

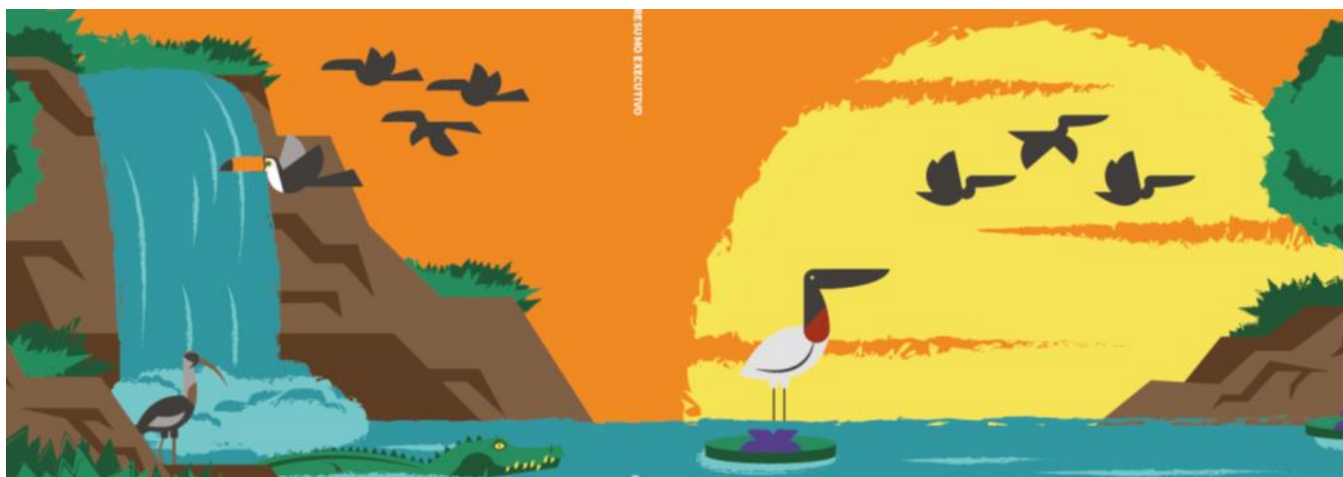
Programa C.5: Elaboração de Estudos de Avaliação dos Efeitos da Implantação de Empreendimentos Hidrelétricos na Região Hidrográfica do Rio Paraguai

Meta C.5.1: Elaborar estudos hidrológicos e sedimentológicos da RH-Paraguai, com avaliação dos efeitos da implantação de aproveitamentos hidrelétricos no regime hidrológico e na dinâmica das inundações na planície do Pantanal

**Relatório de Andamento 03: Potenciais impactos de barragens
sobre o regime hidrológico nos rios da RH Paraguai**

Brasília - DF

Maio/2019



AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE

C.5 Elaboração de Estudos de Avaliação dos Efeitos da Implantação de Empreendimentos Hidrelétricos na Região Hidrográfica do Rio Paraguai

**Meta C.5.1: Elaborar estudos hidrológicos e sedimentológicos da RH-
Paraguai, com avaliação dos efeitos da implantação de
aproveitamentos hidrelétricos no regime hidrológico e na dinâmica
das inundações na planície do Pantanal**

Relatório de Andamento 03: Potenciais impactos de barragens
sobre o regime hidrológico nos rios da RH Paraguai

Brasília - DF

Maio/2019



COORDENAÇÃO E ELABORAÇÃO

Agência Nacional de Águas

Superintendência de Planejamento de Recursos Hídricos (SPR)

Coordenação Geral

Sérgio Rodrigues Ayrimoraes Soares

Flávio Hadler Tröger

Coordenação Executiva

Luciana Aparecida Zago de Andrade

Márcio de Araújo Silva

Gaetan Serge Jean Dubois

Coordenação Temática

Alexandre Abdalla Araújo (Meta C.5.1 - Elaborar estudos hidrológicos)

Bolivar Antunes Matos (Meta C.5.1 - Elaborar estudos hidrológicos)

Marcelo Luiz de Souza (Meta C.5.2 - Elaborar estudos de qualidade da água)

Márcio de Araújo Silva (Meta C.5.3 - Elaborar estudos de ictiofauna, ictioplâncton e pesca)

Mariane Moreira Ravello (Meta C.5.5 - Elaborar análise integrada multicritério)

Thiago Henriques Fontenelle (Meta C.5.4- Elaborar estudos socioeconômicos e de energia)

Fundação Eliseu Alves

Coordenação Temática

Carlos Padovani – Embrapa Pantanal e Walter Collischonn (Meta C.5.1 - Elaborar estudos hidrológicos) e (Meta C.5.5 - Elaborar análise integrada multicritério)

Marcia Divina – Embrapa Pantanal (Meta C.5.2 - Elaborar estudos de qualidade da água)

Agostinho Catella – Embrapa Pantanal (Meta C.5.3 - Elaborar estudos de ictiofauna, ictioplâncton e pesca)

Maurício Amazonas – CDUS/UnB (Meta C.5.4- Elaborar estudos socioeconômicos e de energia)

Equipe Técnica e Coordenação Técnica (Meta C.5.1 - Elaborar estudos hidrológicos)

Walter Collischonn (coordenador)

Adriano Rolim da Paz

Maria Marcella Medeiros Melo

Pedro Frediani Jardim

Grupo de Acompanhamento do Plano da RH Paraguai - GAP

Segmento	Setor	Instituições	Nº	Indicações (Titular e Suplente)
Poder Público	Federal	Agência Nacional de Águas	1	Titular: Luciana Aparecida Zago de Andrade
				Suplente: Rosana Mendes Evangelista
		Ministério do Meio Ambiente	2	Titular: David Guimarães Rocha
				Suplente: Leonardo Rodrigues
		Ministério de Minas e Energia	3	Titular: Cássio Giuliani Carvalho
				Suplente: Igor Souza Ribeiro
		Ministério dos Transportes	4	Titular: Sirlea de Fátima Ferreira Leal Moura
				Suplente: Helen Lúcia Rezende de Moraes
		Ministério da Integração	5	Titular: Marlian Leão de Oliveira
				Suplente: Roberto Anselmo Rubert
		Fundação Nacional do Índio	6	Regina Nascimento Ferreira

		Embrapa Pantanal	7	Márcia Divina de Oliveira
	Estadual	Secretaria de Estado de Meio Ambiente, do Planejamento, da Ciência e Tecnologia do Mato Grosso do Sul	8	Titular: Renato Roscoe
				Suplente: Leonardo Sampaio Costa
		Secretaria de Estado da Produção e Agricultura Familiar do Mato Grosso do Sul	9	Titular: Carlos Henrique Lemos Lopes
				Suplente: Osvaldo Antônio Riedling dos Santos
		Secretaria de Estado do Meio Ambiente do Mato Grosso	10	Titular: Luiz Henrique Magalhães Noquelli
				Titular: Nédio Carlos Pinheiro
		Secretaria de Estado de Planejamento e Coordenação Geral do Mato Grosso	11	Juraci de Ozêda Ala Filho
Poder Público	Municipal	Consórcio Intermunicipal para o Desenvolvimento Sustentável da Bacia Hidrográfica do Taquari	12	Titular: Nilo Peçanha Coelho Filho
		Consórcio Nascentes do Pantanal		Suplente: Darius Antonio Carniel
Usuários	Abastecimento/ Saneamento	Empresa de Saneamento do Estado de Mato Grosso do Sul - SANESUL	13	Dulcélya Monica de Queiroz Sousa
		Águas Cuiabá	14	Titular: Luciana Nascimento Silva
	Irrigação/ Agropecuária			Suplente: Édio Ferraz Ribeiro
		Federação da Agricultura e Pecuária do Mato Grosso - FAMATO	15	Titular: Lucélia Denise Perin Avi
				Suplente: Thiago de Moraes
		Federação da Agricultura e Pecuária do Mato Grosso do Sul - FAMASUL	16	Titular: Daniele Coelho Marques
				Suplente: Ana Cecília de Freitas Pires Pereira
		Federação dos Trabalhadores na Agricultura no Estado de Mato Grosso do Sul - FETAGRI	17	Titular: Valdinir Nobre de Oliveira
		Federação dos Trabalhadores na Agricultura no Estado de Mato Grosso - FETAGRI		Suplente: Orlando Luiz Nicolotti
	Pesca, Turismo e Lazer	Associação dos Atrativos Turísticos de Bonito e Região - ATRATUR	18	Eduardo Folley Coelho
		Sindicato dos Guias de Turismo de Mato Grosso - SINGTUR	19	Waldir Teles de Ávila
		Cooperativa de Pescadores e Aquicultores do Mato Grosso – COOPEAMAT	20	Titular: Claudionor Angeli
		Federação de Pescadores Profissionais de Mato Grosso do Sul		Suplente: Pedro Jovem dos Santos Júnior
	Indústria		21	Titular: Edemir Chaim Asseff

		Federação das Indústrias do Estado de Mato Grosso do Sul		Suplente: Érico Flaviano Coimbra Paredes
		Federação das Indústrias do Estado de Mato Grosso	22	Alessandra Panizi
	Hidroeletricidade	Associação Brasileira das Empresas Geradoras de Energia Elétrica - ABRAGE	23	Titular: Maria Aparecida Borges P.Vargas
				Suplente: Roberto Anselmo Rubert
	Hidroviário	Confederação Nacional do Transporte	24	Titular: Paulo Delmar Leismann
Sociedade Civil	Organizações Não Governamentais	SOS Pantanal	25	Felipe Augusto Dias
				Julio Cesar Sampaio da Silva (WWF)
		Associação Brasileira de Engenheiros Sanitaristas	26	Suzan Lannes de Andrade
		Fórum Nacional da Sociedade Civil nos Comitês de Bacias Hidrográficas - FONASC / Fundação Neotrópica do Brasil	27	Titular: Debora Calheiros (FONASC)
	Suplente: Reinaldo Lourival (Neotrópica)			
	Organizações Técnicas de Ensino e Pesquisa	Universidade Federal de Mato Grosso do Sul	28	Paulo Tarso S. Oliveira
		Universidade Federal de Mato Grosso	29	Margarida Marchetto (UFMT)
	Organizações Indígenas	Povos Indígenas da BAP	30	Titular: Edimar Rodrigues Roaribo Kajejeu (Etnia Bororo)
Suplente: Adriano Boro Makuda				

Sumário

1 Introdução	9
2 Visão geral do estudo e problemática envolvida	Erro! Indicador não definido.
2.1 O regime hidrológico de um rio	10
2.1.1 Aspectos do regime hidrológico natural e relações com a ecologia	11
2.1.2 Modificações do regime hidrológico natural	13
2.1.3 Alterações de regime hidrológico em escala temporal sub-diária.....	14
2.1.4 Impactos potenciais e conflitos com outros usos da água.....	17
3 Metodologias de modelagem hidrológica e hidrodinâmica e avaliação de impactos.....	17
3.1 O modelo MGB-IPH	19
3.1.1 Subdivisão da bacia no modelo MGB-IPH	20
3.1.2 Balanço de água no solo e geração de escoamento no modelo MGB-IPH	20
3.1.3 Representação do escoamento difuso.....	24
3.1.4 Representação do escoamento na rede de drenagem	25
3.1.6 Dados utilizados no modelo MGB-IPH	27
3.1.7 Métodos de calibração de parâmetros no modelo MGB-IPH.....	30
3.2 O modelo SIRIPLAN	34
3.2.1 Representação do escoamento na rede de canais principais	35
3.2.2 Representação do escoamento nas planícies de inundação	37
3.2.3 Processos hidrológicos verticais na planície	41
3.2.4 Conexão e trocas de água rio-planície	43
3.2.5 Passo de tempo de cálculo	48
3.2.6 Dados utilizados no SIRIPLAN.....	49
3.2.7 Ajuste de parâmetros para calibração e validação do SIRIPLAN.....	52
3.3 Metodologia de avaliação impactos de alteração de regime em escala sazonal	54
3.3.1 Critério e indicador de Alteração do regime hidrológico	55
3.3.2 Hipótese de operação de usinas em escala diária	57
3.4 Metodologia de avaliação de impactos de alteração de regime em escala sub-diária	58
3.4.1 Hipótese de operação de usinas em escala sub-diária	58
3.4.2 Rede de drenagem	59
3.4.3 Solução analítica da equação de advecção-difusão	59
3.4.4 Métrica para a avaliação de impacto	61
4 Aplicação dos modelos MGB-IPH e SIRIPLAN.....	62
4.1 Aplicação do modelo hidrológico MGB-IPH ao Planalto	62
4.1.1 Dados utilizados	62
4.1.2 Discretização da bacia do planalto.....	66

4.1.3 Extração dos parâmetros das calhas dos rios	68
4.1.4 Calibração do modelo MGB-IPH no planalto	70
4.2 Aplicação do modelo SIRIPLAN à planície	77
4.2.1 Abrangência, discretização espacial e condições de contorno	77
4.2.2 Dados utilizados	79
4.2.3 Calibração do modelo de simulação hidrológica da planície	86
5 Resultados e discussão	114
5.1 Resultados da avaliação de alteração do regime hidrológico sazonal.....	114
5.1.1 Região do planalto.....	115
5.1.2 Região da planície.....	126
5.2 Resultados da avaliação de alteração do regime hidrológico sub-diário.....	135
5 Conclusões.....	144
6 Referências.....	146
Anexos	152

Lista de Figuras

Figura 1. Hidrograma de vazão do rio Papagaio, no posto fluviométrico Utiariti (código ANA 17092900), e do rio Cuiabazinho no posto fluviométrico Marzagão (código ANA 66140000). .	11
Figura 2. Hidrogramas de vazão defluente total da Usina Hidrelétrica Salto Caxias e do posto fluviométrico Hotel Cataratas, localizado 190 km a jusante, no rio Iguaçu (PR), ao longo de três semanas no ano de 2008.	15
Figura 3. Hidrogramas de vazão em dois postos fluviométricos do rio Juba, afluente do rio Sepotuba, no MT, ao longo de duas semanas no ano de 2016 (hidrograma azul: posto fluviométrico localizado imediatamente a jusante da usina Pampeana; hidrograma vermelho: posto fluviométrico localizado cerca de 30 km a jusante da usina Pampeana).	17
Figura 4. Mapa da bacia do Alto Paraguai identificando as regiões que serão modeladas com o modelo MGB-IPH e com o modelo SIRIPLAN.	18
Figura 5. Ilustração das variáveis envolvidas no balanço de água no solo representado no modelo MGB-IPH.....	21
Figura 6. (a) Esquema de acoplamento entre modelo hidrológico chuva-vazão aos modelos de escoamento 1D e 2D que integram o SIRIPLAN; (b) Visão geral dos modelos e módulos da estrutura do SIRIPLAN. Fonte: Adaptado de Paz et al. (2013) e Paz et al. (2010).	35
Figura 7. Representação da seção transversal restrita à calha principal no modelo hidrodinâmico 1D que compõe o SIRIPLAN (Fonte: Paz, 2010).	36
Figura 8. Discretização e conectividade entre elementos do modelo 2D (a) e entre elementos do modelo 2D e trechos dos canais principais (b); balanço vertical em um elemento do modelo 2D (c). Fonte: adaptado de Paz (2010) e Paz et al. (2010).	37
Figura 9. Determinação da profundidade disponível para escoamento (h_{fluxo}) entre dois elementos (1 e 2) do modelo raster: Z_a se refere à cota do nível da água e Z_f à cota do fundo. Fonte: Paz (2010).	38
Figura 10. Esquema de troca de água entre elementos da planície ao longo de toda a lateral dos elementos (a) e via canais (b). Fonte: Paz (2010).....	39
Figura 11. Fases da inundação [(a) para (d)] e secagem [(d) para (a)] de um elemento da planície no modelo raster (Z_f é a elevação do terreno ou cota do fundo; Z_a é a cota do nível da água; h_a é a lâmina de água sobre a célula; h_{sub} é a lâmina de água no reservatório do solo, h_{solo} é o volume de água disponível no reservatório do solo, cuja capacidade máxima é H_{smax}). Fonte: Adaptado de Paz (2010).	40
Figura 12. Conexão entre elementos da planície e seções transversais do canal principal: (a),(b) localização das seções transversais na drenagem vetorial e raster; (c) indicação da seção a qual está conectado cada elemento da drenagem raster. Fonte: Paz (2010).	44
Figura 13. Interpolação dos níveis de água entre duas seções (S1 e S2) de um trecho de rio para cálculo da vazão de troca com os elementos da planície conectados ao trecho. Fonte: Paz (2010).	45
Figura 14: Determinação da cota de vertimento (Z_{vert}) entre uma seção do canal principal e um elemento da planície na situação de planície abaixo (a) e acima (b) da margem do canal (Z_{mcan} é a cota da margem do canal e Z_{fplan} é a cota do elemento da planície). Fonte: Paz (2010).	46
Figura 15. Condições de troca de água entre canal e o elemento da planície diretamente conectado conforme o nível da água no canal (Z_{hcan}), na planície (Z_{hplan}) e a cota de vertimento (Z_{vert}): (a),(e) não ocorre fluxo; (b),(g),(h) fluxo determinado por equação de vertedor afogado; (c),(d),(f) fluxo determinado por equação de vertedor livre. A lâmina de água sobre o	

vertedor é indicada por h_v e dh_v representa a diferença de nível quando vertedor afogado. Fonte: adaptado de Paz (2010).	47
Figura 16. Esquemas de troca de volume de água entre elemento da planície e rio (a) através de toda a lateral do elemento da planície e (b) via vertedor mais estreito (de largura B_v) que o elemento da planície. Fonte: Paz (2010).....	48
Figura 17. Fluxograma da simulação combinada dos modelos de rio e de planície e do módulo de balanço vertical. Fonte: Paz, 2010.	49
Figura 18. Exemplo de resultado de simulação de onda de cheia utilizando a solução analítica da equação de advecção-difusão.	61
Figura 19. Localização das estações pluviométricas e pontos do MSWEP utilizados.	63
Figura 20. Localização das estações fluviométricas utilizadas para calibrar o modelo MGB-IPH.	64
Figura 21. MDE do SRTM de 90 metros utilizado no pré-processamento e hidrografia na escala 1:250000.	65
Figura 22. Mapa de unidades de resposta hidrológica gerado para a BAP.	66
Figura 23. 19468 minibacias delimitadas para o modelo.	67
Figura 24. 33 sub-bacias definidas conforme a localização dos postos e AHEs.....	67
Figura 25. Máscara de água gerado na bacia a partir de imagens do Landsat 8.	68
Figura 26. Mapa de larguras obtidas a partir da máscara de água.	69
Figura 27. Mapa de profundidades obtidas a partir das larguras adotadas.	69
Figura 28. Rede de drenagem representada no modelo 1D com indicação das condições de contorno, pontos de controle e bacias contribuintes do Planalto.....	78
Figura 29 – Sub-bacias do Planalto simuladas com o modelo hidrológico MGB-IPH e consideradas como condições de contorno do modelo hidrodinâmico 1D.	79
Figura 30. Rede de drenagem representada no modelo 1D com indicação das condições de contorno, pontos de controle e bacias contribuintes do Planalto.....	81
Figura 31. Disponibilidade de dados e ocorrência de falhas nos postos fluviométricos considerados condições de contorno do modelo 1D aplicado à BAP.....	81
Figura 32. Disponibilidade de dados e ocorrência de falhas nos postos fluviométricos tomados como pontos de controle do modelo 1D aplicado à BAP.	83
Figura 33. Modelo digital de elevação da Bacia do Alto Paraguai derivado dos dados do SRTM com delimitação da área da planície representada no modelo de inundação.....	84
Figura 34 - Valores ajustados dos coeficientes de Manning nos canais principais simulados com o modelo hidrodinâmico 1D do SIRIPLAN.	88
Figura 35. Sub-regiões do Pantanal segundo delimitação feita por Hamilton et al. (1996), sendo o domínio simulado com o SIRIPLAN indicado pelo contorno vermelho.	90
Figura 36. Hidrogramas observados (Q_{obs}) e calculados (Q_{calc}) em seções dos rios São Lourenço, Piquiri e Aquidauana (Q_{lat} representa a vazão lateral, sendo negativa quando no sentido canal-planície e positiva no sentido oposto).....	94
Figura 37. Hidrogramas observados (Q_{obs}) e calculados (Q_{calc}) em seções do rio Cuiabá (Q_{lat} representa a vazão lateral, sendo negativa quando no sentido canal-planície e positiva no sentido oposto).	96
Figura 38. Hidrogramas observados (Q_{obs}) e calculados (Q_{calc}) em seções do rio Paraguai (Q_{lat} representa a vazão lateral, sendo negativa quando no sentido canal-planície e positiva no sentido oposto).	98
Figura 39. Cotagramas do nível padronizado (Z_{red}) observados e calculados em postos fluviométricos do rio Cuiabá (Cuiabá, B. Melgaço, P. Cercado, S. João, I. Camargo, P. Taiamã e P. Alegre) e no rio Jauru (P. Esperidião).	101

Figura 40. Cotagramas do nível padronizado (Zred) observados e calculados em postos fluviométricos do rio S. Lourenço (A. C. Grande e S. J. Borireu), rio Piquiri (S. Jerônimo e S. J. Piquiri), rio Aquidauana (Aquidauana e P. Ciríaco), rio Miranda (Miranda) e rio Taquari (Coxim).	102
Figura 41. Cotagramas do nível padronizado (Zred) observados e calculados em postos fluviométricos do rio Paraguai, de Cáceres a Porto Murtinho.....	103
Figura 42. Manchas de inundação simuladas no período de set/99 a mar/01 (lâmina d'água no dia 1 de cada mês).....	105
Figura 43. Mancha de inundação simulada referente à data 1 de março de 2002, com indicação de padrões de inundação e acúmulo de água na planície, os quais são descritos no texto.....	107
Figura 44. Mapas de inundação resultantes das simulações e estimadas por Padovani (2007), com base em imagens orbitais, em duas datas específicas (06out2004: seca; 13fev2005: cheia).	109
Figura 45. a) Total de áreas inundadas simuladas no período set/95 a dez/06 (linhas horizontais vermelhas indicam valor máximo e mínimo nas estimativas de Hamilton et al. 1996 para o período 1979-1987); (b) Comparação entre áreas inundadas médias sazonais de Hamilton et al. 1996 (período 1979-1987) e simuladas (período 1998-2006).	112
Figura 46 - Valores médios mensais de área inundada simulados com o SIRIPLAN (período dez/1998 a dez/2006) e estimados por Hamilton et al. (1996) (período 1979 a 1987) em cada sub-região do Pantanal.	114
Figura 47. Mapa de Alteração Hidrológica de trechos de rio selecionados na região Noroeste da BAP.	116
Figura 48. Hidrogramas do rio Jauru em Porto Espiridião nos cenários pré-impacto (azul) e pós-impacto (vermelho).....	117
Figura 49. Hidrogramas do rio Paraguai em Cáceres nos cenários pré-impacto (azul) e pós-impacto (vermelho).....	117
Figura 50. Mapa de Alteração Hidrológica de trechos de rio selecionados na região Nordeste da BAP.	118
Figura 51. Hidrogramas do rio Cuiabá em Cuiabá nos cenários pré-impacto (azul) e pós-impacto (vermelho).....	119
Figura 52. Mapa de Alteração Hidrológica de trechos de rio selecionados na região da bacia do rio São Lourenço.....	120
Figura 53. Hidrogramas do rio São Lourenço no posto fluviométrico Acima do Córrego Grande, nos cenários pré-impacto (azul) e pós-impacto (vermelho).	121
Figura 54. Mapa de Alteração Hidrológica de trechos de rio selecionados na região da bacia do rio Taquari.	122
Figura 55. Hidrogramas do rio Piquiri no posto fluviométrico São Jerônimo, nos cenários pré-impacto (azul) e pós-impacto (vermelho).	123
Figura 56. Hidrogramas do rio Taquari no posto fluviométrico Coxim, nos cenários pré-impacto (azul) e pós-impacto (vermelho).	123
Figura 57. Hidrogramas do rio Negro no posto fluviométrico Perto da Bocaina, nos cenários pré-impacto (azul) e pós-impacto (vermelho).	124
Figura 58. Mapa de Alteração Hidrológica de trechos de rio selecionados na região da bacia do rio Apa.	125
Figura 59. Hidrogramas nos cenários pré impacto (linha azul) e pós impacto (linha vermelha) no rio Perdido, num ponto imediatamente a jusante da usina B5.	126
Figura 60. Hidrogramas nos cenários pré impacto (linha azul) e pós impacto (linha vermelha) no rio Perdido, num ponto imediatamente a montante da foz.....	126

Figura 61. Alterações relativas dos parâmetros hidrológicos em pontos de controle ao longo do rio Cuiabá na região da planície.	128
Figura 62. Alterações relativas dos parâmetros hidrológicos em pontos de controle nos rios Jauru (P. Espiridião), São Lourenço (A. C. Grande e S. J. Borireu) e Piquiri (S. Jerônimo e S. J. Piquiri) na região da planície.	129
Figura 63. Alterações relativas dos parâmetros hidrológicos em pontos de controle nos rios Taquari (Coxim, São Gonçalo e P. Rolom) e Negro (P. Bocaína e F. R. Negro) na região da planície.	130
Figura 64. Alterações relativas dos parâmetros hidrológicos em pontos de controle ao longo do rio Paraguai na região da planície.	131
Figura 65. Comparação de hidrogramas calculados nos cenários pré- e pós-impacto dos reservatórios no posto fluviométrico Barão de Melgaço, no rio Cuiabá: em b) é apresentado o detalhamento do trecho indicado em a).	132
Figura 66. Comparação de hidrogramas calculados nos cenários pré- e pós-impacto dos reservatórios no posto fluviométrico Amolar, no rio Paraguai: em b) é apresentado o detalhamento do trecho indicado em a).	133
Figura 67. Comparação de hidrogramas calculados nos cenários pré- e pós-impacto dos reservatórios em Porto Rolom, no rio Taquari: em b) e c) são apresentados detalhamentos dos trechos indicados em a) nas cores verde e laranja, respectivamente, além da indicação com círculos de exemplos de reversões de vazão que deixaram de existir no cenário pós-impacto.	134
Figura 68. Mapa da rede de drenagem com cores e valores indicando o valor de FSD (Fator de alteração de regime hidrológico sub-diário) em cada trecho de rio, no cenário em que está incluída apenas a usina B5.	136
Figura 69: Mapa de Alteração Hidrológica de trechos de rio selecionados na região Noroeste da BAP.	138
Figura 70. Mapa de Alteração Hidrológica de trechos de rio selecionados na região Nordeste da BAP.	139
Figura 71. Mapa de Alteração Hidrológica de trechos de rio selecionados na região da bacia do rio São Lourenço.	140
Figura 72: Mapa de Alteração Hidrológica de trechos de rio selecionados na região da bacia do rio Taquari.	142
Figura 73: Mapa de Alteração Hidrológica de trechos de rio selecionados na região da bacia do rio Apa.	143

Lista de Tabelas

Tabela 1. Componentes do regime hidrológico natural e processos ecológicos associados.....	12
Tabela 2: Descrição dos parâmetros não calibráveis do modelo MGB-IPH.....	31
Tabela 3: Descrição dos parâmetros calibráveis do modelo MGB-IPH.....	32
Tabela 4. Estatísticas que compõe o IHA.	55
Tabela 5. Descrição das estações fluviométricas utilizadas para calibrar o modelo MGB-IPH...	64
Tabela 6. Medidas de desempenho das simulações realizadas.....	76
Tabela 7 - Listagem dos postos fluviométricos e sub-bacias contribuintes do Planalto considerados como condições de contorno para simulação da planície com o modelo SIRIPLAN.	78
Tabela 8 - Postos fluviométricos utilizados como pontos de controle na modelagem dos canais principais do Rio Paraguai e afluentes.	82
Tabela 9 - Descrição dos trechos de rio representados na modelagem 1D da BAP, com comprimentos estimados a partir de digitalização sobre imagens de satélite.....	85
Tabela 10 - Relação dos índices de desempenho derivados da tabela de contingência utilizados neste estudo.....	91
Tabela 11 - Medidas de desempenho do ajuste do modelo de simulação hidrológica da planície quanto à reprodução do regime de vazões diárias observadas na rede de drenagem principal.	92
Tabela 12 - Estatísticas do ajuste do modelo hidrodinâmico 1D aos canais principais do Rio Paraguai e afluentes – comparação entre níveis padronizados observado e calculado.	99
Tabela 13 - Estatísticas da comparação entre manchas de inundação simuladas e estimadas por Padovani (2007).	110
Tabela 14: Síntese da alteração hidrológica estimada para os pontos de controle ao longo dos trechos de rio na região do Pantanal (média dos valores absolutos dos 28 parâmetros analisados, na comparação entre cenários pré- e pós-impacto da construção de reservatórios (são incluídos para efeito de comparação os pontos de controle situados na interface planalto-planície, considerados como condições de contorno da simulação da planície).	135

1 Introdução

Em 2016 foi firmado um contrato entre a Agência Nacional de Águas (ANA) e a Fundação Eliseu Alves (FEA) para a ELABORAÇÃO DE ESTUDOS DE AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DA IMPLANTAÇÃO DE EMPREENDIMENTOS HIDRELÉTRICOS NA REGIÃO HIDROGRÁFICA DO RIO PARAGUAI E PARA SUPORTE À ELABORAÇÃO DO PLANO DE RECURSOS HÍDRICOS DA RH-PARAGUAI.

Entre os objetivos dos estudos especificados no contrato, estão dois ligados diretamente aos estudos hidrológicos, descritos no presente texto:

1. Apoiar a implementação da gestão dos recursos hídricos a partir de pesquisas relativas aos aspectos da dinâmica hidrológica, da qualidade das águas associada à sustentabilidade das ictiodiversidade e aspectos socioeconômicos relacionados; e
2. Subsidiar a Agência Nacional de Água – ANA e os órgãos gestores de recursos hídricos e do meio ambiente dos estados de Mato Grosso e Mato Grosso do Sul para que possam tomar decisões em relação às possibilidades de implantação de empreendimentos hidrelétricos na bacia do rio Paraguai.

Um dos aspectos relevantes na tomada de decisão com relação à implantação de empreendimentos hidrelétricos é a potencial alteração da dinâmica hidrológica, pois essa alteração, caso ocorra, pode ter impactos sobre os ecossistemas e sobre a economia da região afetada.

Dentro deste contexto, o presente relatório descreve os estudos hidrológicos elaborados com o objetivo de analisar as potenciais alterações do regime hidrológico dos rios da BAP em função da construção e operação de usinas hidrelétricas.

O capítulo 2 apresenta uma revisão sobre as variáveis que caracterizam o regime hidrológico de um rio, suas relações com os ecossistemas, e sobre as potenciais alterações que podem ocorrer no regime hidrológico. Além disso, o capítulo 2 diferencia as alterações do regime hidrológico em escala temporal diária ou maior, das alterações hidrológicas em escala temporal sub-diária.

O capítulo 3 descreve a metodologia utilizada para avaliar as alterações de regime hidrológico na BAP, utilizando modelos de simulação hidrológica e hidrodinâmica, e indicadores estatísticos que resumem as principais variáveis que caracterizam o regime hidrológico.

O capítulo 4 apresenta as etapas de calibração e verificação dos modelos MGB e SIRIPLAN, utilizados, respectivamente, para simular o comportamento hidrológico da região do planalto e da planície da BAP.

O capítulo 5 apresenta os resultados das alterações de regime hidrológico, tanto em escala temporal diária ou maior como em escala temporal sub-diária. Finalmente, o capítulo 6 apresenta as conclusões deste relatório.

1.1 Região de estudo

A bacia do Alto Paraguai (BAP) analisada aqui é definida até a foz do rio Apa, inclusive, totalizando aproximadamente 613.877 km², sendo 363.873 km² no Brasil, 121.561 km² na Bolívia e 128.443 km² no Paraguai.

Nesta região, particularmente nas áreas a montante, onde existem vales bem encaixados, estão previstas ou propostas uma série de barramentos para aproveitamentos hidrelétricos. Estes barramentos são, em sua maioria, relativamente pequenos, com altura de queda relativamente pequena e com reservatórios de baixos valores de volume útil.

2 Barragens e o regime hidrológico dos rios

Barragens e reservatórios são obras de infraestrutura úteis para a sociedade, mas que podem resultar, também, em diversos impactos ambientais. Entre os tipos de impactos da construção e operação de barragens e reservatórios estão:

- Fragmentação de habitats e obstáculo para a movimentação de espécies;
- Alteração do tipo de ambiente lótico (rio) para lântico (lago);
- Alteração do fluxo de sedimentos e nutrientes;
- Redução de biodiversidade;
- Alteração de qualidade da água;
- Alteração de regimes hidrológicos.

Entre estes tipos de impactos, é de interesse específico do presente relatório a alteração potencial de regime hidrológico. A alteração do regime hidrológico de um rio tem consequências ambientais potencialmente negativas porque os ecossistemas são dependentes do regime hidrológico. O regime hidrológico natural configura uma espécie de gabarito, que condiciona os processos ecológicos, a biodiversidade e até mesmo as adaptações evolucionárias (Poff e Zimmermann, 2010).

2.1 O regime hidrológico de um rio

O regime hidrológico de um rio é uma resposta aos condicionantes climáticos e aos fatores geomorfológicos (topografia, geologia, cobertura vegetal, geometria da rede hidrográfica) de sua bacia hidrográfica.

A qualidade ambiental de um rio e dos ecossistemas associados é fortemente dependente do regime hidrológico, incluindo a magnitude das vazões mínimas, a magnitude das vazões máximas, o tempo de duração das estiagens, o tempo de ocorrência das cheias, a frequência das cheias, a época de ocorrência dos eventos de cheias e estiagens, entre outros (Poff et al., 1997; Bunn e Arthington, 2002; Postel e Richter, 2003; Naiman et al., 2002).

Um rio pode ter, por exemplo, um regime hidrológico relativamente estável naturalmente, em que a vazão é mantida quase que totalmente por fluxo de água subterrânea. Este é o caso do rio Papagaio, localizado no MT, conforme ilustra linha azul na Figura 2-5. Um dos aspectos marcantes desse tipo de regime hidrológico é que a vazão e o nível da água variam lentamente ao longo do tempo. Além disso, a vazão máxima e a vazão mínima não são muito diferentes entre si. Normalmente esse regime hidrológico está associado a um rio com baixa turbidez, uma vez que a maior parte da água tem origem em fluxo subterrâneo.

Na mesma Figura 1 a linha vermelha apresenta o hidrograma do rio Cuiabazinho, também localizado no MT. Observa-se que, ao contrário do rio Papagaio, o regime hidrológico do rio Cuiabazinho apresenta grandes variações de vazão, com múltiplos picos de cheia, em que a vazão pode subir rapidamente, e também diminuir de forma muito intensa. Por outro lado, no período de estiagem, as vazões do rio Cuiabazinho são muito inferiores às vazões do rio Papagaio.

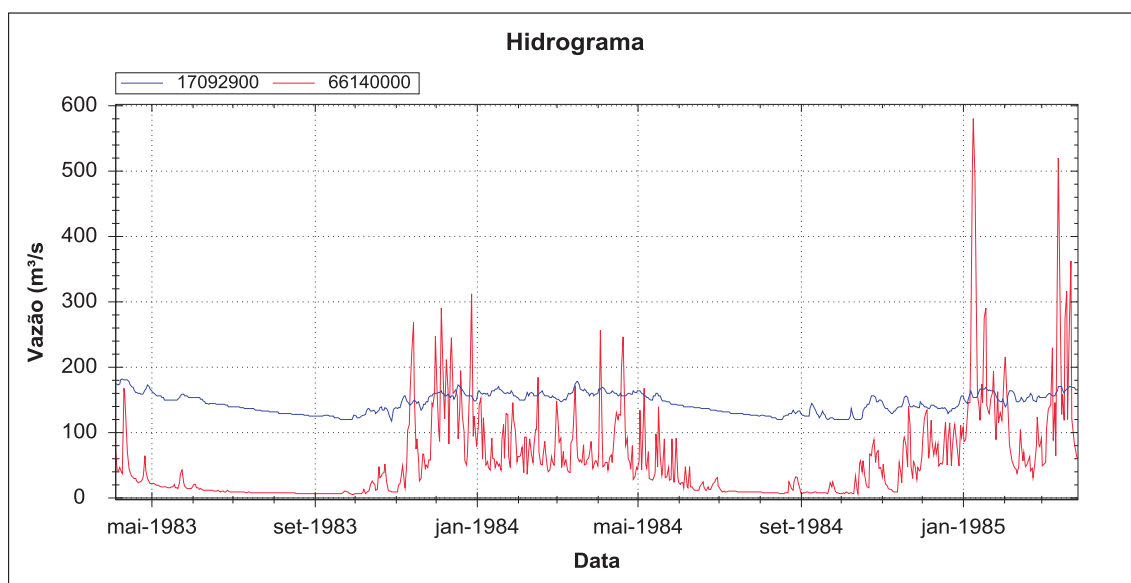


Figura 1. Hidrograma de vazão do rio Papagaio, no posto fluviométrico Utariti (código ANA 17092900), e do rio Cuiabazinho no posto fluviométrico Marzagão (código ANA 66140000).

Outro aspecto do regime hidrológico representativo de rios das regiões Sudeste e Centro-Oeste do Brasil, em que há uma sazonalidade muito marcada das chuvas, é que as vazões máximas ocorrem quase sempre entre os meses de janeiro e março, enquanto as vazões mínimas ocorrem quase sempre entre julho e outubro.

As atividades humanas como a irrigação, o abastecimento público e industrial de água e a geração de energia elétrica podem causar alterações profundas nos regimes naturais de vazão dos rios. Ao longo do tempo, percebeu-se que esta alteração de regimes tem impactos sobre os ecossistemas associados ao rio e à área de inundação. Em diversos casos as alterações no regime fluvial contribuíram para a extinção de espécies nativas e para a invasão por espécies exóticas (Craig, 2000).

No caso da construção de barragens, inicialmente, os impactos ambientais que causavam maior preocupação eram os impactos da inundação de uma grande área de floresta e a transformação do ambiente típico de rio (lótico), em um ambiente típico de lago (lêntico), e as alterações de qualidade de água associadas a esta transformação. Ao longo do tempo, entretanto, os impactos causados à jusante dos barramentos e dos pontos de retirada de água para irrigação foram ficando mais evidentes. Estes impactos estão, quase sempre, associados à modificação do regime hidrológico.

2.2 Aspectos do regime hidrológico natural e relações com a ecologia

Ao regime hidrológico natural de vazões estão associadas diversas outras variáveis ambientais, como a temperatura da água, a concentração de sedimentos, nutrientes e oxigênio dissolvido (Poff et al., 1997). Cada componente do regime hidrológico é importante na manutenção dos ecossistemas associados ao rio; entre essas componentes estão as estiagens, as cheias e o tempo e o período de ocorrência das cheias.

Na Tabela 1 são apresentadas algumas características ecológicas importantes, associadas aos diferentes componentes do regime hidrológico (Petts e Maddock, 1994; Postel e Richter,

2003). Nem todas estas características são encontradas juntas em um rio particular, entretanto várias podem ser importantes.

Os eventos de cheia podem ser acompanhados por muitas mudanças físicas e químicas no ambiente aquático. O aumento do nível e da velocidade da água pode ser acompanhado por uma queda na temperatura e por uma elevação da turbidez. Onde estes efeitos ocorrem sazonalmente, a vida aquática está adaptada para tirar vantagem das condições de cheias.

Tabela 1. Componentes do regime hidrológico natural e processos ecológicos associados.

Vazões mínimas	Vazões altas	Cheias
<ul style="list-style-type: none"> • São suficientemente baixas para concentrar presas em áreas limitadas, e assim, favorecer os predadores durante um período limitado do tempo; • São suficientemente baixas para eliminar, ou reduzir a densidade de espécies invasoras; • São suficientemente altas para manter o habitat das espécies nativas; • São suficientemente altas para manter a qualidade da água, especialmente a temperatura e a concentração de oxigênio dissolvido; • São suficientemente altas para manter o nível do lençol freático na planície; • São suficientemente baixas para expor bancos de areia e praias que são utilizados para reprodução de répteis ou aves; • São suficientemente baixas para secar áreas de inundação temporária. 	<ul style="list-style-type: none"> • Determinam o tipo de sedimento do fundo do rio; • Evitam a invasão do leito do rio por plantas terrestres; • Renovam a água armazenada em lagos marginais, braços mortos do rio e em regiões de estuários. 	<ul style="list-style-type: none"> • Modificam a calha do rio, criando curvas, bancos de areia, ilhas, praias, áreas de maior ou menor velocidade de água, e diversidade de ambientes; • Inundam as planícies, depositando sedimentos e nutrientes necessários para a vegetação terrestre; • Inundam e criam lagoas marginais na planície, criando oportunidades de reprodução e alimentação para peixes e aves; • Indicam o início do período de migração ou de reprodução para algumas espécies de peixes; • Eliminam ou reduzem o número de espécies invasoras ou exóticas; • Controlam a abundância de plantas nas margens e na planície; • Espalham sementes de plantas pela planície.

A maior parte da biota que faz parte de um sistema fluvial é relacionada com os pulsos de inundação e seca (Large e Prach, 1995). Os peixes, por exemplo, respondem às mudanças nas condições dos rios movendo-se bastante e migrando para montante ou jusante. A maioria dos peixes fluviais tropicais reproduz-se no início da estação das cheias. O período de águas altas é o principal período de alimentação e crescimento e de acúmulo de reservas de gordura, que servirá para que os peixes resistam ao período de estiagem, quando comem pouco. Os peixes nascem, portanto, em períodos de fartura de alimentos, em que, além disso, há abrigo contra os inimigos entre a vegetação (Lowe-McConnel, 1999). Durante o período de cheias há uma conexão entre o rio e a planície de inundação, e as águas na planície recebem muitos nutrientes, devido à rápida decomposição da vegetação, de restos animais ou da camada húmifera da floresta. Isto leva a um rápido crescimento de microorganismos, seguido de uma grande explosão de crescimento de macroinvertebrados (insetos, crustáceos e moluscos) dos quais se alimentam os peixes. A biomassa dos peixes aumenta rapidamente durante as cheias e, ao final deste período, conforme as águas baixam, muitos peixes podem ficar retidos em poças (podendo ser a fonte de alimento para inúmeros pássaros) enquanto outros peixes

jovens conseguem retornar ao rio principal (podendo sofrer predação posterior nos canais que ligam os lagos da planície ao rio).

2.3 Modificações do regime hidrológico natural

O regime hidrológico de um rio pode ser alterado por ações antrópicas diversas, como retiradas de água, modificações da geração de escoamento na bacia, regularização e outros. Por exemplo, a captação de água de rios para abastecimento ou irrigação reduz níveis de águas e vazões.

Usinas hidrelétricas e barragens podem transformar o regime hidrológico natural de um rio de várias formas:

- alteração da magnitude, duração e época de ocorrência de eventos extremos;
- aumento da frequência da oscilação de níveis e vazões;
- aumento da velocidade de flutuação de níveis e vazões pela operação de turbinas e comportas;
- modificação completa da vazão em trechos de vazão reduzida;
- modificação da área inundada em planícies.

Magilligan e Nislow (2005) analisaram o efeito de 21 reservatórios sobre o regime hidrológico de rios e observaram que:

- Vazões máximas foram atrasadas na maior parte dos casos, resultado esperado em função do armazenamento de águas.
- A duração de eventos de cheia apresentou diminuição, na maior parte dos casos.
- Vazões mínimas tiveram aumento de magnitude, principalmente para maiores durações.
- Vazões mínimas foram antecipadas na maior parte dos casos.
- Ascensão de vazões diminuiu significativamente para 20 dos 21 empreendimentos, assim como a recessão para a maioria dos 13 empreendimentos que apresentaram alteração significativa.
- Houve alteração significativa do número de reversões do hidrograma para 17 dos 21 empreendimentos, onde 13 manifestaram aumento.

No Brasil, Santos e Souza (2015) analisaram as alterações do regime hidrológico do rio Paraná causadas pelo efeito acumulado das usinas hidrelétricas localizadas a montante do trecho onde hoje está a usina hidrelétrica de Porto Primavera. Esses autores concluíram que a influência das usinas hidrelétricas na bacia resultou em:

- Redução das vazões máximas.
- Aumento das vazões mínimas.

- Atraso de aproximadamente 2 meses nos pulsos iniciais de cheia, que sem a influência das barragens ocorriam, em geral, em dezembro, e passaram a ocorrer, em geral, em fevereiro.
- Atraso de aproximadamente 20 dias da vazão máxima anual.
- Ampliação do número de reversões de vazão.
- Aumento de 100% na taxa de ascensão do hidrograma.
- Aumento de 100% na taxa de recessão do hidrograma.

2.4 Alterações de regime hidrológico em escala temporal sub-diária

Usinas hidrelétricas podem produzir alterações no regime hidrológico de um rio tanto em escala de tempo sazonal como em escala de tempo menor, inclusive diária ou horária. Até recentemente as alterações em escala temporal sazonal vinham sendo mais estudadas na literatura, porém, recentemente, alterações de regime hidrológico em escala temporal sub-diária começaram a merecer atenção, pelos conflitos que estas alterações podem causar com outros tipos de usos da água e pelos efeitos que podem ter sobre os ecossistemas (Cruz, 2018).

As alterações de regime hidrológico causadas por usinas hidrelétricas e reservatórios na escala sazonal modificam as vazões máximas e mínimas de um rio, e a sua época de ocorrência, e podem ser detectadas analisando dados de vazões médias diárias do rio em pontos localizados a jusante. Já as alterações de regime em escala sub-diária praticamente não alteram as vazões médias diárias, porém introduzem variações de vazão ao longo de um dia que são diferentes do padrão de variação que existiria no mesmo rio caso a usina hidrelétrica não existisse.

A principal motivação para a operação de usinas hidrelétricas com rápidas variações de vazão é o atendimento das rápidas variações de demanda de energia elétrica que ocorrem ao longo de um dia. Esta variação de demanda dificilmente pode ser atendida através de usinas termoelétricas a carvão ou usinas nucleares, por exemplo. Usinas termoelétricas a gás podem também atender aos picos de demanda facilmente, do ponto de vista operacional, porém apresentam a desvantagem de ter maiores custos de produção de energia.

Esta motivação explica porque muitas usinas hidrelétricas operam gerando oscilações da vazão defluente em escalas temporais de minutos ou horas. Em língua inglesa tem sido chamada de “hydropeaking” a prática de gerar pulsos de vazão, com duração de poucas horas, para atender aos picos de demanda de eletricidade durante o dia.

Possivelmente, a tendência de operar usinas hidrelétricas com grandes variações de vazão turbinada ao longo de períodos curtos deverá se intensificar no futuro, como resposta a fatores como preços variáveis de energia, e descentralização e desregulamentação do setor de energia elétrica (Alonso et al., 2017).

Além disso, as alterações de vazão total defluente de um aproveitamento hidrelétrico em escala temporal sub-diária podem ocorrer por outros fatores, como a tentativa de evitar ou atenuar o acúmulo de sedimentos a montante da barragem, em uma estratégia conhecida como “flushing”.

Em usinas hidrelétricas com um arranjo que envolve um trecho de vazão reduzida (TVR) relativamente longo, alterações de regime em escala sub-diária podem ocorrer mesmo que a

vazão defluente total (vazão turbinada somada à vazão liberada por descarregadores de fundo e superfície) seja mantida constante. Isto ocorre pela diferença de tempo que a água leva para percorrer os dois caminhos: turbinas ou TVR.

2.4.1 Exemplos de alteração de regime hidrológico em escala sub-diária

No Brasil existem diversas usinas hidrelétricas que operam com variações de vazão em escala de tempo sub-diária. Em geral, estas operações são realizadas para atender o pico da demanda de energia elétrica que ocorre próximo ao final da tarde e início da noite.

A Figura 2 apresenta um exemplo de alteração de regime hidrológico em escala sub-diária do rio Iguaçu, no Paraná, ao longo de duas semanas no ano de 2008. O hidrograma em cor vermelha apresenta as vazões totais defluentes da usina hidrelétrica Salto Caxias, e o hidrograma em cor azul apresenta as vazões observadas no posto fluviométrico Hotel Cataratas, localizado poucos metros a montante das Cataratas do rio Iguaçu.

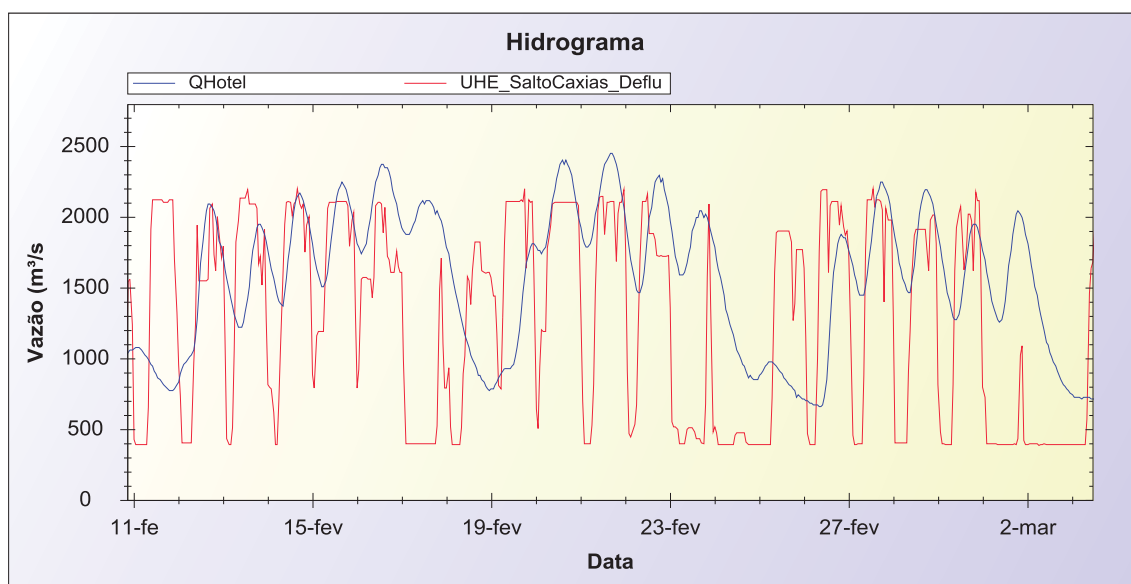


Figura 2. Hidrogramas de vazão defluente total da Usina Hidrelétrica Salto Caxias e do posto fluviométrico Hotel Cataratas, localizado 190 km a jusante, no rio Iguaçu (PR), ao longo de três semanas no ano de 2008.

Observa-se que as vazões defluentes da usina hidrelétrica de Salto Caxias variam entre $400 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, aproximadamente, até cerca de $2000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, diariamente. O aumento da vazão ocorre em cerca de 4 ou 5 horas, e ocorre preferencialmente pela manhã, entre as 7 e 10 horas, aproximadamente. A redução da vazão inicia entre as 21 e 23 horas de um dia e se encerra entre as 2 e 4 horas da madrugada do dia seguinte. A vazão permanece alta durante cerca de 10 a 12 horas, e permanece baixa durante 5 a 7 horas. Este padrão é repetido quase diariamente, exceto nos fins de semana, quando o consumo de energia menor não justifica os aumentos de vazão, e a vazão defluente permanece mais baixa, ou apresenta apenas oscilações menores e menos duradouras.

A variação diária da vazão defluente da UHE Salto Caxias provoca variações diárias da vazão do rio Iguaçu observada no posto fluviométrico Hotel Cataratas, localizado 190 km a jusante,

conforme se observa no hidrograma azul, na Figura 2. As variações observadas no Hotel Cataratas são como pequenas ondas de cheia que ocorrem cerca de 26 horas após os picos de vazão defluente da usina. Este é o tempo necessário para o deslocamento da onda desde a UHE Salta Caxias até este local. No posto fluviométrico Hotel Cataratas o pico de vazão tende a ocorrer no final da tarde, entre as 16 e 18 horas, e o momento de vazão mais baixa ocorre próximo às 8 horas da manhã.

As vazões médias no posto fluviométrico Hotel Cataratas são maiores do que as vazões médias defluentes da UHE Salto Caxias porque ao longo deste trecho existem diversos tributários do rio Iguaçu, conforme descrito em Siqueira et al. (2016).

A variação diária de vazão do rio Iguaçu no posto fluviométrico Hotel Cataratas também não é igual à variação da vazão defluente da UHE Salto Caxias. Isto ocorre porque a onda de cheia sofre um processo de dispersão enquanto se propaga para jusante. Essa dispersão tende a ser maior em rios de baixa declividade, e aumenta com a distância para jusante. Além disso, contribui para a dispersão a irregularidade da geometria da calha fluvial, e a entrada dos diversos afluentes ao longo do trecho.

Outro exemplo de modificação do regime hidrológico em escala de tempo curta (Hydropeaking) vem da própria bacia do rio Paraguai. Trata-se do caso do rio Juba, um importante afluente do rio Sepotuba, que por sua vez é um afluente da margem direita do Rio Paraguai. A Figura 3 apresenta os hidrogramas em dois postos fluviométricos telemétricos localizados neste rio, a jusante da PCH Pampeana, que é a usina hidrelétrica localizada mais a jusante ao longo deste rio. O posto 66052900 está localizado imediatamente a jusante da usina, e permite medir a sua vazão total defluente (hidrograma azul na Figura 3). O posto 66053200 está localizado cerca de 30 km a jusante da usina, em um local conhecido como Cachoeira do Juba (hidrograma vermelho na Figura 3).

Observa-se que a vazão defluente da usina oscila entre uma vazão de base inferior a $30 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ e picos de $46 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, aproximadamente. O ciclo se repete todos os dias ao longo do período de duas semanas, no início de agosto de 2016, ilustrado na Figura 3. No posto fluviométrico localizado mais a jusante (hidrograma vermelho) a oscilação da vazão é menor, e ocorre mais lentamente, em função do processo natural de dispersão da onda, mas, mesmo assim, as variações ainda são consideráveis, especialmente para a época do ano em que ocorrem (agosto). Neste mesmo período a vazão natural do rio praticamente não varia, porque tipicamente não ocorrem chuvas, e a vazão é mantida basicamente pelo lento aporte de água subterrânea.

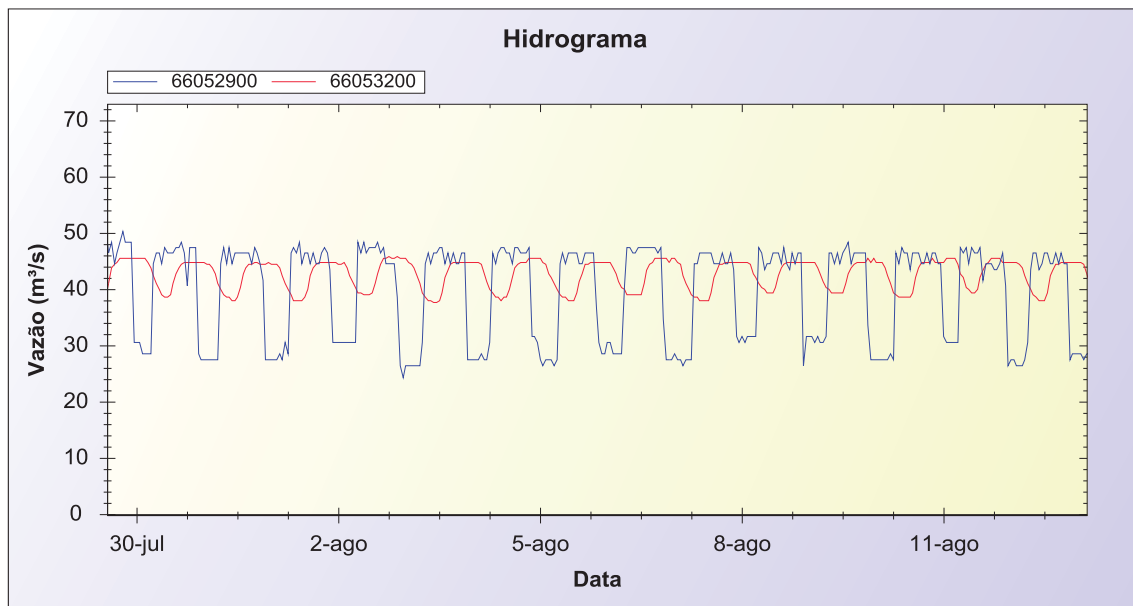


Figura 3. Hidrogramas de vazão em dois postos fluviométricos do rio Juba, afluente do rio Sepotuba, no MT, ao longo de duas semanas no ano de 2016 (hidrograma azul: posto fluviométrico localizado imediatamente a jusante da usina Pampeana; hidrograma vermelho: posto fluviométrico localizado cerca de 30 km a jusante da usina Pampeana).

2.4.2 Impactos potenciais e conflitos com outros usos da água

Os exemplos anteriores mostram que o regime hidrológico de rios afetados pelo Hydropeaking é caracterizado por sequências de picos de vazão, com as seguintes fases: (i) vazão de base relativamente baixa, quando não é necessário produzir energia hidrelétrica; (ii) bruscas variações na vazão, quando a geração de energia está aumentando ou diminuindo; (iii) vazões de pico relativamente altas durante os períodos de máxima geração de energia. Estes aspectos não são comuns em regimes hidrológicos naturais, por esse motivo poucas espécies nativas têm flexibilidade para se adaptar.

Os impactos ambientais das alterações de vazão em regime de tempo sub-diário vêm recebendo cada vez mais atenção nos últimos anos. Diversas pesquisas apontaram que alterações de vazão em escala de tempo sub-diária tem impactos sobre plantas (Bejarano et al., 2017) e a produção primária (Hall et al., 2015), sobre invertebrados bentônicos (Kjærstad et al., 2018) e sobre insetos aquáticos (Kennedy et al., 2016). Com relação aos peixes, estas alterações de regime hidrológico podem resultar no encalhe de ovos, larvas e peixes adultos (Casas-Mulet et al., 2015), afetam a velocidade de crescimento de peixes (Finch et al., 2015), e diminuem a chance de sobrevivência de larvas (Lagarde et al., 2018).

Também no Brasil, estudos tem demonstrado impactos do hydropeaking sobre o meio ambiente (Gandini et al., 2014; Castro et al., 2011).

3 Metodologia

3.1 Visão geral da metodologia

A fim de avaliar os potenciais impactos sobre o ciclo hidrológico da BAP em virtude dos barramentos propostos, o presente estudo utiliza a modelagem hidrológica e hidrodinâmica

para simular o ambiente sem e com intervenções e, assim, poder comparar e quantificar a magnitude dos impactos. Para esta quantificação do grau de impacto em escala sazonal, foi utilizado o conjunto de estatísticas denominado IHA.

Para a aplicação dos modelos hidrológicos e hidrodinâmicos, a BAP foi dividida em duas regiões: Planalto e Pantanal. A principal diferença entre as duas regiões, do ponto de vista da hidrologia, é que na região do Planalto a rede de drenagem é dendrítica, e os rios estão confinados em vales relativamente estreitos, com declividade relativamente alta, enquanto na região do Pantanal os rios têm baixa declividade, e apresentam grandes áreas inundadas. A complexidade do sistema representa um grande desafio para a modelagem hidrológica e hidrodinâmica, conforme demonstram trabalhos anteriores (Bravo et al., 2011; Bravo et al., 2005; Bravo et al., 2014; Paz et al., 2006; Paz et al., 2011; Paz et al., 2009; Paz et al., 2014).

Na região do Planalto é aplicado exclusivamente o modelo hidrológico MGB-IPH e na região do Pantanal os resultados do modelo MGB-IPH servem para alimentar o modelo SIRIPLAN. A Figura 4 apresenta a BAP e identifica as regiões em que são aplicados os dois modelos.

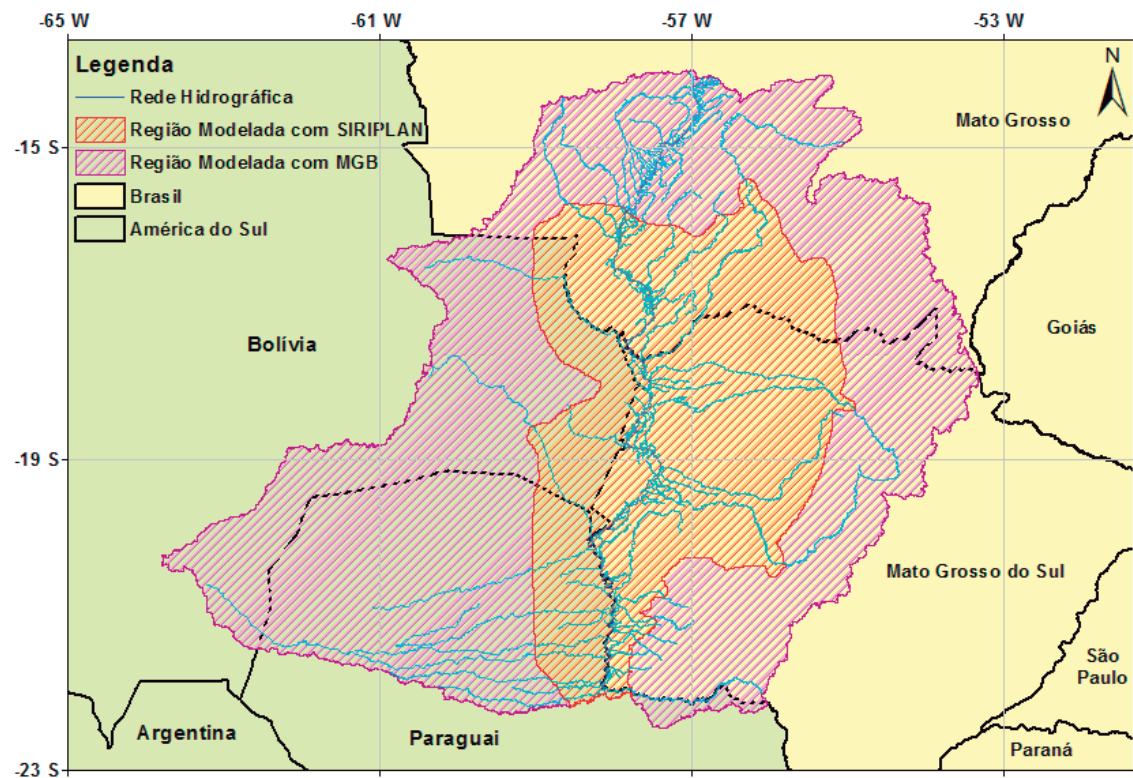


Figura 4. Mapa da bacia do Alto Paraguai identificando as regiões que serão modeladas com o modelo MGB-IPH e com o modelo SIRIPLAN.

Para a avaliação das potenciais alterações de regime hidrológico em escala sub-diária foi necessário adotar ainda um terceiro modelo, baseado em uma solução analítica da equação de advecção-difusão unidimensional ao longo dos rios, que se mostrou mais adequada para a representação da propagação e atenuação dos picos de cheia nesta escala temporal.

3.2 O modelo MGB-IPH

O modelo MGB-IPH (“Modelo Hidrológico de Grandes Bacias”) é um modelo distribuído (ou semi-distribuído) voltado para aplicações em grandes bacias hidrográficas com as típicas condições de disponibilidade de dados encontradas no Brasil. O modelo MGB-IPH é um modelo hidrológico baseado em processos, o que significa que são utilizadas equações físicas e conceituais para simular o ciclo hidrológico continental. Os processos representados são: balanço hídrico no solo; balanço de energia e evapotranspiração; interceptação, geração e propagação de escoamentos superficial, sub-superficial e subterrâneo nos elementos de discretização da bacia hidrográfica; e propagação de vazão na rede de drenagem em rios e reservatórios.

O modelo MGB-IPH foi inicialmente proposto por Collischonn e Tucci (2001) e vem sendo aprimorado desde então com novas aplicações e novas metodologias (Allasia et al., 2006; Paiva et al., 2011; Paiva et al., 2013; Fan et al., 2014a; Pontes et al., 2017; Pontes et al., 2015; Fleischmann et al., 2015; Fleischmann et al., 2017).

O modelo MGB-IPH permite a simulação hidrológica de bacias relativamente grandes (mais de 1000 km²) de forma prática, e já foi aplicado anteriormente com sucesso na região da bacia do Alto Paraguai.

Recentemente a integração do modelo MGB-IPH com Sistemas de Informação Geográfica (SIG) permitiu melhorar as etapas de pré e pós-processamento. Técnicas específicas de pré-processamento a partir de dados do relevo de Modelos Digitais de Elevação (MDE) foram desenvolvidas e testadas (Siqueira et al., 2016) e o modelo foi integrado a um software livre de SIG, facilitando a interpretação de resultados e as etapas de pós-processamento (Fan e Collischonn, 2014).

Além disso, o modelo MGB-IPH conta com uma rotina de calibração automática multiobjetivo adaptada por Collischonn e Tucci (2003). A calibração automática não é sempre necessária, porém, quando utilizada, pode reduzir o esforço do usuário na fase de ajuste dos parâmetros do modelo.

Na versão atual do modelo MGB-IPH a bacia hidrográfica tem três níveis de divisão. No primeiro nível a bacia é dividida em sub-bacias. Num segundo nível a bacia é dividida em pequenas unidades menores denominadas mini-bacias (Fan e Collischonn, 2014). A divisão da bacia em mini-bacias é realizada com base na análise de um Modelo Digital de Elevação, utilizando um conjunto de ferramentas de pré-processamento denominado IPH-Hydro Tools (Siqueira et al., 2016).

Além disso, num terceiro nível, é adotada uma divisão da bacia em um conjunto de Classes de Resposta Hidrológica (CRH), definidas, tipicamente, a partir da combinação de mapas de tipos de solos e mapas de tipos de vegetação, ou de classes de uso da terra.

A combinação das minibacias com as classes de resposta hidrológica (CRH) origina as Unidades de Resposta Hidrológica (URH), que são as regiões em que determinada CRH existe no interior de uma minibacia.

Os cálculos de balanço de energia para a estimativa de evapotranspiração e de balanço hídrico no solo são realizados em cada URH de cada minibacia. A propagação de vazão no interior de cada minibacia é realizada de forma simplificada utilizando reservatórios lineares simples, representando separadamente o escoamento superficial, sub-superficial e subterrâneo. Na

rede de drenagem os cálculos de propagação da vazão são realizados utilizando o método de Muskingum-Cunge linear. Estes processos de cálculo estão descritos mais detalhadamente em Tucci e Collischonn (2001).

Para a elaboração do mapa de classes de resposta hidrológica foram combinados os dados de tipos de solos e de tipos de vegetação (ou uso da terra).

3.2.1 Subdivisão da bacia no modelo MGB-IPH

O modelo MGB-IPH é um modelo semi-distribuído, em que a bacia hidrográfica é subdividida em unidades espaciais menores. Existem três níveis de divisão no MGB-IPH: sub-bacias; mini-bacias e unidades de resposta hidrológica.

No primeiro nível de divisão a bacia é dividida em sub-bacias. A divisão da bacia em sub-bacias é realizada com base em critérios como: características geológicas; disponibilidade de dados em postos fluviométricos; localização de pontos de interesse. Tipicamente uma bacia hidrográfica de grande porte é dividida em um número de sub-bacias que vai de 5 a 30. Bacias muito homogêneas podem ser definidas com apenas uma sub-bacia, e bacias muito grandes e heterogêneas podem ser divididas em centenas de sub-bacias. A calibração dos parâmetros é realizada em sub-bacias, e, em função disso, quanto maior o número de sub-bacias, maior é a flexibilidade no processo de calibração.

Num segundo nível a bacia é dividida em pequenas unidades menores denominadas mini-bacias (Fan e Collischonn, 2014). A divisão da bacia em mini-bacias é realizada com base na análise de um Modelo Digital de Terreno (MDT), utilizando um conjunto de ferramentas de pré-processamento denominado IPH-Hydro Tools (Siqueira et al., 2016).

Para cada minibacia da rede de drenagem são obtidos atributos relevantes para a simulação hidrológica. Entre estes atributos estão a área de drenagem local da minibacia; área de drenagem total acumulada; comprimento do trecho de rio; declividade do trecho de rio; comprimento do maior afluente no interior da minibacia; declividade do maior afluente no interior da minibacia; e código do trecho de rio localizado a jusante. Todos estes atributos podem ser obtidos diretamente a partir de pré-processamento do MDT.

Além disso, num terceiro nível, é adotada uma divisão da bacia em um conjunto de Classes de Resposta Hidrológica (CRH), definidas, tipicamente, a partir da combinação de mapas de tipos de solos e mapas de tipos de vegetação, ou de classes de uso da terra.

A combinação das minibacias com as classes de resposta hidrológica (CRH) origina as Unidades de Resposta Hidrológica (URH), que são as regiões em que determinada CRH existe no interior de uma minibacia.

3.2.2 Balanço de água no solo e geração de escoamento no modelo MGB-IPH

Os cálculos de balanço de água no solo e de balanço de energia são feitos independentemente em cada URH das minibacias, utilizando suas características e parâmetros associados. Os processos verticais simulados pelo modelo MGB-IPH envolvem o balanço de água no solo, a interceptação, a percolação da água para o aquífero e o fluxo ascendente e a geração dos escoamentos superficial, sub-superficial e subterrâneo (Figura 5).

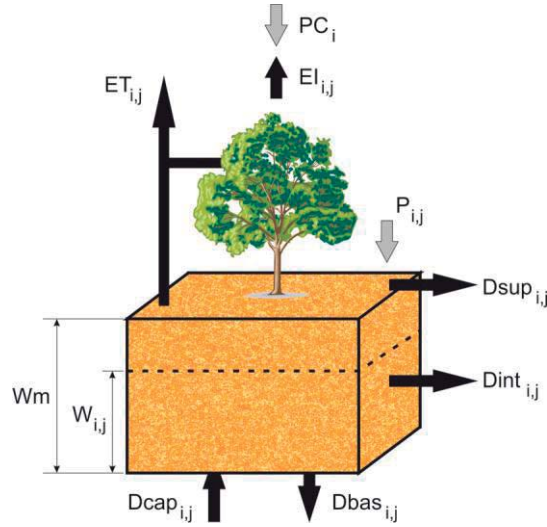


Figura 5. Ilustração das variáveis envolvidas no balanço de água no solo representado no modelo MGB-IPH.

Interceptação

A interceptação é o processo de retenção de água da chuva pela vegetação antes da sua chegada à superfície do solo. No modelo, esse processo é representado por um reservatório de volume máximo (S_{max}) dependente da densidade de vegetação que cobre o solo, a qual é indicada pelo Índice de Área Foliar (IAF). Este índice expressa a relação entre a área total das folhas da vegetação e a área superficial do solo e o seu valor depende do tipo de vegetação (menor que 1,0 em vegetação rasteira e 6,0 ou mais em florestas), podendo variar ao longo do ano em casos como o de culturas agrícolas. O valor de S_{max} do reservatório de interceptação é dado por:

$$S_{max_j} = \alpha \cdot IAF_j$$

Equação 1

sendo S_{max_j} e IAF_j o volume máximo de interceptação [mm] e o Índice de Área Foliar [$m \cdot m^{-1}$] da URH j de uma minibacia. O parâmetro da lâmina de interceptação α [mm] possui valor fixo e igual a 0,4 mm. No reservatório de interceptação, o balanço hídrico é dados pelas seguintes equações:

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

Equação 2

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

Equação 3

$$S_{i,j}^t = S_{i,j}^t - EI_{i,j}$$

Equação 4

$$EI_{i,j} = \min(S_{i,j}^t, EPI_{i,j})$$

Equação 5

onde $S_{i,j}$ [mm] é a lâmina de água interceptada na URH j da minibacia i ; PC_i [mm] é a precipitação no topo da cobertura vegetal em qualquer minibacia i ; $P_{i,j}$ é a precipitação sobre a camada superficial do solo na URH j da minibacia i ; $EI_{i,j}$ [mm] e $EPI_{i,j}$ [mm] são valores de evaporação real e potencial, respectivamente, da lâmina d'água interceptada na URH j da minibacia i . A evaporação potencial da lâmina d'água interceptada é calculada pela equação de Penman-Monteith com o parâmetro resistência superficial igual a zero. Os índices $t-1$, e t correspondem ao início e ao final do intervalo de tempo de cálculo, respectivamente.

Balanço hídrico na camada de solo

O balanço da água no solo, computado para cada URH j da minibacia i, é descrito pelo modelo através da equação a seguir:

$$W_{i,j}^t = W_{i,j}^{t-1} + (P_{i,j} - ET_{i,j} - D_{sup_{i,j}} - D_{int_{i,j}} - D_{bas_{i,j}} + D_{cap_{i,j}}) \quad \text{Equação 6}$$

onde $W_{i,j}$ [mm] é o armazenamento de água na camada superficial do solo na URH j da minibacia i; $P_{i,j}$ [mm] é a parcela da precipitação atinge a superfície do solo; $ET_{i,j}$ [mm] é a evapotranspiração da água no solo; $D_{sup_{i,j}}$ [mm] é o escoamento superficial; $D_{int_{i,j}}$ [mm] é o escoamento sub-superficial ou interno; $D_{sub_{i,j}}$ [mm] é o escoamento subterrâneo; $D_{cap_{i,j}}$ [mm] é o escoamento ascendente do aquífero para a camada superficial do solo.

Evapotranspiração

O modelo calcula a evapotranspiração através da equação de Penman-Monteith (Shuttleworth, 1993), a qual utiliza dados meteorológicos e parâmetros relativos às características aerodinâmicas e dos estômatos das plantas:

$$ET = \frac{f_c}{\lambda \cdot \rho_w} \left[\frac{\Delta \cdot (S_n - L_n - G) + \rho_a \cdot c_p \cdot \left(\frac{e_s - e_d}{r_a} \right)}{\Delta + \gamma \cdot \left(1 + \frac{r_s}{r_a} \right)} \right] \quad \text{Equação 7}$$

sendo: ET [mm.dia⁻¹] a taxa de evaporação da água; λ [MJ.kg⁻¹] o calor latente de vaporização; ρ_w [kg.m⁻³] a massa específica da água, igual a 1000 kg.m⁻³; Δ [kPa.°C⁻¹] o gradiente da pressão de saturação do vapor em relação à temperatura; S_n [MJ.m⁻².s⁻¹] a radiação líquida de onda curta; L_n [MJ.m⁻².s⁻¹] a radiação líquida de onda longa; G [MJ.m⁻².s⁻¹] o fluxo de energia para o solo; ρ_a [kg.m⁻³] a massa específica do ar; c_p [MJ.kg⁻¹. °C⁻¹] o calor específico do ar úmido, igual a 1,013.10⁻³ MJ.kg⁻¹. °C⁻¹; e_s [kPa] a pressão de saturação do vapor; e_d [kPa] a pressão do vapor; γ [kPa. °C⁻¹] a constante psicrométrica, igual a 0,66 kPa. °C⁻¹; r_a [s.m⁻¹] a resistência aerodinâmica; r_s [s.m⁻¹] a resistência superficial da vegetação; f_c um fator de conversão de unidades, igual a 3,6x10⁻⁶.

A energia disponível para a evapotranspiração é primeiramente utilizada para evaporar a água interceptada e o restante da energia, se ainda houver, fica disponível para atender a transpiração da vegetação. A evaporação potencial (EPI) é calculada utilizando a equação de Penman-Monteith considerando a resistência superficial (r_s) nula e a resistência aerodinâmica dependente da velocidade do vento e da altura média da vegetação.

Geração de escoamento superficial

O escoamento superficial gerado em cada URH é o escoamento direto efetivo, aquele que chega rapidamente à rede de drenagem. No modelo, considera-se que a ocorrência de escoamento superficial se dá apenas em áreas saturadas, as quais são variáveis em função do nível de saturação da bacia, seguindo um processo Dunneano. Para a geração desse escoamento utiliza-se uma relação probabilística entre umidade do solo e fração de área saturada (áreas onde a infiltração é nula):

$$X = 1 - \left(1 - \frac{W}{W_m} \right)^{\frac{b}{b+1}} \quad \text{Equação 8}$$

onde X é a fração da área que está saturada (adimensional); W [mm] o volume de água armazenada no solo; W_m [mm] é a capacidade máxima de armazenamento de água no solo; b

[-] um parâmetro do modelo associado à URH que define o grau de heterogeneidade da capacidade de armazenamento de água no solo.

O escoamento superficial D_{sup} entre dois passos de tempo consecutivos ($t-1$ e t) é obtido para cada URH j de uma minibacia i por:

$$D_{sup_{i,j}} = P_{i,j} \cdot \Delta t - (Wm_j - W_{i,j}^{t-1}) \quad \text{se } A \leq 0 \quad \text{Equação 9}$$

$$D_{sup_{i,j}} = P_{i,j} \cdot \Delta t - (Wm_j - W_{i,j}^{t-1}) + Wm_j \cdot A^{b_j+1} \quad \text{se } A > 0 \quad \text{Equação 10}$$

onde $P_{i,j}$ [mm] é a precipitação que chega à superfície do solo da URH j da minibacia i depois de considerar a interceptação; $D_{sup_{i,j}}$ [mm] é o escoamento superficial da URH j da minibacia i ; A é um limite dado pela expressão:

$$A = \left[\left(1 - \frac{W_{i,j}^{t-1}}{Wm_j} \right)^{\frac{b}{b_j+1}} - \frac{P_{i,j} \cdot \Delta t}{Wm_j \cdot (b_j + 1)} \right] \quad \text{Equação 11}$$

Escoamento sub-superficial

O escoamento sub-superficial é aquele mais lento que o superficial, porém mais rápido que o subterrâneo. Para descrever este escoamento o modelo utiliza uma equação não-linear com relação à umidade do solo que relaciona a condutividade hidráulica do solo com a sua textura. A equação é dada por:

$$D_{int_{i,j}} = K_{int_j} \cdot \left(\frac{W_{i,j}^{t-1} - Wz_j}{Wm_j - Wz_j} \right)^{3+\frac{2}{\lambda_j}} \quad \text{Equação 12}$$

onde $D_{int_{i,j}}$ [mm] o volume de escoamento sub-superficial na URH j da minibacia i ; K_{int_j} [mm.dia⁻¹] um parâmetro de drenagem sub-superficial; Wz_j [mm] o limite mínimo de armazenamento de água no solo a partir do qual haverá geração de escoamento superficial; λ_j [-] o índice de porosidade de solo.

Escoamento subterrâneo

O volume percolado ao aquífero é calculado por uma relação linear do volume de água armazenado no solo. Para cada intervalo de tempo, volume de escoamento subterrâneo $D_{bas_{i,j}}$ de cada URH j da minibacia i é obtido por:

$$D_{bas_{i,j}} = K_{bas_j} \cdot \left(\frac{W_{i,j}^{t-1} - Wc_j}{Wm_j - Wc_j} \right) \quad \text{Equação 13}$$

sendo Wc_j [mm] o limite mínimo de armazenamento de água no solo a partir do qual não há percolação; K_{bas_j} [mm] parâmetro que define a máxima percolação quando o solo está saturado.

Fluxo capilar ascendente

Em situações de stress hídrico, e em áreas onde a zona saturada do aquífero se encontra em baixas profundidades, pode ocorrer uma transferência de água do reservatório subterrâneo para a zona não saturada de solo. Este movimento ascendente ocorre por diferença de

potencial ou pela existência de vegetação com raízes profundas o suficiente para retirar água diretamente do aquífero. No modelo, esse fluxo ascendente é determinado por:

$$Dcap_{i,j} = \left(\frac{Wc_j - W_{i,j}^{t-1}}{Wc_j} \right) \cdot DMcap_j \quad \text{Equação 14}$$

sendo Wc_j [mm] o limite máximo de armazenamento de água no solo para haver fluxo ascendente; $DMcap_j$ [mm] o máximo fluxo ascendente no solo.

3.2.3 Representação do escoamento difuso

A propagação de vazão no interior de cada minibacia é realizada de forma simplificada utilizando reservatórios lineares simples, representando separadamente o escoamento superficial, sub-superficial e subterrâneo.

Os volumes armazenados nos três reservatórios são computados por:

$$Vsup_i^{t'} = Vsup_i^{t-1} + \sum_{j=1}^{N_{URH}} (1000 \cdot Dsup_{i,j} \cdot A_{i,j}) \quad \text{Equação 15}$$

$$Vint_i^{t'} = Vint_i^{t-1} + \sum_{j=1}^{N_{URH}} (1000 \cdot Dint_{i,j} \cdot A_{i,j}) \quad \text{Equação 16}$$

$$Vbas_i^{t'} = Vbas_i^{t-1} + \sum_{j=1}^{N_{URH}} (Dbas_{i,j} - Dcap_{i,j}) \cdot 1000 \cdot A_{i,j} \quad \text{Equação 17}$$

onde $Vsup_i$ [m³], $Vint_i$ [m³] e $Vbas_i$ [m³] os volumes nos reservatórios superficial, sub-superficial e subterrâneo, respectivamente, na minibacia i e A [km²] a área da URH j da minibacia i . O índice j indica o número da URH e N_{URH} é número de URHs existentes, ambos relacionados à minibacia i considerada.

A vazão de saída de cada reservatório com destino à rede de drenagem é computada como uma função linear do respectivo volume armazenado no reservatório e do tempo de concentração da minibacia. As equações que estimam as vazões de saídas são:

$$Qsup_i = \frac{1}{TKS_i} Vsup_i^{t'} \quad \text{Equação 18}$$

$$Qint_i = \frac{1}{TKI_i} Vint_i^{t'} \quad \text{Equação 19}$$

$$Qbas_i = \frac{1}{TKB_i} Vbas_i^{t'} \quad , \quad \text{com } TKB = CB * 3600 \quad \text{Equação 20}$$

onde $Qsup_i$ [m³.s⁻¹], $Qint_i$ [m³.s⁻¹] e $Qsub_i$ [m³.s⁻¹] são as vazões de saídas dos reservatórios superficial, sub-superficial e subterrâneo, respectivamente, na minibacia i ; TKS_i [s], TKI_i [s] e TKB_i [s] os tempos de retardo dos reservatórios superficial, sub-superficial e subterrâneo, respectivamente, na minibacia i ; CB [horas] um parâmetro calibrável que controla o retardo do

escoamento subterrâneo na minibacia e pode ser pré-estimado a partir dos dados de recessão dos hidrogramas.

Os valores de TKS e TKI são obtidos em função do tempo de concentração T_{ci} [s] da minibacia e controlados pelos parâmetros calibráveis CS [-] e CI [-]:

$$TKS_i = CS \cdot T_{ci} \quad \text{Equação 21}$$

$$TKI_i = CI \cdot T_{ci} \quad \text{Equação 22}$$

O tempo de concentração T_{ci} [s] da minibacia i calculado pela fórmula de Kirpich:

$$T_{ci} = a \frac{L_i^b}{S_i^c} \quad \text{Equação 23}$$

sendo L_i [km] e S_i [m.m^{-1}] o comprimento e a declividade, respectivamente, do maior afluente do rio principal localizado na minibacia i . Os índices a , b e c são fixos com valores iguais a 239,04, 0,77 e 0,385, respectivamente.

Finalmente, a vazão Q_{mini_i} [$\text{m}^3.\text{s}^{-1}$] que chega ao trecho de rio da minibacia é o somatório das vazões dos escoamentos superficial, sub-superficial e subterrâneo:

$$Q_{mini_i} = Q_{sup_i} + Q_{int_i} + Q_{bas_i} \quad \text{Equação 24}$$

3.2.4 Representação do escoamento na rede de drenagem

Na versão atual o modelo MGB-IPH disponibiliza dois métodos para os cálculos de propagação de vazões na rede de drenagem: método Muskingum-Cunge e método inercial. O método Muskingum-Cunge é adequado em rios com declividade relativamente alta (maior do que 20 cm/km, aproximadamente), em que não existem grandes áreas inundáveis e não existe efeito de remanso. O método inercial é mais adequado para rios de baixa declividade, em regiões com grandes áreas inundáveis e com possíveis efeitos de remanso.

Além desses dois métodos, uma versão do MGB-IPH aplicado na bacia Amazônica utilizou um método hidrodinâmico completo (solução das equações de Saint-Venant completas), conforme descrito em Paiva et al. (2011) e Paiva et al. (2013).

Na Bacia do Alto Paraguai foi utilizado o método inercial para propagação de vazões, e, por esse motivo, esse método é descrito mais detalhadamente a seguir.

Método inercial de propagação de vazões

O método inercial de propagação de vazões está baseado numa solução das equações de Saint-Venant em que o termo de inércia advectiva é desprezado. Essa simplificação é válida porque esse termo tem um peso muito inferior aos demais termos na maior parte das aplicações.

O método de propagação inercial para representação do escoamento unidimensional em rios e canais foi avaliado por Fan et al. (2014b) e Monteiro et al. (2015), mostrando resultados quase idênticos aos obtidos com o modelo HEC-RAS, que resolve as equações completas de Saint-Venant.

O método inercial resolve as equações de Saint-Venant simplificadas, apresentadas a seguir.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial h}{\partial x} - gAS_0 + gAS_f = 0 \quad \text{Equação 25}$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{Equação 26}$$

onde Q é a vazão; A é a área da seção transversal ao escoamento; x é a distância no sentido longitudinal; t é o tempo; e q é a vazão por unidade de largura de contribuição lateral, h é a profundidade do rio, S₀ é a declividade do fundo do rio; S_f representa a perda de energia por atrito com o fundo e as margens; g é aceleração da gravidade.

Para resolver as equações simplificadas de Saint-Venant no método inercial foi adaptado para uma versão unidimensional o esquema numérico inicialmente proposto para escoamento bidimensional descrito por Bates et al. (2010).

No método inercial um rio é dividido em trechos de comprimento relativamente constante, da ordem de 1 a 15 km, e a equação da continuidade é aplicada aos trechos de rio, com as variáveis nível da água e profundidade definidas no centro do trecho. A equação dinâmica, por outro lado, é aplicada na interface entre dois trechos adjacentes, e a variável vazão é definida nesta interface.

Para cada trecho de rio é definida, na etapa de pré-processamento, a bacia de contribuição imediata, com base nos dados do MDT (Modelo Digital de Terreno).

Aproximando as derivadas por diferenças finitas, a equação da continuidade é:

$$\frac{V^{t+\Delta t} - V^t}{\Delta t} = Q_l^t + \left(\sum Q_u^t \right) - Q_d^t \quad \text{Equação 27}$$

onde V (m³) é o volume de água armazenado em um trecho de rio; t é o tempo (s); Q_l é o aporte de vazão originado na minibacia imediatamente conectada ao trecho (m³.s⁻¹); Q_u é a vazão que chega do trecho de rio localizado imediatamente a montante (o somatório na equação indica que pode haver mais de um trecho localizado a montante); e Q_d é a vazão que segue para o trecho de rio localizado a jusante (m³.s⁻¹).

Adotando o esquema numérico descrito por Bates et al. (2010), utilizando a formula de Manning para estimar o termo S_f, e rearranjando os demais termos, a equação dinâmica pode ser reescrita como:

$$Q_d^{t+\Delta t} = \left(\frac{\left((Q_d^t) - g \cdot A^t \cdot \Delta t \cdot (S_w) \right)}{\left(1 + \frac{g \cdot \Delta t \cdot (|Q_d^t|) \cdot n^2}{A^t \cdot (R^t)^{4/3}} \right)} \right) \quad \text{Equação 28}$$

onde Q_d é a vazão escoando para o próximo trecho; A é a área da seção transversal (m²); g é a aceleração da gravidade (m.s⁻²); R é o raio hidráulico (m); S_w é a declividade da linha da água entre dois trechos de rio (adimensional); n é o coeficiente de rugosidade de Manning; Δt é o intervalo de tempo de cálculo (s); e os índices t e t+Δt representam o instante de tempo atual e futuro, respectivamente.

A partir de uma condição inicial, em que o nível da água é considerado conhecido em todos os trechos, as equações dinâmica e da continuidade são aplicadas sucessivamente. Primeiramente é obtida a vazão nas interfaces entre todos os trechos, utilizando a equação dinâmica. Posteriormente a equação da continuidade é aplicada, permitindo obter o volume armazenado em cada trecho ao final do intervalo de tempo. Este volume é utilizado então para estimar o nível da água, a cada intervalo de tempo, através da interpolação de uma tabela que relaciona o nível com o volume em cada trecho. Essa tabela é criada na etapa de pré-processamento, a partir de dados do MDT e a partir de estimativas da forma da seção transversal, conforme Pontes et al. (2015).

O esquema numérico adotado é explícito, e, por isso, está sujeito a uma restrição do tamanho do intervalo de tempo adotado, para evitar instabilidade numérica. Na escolha do valor de Δt , deve ser respeitada a condição de Courant-Friedrichs-Levy (CFL). Maiores detalhes sobre o método inercial de propagação de vazões podem ser encontrados nos trabalhos de Fan et al. (2014); Monteiro et al. (2015); Pontes et al. (2015) e Pontes et al. (2017).

Método Muskingum-Cunge de propagação de vazões

O método Muskingum-Cunge relaciona a vazão de saída de um trecho de rio em um intervalo de tempo qualquer, às vazões de entrada e saída no intervalo de tempo anterior e à vazão de entrada no intervalo atual.

Os parâmetros do modelo Muskingum-Cunge são calculados com base nos dados de comprimento, declividade, rugosidade e largura média dos trechos de rio. O intervalo de tempo diário utilizado no modelo é sub-dividido em intervalos menores durante a propagação por Muskingum-Cunge na rede de drenagem.

$$Q_d^{t+\Delta t} = C_1 Q_u^t + C_2 Q_u^{t+\Delta t} + C_3 Q_d^t \quad \text{Equação 29}$$

onde Q_d é a vazão que segue para o trecho de jusante e Q_u é a vazão que vem de montante. As constantes C_1 , C_2 e C_3 são relacionadas às características do rio, conforme descrito em Collischonn e Dornelles (2013).

3.2.5 Dados utilizados no modelo MGB-IPH

O modelo hidrológico MGB-IPH utiliza dois tipos de dados: séries temporais de variáveis hidrometeorológicas e dados de características geográficas como relevo e vegetação. Os próximos sub-itens descrevem as características dos dados normalmente utilizados no modelo.

Precipitação

Os dados de precipitação são utilizados nas etapas de calibração, verificação e aplicação do modelo. Para os cálculos de balanço hídrico do modelo hidrológico são necessários dados de precipitação em intervalo de tempo diário em todas as mini-bacias. Tipicamente estes dados são obtidos a partir da interpolação espacial dos dados disponíveis em postos pluviométricos.

A interpolação dos dados de precipitação é realizada a cada intervalo de tempo (dia) considerando os dados dos postos pluviométricos sem falha naquele mesmo dia, utilizando o método de interpolação ponderada pelo inverso da distância.

Em alguns casos, em bacias com pouco monitoramento pluviométrico, podem ser utilizados também estimativas de chuva obtidas a partir de satélites, ou estimativas baseadas na

combinação entre observações nos postos pluviométricos com informações de satélite (Quiroz e Collischonn, 2015).

Nível da água

Dados observados de nível da água em postos fluviométricos podem ser utilizados como informação auxiliar na etapa de calibração e verificação do modelo hidrológico. Estes dados podem ser especialmente úteis em locais onde não é possível estimar a vazão com base em uma curva-chave, como lagos e estuários, por exemplo (Lopes et al., 2015).

Vazão observada em postos fluviométricos

Os dados de vazão observada em postos fluviométricos são os dados mais importantes para calibração e verificação do modelo MGB-IPH. Estes dados são tipicamente obtidos de postos fluviométricos.

Em geral são utilizados dados de vazão oriundos do banco de dados Hidroweb, mantido pela Agência Nacional de Águas (ANA).

Vazão natural

No Brasil, o termo vazão natural tem sido utilizado para identificar a vazão que ocorreria em uma seção do rio, se não houvesse as ações antrópicas na sua bacia contribuinte, tais como regularizações de vazões realizadas por reservatórios, desvios de água, evaporações em reservatórios e usos consuntivos (irrigação, criação animal e abastecimentos urbano, rural e industrial).

A vazão natural é estimada por meio de um processo de reconstituição, que considera a vazão observada no local e as informações relativas às ações antrópicas na bacia.

A estimativa de vazões naturais em aproveitamentos hidrelétricos no Brasil têm sido feita pelo Operador Nacional do Sistema (ONS), em conjunto com órgãos como Agência Nacional de Águas (ANA), Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL), e outros.

No modelo MGB-IPH a vazão natural é utilizada para calibração e verificação em locais onde as séries de vazão observadas em postos fluviométricos estão perturbadas por processos antrópicos, como regularização de vazão ou significativa extração de água para usos consuntivos.

Outros dados meteorológicos

Além dos dados de precipitação, o modelo MGB-IPH utiliza outros dados de estações meteorológicas para a estimativa de evapotranspiração. Os outros dados meteorológicos utilizados são: temperatura do ar, umidade relativa do ar, radiação solar, velocidade do vento e pressão atmosférica.

Estes dados são utilizados para estimar a evapotranspiração através do método de Penman-Monteith, conforme descrito em Collischonn e Tucci (2001).

No Brasil, os dados de temperatura do ar, umidade relativa do ar, radiação solar, velocidade do vento e pressão atmosférica são obtidos, tipicamente, de estações de monitoramento do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), e podem ser obtidos em intervalo de tempo diário, ou até horário. Entretanto, em muitas aplicações é possível adotar dados de normais climatológicas, que apresentam estimativas de valores médios mensais das mesmas variáveis.

Quando são utilizados dados de normais climatológicas das variáveis necessárias para calcular a evapotranspiração no modelo MGB-IPH, os eventos mais extremos de seca e cheia tendem a ser subestimados, de acordo com uma avaliação realizada por Colossi et al. (2015), mas as diferenças são relativamente pequenas.

Modelo digital de terreno

Uma aplicação do modelo MGB-IPH em geral inicia pelo pré-processamento dos dados de um Modelo Digital de Terreno (MDT). Os dados de topografia normalmente usados para geração de informações necessárias para o uso do modelo MGB-IPH são provenientes do MDT da missão SRTM (Shuttle Radar Topography Mission - FARR et al., 2007). O MDT do SRTM tem uma resolução de 30 m ou 90 m (há duas versões), e cobre a maior parte dos continentes.

O MDT é utilizado para definir os contornos da bacia a ser simulada, para dividir a bacia em sub-bacias e para dividir a bacia em mini-bacias. Além disso, os dados do MDT servem para estimar, em cada mini-bacia, alguns atributos necessários para os cálculos de propagação de vazão, como o comprimento e a declividade de trechos de rios e a área de drenagem. Além disso, o MDT é utilizado também para gerar, em cada mini-bacia, uma tabela cota-volume, que é uma informação necessário para o método de propagação de vazões inercial.

A etapa de pré-processamento do MDT para uma aplicação do modelo MGB-IPH é realizada utilizando o software IPH Hydro Tools (Siqueira et al., 2016; Jardim et al., 2015).

Tipos de vegetação e uso da terra

Mapas com classes de vegetação e tipos de usos da terra são utilizados no modelo MGB-IPH para compor, juntamente com os tipos de solos, as classes de resposta hidrológica. Posteriormente, na aplicação do modelo MGB-IPH alguns parâmetros, fortemente relacionados com o tipo de vegetação e cobertura vegetal, são associados a estas classes de resposta hidrológica.

Os parâmetros do modelo MGB-IPH que estão relacionados aos tipos de vegetação e classes de uso da terra são: Índice de Área Foliar (IAF); altura média da vegetação; resistência superficial em boas condições de umidade do solo; e albedo. O Índice de Área Foliar (IAF) influencia a interceptação de água da chuva. O albedo influencia a quantidade de energia solar que é absorvida e fica disponível para evapotranspiração. A resistência superficial e a altura média da vegetação também intervêm no processo de evapotranspiração.

Tipos de solos

Mapas de tipos de solos são utilizados no modelo MGB-IPH para compor, juntamente com os mapas de vegetação e uso da terra, as classes de resposta hidrológica. Posteriormente, no modelo MGB-IPH alguns parâmetros são associados às classes de resposta hidrológica, de acordo com o tipo de solo.

Os parâmetros do modelo MGB-IPH mais relacionados aos tipos de solos são a capacidade de armazenamento do solo (W_m) e a condutividade hidráulica para estimar o fluxo de vazão de base (K_{bas}).

Características de seções transversais

Para os cálculos de propagação de vazão na rede de drenagem é necessário conhecer as características das seções transversais dos rios. Por simplicidade, considera-se, em geral, que as seções transversais são retangulares, e que a largura e profundidade podem ser estimadas por curvas empíricas que relacionam estas variáveis com a área de drenagem. Eventualmente,

entretanto, a largura da seção transversal pode ser obtida por levantamentos no campo, ou imagens de satélite.

No caso do modelo inercial, a informação da seção transversal é complementada por uma curva hipsométrica para cada mini-bacia, obtida na etapa de pré-processamento do MDT.

Outros dados utilizados para verificação do modelo MGB-IPH

Em algumas aplicações alguns dados não convencionais podem ser utilizados para a calibração e verificação do modelo MGB-IPH.

Este é o caso de estimativas de armazenamento de água obtidas por sensoriamento remoto, como é o caso do satélite GRACE, utilizado na validação do modelo MGB-IPH na Amazônia, por exemplo (Paiva et al., 2013).

Os resultados de umidade do solo calculada no modelo MGB-IPH também já foram comparados com estimativas de umidade obtida por sensoriamento remoto (Colossi et al., 2017).

Outras fontes de sensoriamento remoto que já foram utilizadas para a verificação do modelo MGB-IPH são áreas inundadas e estimativas do nível da água obtidas por satélite (Paiva et al., 2013; Fleischmann et al., 2017).

3.2.7 Método de calibração de parâmetros no modelo MGB-IPH

A calibração é uma etapa da aplicação do modelo hidrológico em que o modelo é aplicado repetidamente e seus resultados são comparados aos resultados observados em postos fluviométricos em diferentes pontos da bacia.

A cada nova simulação, alguns parâmetros do modelo têm seus valores modificados, e o desempenho do modelo é avaliado em termos da sua capacidade de reproduzir as séries de vazão e nível observadas em diferentes locais.

Existem dois tipos de parâmetros no modelo MGB-IPH. Os parâmetros considerados na calibração são chamados parâmetros calibráveis. Os parâmetros não considerados na calibração são considerados parâmetros fixos, ou não calibráveis.

A calibração pode ser realizada de forma manual, em que o usuário do modelo utiliza sua experiência anterior e seu conhecimento dos processos representados pelo modelo, ou de forma automática, em que o usuário explora a capacidade do computador para realizar milhares de simulações seguindo um processo de otimização.

Os itens que seguem descrevem os parâmetros do modelo e os métodos normalmente adotados para a calibração do modelo.

Parâmetros não calibráveis

Os parâmetros não calibráveis do modelo hidrológico são utilizados no cálculo da evapotranspiração pelo método de Penman-Monteith, estando assim associados com a vegetação existente em cada Classe de Resposta Hidrológica (CRH). Eles não são alterados no processo de calibração, e por este motivo são denominados parâmetros fixos, embora tenham valores que podem variar ao longo do ano. Tipicamente são adotados, para cada mês do ano, valores sugeridos na literatura, de acordo com a vegetação.

A descrição dos parâmetros não calibráveis do modelo MGB-IPH está apresentada na Tabela 2.

Tabela 2: Descrição dos parâmetros não calibráveis do modelo MGB-IPH

Parâmetro Fixo	Descrição
Índice de Área Foliar (IAF) (adimensional)	O IAF expressa a relação entre a área das folhas de todas as plantas e da área de uma parcela de solo. É um parâmetro adimensional ($m^2.m^{-2}$) e que, em geral, pode ser medido ou estimado a partir de informações na bibliografia.
Albedo (adimensional)	O albedo é a parcela da radiação solar que é refletida ao atingir a superfície do solo, considerando sua cobertura vegetal.
Resistência Superficial ($s.m^{-1}$)	A resistência superficial representa a resistência ao fluxo de umidade do solo, através das plantas, até a atmosfera. Esta resistência é diferente para os diversos tipos de plantas e depende de variáveis ambientais como a umidade do solo, a temperatura do ar e a radiação recebida pela planta.
Altura do Dossel (m)	A altura média da vegetação é utilizada no modelo hidrológico para estimar a resistência aerodinâmica, que atua no controle da evapotranspiração. Quanto maior a resistência aerodinâmica, menor é o fluxo de evapotranspiração. A resistência aerodinâmica é considerada menor em florestas, onde a altura média da vegetação é maior e intensifica a turbulência do vento.

Parâmetros calibráveis

Os parâmetros calibráveis do modelo hidrológico MGB-IPH estão relacionados ao balanço de água no solo e ao transporte de água difuso (antes de chegar à rede de drenagem).

A Tabela 3 apresenta os parâmetros calibráveis do modelo MGB-IPH, juntamente com uma descrição de seu significado físico.

Tabela 3: Descrição dos parâmetros calibráveis do modelo MGB-IPH.

Parâmetro Calibrável	Descrição
Wm	Capacidade de armazenamento média máxima de água no solo (mm)
b	Parâmetro empírico que define a forma da relação entre armazenamento e saturação do solo, associado à variabilidade da capacidade de armazenamento do solo em torno do valor Wm (adimensional).
Kbas	Condutividade hidráulica do solo para o aquífero em condição de saturação (mm.dia ⁻¹). Valores mais altos implicam em maior recarga dos aquíferos e maior escoamento de base.
Kint	Condutividade hidráulica do solo relativa ao fluxo intermediário ou sub-superficial (mm.dia ⁻¹).
CAP	Parâmetro de fluxo capilar ascendente máximo. Controla a possibilidade de retorno de água do aquífero para a camada de solo (mm.dia ⁻¹).
C _s	Parâmetro multiplicativo do tempo de retardo superficial (adimensional). Utilizado para corrigir a estimativa de tempo de concentração obtida por Kirpich nas minibacias.
C _i	Parâmetro multiplicativo do tempo de retardo superficial (adimensional).
C _b	Tempo de retardo do reservatório subterrâneo (horas).

Medidas de desempenho

As medidas de desempenho consideradas foram: o coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe das vazões simuladas e observadas (ENS); o coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe dos logaritmos das vazões simuladas e observadas (ENSLog); o erro relativo de volume total dos hidrogramas (ΔV) e o coeficiente de Kling e Gupta (KGE).

$$ENS = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (QC_i - QO_i)^2}{\sum_{i=1}^N (QO_i - QOm)^2} \quad \text{Equação 30}$$

$$ENSLog = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (\log(QC_i) - \log(QO_i))^2}{\sum_{i=1}^N (\log(QO_i) - \log(QOmLog))^2} \quad \text{Equação 31}$$

$$\Delta V = \frac{\sum_{i=1}^N QC_i - \sum_{i=1}^N QO_i}{\sum_{i=1}^N QO_i} \quad \text{Equação 32}$$

$$KGE = 1 - \sqrt{(r - 1)^2 + (\beta - 1)^2 + (\gamma - 1)^2} \quad \text{Equação 33}$$

onde QC_i é a vazão calculada num intervalo de tempo i ; QO_i é a vazão observada neste mesmo intervalo de tempo; N é o número de intervalos de tempo; QOm é a média das vazões observadas no período de N intervalos de tempo; $QOmLog$ é a média dos logaritmos das vazões observadas no período de N intervalos de tempo; r é o coeficiente de correlação de Pearson entre vazões observadas e calculadas; β é a relação entre a vazão média calculada e a vazão média observada; e γ é a relação entre o coeficiente de variação de vazões calculadas e o coeficiente de variação de vazões observadas.

O erro relativo de volume (ΔV) é uma forma de avaliar se existe um desvio sistemático de superestimativa ou subestimativa da vazão. O erro relativo de volume é adimensional, mas pode ser apresentado em termos percentuais. Um erro relativo de -20%, por exemplo, indica que o modelo hidrológico gera, ao longo de todo o período de simulação, uma vazão média 20% inferior à vazão observada. Idealmente os erros de volume deveriam se manter numa faixa de -10% a +10%, que pode ser considerada razoável em função das incertezas dos próprios dados medidos.

O coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe é uma forma de medir o quanto o modelo utilizado é melhor do que um modelo alternativo, cuja vazão calculada é sempre igual à média de longo termo. O valor é adimensional e pode variar entre menos infinito e 1. Valores positivos indicam que o modelo utilizado é melhor que o modelo alternativo. Valores negativos indicam que o modelo utilizado é pior que o modelo alternativo. Valores próximos de 1 indicam que o desempenho do modelo utilizado é bastante superior ao desempenho do modelo alternativo. Valores próximos de zero indicam que o modelo utilizado é tão ruim quanto o modelo alternativo. Em geral, valores do coeficiente de Nash-Sutcliffe acima de 0,7 são considerados satisfatórios.

Um dos problemas do coeficiente de Nash-Sutcliffe é que essa métrica tem a tendência de dar mais valor a erros nos picos das vazões. Desta forma, ajustar o modelo apenas com o objetivo de maximizar o coeficiente de Nash-Sutcliffe pode resultar em um mau ajuste nos períodos de recessão, quando a vazão é mais baixa.

O coeficiente de Nash-Sutcliffe pode ser utilizado com os dados de vazão ou com os dados de vazão transformados por algum procedimento, como a raiz quadrada, ou os logaritmos. O objetivo de calcular o coeficiente de eficiência usando os logaritmos das vazões é que desta forma se obtém uma medida de desempenho menos sensível aos picos e mais sensível aos períodos de recessão de vazão. Da mesma forma que o coeficiente de Nash-Sutcliffe das vazões, o coeficiente de Nash-Sutcliffe dos logaritmos das vazões tem um valor adimensional que pode variar entre menos infinito e 1.

O KGE tem três componentes que representam o viés, a correlação e uma medida de variabilidade. O valor do KGE é adimensional e pode variar entre menos infinito e 1.

Calibração manual de parâmetros

A calibração manual de parâmetros é um processo iterativo, de tentativa e erro, em que o usuário executa inúmeras simulações e altera os valores dos parâmetros do modelo a cada nova tentativa (simulação). A cada simulação, o usuário avalia os resultados obtidos através de comparação visual dos hidrogramas e através da análise de valores de medidas de desempenho quantitativas. O processo é iterativo e prossegue até que o usuário encontre um conjunto de parâmetros que, conforme sua percepção, leve aos resultados mais apropriados para o processo simulado.

Uma vantagem da calibração manual é permitir ao usuário agregar ao processo de calibração sua experiência e conhecimento sobre o modelo hidrológico. A desvantagem é que o processo pode ser trabalhoso, exigindo centenas ou milhares de iterações.

Outra vantagem é que no processo de calibração manual o usuário normalmente analisa, ao mesmo tempo, múltiplos aspectos que caracterizam um bom ajuste de hidrogramas calculados e observados. Um usuário experiente pode avaliar de forma relativamente rápida, ainda que qualitativamente, o desempenho do modelo na reprodução de vazões mínimas, médias, a

forma do hidrograma calculado, e o ajuste dos picos de cheias em termos de valor máximo, volume, forma e tempo de ocorrência.

Calibração automática de parâmetros

Os métodos de calibração automática são métodos de otimização que se baseiam na utilização intensiva de computadores para encontrar os valores de parâmetros de modelos hidrológicos.

O modelo MGB-IPH conta com uma rotina de calibração automática multiobjectivo (MOCOM-UA), desenvolvida por Yapó et al. (1998) e adaptada por Collischonn e Tucci (2003) e Bravo et al. (2009). A calibração automática não é sempre necessária, porém, quando utilizada, pode reduzir o esforço do usuário na fase de ajuste dos parâmetros do modelo.

Na calibração automática do modelo MGB-IPH o método MOCOM-UA é aplicado buscando otimizar, ao mesmo tempo, três funções objetivo. Essas funções objetivo podem ser três das métricas descritas no item 3.7.3.

Maiores detalhes sobre o método de calibração MOCOM-UA são apresentados por Collischonn e Tucci (2003) e Collischonn e Tucci (2005).

3.3 O modelo SIRIPLAN

O modelo SIRIPLAN é um Sistema de Simulação de Rios e Planícies de inundações composto pela combinação de dois modelos de simulação hidrológica: um modelo de escoamento unidimensional (1D) aplicado aos canais principais da rede de drenagem e um modelo bidimensional (2D) para a simulação da inundação das planícies (Figura 6). Esse sistema SIRIPLAN foi desenvolvido por Paz (2010) e está apresentado em Paz et al. (2010) e também em Paz et al. (2011), Paz et al. (2014) e Paz et al. (2013), com aplicações à Bacia Hidrográfica do Alto Paraguai.

O acoplamento de modelos 1D/2D no SIRIPLAN é auxiliado por um módulo para as trocas de vazão entre canais e planícies, havendo também um módulo específico para representar o balanço hídrico vertical na planície (precipitação, evapotranspiração e infiltração).

Enquanto o nível da água está baixo, o escoamento está confinado ao canal principal e o modelo 1D propaga as vazões ao longo da rede de canais principais. Quando o nível da água sobe, ocorre o transbordamento de água do canal principal para a planície. Elementos do modelo de planície 2D conectados ao canal principal nos pontos específicos de extravasamento são inundados. Paralelamente, o módulo de balanço vertical simula a entrada de água na planície por meio de precipitação e a perda de água através de evapotranspiração. O acúmulo de água decorrente do balanço vertical também inunda elementos da planície. O escoamento pela planície é simulado pelo modelo 2D, em função da elevação do terreno (topografia), rugosidade e da diferença de níveis de água entre os elementos.

O escoamento sobre a planície segue ao longo dos elementos do modelo 2D de forma independente do escoamento do canal principal. Mesmo durante as cheias, o modelo 1D continua simulando apenas o escoamento ao longo dos canais principais, contabilizando as vazões trocadas com a planície sob a forma de vazões laterais.

A contribuição de bacias hidrográficas a montante da região simulada pelo SIRIPLAN pode ser considerada como condição de contorno do modelo 1D, seja com dados observados ou através

do acoplamento off-line de um modelo hidrológico chuva-vazão, como o modelo MGB-IPH, por exemplo. Assim, o modelo chuva-vazão não integra a estrutura do SIRIPLAN, mas os resultados das simulações de modelos chuva-vazão nas áreas contribuintes ao domínio de estudo com o SIRIPLAN podem ser usados como condições de contorno do tipo vazões afluentes.

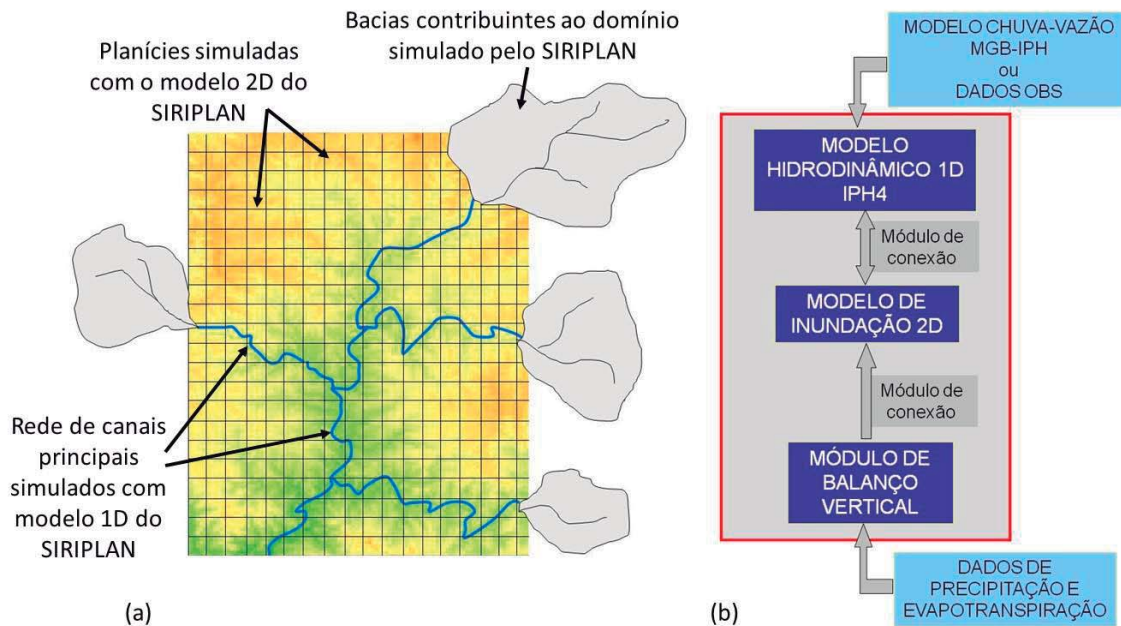


Figura 6. (a) Esquema de acoplamento entre modelo hidrológico chuva-vazão aos modelos de escoamento 1D e 2D que integram o SIRIPLAN; (b) Visão geral dos modelos e módulos da estrutura do SIRIPLAN. Fonte: Adaptado de Paz et al. (2013) e Paz et al. (2010).

3.3.1 Representação do escoamento na rede de canais principais

No SIRIPLAN, o escoamento nos canais principais dos rios é simulado com o modelo hidrodinâmico unidimensional IPH4, desenvolvido no Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (IPH-UFRGS) e apresentado em Tucci (1978). Tal modelo resolve as equações completas de De Saint Venant (Equação 34 e Equação 35) usando um método de diferenças finitas, com um esquema implícito resolvido por um processo de eliminação de Gauss modificado (Tucci, 1998; Tucci, 1978).

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{b} \frac{\partial Q}{\partial x} = q_{cp} \quad \text{Equação 34}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gA(S_f - S_0) = 0 \quad \text{Equação 35}$$

sendo q_{cp} a vazão lateral trocada entre canal e planície, expressa em vazão por unidade de comprimento.

As vazões trocadas com a planície são tratadas como contribuição lateral na equação da continuidade (termo q_{cp} na Equação 34). A contribuição lateral por unidade de comprimento de um determinado trecho é calculada como a soma das vazões laterais trocadas com a planície em todos os pontos do trecho dividida pelo comprimento do trecho (Equação 36).

$$q_{cp} = \frac{\sum_{pc=1}^{npc} q_{cp}}{L}$$

onde: q_{cp} é a vazão lateral trocada entre canal e planície em um determinado ponto de conexão (pc) de um trecho de rio de comprimento L, onde existem npc pontos de conexão canal-planície.

No modelo IPH4, o canal principal é discretizado em trechos de acordo com a topologia e geomorfologia da rede de drenagem, a disponibilidade de dados de seções transversais e o interesse do estudo. Para sistemas de drenagem de grande escala, é comum a escassez de dados de seções transversais, sendo necessária a interpolação entre duas seções com dados disponíveis para a geração de seções intermediárias. Como o escoamento simulado é apenas no canal principal, as seções transversais representadas no modelo 1D se restringem à região definida pela transição entre canal e planície em cada margem (Figura 7).

Tais seções transversais são representadas sob a forma de tabelas que discretizam o perfil em pontos com informação de cota, área, raio hidráulico e largura. Para cada trecho da discretização da rede de drenagem, devem ser fornecidos também o comprimento e a declividade do rio. O coeficiente de rugosidade de Manning e o coeficiente de Boussinesq, utilizado para corrigir o efeito da variabilidade da velocidade na seção (Tucci, 1998; Chow, 1959), também podem ser definidos com valores específicos para cada trecho. O coeficiente de Manning pode ainda variar ao longo da simulação em função da cota do nível da água em cada seção.

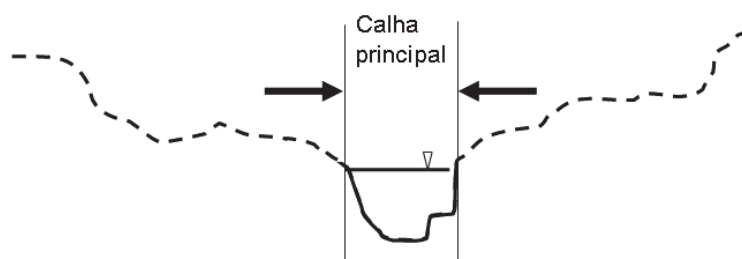


Figura 7. Representação da seção transversal restrita à calha principal no modelo hidrodinâmico 1D que compõe o SIRIPLAN (Fonte: Paz, 2010).

As condições iniciais de simulação do modelo hidrodinâmico 1D, ou seja, os valores de nível e vazão em todas as seções transversais, podem ser fornecidas ou calculadas por remanso com aproximação de regime permanente (Tucci, 1998). Como condição de contorno, é possível definir vazões, níveis ou profundidades constantes ou variáveis ao longo do tempo, bem como é possível usar uma condição do tipo curva-chave ou a equação de Manning para relacionar nível e vazão.

Nas confluências, o modelo IPH4 considera a existência de condição de contorno interna, adotando nível constante entre as três seções que compõem a confluência e a vazão de jusante sendo dada pela soma das vazões de montante. Entretanto, é possível considerar uma

perda de carga ou energia cinética nas confluências pela introdução de um coeficiente específico.

3.3.2 Representação do escoamento nas planícies de inundação

Para a simulação do escoamento nas planícies de inundação o SIRIPLAN emprega um modelo 2D que segue em linhas gerais as formulações do modelo LISFLOOD-FP (Bates e De Roo, 2000; Horritt e Bates, 2001), com variações principalmente quanto às trocas de água entre elementos da planície e entre planície e canal principal, a consideração de armazenamento de água no solo e a consideração de perdas/ganhos devido aos processos verticais de precipitação e evapotranspiração.

Discretização da planície

No modelo 2D, a planície é discretizada em uma grade de elementos retangulares interconectados, abrangendo toda a região de interesse. O tamanho dos elementos da grade é definido procurando equilibrar o custo computacional resultante com o nível de detalhamento da planície. Nas aplicações anteriores do SIRIPLAN (e.g. Paz et al., 2010), foi adotada uma grade de aproximadamente 2 km de resolução espacial. É adotado um sistema de coordenadas geográficas (latitude-longitude), de forma que as dimensões dos elementos da grade são constantes em unidades de graus, mas variáveis quando consideradas unidades planas (metros, quilômetros, etc) conforme a latitude que se encontra cada elemento. Todos os elementos da planície internos à área simulada são numerados sequencialmente ao longo da grade, para posteriormente compor a topologia do sistema completo.

Cada elemento pode trocar volumes de água com os quatro vizinhos ortogonais (Figura 8-a) e aqueles elementos diretamente conectados aos canais principais (elementos em cinza escuro na Figura 8-b) trocam vazões com os canais principais simulados pelo modelo 1D. Em cada elemento da planície, é simulado o balanço vertical (Figura 8-c).

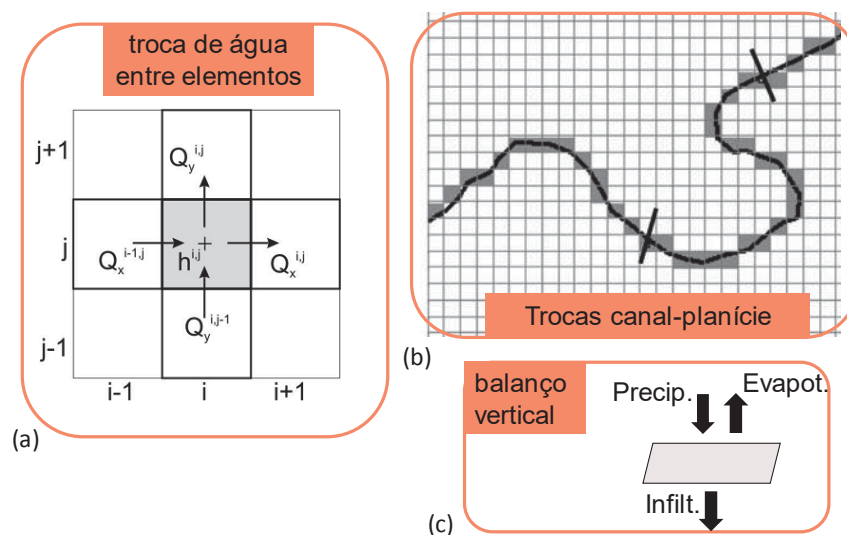


Figura 8. Discretização e conectividade entre elementos do modelo 2D (a) e entre elementos do modelo 2D e trechos dos canais principais (b); balanço vertical em um elemento do modelo 2D (c). Fonte: adaptado de Paz (2010) e Paz et al. (2010).

Vazão entre elementos da planície

O fluxo de água ao longo da planície ocorre via vazões trocadas entre elementos da grade numérica do modelo 2D localizados ortogonalmente entre si. A vazão trocada entre dois elementos é calculada empregando uma adaptação da equação de resistência ao escoamento de Manning, com uma discretização numérica no tempo e no espaço da seguinte forma:

$${}^tQ_x^{i,j} = \pm \frac{{}^th_{fluxo}^{5/3}}{n^{i,j}} \left(\frac{|{}^th^{i,j} - {}^th^{i+1,j}|}{\Delta x} \right)^{1/2} \cdot \Delta y \quad \text{Equação 37}$$

onde $n^{i,j}$ é o coeficiente de Manning no elemento (i,j) e ${}^th_{fluxo}$ é a profundidade disponível para escoamento entre os elementos (i,j) e (i+1,j) no instante t, entre os quais a vazão ${}^tQ_x^{i,j}$ está sendo calculada. A vazão de troca na direção y (${}^tQ_y^{i,j}$) entre os elementos (i,j) e (i,j+1) é determinada de forma análoga.

O coeficiente de Manning pode ser adotado com valor constante para todos os elementos da planície ou variável espacialmente. A profundidade h_{fluxo} é definida como sendo a diferença entre o maior dos níveis d'água dos dois elementos e a maior elevação do fundo (Figura 9). Dados dois elementos da planície denotados por 1 e 2, com cotas do nível da água e de fundo (elevação do terreno) representadas por Z_a e Z_f , respectivamente, o valor de h_{fluxo} é determinado por:

$$h_{fluxo} = \max(Z_{a1}, Z_{a2}) - \max(Z_{f1}, Z_{f2}) \quad \text{Equação 38}$$

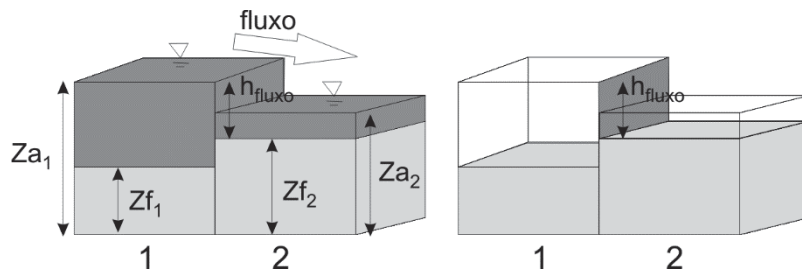


Figura 9. Determinação da profundidade disponível para escoamento (h_{fluxo}) entre dois elementos (1 e 2) do modelo raster: Z_a se refere à cota do nível da água e Z_f à cota do fundo. Fonte: Paz (2010).

Em aplicações a sistemas de grande escala, onde a largura das planícies de inundação se estende por dezenas de quilômetros, a discretização pode resultar em elementos de grandes dimensões para diminuir o custo computacional. Nesse caso, pequenas diferenças de nível da água entre dois elementos são suficientes para causar trocas de enormes volumes de água, devido à grande extensão através da qual ocorre o vertimento da água (termo Δy na Equação 37). Além de instabilidades numéricas, isso pode conduzir a uma propagação do escoamento muito mais rápida do que ocorre na realidade.

Uma alternativa para evitar o problema é considerar que as trocas de água ocorram via canais de largura inferior à dimensão dos elementos (Figura 10). Nas equações anteriores de cálculo

das vazões, as dimensões dos elementos (grandezas Δx e Δy) são substituídas pela largura e comprimento do canal (L_{can} e B_{can} , respectivamente):

$${}^tQ_x^{i,j} = \pm \frac{{}^th_{fluxo}^{5/3}}{n^{i,j}} \left(\frac{|{}^th^{i,j} - {}^th^{i+1,j}|}{L_{can}} \right)^{1/2} \cdot B_{can} \quad \text{Equação 39}$$

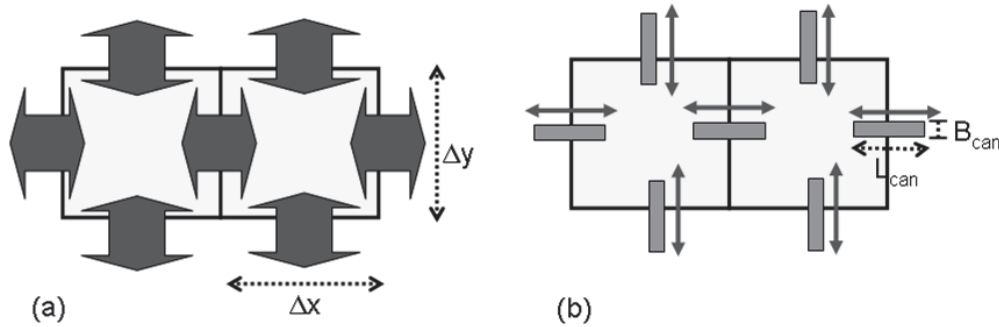


Figura 10. Esquema de troca de água entre elementos da planície ao longo de toda a lateral dos elementos (a) e via canais (b). Fonte: Paz (2010)

Os parâmetros coeficiente de Manning da planície (n_{plan}) e comprimento (L_{can}) e largura (B_{can}) dos canais de ligação entre elementos da planície são utilizados no modelo de inundação apenas nas equações de troca de água entre elementos (determinação de Q_x e Q_y). Dessa forma, é possível combinar tais parâmetros em um único coeficiente empírico denominado aqui de fator de condutância hidráulica (f_{ch}), definido por:

$$f_{ch}^{i,j} = \frac{B_{can}^{i,j}}{n_{plan}^{i,j} \sqrt{L_{can}^{i,j}}} \quad \text{Equação 40}$$

o qual é expresso em $m^{5/6} \cdot s^{-1}$. A equação para a determinação da vazão entre dois elementos da planície na direção x (Equação 39) é reescrita como a Equação 41, e analogamente para a direção y.

$${}^tQ_x^{i,j} = \pm f_{ch}^{i,j} \cdot {}^th_{fluxo}^{5/3} \cdot |{}^th^{i,j} - {}^th^{i+1,j}|^{1/2} \quad \text{Equação 41}$$

Nível de água na planície

O nível d'água em um elemento (i,j) da planície é obtido a partir do balanço hídrico de todas entradas e saídas de água nesse elemento para o instante de tempo $t + \Delta t$:

$${}^{t+\Delta t}h^{i,j} = {}^th^{i,j} + \frac{({}^tQ_x^{i-1,j} - {}^tQ_x^{i,j} + {}^tQ_y^{i,j-1} - {}^tQ_y^{i,j} + {}^tQ_{cp}^{i,j}) \cdot \Delta t}{\Delta x \cdot \Delta y} + {}^th_{vert}^{i,j} + {}^th_{solo}^{i,j} \quad \text{Equação 42}$$

onde ${}^tQ_{cp}^{i,j}$ é a vazão trocada entre o canal principal e o elemento (i,j); ${}^th_{vert}^{i,j}$ representa o resultado do balanço vertical expresso em termos de lâmina de água e ${}^th_{solo}^{i,j}$ representa o volume livre ou de vazios no reservatório do solo, também expresso em lâmina de água.

Reservatório no solo

O reservatório do solo é considerado no modelo de inundação 2D explicitamente como uma demanda ou perda de água da planície. A formação de lâmina de água sobre a superfície de um elemento da planície, isto é, a inundação, ocorre somente a partir do momento que o reservatório do solo desse elemento é completamente preenchido com água (Figura 11). Dessa forma, o termo h_{solo} na verdade representa o volume disponível para ser ocupado com água e não o volume de água no reservatório da célula, expresso em termos de coluna de água.

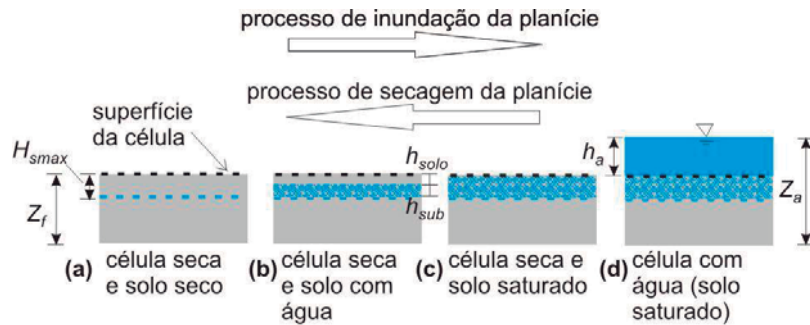


Figura 11. Fases da inundação [(a) para (d)] e secagem [(d) para (a)] de um elemento da planície no modelo raster (Z_f é a elevação do terreno ou cota do fundo; Z_a é a cota do nível da água; h_a é a lâmina de água sobre a célula; h_{sub} é a lâmina de água no reservatório do solo, h_{solo} é o volume de água disponível no reservatório do solo, cuja capacidade máxima é H_{smax}). Fonte: Adaptado de Paz (2010).

O esquema de reservatório do solo permite guardar uma demanda hídrica na planície ao longo do tempo, para que seja atendido em um instante de tempo posterior em que haja disponibilidade de água na célula (superfície ou solo).

Dado que há uma lâmina de água h_{sub} no reservatório do solo, o termo h_{solo} é expresso da seguinte forma:

$$h_{solo} = h_{sub} - H_{smax}$$

Equação 43

onde H_{smax} é a capacidade máxima do reservatório do solo, tido como parâmetro do modelo. O termo h_{solo} assume sempre valores não positivos, variando de $h_{solo} = 0$ (quando o reservatório está cheio) até $h_{solo} = -H_{smax}$, quando o reservatório está vazio.

O resultado do balanço entre todos os aportes e saídas no modelo 2D para um determinado elemento da planície (Equação 42) pode resultar uma lâmina de água positiva (${}^{t+\Delta t}h^{i,j} > 0$) ou negativa (${}^{t+\Delta t}h^{i,j} < 0$). Caso seja positiva, isso significa que o reservatório do solo foi preenchido, fazendo com que $h_{solo} = 0$, e que restou água armazenada sobre a superfície da célula:

$$\text{Se } {}^{t+\Delta t}h^{i,j} > 0 \Rightarrow {}^{t+\Delta t}h_{solo}^{i,j} = 0$$

Equação 44

Caso o resultado do balanço da Equação 42 seja negativo, isso significa que foi retirada toda a água da superfície da célula. O volume disponível no reservatório do solo deve ser atualizado, podendo ocorrer que o reservatório esteja completamente sem água ou que reste uma lâmina de água (Equação 45). Em ambos os casos, a lâmina de água sobre a superfície da célula torna-se nula.

$$\text{Se } {}^{t+\Delta t}h^{i,j} < 0 \Rightarrow \begin{cases} {}^{t+\Delta t}h_{solo}^{i,j} = {}^{t+\Delta t}h^{i,j}, & \text{se } |{}^{t+\Delta t}h^{i,j}| < H_{s\max} \\ {}^{t+\Delta t}h_{solo}^{i,j} = -H_{s\max}, & \text{se } |{}^{t+\Delta t}h^{i,j}| > H_{s\max} \\ {}^{t+\Delta t}h^{i,j} = 0 \end{cases}$$

Equação 45

3.3.3 Processos hidrológicos verticais na planície

No SIRIPLAN, são considerados os processos hidrológicos verticais de precipitação, evapotranspiração e infiltração, de forma simplificada conforme descrito a seguir.

Precipitação

A precipitação direta sobre a planície é considerada como outro aporte de água para inundação da planície, além do transbordamento lateral das calhas principais dos rios. A precipitação é um dado de entrada, variável ao longo do tempo e do espaço, e fornecida ao modelo 2D sob a forma de lâmina de água a cada passo de tempo (diário, por exemplo) e para cada elemento da planície.

Evapotranspiração

A evapotranspiração potencial (ET_{pot}), variável no tempo e no espaço, é considerada um dado de entrada para o modelo de inundação da planície. Trata-se de uma simplificação adotada na formulação do SIRIPLAN, já que a evapotranspiração potencial e a real variam conforme a situação de inundação superficial e de armazenamento de água no reservatório do solo de cada elemento da planície. Além disso, não se considera no modelo de inundação a especificação de qual uso da terra e tipo de solo ocorre em cada elemento da planície, características que influem no processo de evapotranspiração.

No modelo de inundação 2D, pode-se optar por considerar a evapotranspiração potencial variável a cada passo de tempo e para cada elemento da planície ou adotar valores médios mensais em cada elemento. A decisão sobre qual abordagem utilizar depende basicamente da disponibilidade de estimativas de evapotranspiração potencial e das características do sistema modelado. Se não houver grandes gradientes espaciais de precipitação e evapotranspiração na região de estudo, é possível que usar uma ou outra abordagem não repercuta em diferenças significativas nos resultados das simulações.

Enquanto há lâmina de água sobre a superfície do elemento (ou seja, ele está inundado), a evapotranspiração real (ET_{real}) ocorre à taxa máxima igual ao valor potencial fornecido como entrada:

$$\text{Se } {}^t h^{i,j} > 0 \Rightarrow {}^{t+\Delta t} ET_{real}^{i,j} = {}^{t+\Delta t} ET_{pot}^{i,j} \quad \text{Equação 46}$$

Quando não há lâmina de água à superfície do elemento, ocorre evapotranspiração da água armazenada no reservatório do solo, mas segundo uma taxa inferior a potencial. Nesse caso, a evapotranspiração real é calculada linearmente proporcional ao volume de água no reservatório do solo (Equação 47), seguindo esquema adotado no modelo hidrológico IPHII (Tucci, 1998).

$$\text{Se } {}^t h^{i,j} \leq 0 \Rightarrow {}^{t+\Delta t} ET_{real}^{i,j} = \begin{cases} {}^{t+\Delta t} ET_{pot}^{i,j} \cdot \left(\frac{{}^t h_{sub}^{i,j}}{H_{s\max}} \right) \\ \text{ou} \\ {}^{t+\Delta t} ET_{pot}^{i,j} \cdot \left(1 - \frac{|{}^t h_{solo}^{i,j}|}{H_{s\max}} \right) \end{cases} \quad \text{Equação 47}$$

Infiltração

O processo de infiltração é simulado simplificadamente considerando a existência de um reservatório abaixo da superfície de cada elemento da planície, denominado de reservatório do solo. Esse reservatório precisa ser preenchido completamente para iniciar a formação de lâmina de água no elemento e geração de escoamento do elemento em questão para os vizinhos ou para o canal principal.

O enchimento ou esvaziamento do reservatório do solo ocorre segundo o balanço de todos os aportes e saídas de água do elemento. Em resumo, enquanto o reservatório não está completamente cheio, pode ocorrer a infiltração de água da planície para o solo à medida que o balanço entre entradas e saídas resulte positivo. Se tal balanço é negativo, ocorre o rebaixamento do nível de água do reservatório do solo.

Não é considerada a percolação de água do reservatório do solo para camadas mais profundas nem fluxos laterais da água armazenada no reservatório. Assim, a perda de água do reservatório do solo acontece apenas devido à evapotranspiração.

Balanço hídrico dos processos hidrológicos verticais

Dentre os processos verticais considerados, apenas a infiltração é contabilizada de forma conjunta e indissociável com o balanço de massa nos elementos da planície. Os processos de precipitação e evapotranspiração, por sua vez, constituem um balanço entre, respectivamente, um aporte externo e uma perda definitiva do sistema que é realizado separadamente da simulação da planície. Tal balanço é feito paralelamente às simulações da planície e do canal

principal, mas com um passo de tempo específico (Δt_{vert}) e de valor superior aos passos de tempo de cálculo do modelo de rio e do modelo da planície.

A cada Δt_{vert} é computado um balanço simples da forma:

$${}^{t+\Delta t}h_{\text{vert}}^{i,j} = {}^{t+\Delta t}P^{i,j} - {}^{t+\Delta t}ET_{\text{real}}^{i,j} \quad \text{Equação 48}$$

onde os valores de precipitação, evapotranspiração e h_{vert} são expressos em lâmina de água por passo de tempo do balanço vertical. O resultado da Equação 48 representa um aporte (se $h_{\text{vert}} > 0$) ou retirada de água (se $h_{\text{vert}} < 0$) a ser considerado no balanço de entradas e saídas da planície.

3.3.4 Conexão e trocas de água rio-planície

Estabelecimento da conexão rio-planície

As trocas de água entre canal principal (modelo 1D) e planície (modelo 2D) podem ocorrer para todas as seções transversais dos canais principais e para os elementos da planície conectados a elas. A conexão entre canal e planície é estabelecida previamente à simulação, quando da preparação dos dados e topologia do sistema modelado. Considera-se que todos os elementos da malha numérica da planície situados sob o eixo da calha principal do rio têm conexão com este.

A conexão entre elementos da planície e os canais principais de drenagem é estabelecida através de uma sequência de operações de geoprocessamento e da geração de vários produtos intermediários. Tais operações podem ser agrupadas em quatro passos principais: (a) representação dos canais de drenagem em formato raster; (b) locação das seções transversais na planície; (c) definição dos elementos da planície conectados aos canais; e (d) definição topológica completa do sistema simulado.

A partir de operações de geoprocessamento envolvendo produtos derivados do MDE como direções de fluxo e áreas acumuladas de drenagem, obtém-se uma representação dos canais principais em formato raster com resolução espacial igual à discretização do modelo 2D, incluindo a informação de conectividade entre os pixels, os quais devem formar um caminho de fluxo único para cada rio ou braço de rio.

A locação das seções transversais dos canais principais nos elementos da discretização da planície 2D é realizada a partir de três conjuntos de informações: distâncias entre seções medidas na rede vetorial de canais principais; rede de drenagem em formato raster com caminhamento único; distâncias acumuladas no raster da rede de drenagem. Cada seção transversal da rede de drenagem deve ser associada a um pixel da discretização da planície. As seções transversais com dados disponíveis são locadas na drenagem raster diretamente conforme sua localização geográfica. Para as seções transversais geradas por interpolação, entretanto, isso é realizado através de vários passos, visando a compatibilização entre espaçamentos das seções e o ajuste entre distâncias medidas na rede de drenagem vetorial e na rede de drenagem em formato raster.

A conexão entre elementos da planície e canais de drenagem é efetivada definindo-se a qual seção transversal cada elemento da planície está conectado. Todos os elementos da planície

que representam o caminhamento único pixel a pixel da rede de drenagem são conectados aos canais principais, enquanto todos os demais elementos não têm tal conexão.

Os elementos nos quais está localizada uma seção transversal do canal estão, por definição, conectados a essa seção. Para os demais elementos ao longo da rede de drenagem, a regra é associar o elemento à seção de montante do trecho de rio correspondente (Figura 12). Trata-se de uma indicação de conectividade, mas que não significa que esses elementos troquem água diretamente com a seção de montante. A troca de água ocorre distribuída ao longo do canal, uma vez que o nível de água e a cota de vertimento do canal a ser comparado com o elemento da planície são estimados por uma aproximação linear entre as seções de montante e de jusante, conforme descrito no sub-item a seguir.

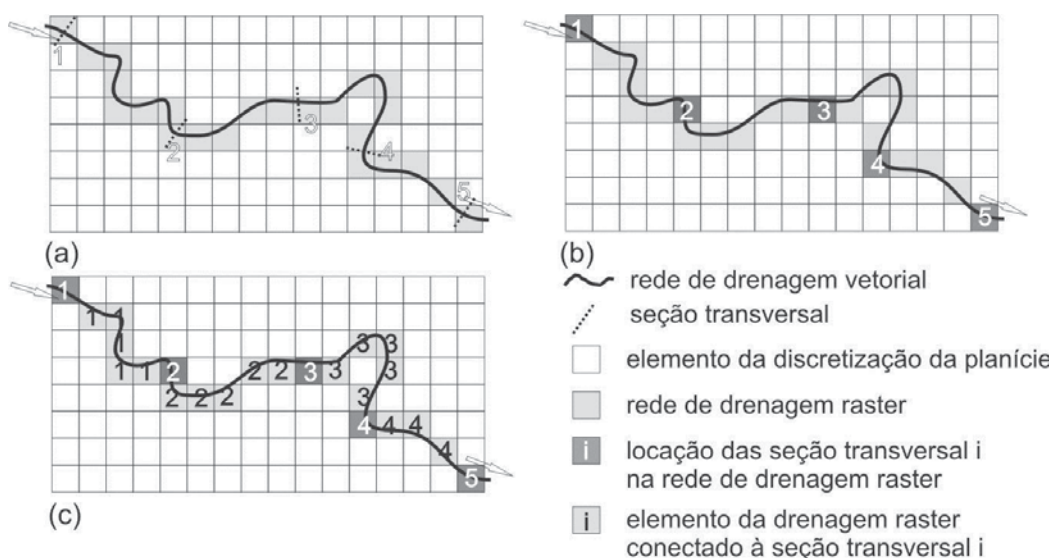


Figura 12. Conexão entre elementos da planície e seções transversais do canal principal: (a),(b) localização das seções transversais na drenagem vetorial e raster; (c) indicação da seção a qual está conectado cada elemento da drenagem raster. Fonte: Paz (2010).

Trocas de água rio-planície

As trocas de água entre canal e planície são determinadas em função da diferença de nível da água entre tais sistemas. A discretização espacial do canal normalmente é superior à resolução espacial do modelo raster, de modo que conectado a um determinado trecho do canal podem existir diversos elementos da planície.

Podem ocorrer trocas entre canal principal (modelo 1D) e planície (modelo 2D) de forma distribuída espacialmente ao longo de todos os elementos do modelo 2D, ou seja, ao longo de toda a extensão dos canais principais.

Os níveis de água em pontos intermediários a duas seções transversais do canal são determinados por uma aproximação linear do nível nessas seções, procedimento também utilizado por Gillam et al. (2005). Por exemplo, o trecho de rio entre as seções transversais S1 e S2 da Figura 13 está conectado a seis elementos da planície. Com a aproximação linear entre os níveis de água nas seções S1 e S2, determinam-se os níveis nos quatro pontos intermediários i1 a i4. A vazão de troca entre canal e planície é calculada em seis pontos: para

a planície, são tomados os níveis de água em cada um dos elementos E1 a E6, enquanto no canal são tomados os níveis nas seções S1 e S2 e nos pontos i1 a i4.

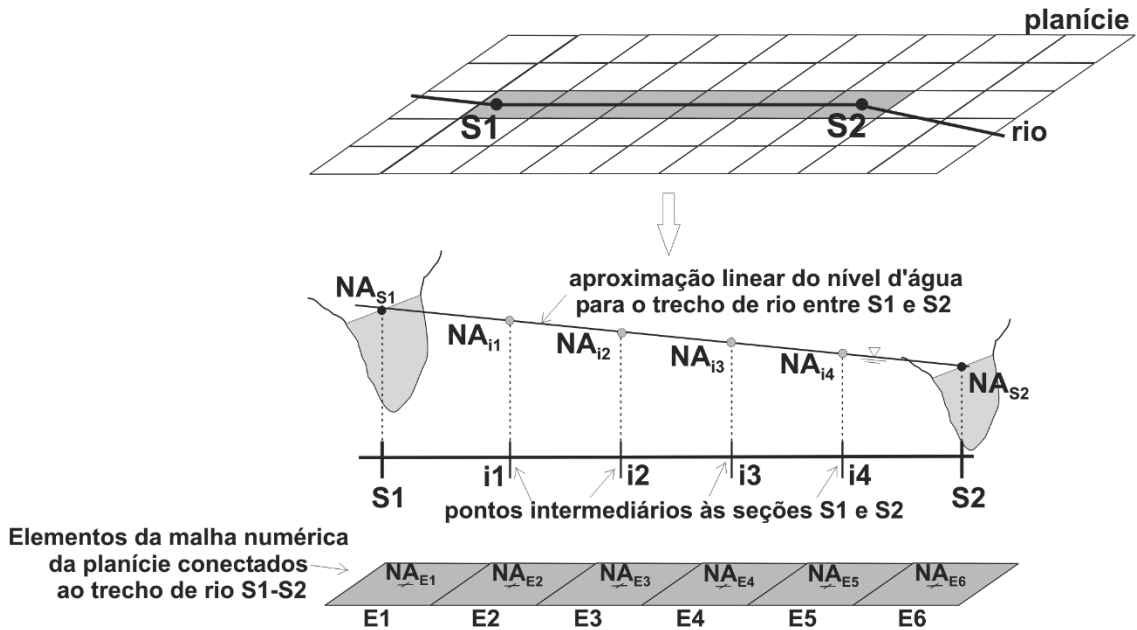


Figura 13. Interpolação dos níveis de água entre duas seções (S1 e S2) de um trecho de rio para cálculo da vazão de troca com os elementos da planície conectados ao trecho. Fonte: Paz (2010).

Para determinar se há fluxo entre canal e planície em um determinado ponto de conexão é preciso identificar inicialmente a cota de vertimento (Z_{vert}). Essa cota representa o maior obstáculo que precisa ser vencido para permitir a conexão hidráulica entre canal e planície em um determinado ponto do canal. Considerando $Z_{m_{can}}$ como a cota da margem do canal e $Z_{f_{plan}}$ como a cota da superfície do elemento da planície, Z_{vert} é dada pelo valor máximo dessas duas cotas:

$$Z_{vert} = \max(Z_{m_{can}}, Z_{f_{plan}}) \quad \text{Equação 49}$$

Quando a planície está abaixo da margem do canal (Figura 14-a), é preciso acumular água na planície (lâmina de água $h > Z_{m_{can}} - Z_{f_{plan}}$) para que ocorra fluxo da planície para o canal. Por outro lado, o fluxo no sentido do canal para a planície poderá ocorrer tão logo o nível do canal ultrapasse a cota da margem.

Na situação em que a planície está mais elevada do que a margem do canal (Figura 14-b), qualquer formação de lâmina de água na planície pode gerar fluxo desta para o canal. Por sua vez, o fluxo do canal para a planície só poderá ocorrer quando o nível de água no canal estiver acima da margem e vencer também o desnível entre canal e planície ($Z_{f_{plan}} - Z_{m_{can}}$). Em termos práticos, a segunda situação funciona como se a seção do canal fosse estendida verticalmente até encontrar a planície, ou seja, como se a margem do canal estivesse na cota $Z_{f_{plan}}$.

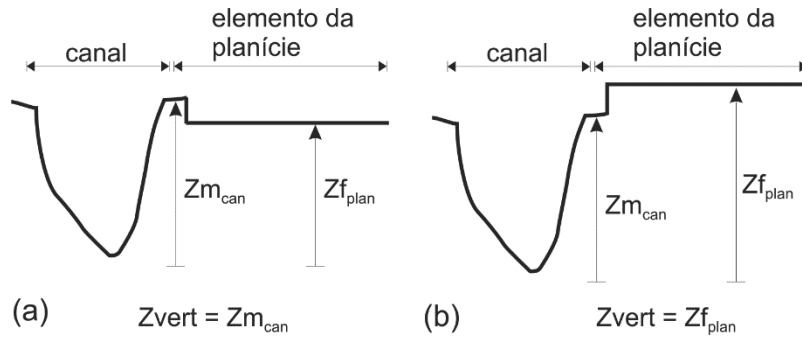


Figura 14: Determinação da cota de vertimento (Z_{vert}) entre uma seção do canal principal e um elemento da planície na situação de planície abaixo (a) e acima (b) da margem do canal ($Z_{m_{can}}$ é a cota da margem do canal e $Z_{f_{plan}}$ é a cota do elemento da planície). Fonte: Paz (2010).

São utilizadas equações de vertedor simples ou afogado para determinar a vazão de troca entre o canal principal e os elementos da planície. A condição de haver fluxo entre canal e planície e de um ou outro tipo de vertedor é determinada pela comparação entre a cota do nível da água no canal, na planície e a cota de vertimento.

Na Figura 15 são ilustradas as situações mais comuns de níveis de água entre canal e planície: quando a planície está em cota inferior à margem do canal (Figura 15-a a Figura 15-d) e quando a planície está acima da margem do canal (Figura 15-e a Figura 15-h).

Quando os níveis de água no canal e na planície estão abaixo da cota de vertimento, não ocorre fluxo (Figura 15-a e Figura 15-e).

Quando apenas o canal ou a planície tem nível de água acima da cota de vertimento (Figura 15-c, Figura 15-d e Figura 15-f), a vazão é calculada pela equação de vertedor livre (Equação 49). Quando canal e planície têm nível da água acima da cota de vertimento (Figura 15-b, Figura 15-g e Figura 15-h), considera-se vertedor tipo afogado para cálculo da vazão (Equação 51).

$$Q_{cp} = c_{vl} \cdot b_v \cdot h_v \cdot \sqrt{h_v} \quad \text{Equação 50}$$

$$Q_{cp} = c_{va} \cdot b_v \cdot h_v \cdot \sqrt{|dh_v|} \quad \text{Equação 51}$$

onde c_{vl} e c_{va} são os coeficientes dos vertedores livre e afogado, respectivamente, b_v é a largura do vertedor, h_v é a altura da lâmina de água sobre o vertedor e dh_v é a diferença de nível de água entre canal e planície no caso de vertedor afogado.

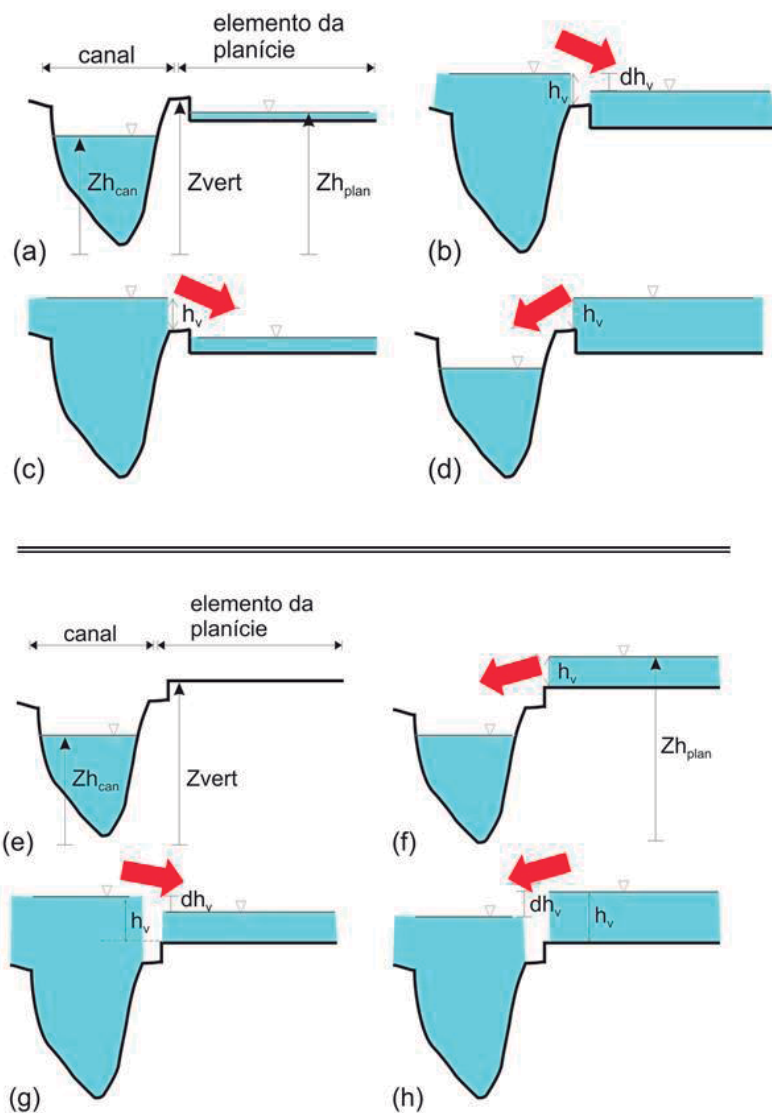


Figura 15. Condições de troca de água entre canal e o elemento da planície diretamente conectado conforme o nível da água no canal ($Z_{h_{can}}$), na planície ($Z_{h_{plan}}$) e a cota de vertimento (Z_{vert}): (a),(e) não ocorre fluxo; (b),(g),(h) fluxo determinado por equação de vertedor afogado; (c),(d),(f) fluxo determinado por equação de vertedor livre. A lâmina de água sobre o vertedor é indicada por h_v e dh_v representa a diferença de nível quando vertedor afogado. Fonte: adaptado de Paz (2010).

A largura do vertedor pode ser tomada como a dimensão do elemento da planície. Entretanto, assim como no caso da troca de água entre dois elementos da planície, se a dimensão dos elementos é grande, pequenas lâminas de água podem resultar em fluxo de volumes enormes de água, causando instabilidades numéricas e propagação do escoamento exageradamente rápida. Por isso, é possível optar por considerar o vertimento de água via canais (no caso, vertedores) mais estreitos (Figura 16).

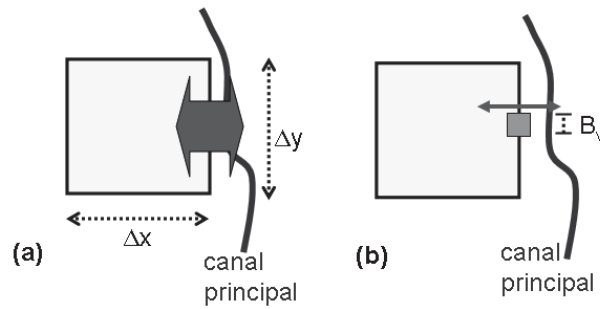


Figura 16. Esquemas de troca de volume de água entre elemento da planície e rio (a) através de toda a lateral do elemento da planície e (b) via vertedor mais estreito (de largura B_v) que o elemento da planície. Fonte: Paz (2010).

3.3.5 Passo de tempo de cálculo

Existem três passos de tempo de cálculo internamente ao SIRIPLAN: o passo de tempo de cálculo do modelo hidrodinâmico 1D (Δt_{canal}), o passo de tempo de cálculo do modelo de planície 2D (Δt_{plan}) e o passo de tempo do módulo de incorporação dos processos hidrológicos verticais (Δt_{vert}).

Pelas questões numéricas intrínsecas de cada modelo, tem-se em geral que $\Delta t_{plan} \ll \Delta t_{canal} \ll \Delta t_{vert}$. A integração do canal e da planície é realizada de forma defasada no tempo, de forma que em um instante de tempo t , cada um dos sistemas é simulado independentemente usando as vazões de troca determinadas no passo de tempo anterior (Figura 17). A defasagem é igual ao passo de tempo de cálculo do canal (Δt_{canal}), já que o passo de tempo adotado no modelo de inundação (Δt_{plan}) é muito inferior ao passo de tempo do modelo 1D.

No instante de tempo t , simula-se o escoamento na calha principal com o modelo 1D por $1\Delta t_{canal}$, ou seja, até o instante $t+\Delta t_{canal}$. Analogamente, simula-se o modelo de planície np vezes até completar $1\Delta t_{canal}$ (até atingir o instante $t+\Delta t_{canal}$), sendo $np=\Delta t_{canal}/\Delta t_{plan}$. Em ambas as simulações (da calha e da planície), são usadas como perdas ou ganhos de água as vazões de troca canal-planície calculadas no instante t .

Ao final do instante $t+\Delta t_{canal}$, são calculadas as novas vazões de troca entre os dois sistemas, que serão usadas nas próximas rodadas dos modelos até o instante $t+2\Delta t_{canal}$.

No canal principal, as vazões trocadas com a planície são consideradas como vazões laterais na equação da continuidade do modelo hidrodinâmico 1D. No modelo de inundação 2D, as vazões entram diretamente no cálculo do nível d'água de cada elemento da planície.

Como $\Delta t_{vert} \gg \Delta t_{plan}$ (passo de tempo de cálculo da simulação da planície), o resultado do balanço vertical é considerado constante durante os npv passos de tempo de cálculo da planície subsequentes, sendo $npv = \Delta t_{vert}/\Delta t_{plan}$. Para isso é necessária a conversão do valor de h_{vert} para a unidade de passo de tempo da planície, fazendo $h_{vert} = h_{vert}/npv$.

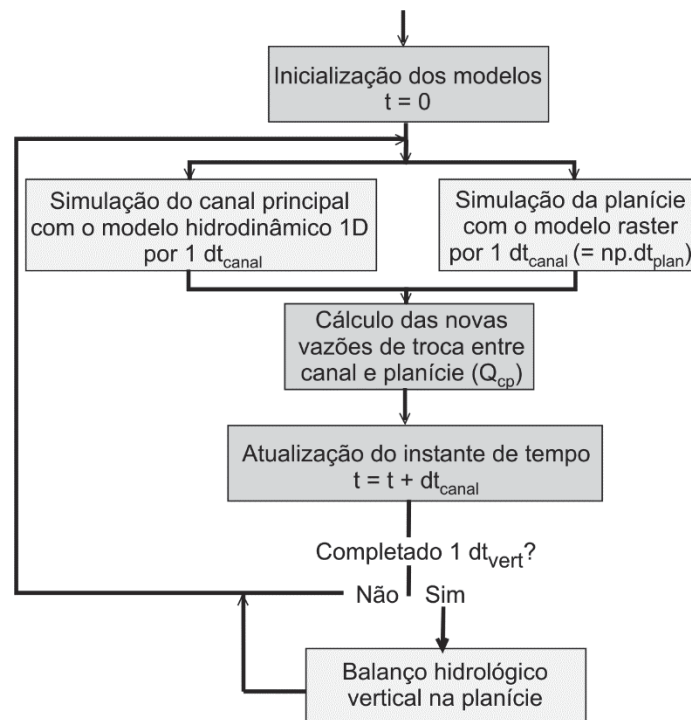


Figura 17. Fluxograma da simulação combinada dos modelos de rio e de planície e do módulo de balanço vertical. Fonte: Paz, 2010.

3.3.6 Dados utilizados no SIRIPLAN

Traçados e características dos canais principais

O traçado dos canais principais da rede de drenagem a ser simulada no SIRIPLAN precisa ser delimitado e georeferenciado, para o estabelecimento das conexões canal-planície seguindo procedimento descrito no item 4.5. Tal base de dados em formato vetorial pode ser obtida a partir de bancos de dados geográficos pré-existent e disponibilizados para o estudo ou ser gerados a partir de digitalização manual de imagens de satélite. Para rios de grande porte imagens como Landsat podem ser suficientes para essa finalidade.

Para a simulação do escoamento ao longo dos canais principais com o modelo hidrodinâmico 1D dentro do SIRIPLAN, esses canais principais são discretizados em trechos delimitados por seções transversais. Para cada trecho é necessário obter a informação de comprimento, declividade e rugosidade e cada seção transversal precisa ser caracterizada quanto ao perfil transversal. As informações de comprimento dos trechos podem ser obtidas pela medição direta sobre a rede vetorial dos canais principais. A declividade de cada trecho pode ser estimada a partir da razão entre a diferença de cotas de fundo das seções transversais de montante e jusante do trecho e o correspondente comprimento do trecho.

As cotas de fundo das seções transversais são obtidas a partir do correspondente perfil transversal. Tal perfil precisa ser apenas restrito ao canal principal, sem inclusão da planície, já que o modelo 1D só simula o escoamento interno ao canal principal. Esses perfis transversais são discretizados em uma série de pontos com informação de cota, área, raio hidráulico e largura. Quando não há dados de uma quantidade suficiente de seções transversais, procede-

se à interpolação para completar o número de seções transversais que propicie a discretização em trechos com comprimento abaixo de um determinado limiar.

Todas as seções transversais, tanto as com dados disponíveis quanto as geradas por interpolação, precisam ter a localização geográfica definida, para o estabelecimento das conexões canal-planície, ou seja, as trocas de água entre modelos 1D e 2D.

A rugosidade dos trechos dos canais principais é expressa no modelo 1D sob a forma do coeficiente de rugosidade de Manning, variável para cada trecho. Trata-se de um coeficiente empírico para o qual existem tabelas de referência de valores indicados em literatura (exemplo: Chow, 1959). Opcionalmente, esse parâmetro pode ter o valor ajustado de forma a propiciar o melhor desempenho do modelo em termos da representação do escoamento.

Domínio numérico para simulação da planície

É necessário informar a delimitação da área de interesse para compor o domínio numérico de simulação da planície, baseada na delimitação das bacias contribuintes lateralmente aos trechos de rio simulados pelo modelo 1D, mas também levando em conta o conhecimento prévio de padrões de inundação da região. A ideia é evitar a inclusão de áreas desnecessárias, a fim de reduzir o custo computacional e o tempo de execução do modelo 2D integrante do SIRIPLAN, ao mesmo tempo que não se deve excluir áreas que possam influenciar as simulações das inundações. Essa delimitação é informada sob a forma de arquivo raster georreferenciado, com mesma resolução espacial da discretização desejada para o modelo 2D.

Modelo digital de elevação

A principal informação para caracterização física das planícies de inundação no modelo 2D do SIRIPLAN é a cota do terreno em cada elemento da grade numérica. Deve ser preparado um MDE da planície com resolução espacial igual à discretização do modelo de inundação. A principal fonte de informações para compor esse MDE são produtos obtidos por sensoriamento remoto, como os dados provenientes do SRTM. Mas esse tipo de dado tem resolução espacial mais refinada do que o tamanho dos elementos da discretização do modelo 2D, deve-se realizar uma reamostragem espacial para obtenção do MDE.

Precipitação

Como o SIRIPLAN simula também a inundação causada pela ocorrência de chuva direta sobre a planície, são necessários dados de precipitação com passo de tempo igual ao adotado para o balanço hídrico vertical, tipicamente igual a um dia. Dados de pluviômetros ou obtidos por produtos de sensoriamento remoto ou qualquer outra fonte (e.g. modelos de circulação atmosférica ou combinação de fontes) podem ser utilizados, desde que interpolados para o centro de cada elemento da grade numérica do modelo 2D em cada passo de tempo.

A interpolação e preparação dos dados de precipitação são realizadas previamente à simulação, com o objetivo de reduzir o custo computacional durante a execução do modelo. A interpolação dos dados de precipitação é realizada a cada intervalo de tempo (dia) considerando os dados dos postos pluviométricos sem falha naquele mesmo dia, utilizando o

método de interpolação ponderada pelo inverso da distância ao quadrado, tal realizado para o modelo hidrológico MGB-IPH.

Evapotranspiração potencial

Dados ou estimativas de evapotranspiração potencial são necessários para o cálculo do balanço hídrico vertical ao longo de toda a extensão da planície de inundação, de forma distribuída no espaço e em cada passo de tempo de cálculo (Δt_{vert}). Duas opções podem ser consideradas para os dados de evapotranspiração potencial: (a) tomar valores que variam no espaço e a cada passo de tempo de cálculo do balanço vertical ou (b) adotar valores médios mensais constantes para todos os elementos da planície.

A primeira alternativa implica preparar um arquivo único de estrutura análoga ao arquivo de dados de precipitação, armazenando a cada passo Δt_{vert} o campo de evapotranspiração potencial da planície. O segundo caso se resume a estabelecer valores médios mensais de evapotranspiração potencial e adotá-los para todos os elementos da planície. Nesse caso, um arquivo tabular deve ser construído como entrada para o modelo de inundação.

Mesmo que não haja dados disponíveis de evapotranspiração potencial para todos os pontos da grade da planície, estimativas referentes a alguns pontos podem ser utilizadas para gerar por interpolação os campos espaciais sobre a planície. O procedimento é análogo ao utilizado para a preparação dos campos de precipitação.

Vazões observadas em postos fluviométricos

Séries históricas de vazões observadas em postos fluviométricos são utilizados para comparar com as vazões calculadas pelo SIRIPLAN ao longo dos canais principais. A comparação entre vazões observadas e calculadas nos canais serve para ajustar parâmetros dos modelos, principalmente do modelo 1D mas também do modelo 2D, e validar os resultados das simulações. A principal fonte desse tipo de informação é o banco de dados Hidroweb, mantido pela ANA.

Condições de contorno

No SIRIPLAN, o modelo de inundação da planície tem por definição condições de contorno fechadas, isto é, não ocorre fluxo de água através dos limites da máscara de discretização da planície. No modelo 1D de propagação do escoamento nos canais principais, há a possibilidade de definir diferentes tipos de condição de contorno.

As condições de contorno a montante da rede de drenagem simulada com o modelo 1D podem ser definidas em termos de nível ou vazão ao longo do tempo. Em ambos os casos, podem ser utilizados dados observados em postos fluviométricos (ou limnimétricos) ou calculados por modelos hidrológicos chuva-vazão aplicados às bacias contribuintes. Para as condições de contorno de jusante, é possível optar por uma condição do tipo curva-chave, equação de Manning ou informar valores de nível ou vazão ao longo do tempo.

3.3.7 Ajuste de parâmetros para calibração e validação do SIRIPLAN

Parâmetros calibráveis do modelo 1D

O modelo 1D integrante do SIRIPLAN para a simulação dos canais principais tem os seguintes parâmetros a serem definidos: coeficiente de rugosidade de Manning, coeficiente de Boussinesq e coeficiente de perda de carga nas confluências

O coeficiente de rugosidade de Manning representa uma parametrização da resistência ao escoamento devido ao atrito com as paredes laterais e fundo do canal, incluindo o atrito com pedras, vegetação, etc. Em geral, são adotados valores específicos para cada trecho de rio, havendo a possibilidade de variar em um mesmo trecho em função do nível da água ao longo da simulação.

Os valores de Manning podem ser definidos com base em valores recomendados em literatura em função das características dos canais modelados (Chow, 1959). Entretanto, o mais comum é o ajuste desse coeficiente por calibração, de modo que isso se torna inclusive um modo de compensar a ausência ou limitação na representação de processos ou características do sistema modelado (Fread, 1992). Por exemplo, processos como perdas de energia devido à turbulência, troca de quantidade de movimento canal-planície, redução/alargamento de seção transversal não são explicitamente representados na modelagem 1D. Além disso, é comum a escassez e/ou incerteza nos dados de seções transversais e declividades.

O coeficiente de Boussinesq é utilizado para corrigir o efeito da variabilidade da velocidade na seção transversal do canal (Tucci, 1998; Chow, 1959), também podendo ser definido com valor específico para cada trecho. Esse efeito não é usualmente levado em conta nas modelagens hidrodinâmicas, sendo adotado valor unitário para tal coeficiente. A perda de carga nas confluências é representada por um coeficiente com valor usual de 1,1.

Em suma, para o modelo hidrodinâmico 1D dentro do SIRIPLAN, apenas o coeficiente de Manning é um parâmetro calibrável.

Parâmetros calibráveis do modelo 2D

No modelo 2D, os parâmetros calibráveis são o fator de condutância hidráulica dos canais de ligação entre elementos da planície f_{ch} (ou suas parcelas) e h_{smax} , que é a capacidade máxima do reservatório do solo.

O parâmetro f_{ch} representa a combinação de três parâmetros empíricos: coeficiente de Manning da planície (n_{plan}) e comprimento (L_{can}) e largura (B_{can}) dos canais de ligação entre elementos da planície. É possível estimar ou adotar valores específicos para cada um desses três parâmetros, obtendo o valor de f_{ch} , ou ajustar diretamente o valor de f_{ch} . Para um dado valor de f_{ch} , entretanto, existem inúmeras combinações possíveis de n_{plan} , L_{can} e B_{can} .

O coeficiente de Manning é utilizado como fator de resistência ao escoamento na formulação de troca de água entre os elementos da planície. Podem ser definidos valores variáveis espacialmente ao longo da planície, na intenção de distinguir o efeito da cobertura vegetal sobre a resistência ao escoamento. Isso requer um mapa do tipo de cobertura vegetal e a estimativa de coeficientes de Manning para cada uma das classes identificadas, o que não está disponível geralmente. Como alternativa, pode ser adotado um coeficiente constante para toda a planície, ajustado por calibração.

As dimensões L_{can} e B_{can} dos canais de ligação entre elementos da planície são parâmetros empíricos, mas podem, entretanto, ser relacionados à discretização da planície. O comprimento pode ser estabelecido como uma fração da distância entre os centros de dois elementos vizinhos da planície e, analogamente, a largura dos canais pode ser definida como uma fração da dimensão dos elementos. Contudo, em termos de valores absolutos uma estimativa razoável para a largura dos canais é considerar um valor em torno de 10 a 100 m, que representa aproximadamente a largura dos caminhos preferenciais de escoamento que surgem em grandes planícies de inundação.

Em cada elemento da planície existe um reservatório do solo, o qual acumula ou perde água conforme o balanço entre aportes e retiradas de água (precipitação, evapotranspiração, escoamento na planície, trocas canal-planície). Para haver formação de lâmina de água sobre a superfície do elemento da planície, isto é, ocorrer inundação do elemento, é preciso que o reservatório do solo esteja completamente cheio. O parâmetro H_{smax} representa a capacidade máxima de acumulação de água no solo, ou seja, indica o volume de água (expresso em termos de lâmina) que precisa ser preenchido para que inicie a formação de lâmina de água superficial. Esse parâmetro é calibrável e pode variar espacialmente na planície (valores distintos para cada elemento).

Parâmetros calibráveis do módulo de conexão canal-planície

As trocas de água entre canal principal e elementos da planície ocorrem via vertedores, considerados livres ou afogados conforme a situação relativa entre níveis de água do canal, da planície e cota de vertimento, em cada instante de tempo de cálculo. Como parâmetros das equações da vazão de troca, têm-se a largura do vertedor e os coeficientes de vertedor livre e afogado.

A largura do vertedor representa a dimensão através da qual ocorre o vertimento de água do canal para a planície ou da planície para o canal. A princípio, a largura do vertedor poderia ser tomada com valor igual à dimensão do elemento da planície. Porém, no caso de grandes planícies de inundação, a discretização da malha numérica da planície tende a ser em elementos da ordem de até quilômetros. A adoção de valores dessa ordem de grandeza como largura de vertedor proporciona a passagem de volumes de água considerados excessivos, que não representam uma condição real do processo físico modelado e causam instabilidades numéricas na simulação.

A largura dos vertedores é considerada um parâmetro do modelo, cujo valor pode ser calibrado e opcionalmente variável entre cada ligação canal-planície, embora a falta de informações motive a adoção de um valor único para todas as ligações. Valores considerados razoáveis são na faixa de 10 a 100 metros.

Os coeficientes de vertedor livre (c_{vl}) e afogado (c_{va}) não são parâmetros calibráveis, mas já definidos em estudos hidráulicos diversos. Os valores usuais recomendados na literatura são $c_{vl} = 1,83$ e $c_{va} = 1,71$ (Chow, 1959).

Procedimento de calibração e validação

Como o SIRIPLAN simula o escoamento tanto nos canais principais da rede de drenagem quanto a inundação ao longo das planícies, idealmente a calibração e validação do modelo

pode ser feita tanto para o escoamento nos canais quanto para a inundação na planície. Para o primeiro caso, do escoamento nos canais, trata-se da forma tradicional de analisar os resultados de modelos de escoamentos 1D pela comparação entre vazões calculadas e observadas em postos fluviométricos. Tal comparação permite o ajuste do parâmetro calibrável do modelo 1D, que são os coeficientes de Manning ao longo dos trechos dos canais principais.

Para o segundo caso, da inundação da planície, é necessária a existência de estimativas de área inundada ou níveis/profundidades da inundação ao longo do tempo e do espaço, o que é bastante incomum para grandes áreas. Se disponíveis, podem ser usadas para comparação com os resultados do modelo 2D, servindo para calibrar os parâmetros calibráveis f_{ch} e H_{smax} .

Como, na verdade, os dois modelos 1D e 2D estão integrados, variações dos parâmetros de um dos modelos afeta o desempenho também do outro modelo. Idealmente, poderia ser feito o ajuste de todos os parâmetros do SIRIPLAN analisando conjuntamente os resultados tanto de vazões ao longo dos canais principais quanto de inundação na planície. A comum inexistência de dados de inundação e o custo computacional de executar inúmeras vezes o SIRIPLAN podem impedir essa abordagem. Em termos de procedimento de calibração, o SIRIPLAN não dispõe de um algoritmo de otimização, que automatize a busca por valores ótimos dos parâmetros a partir da maximização ou minimização de funções objetivo. Para ajustar qualquer parâmetro do modelo, é necessário fazer o procedimento manual de selecionar e testar diferentes valores e analisar os resultados individualmente para cada rodada do modelo.

3.4 Metodologia de avaliação de alteração de regime em escala sazonal

Para analisar quantitativamente o regime hidrológico de um rio foi adotado, neste trabalho, um conjunto de estatísticas denominado Indicators of Hydrologic Alteration (IHA).

No IHA são usadas 33 variáveis hidrológicas obtidas estatisticamente a partir das séries de dados como mostra a Tabela 4. Estas estatísticas estão baseadas em estudos científicos como o de Olden e Poff (2003), e apresentam baixa redundância e boa capacidade para representar aspectos do regime hidrológico em rios.

As estatísticas do IHA vêm sendo extensivamente revisadas e avaliadas na literatura científica, tendo sido utilizados não apenas para analisar impactos de barragens sobre o regime hidrológico (Richter et al., 1996; Gao et al., 2009; Yang et al., 2008; Richter et al., 1998; Kim et al., 2011). Também no Brasil há vários trabalhos utilizando esta metodologia, como Santos e Souza (2015) e Frederice e Brandão (2016).

Tabela 4. Estatísticas que compõe o IHA.

Grupo	Estatística
Magnitude das médias	Média de Janeiro
	Média de Fevereiro
	Média de Março
	Média de Abril
	Média de Maio
	Média de Junho
	Média de Julho
	Média de Agosto
	Média de Setembro
	Média de Outubro
	Média de Novembro
	Média de Dezembro
Magnitude dos extremos	Mínima de 1 dia
	Mínima de 3 dias
	Mínima de 7 dias
	Mínima de 30 dias
	Mínima de 90 dias
	Máxima de 1 dia
	Máxima de 3 dias
	Máxima de 7 dias
	Máxima de 30 dias
	Máxima de 90 dias
	Base Flow Index
	Número de zeros
Timing de Extremos	Data da mínima
	Data da máxima
Frequencia e duração de pulsos altos e baixos de vazão	Frequencia de pulsos baixos
	Duração de pulsos baixo
	Frequencia de pulsos altos
	Duração de pulsos altos
Gradiente das variáveis no tempo	Taxa de ascensão
	Taxa de recessão
	Número de reversões

As estatísticas do IHA podem ser obtidas com base nos resultados do modelo hidrológico nos cenários com e sem barragem. Os valores obtidos nas estatísticas nos cenários com e sem barragem podem ser avaliados, identificando os impactos. No item que segue descreve-se como é feita a análise de grau esperado de impacto utilizando as estatísticas do IHA.

3.4.1 Critério e indicador de Alteração do regime hidrológico

A metodologia para avaliar impacto das barragens sobre o regime hidrológico está baseada nos seguintes passos:

1. Os modelos MGB-IPH e SIRIPLAN são aplicados no cenário sem barragens (ou apenas com as barragens já existentes) e geram os hidrogramas de referência que representam a condição “natural”.
2. Os modelos MGB-IPH e SIRIPLAN são aplicados no cenário com barragens e geram os hidrogramas modificados.
3. A diferença entre os hidrogramas gerados nos passos 1 e 2 é calculada, em cada local, segundo uma adaptação da metodologia RVA, descrita a seguir.
4. O valor do RVA (quantitativo) é transformado em um grau de impacto baixo, médio ou alto, seguindo limites descritos a seguir.

Para classificar o grau de alteração do regime hidrológico, e o potencial de impacto da barragem sobre o regime hidrológico, foi adotada uma metodologia conhecida como RVA - Range of Variability Approach, baseada no artigo de Richter et al. (1997), com pequenas adaptações.

De acordo com a metodologia do RVA, cada uma das 33 estatísticas do IHA, descritas no item 5.1, são analisadas segundo uma definição de tercís, que são os quantis que dividem as amostras em três grupos. O primeiro tercís é o valor da variável para o qual um terço da amostra é inferior. O segundo tercís é o valor da variável para a qual dois terços da amostra são inferiores.

Os tercís de referência são obtidos com base nos hidrogramas calculados no cenário original, sem barragem. Isto significa que no cenário sem barragem 1/3 dos dados fica em cada um dos tercís. Após essa etapa, os hidrogramas do cenário com barragem são analisados, e a frequência de ocorrência das variáveis dentro de cada um dos tercís de referência é analisada.

Dessa forma, para cada uma das estatísticas do IHA, e para cada um dos tercís, existem dois valores de frequência: um do cenário sem barragem e outro do cenário com barragem. No cenário sem barragem a frequência é sempre de 1/3. No cenário com barragem a frequência pode ser diferente. A partir dos dois valores de frequência, é calculado um fator de impacto hidrológico, utilizando a equação 53 a seguir:

$$HAF = \frac{Freq_{Obs} - Freq_{Esp}}{Freq_{Esp}} \quad \text{Equação 53}$$

Se não houve alteração da frequência, o valor do fator de impacto hidrológico (HAF) é zero nos três tercís de cada estatística. Se houve alteração, o valor do HAF pode ser de -100% até +200%.

Para cada barragem, e para cada indicador, é classificado o grau de impacto sobre o regime hidrológico, ou seja, é calculado o valor do HAF. No IHA há 33 indicadores estatísticos e em cada indicador o fator de impacto é calculado para os tercís 1, 2 e 3. Portanto, para cada barragem e para cada ponto a jusante são calculados $33 \times 3 = 99$ fatores de impacto HAF.

Seguindo recomendação de Richter et al. (1998) o valor do fator de impacto (HAF) de cada um dos indicadores, em cada um dos tercís, pode ser classificado em: Alto (HAF > 67% ou HAF < -67%); Médio (HAF entre 33% e 67% ou HAF entre -33% e -67%) ou Baixo (HAF entre -33% e +33%).

Testes iniciais do método RVA com os resultados de modelagem na BAP mostraram que esta técnica é excessivamente sensível quando os períodos de análise são relativamente curtos, sugerindo grande alteração do regime hidrológico mesmo em casos em que os hidrogramas nos cenários com e sem impacto (reservatórios a montante) eram praticamente indistinguíveis visualmente. Por este motivo, foi adotada uma versão simplificada da metodologia, aplicada anteriormente por Timpe e Kaplan (2017).

De acordo com a técnica de Timpe e Kaplan (2017), os 33 indicadores calculados pelo IHA são calculados para as séries de vazão sem e com barragens, e comparados entre si. Em cada local de comparação, valores medianos de cada parâmetro do IHA são calculados tanto para o cenário sem barragens (pré-impacto) como para o cenário com barragens (pós-impacto). A Alteração Hidrológica (AH) para cada um dos indicadores é obtida pela diferença relativa entre as duas medianas, de acordo com a equação 54:

$$AH = \frac{(M_{post} - M_{pre})}{M_{pre}} \quad \text{Equação 54}$$

onde M_{post} é a mediana no cenário pós-impacto e M_{pre} é a mediana no cenário pré- impacto.

Para cada indicador do IHA é calculado um valor de HA, e ao final do processo é calculado um valor médio de HA.

Além dessa modificação, os indicadores do grupo 4 do IHA, que correspondem aos indicadores Frequência de pulsos baixos; Duração de pulsos baixo; Frequência de pulsos altos e Duração de pulsos altos foram excluídos da análise porque apresentavam indicadores de alteração incompatíveis com a avaliação qualitativa das diferenças dos hidrogramas.

3.4.2 Hipótese de operação de usinas em escala diária

Para aplicação do IHA, foi considerado como cenário Pré-Impacto o cenário em que apenas a barragem de Manso está em operação na BAP. Todas as outras barragens constantes na base de dados do projeto foram incluídas apenas no cenário pós-impacto.

O cenário Pós-Impacto foi analisado incluindo no modelo todas as barragens da base de dados do projeto.

Para cada barragem foi determinada uma regra de operação simplificada. No caso da barragem de Manso a regra de operação foi definida com base nas observações de cota no reservatório e vazão total defluente, obtidas do Sistema de Acompanhamento de Reservatórios (<http://sar.ana.gov.br/>). No caso das outras barragens, todas elas de tamanho menor, e muitas delas sem dados, foi adotada uma regra de operação relacionando cota no reservatório e vazão de forma relativamente arbitrária.

Uma das poucas informações disponíveis na maior parte das barragens da base de dados do projeto é o Nível Máximo Normal no reservatório. Com base nessa informação, e em dados de altura de queda e potência da usina, foram estimados os seguintes valores:

1. Com base na altura de queda e na potência foi estimada uma vazão máxima de engolimento das turbinas, assumindo uma eficiência de conversão de energia de 90%.
2. Por falta de informações sobre estruturas de descarga, e níveis operacionais emergenciais, considerou-se que o Nível Máximo Maximorum no reservatório é sempre 1,00 metros superior ao Nível Máximo Normal.

3. Por falta de informações sobre regras de operação, e assumindo que todas as barragens pequenas têm pequena variação de nível durante suas operações, considerou-se que o Nível Mínimo Operacional é sempre 1,00 metros inferior ao Nível Máximo Normal.
4. Uma curva-chave de vazão defluente foi definida para cada barragem considerando que a vazão total defluente é zero quando no reservatório ocorre o nível mínimo operacional; que a vazão total defluente é igual à capacidade de engolimento quando no reservatório ocorre o Nível Máximo Operacional; e que a vazão total defluente corresponde a $10 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ por km^2 da área de drenagem do rio no local da bacia quando no reservatório ocorre o nível máximo maximorum.

Com base nessa regra as barragens pequenas operam efetivamente como usinas a fio d'água, pois a variação de nível da água e volume armazenado é relativamente pequena.

3.5 Metodologia de avaliação de alteração de regime em escala sub-diária

Para avaliar o impacto de típicas operações de hydropeaking sobre os rios na BAP foi utilizado inicialmente o modelo hidrológico MGB-IPH. Entretanto, após a avaliação dos resultados preliminares, constatou-se que a solução numérica utilizada para os cálculos de propagação de vazão no modelo MGB-IPH introduzia erros de atenuação excessiva nas ondas de cheia rápidas e de curta duração tipicamente encontradas em operações sub-diárias. Em função disso, foi adotada uma metodologia baseada na solução analítica da equação de advecção-difusão, apresentada a seguir.

3.5.1 Hipótese de operação de usinas em escala sub-diária

Para avaliar os efeitos de operação em escala temporal sub-diária de usinas hidrelétricas sobre o regime hidrológico dos rios localizados a jusante, foi adotado um procedimento simplificado que consiste em introduzir, no local correspondente à usina hidrelétrica, uma vazão com fortes variações em curtos espaços de tempo, e avaliar como as variações de vazão se propagam para jusante.

Não é possível saber no presente momento, como exatamente será a operação das novas usinas hidrelétricas que estão sendo projetadas e construídas na região da BAP. Entretanto, a julgar pelas usinas existentes, a operação com geração em pico (Hydropeaking) poderá ser muito utilizada na região pois este tipo de operação tem sido observado em outras usinas (Fantin-Cruz et al. 2016).

A operação em escala sub-diária foi analisada considerando que, no local da usina, durante a época de estiagem, uma liberação artificial de vazão pelas turbinas ou pelo vertedor permite aumentar a vazão, subitamente, do valor inicial (típico da estiagem) para um valor igual a duas vezes o valor inicial, permanecendo neste novo valor durante 4 horas, e retornando posteriormente ao valor inicial. Com base neste hidrograma de entrada, a vazão máxima foi calculada em todos os trechos de rio localizados a jusante, utilizando a solução analítica da equação de advecção-difusão, conforme descrito no item 3.4.3.

Esta regra de operação foi baseada nos casos descritos no item 2.1.3, e corresponde à situação em que uma usina opera com maior produção de energia apenas durante algumas horas do dia, produzindo uma onda de cheia artificial.

O período adotado para aplicar a regra de operação foi no dia primeiro de setembro de 1987. Nesta data foram consideradas as vazões calculadas pelo modelo MGB-IPH (descrito nos relatórios anteriores) em todos os trechos de rio. Este período foi escolhido por ter sido verificado como um período de estiagem em praticamente toda região do planalto da BAP. Para garantir que não haveria outros picos de vazão nos rios da região, que não os gerados pela operação da barragem, os dados de chuva utilizados como entrada no modelo hidrológico foram modificados para zero desde o dia 15 de agosto de 1987 até o fim do período em que vigorou a regra de operação.

Em relação a magnitude dos picos lançados pelos barramentos, estes foram definidos como a vazão natural no dia 01/09/1987 acrescidos de 100% desta mesma vazão de forma que durante toda o período analisado os picos de vazão tivessem os mesmos valores. Durante o período da noite, das 22h às 4h, a vazão passaria a ser aquela calculada pelo modelo no dia primeiro de setembro.

Para analisar o efeito da regra de operação sobre o comportamento hidrológico natural dos trechos a jusante dos barramentos foi feito o cálculo da amplitude do pulso em relação à média entre a vazão mais baixa e mais alta ao longo de um mesmo dia. Desta maneira, à medida que o pulso se propaga e se dissipa ao longo da rede de drenagem, a diferença entre a vazão máxima e mínima em um mesmo dia vai ficando cada vez menor, até que se torna praticamente insignificante.

3.5.2 Rede de drenagem

Para representação da BAP foi utilizada a rede de drenagem fornecida pela ANA na escala 1:250.000 para “queimar” o Modelo Digital de Elevação (MDE) do SRTM com resolução espacial de 90 metros. Com este MDE trabalhado foi feita a delimitação da rede de drenagem através do pacote de ferramentas IPH-Hydro Tools após processos de remoção de depressões e definição das direções de fluxo. A rede gerada foi então subdividida em 19468 segmentos de aproximadamente 10 km de extensão cada que deram origem ao mesmo número de minibacias. A região modelada ficou definida pela bacia hidrográfica existente até a foz do Rio Apa, sendo este também incluído.

3.5.3 Solução analítica da equação de advecção-difusão

Para analisar o impacto de alterações de regime hidrológico em escala sub-diária foi utilizada uma solução analítica da equação de advecção-difusão. A equação de advecção-difusão é uma forma simplificada de descrever o escoamento em regime não permanente em rios, que pode ser obtida a partir de uma simplificação das equações de Saint-Venant (Chanson, 2004; Szymkiewicz, 2010; Fan et al., 2014).

Para obter a equação de advecção-difusão é necessário considerar que os termos de inércia na equação dinâmica de Saint-Venant são desprezíveis, e é necessário combinar a equação da continuidade com a equação dinâmica simplificada, de forma a resultar na seguinte equação diferencial:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} = D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad \text{Equação 55}$$

em que: C é a celeridade cinemática e D é o coeficiente de difusão, definidos por:

$$C = \frac{dQ}{dA}$$

Equação 56

$$D = \frac{Q}{2 \cdot B \cdot S}$$

Equação 57

onde Q é a vazão; A é a área molhada da seção transversal; B é a largura do rio; e S é a declividade do rio.

A equação de advecção-difusão permite representar adequadamente a propagação e a atenuação de uma onda de cheia que se propaga para jusante, mas não pode ser aplicada em rios de declividade excessivamente baixa ou em estuários, sujeitos à influência da maré.

A equação de advecção-difusão pode ser resolvida numericamente (Szymkiewicz, 2010), mas existem soluções analíticas para alguns casos simples. Um dos casos em que existe solução analítica para esta equação é a situação em que a vazão de um rio aumenta subitamente no contorno de montante de um longo trecho (Chanson, 2004). Também existe solução analítica no caso de um rio em que, no limite de montante, a vazão cresce de forma instantânea entre um valor inicial (Q_0) para um valor superior ($Q_0 + \Delta Q$), permanecendo com este valor superior ao longo de um período finito de tempo (T_d), e retornando para o valor original (Q_0) ao final deste período.

A solução analítica, neste caso, é dada pela equação 58 (Chanson, 2004; Chapra, 2008):

$$\Delta Q_x = \frac{\Delta Q_B}{2} \left\{ \begin{aligned} & \left[\operatorname{ERFC} \left(\frac{x - C \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) - \operatorname{ERFC} \left(\frac{x - C \cdot (t - T_d)}{2 \cdot \sqrt{D \cdot (t - T_d)}} \right) \right] \\ & + e^{\frac{C \cdot x}{D}} \cdot \left[\operatorname{ERFC} \left(\frac{x + C \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) - \operatorname{ERFC} \left(\frac{x + C \cdot (t - T_d)}{2 \cdot \sqrt{D \cdot (t - T_d)}} \right) \right] \end{aligned} \right\}$$

Equação 58

onde ΔQ_B é a alteração da vazão no local da barragem; ΔQ_x é a alteração de vazão em um ponto localizado a uma distância x da barragem; C é a celeridade cinemática; D é o coeficiente de difusão; e ERFC é a função erro complementar, definida por $\operatorname{ERFC} = 1 - \operatorname{ERF}$, onde ERF é a função erro, definida por:

$$\operatorname{ERF}(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^z e^{-w^2} dw$$

Equação 59

No contexto do presente projeto, esta solução foi aplicada a cada trecho de rio localizado a jusante de uma barragem. O valor de x (distância) foi obtido a partir do comprimento dos trechos de rio adotados na rede de drenagem representada pelo modelo MGB-IPH. O valor de C foi obtido a partir dos dados de vazão, velocidade da água e largura de rio utilizados no modelo MGB-IPH. O valor do coeficiente D foi obtido a partir dos dados de vazão (Q), largura de rio (B) e declividade dos trechos de rio. A duração da cheia artificial produzida no local da barragem (T_d) foi considerada igual a 4 horas em todas as simulações.

A Figura 18 apresenta um exemplo de resultado de simulação de onda de cheia para um rio hipotético utilizando a solução analítica da equação de advecção-difusão. Neste exemplo foi

lançado um pico inicial de magnitude 1440 m³/s e percebe-se a atenuação da onda de cheia com o passar do tempo e ao longo da rede de drenagem.

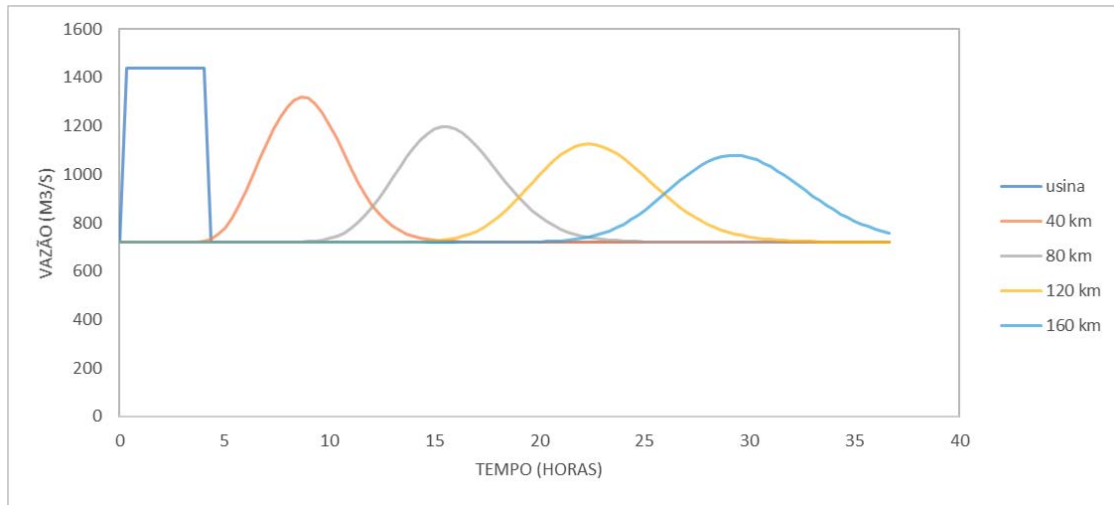


Figura 18. Exemplo de resultado de simulação de onda de cheia utilizando a solução analítica da equação de advecção-difusão.

3.5.4 Métrica para a avaliação de impacto

Para analisar o impacto de alterações de regime hidrológico sub-diário foi calculado um fator (F_{SD}) dado pelo incremento relativo de vazão ao longo de um dia, conforme a equação 60 que segue:

$$F_{SD} = \frac{\Delta Q_x}{Q_x} \quad \text{Equação 60}$$

onde ΔQ_x é a alteração de vazão em um ponto localizado a uma distância x da barragem produzida pela operação da barragem; Q_x é a vazão natural neste mesmo ponto.

Considerando que, no local da barragem, a hipótese é que o incremento de vazão (ΔQ_x) é igual à própria vazão (Q_x), é evidente que o valor de F_{SD} no local da barragem é igual a 1, ou 100%. A medida que a distância x aumenta, o valor do incremento de vazão ao longo do dia, decorrente da operação da usina localizada a montante, vai diminuindo. Em outras palavras, o valor de ΔQ_x vai diminuindo a medida que x aumenta.

No exemplo da Figura 18, a vazão inicial no local da usina é, inicialmente, igual a 720 m³.s⁻¹. Na primeira hora esta vazão inicial cresce para 1440 m³.s⁻¹. Isto significa que o incremento de vazão (ΔQ_x) é igual a 720 m³.s⁻¹, e que o valor de F_{SD} no local da usina é 100%. Em pontos localizados a jusante da usina, o incremento de vazão tende a se reduzir, em função do processo físico de difusão da onda de cheia. Em um ponto localizado 40 km a jusante da usina o valor máximo da vazão é 1319 m³.s⁻¹, o que corresponde a um incremento de 599 m³.s⁻¹. Neste caso, o valor de F_{SD} é igual a 83%. A 80 km da usina o valor do FSD cai para 66%, e segue caindo até 50% em um ponto localizado 160 km a jusante da usina.

Além do processo físico de difusão da onda de cheia, outro processo que contribui para a redução do valor de F_{SD} é a entrada de afluentes ao longo do rio a jusante, o que provoca um aumento da vazão Q_x , sem que ocorra um aumento do incremento de vazão ΔQ_x . Este

processo não está representado na Figura 18, mas pode ser extremamente relevante, e é representado nos resultados apresentados neste relatório.

4 Aplicação dos modelos MGB-IPH e SIRIPLAN

4.1 Aplicação do modelo hidrológico MGB-IPH ao Planalto

No caso do modelo hidrológico MGB-IPH, foi adotado para a simulação hidrológica o período 1985 a 2015 para a construção do cenário base, e posteriormente para os demais cenários de implantação de reservatórios hidroelétricos.

4.1.1 Dados utilizados

A seguir são descritos os dados utilizados para preparar e rodar o modelo MGB-IPH.

Dados pluviométricos

Para gerar o arquivo de precipitação para rodar o modelo MGB-IPH foram baixadas informações de 153 postos pluviométricos do portal Hidroweb da ANA. Contudo as estações lá disponíveis não contemplam as regiões na Bolívia e Paraguai onde boa parte da BAP está localizada. Assim optou-se por agregar a estas 4 pontos com dados do Multi-Source Weighted-Ensemble Precipitation (MSWEP) naqueles países. Este produto possui dados de precipitação de 3 em 3 horas com resolução espacial de 0,1° disponíveis de 1979 à 2016. Estes dados foram gerados a partir da combinação de dados de estações, satélites e modelos de reanálise atmosférica com resultados satisfatórios para uma série de estações físicas e bacias modeladas (Beck et al., 2017). A localização das estações pluviométricas é apresentada na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** e as particularidades de cada uma no Anexo E.

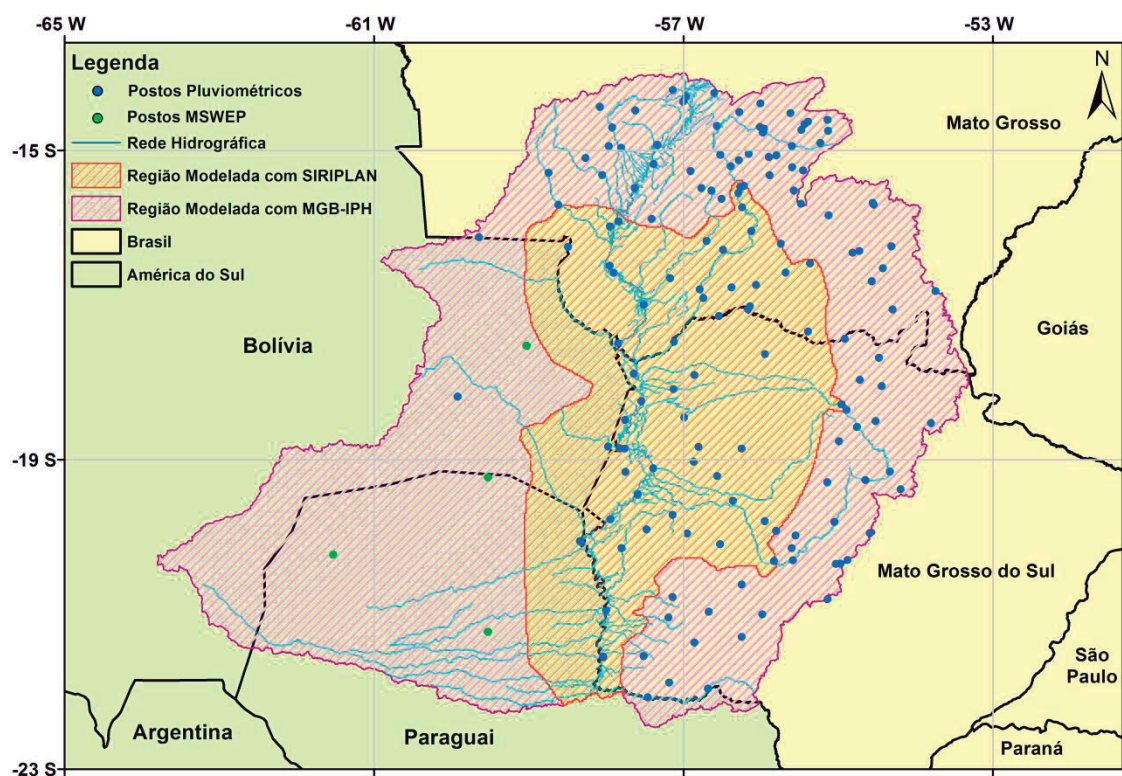


Figura 19. Localização das estações pluviométricas e pontos do MSWEP utilizados.

Dados fluviométricos

Ao todo foram baixadas informações de vazão de 42 estações fluviométricas do portal Hidroweb da ANA para calibrar e comparar os resultados do modelo MGB-IPH. As estações encontram-se localizadas na Figura 20 e descritas na Tabela 5.

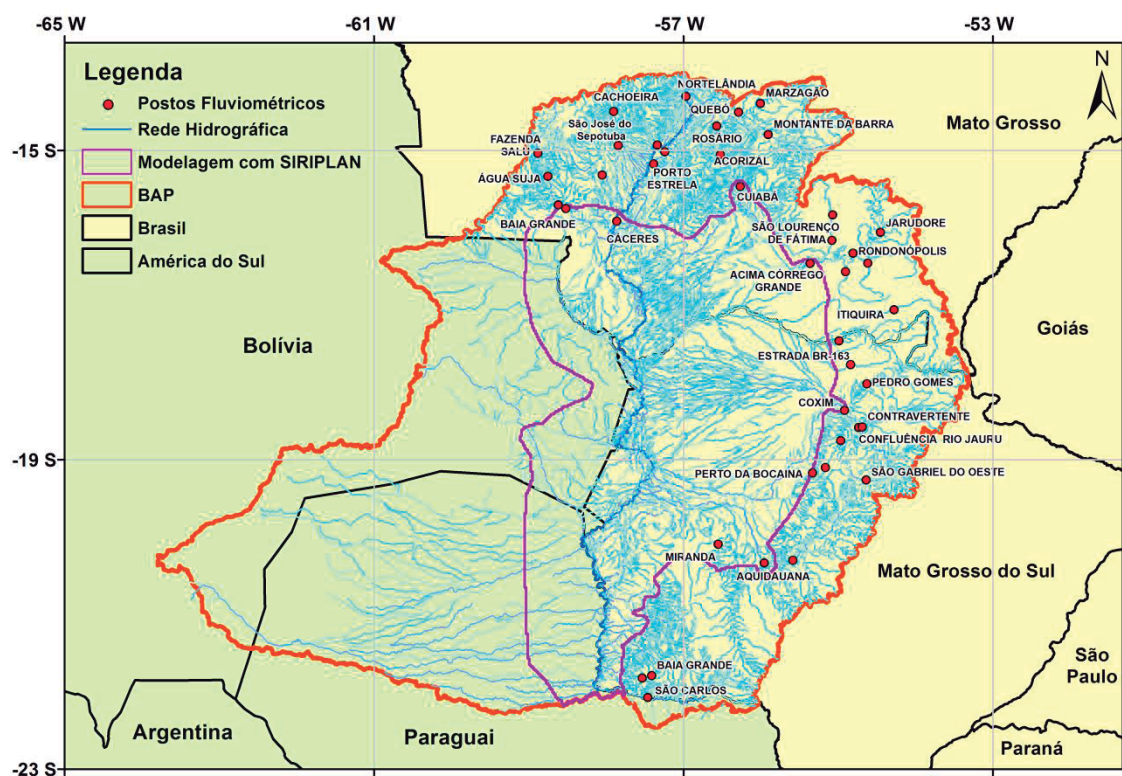


Figura 20. Localização das estações fluviométricas utilizadas para calibrar o modelo MGB-IPH.

Tabela 5. Descrição das estações fluviométricas utilizadas para calibrar o modelo MGB-IPH.

Código	Nome	Responsável	Área (km2)	Rio
66460000	ACIMA DO CÔRREGO GRANDE	CPRM	23000	RIO SÃO LOURENÇO
66255000	ACORIZAL	FURNAS	19700	RIO CUIABÁ
66071400	ÁGUA SUJA	CPRM	2860	RIO JAURU
66945000	AQUIDAUANA	CPRM	15700	RIO AQUIDAUANA
66076000	BAIA GRANDE	ANA	8910	RIO JAURU
67175000	BAIA GRANDE	ANA	2610	RIO PERDIDO
66010000	BARRA DO BUGRES	CPRM	9250	RIO PARAGUAI
66070004	CÁCERES (DNPVN)	CPRM	32400	RIO PARAGUAI
66040000	CACHOEIRA	ANA	4180	RIO SEPOTUBA
66849000	CONFLUÊNCIA RIO JAURU	CPRM	7380	RIO COXIM
66850000	CONTRAVERTEENTE	CPRM	6320	RIO JAURU
66870000	COXIM	CPRM	27600	RIO TAQUARI
66260001	CUIABÁ	FURNAS	23500	RIO CUIABÁ
66480000	ESTRADA BR-163	ANA	2660	RIO PIQUIRI
66490000	ESTRADA BR-163	CPRM	3970	RIO CORRENTES
66065000	ESTRADA MT-125	CPRM	3620	RIO CABAÇAL
67176000	FAZENDA ESPERANÇA	CPRM	2930	RIO PERDIDO
66071300	FAZENDA SALU	PRIMAVERA	2190	RIO JAURU
66520000	ITIQUEIRA	CPRM	2920	RIO ITIQUEIRA
66430000	JARUDORE	CPRM	3780	RIO VERMELHO
66008000	JAQUARA	CPRM	1310	RIO JAQUARA
66140000	MARZAGÃO	CPRM	2320	RIO CUIABÁ
66910000	MIRANDA	CPRM	15000	RIO MIRANDA
66200000	MONTANTE DA BARRA	ANA	5000	RIO DA CASCA
66006000	NORTELÂNDIA	CPRM	1600	RIO SANTANA
66941000	PALMEIRAS (JANGO)	CPRM	10900	RIO AQUIDAUANA
66440000	PEDRA PRETA	CPRM	2180	RIO JORIGUE
66845000	PEDRO GOMES	CPRM	9730	RIO TAQUARI
66886000	PERTO DA BOCAINA	ANA	2840	RIO NEGRO
66455000	PONTE DE PEDRA	ANA	1750	RIO PONTE DE PEDRA

66072000	PORTO ESPERIDIÃO	CPRM	5660	RIO JAURU
66015000	PORTO ESTRELA	ANA	12100	RIO PARAGUAI
66888200	PRÓXIMO PERDIGÃO	ANA	409	RIO NEGRINHO
66865000	PRÓXIMO RIO VERDE	CPRM	498	RIO TAQUARIZINHO
66160000	QUEBÓ	FURNAS	4260	RIO CUIABÁ
66450001	RONDONÓPOLIS	CPRM	12300	RIO VERMELHO
66250001	ROSÁRIO OESTE	FURNAS	16000	RIO CUIABÁ
67170000	SÃO CARLOS	CPRM	10200	RIO APA
66860000	SÃO GABRIEL DO OESTE	ANA	562	RIO COXIM
66055000	SÃO JOSÉ DO SEPOTUBA	CPRM	8090	RIO SEPOTUBA
66400000	SÃO LOURENÇO DE FÁTIMA	CPRM	6990	RIO SÃO LOURENÇO
66380000	SÃO PEDRO DA CIPA	CPRM	3240	RIO SÃO LOURENÇO

Dados climáticos

Para definição dos parâmetros de clima do modelo optou-se pela utilização dos parâmetros advindos da Climatic Research Unit (CRU) uma vez que estes cobriam toda a área e período de interesse. As informações utilizadas foram referentes a temperatura média, umidade relativa, incidência solar, velocidade do vento e elevação.

Modelo Digital de Elevação e Hidrografia

O modelo digital de elevação utilizado para discretizar os dados da BAP foi o SRTM de 90 metros. Antes porém foi necessário realizar o processo de *Stream Burn* para garantir que a rede gerada fosse coincidente com a real. A rede vetorial utilizada neste pré-processamento foi a na escala 1:250.000 disponibilizada pela ANA. A Figura 21 apresenta o MDE em questão e parte da rede utilizada.

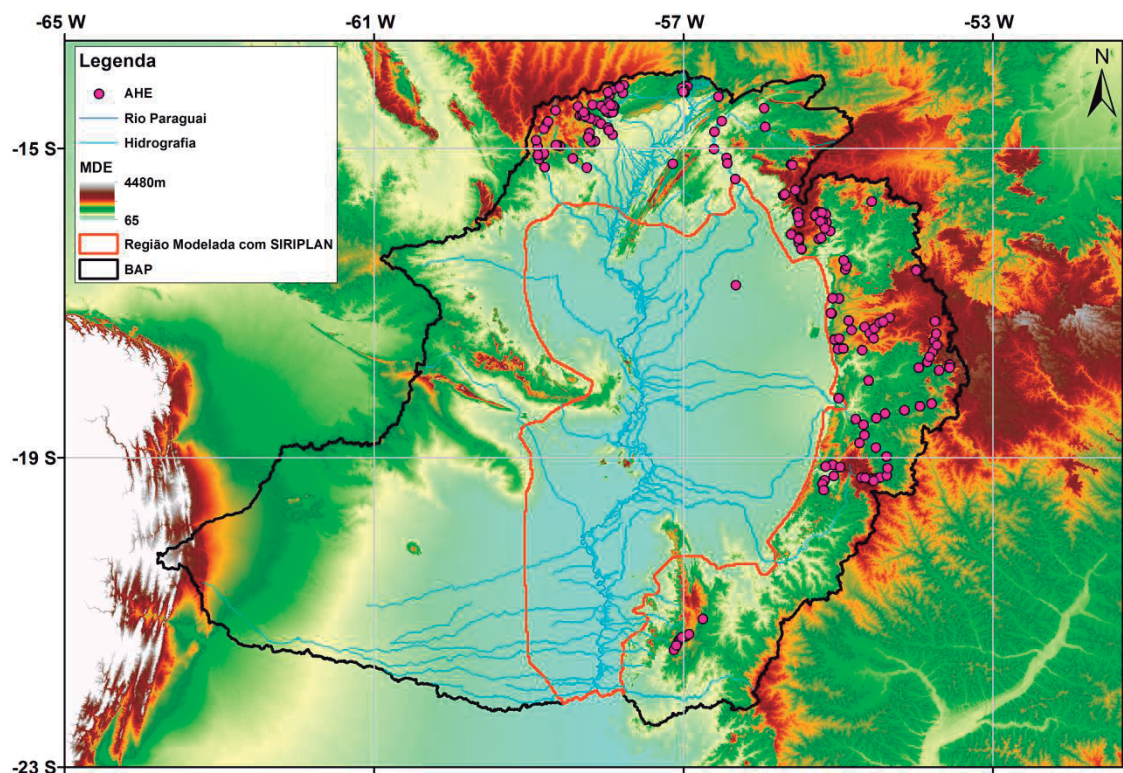


Figura 21. MDE do SRTM de 90 metros utilizado no pré-processamento e hidrografia na escala 1:250000.

Mapa de tipos de solos e vegetação

Os dados de tipo de solos cedidos pela ANA foram cruzados com o mapa de uso do solo confeccionado pela WWF e SOS Pantanal para o ano de 2012. Esta combinação de tipo e uso do solo foi então reclassificada de maneira a coincidir com os do Mapa de Unidades Hidrológicas para a América do Sul (Fan et al., 2015) e agregado a este de forma a criar um mapa que cobrisse tanto o lado brasileiro quanto paraguaio e boliviano. O resultado é apresentado na Figura 22.

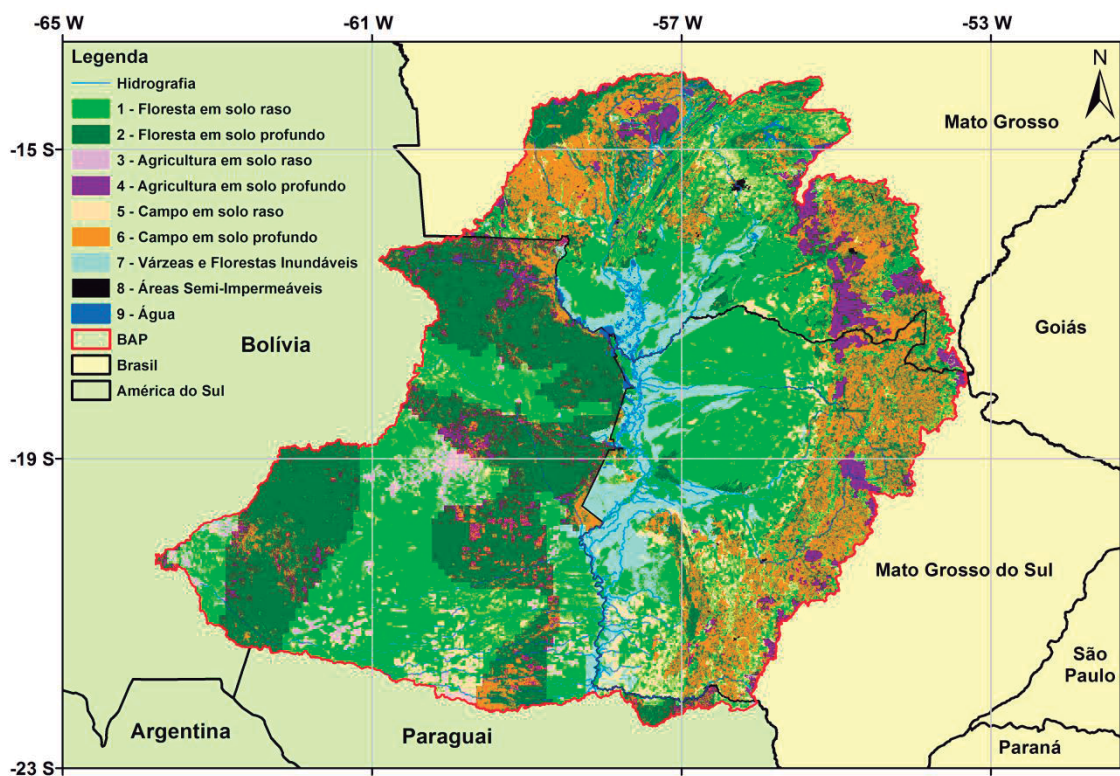


Figura 22. Mapa de unidades de resposta hidrológica gerado para a BAP.

4.1.2 Discretização da bacia do planalto

Com uso das ferramentas do pacote IPH-Hydro Tools foi possível subdividir a rede de drenagem gerada a partir do MDE "queimado" em 19468 trechos de aproximadamente 10km cada. Para cada um destes trechos foram então delimitadas as áreas de contribuição respectivas gerando o mesmo número de minibacias conforme ilustrado na Figura 23.

Foi feita então uma segunda subdivisão para facilitar a calibração do modelo conforme as estações fluviométricas utilizadas e localização das AHEs. Desta maneira foram selecionados 33 exutórios que definiram as sub-bacias do modelo, apresentadas na Figura 24.

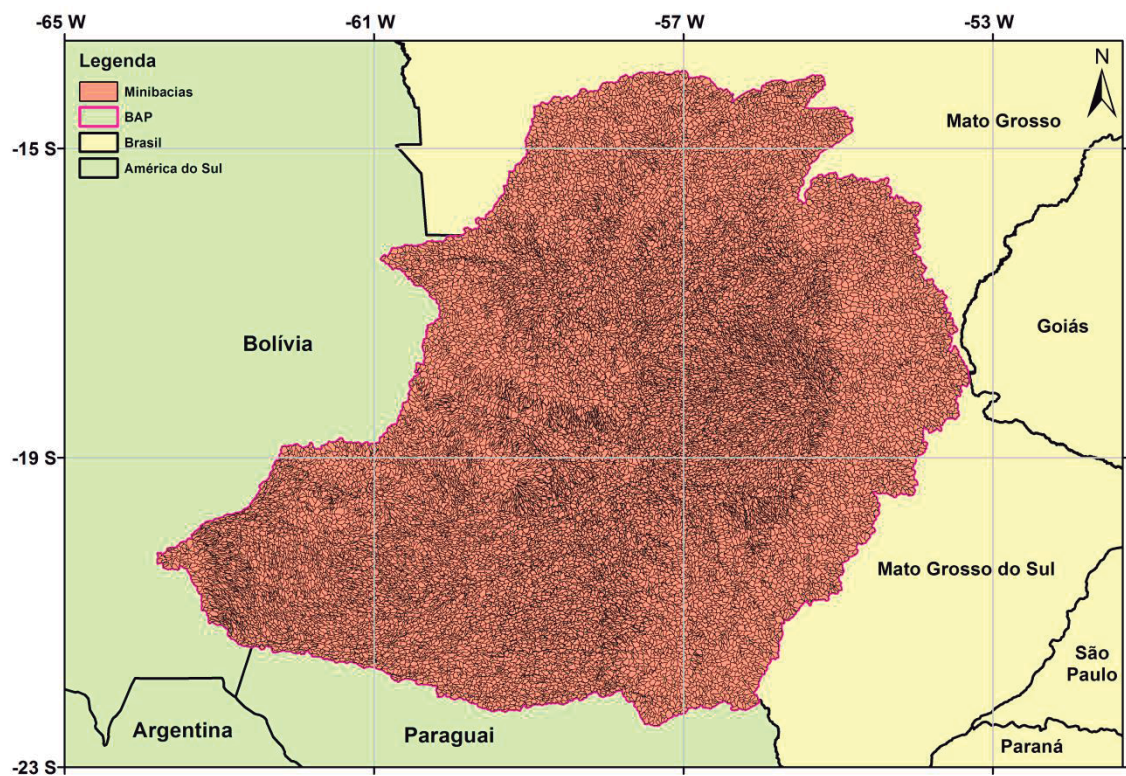


Figura 23. 19468 minibacias delimitadas para o modelo.

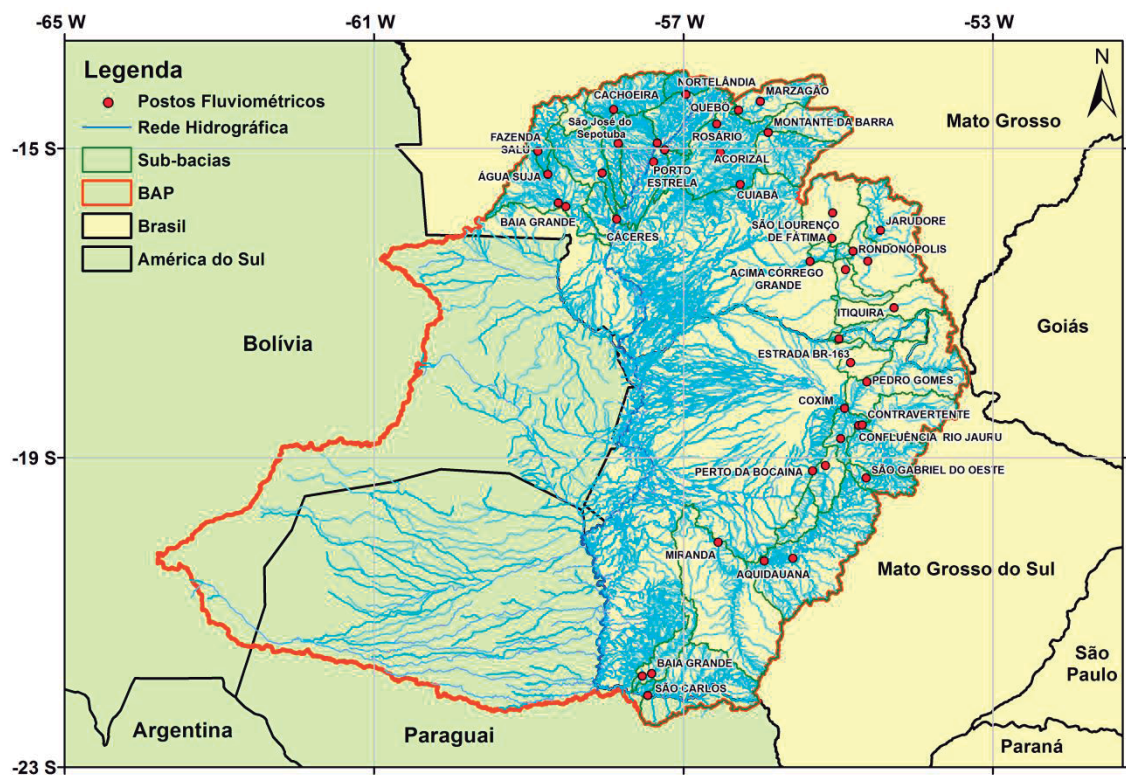


Figura 24. 33 sub-bacias definidas conforme a localização dos postos e AHEs.