá	16.581	-08:56:44	-72:47:41	x	
12500000	Cruzeiro do Sul	Juruá	38.537	-07:37:59	-72:39:42	x	
12520000	Ipixuna	Juruá	55.806	-07:03:03	-71:41:03	x	x
12530000	Fazenda Paranacre	Gregório	2.103	-07:57:04	-71:28:56	x	
12550000	Eirunepé – Montante	Juruá	77.136	-06:41:04	-69:52:52	x	x
12600001	Tarauacá – Jusante	Tarauacá	16.050	-08:08:45	-70:42:55	x	
12650000	Feijó	Envira	15.329	-08:09:07	-70:22:06	x	
12680000	Envira	Tarauacá	48.317	-07:25:41	-70:01:21	x	
12700000	Santos Dumont	Juruá	142.234	-06:26:25	-68:14:46	x	x
12840000	Gavião	Juruá	162.000	-04:50:21	-66:51:02	x	x
12845000	Vila Bittencourt	Japurá	197.136	-01:24:00	-69:25:00	x	x
12850000	Acanauí	Japurá	242.259	-01:49:00	-66:36:00		x
12870000	Barreirinha	Auatí-Paraná	708	-02:06:01	-66:25:01		x
12880000	Estirão da Santa Cruz	Tefé	13.708	-04:19:17	-65:12:05	x	x
12900001	Tefé – Missões	Tefé	24.368	-03:22:33	-64:39:17		x
13100000	Seringal Moreira	Coari	8.078	-05:06:33	-63:59:05		x
13150000	Itapeuá	Solimões/Amazonas	1.769.000	-04:03:28	-63:01:40		x
13180000	Manoel Urbano	Purus	33.693	-08:53:03	-69:16:05	x	
13300000	Seringal São José	Iaco	10.471	-09:23:17	-68:43:26	x	
13405000	Seringal Guarany	Caeté	6.025	-09:06:37	-68:59:36	x	
13410000	Seringal da Caridade	Purus	63.166	-09:02:38	-68:34:38	x	x
13470000	Brasiléia	Acre	3.299	-11:01:04	-68:44:42	x	
13550000	Xapuri	Acre	11.765	-10:38:59	-68:30:24	x	
13600002	Rio Branco	Acre	22.670	-09:57:32	-67:47:13	x	
13650000	Floriano Peixoto	Acre	33.469	-09:04:00	-67:23:49	x	x
13700000	Boca Do Acre	Purus	103.216	-08:44:08	-67:24:00		x
13710001	Valparaíso – Montante	Purus	103.285	-08:39:12	-67:22:30	x	x
13740000	Fazenda Borangaba	Pauini	23.366	-07:33:00	-67:33:00	x	x
13750000	Seringal Fortaleza	Purus	153.016	-07:42:56	-66:59:59	x	x
13840001	Cachoeira Fortaleza - Jusante	Ituxi	9.580	-08:50:00	-66:08:00		x
13849000	Jurené	Ituxi	17.375	-08:46:03	-65:53:04	x	x
13870000	Lábrea	Purus	226.351	-07:15:29	-64:47:51	x	x
13880000	Canutama	Purus	230.012	-06:32:15	-64:23:02	x	x
13885000	Cristo	Mucuim	6.482	-07:27:53	-64:14:36		x
13886000	Bacaba	Tapaua	38.270	-06:19:09	-64:53:10	x	x
13955000	Beabá	Purus	348.390	-04:51:33	-62:52:07		x
13962000	Arumã – Jusante	Purus	359.853	-04:43:43	-62:08:43		x
13980000	Paricatuba	Purus	366.383	-04:24:32	-61:53:56		x
13990000	Beruri	Purus	370.476	-03:52:41	-61:21:27		x
14100000	Manacapuru	Solimões/Amazonas	2.147.736	-03:18:38	-60:36:34	x	x

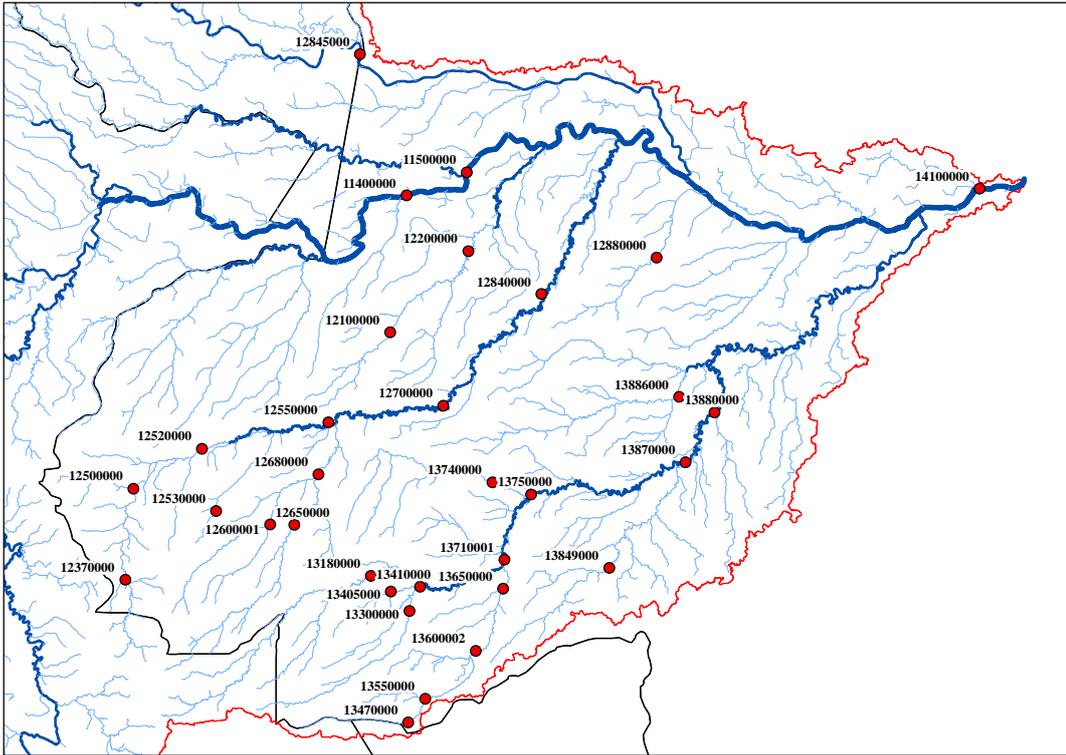


Figura 5.4 – Localização dos postos fluviométricos selecionados com dados de vazão.

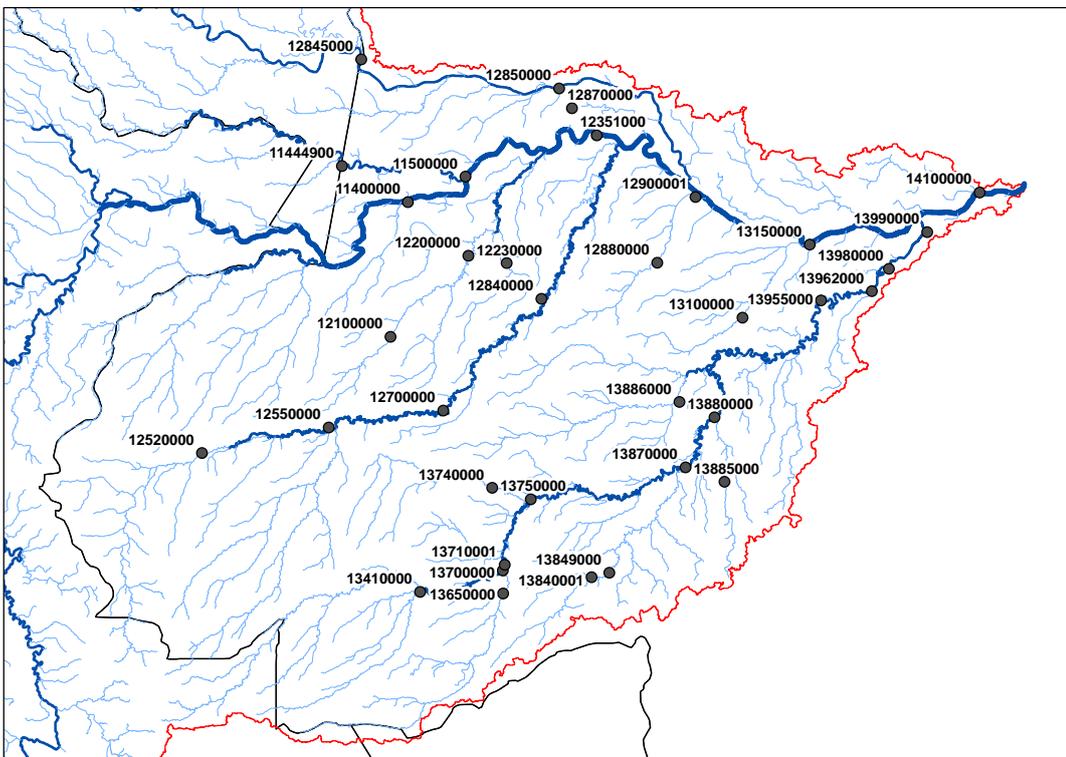


Figura 5.5 – Localização dos postos fluviométricos selecionados com dados de leitura de cota da régua.

Quanto aos perfis transversais das seções de medição de vazão das estações fluviométricas, foram selecionados dados de 341 estações das bacias Amazônia e Tocantins, totalizando 2400 perfis transversais.

Em relação à pluviometria, foram obtidos dados de 971 estações pluviométricas da bacia Amazônica e vizinhança, todas localizadas no território brasileiro, conforme a Figura 5.6. Ao contrário dos dados de fluviometria, foram utilizados tanto dados brutos como consistidos. Desta forma, foi necessária a realização de uma consistência dos dados de precipitação a fim de excluir, principalmente, erros grosseiros como precipitações diárias ou totais mensais muito elevados. Foram selecionados dados ente 1950 e 2007, sendo de 1985 a 2005 o período de maior disponibilidade de informações.

Existem dois fatores limitantes nos dados de pluviometria disponíveis para a área de estudo. O primeiro é a baixa densidade pluviográfica se comparada a outras regiões do país. O segundo, e mais grave, é a dificuldade de obtenção de dados fora do território brasileiro, parte por inexistência e parte por inacessibilidade junto às instituições operadoras das estações for do país.

A fim de suprir a falta de informação pluviométrica nos países vizinhos, optou-se por complementar a base de dados de precipitação com dados de reanálise do NCEP (Kalnay et al, 1996), conforme descrito em item a seguir. Além da localização dos pluviômetros utilizados, a Figura 5.6 apresenta os pontos onde foram utilizados os dados de precipitação de reanálise.

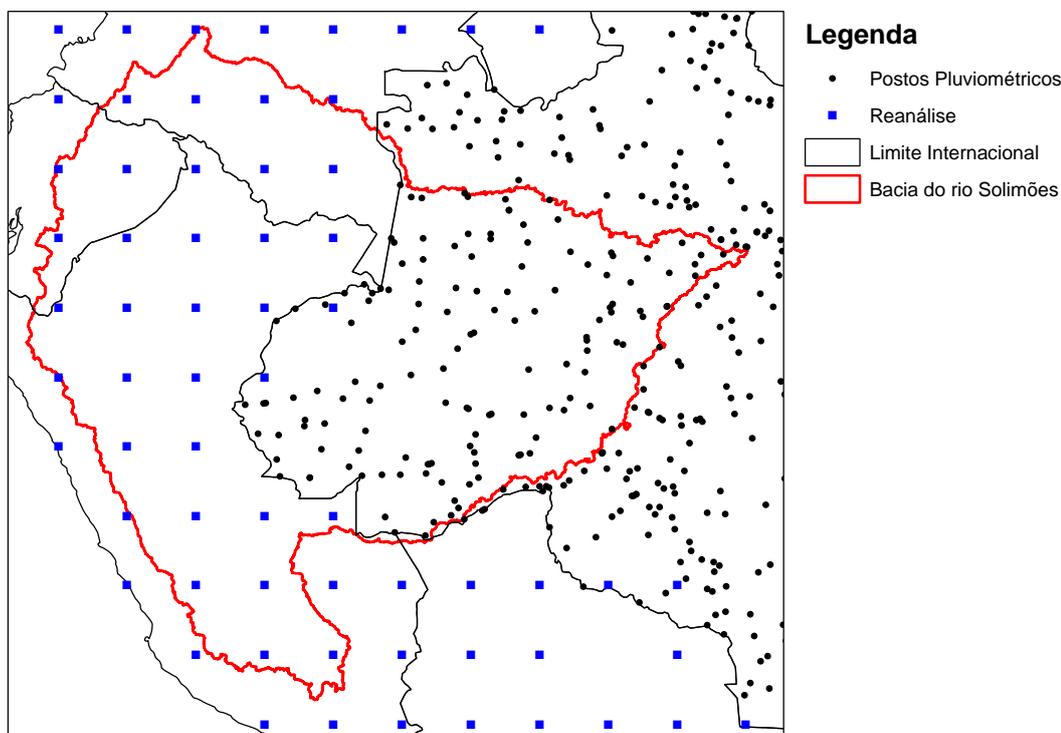


Figura 5.6 – Localização dos postos pluviométricos dentro do território brasileiro e pontos com informação de precipitação da reanálise do NCEP fora do Brasil.

5.1.2. Dados meteorológicos

Dada a escassez de dados meteorológicos na bacia Amazônica, especialmente fora do Brasil, foram utilizados dados de reanálise das seguintes variáveis: precipitação, temperatura do ar, pressão atmosférica, radiação solar, umidade relativa e velocidade do vento. A reanálise é basicamente a combinação de resultados de modelos climáticos e informação observada em estações meteorológicas. Os dados de reanálise utilizados foram os simulados pelo National Center for Environmental Prediction - NCEP do EUA descritos em (Kalnay et al., 1996) disponíveis na página do NOAA-CIRES ESRL/PSD (<http://www.cdc.noaa.gov/>). A Figura 5.7 apresenta os pontos de grade utilizados.

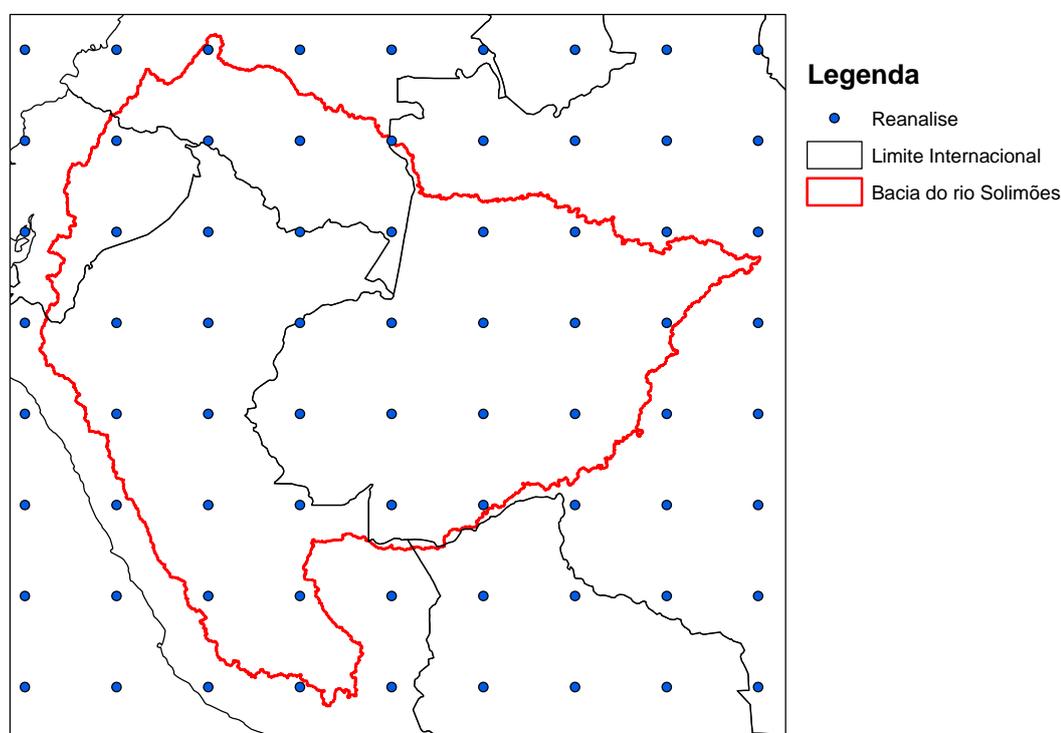


Figura 5.7 – Pontos com resultados de variáveis meteorológicas da reanálise do NCEP.

5.1.3. Mapa de Cobertura Vegetal

Em estudos anteriores de simulação hidrológica com o modelo MGB-IPH, desenvolveram-se mapas de cobertura vegetal específicos para as regiões de estudo através de classificação de imagens de satélite (e.g. Landsat 7, CBERS). Dado ao grande esforço necessário para desenvolver um mapa de cobertura vegetal para toda a bacia Amazônica, optou-se por utilizar mapas desenvolvidos em trabalhos anteriores, considerados compatíveis com a escala e precisão necessária

no presente estudo. A base de dados escolhida é o Mapa de Vegetação de América do Sul (“A Vegetation Map of South America”), desenvolvido por Eva et al (2002) (Figura 5.8). Este mapa possui resolução espacial de aproximadamente 1 km e foi desenvolvido a partir de revisões de levantamentos de cobertura vegetal anteriores e múltiplas imagens de satélite de diferentes resoluções e finalidades. A resposta espectral dos alvos foi avaliada a partir de sensores como ATSR-2 / ERS-2 (“Along Track Scanning Radiometer”), SPOT VGT. Outras informações relativas às áreas alagadas (dados de radar do JERS-1), à cobertura de nuvens (DMSP) e ao relevo (GTOPO30) também foram incluídas.

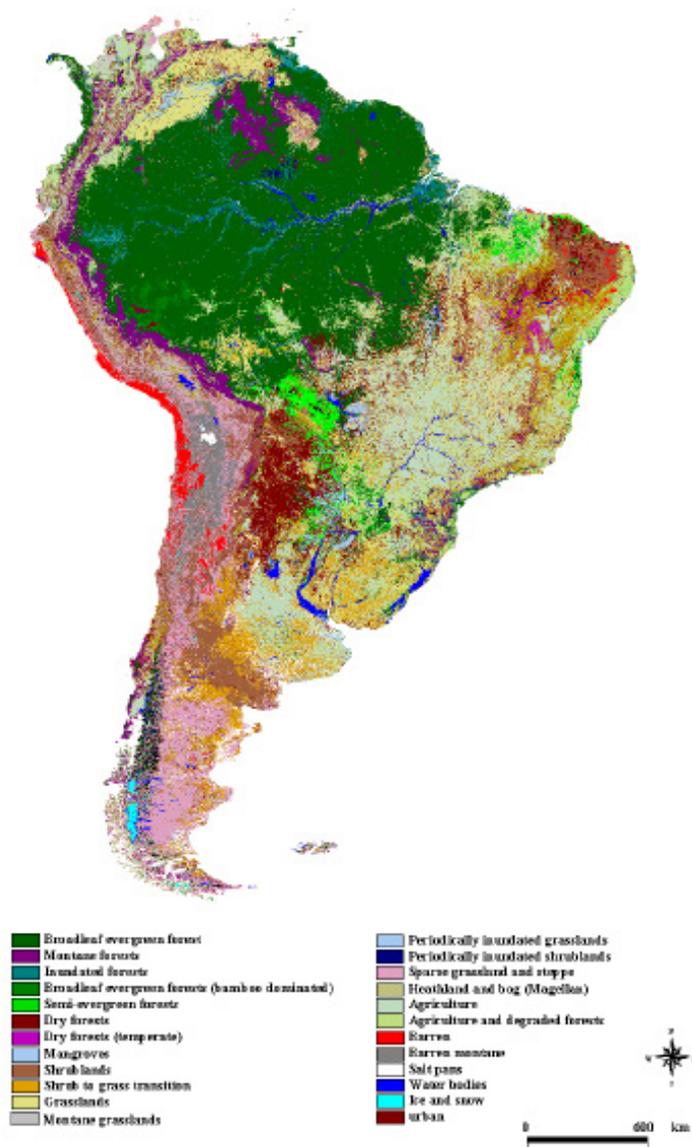


Figura 5.8 – Mapa de cobertura vegetal da America do Sul (Eva et al, 2002).

5.1.4. Mapa de Solos

As características dos solos regulam grande parte dos processos hidrológicos. Com relação aos tipos de solos, na Amazônia, os dados referentes ao projeto RADAM Brasil constituem as informações com maior detalhamento. O Projeto RADAM, criado em 1970 no âmbito do Ministério das Minas e Energia foi inicialmente concebido para realizar o levantamento integrado de recursos naturais de uma área de 1.500.000 km², localizada na faixa de influência da rodovia Transamazônica, utilizando como sensor o Radar de Visada Lateral, conhecido pela sigla SLAR (Side Looking Airborne Radar) (Projeto RADAMBRASIL, 1982). Pelo sucesso do método utilizado e através da qualidade das respostas obtidas, a área original foi sendo gradativamente ampliada para toda a Amazônia Legal, numa primeira etapa, até atingir, em 1975, a totalidade do território brasileiro, quando passou a se denominar Projeto RADAM BRASIL, tornando-se o maior projeto mundial de cobertura radargramétrica efetuada com radar aerotransportado (Projeto RADAM BRASIL, 1982). As informações levantadas pelo Projeto RADAMBrasil quanto ao tipo de solo são na escala 1:1.000.000.

As cartas do Projeto RADAM Brasil foram adquiridas de trabalhos anteriores de digitalização das informações usando softwares comerciais de geoprocessamento. Realizou-se um trabalho de consistência das informações e correção dos eventuais erros.

Porém, como parte da bacia Amazônica localiza-se fora do território brasileiro, área não abrangida pelos mapas do Projeto RADAMBrasil, também se optou por utilizar as bases de dados de solos oriundos de levantamentos em escala global e continental. Uma destas bases de dados consultadas é o mapa de solos disponibilizado pela FAO (Food and Agriculture Organization of the United Nations) (FAO, 2003), na escala 1:5.000.000.

Também foi consultado o mapa de solos da América Latina – SOTERLAC (Soil and Terrain database for Latin América and Caribbean) do ISRIC (World Soil Information) descrito em Dijkshoorn et al (2005) e disponível em (www.isric.org) na escala 1:5.000.000. O SOTERLAC é oriundo do mapa de solos da FAO, revisões de outras bases de dados (e.g. mapas nacionais) e inclusão de informações relacionadas à topografia (Figura 5.9).



Figura 5.9 – Mapa de solos a América Latina - SOTERLAC (Soil and Terrain database for Latin América and Caribbean) do ISRIC (World Soil Information) (Dijkshoorn et al, 2005).

5.1.5. Unidades de resposta hidrológica

O modelo MGB-IPH trata da variabilidade espacial das características físicas da bacia através da discriminação de áreas com comportamento hidrológico similar, denominadas Unidades de Resposta Hidrológica (HRUs). Considera-se que o comportamento hidrológico dos HRUs possa ser explicado por características físicas relacionadas aos solos (e.g. capacidade de armazenamento d'água, profundidade, porosidade, condutividade hidráulica) e cobertura vegetal (e.g. índice de área foliar, interceptação, profundidade das raízes, albedo). Desta forma, os HRUs são definidos através da superposição de mapas de tipo de solos e cobertura vegetal, conforme Figura 5.10.

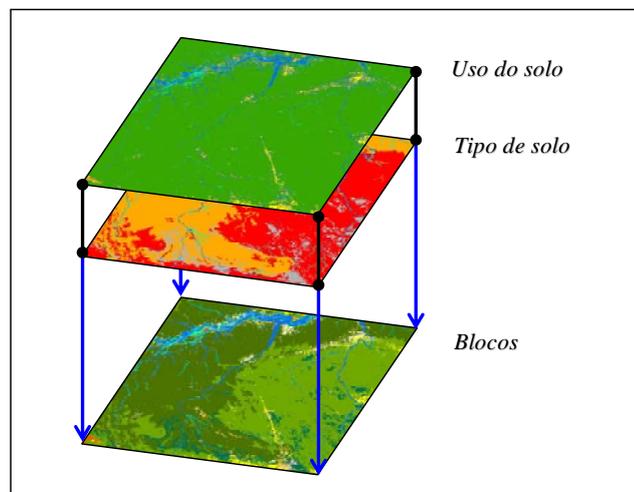


Figura 5.10 - Representação esquemática do procedimento para elaboração de Unidades de Resposta Hidrológica.

O mapa de HRUs foi elaborado para toda a bacia Amazônica como parte do desenvolvimento do modelo hidrológico para a bacia no âmbito do projeto ICA-MMH – FINEP/ANA/IPH/ITA.

Utilizou-se o mapa de solos do RADAMBrasil no território brasileiro e o mapa de solos do SOTERLAC/ISRIC nos países vizinhos. Os solos de ambos os mapas foram reclassificados e reagrupados em 4 classes de comportamento hidrológico distinto, conforme mostram a Figura 5.11 e a Figura 5.12. O primeiro grupo chamado de Argissolos abrange todos os Argissolos e demais solos de comportamento hidrológico semelhante. Conforme Lepsch (2002), estes solos caracterizam-se por serem argilosos, com alta capacidade de armazenamento, entretanto baixa capacidade de drenagem (condutividade hidráulica). O segundo grupo é composto por Latossolos e demais solos com característica semelhante. Os Latossolos na região amazônica caracterizam-se por serem solos arenosos, profundos e bem drenados. Todos os solos de associados a várzeas, planícies de inundação e leitos de rio como Gleissolos e Fluvisolos foram agrupados. A principal característica esperada deste grupo é a presença de altos níveis freáticos e índice de saturação mais elevado por estarem próximos a corpos d'água. O último dos grupos abrange os Neossolos (com exceção de Areias Quartzarenicas que foram agrupadas como Latossolos) e Cambissolos. A principal característica destes solos é a baixa profundidade e capacidade de armazenamento.

O mapa de cobertura vegetal também foi reclassificado em grupos de comportamento hidrológico semelhante, conforme a Figura 5.13. As classes agrupadas são: Agricultura; Água; Campos e Cerrados representando vegetação de pequeno porte; Floresta; Floresta Inundável e Vegetação esparsa ou dispersa (apesar da pouca ocorrência na bacia).

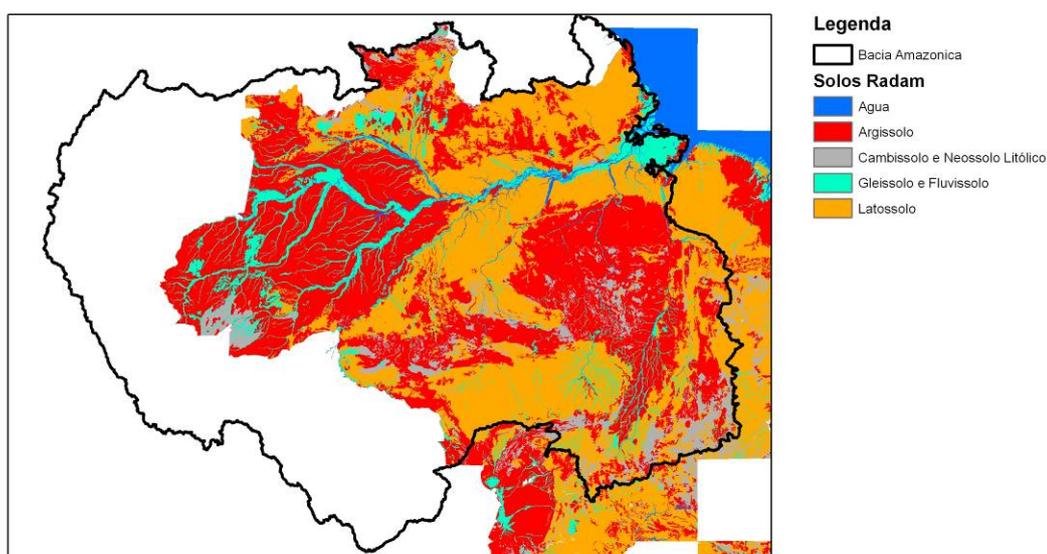


Figura 5.11 - Mapa de solos RADAM Brasil reclassificado para a bacia Amazônica.

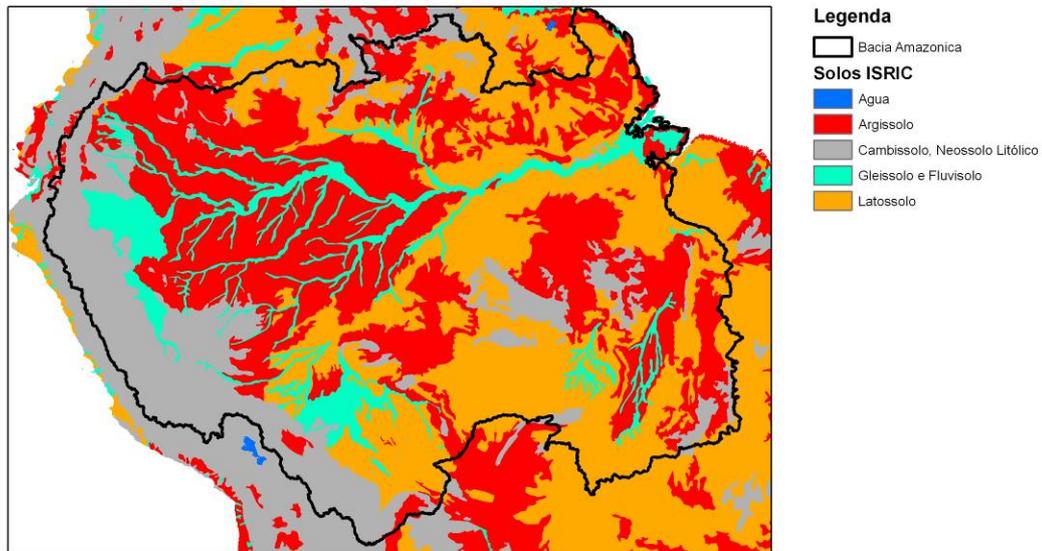


Figura 5.12 - Mapa de solos SOTERLAC/ISRIC reclassificado para a bacia Amazônica.

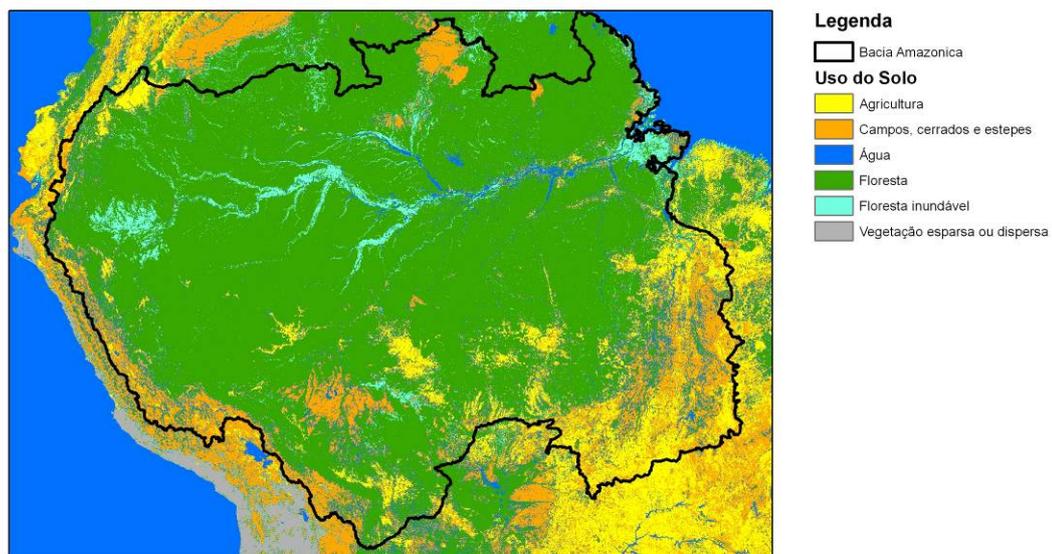


Figura 5.13 – Mapa de cobertura vegetal reclassificado para a bacia Amazônica.

Os mapas foram sobrepostos e realizou-se um processo de consistência das informações e reagrupamento de HRUs com baixa ocorrência na bacia com outros de comportamento hidrológico esperado semelhante. A Tabela 5.2 apresenta as 12 Unidades de Resposta Hidrológica obtidas. A Tabela 5.3 mostra os critérios adotados para relacionar as combinações de tipo e cobertura vegetal com as HRUs.

Tabela 5.2 – Unidades de Resposta Hidrológica.

HRU	Nome
1	Floresta inundável
2	Floresta / Solo de várzea
3	Floresta / Argissolo
4	Floresta / Latossolo
5	Floresta / Solo raso
6	Vegetação de baixo porte / Solo raso
7	Vegetação de baixo porte / Latossolo
8	Vegetação de baixo porte / Argissolo
9	Agricultura / Latossolo
10	Agricultura / Argissolo
11	Vegetação de baixo porte / Solo de várzea
12	Água

Tabela 5.3 – Unidades de Resposta Hidrológica em função de cobertura vegetal e tipo de solo.

	Água	Argissolo	Cambissolo e Neossolo Litólico	Gleysolo e Fluvisso	Latossolo
Água	12	12	12	12	12
Agricultura	12	10	6	11	9
Campo, cerrado e estepe	12	8	6	11	7
Floresta	12	3	5	2	4
Floresta inundável	12	1	1	1	1
Vegetação esparsa ou dispersa	12	10	6	11	9

O mapa de Unidades de Resposta Hidrológica elaborado para a bacia Amazônica é apresentado na Figura 5.14. As classes mais frequentes são as relacionadas a florestas em latossolos e argissolos. As classes Floresta inundável e Floresta em Solo de várzea encontram-se, principalmente, associadas a grandes corpos d'água e presentes na Amazônia central. Combinações com solos rasos são encontradas em regiões de relevo acidentado e na transição de entre planície e planaltos, destacando-se a cordilheira dos Andes e regiões isoladas das bacias dos rios Tocantins, Xingu e Tapajós. Vegetação de baixo porte é encontrada principalmente, na cordilheira dos Andes e associada ao cerrado, estes últimos mais presentes na bacia do rio Tocantins, cabeceiras das bacias dos rios Tapajós e Xingu e em Roraima, na bacia do rio Branco, afluente do rio Negro. Regiões com uso do solo para agricultura localizam-se principalmente na bacia do rio Tocantins e áreas desflorestadas das bacias dos rios Xingu, Tapajós e Madeira.

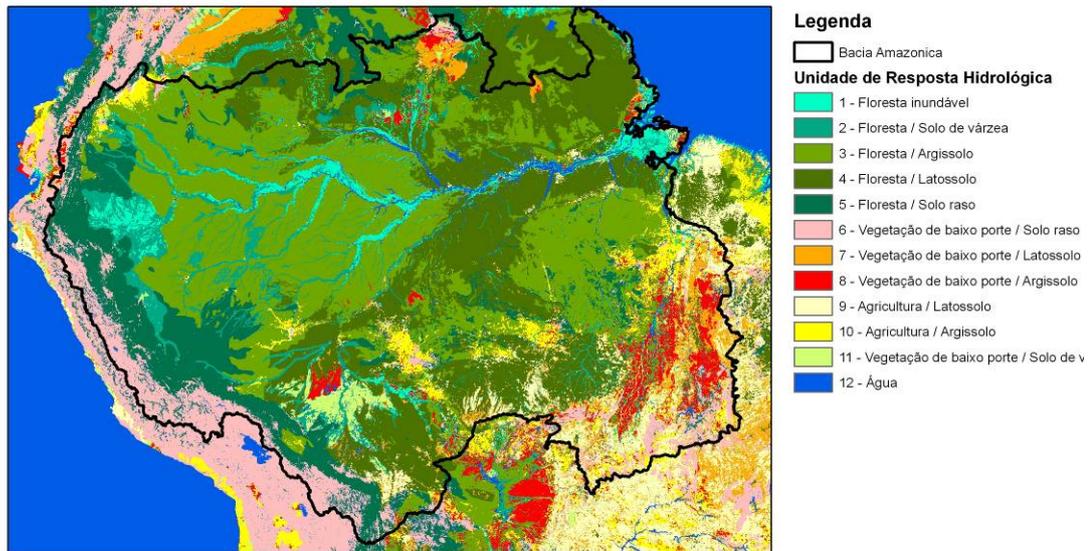


Figura 5.14 – Mapas de unidades de resposta hidrológica do modelo MGB-IPH para a bacia Amazônica.

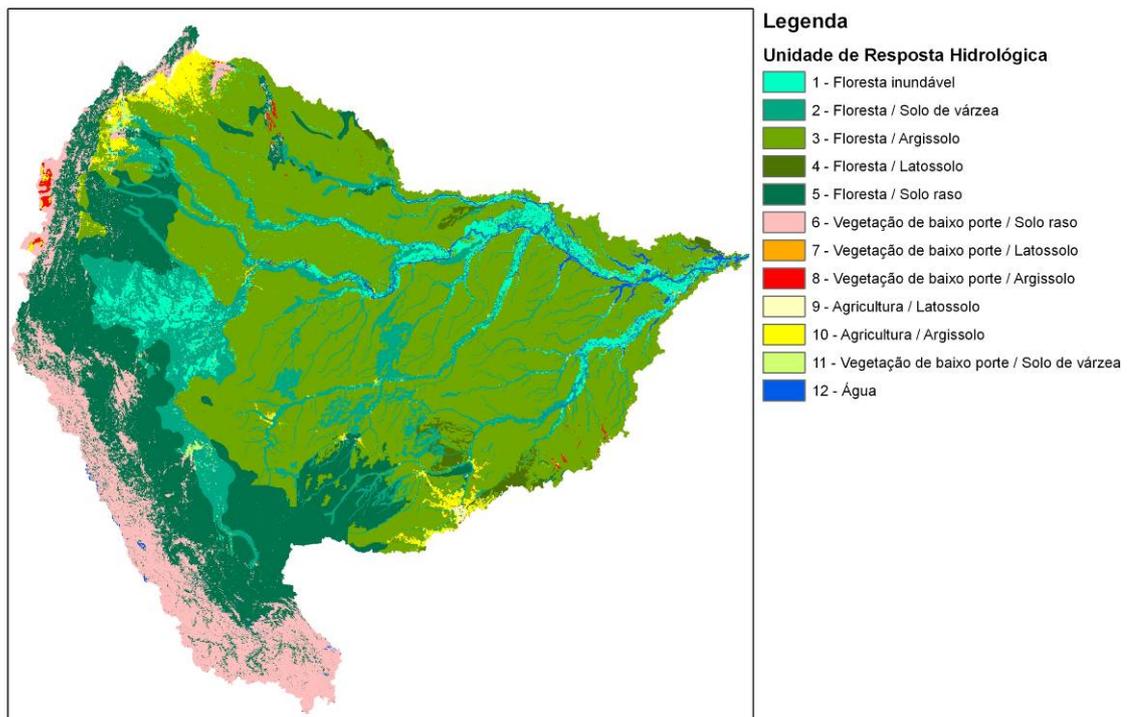


Figura 5.15 – Mapa de unidades de resposta hidrológica na bacia do rio Solimões.

Particularmente na bacia do rio Solimões predominam floresta em argissolos, correspondendo a 46% da sua área total, seguido de floresta em solo raso (20%), floresta em solos de várzea (13%), vegetação de baixo porte em solo raso (10%) e floresta inundável (5%). A área externa ao território brasileiro drenada pelo rio Solimões é caracterizada por vegetação de baixo porte em solo raso na cordilheira dos Andes, floresta em solo raso em elevações um pouco mais

baixas e floresta em solo de várzea e inundável no início da planície amazônica. No território brasileiro, o rio Solimões é cercado por uma região coberta principalmente por floresta inundáveis. Os afluentes da margem esquerda – os rios Içá e Japurá - drenam áreas com predominância de floresta em argissolos, algumas regiões de solos rasos e uma área de agricultura em argissolos ao norte. Nas bacias dos rios Juruá e Purus, principais afluentes do Solimões, predominam floresta em argissolo com áreas de floresta inundável e em solo de várzea. Nas cabeceiras encontra-se floresta em solo raso. Nas cabeceiras do rio Purus também são encontradas áreas em argissolos, desflorestadas para agricultura.

5.2. Discretização do modelo

A discretização do modelo hidrológico consiste em várias etapas, como: delimitação de minibacias; cálculo de parâmetros associados às minibacias; definição de trechos de rio com modelo hidrodinâmico; discretização dos trechos de rio; caracterização das planícies de inundação. Os detalhes dos procedimentos utilizados encontram-se no Capítulo 4. Neste item são apresentados resultados da aplicação dos procedimentos descritos no Capítulo 4 à bacia do rio Solimões, como procedimentos de pré-processamento das informações de entrada para o modelo MGB-IPH.

Conforme já mencionado, todos os algoritmos utilizados baseiam-se no Modelo Digital de Elevação como principal fonte de informação, dado o fato de a topografia ser o principal elemento que define a direção e a velocidade dos escoamentos superficiais. Utilizou-se o Modelo Digital de Elevação (MDE) obtido partir dos dados provenientes do HydroSHEDS. (Hydrological data and maps based on Shuttle Elevation Derivatives at multiple Scales), descrito em Lehner et al (2006) e disponível em <http://hydrosheds.cr.usgs.gov>. O HydroSHEDS é um conjunto de produtos cartográficos digitais de informações hidrográficas para aplicações em escalas regional e global. Contêm dados georeferenciados (vetor e raster) em várias escalas que incluem coberturas de redes de drenagem, limites de bacias, direções de fluxo e acúmulo de fluxo. Os produtos do HydroSHEDS são baseados no levantamento topográfico de alta resolução originado da missão SRTM (Space Shuttle flight for NASA's Shuttle Radar Topography Mission), além de bases de dados de corpos d'água e hidrografia vetorial.

No presente estudo utilizou-se o produto DEM15s do HydroSHEDS, que são dados de elevação baseados no SRTM com correção de falhas na resolução de 15" (aproximadamente 500 m).

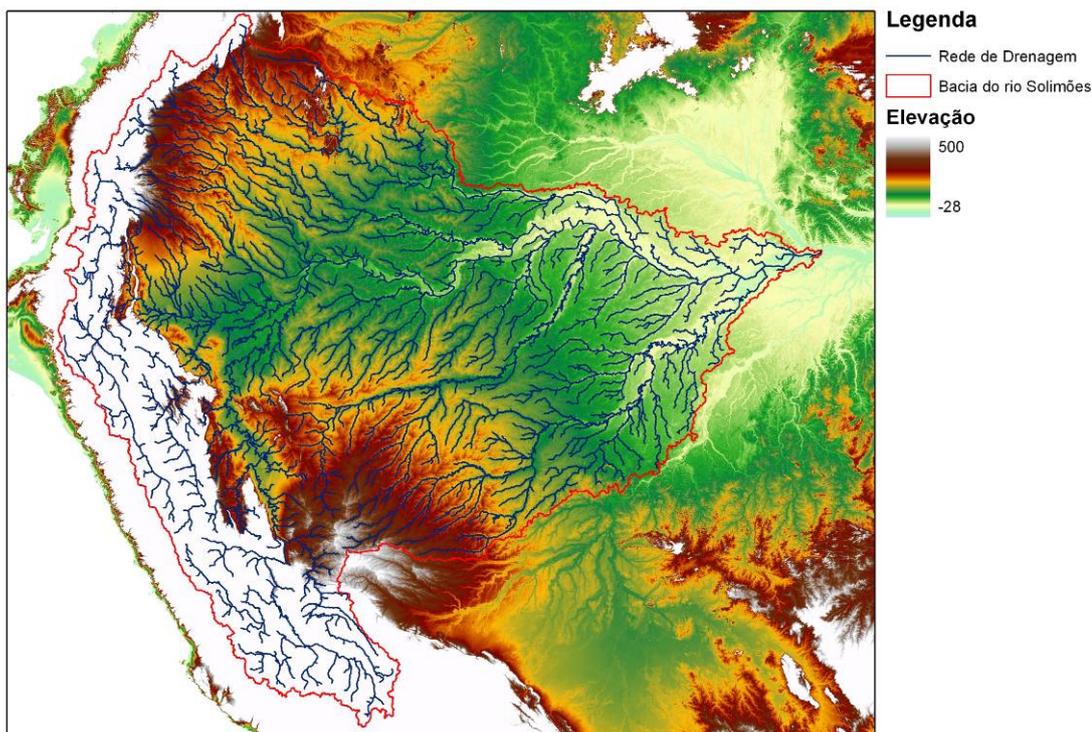


Figura 5.16 – Modelo Digital de Elevação da bacia do rio Solimões (Fonte: Lehner et al, 2006).

5.2.1. Discretização em minibacias

Conforme mencionado no item 4.3, a delimitação em minibacias consiste na definição do plano de direções de fluxo e preenchimento de depressões espúrias, definição do plano de área acumulada, definição do plano de rede de drenagem, identificação de confluências e trechos de rios e, por fim, na definição das minibacias associadas a cada trecho de rio.

No presente estudo o MDE foi previamente condicionado a um mapa vetorial de hidrografia proveniente da base hidrográfica otocodificada da Agência Nacional das Águas (ANA, 2006), através do aprofundamento do relevo do MDE ao longo desta hidrografia. Esta etapa foi realizada através da aplicação do algoritmo *AgreeDEM* (Hellweger, 1997) e permite uma redução do valor da altitude das células do MDE ao longo da rede de drenagem. O algoritmo utilizado para definição do plano de direção de fluxo e remoção de depressões espúrias foi o de Jenson e Domingue (1988). A rede de drenagem foi definida considerando-se uma área mínima de cabeceira de 625 km².

A Figura 5.17 mostra a rede de drenagem gerada a partir do MDE para a bacia do rio Solimões. A bacia do rio Solimões foi discretizada em 2083 minibacias, conforme a Figura 5.17, com áreas variando entre 0,42 e 7.329 km², sendo a área média igual a 1.066 km².

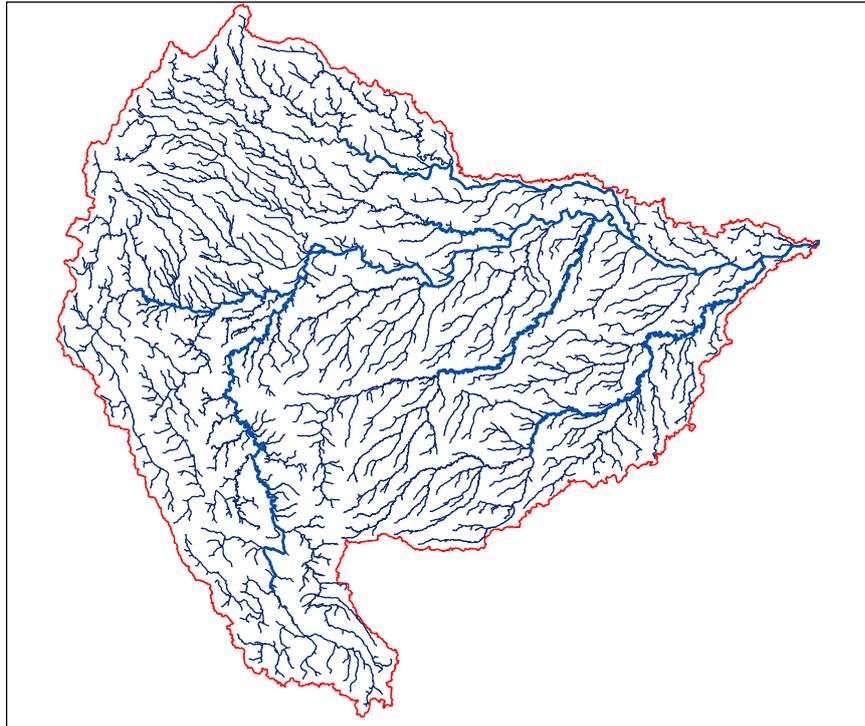


Figura 5.17 – Rede de drenagem da bacia do rio Solimões, gerada a partir do MDE, para o modelo MGB-IPH.

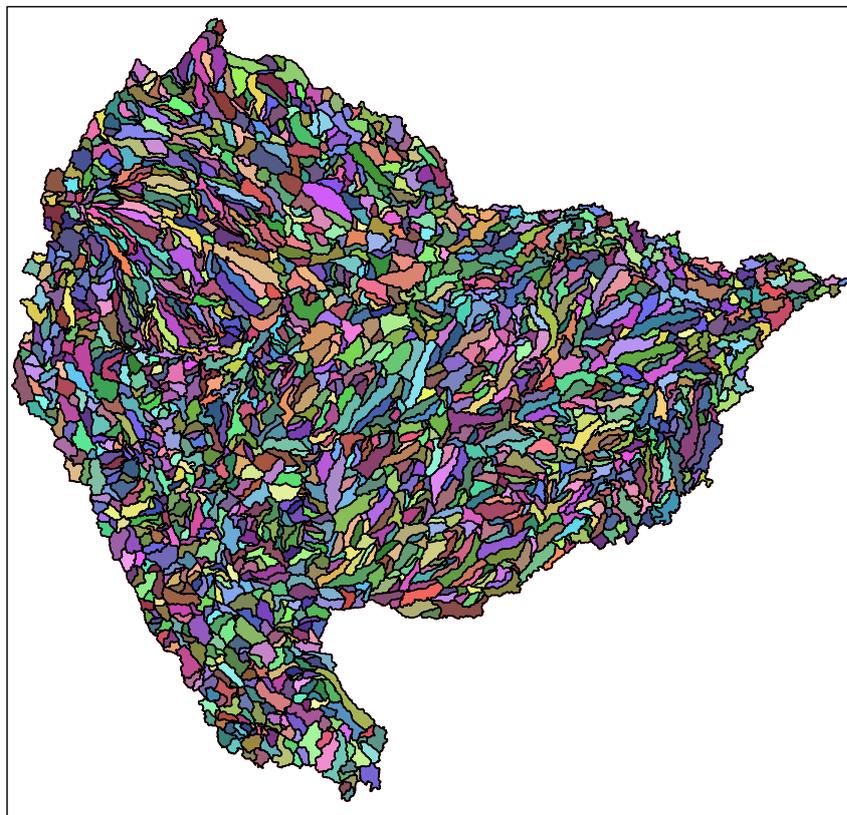


Figura 5.18 – Discretização da bacia do rio Solimões em minibacias para o modelo MGB-IPH.

5.2.2. Seleção de trechos com propagação hidrodinâmica

Os trechos de rio a serem simulados com o modelo hidrodinâmico foram selecionados considerando dois critérios principais: 1) declividade limite; 2) presença de planície de inundação significativa.

Conforme mencionado no item 4.4, a aplicabilidade de modelos mais simplificados que o hidrodinâmico é limitada pela declividade dos rios. Aplicando as equações apresentadas por Ponce (1989) para duas situações, uma utilizando parâmetros esperados em um grande rio como o Juruá ou o Purus ($h = 10$ m, $v = 1,5$ m.s⁻¹ e $Tr = 30$ dias) e outra considerando um rio relativamente pequeno ($h = 1,5$ m, $v = 2,0$ m.s⁻¹ e $Tr = 4$ dias), a declividade limite obtida foi de $0,22$ m.km⁻¹ e $0,18$ m/km. Assim, neste trabalho adotou-se como um critério para aplicação do modelo hidrodinâmico, selecionar trechos de rio com declividade inferior a $0,20$ m.km⁻¹.

A Figura 5.19 mostra os trechos de rio classificados de acordo com a declividade. Percebe-se a ocorrência de uma grande região de baixas declividades no centro da bacia amazônica.

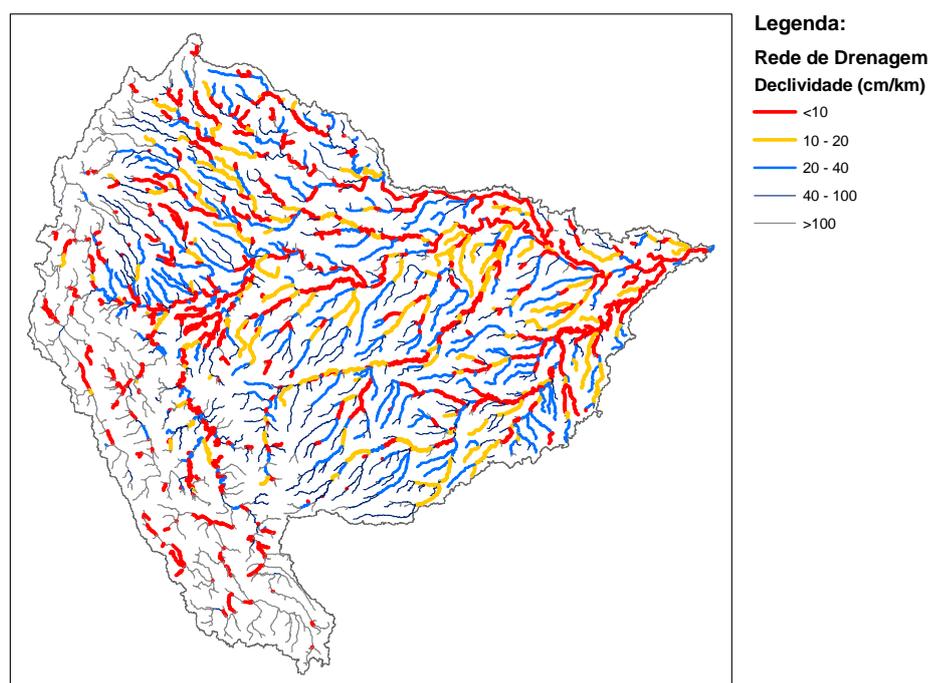


Figura 5.19 – Trechos de rios classificados por declividade.

Para o segundo critério, a presença de planície de inundação significativa foi avaliada através da inspeção do MDE e análise subjetiva. Verificou-se a presença de grandes áreas alagáveis tanto nos rios Solimões, Japurá, Juruá e Purus, como em seus afluentes. Também foram selecionados outros trechos de rio para manter a continuidade da rede simulada com o modelo hidrodinâmico. Utilizou-se como critério adicional selecionar somente trechos dentro do território brasileiro. Ao

final, foram escolhidas 367 minibacias e trechos de rios para realizar a propagação hidrodinâmica, conforme a Figura 5.20.

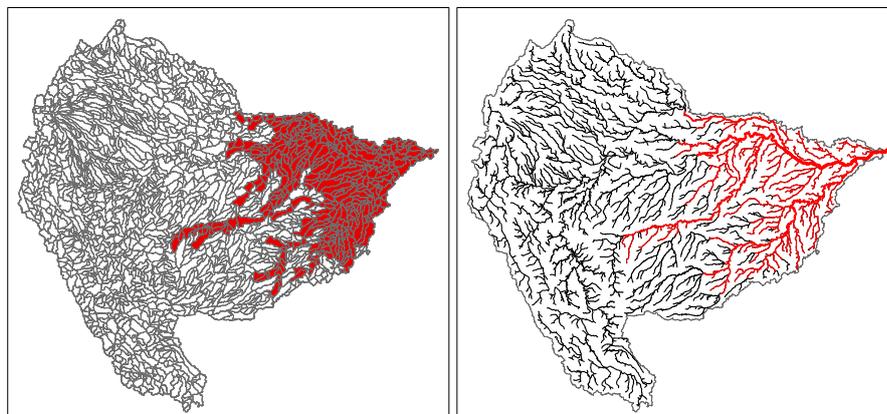


Figura 5.20 – Minibacias e trechos de rio selecionados para simulação com modelo hidrodinâmico.

5.2.3. Relações geomorfológicas

O modelo hidrodinâmico utiliza seções transversais retangulares, com parâmetros obtidos de relações geomorfológicas. Tais relações foram desenvolvidas para a bacia Amazônica através de dados de perfis transversais das seções de medição de vazão oriundas de 341 estações fluviométricas localizadas nas bacias dos rios Amazonas e Tocantins, dentro do território brasileiro.

Os perfis transversais são dados por um conjunto de pares ordenados de distância a uma das margens do rio, x , e de cota, y . Para cada uma das estações fluviométricas, ajustou-se uma seção tipo, que é representada por um modelo matemático da cota y em função de x . Os parâmetros da seção tipo foram otimizados com o objetivo de minimizar o erro médio quadrático entre as cotas medidas na batimetria e calculadas pelo modelo da seção tipo. Para tanto, utilizou-se o algoritmo de otimização SCE-UA (“Shuffled Complex Evolution – University of Arizona”), desenvolvido por Duan et al (1991). Este é um algoritmo de busca global, baseado em técnicas de busca aleatória, algoritmos genéticos e no algoritmo de busca direta Simplex de Nelder e Mead. O algoritmo foi escolhido devido às características da função objetivo, como descontinuidade e não linearidade, que dificultam a aplicação de metodologias mais simplificadas.

A metodologia aplicada para a determinação dos parâmetros da seção tipo associada a cada perfil transversal foi eficiente. A Figura 5.21 apresenta, a título ilustrativo, o ajuste das seções tipo de duas das estações fluviométricas analisadas.

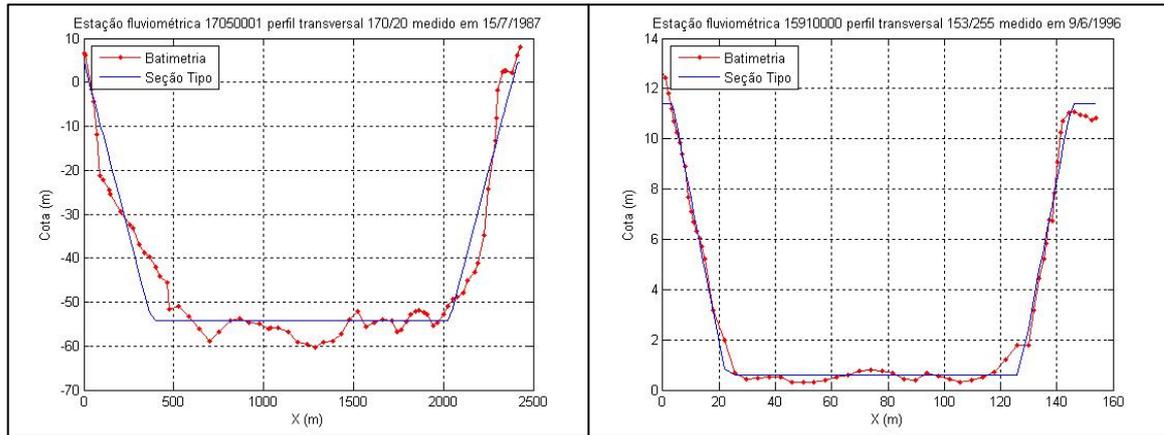


Figura 5.21 - Seção tipo ajustada aos perfis transversais das seções de medição de vazão de estações fluviométricas.

A Figura 5.22, a Figura 5.23 e a Figura 5.24 mostram como existe uma relação direta entre a área de drenagem A_d os parâmetros largura B , área molhada A e profundidade máxima H , ajustados para cada posto fluviométrico. As figuras também apresentam as relações geomorfológicas obtidas.

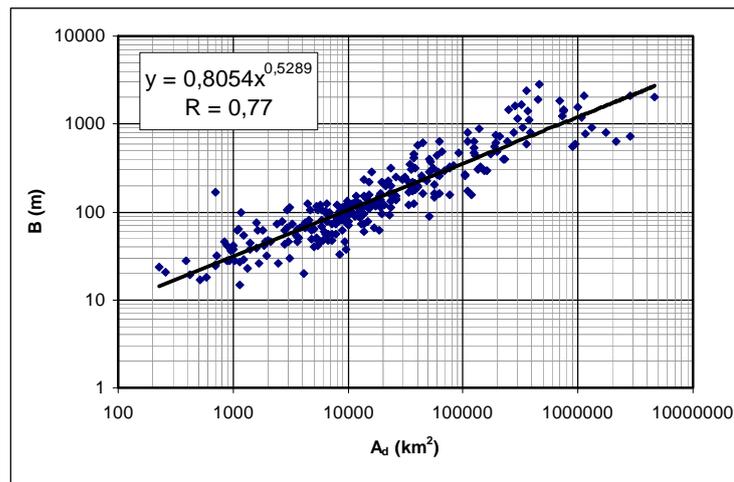


Figura 5.22 - Relação largura do rio versus área de drenagem.

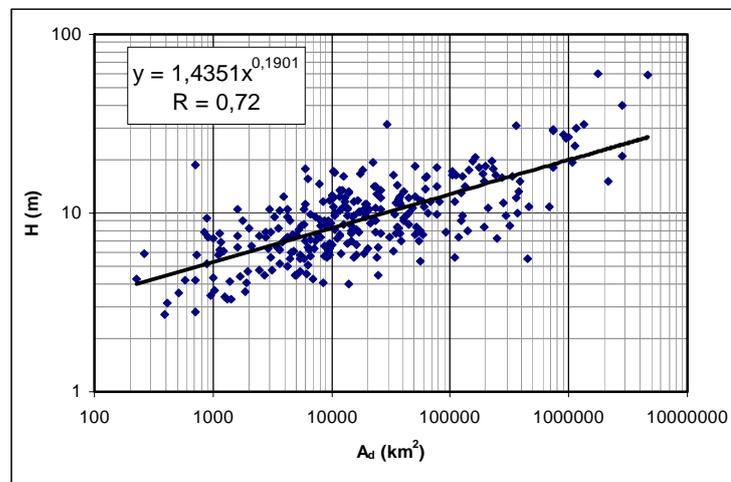


Figura 5.23 - Relação profundidade do rio versus área de drenagem.

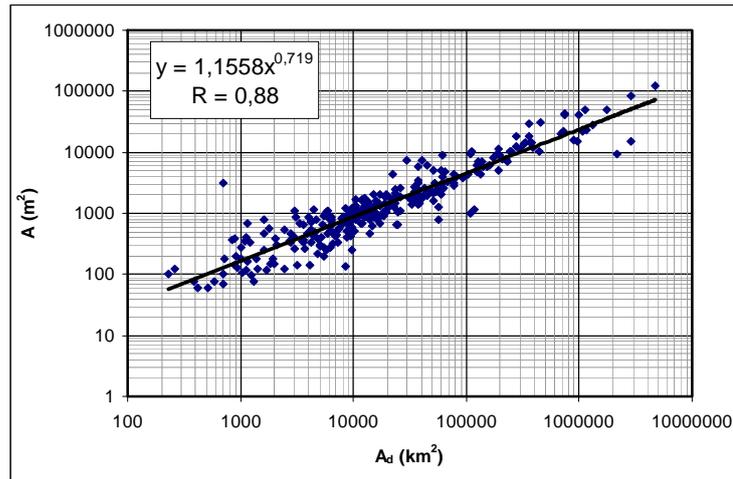


Figura 5.24 - Relação área molhada versus área de drenagem.

O melhor ajuste, avaliado em termos de correlação entre valores observados e calculados, foi obtido para a relação entre área de drenagem com a área molhada ($R=0,88$), seguido da relação com a largura ($R=0,77$) e com a profundidade máxima ($R=0,72$). Relações geomorfológicas para a bacia Amazônica utilizando outra base de dados e metodologia também foram desenvolvidas por Coe et al (2008), sendo semelhantes às apresentadas no presente trabalho.

Entretanto, em comparação com relações geomorfológicas obtidas em trabalhos anteriores e utilizadas pelo modelo MGB-IPH (Collischonn, 2001), as diferenças se mostraram significativas. Desta forma, justifica-se o desenvolvimento de relações geomorfológicas específicas para região amazônica.

5.2.4. Discretização do modelo hidrodinâmico

A Figura 5.25 apresenta a localização das seções transversais de cálculo ou malha computacional do modelo hidrodinâmico gerada através dos procedimentos descritos no item 4.5.1. Através de uma análise dos critérios de definição das discretizações espacial e temporal apresentados, adotaram-se os valores de $\Delta x = 10$ km e $\Delta t = 3600$ s. O sistema gerado é extremamente complexo, possuindo 432 trechos de rio, 2492 seções transversais de cálculo, 197 condições de contorno e 195 confluências.

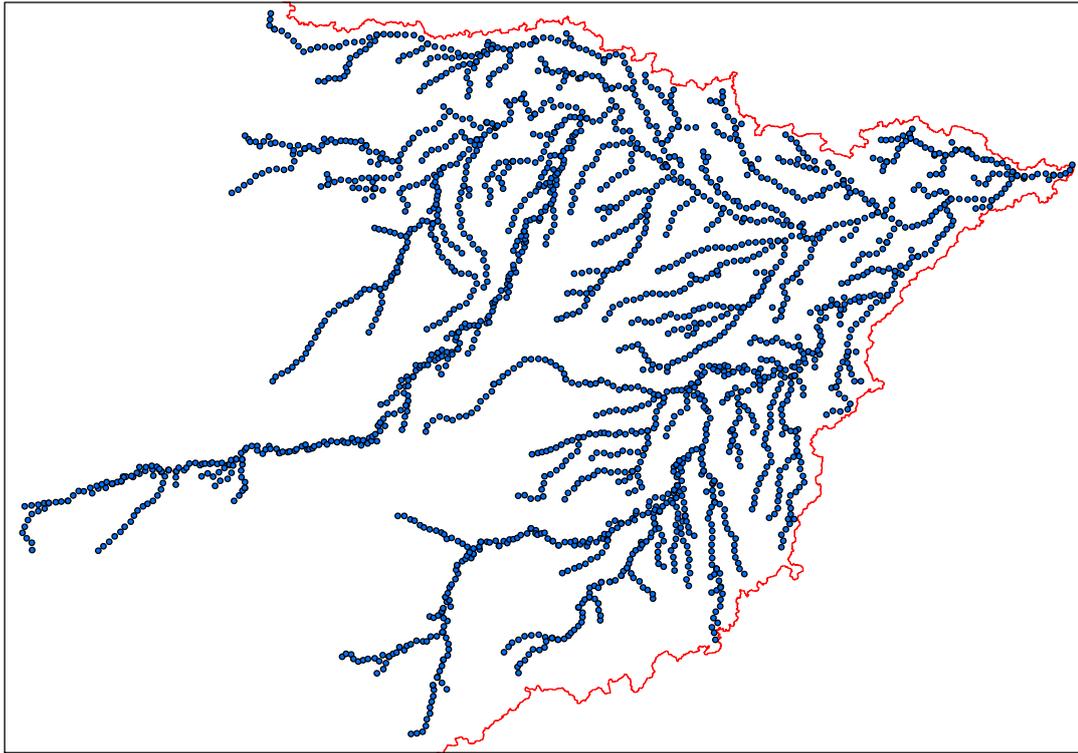


Figura 5.25 – Malha computacional do modelo hidrodinâmico.

A Figura 5.26, a Figura 5.27 e a Figura 5.28 apresentam os perfis longitudinais dos rios Solimões, Juruá e Purus. Estes foram extraídos do MDE e tratados através do algoritmo descrito no item 4.5.2. Percebe-se a presença de um ruído significativo nos dados brutos de elevação, com amplitude de aproximadamente 20 m. Este valor é extremamente alto se comparado, por exemplo, com a diferença de nível no rio Solimões - cerca de 50 m - entre São Paulo de Olivença e a confluência com o rio Negro. As figuras apresentadas reforçam a hipótese da necessidade de tratamento desta informação para eliminar tais ruídos.

Foram aplicados os algoritmos descritos no item 4.5.2 para eliminação de erros devido a efeitos de vegetação e do nível d'água e ruídos aleatórios nos dados de nível de fundo. Os valores dos parâmetros associados aos erros devido a efeito de vegetação utilizados foram $\alpha=0,8$, $\beta=1,0$ e $H_{veg} = 17$ m.

Da Figura 5.26 a Figura 5.28 também são apresentados os resultados do filtro utilizado para eliminar o ruído do perfil longitudinal, considerando diferentes valores para o número de iterações.

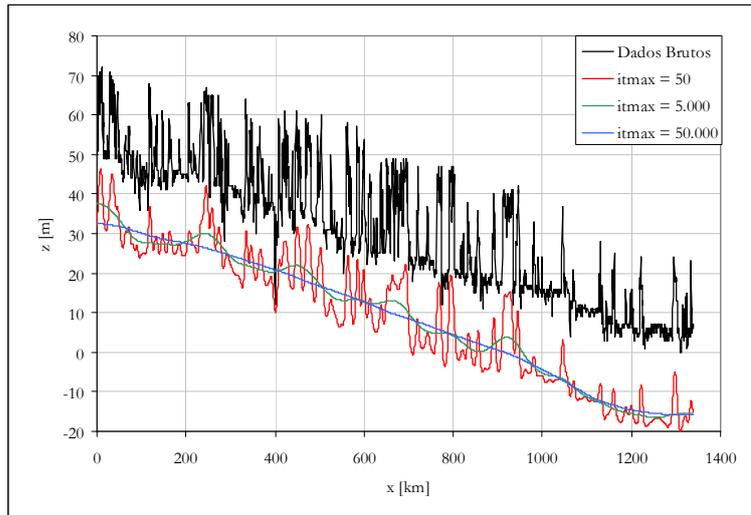


Figura 5.26 – Perfil longitudinal do trecho simulado do rio Solimões.

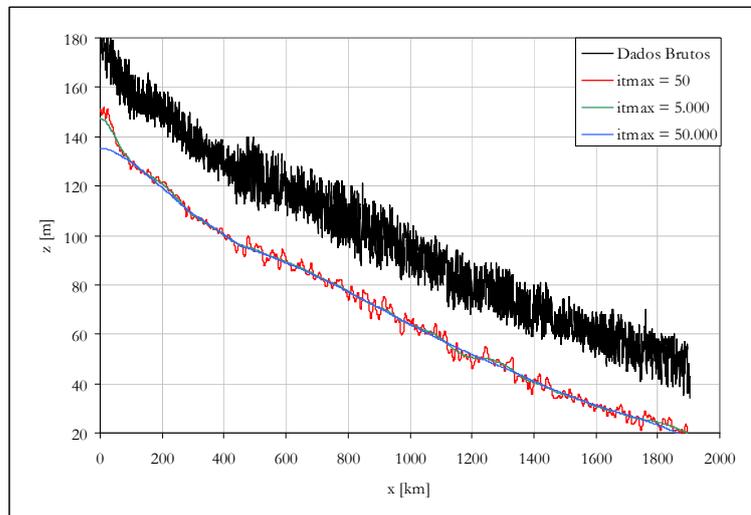


Figura 5.27– Perfil longitudinal do trecho simulado do rio Juruá.

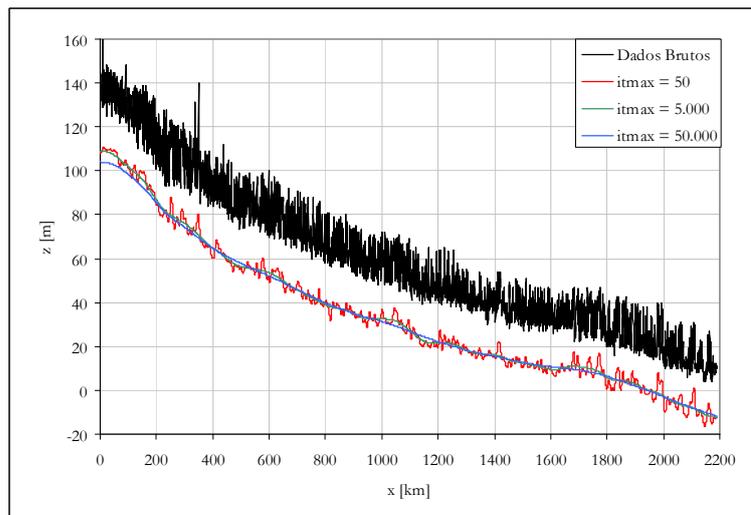


Figura 5.28– Perfil longitudinal do trecho simulado do rio Purus.

Percebe-se que com 50 iterações os erros aleatórios continuam significativamente presentes. Por outro lado, com cerca de 5.000 iterações o ruído é totalmente eliminado. Após um número elevado de iterações ocorre uma suavização exagerada nos perfis longitudinais e erros são introduzidos pelo filtro, conforme pode ser visto nas extremidades de montante dos rios Juruá e Purus. A análise ressalta uma característica negativa do filtro proposto – quando o número de iterações tende a infinito, os resultados convergem para uma solução diferente da real.

Desta forma, devem ser utilizados valores de itmax suficientemente altos para eliminar os ruídos mas não exageradamente elevados para evitar a introdução de erros no perfil longitudinal. Sendo assim, a metodologia mais apropriada para a definição de itmax é através de uma inspeção visual dos resultados obtidos com a aplicação do filtro com diferentes valores, conforme aqui apresentado. Dada a análise realizada no presente estudo, adotou-se 5.000 iterações para o filtro.

A metodologia adotada para a determinação dos níveis de fundo das seções transversais de cálculo do modelo hidrodinâmico se mostrou eficiente. Foi possível eliminar efeitos da vegetação, nível d'água e ruídos dos dados do MDE. Além disso, a metodologia empregada elimina descontinuidades nos níveis de fundo nas confluências.

Os parâmetros das seções transversais foram calculados pelas relações geomorfológicas apresentadas em item anterior. Através de inspeção visual do MDE, verificaram-se os resultados obtidos. Em geral, os valores de largura obtidos com as relações geomorfológicas concordam com os valores de largura observados no MDE. Entretanto, erros grosseiros foram encontrados nos rios Solimões e Japurá. Enquanto o rio Solimões possui cerca de 3 km de largura no território brasileiro, o valor calculado foi de cerca de 1,5 km. No rio Japurá também se obteve subestimativa na sua largura. Para fins de simulação, a largura do rio Solimões foi corrigida simplesmente substituindo os valores calculados por 3 km.

O resultado do algoritmo de definição de áreas alagáveis, de onde são extraídas as relações nível d'água versus área inundada associadas a cada seção transversal, está apresentado na Figura 5.29. A Figura 5.30 apresenta o MDE, as seções transversais e a rede de drenagem do modelo hidrodinâmico em parte do rio Solimões e de seus afluentes. Também são apresentadas as respectivas minibacias para cada trecho de rio e as áreas alagáveis de cada seção transversal.

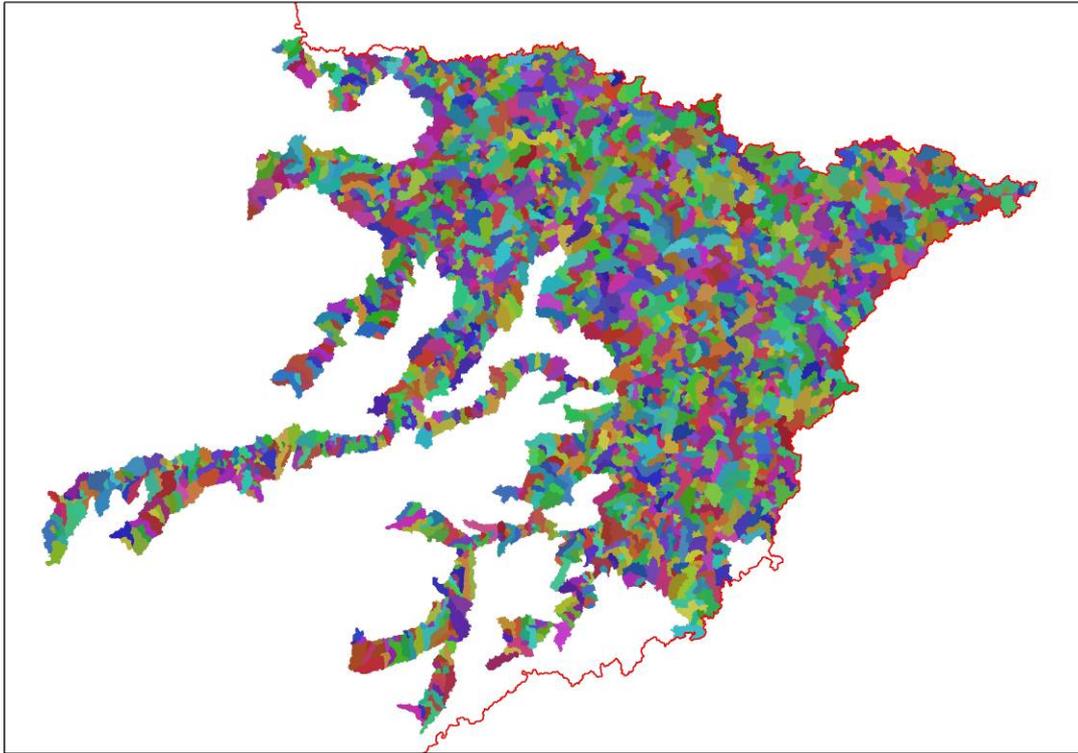


Figura 5.29 – Plano de informação de áreas alagáveis.

A metodologia desenvolvida para a extração de informações a partir de MDEs para a modelagem hidrodinâmica de grandes rios se mostra eficiente até então. As avaliações da metodologia se basearam principalmente na inspeção do MDE e na comparação com os resultados obtidos, como localização, nível de fundo e largura das seções transversais, áreas alagáveis e curvas nível d'água versus área alagada. Devido à falta de informações mais precisas a respeito das variáveis extraídas, a metodologia não foi completamente validada.

Estas variáveis são posteriormente utilizadas como informação de entrada para a simulação hidrodinâmica na bacia do rio Solimões. Em itens posteriores apresenta-se a validação dos resultados do modelo de simulação através de comparação com dados observados. Considera-se, então, que se o resultado do teste de validação do modelo de simulação foi satisfatório, as informações necessárias ao modelo hidrodinâmico (largura das seções transversais, níveis de fundo, planície de inundação) estão suficientemente bem caracterizadas. Desta forma, o principal teste de validação das metodologias propostas para extração de informação de MDEs para a modelagem hidrodinâmica será o próprio teste de validação do modelo hidrodinâmico.

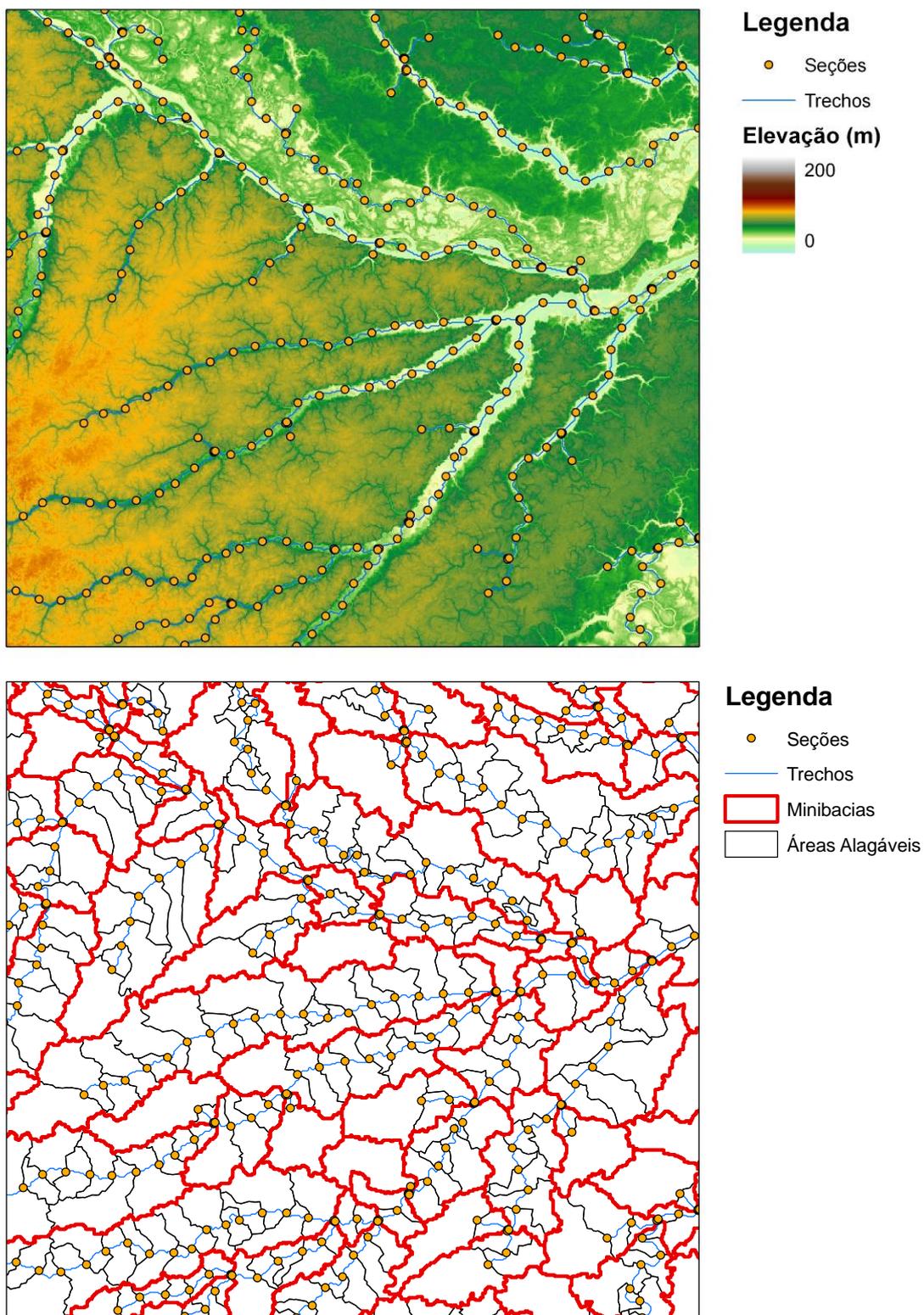


Figura 5.30 – Modelo digital de elevação e respectiva discretização em minibacias, trechos de rio, seções transversais e áreas alagáveis.

5.3. Cenários de simulação

Os testes realizados no estudo de caso foram desenvolvidos através da simulação da bacia do rio Solimões com do modelo MGB-IPH utilizando diferentes cenários, descritos na Tabela 5.4. Em todos os cenários foram considerados os parâmetros do modelo MGB-IPH calibrados no item 5.4. O período de simulação é de 21 anos, do ano 1985 ao ano 2005. Além disso, em todos os cenários envolvendo simulação hidrodinâmica considerou-se como condição de contorno de jusante no exutório da bacia do rio Solimões a série de níveis d'água a jusante de Manaus.

Tabela 5.4 - Aspectos incluídos nos cenários de simulação da bacia do rio Solimões.

	Cenário				
	Padrão	1	2	3	4
Modelo Hidrodinâmico	X		X	X	X
Planície de Inundação	X			X	X
HRU Dinâmico				X	
CC Observado	X	X	X	X	

Os cenários de simulação diferenciam-se pelos seguintes itens:

- Modelo Hidrodinâmico: os trechos de rio selecionados no item 5.2.2 são simulados através do modelo hidrodinâmico e os demais pelo método Muskingum Cunge.
- Planície de Inundação: o armazenamento nas planícies de inundação é simulado pelo modelo hidrodinâmico.
- HRU Dinâmico: consideram-se variáveis as áreas das Unidades de Resposta Hidrológica de cada minibacia, em função da área inundada simulada pelo modelo hidrodinâmico, conforme item 4.6.2.
- CC Observado: consideram-se séries de vazões observadas como condição de contorno ao modelo hidrodinâmico no rio Solimões, próximo a fronteira entre o Brasil e o Peru (posto fluviométrico 11400000), e no rio Japurá, na fronteira entre o Brasil e a Colômbia (posto fluviométrico 12845000). Estes são os principais afluentes ao território brasileiro da bacia do rio Solimões. Com isso, tentou-se eliminar os erros que seriam introduzidos nos resultados do modelo devido à carência de informação pluviométrica fora do território brasileiro, dificultando as análises do presente estudo de caso.

No Cenário Padrão as simulações são realizadas utilizando o modelo hidrodinâmico, considerando o efeito de armazenamento nas planícies de inundação, sem considerar a influência da variação das áreas alagadas no balanço hídrico e considerando condições de contorno de vazões observadas nos rios Solimões e Japurá. Todos os objetivos do estudo de caso serão investigados através da análise direta dos resultados deste cenário ou comparação destes com resultados dos outros cenários.

No Cenário 1 utiliza-se o modelo Muskingum Cunge para simular o escoamento em todos os trechos de rio da bacia do rio Solimões. Este cenário é utilizado em duas etapas do estudo de caso – calibração dos parâmetros hidrológicos do modelo MGB-IPH (item 5.4) e análise comparativa do desempenho dos modelos hidrodinâmico e Muskingum Cunge.

O Cenário 2 diferencia-se do Cenário Padrão por desconsiderar o armazenamento d'água na planície de inundação. O objetivo deste cenário é avaliar a influência da planície de inundação e do termo de pressão da equação dinâmica na representação do escoamento em grandes rios.

No Cenário 3 consideram-se variáveis as áreas das Unidades de Resposta Hidrológica de cada minibacia, em função da área inundada simulada pelo modelo hidrodinâmico, conforme item 4.6.2. Este cenário é utilizado na avaliação da influencia da variação sazonal das áreas alagadas no balanço hídrico do modelo MGB-IPH.

O Cenário 4 é idêntico ao Padrão, com exceção da utilização de vazões observadas como condição de contorno nos rios Solimões e Japurá. Os resultados deste cenário são utilizados unicamente para ilustrar os erros que seriam introduzidos nos resultados do modelo devido à carência de informações pluviométricas no exterior e à baixa precisão dos resultados das reanálises utilizadas.

5.4. Calibração do modelo

Neste item apresenta-se a metodologia de calibração dos parâmetros do modelo MGB-IPH assim como os resultados em termos de parâmetros calibrados, hidrogramas simulados e observados e estatísticas de avaliação. Ao final apresenta-se também uma discussão a respeito dos parâmetros relacionados ao modelo hidrodinâmico.

O modelo MGB-IPH possui uma série de parâmetros que são definidos em diferentes etapas de sua aplicação. A maioria dos parâmetros relacionados à topografia (e.g. área de drenagem, declividade) é extraída do MDE nos procedimentos de pré-processamento descritos no item 4.3.

Alguns dos parâmetros de pouca sensibilidade são fixos e definidos no próprio código fonte do modelo, como é o caso do coeficiente de rugosidade de Manning e parte dos parâmetros relacionados ao movimento de água no solo.

Os parâmetros relativos às características da vegetação, tais como albedo, resistência superficial, altura e índice de área foliar são definidos com auxílio de dados contidos na literatura (e.g. Shuttleworth, 1993; Collischonn, 2001), bem como em aplicações anteriores do modelo. Os valores utilizados são apresentados nas Tabelas 5.5 a 5.8.

Tabela 5.5 – Valores de albedo.

HRU	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez
1	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14
2	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14
3	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14
4	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14
5	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14
6	0,13	0,13	0,14	0,15	0,16	0,16	0,17	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13
7	0,13	0,13	0,14	0,15	0,16	0,16	0,17	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13
8	0,13	0,13	0,14	0,15	0,16	0,16	0,17	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13
9	0,13	0,13	0,14	0,15	0,16	0,16	0,17	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13
10	0,13	0,13	0,14	0,15	0,16	0,16	0,17	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13
11	0,13	0,13	0,14	0,15	0,16	0,16	0,17	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13
12	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08

Tabela 5.6 – Valores de Índice de Área Foliar.

HRU	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez
1	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
2	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
3	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
4	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
5	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
6	3,5	3,2	2,9	2,6	2,3	2,0	1,7	1,5	1,7	2,0	2,5	3,0
7	3,5	3,2	2,9	2,6	2,3	2,0	1,7	1,5	1,7	2,0	2,5	3,0
8	3,5	3,2	2,9	2,6	2,3	2,0	1,7	1,5	1,7	2,0	2,5	3,0
9	3,5	3,2	2,9	2,6	2,3	2,0	1,7	1,5	1,7	2,0	2,5	3,0
10	3,5	3,2	2,9	2,6	2,3	2,0	1,7	1,5	1,7	2,0	2,5	3,0
11	3,5	3,2	2,9	2,6	2,3	2,0	1,7	1,5	1,7	2,0	2,5	3,0
12	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Tabela 5.7 – Valores de altura média da vegetação (m).

HRU	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez
1	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
2	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
3	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
4	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
5	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
7	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
8	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
9	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
10	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
12	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05

Tabela 5.8 – Valores de resistência superficial em boas condições de umidade do solo ($s.m^{-1}$)

HRU	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez
1	99	99	99	99	99	99	99	99	99	99	99	99
2	99	99	99	99	99	99	99	99	99	99	99	99
3	99	99	99	99	99	99	99	99	99	99	99	99
4	99	99	99	99	99	99	99	99	99	99	99	99
5	99	99	99	99	99	99	99	99	99	99	99	99
6	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
7	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
8	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
9	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
10	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
11	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Os parâmetros mais sensíveis são calibrados utilizando o algoritmo de otimização MOCOM-UA (Yapo et al, 1998). Este é um algoritmo de otimização global multi-objetivo baseado em técnicas de busca aleatória, algoritmos evolutivos e no algoritmo de busca direta Simplex de Nelder e Mead. Por ser multi-objetivo, o algoritmo visa minimizar diferentes tipos de erros entre os hidrogramas simulados e os observados nos postos fluviométricos. Dada a abordagem do modelo MGB-IPH ser baseada em Unidades de Resposta Hidrológica, são ajustados diferentes conjuntos de parâmetros, cada um associado a um determinado HRU.

A fim de diminuir os erros entre os hidrogramas simulados e observados, na maioria dos estudos anteriores com o modelo MGB-IPH (e.g. Collischonn, 2006; Ribeiro Neto, 2006), optou-se por ajustar diferentes conjuntos de parâmetros para cada subbacia associada a um posto fluviométrico. Assim, em uma bacia com n postos fluviométricos e m HRUs, são ajustados $n \times m$ conjuntos de parâmetros. Teoricamente deveriam ser encontrados valores próximos para os parâmetros de um mesmo HRU em diferentes subbacias. No entanto, encontram-se valores distintos, e muitas vezes sem significado físico, devido a diversos fatores como erros nos dados de precipitação e de clima ou mesmo a incapacidade do modelo em representar alguns processos hidrológicos.

No presente estudo optou-se por utilizar o mesmo conjunto de parâmetros para toda a bacia do rio Solimões, mesmo que gere piores valores nas estatísticas de avaliação dos resultados do modelo. A primeira justificativa está relacionada a questões operacionais. Como parte dos objetivos deste trabalho é avaliar de forma comparativa o desempenho de diferentes métodos de simulação, piores ajustes de todos os modelos não devem comprometer as conclusões. Desta forma, a realização de diversas calibrações demandaria um esforço maior e desnecessário. Além disso, o ajuste de um único conjunto de parâmetros também é preferível do ponto de vista científico. Uma vez que este trabalho tem como objetivo principal contribuir para melhorar a capacidade de modelos de simulação em representar os processos físicos do ciclo hidrológico, modelos

parcimoniosos - capazes de representar uma grande quantidade de fenômenos com poucos parâmetros - são preferíveis.

A calibração do modelo MGB-IPH foi realizada utilizando o Cenário 2 de simulação, descrito no item anterior. Neste cenário, todos os trechos de rio são simulados com o modelo Muskingum Cunge. Na realidade, para fins de uma análise comparativa do desempenho dos modelos hidrodinâmico e Muskingum Cunge, deveriam ser calibrados diferentes conjuntos de parâmetros para os Cenários Padrão e 1. Neste sentido, o principal fator limitante é o elevado esforço computacional necessário para as simulações com o modelo hidrodinâmico associado ao elevado número de repetições das simulações requerido pelo algoritmo de otimização MOCOM-UA. Assim, além de simular o escoamento em todos os trechos de rio com o modelo Muskingum Cunge, foram utilizados somente postos fluviométricos localizados em trechos de rio não selecionados no item 5.2.2, ou seja, em trechos que teoricamente não requerem simulação com o modelo hidrodinâmico. Desta forma, todos os postos fluviométricos utilizados localizam-se nos afluentes ou cabeceiras dos rios Purus e Juruá.

Como o mapa de HRUs foi desenvolvido para toda a bacia amazônica e na bacia do rio Solimões muitos dos HRUs possuem área pouco significativa, foram calibrados 5 conjuntos de parâmetros para os HRUs 1 ao 5, associados a cobertura de floresta com diferentes tipos de solos. Para os demais HRUs utilizaram-se os mesmos parâmetros calibrados do HRU hidrológicamente mais semelhante. Os parâmetros calibrados foram W_m , b , K_{bas} , K_{int} . Os demais parâmetros associados aos HRUs, XL , CAP e WC , foram previamente determinados. Adicionalmente foram ajustados os parâmetros CS , CI e CB relacionados ao tempo de propagação dos escoamentos superficial, subsuperficial e subterrâneo. No total foram otimizados 23 parâmetros.

As funções objetivo utilizadas foram o índice de eficiência de Nash e Sutcliffe entre vazões observadas e simuladas (E_{NS}), índice de eficiência de Nash e Sutcliffe entre o logaritmo das vazões observadas e simuladas (E_{NSlog}) e o erro no volume total (ΔV), todas elas descritas no item 4.7.1. Na realidade se utilizou a média entre as funções objetivo calculadas para todos os postos fluviométricos analisados na calibração, totalizando 3 funções objetivo.

Os parâmetros do modelo MGB-IPH calibrados para a bacia do rio Solimões são apresentados na Tabela 5.9. Os valores obtidos refletem o comportamento hidrológico esperado de cada HRU. Quanto ao armazenamento máximo no solo W_m , o maior valor calibrado foi para o HRU Floresta em Argissolos, que possuem alta capacidade de armazenamento d'água por serem argilosos e possuírem alta porosidade. O HRU Floresta em solos rasos ficou com o menor valor calibrado de W_m , conforme esperado dada a característica de baixa capacidade de armazenamento

de solos litólicos e cambissolos. Os parâmetros relacionados aos escoamentos subsuperficial e subterrâneo, K_{bas} e K_{int} , calibrados para os solos rasos foram os mais baixos de todos. Valores baixos destes parâmetros fazem com que o volume d'água armazenado no solo não escoe e, conseqüentemente, o solo fique facilmente saturado em eventos chuvosos gerando altas taxas de escoamento superficial.

Tabela 5.9 – Parâmetros calibrados do modelo MGB-IPH para bacia do rio Solimões.

HRU	Wm	b	K_{bas}	K_{int}	XL	CAP	Wc
1	1309	0,206	1,700	42,15	0,300	2,0	0,1
2	946	0,384	0,365	63,03	0,300	2,0	0,1
3	1830	0,504	0,182	13,47	0,300	0,0	0,1
4	672	0,144	0,585	57,15	0,694	0,0	0,1
5	262	0,045	0,020	0,64	0,300	0,0	0,1
6	262	0,045	0,020	0,64	0,300	0,0	0,1
7	672	0,144	0,585	57,15	0,694	0,0	0,1
8	1830	0,504	0,182	13,47	0,300	0,0	0,1
9	672	0,144	0,585	57,15	0,694	0,0	0,1
10	1830	0,504	0,182	13,47	0,300	0,0	0,1
11	946	0,384	0,365	63,03	0,300	2,0	0,1
12	0	0,000	0,000	0,00	0,000	0,0	0,0
CS	9,1						
CI	10,2						
CB	1500,0						

Tabela 5.10 – Estatísticas de avaliação dos erros entre vazões diárias simuladas e observadas.

Posto	E_{NS}	E_{NSlog}	$\Delta V(\%)$	DI(dias)
12370000	0,57	0,60	17,4	0
12500000	0,58	0,57	24,2	-3
12530000	0,20	0,22	29,5	1
12600001	0,38	0,67	29,6	0
12650000	0,68	0,74	2,8	0
12680000	0,68	0,78	18,9	-1
13180000	0,57	0,65	-1,5	0
13300000	0,50	0,68	-15,6	0
13405000	0,63	0,39	2,9	0
13410000	0,72	0,77	8,8	0
13470000	0,45	0,61	2,9	0
13550000	0,65	0,70	8,8	0
13600002	0,71	0,68	5,1	-1

A Tabela 5.10 apresenta uma análise do desempenho do modelo nos postos fluviométricos utilizados para calibração em termos de erros entre vazões simuladas e observadas. A Figura 5.31 e a Figura 5.32 mostram vazões simuladas e observadas entre 1986 e 1991. Os valores obtidos de E_{NS} , E_{NSlog} e ΔV , em geral, não foram melhores que os obtidos em estudos anteriores com o modelo MGB-IPH em outras bacias amazônicas (e.g. Collischonn, 2006; Ribeiro Neto, 2006). Mesmo assim, os resultados obtidos são considerados aceitáveis.

As áreas de drenagem dos postos analisados apresentam dois tipos de comportamento hidrológico típico. Áreas com predominância de floresta em solos rasos têm predominância de escoamento superficial, hidrogramas com picos rápidos e variabilidade de alta frequência e vazões próximas de zero nas estiagens (e.g. postos fluviométricos 12370000, 13405000 e 13470000). Por outro lado as áreas localizadas em florestas em argissolos e solos de várzea têm maior presença de escoamento subsuperficial e subterrâneo e, desta forma, geram hidrogramas com picos menos acentuados, com maiores vazões de estiagem (e.g. postos fluviométricos 12500000 e 12680000 que drenam áreas com solos rasos e argissolos e solos de várzea).

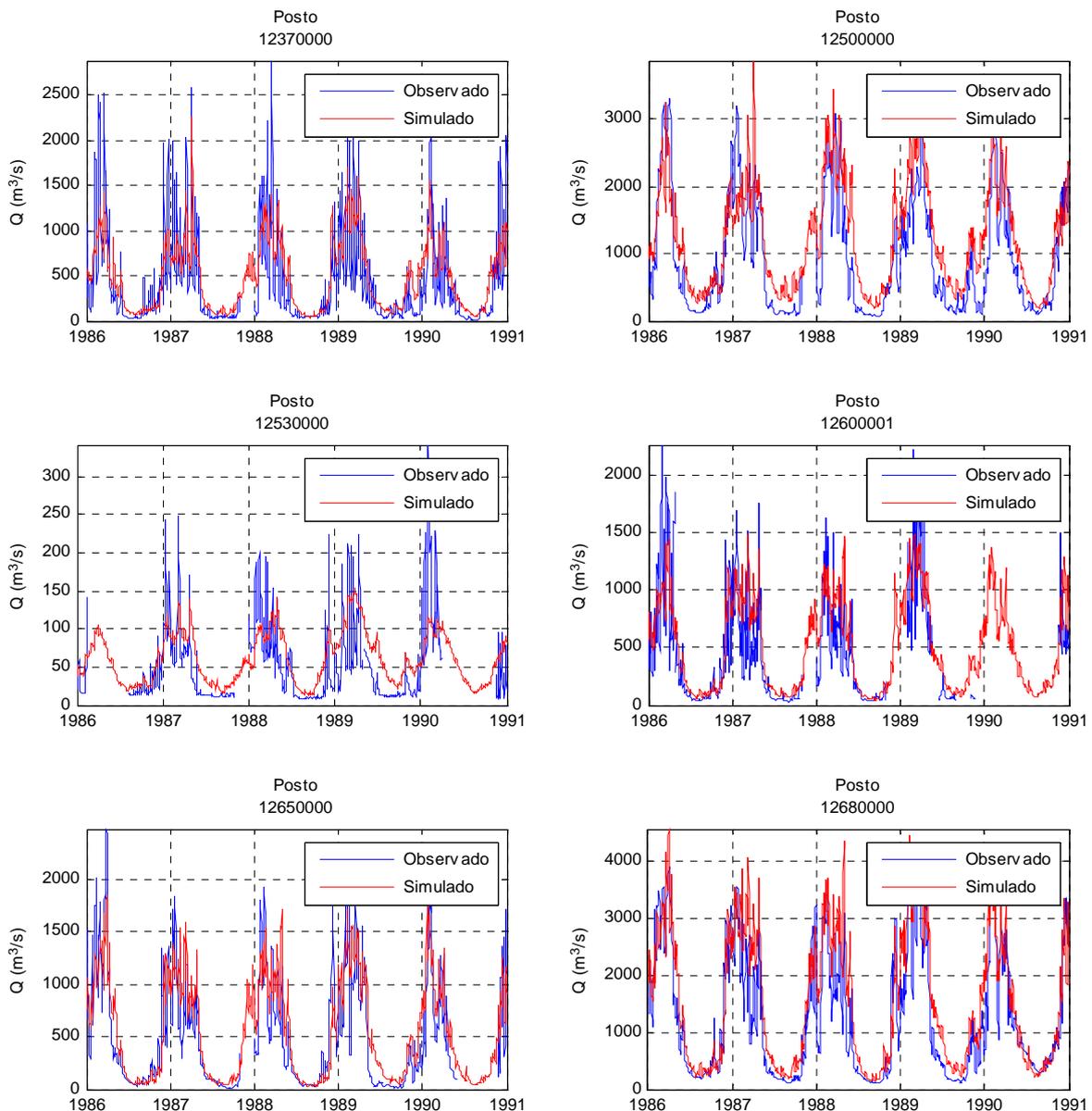


Figura 5.31 – Vazões diárias simuladas e observadas nos postos fluviométricos da bacia do rio Juruá entre 1986 e 1991.

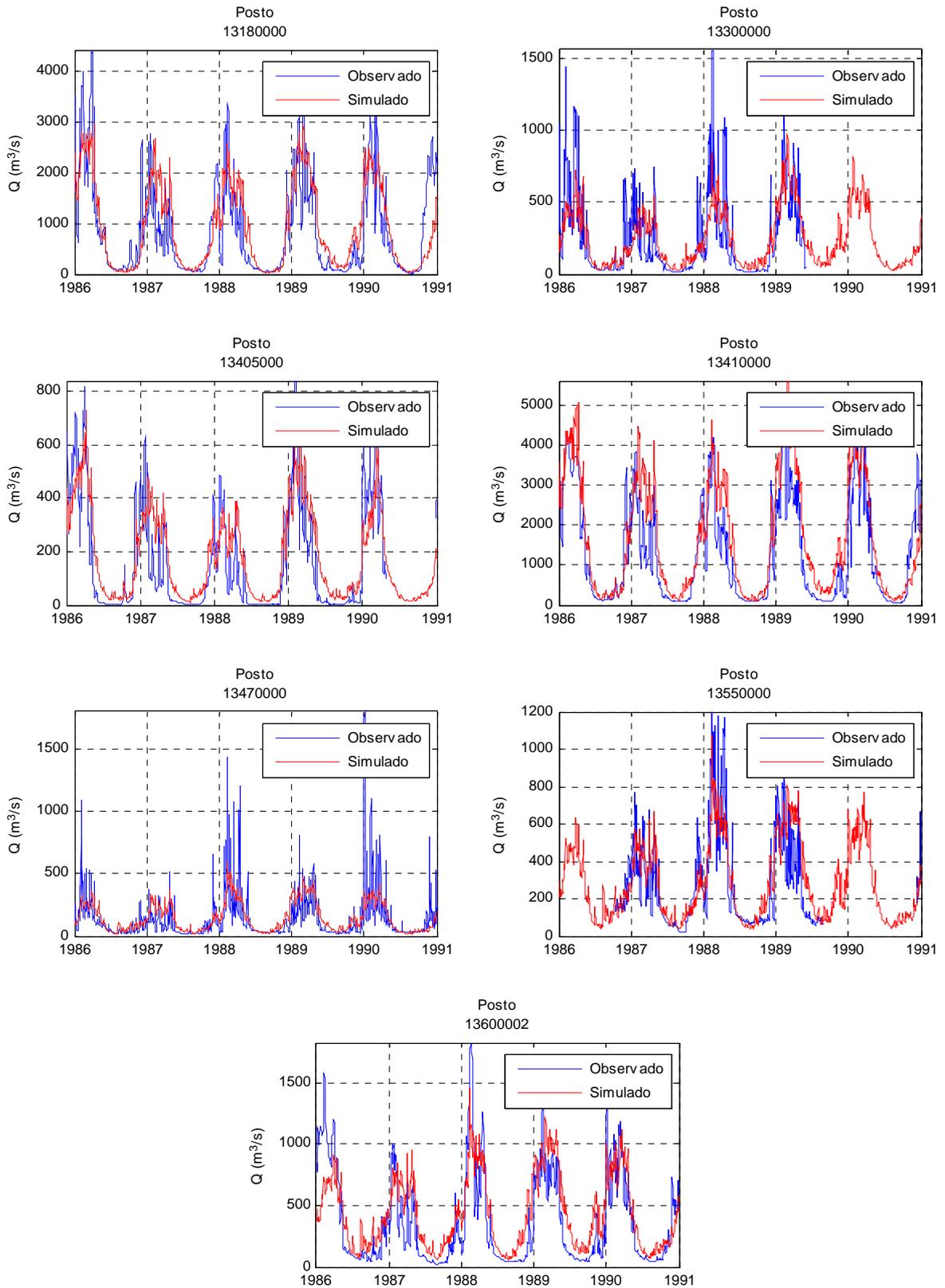


Figura 5.32 – Vazões diárias simuladas e observadas nos postos fluviométricos da bacia do rio Purus entre 1986 e 1991.

Os hidrogramas simulados representam o comportamento hidrológico mais marcante da região: a alternância de períodos de cheia e estiagem devido à forte sazonalidade da precipitação. Entretanto, percebe-se que o modelo não é capaz de representar as altas variabilidades nas cheias em hidrogramas de postos que drenam áreas com solos rasos. Os hidrogramas simulados apresentam variabilidades de alta frequência semelhantes, mas não correlacionada com a observada. Acredita-se que estes erros estão relacionados, principalmente, a incapacidade dos dados de pluviometria utilizados em representar todos os aspectos da precipitação na região. Além da baixa densidade pluviométrica da bacia do rio Solimões, muitos dos postos pluviométricos possuem séries de dados curtas e com muitas falhas. Além disto, os postos localizados nas cabeceiras dos rios Juruá e Purus drenam áreas localizadas fora do Brasil, onde foram utilizados dados de reanálise. Assim, qualquer modelo hidrológico seria incapaz de gerar resultados perfeitos nas bacias analisadas neste item, que se caracterizam pela rápida resposta a eventos chuvosos. Neste caso o máximo que pode se esperar do modelo é que ele seja capaz de representar o mesmo comportamento hidrológico observado, ou seja, apresentar hidrogramas com variabilidade de mesma frequência nas cheias, mesmos que valores simulados e observados não sejam exatamente iguais.

De acordo com as análises dos hidrogramas e os maiores valores obtidos de E_{NSlog} em relação a E_{NS} , verificou-se que as estiagens foram melhores representadas que os períodos de cheia. Quanto aos erros no volume total ΔV , altos valores foram encontrados, chegando a 30% no pior caso. Sendo assim, parte dos valores baixos encontrados de E_{NS} e E_{NSlog} se deve aos elevados erros no volume total ΔV . Estes devem estar associados aos erros nos dados de precipitação relatados anteriormente ou a erros na estimativa da evapotranspiração, seja por falha nos dados meteorológicos utilizados ou por incapacidade do modelo hidrológico em representar todos os processos físicos.

Ao contrario dos demais, os resultados em termos de defasagem entre os hidrogramas simulados e observados, avaliado pelo DI, foram excelentes. Na maioria quase absoluta dos postos o valor obtido foi nulo ou insignificante. Sendo assim, consideram-se aceitáveis os resultados obtidos na calibração para os fins do presente estudo de caso.

Quanto aos parâmetros do modelo hidrodinâmico, estes são unicamente o coeficiente de rugosidade de Manning η , a altura efetiva da vegetação H_{veg} e os parâmetros α e β auxiliares no tratamento dos perfis longitudinais. Estes não foram calibrados e os valores utilizados foram $\eta = 0,030$, $H_{veg} = 17$ m, $\alpha = 0,8$ e $\beta = 1,0$.

5.5. Modelo Hidrodinâmico versus Método de Muskingum Cunge

Neste item apresentam-se os resultados de simulação da bacia do rio Solimões utilizando modelagem hidrodinâmica (Cenário Padrão) e somente o método de Muskingum Cunge (Cenário 1). O principal objetivo é verificar se o desempenho de um modelo hidrodinâmico (MC) com dados escassos é superior ao de métodos simplificados de propagação de vazões – representados pelo modelo de Muskingum Cunge (MC) - para simulação hidrológica de grandes bacias (objetivo 1 do estudo de caso). Para tanto, é realizada uma análise comparativa dos resultados dos Cenários Padrão e 1 através de avaliação de hidrogramas e estatísticas apresentadas no item 4.7.1.

Verifica-se também se a metodologia proposta para a extração de informações do MDE para modelagem hidrodinâmica é aceitável, conforme objetivo 3 do estudo de caso. Considera-se esta aceitável de acordo com o desempenho do modelo hidrodinâmico em termos de capacidade de representar as vazões observadas.

As figuras 5.33 a 5.37 apresentam os hidrogramas observados e simulados nos postos fluviométricos da bacia do rio Solimões. Os gráficos da esquerda referem-se aos resultados do Cenário 1 e os da direita aos do Cenário Padrão. As figuras 5.38 a 5.41 mostram os postos fluviométricos localizados na bacia do rio Solimões e respectivas estatísticas de avaliação dos erros entre vazões observadas e simuladas no Cenário Padrão (primeira linha) e Cenário 1 (segunda linha). As discussões apresentadas a seguir são focadas nestes dois grupos de figuras.

No geral, percebem-se maiores amortecimento e tempo de translação das ondas de cheia simuladas pelo modelo hidrodinâmico. Os hidrogramas simulados com o modelo Muskingum Cunge apresentam uma variação de alta frequência que não é encontrada nas observações e, em muitos casos, estão adiantados.

A seguir apresenta-se análise dos resultados nos principais rios da área de estudo.

Conforme os hidrogramas dos postos 1210000 e 1220000 na Figura 5.33, o rio Jutá possui comportamento distinto das cabeceiras dos rios Juruá e Purus, principalmente pela ausência de solos rasos e predominância de argissolos, solos de várzea e floresta inundável. Assim, existe equilíbrio entre os escoamentos superficial, subsuperficial e de base, fazendo com que os picos dos hidrogramas sejam menos acentuados e as vazões de estiagem sejam mais regularizadas. Os resultados de ambos os cenários estão próximos do observado. Os erros no volume total foram insignificantes neste rio, entretanto alguns picos de cheia não são representados principalmente no posto de montante, provavelmente devido a erros nos dados precipitação. Os resultados de ambos os cenários são muito parecidos no posto de montante e as diferenças entre os métodos se

evidenciam no posto de jusante. Ao contrário do que ocorre nos resultados do modelo MC, os picos acentuados dos hidrogramas são amortecidos pelo modelo hidrodinâmico, provavelmente devido ao armazenamento na planície de inundação e aos efeitos de remanso. Por essa razão os resultados do modelo MC ficam piores que os do HD, conforme indicam os índices E_{NS} , E_{NSlog} e DI.

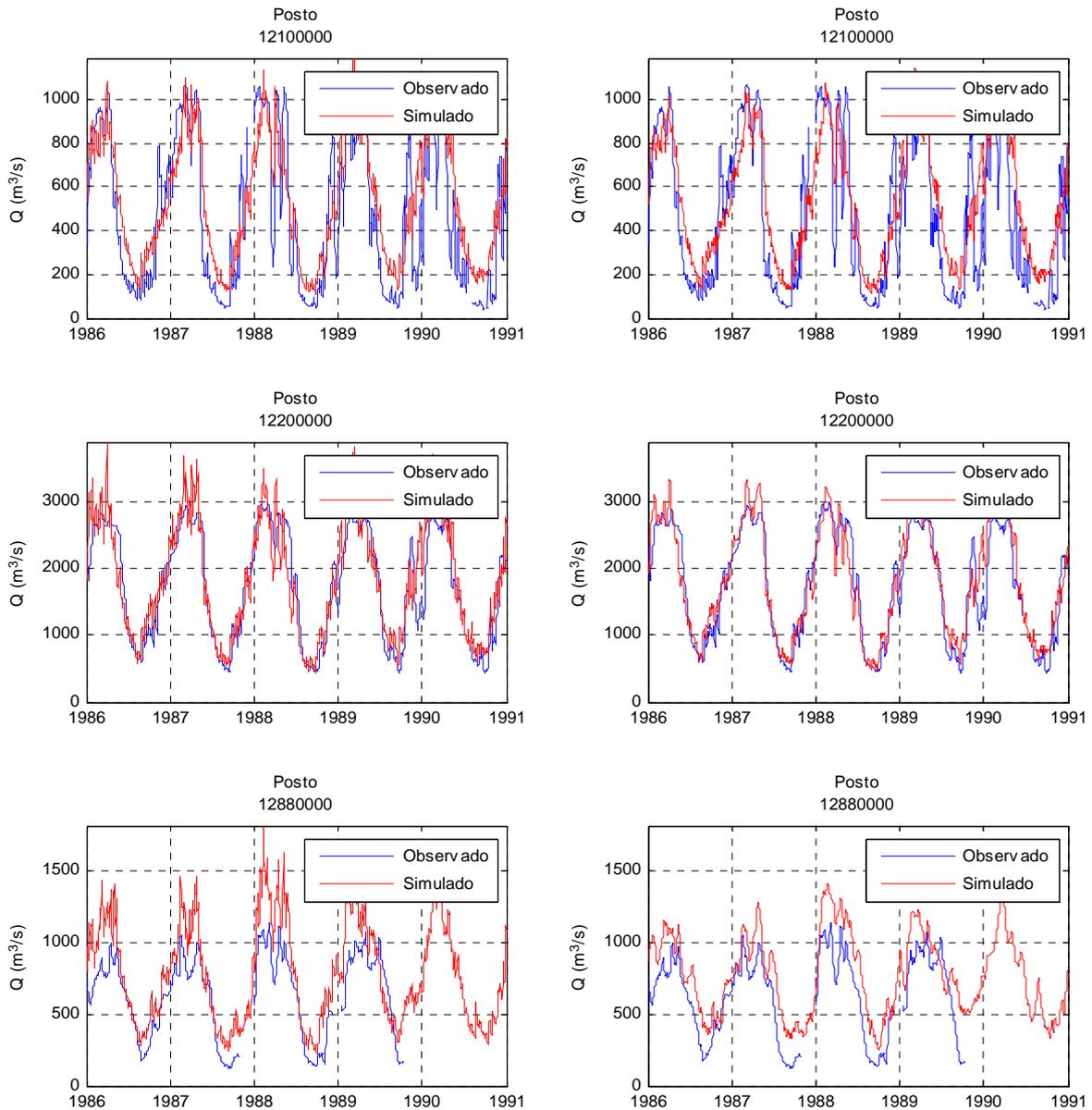


Figura 5.33 – Vazões diárias observadas e simuladas com método Muskingum Cunge (esquerda) e modelo hidrodinâmico (direita) no rio Juruá (12100000 e 12200000) e no rio Tefé (12880000).

A bacia do rio Juruá possui rios pouco regularizados e com cheias rápidas de picos acentuados nas cabeceiras (Figura 5.31). Percorrendo-se o rio Juruá de montante a jusante, observa-se hidrogramas mais suaves, conforme dados observados dos postos 12520000, 12550000,

12700000 e 12840000 (Figura 5.34), devido ao armazenamento na vasta planície de inundação do rio principal e de seus afluentes.

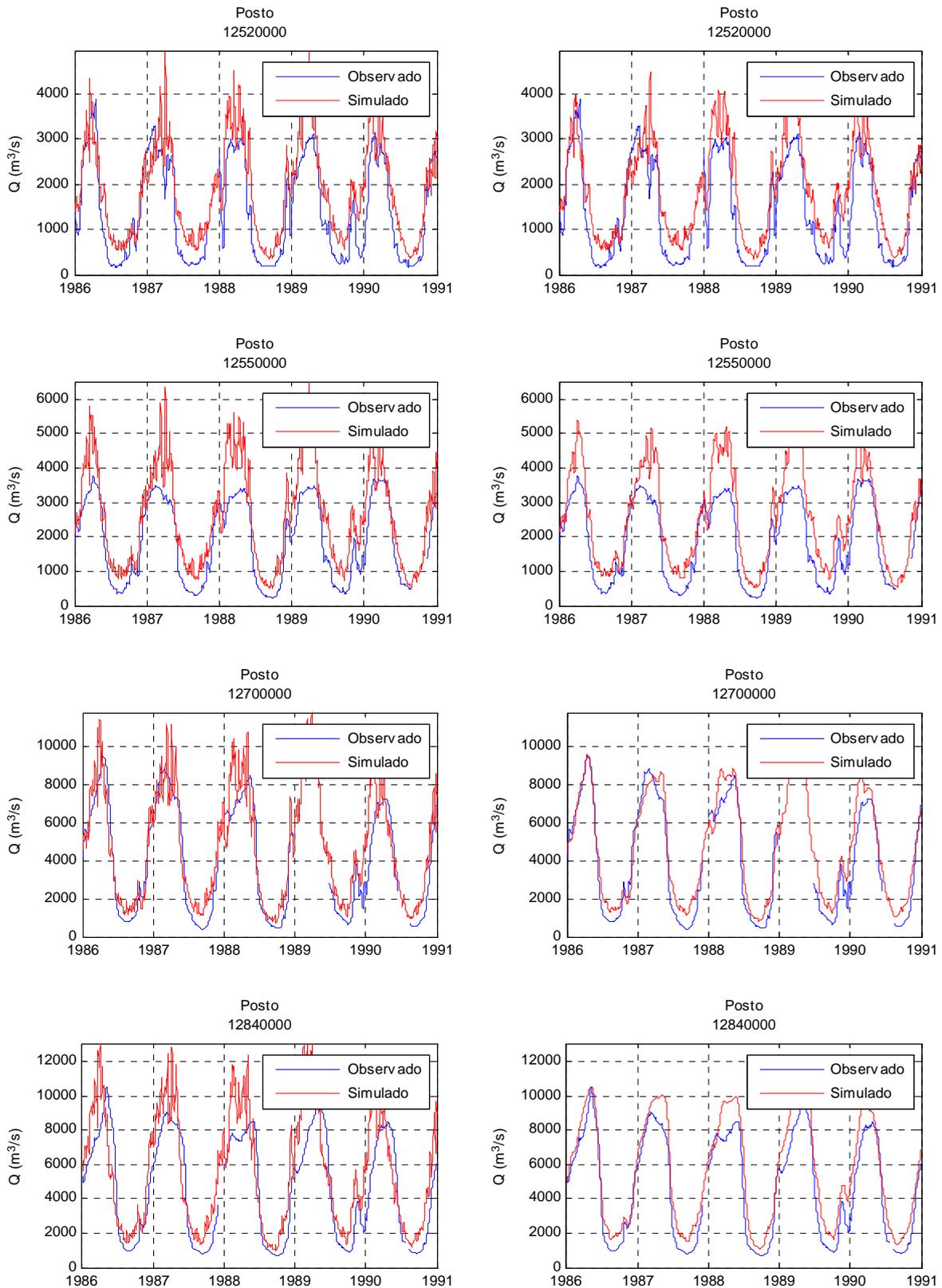


Figura 5.34 – Vazões diárias observadas e simuladas com método Muskingum Cunge (esquerda) e modelo hidrodinâmico (direita) no rio Juruá.

Este comportamento é bem representado pelo modelo hidrodinâmico, ao contrário do método de Muskingum Cunge, conforme hidrogramas e estatísticas de avaliação. As simulações superestimam as vazões nas estações localizadas na área de montante de bacia. Os erros de volume total chegam a cerca de 30%, entretanto diminuem em postos fluviométricos de maior área de drenagem. Nos postos 12520000 e 12550000 os erros no volume total prejudicam o desempenho do modelo em termos de E_{NS} e E_{NSlog} , embora os valores de DI sejam baixos. Mesmo assim o modelo hidrodinâmico se mostra superior. Por outro lado, nos postos 12700000 e 12840000, localizados a jusante, as diferenças entre os resultados do Cenário Padrão e do Cenário 1 são amplificadas e as simulações com o modelo hidrodinâmico ficam muito próximas das observações. Os valores de E_{NS} nos dois postos mais de jusante do rio Juruá, obtidos para o Cenário Padrão, são de 0,88 e 0,87, enquanto que para o Cenário 1 são de 0,81 e 0,67. A superioridade do modelo hidrodinâmico é dada, principalmente, pela defasagem das ondas de cheia simuladas pelo método Muskingum Cunge. Os valores de índice de atraso DI mostram que essas são adiantadas 8 e 19 dias nos dois postos de jusante do rio Juruá - valores altos se comparados com o tempo de propagação da onda de cheia neste rio.

Na bacia do rio Purus verifica-se um comportamento hidrológico semelhante ao da bacia do rio Juruá – rios pouco regularizados e com cheias rápidas nas cabeceiras, devido à presença de solos rasos e relevo acidentado, e hidrogramas amortecidos na medida em que a onda de cheia percorre o rio de montante a jusante, devido ao armazenamento na extensa planície de inundação. Os afluentes que drenam áreas com predominância de argissolos apresentam hidrogramas mais suavizados e regularizados, principalmente pela contribuição de escoamentos subsuperficial e subterrâneo, além do relevo caracterizado por baixas declividades. Todos estes aspectos são bem representados pelas simulações do Cenário Padrão, conforme hidrogramas da Figura 5.35 e estatísticas de avaliação. Os resultados das simulações nas estações fluviométricas localizadas no rio Purus (13710001, 13750000, 13870000 e 13880000) são mais próximos das observações, se comparados aqueles obtidos das simulações nas estações localizadas em seus afluentes. Além disto, o melhor desempenho do modelo hidrodinâmico somente é provado nestas estações. Novamente, percebe-se que as diferenças entre os resultados dos cenários aumentam de montante para jusante. Enquanto que os erros no Cenário Padrão diminuem no sentido de montante a jusante, os erros no Cenário 1 aumentam. A superioridade dos resultados do modelo hidrodinâmico no rio Purus é confirmada em todas estatísticas de avaliação e postos fluviométricos. No posto fluviométrico mais próximo da foz do rio Solimões o índice E_{NS} obtido com o modelo hidrodinâmico é igual a 0,91, sendo este valor de apenas 0,79 obtido com o método Muskingum Cunge. Além disto, os valores de índice de atraso DI obtidos com o modelo Muskingum Cunge chegam à -14 e -19 dias nos

últimos dois postos do rio Purus – valores muito elevados se comparados com os obtidos com o modelo hidrodinâmico, -3 e -5 dias, e com o tempo de propagação da onda de cheia do rio Purus.

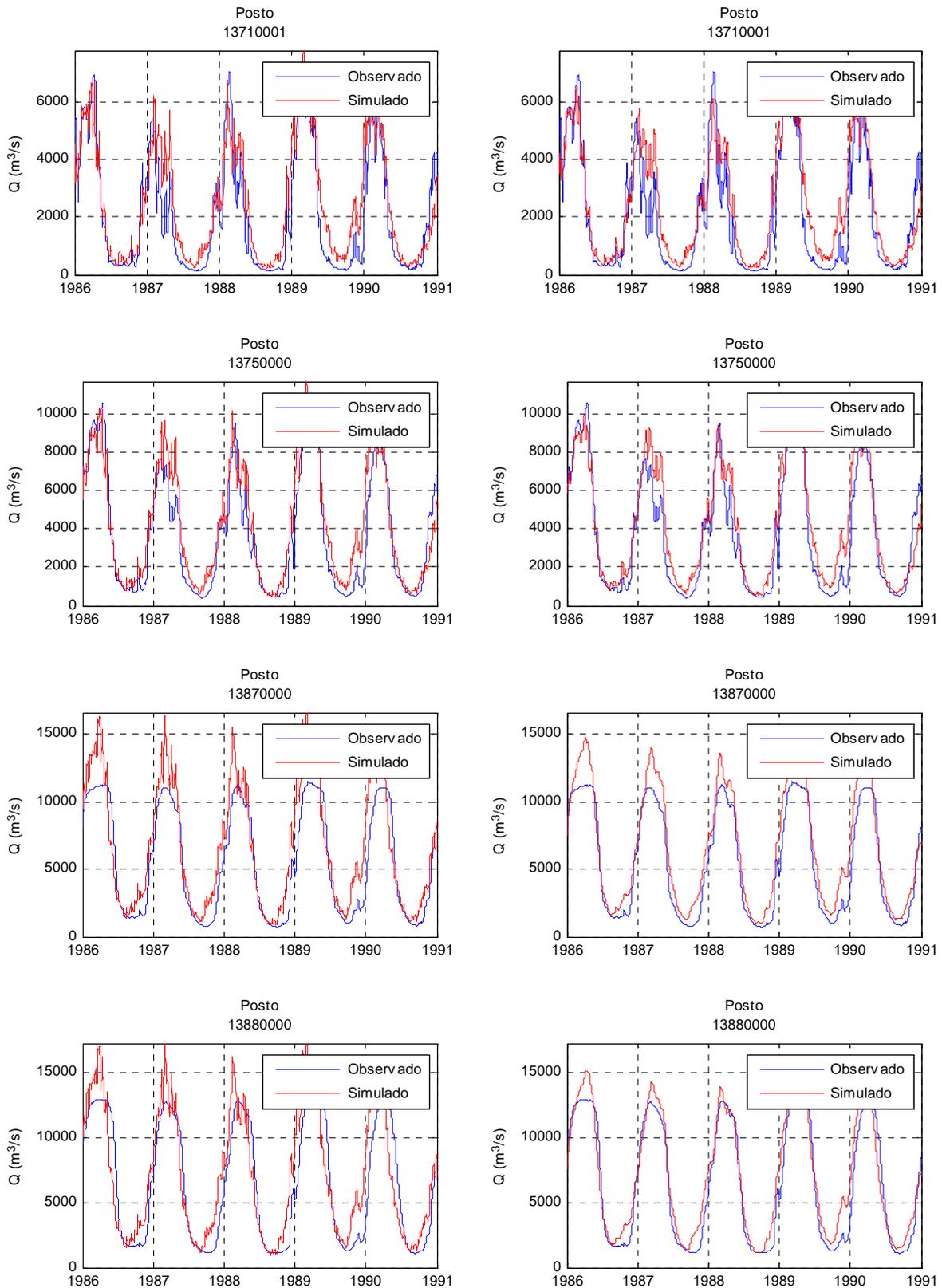


Figura 5.35 – Vazões diárias observadas e simuladas com método Muskingum Cunge (esquerda) e modelo hidrodinâmico (direita) no rio Purus.

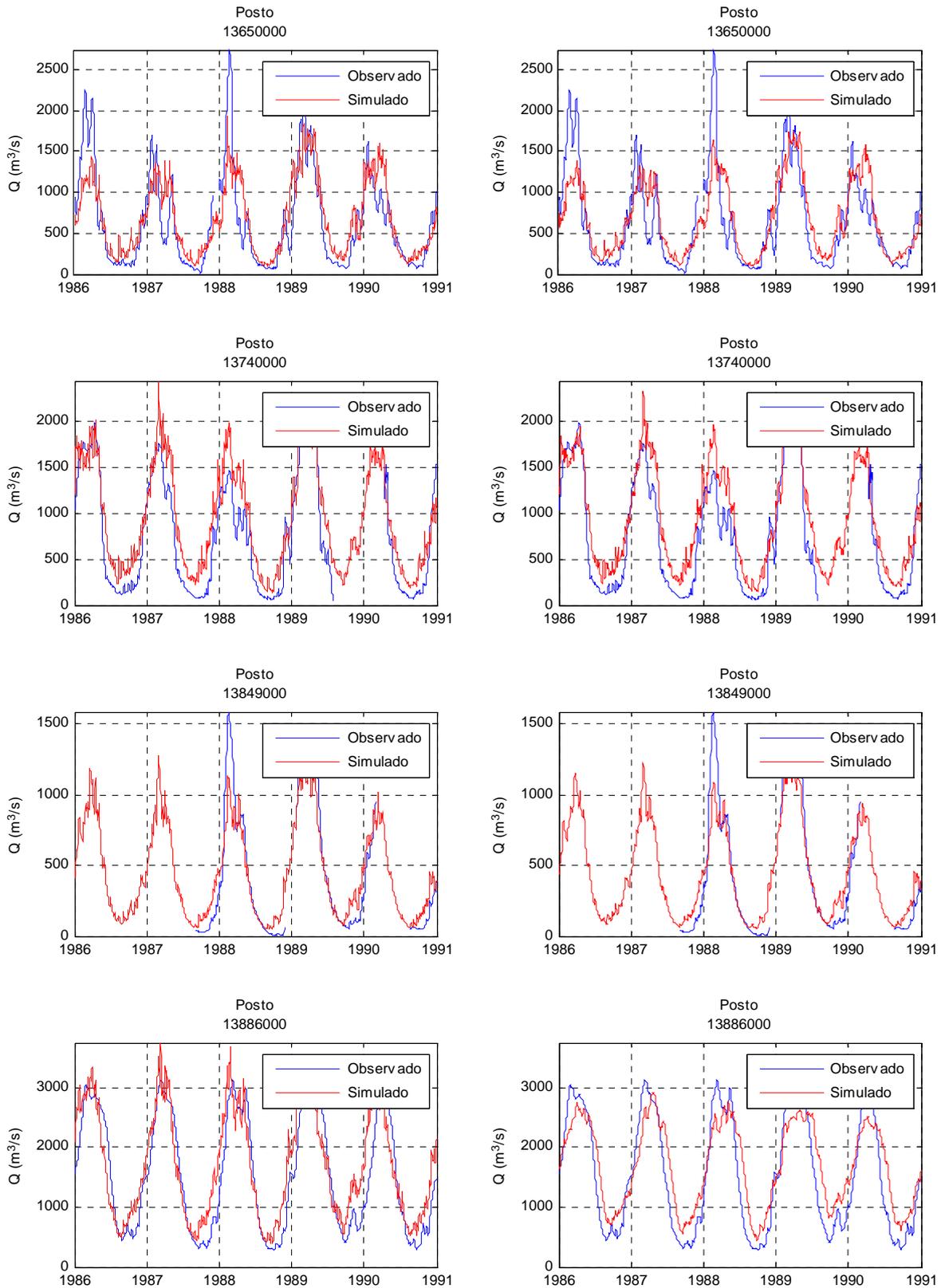


Figura 5.36 – Vazões diárias observadas e simuladas com método Muskingum Cunge (esquerda) e modelo hidrodinâmico (direita) nos afluentes do rio Purus.

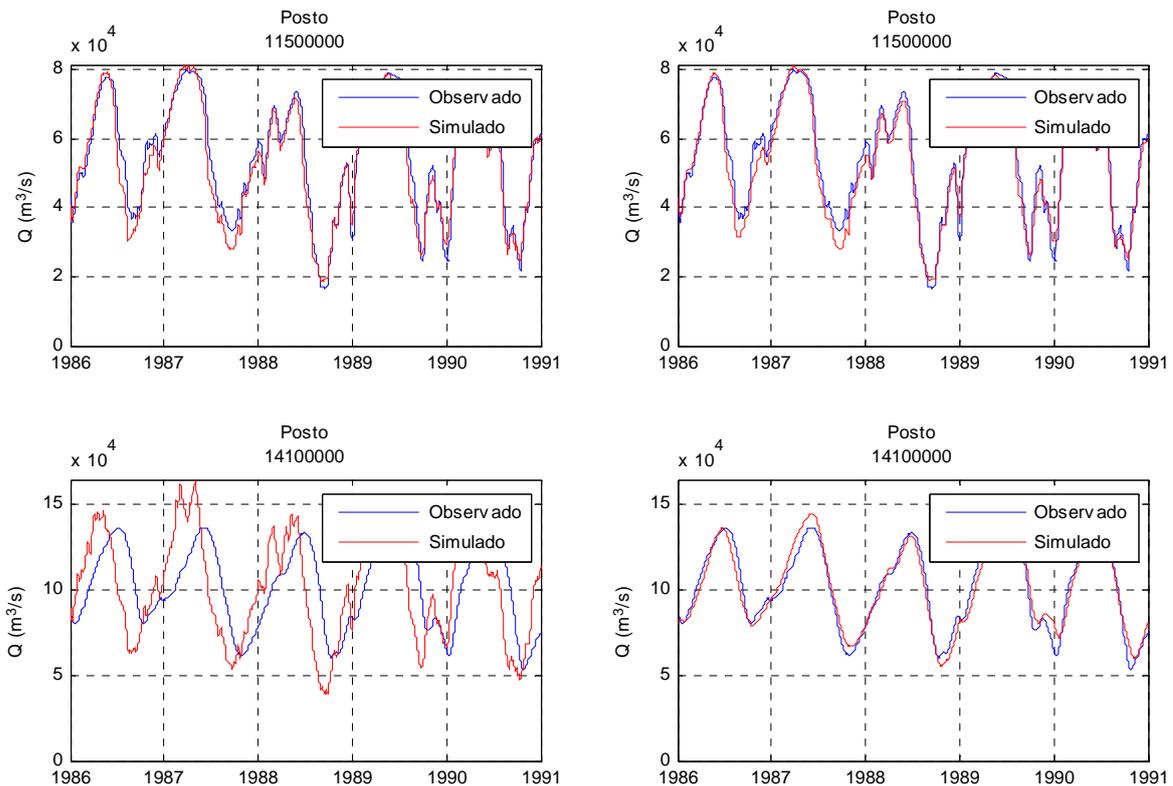


Figura 5.37 – Vazões diárias observadas e simuladas com método Muskingum Cunge (esquerda) e modelo hidrodinâmico (direita) no rio Solimões.

Quanto ao rio Solimões, este é muito regularizado na fronteira entre o Brasil e o Peru, e sua onda de cheia leva cerca de dois meses até chegar ao encontro com o rio Negro. No trecho do rio Solimões localizado no território brasileiro existem apenas duas estações fluviométricas com dados de vazão. No posto 11500000 os resultados das simulações são quase perfeitos, dada a pequena distância ao posto 11400000 onde foram utilizadas vazões observadas como condições de contorno. Mesmo assim, o hidrograma simulado pelo Muskingum Cunge já se apresenta adiantado 4 dias. O desempenho do modelo hidrodinâmico em Manacapuru, no posto 14100000 - quase na confluência entre os rios Solimões e Negro – é excelente, conforme os hidrogramas da Figura 5.37. Os índices E_{NS} e E_{NSlog} , iguais a 0,88 e 0,88, são elevados e o erro no volume total é aceitável. A onda de cheia chega atrasada apenas 5 dias, valor insignificante quando comparado com os tempos de pico e de propagação da onda ao longo do rio Solimões. Por outro lado, o desempenho do método Muskingum Cunge neste posto é péssimo, conforme Figura 5.37. As ondas de cheia simuladas ficam extremamente adiantadas em relação às observadas – 46 dias de acordo com o índice de atraso DI. Adicionalmente, os baixos valores de E_{NS} e E_{NSlog} , 0,08 e -0,04, respectivamente, indicam que os erros dos resultados da simulação com o modelo Muskingum Cunge são tão elevados que simplesmente, a média das vazões observadas seria um melhor preditor.

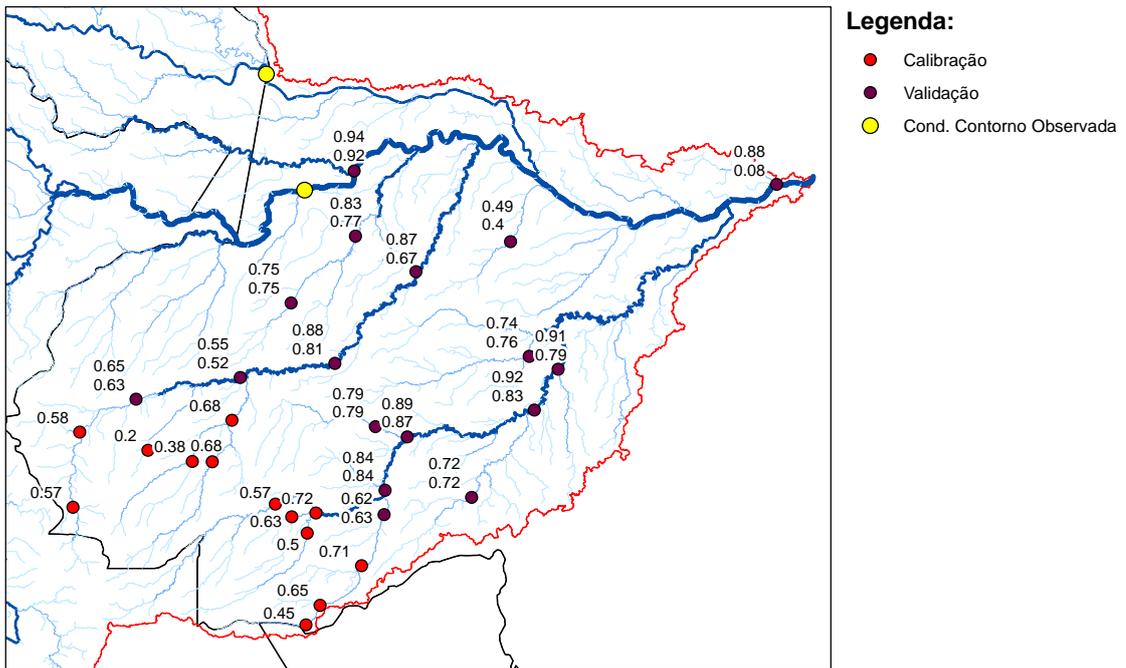


Figura 5.38 – Índice de eficiência de Nash e Sutcliffe entre vazões diárias observadas e simuladas com modelo hidrodinâmico e somente modelo Muskingum Cunge para cada posto fluviométrico.

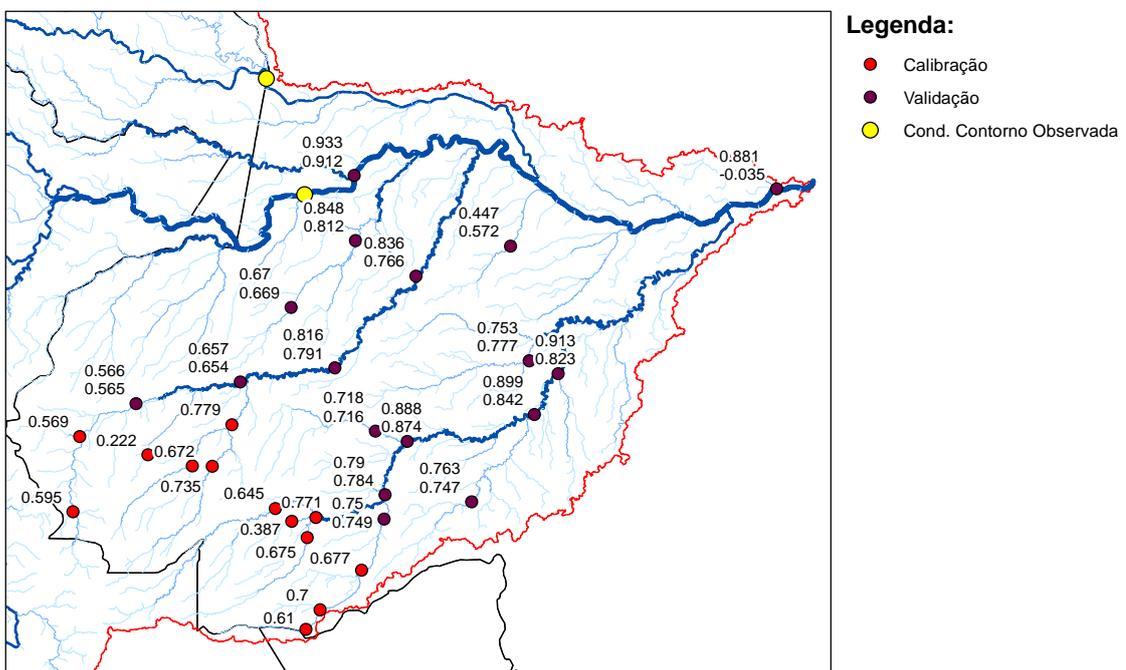


Figura 5.39 - Índice de eficiência de Nash e Sutcliffe entre os logaritmos das vazões diárias observadas e simuladas com modelo hidrodinâmico e somente modelo Muskingum Cunge para cada posto fluviométrico.

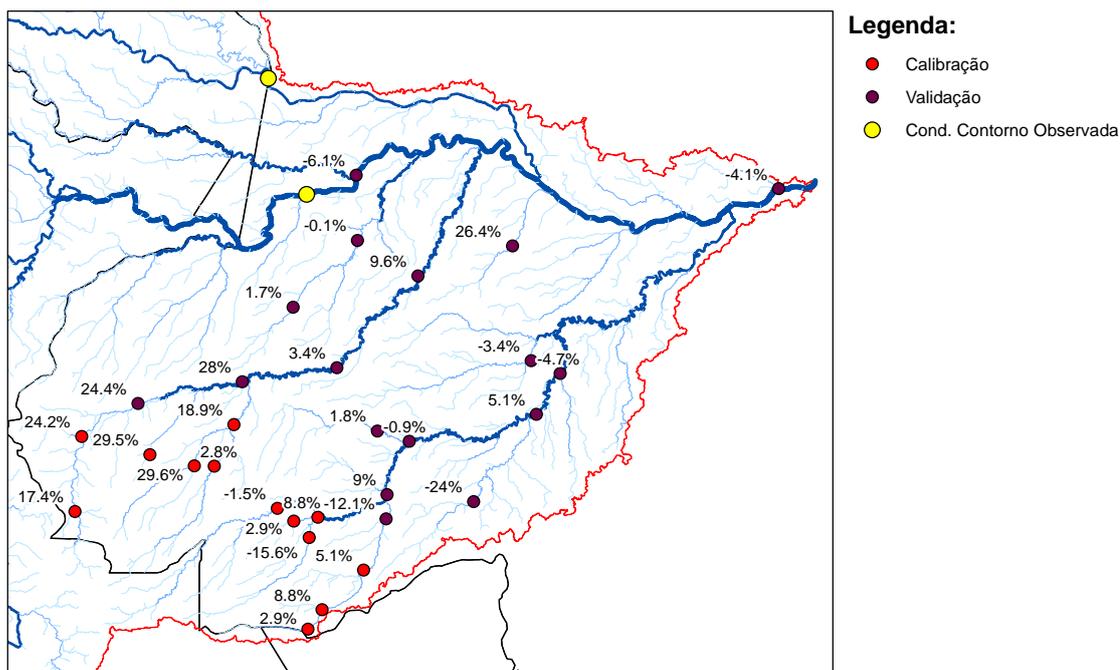


Figura 5.40 – Erro no volume total entre vazões diárias observadas e simuladas cada posto fluviométrico.

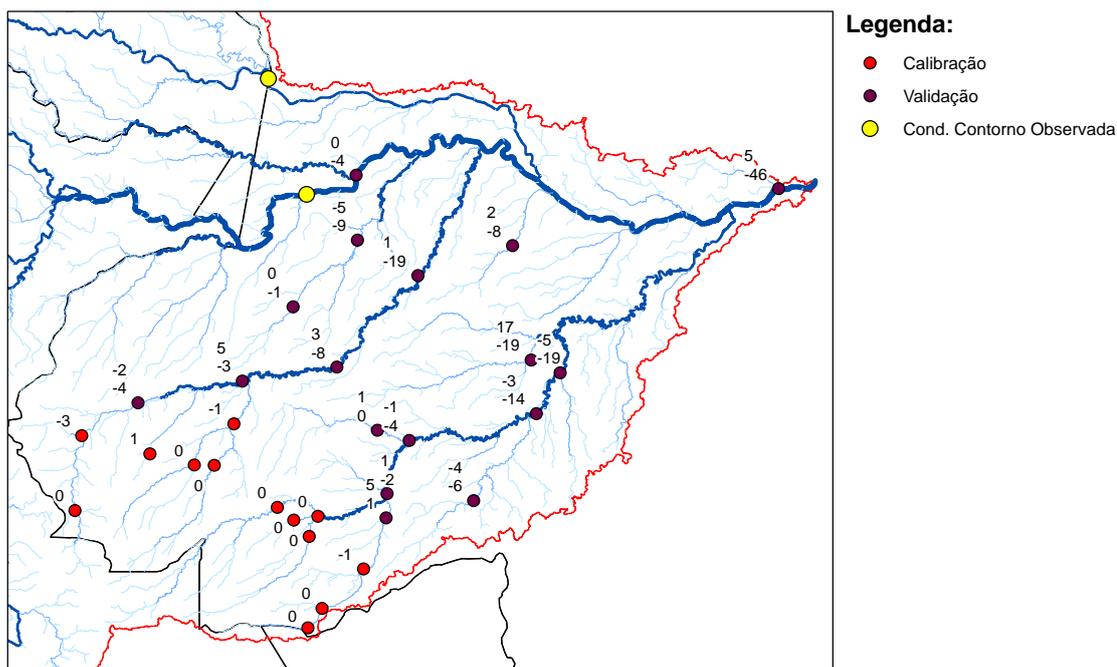


Figura 5.41 - Índice de atraso entre vazões diárias observadas e simuladas com modelo hidrodinâmico e somente modelo Muskingum Cunge para cada posto fluviométrico.

A análise dos resultados de simulação da bacia do rio Solimões mostra que os erros das simulações são mais elevados em bacias de área menor, principalmente devido a erros nos dados de precipitação. Os erros, em termos de ΔV e E_{NS} , são menores em bacias maiores, onde os erros se compensam. As diferenças entre os resultados dos modelos HD e MC se acentuam na medida em que se percorre os rios de montante para jusante. Como o modelo MC não representa o

amortecimento observado das ondas de cheia devido a armazenamento nas planícies de inundação e efeitos de remanso, os hidrogramas simulados possuem picos mais acentuados que os observados e são adiantados. A defasagem entre os hidrogramas observados e simulados é insignificante nas bacias de cabeceira. No caso dos resultados do modelo MC, os valores de DI aumentam de montante para jusante, chegando a casos extremos de hidrogramas adiantados 19 dias nos últimos postos dos rios Juruá e Purus e 46 dias no rio Solimões.

A Tabela 5.11 apresenta as estatísticas de avaliação dos erros entre vazões observadas e simuladas nos postos fluviométricos. Os símbolos MC e HD referem-se aos resultados com os modelos Muskingum Cunge e hidrodinâmico, respectivamente. O símbolo (*), que acompanha alguns dos valores da tabela, indica o método de melhor desempenho em determinado posto fluviométrico e em termos de determinado índice.

Tabela 5.11 – Estatísticas de avaliação dos erros entre vazões diárias simuladas e observadas.

Posto	Rio	E_{NS}		E_{NSlog}		$\Delta V(\%)$		DI(dias)	
		MC	HD	MC	HD	MC	HD	MC	HD
11500000	Solimões	0,92	0,94*	0,91	0,93*	-6,1	-6,1	-4	0*
12100000	Jutaí	0,75	0,75	0,67	0,67	1,7	1,7	-1	0*
12200000	Jutaí	0,77	0,83*	0,81	0,85*	-0,1	-0,1	-9	-5*
12520000	Juruá	0,63	0,65*	0,57	0,57	24,3	24,4	-4	-2*
12550000	Juruá	0,52	0,55*	0,65	0,66*	27,9	28,0	-3*	5
12700000	Juruá	0,81	0,88*	0,79	0,82*	4,0	3,4	-8	3*
12840000	Juruá	0,67	0,87*	0,77	0,84*	10,1	9,6	-19	1*
12880000	Tefé	0,40	0,49*	0,57*	0,45	26,1	26,4	-8	2*
13650000	Acre	0,63*	0,62	0,75	0,75	-12,2	-12,1	1*	5
13710001	Purus	0,84	0,84	0,78	0,79*	9,0	9,0	-2	1*
13740000	Pauini	0,79	0,79	0,72	0,72	1,8	1,8	0*	1
13750000	Purus	0,87	0,89*	0,87	0,89*	-0,9	-0,9	-4	-1*
13849000	Ituxi	0,72	0,72	0,75	0,76*	-23,9	-24,0	-6	-4*
13870000	Purus	0,83	0,92*	0,84	0,90*	5,2	5,1	-14	-3*
13880000	Purus	0,79	0,91*	0,82	0,91*	-4,7	-4,7	-19	-5*
13886000	Mucuim	0,76*	0,74	0,78*	0,75	-2,5	-3,4	-19	17*
14100000	Solimões	0,08	0,88*	-0,04	0,88*	-4,4	-4,1	-46	5*

A análise da Tabela 5.11 confirma o bom desempenho do modelo MGB-IPH utilizando o modelo HD e a sua superioridade em relação ao modelo MC. Os erros no volume total, conforme esperado, não indicam diferenças entre dos métodos. Entretanto, em relação ao índice ENS o modelo HD foi superior em 11 postos fluviométricos e o modelo MC em somente 2. Em relação à E_{NSlog} , novamente o modelo HD foi superior em 11 postos fluviométricos e o modelo MC em somente 2. Quanto ao índice DI, 14 postos mostram a superioridade do modelo HD e somente 3 favorecem ao modelo MC.

Não foi utilizada nenhuma estatística que avaliasse a equidade dos espectros dos hidrogramas simulados e observados. Uma análise do domínio da frequência confirmaria outro ponto negativo dos resultados do modelo MC – a presença de um ruído de alta frequência não observado nos dados de vazão. Analisando os hidrogramas das figuras apresentadas, nota-se que o modelo HD fornece resultados mais próximos dos observados em termos de frequência.

Também deve ser mencionado o fato de haver poucas estações fluviométricas nos locais onde as diferenças entre os modelos MC e HD deveriam ser ainda mais acentuadas. O rio Solimões não possui nenhuma estação fluviométrica com dados de vazão entre Santo Antônio de Içá e Manacapuru, trecho de mais de 1000 km. Ademais, em trechos significativos dos rios Purus e Juruá próximo às confluências com o rio Solimões também existem dados de vazão. Na realidade, a localização dos postos fluviométricos com dados de vazão é “tendenciosa”, no sentido que são preferidos justamente locais com efeitos de remanso desprezíveis. Assim, se fosse possível amostrar séries de vazões em todos os locais onde são gerados resultados de simulação, as conclusões do estudo de caso seriam ainda mais favoráveis ao modelo HD.

Por fim, dadas as análises apresentadas, e respondendo à questão do objetivo 1 do estudo de caso, pode-se dizer que o desempenho de um modelo hidrodinâmico utilizando pouca informação é superior ao de métodos simplificados de propagação de vazões para simulação hidrológica de grandes bacias. A metodologia proposta para extração de informações dos MDEs para modelagem hidrodinâmica em grandes bacias se mostra satisfatória, tendo em vista o bom desempenho do modelo em termos de erros entre vazões simuladas e observadas.

5.6. Erros na precipitação fora do território brasileiro

Neste item apresenta-se a justificativa para utilização de vazões observadas como condições de contorno no modelo hidrodinâmico no rio Solimões, próximo a fronteira entre o Brasil e o Peru (posto fluviométrico 11400000), e no rio Japurá, na fronteira entre o Brasil e a Colômbia (posto fluviométrico 12845000). Observaram-se erros grosseiros nos dados de precipitação de reanálise do NCEP utilizados para suprir a carência de informação pluviográfica nos países vizinhos. A Figura 5.42 apresenta uma comparação entre as vazões observadas e simuladas considerando o Cenário Padrão e o Cenário 1 no rio Solimões, próximo a fronteira entre o Brasil e o Peru (posto fluviométrico 11400000), no rio Japurá, na fronteira entre o Brasil e a Colômbia (posto fluviométrico 12845000), e no rio Solimões, próximo à confluência com o rio Negro, em Manacapuru (posto fluviométrico 14100000). O que se observa é o péssimo desempenho do

modelo MGB_IPH devido aos erros nos dados de precipitação nos países vizinhos. O erro no volume no rio Solimões na fronteira entre Brasil e Peru é superior a 50 %. No caso da bacia do rio Japurá, os dados de precipitação não representam a sazonalidade da região. Sendo assim, justifica-se a necessidade de utilização de vazões observadas como condição de contorno nestes dois pontos para não prejudicar as conclusões deste estudo.

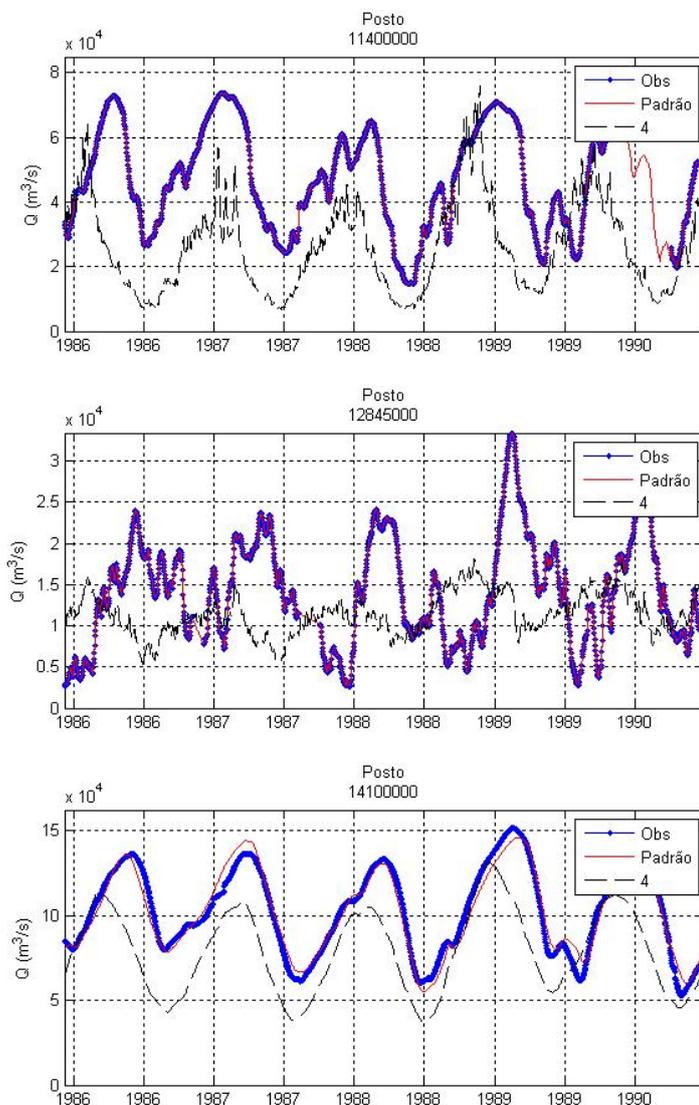


Figura 5.42 – Hidrogramas observados e simulados rio Solimões próximo a fronteira entre Brasil e Peru (11400000) e no rio Japurá na fronteira entre Brasil e Colômbia (12845000) e no rio Solimões próximo à confluência com o Negro em Manacapuru (14100000)

5.7. Validação de níveis d'água simulados

Neste item são avaliados os resultados de nível d'água do modelo MGB-IPH utilizando o modelo hidrodinâmico. O principal objetivo é verificar a capacidade do modelo em representar os níveis d'água observados. Para tanto, foram analisados os resultados do Cenário Padrão e comparados com as séries de cota d'água dos postos fluviométricos. Como os dados de cota não são referenciados ao nível médio do mar, os dados observados e simulados foram padronizados, conforme item 4.7.2. Assim, os erros são analisados através dos cotogramas e das estatísticas de avaliação: índice de eficiência de Nash Sutcliffe E_{NS} , coeficiente de correlação R , índice de atraso DI e erro na amplitude $A1$ e $A2$.

As figuras 5.43 a 5.49 apresentam os níveis d'água padronizados simulados e observados entre 1986 e 1991 nos postos fluviométricos da bacia do rio Solimões. As figuras 5.50 a 5.53 mostram os postos fluviométricos localizados na bacia do rio Solimões e respectivas estatísticas de avaliação dos erros entre níveis d'água padronizados observados e simulados. As discussões apresentadas a seguir são focadas nestes dois grupos de figuras.

Os resultados no rio Solimões foram excelentes, conforme cotogramas dos postos 11400000, 11500000, 12351000, 12900001, 13150000 e 14100000. Os valores de E_{NS} são todos maiores que 0,95, com exceção do posto 13150000, onde os níveis d'água mínimos não estão bem representados. Neste posto, o erro na amplitude é maior (- 23%) enquanto que em todos os outros é menor que 15% - 1,7 m sendo que a amplitude de variação dos níveis d'água no rio Solimões é aproximadamente 11 m. Os coeficientes de correlação obtidos também são muito elevados, todos maiores que 0,97. Quanto à defasagem da onda de cheia, os valores do índice de atraso DI indicam que esta não é significativa.

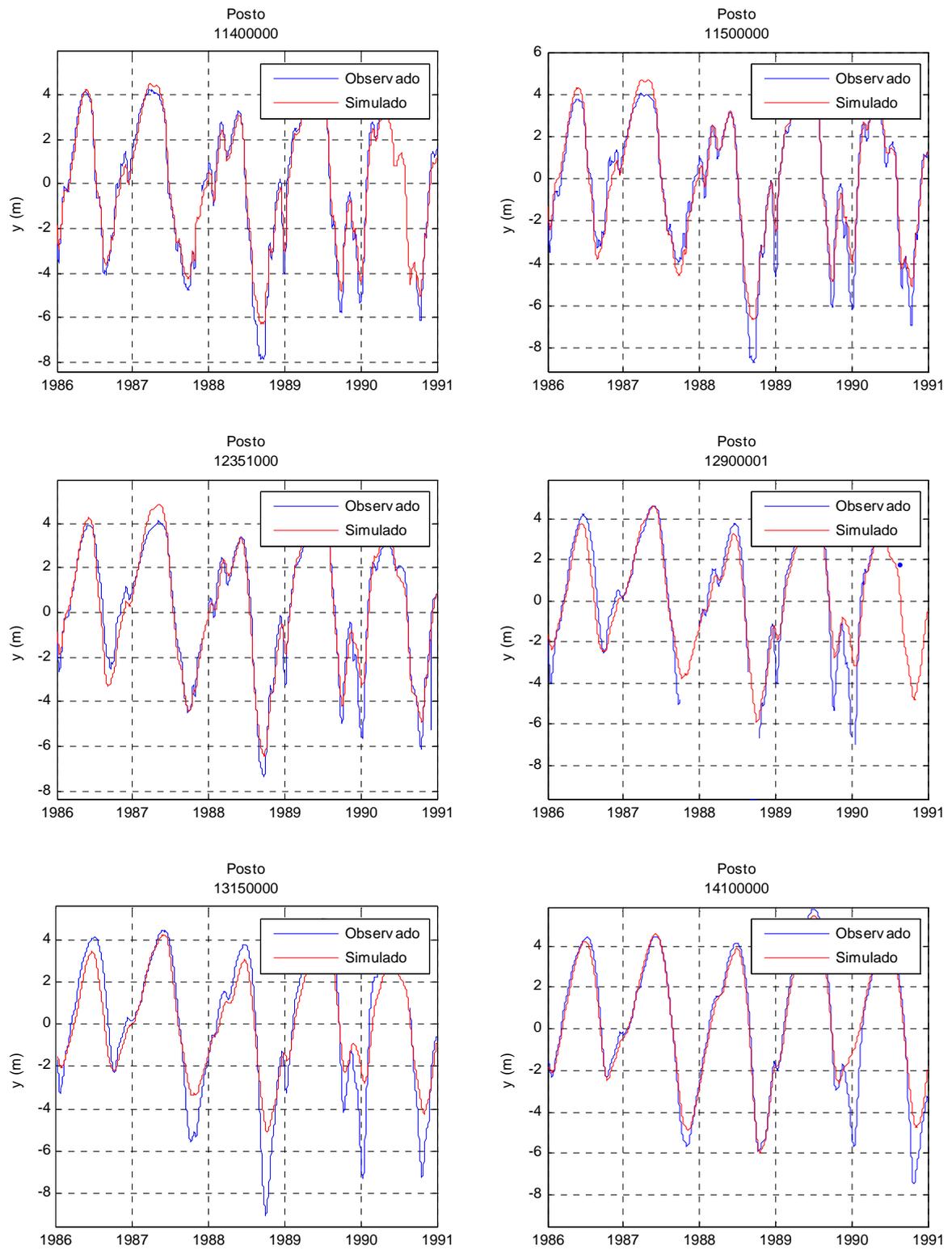


Figura 5.43 – Níveis d'água padronizados observados e simulados no rio Solimões ($\Delta t=1$ dia).

Os níveis d'água simulados nos postos fluviométricos do rio Juruá - 12520000, 12550000, 12700000, 12840000 - também estão próximos dos observados. A defasagem entre as ondas de cheia não é significativa, sendo no máximo 4 dias no posto de jusante. O modelo subestima a amplitude de variação dos níveis, mas os erros são considerados aceitáveis. Os valores de correlação são elevados – variam entre 0,89 e 0,94. Quanto ao índice ENS, foram obtidos valores relativamente altos, chegando a 0,84 no posto de jusante.

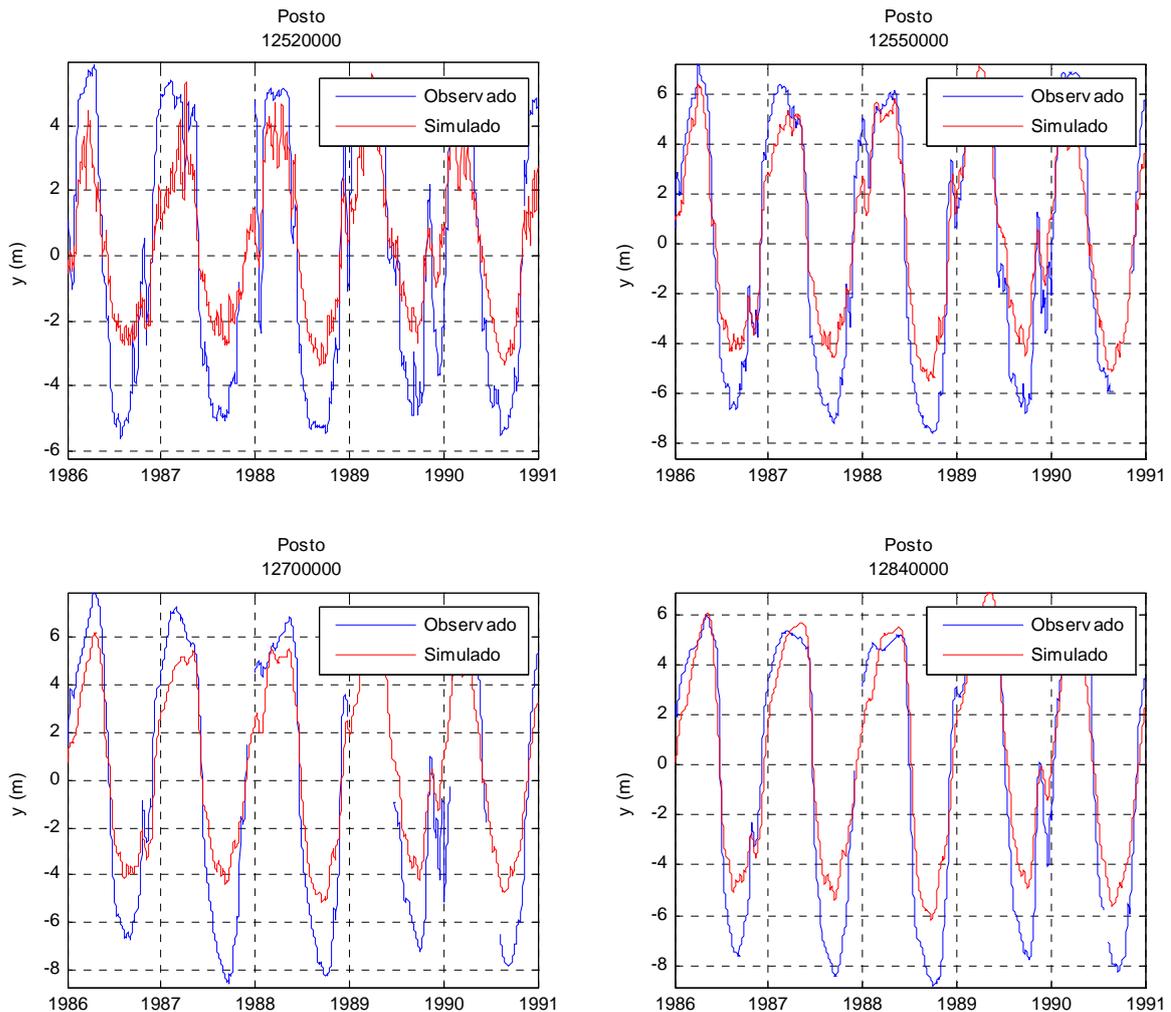


Figura 5.44 – Níveis d'água padronizados observados e simulados no rio Juruá ($\Delta t=1$ dia).

Os resultados nas estações fluviométricas localizadas no rio Purus - 13410000, 13700000, 13710001, 13750000, 13870000, 13880000, 13955000, 13962000, 13980000 e 13990000 - foram muito bons, conforme a Figura 5.45 e a Figura 5.46. O modelo é capaz de representar a translação das ondas de cheia e sua amplitude de variação. Esta varia entre 11 metros no posto de montante e

aumenta no sentido de jusante, chegando a 16 m, de acordo com os dados observados. Nos postos a montante, o modelo subestima a amplitude dos níveis em cerca de 30%. Este tipo de erro não é significativo no trecho de jusante. O desempenho do modelo em termos de E_{NS} é muito bom, visto que os valores variam entre 0,79 e 0,92. A defasagem entre as ondas de cheia simuladas e observadas não é significativa no trecho de montante. Entretanto, erros um pouco mais expressivos surgem próximo ao rio Solimões e os valores de DI chegam a 15 dias, provavelmente devido representação do efeito de remanso do rio Solimões sobre o Purus não ser perfeita. Mesmo assim os resultados obtidos no rio Purus são considerados satisfatórios.

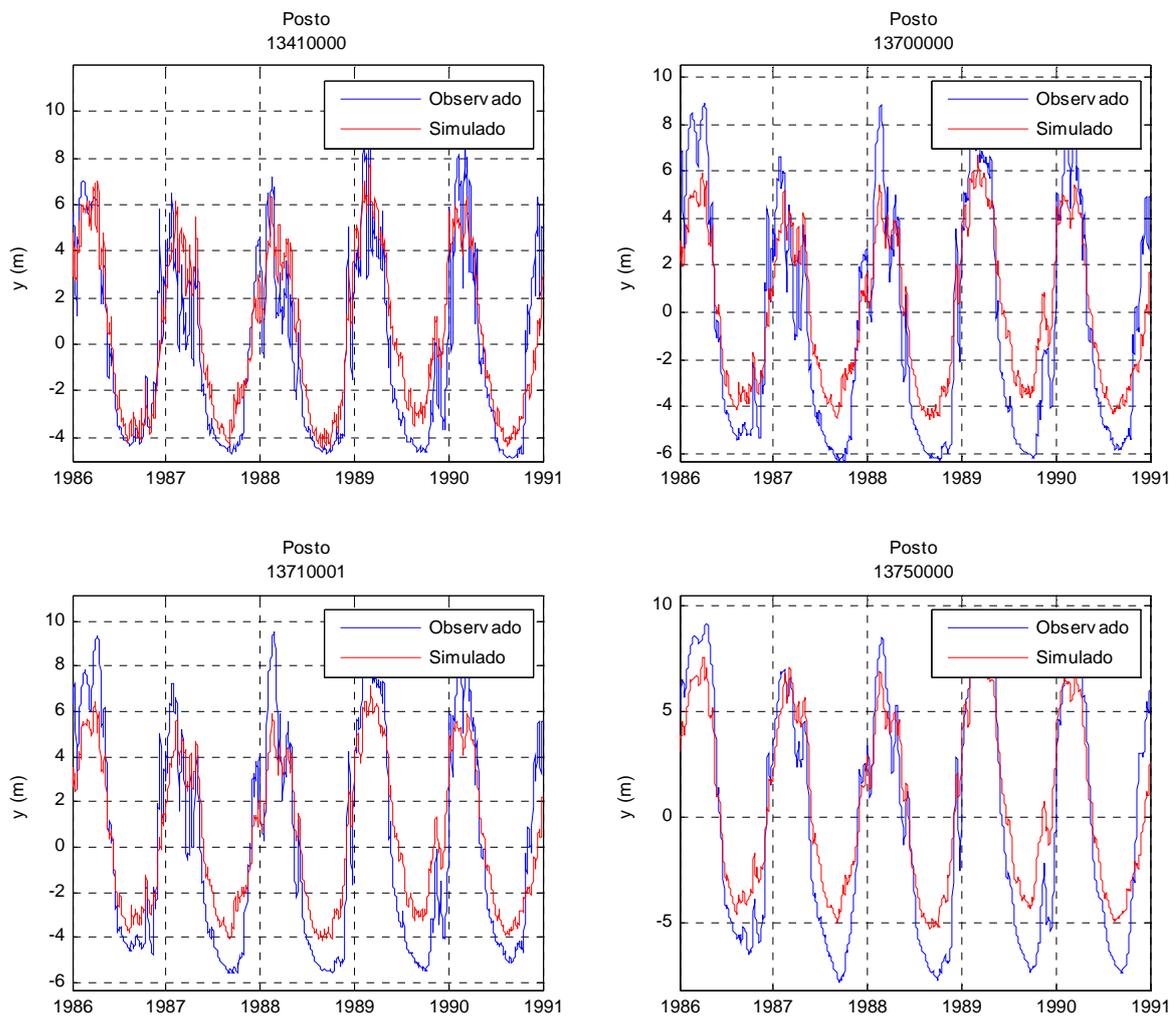


Figura 5.45 – Níveis d'água padronizados observados e simulados no rio Purus ($\Delta t=1$ dia).

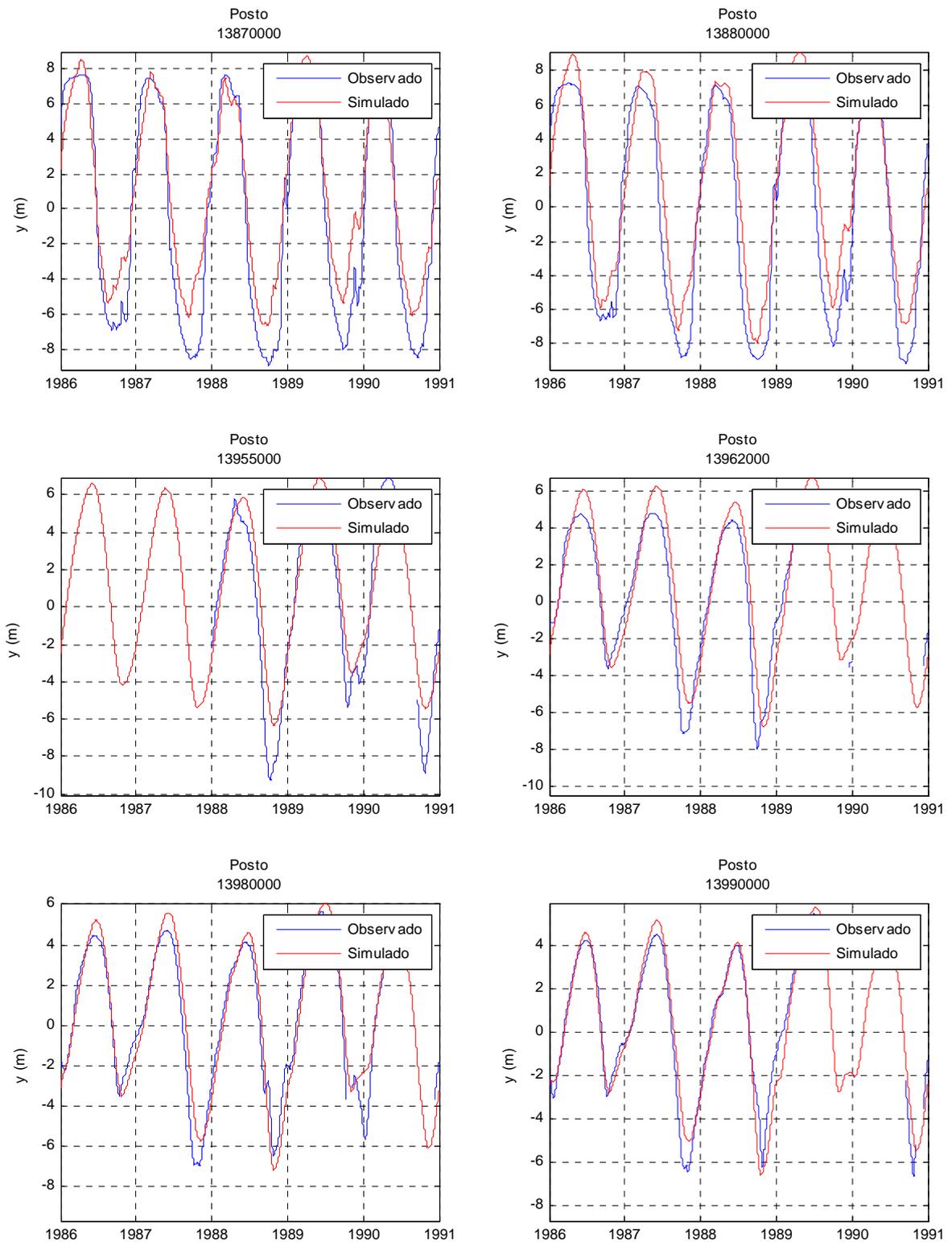


Figura 5.46 – Níveis d'água padronizados observados e simulados no rio Purus ($\Delta t=1$ dia).

O desempenho do modelo no rio Solimões e seus principais afluentes é satisfatório. Entretanto, em alguns rios, principalmente afluentes localizados nas cabeceiras dos rios Purus e alguns outros rios controlados por outro grande rio, o desempenho do modelo mostra-se inferior.

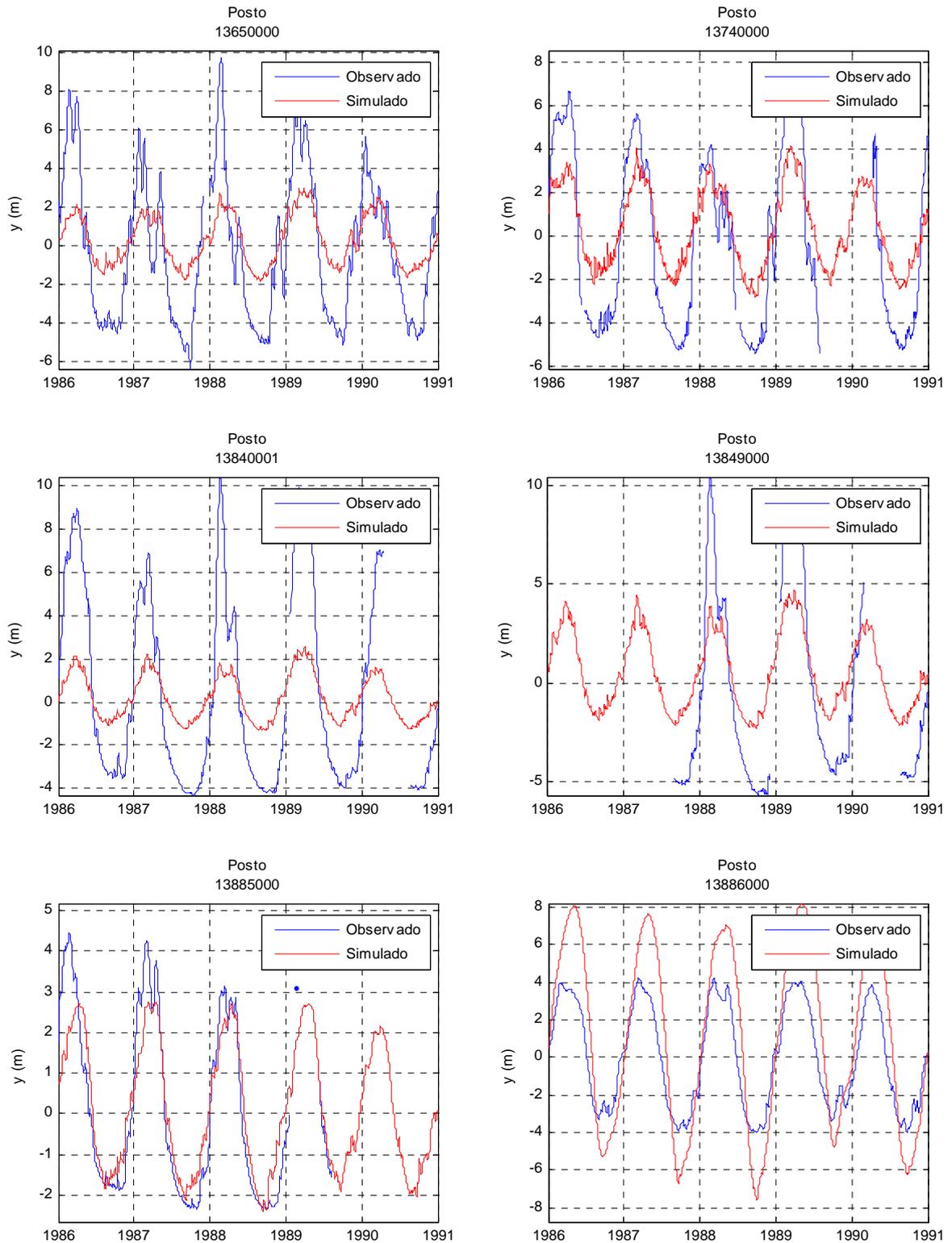


Figura 5.47 – Níveis d'água padronizados observados e simulados em afluentes do rio Purus ($\Delta t=1$ dia).

Em rios onde os níveis d'água são controlados pela cheia gerada na bacia contribuinte, erros na estimativa da largura da seção transversal causam erros na amplitude de variação dos níveis d'água. Assim, embora os níveis simulados e observados sejam correlacionados, os valores de ENS

são baixos. Este tipo de erro pode ser ilustrado pelos postos 13650000, 13840001 e 13849000, onde a amplitude de variação dos níveis é subestimada em cerca de 70% embora os coeficientes de correlação sejam altos.

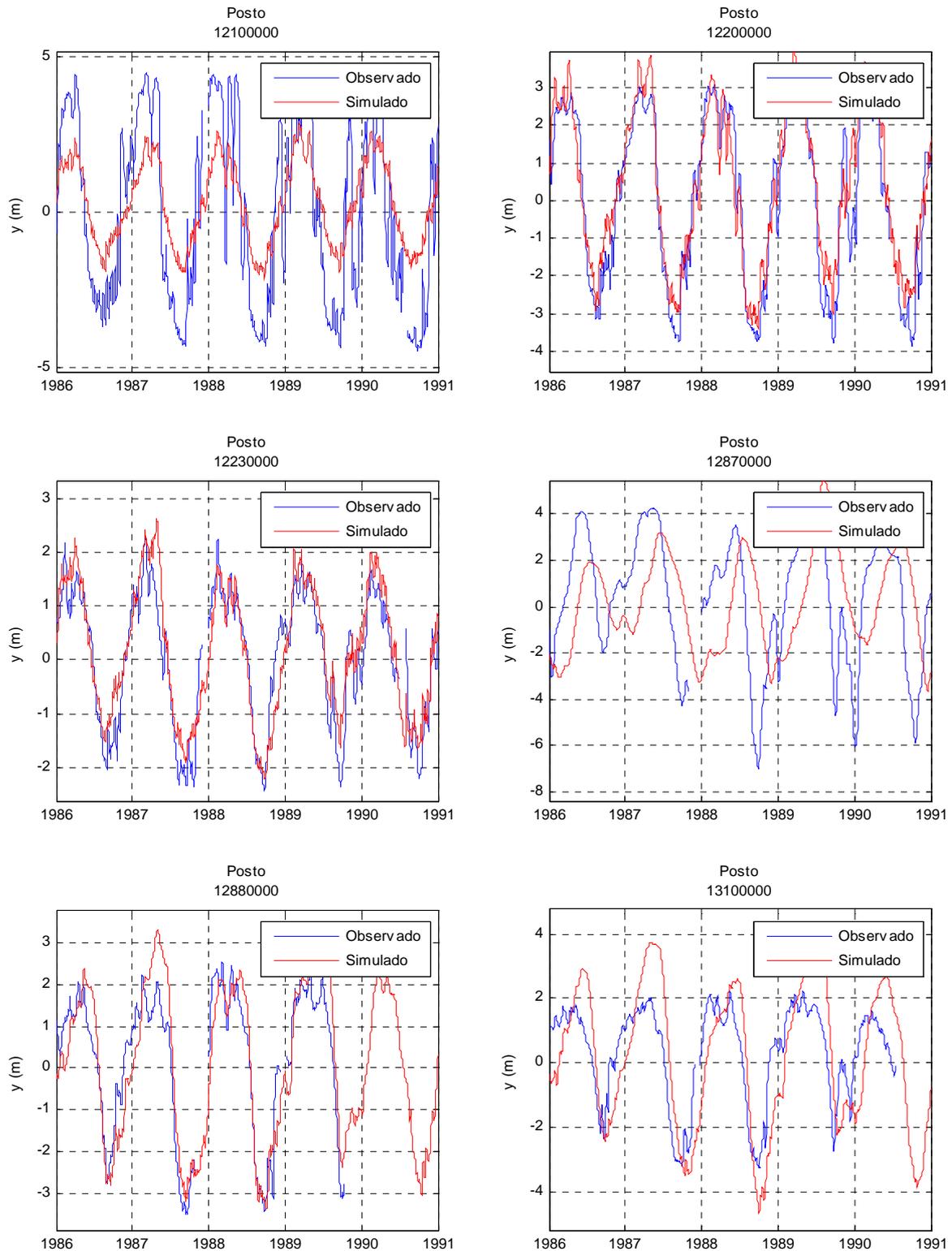


Figura 5.48 – Níveis d'água padronizados observados e simulados nos rios Jurai, Bia, Auati-Paraná, Tefé e Coari ($\Delta t=1$ dia).

Em afluentes de grandes rios, onde os níveis d'água sejam controlados pela cheia de ambos os rios, erros na estimativa dos níveis de fundo podem causar erros associados à forma e ao tempo dos cotogramas no afluente. Isto pode ser verificado no posto 12880000 (rio Tefé, afluente do Solimões), no posto 138860000 (rio Tapaua, afluente do Purus) e no posto 13100000 (rio Coari, afluente do Solimões).

Erros extremos foram encontrados no rio Japurá, onde subestimativas na largura das seções transversais causam superestimativas de até 103% na amplitude dos níveis d'água. Também existem sérios erros nas simulações no rio Içá, posto 11444900, causados por erros nos dados de precipitação no exterior do Brasil.

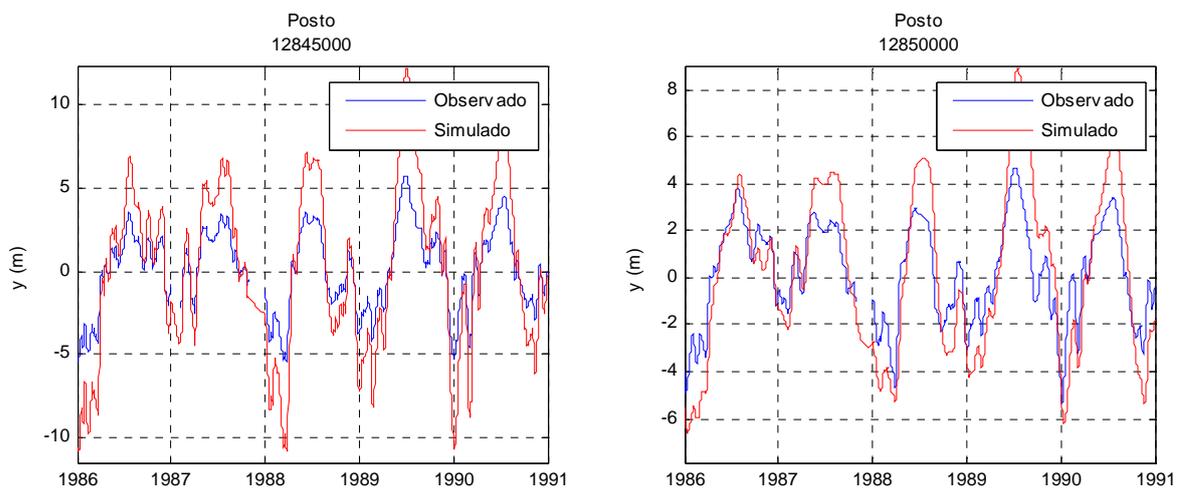


Figura 5.49 – Níveis d'água padronizados observados e simulados no rio Japurá ($\Delta t=1$ dia).

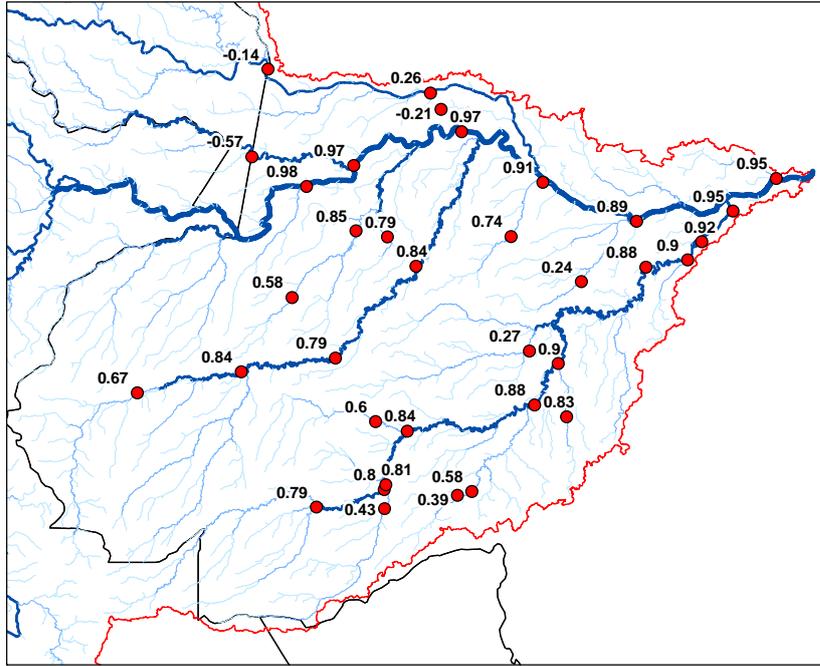


Figura 5.50 - Índice de eficiência de Nash e Sutcliffe entre níveis d'água padronizados observados e simulados para cada posto fluviométrico ($\Delta t=1$ dia).

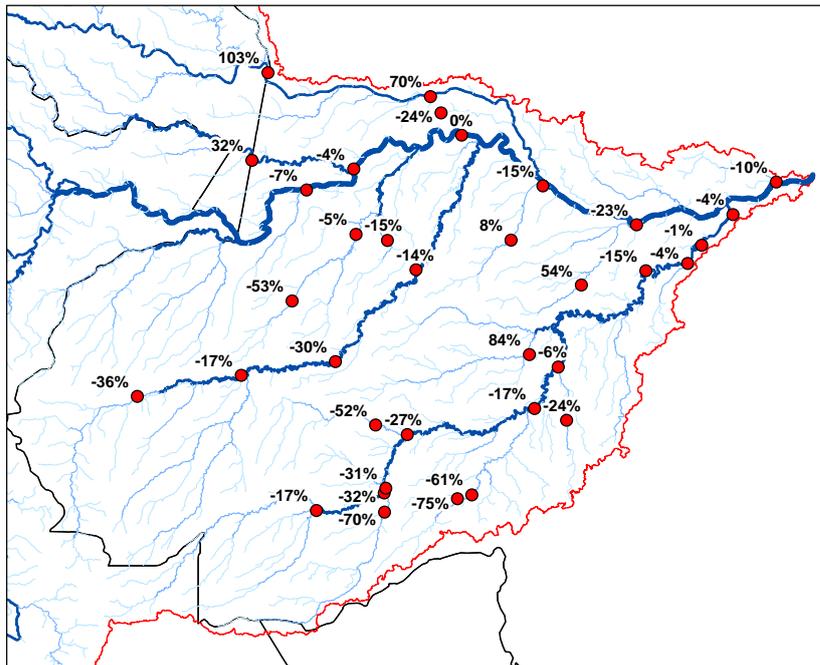


Figura 5.51 - Erro da amplitude de variação dos níveis d'água observados e simulados para cada posto fluviométrico ($\Delta t=1$ dia).

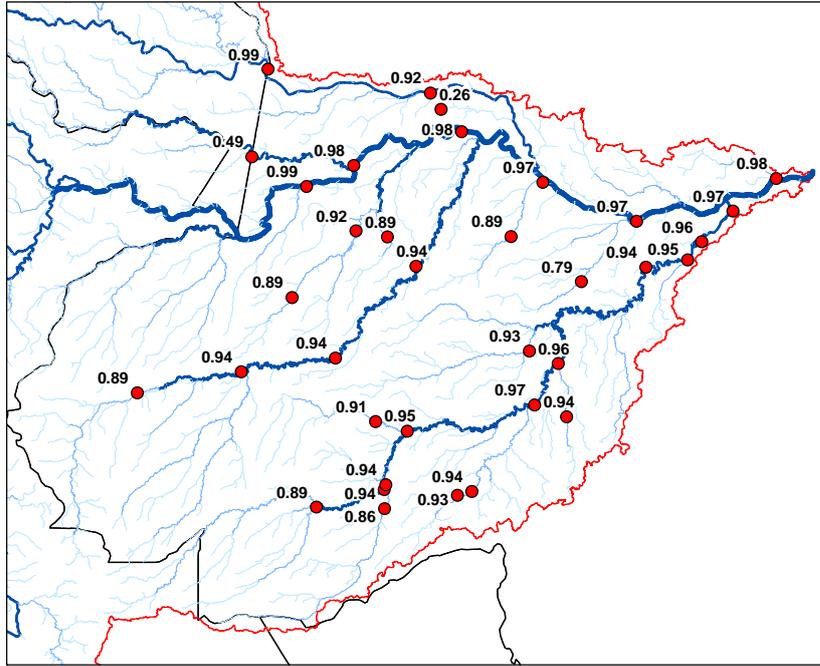


Figura 5.52 – Coeficiente de correlação entre níveis d'água padronizados observados e simulados para cada posto fluviométrico ($\Delta t=1$ dia).

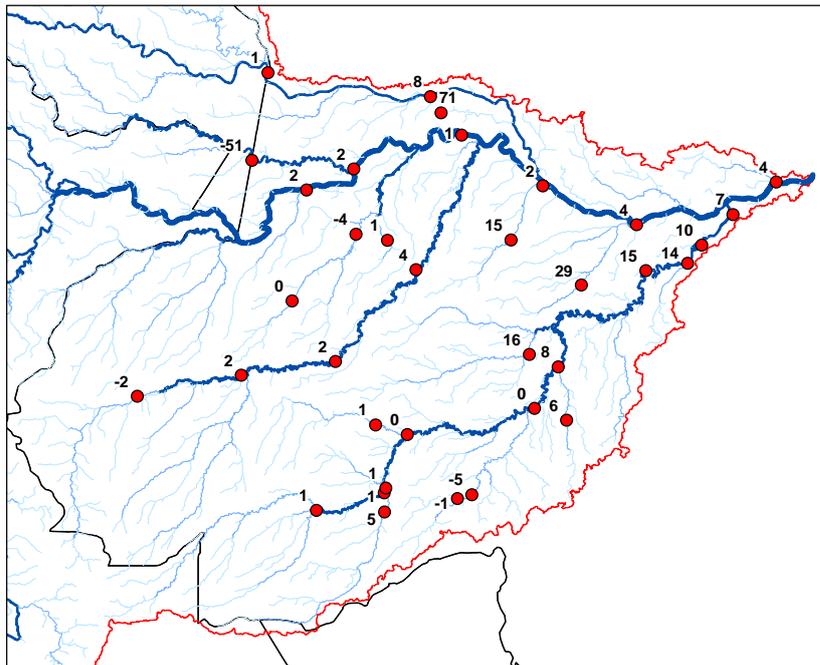


Figura 5.53 – Índice de atraso entre níveis d'água padronizados observados e simulados para cada posto fluviométrico ($\Delta t=1$ dia).

A Tabela 5.12 apresenta as estatísticas de avaliação dos erros entre os níveis d'água padronizados observados e simulados nos postos fluviométricos.

Tabela 5.12 – Estatísticas de avaliação dos erros entre níveis d'água padronizados simulados e observados ($\Delta t=1$ dia).

Posto	Rio	R	E_{NS}	$A2$ (%)	$A1$ (m)	A^{obs} (m)	DI
11400000	Solimões	0.99	0.98	-7	-0.67	9.77	2
11444900	Içá	0.49	-0.57	32	2.06	6.51	-51
11500000	Solimões	0.98	0.97	-4	-0.38	10.00	2
12100000	Jutaí	0.89	0.58	-53	-4.41	8.37	0
12200000	Jutaí	0.92	0.85	-5	-0.32	6.26	-4
12230000	Bia	0.89	0.79	-15	-0.59	4.05	1
12351000	Solimões	0.98	0.97	0	0.02	9.86	1
12520000	Juruá	0.89	0.67	-36	-3.84	10.56	-2
12550000	Juruá	0.94	0.84	-17	-2.17	13.08	2
12700000	Juruá	0.94	0.79	-30	-4.53	14.85	2
12840000	Juruá	0.94	0.84	-14	-1.83	13.17	4
12845000	Japurá	0.99	-0.14	103	7.94	7.69	1
12850000	Japurá	0.92	0.26	70	4.60	6.53	8
12870000	Auati-Paraná	0.26	-0.21	-24	-2.33	9.52	71
12880000	Tefé	0.89	0.74	8	0.44	5.35	15
12900001	Tefé	0.97	0.91	-15	-1.68	10.88	2
13100000	Coari	0.79	0.24	54	2.81	5.16	29
13150000	Solimões	0.97	0.89	-23	-2.43	10.52	4
13410000	Purus	0.89	0.79	-17	-2.01	11.57	1
13650000	Acre	0.86	0.43	-70	-8.51	12.19	5
13700000	Purus	0.94	0.80	-32	-4.27	13.52	1
13710001	Purus	0.94	0.81	-31	-4.17	13.36	1
13740000	Pauini	0.91	0.60	-52	-5.66	10.84	1
13750000	Purus	0.95	0.84	-27	-4.12	15.52	0
13840001	Ituxí	0.93	0.39	-75	-9.23	12.27	-1
13849000	Ituxí	0.94	0.58	-61	-7.73	12.73	-5
13870000	Purus	0.97	0.88	-17	-2.63	15.80	0
13880000	Purus	0.96	0.90	-6	-1.01	15.74	8
13885000	Mucuí	0.94	0.83	-24	-1.41	5.91	6
13886000	Tapaua	0.93	0.27	84	6.39	7.62	16
13955000	Purus	0.94	0.88	-15	-2.15	13.87	15
13962000	Purus	0.95	0.90	-4	-0.54	12.27	14
13980000	Purus	0.96	0.92	-1	-0.13	11.14	10
13990000	Purus	0.97	0.95	-4	-0.40	10.51	7
14100000	Solimões	0.98	0.95	-10	-1.07	11.25	4

As análises dos cotogramas e estatísticas de avaliação indicam que o desempenho do modelo, em termos de representação dos níveis d'água, pode ser considerado satisfatório. Os valores do coeficiente de correlação entre os níveis d'água simulados e observados são altos, tendo apenas três das estações fluviométricas analisadas um coeficiente de correlação menor que 0,80. Os valores de E_{NS} também são elevados – em metade dos postos o valor de E_{NS} é maior que 0,80 e em apenas 20 % deles os valores são inferiores a 0,50. Quanto à amplitude dos níveis d'água, em cerca de 65 % dos postos os erros foram inferiores a 30 %. Em relação aos erros associados à translação das

ondas de cheia, representados pelo índice de atraso, em apenas 20% dos postos fluviométricos a defasagem é maior que 10 dias, sendo que em 50% das estações a defasagem é insignificante - menor ou igual a 2 dias.

Os resultados das simulações foram comparados com as observações, verificando-se, principalmente, se as variações nos níveis d'água – visto que foram utilizados níveis d'água padronizados - são representadas pelo modelo. Embora a resposta seja afirmativa, não é possível afirmar se os valores absolutos dos níveis d'água são próximos da realidade. Mesmo assim os resultados do modelo têm grande utilidade, já que a informação de variação dos níveis d'água é de grande utilidade para a maioria dos usos dos recursos hídricos na região.

Por fim, considerando as análises apresentadas e respondendo à questão 2 do objetivo do estudo de caso, pode-se dizer que o desempenho da metodologia de modelagem proposta na simulação de níveis d'água é satisfatório. Além disso, novamente se confirma que a metodologia proposta para extração de informações de MDEs para modelagem hidrodinâmica em grandes bacias é satisfatória, tendo em vista o bom desempenho do modelo em termos de erros entre os níveis d'água padronizados simulados e observados.

A relevância deste resultado deve ser mencionada, visto a importância dos níveis d'água na hidrologia da bacia Amazônica. As análises com modelos hidrológicos são normalmente focadas em resultados de vazão. Entretanto, no caso da região amazônica, a maioria dos usos dos recursos hídricos está relacionada aos níveis d'água nos grandes rios, e não as vazões propriamente ditas.

5.8. Validação de áreas inundadas simuladas

Neste item são avaliados os resultados de áreas inundadas do modelo MGB-IPH utilizando o modelo hidrodinâmico. O principal objetivo é verificar se a metodologia proposta pode fornecer resultados de áreas inundadas suficientemente precisos. Os resultados de simulação do Cenário Padrão foram utilizados. É realizada uma avaliação da inundação simulada em um ano hidrológico típico. Adicionalmente, os resultados são comparados com dados de mapeamento de inundação nas épocas de cheia e estiagem.

A Figura 5.54 apresenta a inundação simulada pelo modelo MGB-IPH na bacia do rio Solimões durante um ano hidrológico 1995/1996. São apresentados valores de profundidade d'água na planície de inundação em tons de azul e o Modelo Digital de Elevação em tons de cinza. A Figura 5.55 apresenta um detalhe do rio Purus próximo da confluência com o rio Solimões.

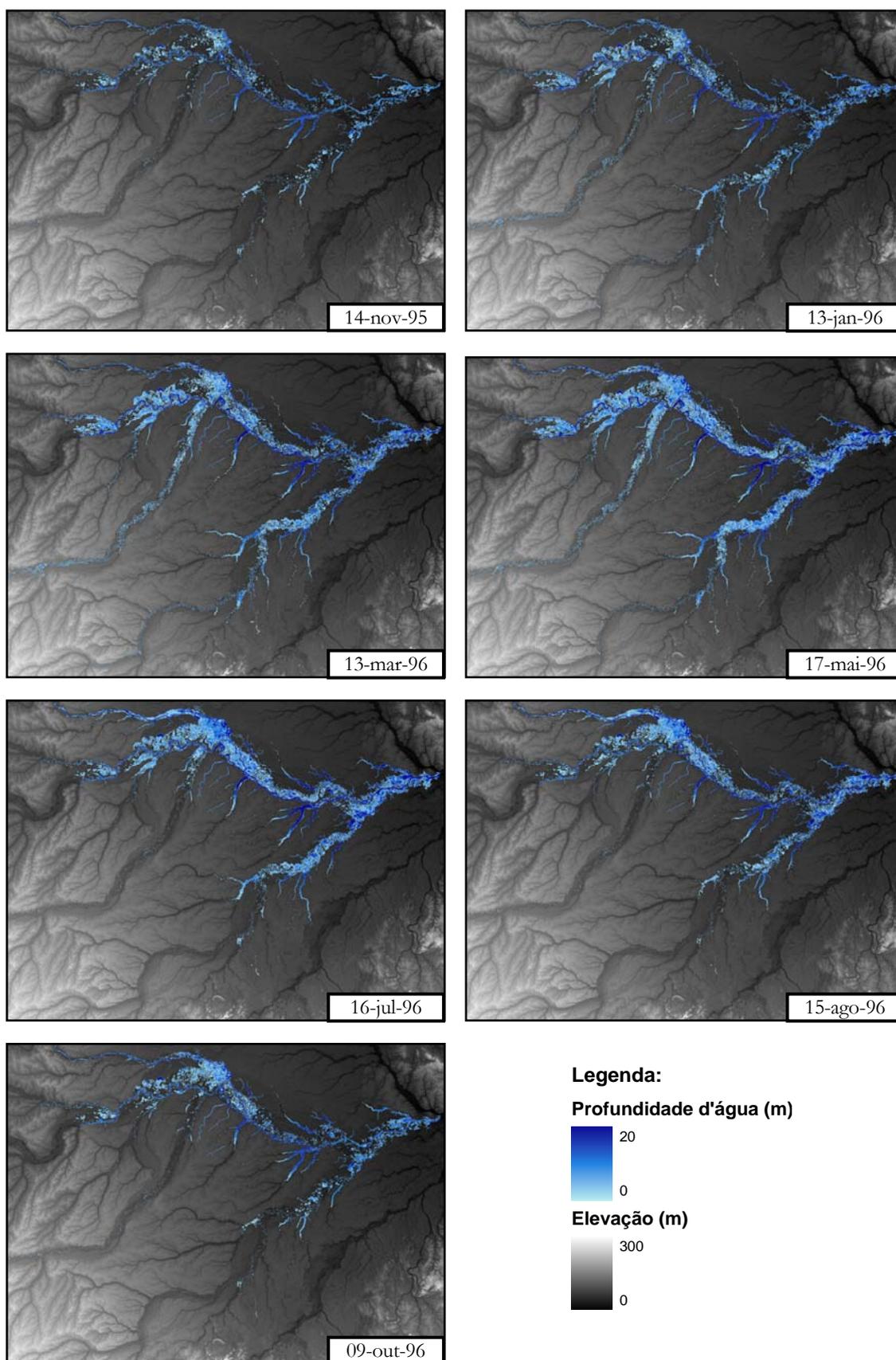


Figura 5.54 – Inundação simulada no rio Solimões e contribuintes em 1995/1996.

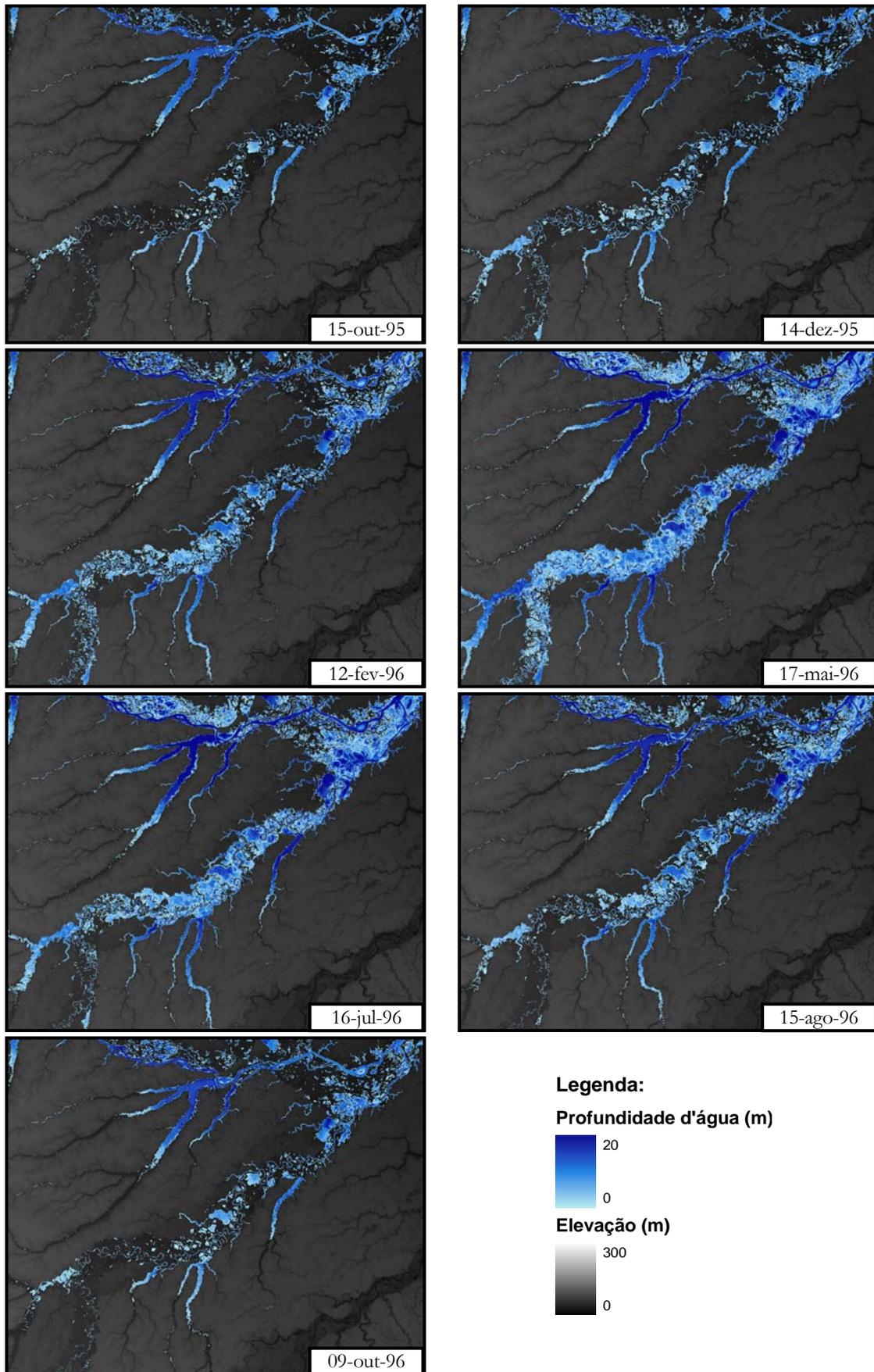


Figura 5.55 – Inundação simulada no rio Purus, Solimões e contribuintes em 1995/1996.

Percebe-se que o modelo consegue representar a dinâmica da inundação da região. Em novembro de 1995 – Figura 5.54- os níveis d'água no rio Solimões e afluentes estão baixos e observam-se somente rios muito largos e áreas permanentemente inundadas como lagoas e meandros abandonados na planície de inundação (como pode ser visto no rio Purus, Figura 5.55). Em janeiro de 1996 inicia a cheia nos trechos de montante dos rios Purus e Juruá. As vazões também são mais elevadas na extremidade de montante do trecho brasileiro do rio Solimões. Em março a extensão das áreas inundadas chega ao máximo nos trechos de montante dos rios Juruá e Purus, embora as planícies dos trechos de jusante destes rios e do rio Solimões não estejam totalmente inundadas. A extensão das áreas alagadas chega ao máximo em maio, nos trechos de jusante dos rios Purus e Juruá, no rio Solimões e em todos outros afluentes da margem direita. Em julho, a inundação começa a diminuir nos trechos de montante dos rios Juruá e Purus. Ao mesmo tempo, em julho e agosto, a extensão das áreas inundadas é muito elevada em todo o rio Solimões, principalmente pelo tempo de propagação das ondas de cheia no rio Solimões e nos seus afluentes da margem direita. Adicionalmente, neste período ocorre o pico da cheia do rio Japurá, principal afluente da margem esquerda do Solimões, o que faz com que a grande planície de inundação localizada no encontro entre os rios Solimões, Juruá e Japurá permaneça intensamente alagada. Percebe-se também que em julho e agosto, enquanto o rio Juruá não está inundado, a extensão da área alagada ainda é considerável no trecho de jusante do rio Purus. Isto provavelmente seja devido ao efeito de remanso do rio Solimões sobre o Purus, já que a cheia na confluência do Purus com o Solimões é atrasada cerca de 30 dias em relação ao ponto da confluência com o Juruá. Finalmente, em outubro de 1996 encontra-se uma situação semelhante à do ano anterior.

Os resultados de inundação simulados pelo modelo MGB-IPH foram validados em termos de extensão das áreas alagadas. Para tanto, as áreas alagadas simuladas em dois períodos distintos – representativos da cheia e estiagem – foram comparados com um mapeamento inundação da Amazônia Central desenvolvido por Hess et al. (2003). Este mapeamento é baseado nos dados da banda L do radar de abertura sintética (Synthetic Aperture Radar - SAR), adquiridos pelo satélite JERS-1 (Japanese Earth Resources Satellite-1). As imagens têm resolução espacial de 3" – aproximadamente 100 m. Justamente com o objetivo de determinar o padrão sazonal da inundação, duas bases de dados foram adquiridas na missão JERS-1: 1) uma no período de águas baixas, de setembro a novembro de 1995; 2) e outra em águas altas, de maio a agosto de 1996. Uma das principais características dos dados do SAR é a discriminação entre áreas de água, floresta não inundada e floresta inundada. Na Figura 5.56 apresentam-se o MDE (a) e as imagens do SAR do JERS-1 em águas baixas (b) e altas (c). Percebe-se a extensa da planície de inundação onde os rios Juruá e Japurá encontram o rio Solimões (tons em cinza escuro no MDE). Ao mesmo tempo, na

figura b, notam-se os corpos d'água em tons de cinza escuro (baixa refletância) e a floresta não inundada. Na figura c - obtida na cheia – as áreas inundadas abaixo das copas das árvores são evidenciadas pela alta reflectância (tons de cinza claro).

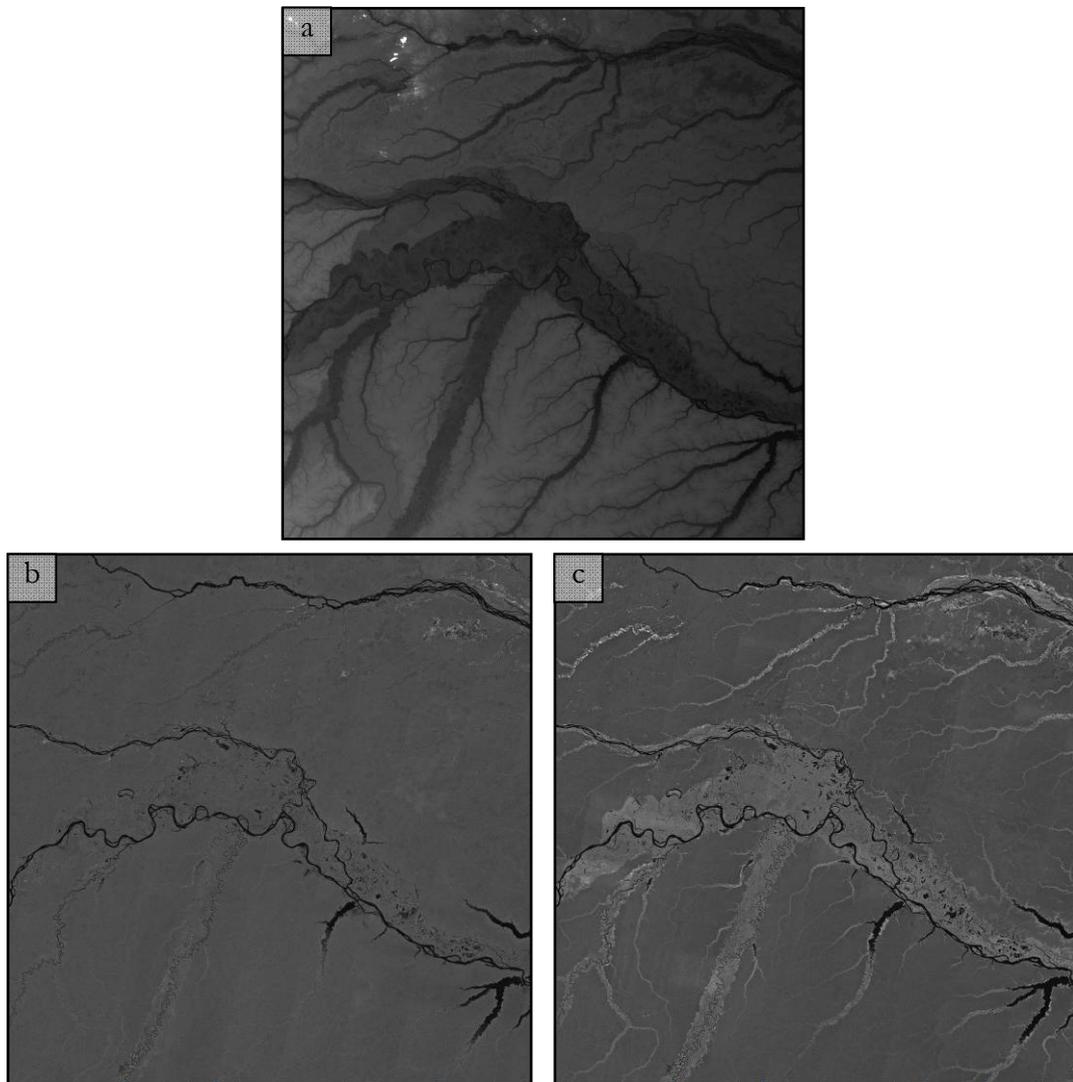


Figura 5.56 – Modelo Digital de Elevação (a) e imagem do satélite JERS-1 em águas baixas (b) e águas altas (c).
Detalhe de encontro dos rios Juruá e Japurá com o rio Solimões.

O mapeamento da inundação em duas estações desenvolvido por Hess et al (2003) corresponde ao período de águas baixas de 1995 e águas altas de 1996, não podendo ser associado a uma data específica. Como a maioria das imagens do JERS-1 na região de estudo foram adquiridas em maio e outubro, as estimativas de áreas inundadas de Hess et al (2003) foram comparados com os resultados de simulação do modelo MGB-IPH nas datas 15/10/95 e 15/05/96.

O desempenho do modelo MGB-IPH na cheia é avaliado a seguir. A Figura 5.57 apresenta o resultado da simulação de inundação em termos de profundidade d'água. A Figura 5.58 apresenta uma estimativa da área inundada obtida por Hess et al (2003).

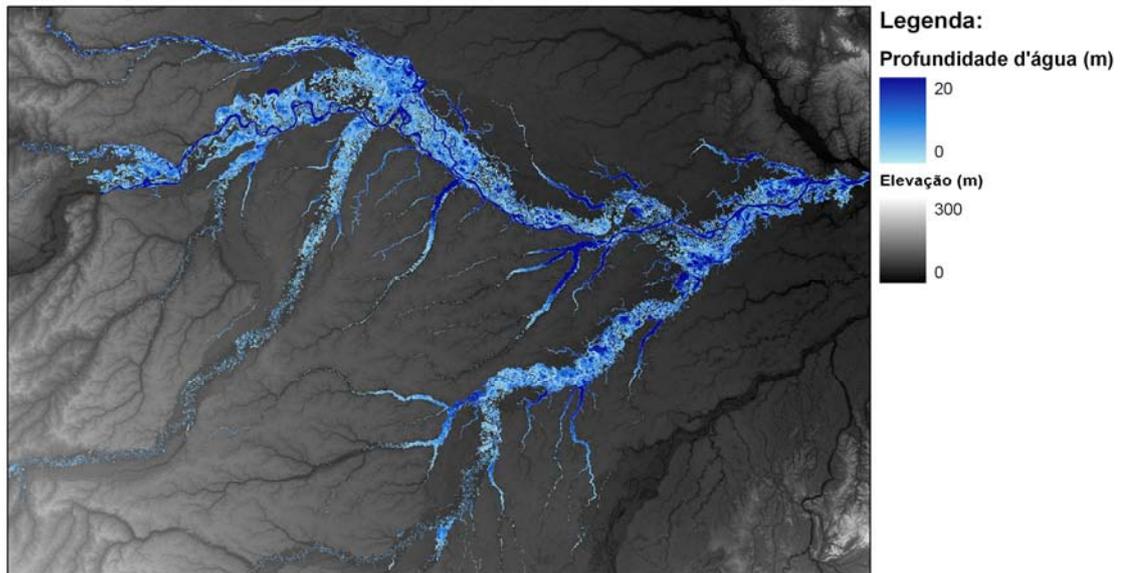


Figura 5.57 – Inundação simulada na bacia do rio Solimões em 15/05/96.

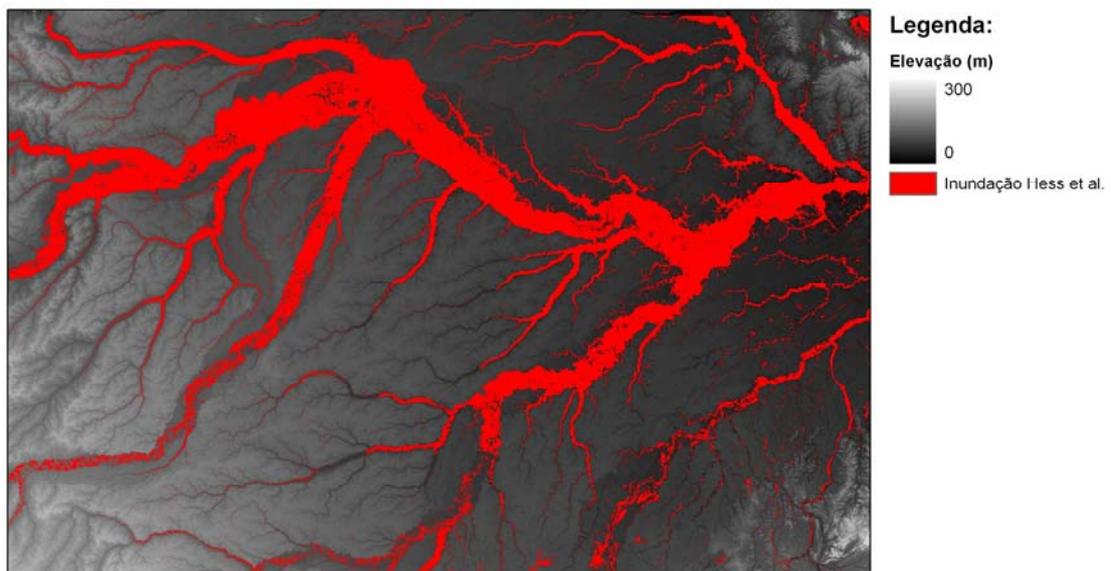


Figura 5.58 – Inundação estimada com dados do JERS-1 por Hess et al (2003) em maio-junho de 1996.

A Figura 5.59 apresenta o mapa de erros entre simulações e observações das áreas inundadas no rio Solimões e seus afluentes. Este mapa mostra as áreas onde o modelo prevê corretamente a ocorrência (azul) ou não ocorrência (transparente) de inundação. Também são mostradas as áreas

não inundadas em que o modelo prevê inundação (amarelo) e áreas inundadas onde o modelo prevê seca (vermelho).

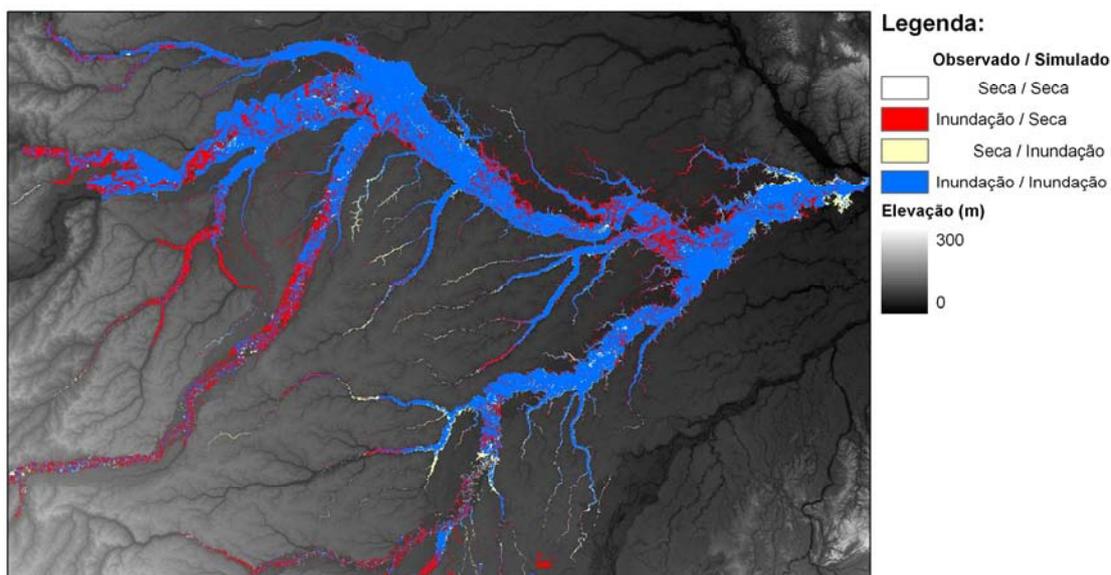


Figura 5.59 – Mapa de erros entre áreas inundadas simuladas e observadas na bacia do rio Solimões em 15/05/96.

Os resultados do modelo na cheia são excelentes. Conforme a figura acima o modelo MGB-IPH prevê com precisão a extensão da área inundada dos rios Solimões, Purus e Japurá e a maior parte dos outros afluentes. Os erros mais significativos encontram-se nos trechos de montante dos rios Jutá e Juruá, onde as simulações não prevêem a inundação observada. Áreas não inundadas onde os resultados do modelo indicam inundação são pouco frequentes, mas ocorrem principalmente associados a pequenos afluentes da margem direita do Solimões e do rio Purus.

A Tabela 5.13 apresenta a quantificação das áreas de acertos e erros do modelo, em termos percentuais.

Tabela 5.13 – Resumo do mapa de erros entre áreas inundadas simuladas e observadas na bacia do rio Solimões em 15/05/96.

		Observado	
		Sim	Não
Calculado	Sim	18,6 %	1,7 %
	Não	6,5 %	73,2 %

Os valores obtidos para as estatísticas de avaliação dos erros entre as áreas inundadas simuladas e observadas, calculados a partir dos dados da Tabela 5.13, foram:

Tabela 5.14 - Estatísticas de avaliação dos erros entre áreas inundadas simulados e observados em 15/05/96.

IA	IAR	INE	IFA	BIAS
0,92	0,70	0,26	0,08	0,81

As áreas não inundadas previstas corretamente pelo modelo predominam, seguidas por áreas inundadas previstas. O índice de acerto IA foi igual a 91,9 %, valor elevado em primeira análise. Entretanto, a utilidade deste índice é questionável, por considerar o acerto tanto de áreas inundadas como não inundadas e dado o fato de a maior parte das áreas não inundadas serem facilmente previstas. O índice de acerto relativo IAR - que mede a fração de áreas inundadas previstas em relação ao total inundado previsto e observado - é mais apropriado como indicador único do desempenho do modelo de inundação. O valor obtido de IAR foi de 69,6 % e é considerado relativamente alto. O índice de INE indica que 26 % das áreas inundadas observadas não foram previstas pelo modelo de simulação. Estas áreas correspondem aos trechos de montante dos rios Juruá e Jutai, conforme mencionado anteriormente. O desempenho do modelo em termos de índice de falso alarme IFA foi satisfatório - o valor de IFA mostra que apenas 8 % das áreas inundadas simuladas estão incorretas. Principalmente devido aos erros nos rios Juruá e Jutai, o modelo subestima a área total inundada, sendo a relação entre o total inundado simulado e observado igual a 0,81.

As estatísticas confirmam o desempenho satisfatório do modelo em representar a extensão das áreas inundadas na época de águas altas.

A avaliação do desempenho do modelo MGB-IPH na estiagem é apresentada seguir. O resultado de simulação de inundação em termos de profundidade d'água pode ser visto na Figura 5.60. A Figura 5.61 apresenta a estimativa da área inundada obtida por Hess et al (2003). A Figura 5.62 apresenta o mapa de erros entre simulações e observações das áreas inundadas no rio Solimões e seus afluentes.

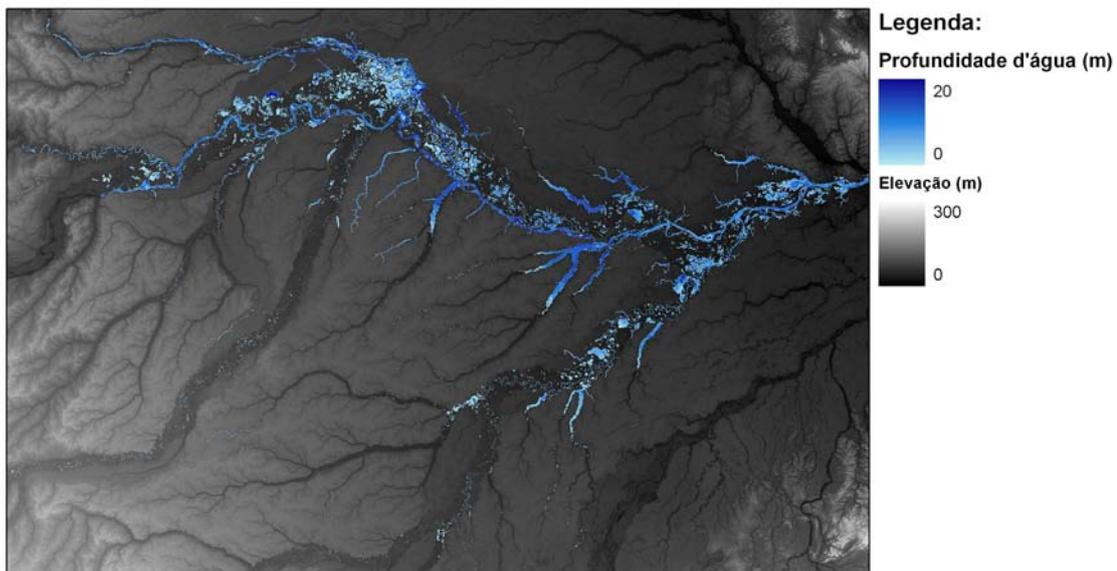


Figura 5.60 – Inundação simulada na bacia do rio Solimões em 15/10/95.

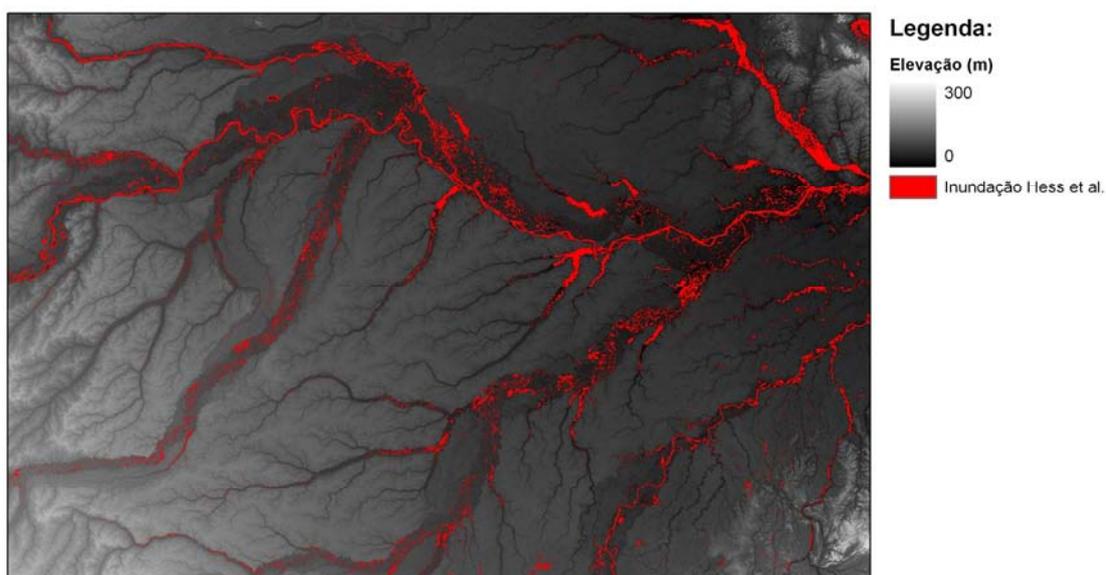


Figura 5.61 – Inundação estimada com dados do JERS-1 por Hess et al (2003) em setembro-outubro de 1995.

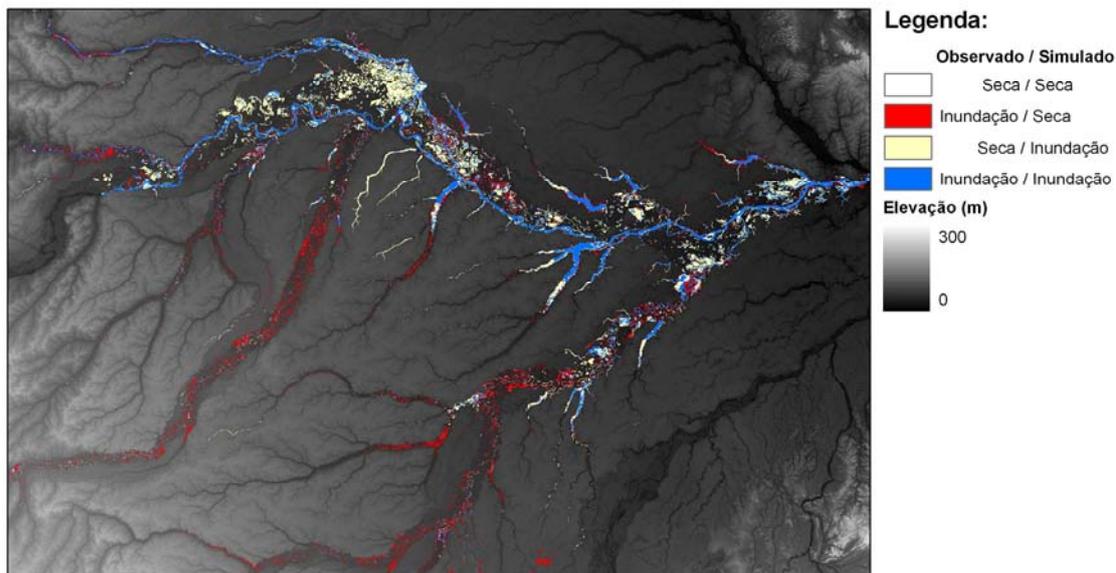


Figura 5.62 – Mapa de erros entre áreas inundadas simuladas e observadas na bacia do rio Solimões em 15/10/95.

O desempenho do modelo em termos de extensão das áreas alagadas na época de águas baixas foi inferior. O modelo prevê corretamente a inundação observada dentro da calha dos rios largos, como o Solimões e Japurá. Entretanto, áreas permanentemente alagadas, principalmente nas planícies de inundação do Purus e Juruá - conforme as estimativas de Hess et al (2003) - não são indicadas pelo modelo. Adicionalmente, ocorrem áreas que, pelas observações, não deveriam estar alagadas e que o modelo prevê inundação. Estas são mais frequentes na planície de inundação formada no encontro entre os rios Japurá e Solimões. Provavelmente, a subestimativa da largura da seção transversal no rio Japurá faz com que os níveis d'água simulados sejam mais elevados e, conseqüentemente, a área inundada simulada é maior na estiagem. Conforme mencionado anteriormente nas análises de validação dos níveis d'água do modelo, este erro também prejudicou os resultados nos postos localizados no rio Japurá. A Tabela 5.15 apresenta a quantificação das áreas de acertos e erros do modelo em termos percentuais.

Tabela 5.15 – Resumo do mapa de erros entre áreas inundadas simuladas e observadas na bacia do rio Solimões em 15/10/95.

		Observado	
		Sim	Não
Calculado	Sim	3,2 %	3,9 %
	Não	2,3 %	90,7 %

Os valores obtidos para as estatísticas de avaliação dos erros entre as áreas inundadas simuladas e observadas, calculados a partir dos dados da Tabela 5.15, foram:

Tabela 5.16 - Estatísticas de avaliação dos erros entre áreas inundadas simuladas e observadas em 15/05/96.

IA	IAR	INE	IFA	BIAS
0,94	0,34	0,42	0,55	1,30

As estatísticas de avaliação confirmam o desempenho não satisfatório do modelo em representar a extensão das áreas inundadas na estiagem de 1995. De acordo com o INE, 42 % das áreas inundadas observadas não foram previstas pelo modelo. Estas se localizam principalmente nos rios Purus e Juruá, conforme Figura 5.62. Adicionalmente, o índice de falso alarme IFA mostra que 55 % das áreas alagadas simuladas pelo modelo estão erradas. Isto se deve, principalmente, pelos erros na planície de inundação do rio Japurá. Estes erros fazem com que o modelo superestime em 30% a área alagada total, conforme o valor de BIAS.

Os resultados das simulações foram validados em termos de extensão das áreas inundadas em duas datas distintas, uma representativa do período de cheia e outra do período da estiagem. O desempenho do modelo se mostra satisfatório no período de cheia, embora alguns erros sejam encontrados. Já na época de águas baixas, os erros são mais significativos e o desempenho do modelo não se mostra satisfatório – o que não invalida a utilidade dos resultados obtidos, já que normalmente o interesse maior é nos períodos de cheias. Independentemente dos resultados obtidos, deve-se lembrar que o mapeamento de Hess et al (2003) é uma estimativa subjetiva da área inundada, apesar de muitas vezes ser referido, neste texto, como “área inundada observada”. Assim, mesmo que o modelo fosse perfeito, as estatísticas não indicariam este fato devido aos erros na estimativa de inundação observada. Além disto, parte dos erros encontrados pode ser devido a erros em outros processos hidrológicos simulados pelo modelo. Adicionalmente, parte dos erros encontrados pode ser devido ao fato de as imagens do JERS-1 - utilizadas para o mapeamento da área inundada - não terem sido obtidas exatamente na data em que os resultados do modelo foram avaliados.

Deve ser mencionado que os resultados do modelo foram validados somente em termos de áreas inundadas, embora adicionalmente sejam gerados resultados de profundidade d'água na planície de inundação. Assim sendo, nada pode se afirmar a respeito da qualidade dos resultados de profundidade d'água. Entretanto, pode-se supor a dependência da qualidade dos resultados de profundidade com a extensão das áreas inundadas e obter conclusões a partir da validação realizada.

O modelo MGB-IPH gera resultados de inundação em todos os intervalos de tempo de simulação. Assim, para uma validação completa destes resultados seria necessária uma comparação com séries temporais de áreas alagadas. Sippel et al (1998) obteve series temporais mensais de áreas inundadas em alguns pontos da bacia Amazônica. Uma avaliação deste tipo não foi realizada. Mesmo assim, espera-se que, se os resultados do modelo são satisfatórios de acordo com a análise realizada em duas datas onde a bacia apresenta comportamento hidrológico oposto e extremo, então o restante dos resultados deva estar próximo da realidade.

Por fim, considerando as análises apresentadas, pode-se dizer que o desempenho do modelo MGB-IPH em termos de simulação da extensão de áreas alagadas é satisfatório.

5.9. Influência de áreas alagadas no balanço hídrico

A influência da variação sazonal das áreas alagadas sobre o balanço hídrico do modelo MGB-IPH é avaliada neste item. Assim, é possível verificar a importância de considerar este aspecto para fins de modelagem hidrológica.

A análise é realizada a partir da comparação entre os resultados de vazão do Cenário Padrão e do Cenário 2. A única diferença entre os dois cenários é a consideração do HRU dinâmico no Cenário 2. Foram calculadas as estatísticas de avaliação dos erros entre os resultados dos dois cenários na seção dos 32 postos fluviométricos analisados. Verificou-se a influência da variação sazonal das áreas alagadas sobre a vazão média através do erro no volume total ΔV . Os valores obtidos são todos negativos, indicando efeito de diminuição na vazão média. Entretanto, as diferenças são insignificantes, sendo os máximos valores obtidos iguais a -0,37 % no rio Juruá, -0,22 % no rio Purus e -0,43 % no rio Solimões. A influência sobre a forma dos hidrogramas foi avaliada através do índice de eficiência de Nash e Sutcliffe E_{NS} e do índice de atraso DI. Os valores obtidos de E_{NS} foram todos iguais a 1,00, indicando semelhança absoluta entre os resultados de ambos os cenários. O valor de ID máximo encontrado foi igual à -1 dia, ou seja, insignificante.

A análise realizada indica que o efeito da variação sazonal das áreas alagadas sobre os resultados do modelo hidrológico MGB-IPH não são significativos. Os resultados podem estar associados a condicionantes climáticas da região como umidade relativa ou insolação e a pouca ocorrência de déficit hídrico na vegetação dado a alta pluviosidade da região. Estes fatores poderiam contribuir para que a evapotranspiração real seja próxima da potencial tanto nas áreas inundadas como nas não inundadas, fazendo com que haja pouca diferença entre o balanço hídrico das áreas inundadas e não inundadas.

De qualquer forma, entende-se que a presente análise, da forma que foi realizada, não é suficiente para afirmar que a variação sazonal das áreas inundadas não representa um aspecto importante nos processos hidrológicos verticais. É possível afirmar somente que dado o modelo utilizado para representar a hidrologia nas áreas inundadas e as simulações realizadas na bacia do rio Solimões, considerando também a escala espacial, a influência da variação sazonal das áreas inundadas não é significativa no balanço hídrico na bacia do rio Solimões.

5.10. Planície de inundação versus termo de pressão

No item 5.5 verificaram-se que existem grandes diferenças entre os resultados de simulação gerados pelos modelos hidrodinâmico e Muskingum Cunge, além do desempenho superior do modelo hidrodinâmico quando avaliado em termos de erros entre vazões simuladas e observadas. Os hidrogramas gerados pelo modelo hidrodinâmico são mais amortecidos e atrasados em relação aos gerado pelo Muskingum Cunge. As principais diferenças entre as hipóteses fundamentais dos métodos são: consideração do termo de pressão $gA\partial h/\partial x$ como uma das forças atuantes no volume de controle na equação da conservação de quantidade de movimento e, conseqüentemente, representação de efeitos de remanso devido a baixas declividades; consideração do armazenamento na planície de inundação na equação da continuidade. Assim sendo, seria interessante definir qual destes dois fatores é mais importante e responsável pela diferença nos resultados dos modelos. A depender da resposta, poderia se considerar suficiente, para fins de modelagem hidrológica, um método simplificado como o Muskingum Cunge, que considerasse o armazenamento na planície de inundação, ou o modelo hidrodinâmico mais simplificado, sem o tratamento das planícies de inundação.

A fim de esclarecer esta questão, neste item é avaliada a importância do armazenamento na planície de inundação e do termo de pressão - e seus associados efeitos de remanso devido a baixas declividades - para a representação do comportamento hidráulico do rio Solimões e dos seus contribuintes. Para tanto, foram avaliados os resultados de simulação do Cenário Padrão, Cenário 1 e Cenário 3. No Cenário 1 as simulações são realizadas com o modelo Muskingum Cunge e o Cenário 3 diferencia-se do Cenário Padrão exclusivamente pela ausência das planícies de inundação.

A Figura 5.63 mostra os hidrogramas simulados com o modelo Muskingum Cunge (Cenário 1) e com o modelo hidrodinâmico com (Cenário Padrão) e sem planície de inundação (Cenário 3), nos rios Juruá, Purus e Solimões, justamente nos postos fluviométricos onde se observaram as maiores diferenças entre os métodos.

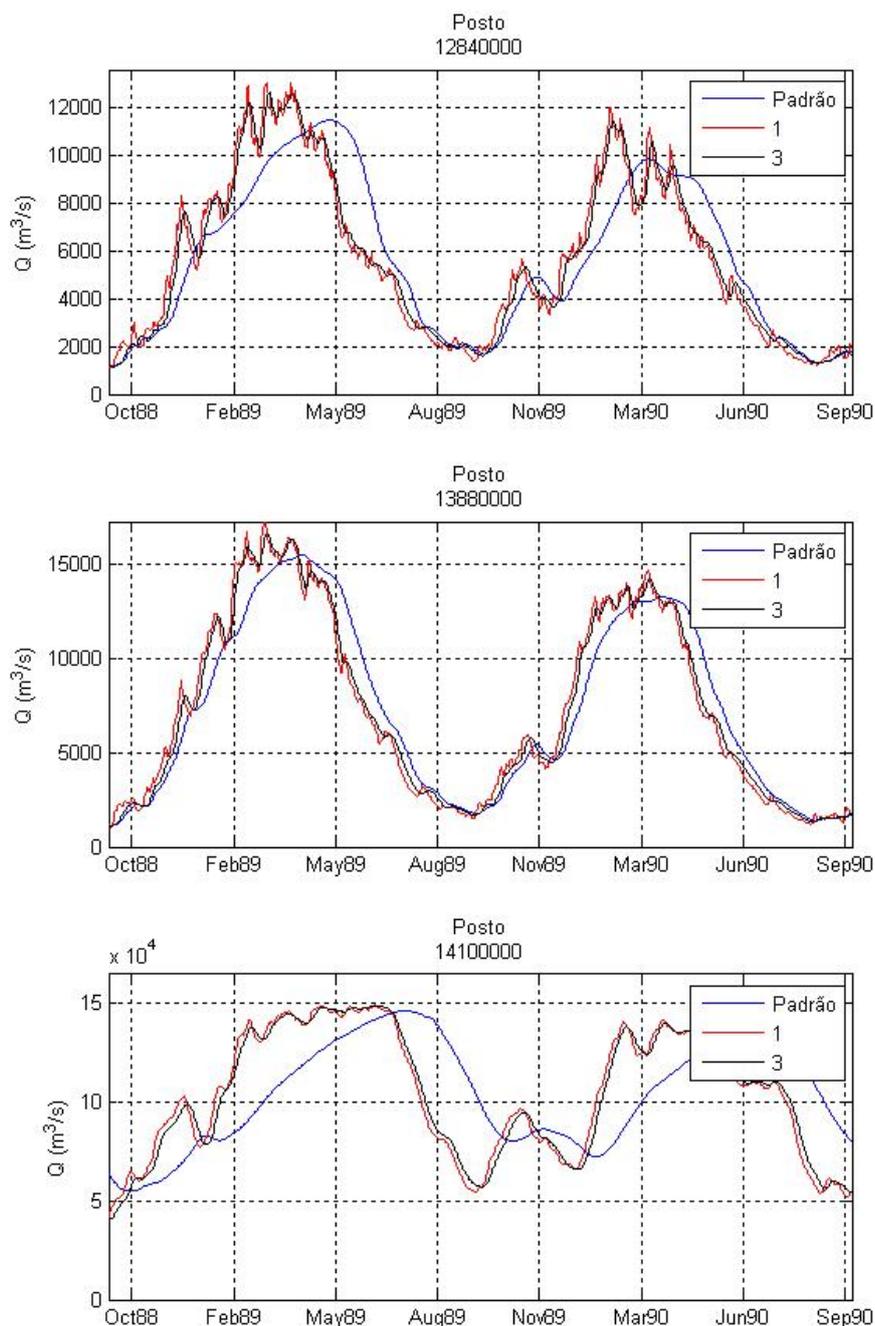


Figura 5.63 – Hidrogramas simulados com modelo Muskingum Cunge (Cenário 1), modelo hidrodinâmico com (Cenário Padrão) e sem planície de inundação (Cenário 3) nos rios Juruá, Purus e Solimões.

Os hidrogramas simulados com o modelo hidrodinâmico sem planície de inundação são atrasados e atenuados em relação aos simulados com o Muskingum Cunge. Isto indica que o termo de pressão sozinho é capaz de gerar amortecimento nas ondas de cheia. Entretanto, esta diferença não é significativa se comparada com a diferença entre os resultados do Cenário Padrão e do Cenário 1. Medida em termos de índice de atraso DI, a defasagem dos hidrogramas simulados no Cenário 3 em relação aos do Cenário 1 é de 3 dias no rio Juruá, 3 dias no rio Purus e 5 dias no rio

Solimões.. A defasagem entre os hidrogramas do Cenário 1 e do Cenário Padrão são muito superiores, sendo iguais a 22, 14 e 49 dias nos mesmos rios.

Esta primeira análise indica que o armazenamento na planície de inundação é mais importante que os efeitos de remanso representados pelo termo de pressão.

Entretanto, as análises dos resultados mostram que o termo de pressão é fundamental na representação destes processos. Os grandes rios (e.g. Solimões, Purus, Juruá, Japurá) controlam o escoamento em seus afluentes. Assim, quando os níveis d'água nos grandes rios se elevam, parte do volume d'água escoar para as respectivas planícies de inundação. Ao mesmo tempo, os pequenos afluentes são represados, diminuindo e muitas vezes invertendo o sentido do fluxo de vazões. Assim, ocorre também armazenamento nas planícies de inundação dos afluentes. Este fenômeno é ilustrado a seguir através de um exemplo.

Na Figura 5.64 são apresentados o MDE, as seções transversais e rede de drenagem do modelo. A figura mostra o detalhe do rio Solimões de alguns afluentes e da extensa planície de inundação. A influência dos níveis do rio Solimões no escoamento em um dos afluentes é analisada.

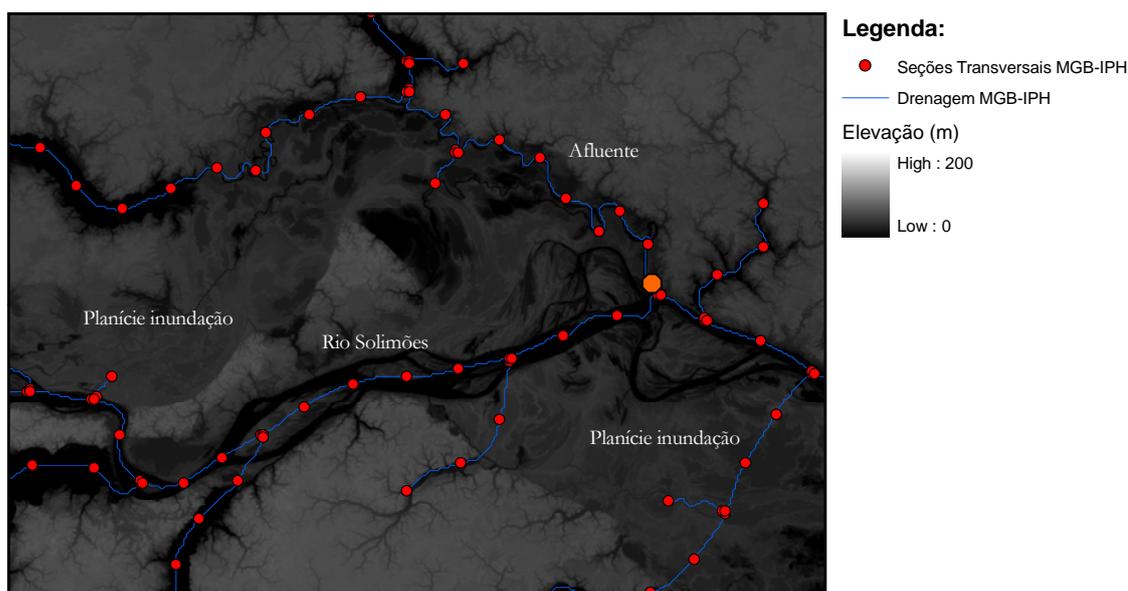


Figura 5.64 – Elevação do MDE, seções transversais e drenagem do modelo em detalhe do rio Solimões, planície de inundação e afluentes.

A Figura 5.65 mostra os resultados das simulações do Cenário Padrão e do Cenário 3 na foz do afluente do rio Solimões, indicado por um ponto laranja na Figura 5.64. Através do primeiro gráfico pode ser visto como o escoamento neste afluente é controlado pelos níveis d'água no Solimões. Na realidade não existe uma relação direta entre a vazão Q e os níveis d'água z , e sim

uma relação inversa da vazão Q com a taxa de variação dos níveis d'água dz/dt . Quando os níveis d'água estão subindo a declividade da linha d'água fica muito baixa ou mesmo negativa, o afluente fica represado, as vazões são baixas, muitas vezes o sentido do fluxo se inverte e volumes d'água são armazenados na planície de inundação do afluente. Na recessão dos níveis d'água a declividade da linha d'água é sempre alta e os volumes d'água armazenados na planície de inundação do afluente escoam no sentido do rio Solimões. Isto é confirmado pelo terceiro gráfico Figura 5.65, onde são plotados z versus Q e dz/dt versus Q . Existe uma elevada correlação negativa ($R=-0,90$) entre as vazões e a taxa de variação dos níveis d'água, enquanto que a correlação entre vazões e níveis d'água é baixa.

O comportamento hidráulico no afluente é completamente diferente na hipótese de inexistência de armazenamentos na planície de inundação. Os hidrogramas não apresentam mais inversões de fluxo e são defasados em relação aos apresentados anteriormente. A relação entre dz/dt e Q não é observada. As vazões no afluente são agora controladas pelas ondas de cheia oriundas da bacia hidrográfica contribuinte. Assim, existem efeitos de remanso sobre os níveis d'água, mas os efeitos em termos de vazões são menos significativos. Percebe-se também que a relação entre níveis d'água e vazões é presente ($R=0,83$). O efeito de remanso se pronuncia pela relação em “laço” observada entre níveis d'água e vazões.

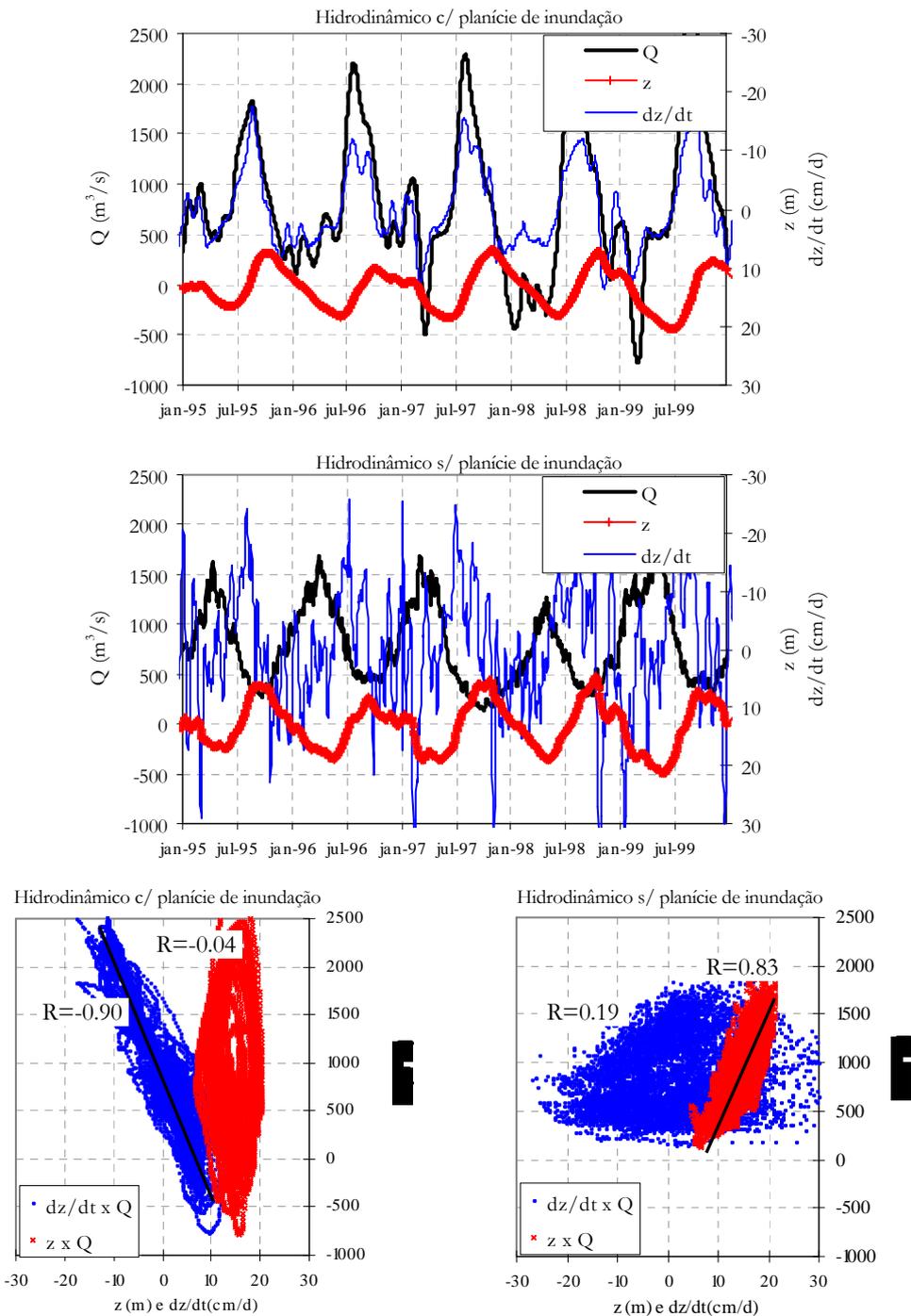


Figura 5.65 – Análise do efeito do armazenamento na planície de inundação

A Figura 5.66 mostra como o efeito de represamento dos afluentes a grandes rios é presente na bacia do rio Solimões. Como indicador, é utilizado o coeficiente de correlação entre as vazões Q e a taxa de variação dos níveis d'água dz/dt simulados no Cenário Padrão em todas as seções de calculo do modelo hidrodinâmico. Correlações negativas indicam vazões fortemente controladas pelos níveis d'água de um grande rio receptor e a presença de efeitos de represamento. Note que correlações positivas não indicam, necessariamente, a ausência de efeitos de remanso ou

represamento, mas sim que o escoamento é mais controlado pelas ondas de cheia oriundas das bacias contribuintes. Sendo assim, o que pode ser visto são correlações negativas nas proximidades da foz da maioria dos rios associados às áreas de menor declividade e extensas planícies de inundação. Percebe-se que os efeitos de represamento são presentes em vários afluentes dos rios Juruá, Purus e Japurá. Estes efeitos são também significativos próximo a foz destes rios e de quase todos os outros afluentes do rio Solimões. Este padrão não é encontrado na hipótese de não armazenamento na planície de inundação, dado que as correlações entre Q e dz/dt obtidas com os resultados do Cenário 3 apresentam valores baixos.

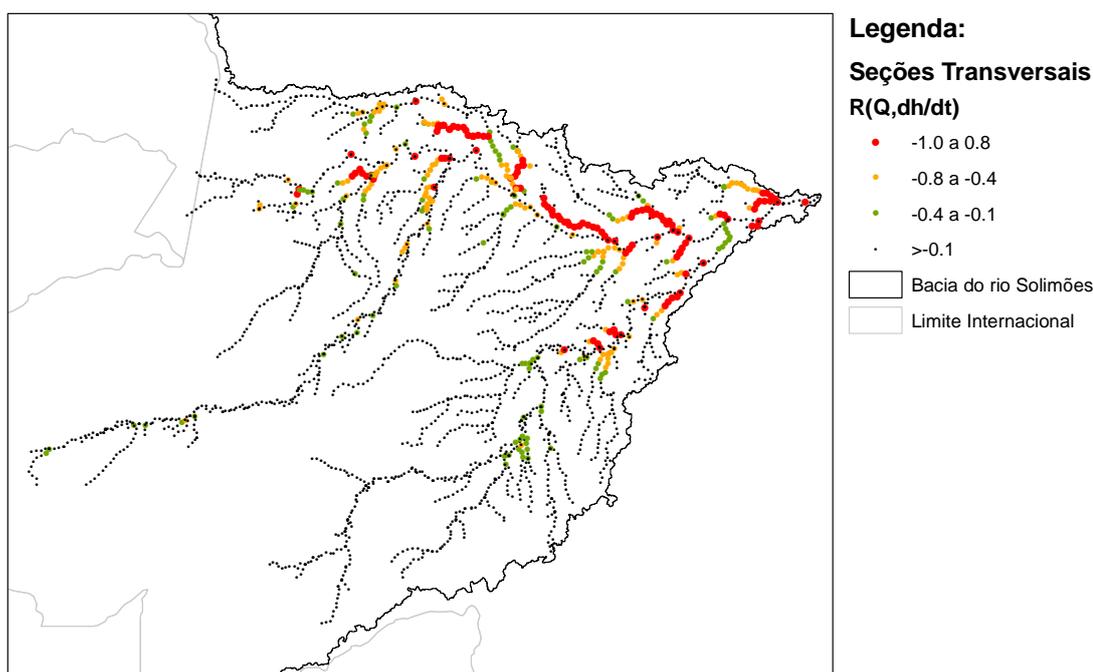


Figura 5.66 – Correlação entre vazões e taxa de variação dos níveis d'água simulados nas seções transversais de cálculo do modelo hidrodinâmico.

A análise mostra como os efeitos de remanso se pronunciam de forma completamente distinta nas hipóteses de existência ou não de armazenamento da planície de inundação. Por um lado, a influência do termo de pressão e os associados efeitos de remanso presentes em rios com baixas declividades é amplificada pela possibilidade de armazenamento nas planícies de inundação. Por outro, o armazenamento, responsável pelo atraso nas ondas de cheia dos grandes rios, também é amplificado devido ao represamento de todos os afluentes controlados por estes. Como os efeitos de remanso são representados somente com termo de pressão, é possível afirmar que este é também responsável pelo grande amortecimento e pelo atraso das ondas de cheia observados.

Assim sendo, as análises mostram que tanto o termo de pressão e como o de armazenamento na planície de inundação são importantes na representação do escoamento em grandes rios, como os da bacia do rio Solimões.

5.11. Desempenho do esquema numérico

Entre as principais limitações para a utilização de modelos hidrodinâmicos para fins de modelagem hidrológica de grandes bacias está a carência de informações detalhadas a respeito das calhas fluviais e planícies de inundação. Assim, modelos de propagação de vazões simplificados foram sempre preferidos. Neste trabalho propõe-se uma metodologia para modelagem hidrológica e hidrodinâmica em grandes bacias considerando o MDE como a principal fonte de informação. O modelo é implementado em linguagem FORTRAN 90. No estudo de caso, mostra-se que o modelo hidrodinâmico utilizando pouca informação apresenta desempenho - avaliado em termos de erros entre as vazões simuladas e observadas – satisfatório e superior ao de modelos simplificados. Ademais, as variáveis adicionais simuladas pelo modelo hidrodinâmico, tais como níveis d'água e áreas inundadas, também foram validadas e os resultados obtidos foram satisfatórios.

Entretanto, os modelos hidrodinâmicos são mais exigentes em termos de esforço computacional (volume de armazenamento e tempo de processamento dos dados). Esta é outra razão para a histórica preferência por modelos simplificados de propagação de vazões para fins de modelagem hidrológica em geral. Assim sendo, o desempenho da metodologia proposta deve também ser avaliado em termos de esforço computacional.

É importante ressaltar o nível de complexidade do problema tratado neste estudo de caso. O sistema simulado é extremamente complexo, sendo composto por 432 trechos de rio, 2492 seções transversais de cálculo, 197 condições de contorno e 195 confluências.

O desempenho do modelo MGB-IPH com propagação hidrodinâmica, medido em termos de memória necessária para o processamento e armazenamento das informações, é semelhante ao do MGB-IPH sem o modelo hidrodinâmico. Entretanto, se o esforço computacional for medido em termos do tempo de processamento, o desempenho do modelo MGB-IPH utilizando a propagação hidrodinâmica é muito inferior. O tempo de processamento de 26 anos de simulação das 2043 minibacias da bacia do rio Solimões com o modelo MGB-IPH, utilizando um computador com processador Intel® Core™2 Quad Q6600 2,4GHz é igual a 2,75 minutos (20 s/ano). O tempo de processamento do modelo MGB-IPH com modelo hidrodinâmico é muito superior, sendo igual à cerca de 10 horas (23 min/ano).

Alguns testes foram realizados a fim de definir que etapa do algoritmo do modelo hidrodinâmico exige maior tempo de processamento. A cada intervalo de tempo de cálculo, o algoritmo calcula uma série de coeficientes de um sistema de equações lineares composto

basicamente pelas equações de Saint Venant discretizadas em diferenças finitas, em cujas incógnitas são as vazões e as profundidades d'água em cada seção transversal de cálculo. Posteriormente este sistema de equações é resolvido através de um algoritmo baseado na eliminação de Gauss, com um esquema especial de armazenamento de coeficientes de matrizes esparsas chamado Skyline (Tucci, 1978). Os testes indicaram que a maior parte, quase absoluta, do tempo de simulação com o modelo hidrodinâmico é despendida na solução do sistema de equações linear.

Assim sendo, foram testadas algumas alternativas para a solução do sistema de equações linear a fim de diminuir o tempo de processamento do modelo hidrodinâmico. A escolha das alternativas está relacionada às principais características do sistema de equação lineares. Este possui matriz de coeficientes esparsa - formada quase que exclusivamente por elementos nulos – e não simétrica.

A primeira alternativa testada refere-se à paralelização do algoritmo de solução do sistema de equações lineares proposto por Tucci (1978). Utilizou-se o processamento paralelo com arquitetura de memória compartilhada baseado na utilização de processadores MultiCore e as diretivas de programação OpenMP para FORTRAN (Hermanns, 2002). Foram testadas várias formas de paralelização do algoritmo. Entretanto, provavelmente devido às características do algoritmo de Tucci (1978) – a maioria das computações deve, necessariamente, ser realizada seqüencialmente - o tempo de processamento do algoritmo na versão em paralelo foi superior. Sendo assim, o desempenho do algoritmo para a solução de sistemas lineares de Tucci (1978) com processamento paralelo não foi satisfatório.

A segunda alternativa testada foi a utilização de outro método para solução de sistemas lineares esparsos e não simétricos. Foi testado o método dos gradientes biconjugados pré-condicionados com esquema de armazenamento dos elementos não nulos da matriz esparsa, conforme Press et al. (1992). Este é um dos poucos algoritmos voltados para solução de sistemas lineares esparsos que não requer características especiais da matriz de coeficientes (e.g. banda, simétrica). Este é uma extensão do método dos gradientes conjugados (para matrizes simétricas) e é um método iterativo. A maior parte das computações deste algoritmo é efetuada em produtos entre matrizes e vetores, sendo este tipo de operação potencialmente paralelizável. Os testes realizados mostram que na simulação de uma rede de rio simplificada com poucos trechos de rios e confluências, o tempo de processamento do modelo hidrodinâmico utilizando o método dos gradientes biconjugados pré-condicionados é o mesmo de simulações com o método de Tucci (1978). Entretanto, na simulação de uma rede de rio complexa com várias confluências o algoritmo iterativo não converge. Conforme Press et al. (1992), não existe garantia de convergência do

método dos gradientes biconjugados preconditionados, sendo esta dependente das características da matriz dos coeficientes. Assim sendo, o desempenho do método dos gradientes biconjugados preconditionados como algoritmo para solução do sistema de equações lineares do modelo hidrodinâmico não foi satisfatório.

O número total de elementos da matriz de coeficientes do modelo hidrodinâmico é igual a $4n^2$, sendo n o número de seções transversais da rede simulada. Entretanto, o número de elementos não nulos é apenas $8n$. O número de elementos armazenados pelo método Skyline é maior que $8n$ e depende da configuração da rede simulada. Além disto, todos os elementos nulos armazenados também são computados no algoritmo de eliminação de Gauss. Quanto maior o número de confluências, maior o número de elementos nulos armazenados e computados desnecessariamente. Além disto, a quantidade de elementos armazenados é dependente da numeração das seções transversais. Sendo assim, a fim de melhorar o desempenho do modelo hidrodinâmico, no item 4.2.7 é proposto um algoritmo para otimização da numeração das seções transversais buscando minimizar o armazenamento desnecessário de elementos nulos.

A Figura 5.67 mostra a matriz de coeficientes da rede simulada da bacia do rio Solimões. A primeira figura mostra a posição dos coeficientes não nulos da matriz antes da renumeração das equações para evitar elementos nulos na diagonal principal. As primeiras equações são das condições de contorno. No meio da matriz encontram-se os coeficientes relacionados às equações de Saint Venant. Os últimos coeficientes são das equações da energia e da continuidade das confluências. Note que a diagonal principal possui vários elementos nulos. A segunda figura mostra a matriz de coeficientes após reordenação das equações. Neste caso não existem elementos não nulos na diagonal principal. Percebe-se que vários coeficientes não nulos encontram-se muito distantes da diagonal principal e, conseqüentemente, o número de elementos nulos armazenados é elevado.

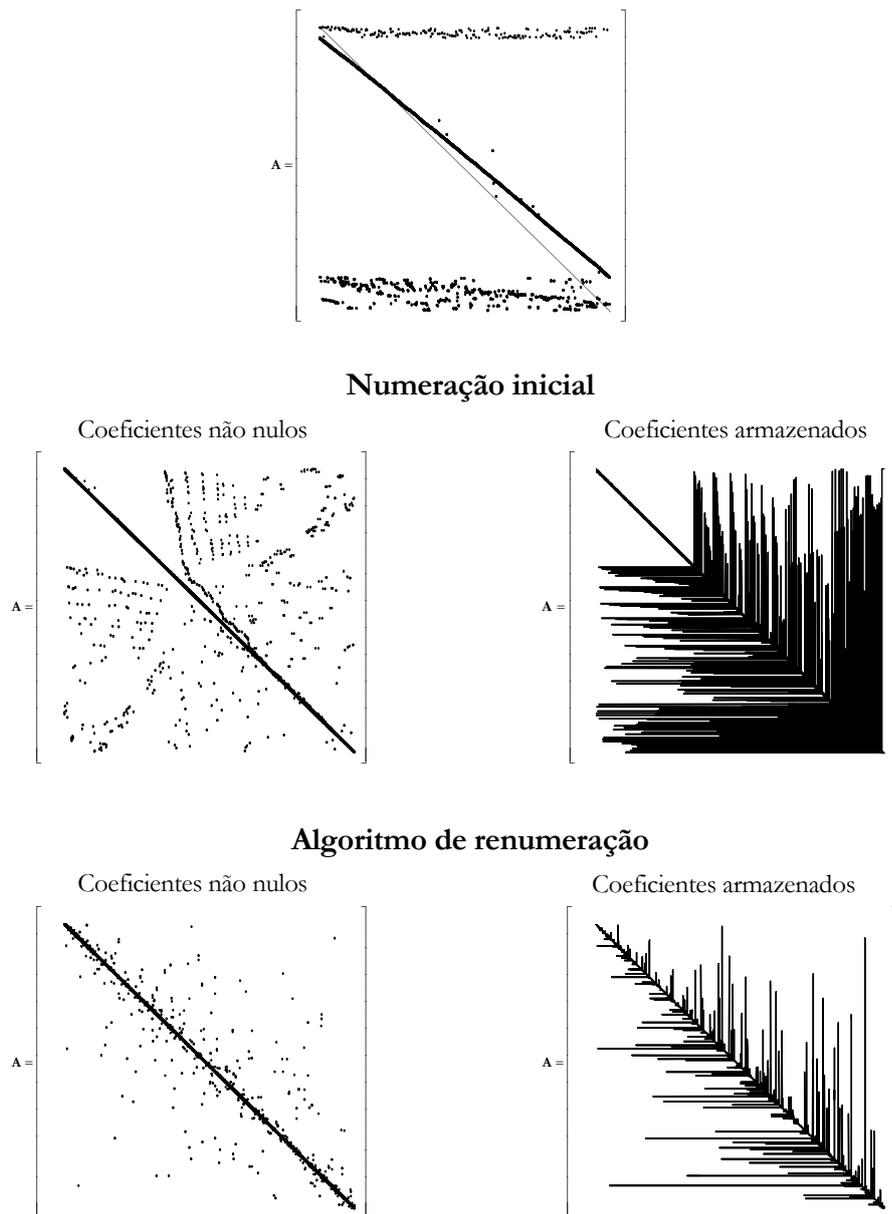


Figura 5.67 – Resultado do algoritmo de renumeração das seções transversais do modelo hidrodinâmico: elementos não nulos e elementos armazenados da matriz dos coeficientes dependentes do sistema de equações lineares do modelo hidrodinâmico.

Após a renumeração das seções transversais, a maioria dos coeficientes não nulos fica localizada próximo da diagonal principal da matriz e o número de elementos armazenados diminui. A fração de elementos não nulos em relação ao total é igual a 0,08 % enquanto que a fração de elementos armazenados é 64 vezes maior - igual a 5,15 %. Após a renumeração a fração de elementos armazenados cai para 0,8 %. Sendo assim, o algoritmo de renumeração das seções transversais se mostra eficiente em termos de volume de armazenamento de dados. Entretanto, os testes realizados através de simulações com o modelo hidrodinâmico mostram que o respectivo

tempo de processamento não se altera pela renumeração das seções transversais. Assim, o tempo de processamento não se mostra dependente da numeração destas seções.

Assim sendo, nenhuma das tentativas realizadas para melhorar o desempenho do modelo em termos de velocidade de processamento teve sucesso. Entretanto, os testes realizados apontam os caminhos que não devem ser seguidos.

Também devem ser realizados alguns comentários a respeito do desempenho do modelo hidrodinâmico em relação à precisão e estabilidade numérica.

Sobre a precisão do esquema numérico, as comparações entre as simulações com o modelo Muskingum Cunge e com o modelo hidrodinâmico não indicam diferenças significativas nos volumes totais escoados. Logo, os erros de volume do esquema numérico provavelmente são baixos. Sendo este um dos principais indicadores utilizados para avaliar a precisão de esquemas numéricos, considera-se o desempenho do modelo satisfatório.

Quanto à estabilidade numérica, o modelo demonstrou ser estável na maioria das situações. Entretanto, problemas numéricos foram encontrados nas situações de inversão do sentido do fluxo de vazões, fenômeno que ocorre em afluentes controlados por rios maiores. Nestes casos, a solução do modelo diverge. A análise das equações do esquema numérico mostra que estes erros são causados pelo seguinte termo $C1_i$ da equação dinâmica discretizada:

$$C1_i = g\Delta t \frac{S_{fi}^t}{v_i^t} \quad (5.1)$$

sendo g a aceleração da gravidade, Δt o intervalo de tempo, S_f a declividade da linha de energia no intervalo de tempo t e v a velocidade no intervalo de tempo t . Quando ocorrem freqüentes inversões de fluxo, o valor da velocidade se aproxima de zero e, em casos extremos, é numericamente igual a zero. Como a velocidade está no denominador da divisão, quando esta tende a zero o valor de $C1_i$ tende ao infinito e a solução diverge. A solução adotada para o problema é muito simples: os valores de módulo de velocidade foram limitados a 10^{-10} m/s.

Capítulo 6: CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Apresenta-se uma proposta de metodologia para simulação hidrológica e hidrodinâmica integrada em grandes bacias considerando escassez de dados. O principal objetivo da metodologia é aumentar a capacidade de modelos hidrológicos de grandes bacias - particularmente o modelo MGB-IPH - em representar todos os aspectos do escoamento em rios, como efeitos de remanso e armazenamento na planície de inundação. Dada a escala de representação dos processos simulados, a metodologia é desenvolvida baseada na hipótese de ausência de informação detalhada a respeito de batimetrias das calhas fluviais e planícies de inundação.

A metodologia é baseada no Modelo Hidrológico de Grandes Bacias (MGB-IPH) desenvolvido por Collischonn (2001), no modelo hidrodinâmico IPH-IV desenvolvido por Tucci (1978) e em procedimentos para extração de parâmetros para o modelo hidrodinâmico principalmente de Modelos Digitais de Elevação - MDEs a fim de suprir a falta de informação detalhada a respeito de batimetrias das calhas fluviais e planícies de inundação. Propõem-se também uma metodologia simplificada para simulação das áreas inundadas.

A metodologia proposta é avaliada através de um estudo de caso na bacia do rio Solimões, principal afluente do rio Amazonas. Esta foi escolhida pelo elevado tempo de propagação da onda de cheia do rio Solimões e afluentes, extensas áreas inundáveis e significativos efeitos de remanso nos principais afluentes. Foi utilizada uma série de questões para avaliar a metodologia e estas foram introduzidas como objetivos da dissertação.

- Modelagem Hidrológica e Hidrodinâmica Integrada versus Modelos de Propagação Simplificados:

As análises na bacia do rio Solimões mostram que a metodologia proposta de modelagem Hidrológica e Hidrodinâmica Integrada baseada em dados escassos para o modelo hidrodinâmico (HD) tem melhor desempenho que modelos simplificados de propagação de vazões, representados pelo modelo Muskingum Cunge (MC). Como o modelo Muskingum Cunge não representa o amortecimento observado das ondas de cheia devido a armazenamento nas planícies de inundação e efeitos de remanso, os hidrogramas simulados possuem picos mais acentuados que os observados e são adiantados. A defasagem entre os hidrogramas observados e simulados é insignificante nas bacias de cabeceira. Entretanto, a defasagem aumenta de montante a jusante chegando a casos

extremos de hidrogramas adiantados 19 dias nos últimos postos dos rios Juruá e Purus e 46 dias no rio Solimões. Assim, as diferenças entre os resultados dos modelos hidrodinâmico e Muskingum Cunge se acentuam na medida em que se percorre os rios de montante a jusante. A análise dos resultados com estatísticas de comparação entre vazões observadas e simuladas em 18 postos fluviométricos confirma o bom desempenho do modelo MGB-IPH utilizando o modelo hidrodinâmico e a superioridade em relação ao modelo Muskingum Cunge. Considerando o índice de eficiência de Nash e Sutcliffe o modelo hidrodinâmico foi superior em 11 postos fluviométricos e o modelo Muskingum Cunge em somente 2. Em relação ao índice de atraso, 14 postos mostram a superioridade do modelo HD e somente 3 favorecem o modelo MC. Não foi utilizada nenhuma estatística que avaliasse a equidade dos espectros dos hidrogramas simulados e observados. Uma análise o domínio da frequência confirmaria outro ponto negativo dos resultados do modelo MC – a presença de um ruído de alta frequência não observado nos dados de vazão. Também deve ser mencionado o fato de haver poucas estações fluviométricas nos locais onde as diferenças entre os modelos MC e HD deveriam ser ainda mais acentuadas.

- Níveis d'água e áreas inundadas

As análises dos cotogramas e estatísticas de avaliação indicam que desempenho do modelo em termos de representação dos níveis d'água pode ser considerado satisfatório. Os valores do coeficiente de correlação entre os níveis d'água simulados e observados são altos e em apenas três das estações fluviométricas analisadas o coeficiente de correlação é menor que 0,80. Os valores de E_{NS} também são elevados – em metade dos postos o valor de E_{NS} é maior que 0,80 e em apenas 20 % deles os valores são inferiores a 0,50. Quanto à amplitude dos níveis d'água, em cerca de 65 % dos postos os erros inferiores a 30 %. Em relação aos erros associados à translação das ondas de cheia, representados pelo índice de atraso, em apenas 20% dos postos fluviométricos a defasagem é maior que 10 dias e em 50% das estações a defasagem é insignificante - menor ou igual a 2 dias.

A relevância deste resultado deve ser mencionada, visto a importância dos níveis d'água na hidrologia da bacia Amazônica. As análises com modelos hidrológicos são normalmente focadas em resultados de vazão. Entretanto, no caso da região amazônica, a maioria dos usos dos recursos hídricos está relacionada aos níveis d'água nos grandes rios e não as vazões propriamente ditas.

Os resultados das simulações foram validades em termos de extensão das áreas inundadas em duas datas distintas, uma representativa do período de cheia e outra do período da estiagem, através da comparação com estimativas de áreas inundadas de Hess et al (2003). O desempenho do modelo

se mostra satisfatório no período de cheia. Já na época de águas baixas, os erros são mais significativos e o desempenho do modelo não se mostra satisfatório – o que não invalida a utilidade dos resultados do modelo, já que normalmente o interesse é em cheias. Deve ser mencionado que os resultados do modelo foram validados somente em termos de áreas inundadas, embora adicionalmente sejam gerados resultados de profundidade d'água na planície de inundação. Assim sendo, em princípio nada pode se afirmar a respeito da qualidade dos resultados de profundidade d'água. Entretanto, pode-se supor que os resultados a dependência da qualidade dos resultados de profundidade com extensão das áreas inundadas e obter conclusões a partir da validação realizada. Adicionalmente, são gerados resultados em todos os intervalos de tempo de simulação embora a validação realizada considere somente duas datas. Assim, para uma validação completa destes resultados seria necessária uma comparação com séries temporais de áreas alagadas, como as obtidas por Sippel et al (1998). Mesmo assim, considerando as análises apresentadas, pode-se dizer que o desempenho do modelo MGB-IPH em termos de simulação da extensão de áreas alagadas é satisfatório.

- Metodologia proposta para extração de informações para o modelo hidrodinâmico de MDEs

A metodologia desenvolvida para a extração de informações a partir de MDEs para modelagem hidrodinâmica de grandes rios se mostrou satisfatória. Algumas avaliações baseadas principalmente na inspeção do MDE e comparação com resultados obtidos, como localização, nível de fundo e largura das seções transversais, áreas alagáveis e curvas nível d'água versus área alagada mostram que os resultados são coerentes. Entretanto, devido à falta de informação mais precisa a respeito das variáveis extraídas, a metodologia não pôde ser completamente validada. Todavia, dado o fato de a principal finalidade das informações extraídas ser a simulação hidrodinâmica e considerando que os resultados do modelo foram satisfatórios, tanto em termos de vazões, níveis d'água e áreas inundadas, a metodologia proposta pode ser considerada satisfatória.

- Influência da variação sazonal de áreas alagadas no balanço hídrico

A influência da variação sazonal das áreas alagadas no balanço hídrico se mostrou não significativa na bacia do rio Solimões. As análises realizadas através de uma comparação dos resultados de simulação considerando a variação sazonal de áreas alagadas no balanço hídrico vertical do modelo MGB-IPH e desconsiderando este aspecto mostram diferenças não

significativas. Desta forma, considerando a escala espacial – simulação de grandes bacias – e o modelo utilizado para representar a hidrologia nas áreas inundadas, conclui-se que este aspecto não precisa ser considerado para fins de simulação na bacia do rio Solimões. Inicialmente nada pode se afirmar a respeito da aplicação em outras bacias ou em relação à importância da variação das áreas inundadas nos processos hidrológicos verticais.

- Armazenamento na planície de inundação versus termo de pressão

As principais diferenças entre as hipóteses fundamentais dos métodos são: consideração do termo de pressão na equação dinâmica e conseqüentemente representação de efeitos de remanso e consideração do armazenamento na planície de inundação. Assim sendo, seria interessante definir qual destes dois fatores é mais importante e responsável pela diferença nos resultados dos modelos, já que dependendo da resposta poderia se desenvolver um método simplificado de propagação de vazões com complexidade intermediária.

Em análise inicial mostra-se que o armazenamento na planície de inundação é mais importante que os efeitos de remanso devido a baixas declividades representados pelo termo de pressão. Entretanto, as análises dos resultados mostram que o termo de pressão é fundamental na representação destes processos. Os grandes rios (e.g. Solimões, Purus, Juruá, Japurá) controlam o escoamento em seus afluentes. Assim, quando os níveis d'água nos grandes rios se elevam parte do volume d'água escoava para as respectivas planícies de inundação. Ao mesmo tempo, os pequenos afluentes são represados, diminuindo e muitas vezes invertendo o sentido do fluxo de vazões. Assim, ocorre também armazenamento nas planícies de inundação dos afluentes e o armazenamento total é amplificado. As análises mostram também que este efeito de represamento é presente na maioria dos afluentes dos grandes rios da região simulada. Assim sendo, ambos o termo de pressão e o armazenamento na planície de inundação são importantes na representação do escoamento em grandes rios como os da bacia do Solimões.

- Eficiência do esquema numérico do modelo hidrodinâmico

O esquema numérico do modelo hidrodinâmico baseado em Tucci (1978) se mostrou eficiente se avaliado em termos de precisão e estabilidade numérica. Quanto à eficiência computacional avaliada em termos de tempo de cálculo, o desempenho do modelo MGB-IPH utilizando o modelo hidrodinâmico é muito inferior. O tempo de processamento de 26 anos de simulação das 2043 minibacias da bacia do rio Solimões com o modelo MGB-IPH com um computador com processador Intel® Core™2 Quad Q6600 2,4GHz é igual a 2,75 minutos (20 s/ano). O tempo de processamento do modelo MGB-IPH com modelo hidrodinâmico é muito superior, sendo igual à cerca de 10 horas (23 min/ano).

Assim sendo, foram testados alguns métodos alternativos para diminuir o tempo de processamento do modelo hidrodinâmico, entre estes: paralelização do algoritmo de solução do sistema de equações lineares proposto por Tucci (1978); outro método de solução do sistema de equações lineares do modelo hidrodinâmico - método dos gradientes biconjugados condicionados (Press et al., 1992); algoritmo para otimização da numeração das seções transversais. Nenhum dos métodos testados apresentou resultados satisfatórios. Assim, recomenda-se em investigações futuras avaliar esquemas numéricos explícitos - como o MacCormack – caracterizados pela simplicidade e maior facilidade de implementação em processamento paralelo.

- Considerações finais

Por fim, o modelo proposto fornece melhores simulações de vazão e resultados adicionais de níveis d'água e áreas inundadas. Considerando a escala de aplicação do modelo, os resultados são satisfatórios mesmo considerando a utilização de dados alternativos para suprir a ausência de informação detalhada a respeito de batimetrias das calhas fluviais e planícies de inundação.

Assim, espera-se que este possa ser utilizado na representação mais coerente de impactos de mudanças do uso do solo, variabilidade climática e reservatórios, simulação de outros processos como fluxos de sedimentos e qualidade d'água, e em sistemas de previsão hidrológica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANA. 2006. *Topologia Hídrica: método de construção e modelagem da base hidrográfica para suporte à gestão de recursos hídricos. Versão 1.11.* <http://www.ana.gov.br>. Acessado em agosto/2007.
- Abbott, M. B.; Ionescu, F. 1967. *On the numerical computation of nearly – Horizontal Flow.* Journal of Hydraulic Research, 5(2), 98-117 pp.
- Abbot, M.B.; Bathurst, J.C.; Cunge, J.A.; O’Connel, P.E.; Rasmussen, J. 1986 *An introduction to the European Hydrological System -- Systeme Hydrologique Europeen, "SHE", 1: History and philosophy of a physically-based, distributed modelling system.* Journal of Hydrology, 87, 45-59 pp.
- Abbot, M.B.; Bathurst, J.C.; Cunge, J.A.; O’Connel, P.E.; Rasmussen, J. 1986 *An introduction to the European Hydrological System -- Systeme Hydrologique Europeen, "SHE", 2: Structure of a physically based, distributed modeling system.* Journal of Hydrology, 87, 61-77 pp.
- Allen, R. G.; Pereira, L. S.; Raes, D.; Smith, M. 1998. *Crop Evapotranspiration: guidelines for computing crop water requirements.* Irrigation and Drainage Paper 56, FAO, Rome, 174 pp.
- Alsdorf, D.; Bates, P.; Melack, J.; Wilson, M.; Dunne, T. 2007. *Spatial and temporal complexity of the Amazon flood measured from space.* Geophysical Research Letters, 34.
- Andersson, L.; Wilk, J.; Todd, M.C.; Hughes, D.A.; Earle, A.; Kniveton, D.; Layberry, R.; Savenije, H.H.G. 2006. *Impact of climate change and development scenarios on flow patterns in the Okavango River.* Journal of Hydrology, 331, 43-57 pp.
- Arora, V.K.; 2001. *Streamflow simulations for continental-scale river basins in a global atmospheric general circulation model.* Advances in Water Resources, 24 , 775-791 pp.
- Bastiaanssen, W.G.M.; Menenti, M.; Feddes, R.A.; Holtslag, A.A.M.;. 1998. *A remote sensing surface energy balance algorithm for land (SEBAL) 1. Formulation.* Journal of Hydrology, 212-213, 198 - 212 pp.
- Bates, P.D.; De Roo, A.P.J. 2000 *A simple raster based model for flood inundation simulation.* Journal of Hydrology, 236, 54-77 pp.
- Beighley, R.E., Eggert, K.G., Dunne, T., He, Y., Gummadi, V., Verdin, K.L. 2009. *Simulating hydrologic and hydraulic processes throughout the Amazon River Basin.* Hydrological Processes 23 (8), pp. 1221-1235
- Benedetti, M.F.; Mounier, S.; Filizola, N.; Benaim, J.; Seyler, P. 2003. *Carbon and metal concentrations size distribution and fluxes in major rivers of the Amazon basin.* Hydrological Processes, 17, 1363 - 1377 pp.
- Bjerklie, D.M.; Dingman, S.L.; Vorosmarty, C.J.; Bolster. C.H.; Congalton, R.G. 2005. *Evaluating the potential for measuring river discharge from space.* Journal of Hydrology, 278, 17 - 38 pp.
- Bremicker, M. 1998. *Aufbau eines Wasserhaushaltsmodells für das Weser und das Ostsee Einzugsgebiet als Baustein eines Atmosphären-Hydrologie-Modells.* Dissertation Doktorgrad, Geowissenschaftlicher Fakultät der Albert-Ludwigs-Universität. Freiburg. Juli.

- Bonnet, M.P.; Barroux, G.; Martinez, J.M.; Seyler, F.; Turcq, P.M.; Cochonneau, G.; Melack, J.M.; Boaventura, G.; Bourgoïn, L.M.; León, J.G.; Roux, E.; Calmant, S.; Kosuth, P.; Guyot, J.L.; Seyler, F. 2008. *Floodplain hydrology in an Amazon floodplain lake (Lago Grande de Curuaí)*. Journal of Hydrology, 349, 18 - 30 pp.
- Bourgoïn, L.M.; Bonnet, M.P.; Martinez, J.M.; Kosuth, P.; Cochonneau, G.; Turcq, P.M.; Guyot, J.L.; Vauchel, P.; Filizola, N.; Seyler, P. 2007. *Temporal dynamics of water and sediment exchanges between the Curuaí floodplain and the Amazon River, Brazil*. Journal of Hydrology, 335, 140 - 156 pp.
- Chen, Y.H. 1973. *Mathematical modeling of water and sediment routing in natural channells*. PhD dissertation, Colorado State University, USA..
- Chiew, F.H.S. 2006. *Estimation of rainfall elasticity of streamflow in Australia*. Hydrological Sciences Journal, 51(4), 613 – 625 pp.
- Coe, M.T.. 1997. *Simulating Continental Surface Waters: An Application to Holocene Northern Africa*. Journal of Climate 10 , 1680-1689 pp.
- Coe, M.T. 2000. *Modeling Terrestrial Hydrological Systems at the Continental Scale: Testing the Accuracy of an Atmospheric GCM*. Journal of Climate, 13 , 686-704 pp.
- Coe, M.T.; Costa, M. H.; Botta, A.; Birkett, C. M. 2002. *Long-term simulations of discharge and floods in the Amazon basin*. Journal of Geophysical Research, 107(D20).
- Coe, M.T., Costa, M.H., Howard, E.A. 2008. *Simulating the surface waters of the Amazon River basin: Impacts of new river geomorphic and flow parameterizations*. Hydrological Processes 22 (14), pp. 2542-2553.
- Collischonn, B. 2006. *Uso da precipitação estimada pelo satélite TRMM em modelo hidrológico distribuído*. Dissertação de Mestrado, UFRGS, IPH.
- Collischonn, W. 2001. *Simulação Hidrológica de Grandes Bacias*. Tese de doutorado, IPH-UFRGS.
- Collischonn, W.; Allasia, D.G.; Silva, B.C.; Tucci, C.E.M. 2007. *The MGB-IPH model for large-scale rainfall-runoff modeling*. Hydrological Sciences Journal, 52, 878-895 pp.
- Collischonn, W.; Haas, R.; Andreolli, I.; Tucci, C. E. M. 2005. *Forecasting river Uruguay flow using rainfall forecasts from a regional weather-prediction model*. Journal of Hydrology, 305, 87-98 pp.
- Collischonn, W.; Tucci, C.E.M.; Failacho Gallo, N.; 2004. *Avaliação do método de Muskingum Cunge não linear com conservação de volume para propagação de cheias em rios*. In: Congresso Latinoamericano de Hidráulica, São Pedro-SP.
- Collischonn, W. ; Tucci, C. E. M. ; Clarke, R. T. ; Chou, S. C. ; Guilhon, L. G. ; Cataldi, M. ; Allasia, D. G. 2007. *Medium-range reservoir inflow predictions based on quantitative precipitation forecasts*. Journal of Hydrology, 344, 112-122 pp.
- Costa, M.H.; Foley, J.A. 1997. *Water balance of the Amazon Basin: dependence on vegetation cover and canopy conductance*. Journal of Geophysical Research, 102(D20).
- Costa, M.H.; Botta, A.; Cardille, J.A. 2003. *Effects of large-scale changes in land cover on the discharge of the Tocantins River, Southeastern Amazonia*. Journal of Hydrology, 283, 206-217 pp.
- Cunge, J.A.; Holly, F.M.; Verney, A. 1980. *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*. Pitman Advanced Publishing Program.

- De Roo, A.P.J.; Wesseling, C.G.; Van Deursen, W.P.A. 2000 *Physically based river basin modeling within GIS: the LISFLOOD model*. Hydrological Processes, 14, 1984-1992 pp.
- De Roo, A.; Odijk, M.; Schuck, G.; Koster, E.; Lucieer, A. 2001. *Assessing the Effects of Land Use Changes on Floods in the Meuse and Oder Catchment*. Physics and Chemistry of the Earth/Electrical Power and Energy Systems 27, p. 13-20.
- De Roo, A.P.J.; Gouweleeuw, B.T.; Thielen, J.; Wesseling, C.G.; Van Deursen, W.P.A. Bartholmes, J.; Cerlini, P.B.; Todini, E.; Bates, P.D.; Horritt, M.; Hunter, M.; Beven, K.; Pappenberger, F.; Heise, E.; Rivin, G.; Hils, M.; Hollingsworth, A.; Holst, B.; Kwadijk, J.; Reggiani P.; Van Dijk, M.; Sattler, K.; Sprokkereef, E. 2003 *Development of a European flood forecasting system*. Intl. J. River Basin Management, 1 (1), 49-59 pp.
- DHI. 2003 *MIKE 11 - A Modelling System for Rivers and Channels - Reference Manual*. DHI Software.
- Dijkshoorn, J.A.; Huting, J.R.M.; Tempel, P. 2005. *Update of the 1:5 million Soil and Terrain Database for Latin America and the Caribbean (SOTERLAC; version 2.0)*. Report 2005/01, ISRIC – World Soil Information, Wageningen.
- Duan, Q.; Sorooshian, S.; Gupta, V. 1992. *Effective and efficient global optimization for conceptual rainfall-runoff*. Water Resources Research, 28(4), 1015-1031 pp.
- Eva, H.D.; De Miranda, E.E.; Di Bella, C.M.; Gond, V. 2002. *A Vegetation map of South America*. EUR 20159 EN, European Commission, Luxembourg.
- Evensen, G. 2003. *The ensemble Kalman filter: theoretical formulation and practical implementation*. Ocean Dynamics, 53, 343 – 367 pp.
- FAO. 2003. *The Digital Soil Map of The World*. Food and Agriculture Organization. The United Nations. Version 3.6.
- Filizola, N. 1999. O fluxo de sedimentos em suspensão nos rios da Amazônia Brasileira. 1. ed. Brasília: Agência Nacional de Energia ELétrica. v. 1. 63 pp.
- Fread, D.L. 1985. *Channel Routing*. In: Anderson, M.G.; Burt, T.P. Hydrological Forecasting. John Wiley and Sons, New York.
- Fread, D.L. 1993. *Flow Routing* In: Maidment, D. R. Handbook of hydrology McGraw-Hill New York.
- Galland, J.C.; Goutal, N.; Hervouet, J.M. 1991. *TELEMAC - a new numerical model for solving shallow-water equations*. Advances in Water Resources 14 (3), 138-148 pp.
- Gash, J.H.C.; Nobre, C.A.; Roberts, J.M.; Victoria, R.L. 1996. *Amazonian Deforestation and Climate*. Wiley, 611 pp.
- Gautier, E.; Brunstein, D.; Vauchel, P.; Roulet, M.; Fuertes, O.; Guyot, J. L.; Darozzes, J.; Boyrrel, L. 2007. *Temporal relations between meander deformation, water discharge and sediment fluxes in the floodplain of the Rio Beni (Bolivian Amazonia)*. Earth Surface Processes and Landforms, 32, 230-248 pp.
- Giacomoni, M.H. 2005. *Estimativa da evapotranspiração regional por meio de técnicas de sensoriamento remoto integradas a modelos de balanço de energia: aplicação no estado do Rio Grande do Sul*. Dissertação de Mestrado, UFRGS, IPH.
- Gouweleeuw, B.T.; Thielen, J.; Franchello, G.; De Roo, A.P.J.; Buizza, R. 2005 *Flood forecasting using medium-range probabilistic weather prediction*. Hydrology and Earth System Sciences, 9(4), 365-380 pp.

- Hagemann, S.; Dumenil, L.; 1998. *A parameterization of the lateral waterflow for the global scale*. Climate Dynamics, 14 , 17-31 pp.
- Hellweger, F. 2008. *AGREE - DEM Surface Reconditioning System*. University of Texas, Austin, 1997. Disponível on line: <http://www.ce.utexas.edu/prof/maidment/GISHYDRO/ferdi/research/agree/agree.html>. Acessado em: maio de 2008.
- Hess, L.L.; Melack, J.M.; Novo, E.M.L.M.; Barbosa, C.C.F.; Gastil, M. 2003. *Dual-season mapping of wetland inundation and vegetation for the central Amazon basin*. Remote Sensing of Environment, 87, 404 – 428 pp.
- Hermanns, M. 2002. *Parallel Programming in Fortran 95 using OpenMP*.
- Horritt, M.S.; Bates, P.D. 2002 *Evaluation of 1D and 2D numerical models for predicting river flood inundation*. Journal of Hydrology, 268, 87-99 pp.
- Horritt, M.S.; Bates, P.D. 2001 *Effects of spatial resolution on a raster based model of flood flow*. Journal of Hydrology, 253, 239-249 pp.
- Jenson S.K.; Domingue, J.O. 1988. *Extracting Topographic Structure from Digital Elevation Data for Geographic Information System Analysis*. Photogrammetric Engineering and Remote Sensing, 54 (11), 1593-1600 pp.
- Kalnay, E. et al. 1996. *The NCEP/NCAR 40-year Reanalysis Project*. Bulletin of the American Meteorological Society, 77, 437 – 471 pp.
- Kellndorfer, J.; Walker, W.; Pierce, L.; Dobson, C.; Fites, J.A.; Hunsaker, C.; Vona, J.; Clutter, M. 2004. *Vegetation height estimation from Shuttle Radar Topography Mission and National Elevation Datasets*. Remote Sensing of Environment, 93, 339 - 358 pp.
- Koussis, A. D. 2009. *Assessment and review of the hydraulics of storage flood routing 70 years after the presentation of the Muskingum method*. Hydrological Sciences–Journal–des Sciences Hydrologiques, 54(1)
- Kouwen, N. et al. 1993. *Grouping Response Units for Distributed Hydrologic Modelling*, Journal of Water Resources Management and Planning, ASCE, 119(3), 289-305 pp.
- Larentis, D.G. 2004. *Modelagem da matemática da qualidade da água em grandes bacias: Sistema Taquari-Antas-RS*. Dissertação de Mestrado, UFRGS, IPH.
- Lehner, B.; Verdin, K.; Jarvis, A. 2006. *HydroSHEDS Technical Documentation*. World Wildlife Fund US, Washington, DC. Disponível em <http://hydrosheds.cr.usgs.gov>
- León, J.G.; Calmant, S.; Seyler, F.; Bonnet, M.P; Cauhopé, M.; Frappart, F.; Filizola, N.; Fraizy, P.. 2006. *Rating curves and estimation of average water depth at the upper Negro River based on satellite altimeter data and modelled discharges*. Journal of Hydrology, 328, 481 - 496 pp
- Lepsch, I.F. 2002. *Formação e Conservação dos Solos*. Oficina de Textos. São Paulo
- Lian, Y.; Chan, I.C.; Singh, J.; Demissie, M.; Knapp, V.; Xie, H.; 2007. *Coupling of hydrologic and hydraulic models for the Illinois River Basin*. Journal of Hydrology, 334 , 210-222 pp.
- Liang, X.; Lettenmaier, D. P.; Wood, E. F.; Burges, S. J. 1994 *A simple hydrologically based model of land surface water and energy fluxes for general circulation models*. Journal of Geophysical Research, 99(D7), 14415-14428 pp.

- Liston, G.E.; Sud, Y.C.; Wood, E.F. 1994. *Evaluating GCM Land Surface Hydrology Parameterizations by Computing River Discharges Using a Runoff Routing Model: Application to the Mississippi Basin*. Journal of Applied Meteorology, 33 , 394-405 pp.
- Liu, Z.; Todini, E. 2002. *Towards a comprehensive physically-based rainfall-runoff model*. Hydrology and Earth System Sciences, 6(5), 859-881 pp.
- Lopes, J.E.G.; Braga Jr, B.P.F.; Conejo, J.G.L. 1981. *Simulação hidrológica: Aplicações de um modelo simplificado*. In: Anais do III Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Fortaleza, 42-62 pp.
- Ludwig, Karl.; Bremicker, M. 2006. *The Water Balance Model LARSIM - Design, Content and Applications*. Freiburger Schrifften zur Hydrologie, Band 22, Institut für Hydrologie der Universität Freiburg.
- Marengo, J.A.; Miller, J.R.; Russell, G.L.; Rosenzweig, C.E.; Abramopoulos, F. 1994. *Calculations of river-runoff in the GISS GCM: impact of a new land-surface parameterization and runoff routing model on the hydrology of the Amazon River*. Climate Dynamics, 10(6-7), 349-361 pp.
- Marengo, J.A., Nobre, C.A., Tomasella, J., Oyama, M.D., de Oliveira, G.S., de Oliveira, R., Camargo, H., Alves, L.M., Brown, I.F. **The drought of Amazonia in 2005**. Journal of Climate, 21 (3), 495-516 pp.
- Meade, R.H.; Rayol, J.M.; Da Conceição, S.C.; Natividade, J.R.G. 1991 *Backwater effects in the Amazon River basin of Brazil*. Environmental Geology and Water Sciences, 18 (2), 105-114 pp.
- Moore, R.J.; Clarke, R.T.; 1981. *A distribution function approach to rainfall-runoff modeling*. Water Resources Research, 17(5), 1367-1382 pp.
- Nash, J.E.; Sutcliffe, J.V. 1970. *River flow forecasting through conceptual models, part I – a discussion of principles*. Journal of Hydrology, 10, 282-290 pp.
- Neal, J.C.; Atkinson, P.M.; Hutton, C.W. 2007. *Flood inundation model updating using ensemble Kalman filter and spatially distributed measurements*. Journal of Hydrology, 336, 401 —415 pp.
- Neitsch, S.L.; Arnold, J.G.; Kiniry, J.R.; Williams, J.R. & King, K.W. (2002) *Soil and water assessment tool theoretical documentation. Version 2000*. Texas Water Resources Institute, College Station, Texas, TWRI Report TR-191.
- Nijssen, B; Lettenmaier, D. P.; Liang, X.; Wetzel, S. W.; Wood, E. F. 1997. *Streamflow simulation for continental-scale river basins*. Water Resources Research, 33(4), 711-724 pp.
- Nijssen, B.; O'Donnell, G.M.; Hamlet, A.F. E.; Lettenmaier, D.P. 2001. *Hydrologic sensitivity of global rivers to climate change*. Climatic Change, 50(1-2), 143-175 pp.
- Olivera, F.; Famiglietti, J.; Asante, K. 2000. *Global-scale flow routing using a source to sink algorithm*. Water Resources Research 36 (8), 2197-2207 pp.
- Olivera, F.; Lear, M.S.; Famiglietti, J.S.; Asante, K. 2002. *Extracting low-resolution river networks from high-resolution digital elevation models*. Water Resources Research 38 (11), 131-138 pp.

- Paz, A. R. ; Collischonn, W.; Tucci, C.E.M. 2006. *Simulação hidrodinâmica integrada rio-planície em ambiente SIG: aplicação ao Rio Aquidauana*. Iº Simpósio de Geotecnologias no Pantanal – GEOPANTANAL. Campo Grande – MS.
- Paz, A.R.; Collischonn, W. 2007. *River reach length and slope estimates for large-scale hydrological models based on a relatively high-resolution digital elevation model*. Journal of Hydrology 343, 127-139 pp.
- Ponce, V.M. 1989. *Engineering Hydrology*. Prentice Hall.
- Ponce, V.M., Changanti, P.V. 1994. *Variable-parameter Muskingum-Cunge method revisited*. Journal of Hydrology 162 (3-4), 433-439 pp.
- Press, W.H.; Tuskolsky, S.A.; Vetterling W.T. e Flannery, B.P. 1992. *Numerical Recipes in FORTRAN*. Cambridge University Press. 2ª Edição. 657p.
- PROJETO RADAMBRASIL. 1982. *Programa de Integração Nacional, Levantamento de Recursos Naturais*. Ministério das Minas e Energia, Secretaria-Geral.
- Rabus, B.; Eineder, M.; Roth, A.; Bamler, R.. 2003. *The shuttle radar topography mission—a new class of digital elevation models acquired by spaceborne radar*. Journal of Photogrammetry & Remote Sensing, 57, 241– 262 pp.
- Rawls, W. J.; Ahuja, L. R.; Brakensiek, D. L.; Shirmohammadi, A. 1993. *Infiltration and soil water movement*. In: Maidment, D. R. Handbook of hydrology McGraw-Hill New York.
- Ribeiro Neto, A. ; 2006. *Simulação Hidrológica na Amazônia: Rio Madeira*. Tese de Doutorado, COPPE, UFRJ.
- Sanders, B.F. 2007 *Evaluation of on-line DEMs for flood inundation modeling*. Advances in Water Resources, 30, 1831-1843 pp.
- Silva, B.C.; Collischonn, W.; Tucci, C.E.M.; Clarke, R.T.; Delgado, M.C. 2007. *Previsão hidroclimática de vazão de curto prazo na bacia do rio São Francisco*. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 12(3), 31 - 42 pp.
- Singh, V.P.; Frevert, D.K. 2002. *Mathematical Models of Large Watershed Hydrology*. Water Resources Publication, LLC. 891 pp.
- Sippel, S.J.; Hamilton, S.K.; Melack, J.M.; Novo, E.M.M. 1998. *Passive microwave observations of inundation area and the area/stage relation in the Amazon River floodplain*. International Journal of Remote Sensing, 19(16), 3055-3074 pp.
- Sivapalan, M.; Viney, N.R.; Zammit, C.. 2002. *LASCAM: Large Scale Catchment Model*. In Singh, V.P.; Frevert, D.K. 2002. Mathematical Modeling of Watershed Hydrology. Water Resources Publication, LLC. 579-648 pp.
- Shuttleworth, W.J. 1993. *Evaporation*. In: Maidment, D. R. Handbook of hydrology McGraw-Hill New York.
- Souza, C.F.; Collischonn, W.; Tucci, C.E.M. 2007. *Simulação hidrodinâmica via aquisição remota de dados*. In: XVII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, São Paulo.
- Sun, G.; Ranson, K.J.; Kharuk, V.I.; Kovacs. K. 2003 *Validation of surface height from shuttle radar topography mission using shuttle laser altimeter*. Remote Sensing of Environment, 88, 401–411 pp.
- Todini, E. 1996. *The ARNO rainfall-runoff model*. Journal of Hydrology, 175, 339-382 pp.

- Todini, E.; Ciarapica, L. 2002. ***The TOPKAPI Model***. In Singh, V.P.; Frevert, D.K. 2002. *Mathematical Modeling of Watershed Hydrology*. Water Resources Publication, LLC. 471-506 pp.
- Todini, E. 2007. ***A mass conservative and water storage consistent variable parameter Muskingum-Cunge approach***. *Hydrology and Earth System Sciences* 11 (5), 1645-1659 pp.
- Todini, E. 2007. ***Hydrological catchment modeling: past, present and future***. *Hydrology and Earth System Sciences*, 11(1), 468-482 pp.
- Tucci, C.E.M. 1978. ***Hydraulic and Water Quality Model for a River Network***. PhD dissertation, Colorado State University, Fort Collins, USA.
- Tucci, C.E.M. 2005. ***Modelos Hidrológicos***. Ed. UFRGS/ABRH, Porto Alegre.
- Tucci, C. E. M. ; Dias, P. L. S. ; Clarke, R. T. ; Sampaio, G. O. ; Collischonn, W. 2003. ***Long-term flow forecasts based on climate and hydrologic modeling: Uruguay river basin***. *Water Resources Research*, 39(7).
- USACE. 2002. ***HEC-RAS River Analysis System: Hydraulic Reference Manual, Version 3.1***. U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center. www.hec.usace.mil.
- Vieira da Silva, R. C.; Mascarenhas, F. C. B.; Miguez, M. G. 2003. ***Hidráulica Fluvial***. Volume I. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 304 pp
- Viney, N.R.; Sivapalan, M.; Deeley, D. 2000. ***A conceptual model of nutrient mobilisation and transport applicable at large catchment scales***. *Journal of Hydrology*, 240(1-2), 23-44 pp.
- Vorosmarty, C.J.; Moore, B.; Grace, A.L. et al. 1989. ***Continental scale models of water balance and fluvial transport: an application to South America***. *Global biogeochemical cycles*, 3(3), 241-265 pp.
- Wagener, T.; Franks, S. 2005. ***Regional hydrological impacts of climate change – impact assessment and decision making***. In: *Regional Hydrological Impacts of Climate Change- Impact Assessment and Decision Making*. IAHS Publi. 295, 1 – 8 pp.
- Wilson, M.; Bates, P.; Alsdorf, D.; Forsberg, B.; Horritt, M.; Melack, J.; Frappart, F.; Famiglietti, J. 2007. ***Modeling large-scale inundation of Amazonian seasonally flooded wetlands***. *Geophysical Research Letters*, 34.
- Wilks, D.S. 2006. ***Statistical Methods in the Atmospheric Sciences***. 2st ed. Academic Press, 467 pp.
- Wong, T.H.F.; Laurenson, E.M.; 1983. ***Wave Speed-Discharge Relations in Natural Channels***. *Water Resources Research*, 19(3), 701-706 pp.
- Xu, C.-Y.; Widén, E.; Halldin, S. 2005. ***Modelling Hydrological Consequences of Climate Change – Progress and Challenges***. *Advances in Atmospheric Sciences*, 22(6), 789-797 pp.
- Filizola, N. 1999. O fluxo de sedimentos em suspensão nos rios da Amazônia Brasileira. 1. ed. Brasília: Agencia Nacional de Energia ELétrica. v. 1. 63 pp.
- Yapo, P. O.; Gupta, H. V.; Sorooshian, S. 1998 ***Multi-objective global optimization for hydrologic models***. *Journal of Hydrology*, 204, 83-97 pp.