



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE
PRÓ-REITORIA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA
NÚCLEO DE PÓS-GRADUAÇÃO E ESTUDOS EM RECURSOS NATURAIS



MODELAGEM HIDRODINÂMICA NO BAIXO SÃO FRANCISCO E ANÁLISE DA QUANTIDADE E DA QUALIDADE DE ÁGUA PARA IRRIGAÇÃO

ROGÉRIO MOREIRA CHAGAS

2009



**MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE
PRÓ-REITORIA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA
NÚCLEO DE PÓS-GRADUAÇÃO E ESTUDOS EM RECURSOS NATURAIS**



ROGÉRIO MOREIRA CHAGAS

MODELAGEM HIDRODINÂMICA NO BAIXO SÃO FRANCISCO E ANÁLISE DA QUANTIDADE E DA QUALIDADE DE ÁGUA PARA IRRIGAÇÃO

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Sergipe, como parte das exigências do Curso de Mestrado em Agroecossistemas, área de concentração Sustentabilidade de Agroecossistemas, para obtenção do título de “Mestre”.

Orientador

Prof. Dr. Arisvaldo Vieira Mélo Júnior

**SÃO CRISTÓVÃO
SERGIPE – BRASIL
2009**

**FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA CENTRAL
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE**

C426m Chagas, Rogério Moreira
Modelagem hidrodinâmica no Baixo São Francisco e análise da
quantidade e da qualidade de água para irrigação / Rogério
Moreira Chagas. - São Cristóvão, 2009.
136 f. : il.

Dissertação (Mestrado em Agroecossistemas) – Universidade
Federal de Sergipe, 2009.

Orientador: Prof. Dr. Arisvaldo Vieira Mello Júnior

1. Modelagem hidrodinâmica. 2. Regularização de vazões. 3.
Baixo São Francisco - Sergipe. 4. Água - Qualidade. 5. Baixo São
Francisco. I. Título.

CDU 628.16(813.7)

ROGÉRIO MOREIRA CHAGAS

**MODELAGEM HIDRODINÂMICA NO BAIXO SÃO
FRANCISCO E ANÁLISE DA QUANTIDADE E DA
QUALIDADE DE ÁGUA PARA IRRIGAÇÃO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Sergipe, como parte das exigências do Curso de Mestrado em Agroecossistemas, área de concentração Sustentabilidade de Agroecossistemas, para obtenção do título de “Mestre”.

APROVADA em 16 de abril de 2009.



Prof. Dr. Rubem La Laina Porto
EPUSP



Prof. Dr. Carlos Alexandre Borges Garcia
UFS



Prof. Dr. Arisvaldo Vieira Mélo Júnior
UFS
(Orientador)

SÃO CRISTÓVÃO
SERGIPE – BRASIL
2009

AGRADECIMENTOS

A Deus, Jesus Cristo e Nossa Senhora (Rainha da Paz) pelas graças alcançadas.

Aos meus pais, Felisberto e Izolina, pelo empenho e amor que sempre dedicaram à família sem medir esforços.

Aos meus irmãos, Saulo, Lúcio, Morgana e Tácio, sempre presentes e exemplos incontestáveis de amor fraternal.

A minha avó, Eremita Barreto de Oliveira Chagas (*in memoriam*), pelo amor em todas as horas.

Ao amor de minha vida, Caroline, pela dedicação e amor em todos os momentos.

Ao amigo e orientador Arisvaldo Vieira Mello Júnior pela amizade, paciência e ensinamentos.

A todos os amigos do mestrado, em especial ao Igor, Gilberto, Leila, Aline, Fabrícia, Thadeu e Alessandro pela amizade e pelo companheirismo ao longo do curso.

Aos companheiros de trabalho do LANS, José e Dhiego, pelo companheirismo e amizade durante os trabalhos.

À equipe do Laboratório de Química Analítica Ambiental da Universidade Federal de Sergipe (LQA): Prof. Carlos Alexandre, André, Vaniele e Kenia, pelo apoio crucial nos trabalhos.

À Universidade Federal de Sergipe (UFS), em especial ao Núcleo de Pós-Graduação em Recursos Naturais (NEREN), pela oportunidade de realização deste curso.

A todos os professores do Núcleo de Pós-Graduação em Recursos Naturais (NEREN), pelos ensinamentos e pelo convívio diário.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	xi
LISTA DE SIGLAS E ABREVIACÕES	xiii
RESUMO	xv
ABSTRACT	xvi
CAPÍTULO 1	1
1. Introdução Geral	1
2. Referencial Teórico	3
2.1. Recursos hídricos e agroecossistemas	3
2.2. Sustentabilidade dos agroecossistemas	5
2.3. Alterações no regime de vazões e suas conseqüências nos agroecossistemas do Baixo São Francisco	7
2.4. Modelos para análise de sistemas de recursos hídricos	9
3. Referências Bibliográficas	11
CAPÍTULO 2: Modelagem hidrodinâmica no Baixo São Francisco	16
1. Resumo	16
2. Abstract	17
3. Introdução	18
4. Referencial Teórico	20
4.1. Escoamento fluvial	20
4.2. Equações fundamentais do escoamento não-permanente	21
4.3. Sistema, modelo e simulação	23
4.4. Modelos hidrodinâmicos	24
4.4.1. O modelo HEC-RAS 4.0	25
5. Material e Métodos	27
5.1. Caracterização da área de estudo	27
5.2. O modelo HEC-RAS 4.0	29
5.2.1. Dados de entrada para simulação	29
5.2.2. Equações e parâmetros de cálculos	30
5.2.3. Interface do software	36
5.3. Parâmetros estatísticos de comparação	44
6. Resultados e Discussões	46

6.1. Simulação hidrodinâmica	46
6.1.1. Calibração	49
6.1.2. Validação	56
6.2. Cheia de 2004	70
6.3. Considerações gerais	73
7. Conclusões.....	75
8. Referências Bibliográficas.....	77
CAPÍTULO 3: Qualidade da água no Perímetro de Irrigação de Propriá.....	82
1. Resumo	82
2. Abstract.....	83
3. Introdução	84
4. Referencial Teórico	86
4.1. Agricultura irrigada no Baixo São Francisco sergipano.....	86
4.2. Qualidade da água para irrigação	87
4.2.1. Parâmetros químicos da água	89
4.2.2. Parâmetros físicos da água	91
4.3. O modelo AcquaNet	93
5. Material e Métodos.....	96
5.1. O Perímetro Irrigado Propriá.....	96
5.2. Aplicação do modelo AcquaNet.....	98
5.2.1. Módulo de alocação de água	99
5.2.2. Módulo de qualidade da água.....	100
5.3. Trabalho de campo	105
5.3.1. Levantamento dos canais.....	105
5.3.2. Localização dos pontos de coleta	107
5.3.3. Coleta, preservação e análise das amostras de água.....	108
6. Resultados e Discussões	111
6.1. Análises de laboratório	111
6.2. Aplicação do modelo AcquaNet.....	113
6.2.1. Calibração do modelo de qualidade da água	114
6.2.2. Cenários.....	116
6.3. Considerações gerais	123
7. Conclusões.....	127
8. Referências Bibliográficas.....	129

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Conduto livre (a) e conduto forçado (b) (FENDRICH & MALUCELLI , 2000).....	20
Figura 2	Trecho do Rio São Francisco simulado com destaque para estações fluviométricas da ANA.....	27
Figura 3	Subdivisão adotada para cada seção transversal pelo HEC-RAS (HEC, 2008).....	36
Figura 4	Caminho para configuração do sistema antes de utilizar o HEC-RAS.....	37
Figura 5	Tela inicial do HEC-RAS com indicação dos principais editores e arquivos de simulação.....	37
Figura 6	Tela principal do editor geométrico do HEC-RAS.....	38
Figura 7	Tela do editor de seções transversais do HEC-RAS.....	39
Figura 8	Tela onde efetua-se a interpolação das seções transversais.....	40
Figura 9	Telas de definição das condições de contorno, intervalo de simulação e período simulado.....	41
Figura 10	Tela final para simulação no HEC-RAS.....	42
Figura 11	Tela de seleção das seções para saída de resultados.....	42
Figura 12	Tela de visualização dos resultados na forma de tabela.....	43
Figura 13	Tela de visualização dos resultados na forma de gráfico.....	43
Figura 14	Esquema do trecho do Rio São Francisco simulado no HEC-RAS.....	46
Figura 15	Perfis transversais das estações de Piranhas (a) e Pão de Açúcar (b) (ANA, 2007b).....	47
Figura 16	Perfis transversais das estações de Traipu (a) e Propriá (b) (ANA, 2007b).....	47
Figura 17	Perfil transversal da seção de Brejo Grande.....	48

Figura 18	Comparação entre valores de cotas observadas (Hobs) e estimadas (Hest) para o período de janeiro de 1990 a dezembro de 1997 para seção de Piranhas.....	51
Figura 19	Comparação entre valores de vazões observadas (Qobs) e estimadas (Qest) para o período de janeiro de 1990 a dezembro de 1997 para seção de Pão de Açúcar.....	52
Figura 20	Comparação entre valores de vazões observadas (Qobs) e estimadas (Qest) para o período de janeiro de 1990 a dezembro de 1997 para seção de Traipu.....	52
Figura 21	Comparação entre valores de vazões observadas (Qobs) e estimadas (Qest) para o período de janeiro de 1990 a dezembro de 1997 para seção de Propriá.....	53
Figura 22	Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de cota observados e estimados para estação de Piranhas.....	55
Figura 23	Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de vazão observados e estimados para estação de Pão de Açúcar.....	55
Figura 24	Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de vazão observados e estimados para estação de Traipu.....	56
Figura 25	Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de vazão observados e estimados para estação de Propriá.....	56
Figura 26	Comparação entre valores de cotas observadas (Hobs) e estimadas (Hest) para o período de agosto de 1979 a fevereiro de 1983, para seção de Piranhas.....	57
Figura 27	Comparação entre valores de vazões observadas (Qobs) e estimadas (Qest) para o período de agosto de 1979 a fevereiro de 1983, para seção de Pão de Açúcar.....	58
Figura 28	Comparação entre valores de vazões observadas (Qobs) e estimadas (Qest) para o período de agosto de 1979 a fevereiro de 1983, para seção de Traipu.....	59
Figura 29	Comparação entre valores de vazões observadas (Qobs) e estimadas (Qest) para o período de agosto de 1979 a fevereiro de 1983, para seção de Propriá.....	60
Figura 30	Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de vazão observados e estimados para estação de Piranhas.....	61
Figura 31	Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de vazão observados e estimados para estação de Pão de Açúcar.....	62

Figura 32	Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de vazão observados e estimados para estação de Traipu.....	62
Figura 33	Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de vazão observados e estimados para estação de Propriá.....	63
Figura 34	Comparação entre valores de cotas observadas (Hobs) e estimadas (Hest) para o período de janeiro de 2001 a dezembro de 2003, para seção de Piranhas.....	64
Figura 35	Comparação entre valores de cotas observadas (Qobs) e estimadas (Qest) para o período de janeiro de 2001 a dezembro de 2003, para seção de Pão de Açúcar.....	65
Figura 36	Comparação entre valores de cotas observadas (Qobs) e estimadas (Qest) para o período de janeiro de 2001 a dezembro de 2003, para seção de Traipu.....	66
Figura 37	Comparação entre valores de cotas observadas (Qobs) e estimadas (Qest) para o período de janeiro de 2001 a dezembro de 2003, para seção de Propriá.....	67
Figura 38	Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de vazão observados e estimados para estação de Piranhas.....	68
Figura 39	Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de vazão observados e estimados para estação de Pão de Açúcar.....	69
Figura 40	Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de vazão observados e estimados para estação de Traipu.....	69
Figura 41	Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de vazão observados e estimados para estação de Propriá.....	70
Figura 42	Hidrograma do Rio São Francisco para o período de 26/1/2004 a 20/2/2004 nas estações fluviométricas de Piranhas, Propriá e Brejo Grande.....	71
Figura 43	Estação de bombas inundada no Perímetro Irrigado Cotinguiba-Pindoba durante a Cheia de 2004 (LABS, 2004).....	72
Figura 44	Áreas ribeirinhas inundadas dos municípios de Piranhas-AL (a) e Propriá-SE (b) durante a cheia de 2004 (GONDIM FILHO et al., 2004).....	72
Figura 45	Hidrograma do Rio São Francisco para o período de 20/7/2004 a 26/7/2004 nas estações fluviométricas de Piranhas, Pão de Açúcar, Traipu e Propriá.....	73

Figura 46	Perímetro de Irrigação de Propriá.....	97
Figura 47	Tela inicial do AcquaNet com destaque para os principais elementos e comandos.....	98
Figura 48	Representação de uma rede de fluxo com nós e arcos.....	99
Figura 49	Elementos geométricos dos canais de irrigação.....	106
Figura 50	Desenho esquemático do nivelamento geométrico simples.....	106
Figura 51	Pontos de coleta de amostras de água e medição de vazão.....	108
Figura 52	Micro-molinete Global Water modelo FP101.....	110
Figura 53	Rede de fluxo montada no AcquaNet representando o complexo de canais do Perímetro de Irrigação de Propriá.....	113
Figura 54	Desenho esquemático do Rio São Francisco, foz do Riacho Jacaré e entrada da captação principal do Perímetro Propriá.....	124

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	Estações Hidrométricas da ANA localizadas no Baixo São Francisco (ANA, 2007a).....	28
Tabela 2	Principais barragens da Bacia do São Francisco (CHESF, 2008).....	29
Tabela 3	Valores para o coeficiente de Manning descritos em CHOW (1959).....	49
Tabela 4	Valores do coeficiente de Manning “n” adotados trecho a trecho....	50
Tabela 5	Valores do Erro Padrão de Estimativa (EPE), índice de Willmott (d) e coeficiente de ajuste das curvas de massa residuais (D) para etapa de calibração.....	54
Tabela 6	Valores do Erro Padrão de Estimativa (EPE), índice de Willmott (d) e coeficiente de ajuste das curvas de massa residuais (D) para etapa de validação de vazões máximas.....	60
Tabela 7	Valores do Erro Padrão de Estimativa (EPE), índice de Willmott (d) e coeficiente de ajuste das curvas de massa residuais (D) para etapa de validação de vazões mínimas.....	67
Tabela 8	Limites permitidos para os parâmetros DBO, OD, CEa, SDT e pH para águas destinadas à irrigação.....	93
Tabela 9	Perímetros irrigados localizados no Baixo São Francisco sergipano (ITABORAHY et al., 2004).....	96
Tabela 10	Procedimentos de coleta, armazenamento e análise de amostras de água conforme APHA (1998).....	109
Tabela 11	Resultados das amostras de água de acordo com ensaios realizados no Laboratório de Química Analítica Ambiental (LQA) da Universidade Federal de Sergipe.....	112
Tabela 12	Demandas, área irrigada, vazão necessária (Q_n) e vazão fornecida (Q_f) em m^3/s , utilizadas no módulo de alocação do AcquaNet.....	115
Tabela 13	Comparação entre os valores de OD, DBO e SDT aferidos em laboratório (LQA) e calculados pelo AcquaNet.....	116
Tabela 14	Resultados da simulação do Cenário 1, comparando-se valores de vazão necessária (Q_n) e vazão fornecida (Q_f) em m^3/s	119

Tabela 15	Comparação entre os valores de OD, DBO e SDT aferidos em laboratório (LQA) e calculados pelo AcquaNet (calibração e Cenário 1).....	120
Tabela 16	Resultados da simulação do Cenário 2, comparando-se valores de vazão necessária (Q_n) e vazão fornecida (Q_f) em m^3/s	121
Tabela 17	Comparação entre os valores de OD, DBO e SDT aferidos em laboratório (LQA) e calculados pelo AcquaNet (calibração e Cenário 2).....	123

LISTA DE SIGLAS E ABREVIações

ADCP	Acoustic Doppler Current Profiler
ANA	Agência Nacional de Águas
APHA	American Public Health Association
CE	Condutividade Elétrica
CETESB	Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental
CODEVASF	Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e Parnaíba
CHESF	Companhia Hidrelétrica do São Francisco
CNUMAD	Conferência Mundial das Nações Unidas sobre Meio Ambiente e Desenvolvimento
CONAMA	Conselho Nacional de Meio Ambiente
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio
DNOCS	Departamento Nacional de Obras Contra a Seca
EPE	Erro Padrão de Estimativa
EPUSP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
FAO	Fundo das Nações Unidas para Agricultura e Alimentação
GEIDA	Grupo Executivo de Irrigação para o Desenvolvimento Agrícola
HEC-RAS	Hydrologic Engineering Center - River Analysis System
IBAMA	Instituto Brasileiro de Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
LABES	Laboratório de Erosão e Sedimentação da Universidade Federal de Sergipe
LabSid	Laboratório de Sistemas de Suporte a Decisões
LQA	Laboratório de Química Analítica Ambiental da Universidade Federal de Sergipe
OD	Oxigênio Dissolvido
pH	Potencial Hidrogeniônico
SUDENE	Superintendência para o Desenvolvimento do Nordeste
SDT	Sólidos Dissolvidos Totais
SUVALE	Superintendência do Vale do São Francisco
UFS	Universidade Federal de Sergipe
UHE	Usina Hidrelétrica
UNDP	United Nations Development Programme
UNEP	United Nations Environment Programme

UNESCO	Organização das Nações Unidas para a Ciência, Educação e a Cultura
UNFPA	Fundo de População das Nações Unidas
UTM	Universal Transverse Mercator
WHO	World Health Organization

RESUMO

CHAGAS, Rogério Moreira. **Modelagem hidrodinâmica no Baixo São Francisco e análise da quantidade e da qualidade da água para irrigação**. 2009. 136p. (Dissertação – Mestrado em Agroecossistemas). Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, SE.

Os objetivos do presente trabalho foram simular eventos críticos de vazões para estudo do comportamento hidrodinâmico no baixo curso do Rio São Francisco, utilizando o modelo hidrodinâmico HEC-RAS, e analisar a disponibilidade hídrica no Perímetro Irrigado de Propriá nos aspectos de quantidade e qualidade de água utilizando o modelo de rede de fluxos AcquaNet. No Estado de Sergipe, há uma dependência crescente das águas do Rio São Francisco. Abastecimento de cidades, indústrias e perímetros de irrigação, são as principais demandas atendidas com captação diretamente no Rio São Francisco ou em alguns de seus afluentes. A construção de barragens para geração de energia e contenção de cheias, a retirada da vegetação ciliar e a poluição das águas do Rio São Francisco e de seus afluentes, caracterizam-se como os problemas mais graves que tendem a comprometer a disponibilidade de água em quantidade e qualidade na região do Baixo São Francisco no médio e no longo prazo. Assoreamento do canal principal, interrupção do ciclo natural das cheias nas lagoas marginais, perda de áreas agricultáveis, rompimento de diques de contenção e comprometimento dos processos de captação e drenagem dos perímetros de irrigação, são os principais impactos na região do Baixo São Francisco em decorrência das alterações no regime natural de vazões. Garantir o suprimento de água em quantidade e qualidade para os agroecossistemas e ecossistemas associados ao rio depende do planejamento e gestão dos recursos hídricos que devem ser pensados, adotando-se as bacias hidrográficas como unidades básicas de planejamento.

Palavras-chave: modelagem, regularização de vazões, Baixo São Francisco

Comitê Orientador: Arisvaldo Vieira Mélo Júnior - UFS (Orientador), Carlos Alexandre Borges Garcia – UFS e Rubem La Laina Porto – EPUSP.

ABSTRACT

CHAGAS, Rogério Moreira. **Hydrodynamic modeling at the Lower San Francisco and analysis of the amount and the quality of water for irrigation**. 2009. 136p. (Dissertation - Master Program in Agroecosystems). Federal University of Sergipe, São Cristóvão, SE.

The aims of the present work were to simulate critical events of outflows in order to study the hydrodynamic behavior in the lower at the San Francisco river, by using hydrodynamic model HEC-RAS, and to analyze the water availability in the Perimeter Irrigated of Propria (state of Sergipe, Brazil) in the aspects of amount and quality of water being used the network flow model AcquaNet. In the State of Sergipe the dependence of the waters of the San Francisco river is increasing. Cities, factories and perimeter irrigation supplyment are the mainly attendant demands with the directly capitation in San Francisco river or in some of its tributaries. The construction of barrages for energy generation and attenuation for floods, the withdrawal of the riparian vegetation and the pollution of waters of the San Francisco river and its tributaries, are characterized as the most serious problems that can compromise the water availability in amount and quality in the region at the Lower San Francisco in the medium and long term. The main impacts generated in result of the alterations in the natural regimen of outflows are: the sedimentation of the main channel, the interruption of the natural cycle of full in the lateral lakes, the loss of cultivated areas, the disruption of containment levees and the endangerment of the processes of extraction and draining of the irrigation perimeters. To guarantee the water supplyment in amount and quality for agroecosystems and ecosystems associates to the river depends on the planning and management of the water resources that must be thought adopting the hydrographic basins as basic units of planning.

Key words: modeling, discharge regularization, Lower San Francisco

Guidance Committee: Arisvaldo Vieira Mélo Júnior - UFS (Major professor), Carlos Alexandre Borges Garcia – UFS e Rubem La Laina Porto – EPUSP.

CAPÍTULO 1

1. Introdução Geral

Um marco fundamental de como é pensado o desenvolvimento sustentável hoje, equacionando princípios econômicos, sociais e ambientais, foi a Conferência Mundial das Nações Unidas sobre Meio Ambiente e Desenvolvimento (CNUMAD-92 ou ECO-92), ocorrida no início da década de 1990 na cidade do Rio de Janeiro. Nela foram discutidas principalmente questões relacionadas com os impactos ambientais e sociais decorrentes das atividades humanas, para então serem definidos princípios, metas a serem atingidas e responsabilidades que deveriam ser assumidas por cada nação independente do grau de desenvolvimento econômico das mesmas.

Toda concepção do que foi definido na ECO-92 culminou num documento de compromisso denominado Agenda 21, no qual cada país deveria pautar suas políticas públicas engajadas nos ideais do desenvolvimento sustentável: proteção do meio ambiente, políticas sociais abrangentes e desenvolvimento econômico sustentável. As diretrizes defendidas na Agenda 21 mostram uma visão diferenciada até então pouco difundida, mas que vem há tempos demonstrando-se necessária para garantir que a relação entre homem e meio ambiente não seja tendenciosa somente aos interesses do primeiro.

Na Agenda 21 há um capítulo específico no qual o tema “água” é abordado como recurso estratégico para o desenvolvimento econômico de todas as nações, deixando evidente que a garantia do suprimento adequado de água em quantidade e qualidade para as diversas atividades humanas está diretamente relacionado com a preservação das funções biológicas, hidrológicas e químicas dos ecossistemas, e também à adaptação dos modelos de exploração do recurso aos limites da capacidade da natureza.

A pressão sobre os recursos hídricos decorrente das ações antrópicas (crescimento populacional, elevação da demanda por alimentos, poluição dos mananciais etc) eleva o risco de escassez a médio e longo prazo. A questão central não é a exploração do recurso, mas o modo como ocorre essa exploração, geralmente em escala e velocidade destoante dos padrões da natureza.

O estabelecimento de diretrizes e limites no âmbito dos recursos hídricos é fundamental para garantia de uma exploração galgada nas bases do desenvolvimento sustentável. O monitoramento das variáveis hidrológicas e a avaliação do estado atual e de cenários preditivos compõem as ferramentas para o planejamento e gerenciamento dos recursos hídricos.

No Estado de Sergipe há uma dependência crescente das águas do Rio São Francisco. Abastecimento de cidades, indústrias e perímetros de irrigação, constituem-se nas principais retiradas feitas diretamente no São Francisco ou em alguns de seus afluentes. Essas atividades estão cada vez mais comprometidas devido à construção de barragens para geração de energia, ao processo desordenado de urbanização dos municípios ribeirinhos e avanço indiscriminado das áreas destinadas à agricultura e pecuária, que trazem consigo graves problemas, tais como: alterações no regime natural de vazões, poluição causada pelo despejo de efluentes domésticos, industriais e agrícolas, substituição do remanescente florestal, principalmente nas áreas destinadas à vegetação ciliar, erosão das margens causando um maior aporte de sedimentos e, conseqüentemente, diminuição do volume de água no canal principal do rio etc. Isso demonstra uma crescente necessidade em se identificar estratégias que harmonizem a vocação dos ecossistemas com sistemas de ocupação nas áreas de bacias hidrográficas, capazes de assegurar a sustentabilidade da produção de alimentos, bem como a exploração racional dos recursos naturais no médio e no longo prazo, viabilizando assim um modelo diferenciado de ocupação das terras no qual o respeito às questões ambientais seja prioridade.

Os objetivos do presente trabalho foram simular eventos críticos de vazões para estudo do comportamento hidrodinâmico no baixo curso do Rio São Francisco, utilizando o modelo matemático HEC-RAS, e analisar a disponibilidade hídrica no Perímetro Irrigado de Propriá nos aspectos de quantidade e qualidade de água utilizando o modelo de rede de fluxos AcquaNet.

2. Referencial Teórico

2.1. Recursos hídricos e agroecossistemas

Aproximadamente 2,5% do volume total de água existente no mundo (34,65 milhões de km³) estão classificados como água doce, estando assim distribuída: 68,9% calotas polares e geleiras, 29,9% água subterrânea, 0,3% rios e lagos, e 0,9% outros reservatórios (SHIKLOMANOV, 1998). A pressão sobre esses 2,5% aumenta a cada dia com o crescimento populacional e das atividades econômicas, fazendo com que muitos países atinjam rapidamente condições de escassez de água ou se defrontem com limites de uso que comprometem consideravelmente o desenvolvimento econômico. De acordo com dados do Fundo das Nações Unidas para Agricultura e Alimentação (FAO), estima-se que mundialmente o uso da água proveniente das diversas fontes está assim distribuído: agricultura 70-80%, indústria 20-25% e consumo doméstico 6-10% (FAO, 2003). O planejamento torna-se indispensável no sentido de compatibilizar os vários usos, viabilizando os diferentes setores produtivos, monitorando a quantidade e a qualidade e melhorando os níveis de eficiência global de uso.

Uma característica da crise ambiental que vivenciamos é a dissonância entre os interesses econômicos e ambientais. As intervenções do homem extrapolaram os limites da natureza, gerando grandes impactos ambientais, ocasionando rápidas e irreversíveis mudanças nos ecossistemas. Os vários usos múltiplos da água e as permanentes necessidades de água para fazer frente ao crescimento populacional, as demandas industriais e agrícolas têm gerado permanente pressão sobre os recursos hídricos superficiais e subterrâneos (TUNDISI, 2003). Segundo LANNA (1997) os principais conflitos relacionados com o uso da água podem ser enquadrados em três classes: conflitos de destinação de uso e conflitos de disponibilidade qualitativa e quantitativa. HOGAN et al. (2000) destaca a captação superior à capacidade dos mananciais e a poluição oriunda de efluentes domésticos e industriais como os principais fatores de pressão exercidos pelos aglomerados urbanos sobre os recursos hídricos.

Referindo-se especificamente à Região Nordeste, REBOUÇAS (1997) destaca como fatores preponderantes para o comprometimento da disponibilidade hídrica em qualidade e quantidade: crescimento rápido e desordenado das demandas, poluição dos mananciais devido ao lançamento de esgotos domésticos e industriais não-tratados, e a baixa eficiência dos serviços de saneamento básico causando perdas acentuadas de água

tratada nas redes de distribuição. Segundo estimativas da World Health Organization aproximadamente 88% das doenças que são transmitidas pela água estão relacionadas com deficiências no sistema de abastecimento, no esgotamento sanitário e na falta de higiene (WHO, 2003). É uma evidência catastrófica visto que tais problemas incidem mais gravemente sobre as populações mais carentes dos países em desenvolvimento.

De acordo com CIRILO (2008) o semi-árido nordestino apresenta um déficit considerável com relação ao volume de escoamento de água dos rios quando comparado às demais regiões do país. Essa condição seria resultado do efeito combinado entre fatores climáticos (alta incidência de radiação solar, temperaturas elevadas, elevados índices de evaporação, variabilidade das precipitações etc) e da ocorrência predominante de solos rasos baseados sobre rochas cristalinas, apresentando como consequência direta as baixas trocas de água entre o rio e o solo adjacente e resultando na existência de densa rede de rios temporários.

O passo inicial para garantir o suprimento sustentável de água em quantidade e qualidade é o planejamento e gestão dos recursos hídricos que devem ser pensados adotando-se as bacias hidrográficas como unidades básicas de planejamento. Para FIGUEREDO (1999) uma bacia hidrográfica, independente de sua extensão territorial, é uma unidade complexa e constituída por componentes do sistema hidrológico (agentes naturais) e componentes do sistema administrativo (atividades antrópicas). De acordo com o mesmo autor, a bacia hidrográfica, como sistema hidrológico, é uma produtora de água e dependendo do manejo empregado, representa um grande reservatório de água para uso ao longo de todo o ano ou simplesmente uma superfície de drenagem rápida da água que chega até ela em forma de chuva.

A área de abrangência de uma bacia hidrográfica compreende diferentes ecossistemas, antropizados ou não, cada um deles é constituído por suas múltiplas relações entre solo, água, vegetação, macro e microrganismos, que interagem e competem devido em grande medida à diversidade de seus componentes. HART (1980) denomina de agroecossistema todo ecossistema modificado que apresenta pelo menos uma população agrícola, nos quais a dinâmica energética depende de intervenções antrópicas. De acordo com CONWAY (1987) e MARTEN (1988) agroecossistemas são sistemas ecológicos (complexo de ar, água, solo, plantas, animais, microorganismo e tudo mais que estiver na área) modificados pelo homem para a produção de alimento, fibra ou outros produtos de origem agrícola.

Uma das principais características dos agroecossistemas é o fato de serem “domesticados” pelo homem com o propósito de suprir uma demanda por alimentos. Estão situados entre ecossistemas naturais e construídos, e nos quais a demanda energética é cerca de dez vezes maior que em ecossistemas naturais, devido aos subsídios químicos e energéticos necessários à sua manutenção (ODUM, 1996). Segundo FERRAZ (2003) esses ecossistemas são modificados para a produção de alimentos, nos quais o homem está incluso como produtor ou consumidor de forma explícita, assumindo dimensões ambientais, socioeconômica e de saúde pública.

A garantia da estabilidade produtiva e ambiental dos agroecossistemas está diretamente relacionada ao manejo adequado da água, do solo e das espécies vegetais ali cultivadas, não excedendo no aporte de insumos, equilibrando assim a necessidade de se estabelecer uma produção agrícola que não esteja totalmente afastada dos princípios ecológicos.

2.2. Sustentabilidade dos agroecossistemas

Para que se atinja realmente a sustentabilidade em qualquer atividade de exploração de recursos naturais deve-se pensar pelo menos em manter e até elevar a base de recursos do meio ambiente. Os diversos modelos de uso da terra e da água devem estar baseados no princípio de que o uso desses recursos não deve exceder sua capacidade de renovação (CIRILO, 2008).

Os agroecossistemas e os ecossistemas naturais apresentam a energia solar como fonte comum de energia. Contudo, o primeiro apresenta características básicas que os diferenciam consideravelmente dos últimos: presença de combustíveis fósseis, trabalho animal e do próprio homem, como fontes alternativas de energia; e diversidade biológica reduzida com o propósito de maximizar a produção (ODUM, 1996). Modificados ou não, ambos os sistemas apresentam uma complexa interação entre componentes físicos, químicos e biológicos que de forma geral se adaptam à estruturação vigente para atender as demandas prioritárias.

A sustentabilidade deve ser abordada em duas dimensões: a dimensão ambiental, que está relacionada com a preservação ou aprimoramento da base de recursos produtiva, principalmente para as gerações futuras; e a dimensão social, que não está somente relacionada com o que indivíduos, grupos e comunidades podem ganhar, mas à

maneira como pode ser mantida decentemente sua qualidade de vida (CHAMBERS e CONWAY, 1992).

Agroecossistemas produtivos e sustentáveis são construídos com a integração entre valores ambientais e sociais, além da adoção de princípios ecológicos como a diversidade no espaço e no tempo, a reciclagem de nutrientes, a depredação natural e o parasitismo, o máximo aproveitamento da luz e da água, a fixação biológica de nitrogênio e recursos genéticos adaptados às condições locais (ALTIERI, 1989). GLIESSMAN (2005) acrescenta que para criação de agroecossistemas sustentáveis deve-se tentar alcançar as características inerentes aos ecossistemas naturais sem, contudo, alterar a funcionalidade de produção agrícola do agroecossistema.

Sistemas agrícolas sustentáveis devem ter como princípios a minimização ou mesmo a neutralização dos feitos provenientes das intervenções antrópicas no ambiente, admitindo-se parâmetros básicos, tais como: preservação dos recursos naturais e manutenção da produtividade agrícola; atenuação dos impactos diversos ao ambiente;; uso reduzido de insumos químicos; e atendimento das necessidades sociais e econômicas dos indivíduos ali engajados (ALMEIDA, 1995).

De acordo com ALTIERI et al. (2003) os agroecossistemas são formados por comunidades de espécies vegetais e animais que interagem com o ambiente físico e químico modificados pelo homem para produção de alimentos. Seguindo esse raciocínio, os mesmos autores afirmam que o entendimento das interações e dos processos ecológicos existentes nesses sistemas (fluxo de energia, ciclagem de nutrientes, mecanismos reguladores das populações etc) é a chave para o manejo sustentável que tem como principal objetivo o aumento da produção com uma menor carga de insumos externos, minimizando assim os impactos negativos de caráter sociais e ambientais.

A maneira como os agroecossistemas se mantêm sustentáveis ao longo dos anos de exploração pode ser avaliada utilizando as cinco propriedades: produtividade, estabilidade, sustentabilidade, equidade e autonomia. CONWAY (1987) propôs quatro propriedades inerentes aos agroecossistemas: *produtividade* - quantidade de alimento, do combustível ou da fibra que um agroecossistema produz para o uso humano; *estabilidade* - constância da produtividade diante das pequenas forças perturbadoras que surgem das flutuações e dos ciclos normais no ambiente circundante; *sustentabilidade* - capacidade de manutenção da produtividade, através do tempo, diante de uma perturbação, estresse; e *equidade* - grau de igualdade de distribuição da produtividade

do sistema agrícola entre os beneficiários humanos. De acordo com MARTEN (1988), acrescenta-se a estas quatro propriedades supracitadas uma quinta propriedade: *autonomia* – que é definida como sendo a capacidade de um agroecossistema manter-se ao longo dos anos.

2.3. Alterações no regime de vazões e suas conseqüências nos agroecossistemas do Baixo São Francisco

A região do Baixo São Francisco abrange áreas dos Estados da Bahia, Pernambuco, Sergipe e Alagoas, compreendendo uma extensão de 247 km e área de abrangência de 32.013 km². A área do Estado de Sergipe no Vale do São Francisco é de 7.445,4 km², correspondente a 33,9% do Estado e a 1,2% de toda a bacia. Integra 28 municípios, dos quais, 19 com território totalmente incluído no Vale (SERGIPE, 2003). Na região existem, entre projetos de irrigação federais e estaduais, seis perímetros que exploram a rizicultura, piscicultura e fruticultura tropical. Dentre as atividades agrícolas anteriormente mencionadas, a rizicultura apresenta especial destaque no montante da produção estadual, estando concentrada em três perímetros de irrigação, na área de abrangência de 14 municípios sergipanos: Propriá (municípios de Propriá, Telha e Cedro de São João), Betume (municípios de Ilha das Flores, Neópolis e Pacatuba) e Cotinguiba-Pindoba (municípios de Japoatã, Neópolis e Propriá) (CUENCA e NAZÁRIO, 2002).

As modificações mais significativas no regime de vazões do Rio São Francisco ocorreram mediante o início da operação dos complexos de Três Marias (1952) e Sobradinho (1979), localizados nos estados de Minas Gerais e Bahia, respectivamente. Os dois complexos têm a função de geração de energia e, principalmente de contenção de cheias nas regiões à jusante. Juntas garantem uma vazão média regularizada a partir de Sobradinho de 1815 m³/s (LERNER, 2006).

Algumas várzeas anteriormente existentes ao longo do curso do rio, entre os estados de Sergipe e Alagoas, foram transformadas em perímetros irrigados devido ao processo de regularização das vazões. Os projetos São Francisco I (*Polders* do Baixo São Francisco) e São Francisco II, executados entre os anos de 1975 e 1988, pela Superintendência do Vale do São Francisco (SUVALE), hoje Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e Parnaíba (CODEVASF), representam o marco inicial da transformação de cinco grandes várzeas naturais em perímetros

irrigados, localizados na região do Baixo São Francisco: Propriá (1976), Betume (1978) e Cotinguiba-Pindoba (1982), no Estado de Sergipe; Itiúba (1976) e Boacica (1978), no Estado de Alagoas (GÓIS et al., 1992). Esses perímetros juntos contemplam atualmente uma área irrigada de 10.507 ha, apresentando uma vazão de projeto de 32,08 m³/s (ITABORAHY et al., 2004).

Os problemas na região do Baixo São Francisco devido às diversas intervenções feitas ao longo do curso do rio têm causado modificações severas, tais como: diminuição do volume de água no canal principal, interrupção do ciclo natural das cheias nas lagoas marginais que atuam como berçário natural de várias espécies de peixes, erosão das margens, perda de áreas agricultáveis, rompimento de diques de contenção e comprometimento dos processos de captação e drenagem dos perímetros de irrigação (SANTOS, 2001; FONTES, 2002; CASADO et al., 2002; ROCHA, 2006; HOLANDA et al., 2008). GÓIS et al. (1992) relata que um dos problemas mais graves que ocorre no baixo curso do rio é o processo de alteração das margens e do leito, em decorrência da ocupação das várzeas com a construção de diques de contenção, para instalação dos perímetros irrigados, que reduziu a planície de inundação e, conseqüentemente, alterou consideravelmente as condições de escoamento natural do rio.

Um dos impactos ambientais causados em decorrência da regularização do regime de vazões foi a eliminação das fortes correntezas geradas pelas enchentes, que reduziram boa parte do potencial de transporte de sedimentos do rio, gerando o assoreamento do canal principal, comprometendo a navegação e gerando um déficit de sedimentos no delta que vem resultando também a erosão de algumas praias localizadas próximas à foz (OLIVEIRA et al., 2003). CHRISTOFOLETTI (1980) e SILVA et al. (2003) destacam que a capacidade de erosão das margens de um rio, e os processos de transporte e deposição de sedimentos são dependentes de fatores como vazão e natureza das correntes fluviais, refletindo numa condição de equilíbrio do canal fluvial. Qualquer tipo de interferência natural ou antrópica causa alteração na dinâmica dos processos de erosão, transporte e deposição de sedimentos.

Os efeitos da construção dos reservatórios em série são muitos, não atingindo somente os irrigantes e não se restringindo apenas à região do baixo curso do rio. COELHO (2008), referindo-se às características de reservatórios do tipo armazenamento-liberação (caso dos complexos de Sobradinho e Xingó), afirma que há modificações nos padrões e fluxo do canal, afetando as características do sedimento do

rio, nutrientes e qualidade da água. PAIVA et al. (2003) caracterizam como substancial as reduções nos estoques pesqueiros naturais, devido ao comprometimento da piracema e pela não ocorrência das cheias anuais que inundavam as várzeas.

2.4. Modelos para análise de sistemas de recursos hídricos

Atualmente, com o avanço tecnológico crescente no desenvolvimento e aperfeiçoamento de softwares específicos na área de recursos hídricos, é cada vez mais freqüente a utilização de modelos em pesquisas que envolvem a estimativa de parâmetros hidrológicos, no aspecto de qualidade ou de quantidade, para melhor compreender como a interação entre os diferentes processos (físicos, químicos ou biológicos) definem o comportamento do fluxo de água numa bacia hidrográfica.

Um modelo é uma representação de um sistema real ou imaginário usando uma linguagem, um meio, e de acordo com um ponto de vista específico, sendo assim, considerado como uma representação do conhecimento e a principal ferramenta para se estudar o comportamento de sistemas complexos. O aspecto mais importante de um modelo é a relação simplicidade *versus* fidelidade (TRIVELATO, 2003).

Segundo CHOW (1959) os modelos que descrevem o escoamento em canais livres são classificados em hidrológicos e hidráulicos. Os modelos hidrológicos se caracterizam por desprezarem a equação de quantidade de movimento, considerando apenas o efeito do armazenamento no escoamento. Os modelos hidráulicos ou hidrodinâmicos são aqueles que utilizam o conjunto de equações de Saint-Venant, na sua forma simplificada ou completa, para representar o escoamento não-permanente, a equação da continuidade e a equação da quantidade de movimento.

Um dos modelos hidrodinâmicos mais difundidos e empregados para estudos em rios de pequeno e grande porte é o HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System). Esse modelo foi desenvolvido pelo Centro de Engenharia Hidrológica do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos da América, composto por três módulos integrados: hidrodinâmico, transporte de sedimentos e qualidade da água. O modelo numérico empregado no HEC-RAS simula o escoamento em canais com superfície livre (naturais e artificiais), permitindo o cálculo e análises hidráulicas com escoamento unidimensional em regime permanente e não-permanente (HEC, 2008).

Um outro modelo de simulação matemática também empregado para análise de sistemas de recursos hídricos é o AcquaNet. O AcquaNet utiliza um algoritmo de rede de fluxo na solução de problemas relacionados ao gerenciamento de recursos hídricos. O modelo foi desenvolvido pela equipe técnica do Laboratório de Sistemas de Suporte a Decisões (LabSid) da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), a partir de uma reestruturação no modelo MODSIM desenvolvido na década de 1980 na “Colorado State University” (ALBANO, 2004; LERNER, 2006; SHARDONG, 2006).

O AcquaNet é estruturado em módulos assim segmentados: módulo base – é a interface de coordenação do modelo, na qual são executadas as funções de criação e edição do desenho esquemático do curso d’água, leitura e gravação dos projetos, escolha do módulo secundário a se trabalhar e comunicação entre os diferentes módulos secundários; módulos secundários – são definidos de acordo com o objetivo do estudo e estão assim divididos: i) alocação de água; ii) qualidade de água; iii) alocação de água para irrigação; iv) produção de energia elétrica; v) análise de valores econômicos nas decisões de alocação; e vi) curvas de aversão ao risco (LERNER, 2006; SHARDONG, 2006).

3. Referências Bibliográficas

ALBANO, G. D. **Integração de um modelo matemático de quantidade de água em rede de fluxo (ACQUANET) com um modelo matemático de qualidade de água em represas (CE-QUAL-R1) estudo de caso: represa Jaguari-Jacareí – Sistema Cantareira**. 2004. 266f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

ALMEIDA, J. Da ideologia do progresso à idéia de desenvolvimento (rural) sustentável. In: ALMEIDA, J.; NAVARRO, Z. **Reconstruindo a agricultura – idéias ideais na perspectiva do desenvolvimento rural sustentável**. Porto Alegre: UFRGS, 1995. p.33-55.

ALTIERI, M. **Agroecologia: as bases científicas da agricultura alternativa**. Rio de Janeiro: PTA/FASE, 1989. 240p.

ALTIERI, M. A.; SILVA, N. E.; NICHOLLS, C. I. **O papel da biodiversidade no manejo de pragas**. Ribeirão Preto: Editora Holos Ltda, 2003. 226p.

CASADO, A. P. B. *et al.* Bank erosion evolution in São Francisco River. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, Viçosa, v.26, p.231-239, 2002.

CHAMBERS, R; CONWAY, G. R. **Sustainable Rural Livelihoods: practical concepts for the 21st century**. Institute of development studies: Discussion Paper nº 296, 1992.

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

CHRISTOFOLETTI, A. **Geomorfologia**. São Paulo: Edgar Blucher Ltda, 1980. 188 p.

CIRILO, J. A. Políticas públicas de recursos hídricos para o semi-árido. **Estudos Avançados**, São Paulo, v.22, n.63, p.1-13, 2008.

COELHO, A. L. N. Geomorfologia fluvial de rios impactados por barragens. **Caminhos de Geografia**, Uberlândia, v.9, n.26, 2008 p.16–32.

CONWAY, G. R. The properties of Agroecosystems. **Agricultural Systems**. Great Britain, n.24, p.95-117, 1987.

CUENCA, M. A. G.; NAZÁRIO, C. C. **A rizicultura no Baixo São Francisco Sergipano: Aspectos conjunturais e sua evolução na década de 90**. Aracaju: Embrapa Tabuleiros Costeiros, 2002. 22 p.

FERRAZ, J. M. G. As dimensões da sustentabilidade e seus indicadores. In: MARQUES, J. F.; SKORUPA, L. A.; FERRAZ, J. M. G. (Ed.). **Indicadores de sustentabilidade em Agroecossistemas**. Jaguariúna: Embrapa Meio Ambiente. 2003, p.15-35.

FIGUEREDO, S. V. de A. Produção quantitativa e qualitativa de água. **Ação Ambiental**, Viçosa, n.3, p.7-8, 1999.

FONTES, L. C. S. **Erosão marginal associada a impactos ambientais a jusante de grandes barragens: O caso do baixo curso do rio São Francisco**. Dissertação (Mestrado em Desenvolvimento e Meio ambiente) - Programa de Pós-graduação em Desenvolvimento e Meio Ambiente (PRODEMA), Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, 2002.

FUNDO DAS NAÇÕES UNIDAS PARA AGRICULTURA E ALIMENTAÇÃO. **Descubrir el potencial del agua para la agricultura**. Roma, 2003. 72p.

GLIESSMAN, S. R. **Agroecologia: processos ecológicos em agricultura sustentável**. 3. ed. Porto Alegre: UFRGS, 2005. 653p.

GÓIS, J. A.; PAIVA, M. F. A.; TAVARES, S. M. G. **Projetos de irrigação no vale do Baixo São Francisco**. Texto Para Discussão. Rio de Janeiro: IPEA, 1992. 40p.

HART, R. D. **Agrosistemas: Conceptos básicos**. Turrialba: CATIE, 1980, 211p.

HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER. **HEC-RAS River Analysis System**. Users Manual, Version 4.0, US Army Corps of Engineers, Davis, USA.

HOGAN, D. J. *et al.* Urbanização e Vulnerabilidade Socioambiental: o caso de Campinas (São Paulo). In: Congresso Iberoamericano de Urbanismo, 9, 2000, Recife. **Anais...** Recife: UFPE, 2000. CD-ROM. 23p.

HOLANDA, F. S. R.; ROCHA, I. P.; OLIVEIRA, V. S. Estabilização de taludes marginais com técnicas de bioengenharia de solos no Baixo São Francisco. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, Campina Grande, v.12, n.6, p.570-575, 2008.

ITABORAHY, C. R. *et al.* **Estudo técnico de apoio ao PBHSF nº 12: Agricultura irrigada**. Brasília: ANA/GEF/PNUMA/OEA, 2004. 108p.

OLIVEIRA, A. M. *et al.* **Projeto de Gerenciamento Integrado das Atividades Desenvolvidas em terra na Bacia do São Francisco: Subprojeto 1.1.A - Estudo Hidrodinâmico-Sedimentológico do Baixo São Francisco, Estuário e Zona Costeira Adjacente-AL/SE**. Brasília: ANA/GEF/PNUMA/OEA, 2003. 35p.

LANNA, A. E. Introdução. In: PORTO, R. L. L. *et al* (1997). **Técnicas quantitativas para o gerenciamento de Recursos Hídricos**. 1. ed. São Paulo: ABRH/EUFRGS, 1997. p.15-41.

LERNER, G. L. S. **Estudo de impactos na geração hidroelétrica ao longo do Rio São Francisco devido a transposição de suas águas utilizando modelo matemático de fluxos em rede AcquaNet**. 2006. 117f. Dissertação (Mestrado em Ciências em Planejamento Energético) – Instituto Alberto Luis Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

MARTEN, G. G. Productivity, Stability, Sustainability, Equitability and Autonomy as Properties for Agroecosystem Assessment. **Agricultural Systems**. Great Britain, n.26, p.291-316, 1988.

ODUM, E. P. **Ecology: a bridge between science and society**. 2. ed. Sunderland: Sinauer Associates. 1996. 331p.

PAIVA, M. de F. A. *et al.* Os usos múltiplos e a gestão dos recursos hídricos na bacia do rio São Francisco. In: FREITAS, M. A. V. *et al.* **O Estado das Águas no Brasil - 2001-2002**. Brasília: ANA, 2003. p.419-434.

REBOUÇAS, A. C. Água na Região Nordeste: desperdício e escassez. **Estudos Avançados**, São Paulo, v.11, n.29, p.127-54, 1997.

ROCHA, I. P. **Controle da erosão marginal no baixo São Francisco: uso da bioengenharia de solos associada à recuperação da vegetação ciliar**. São Cristóvão, 2006. 72f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Florestal) – Núcleo de Engenharia Florestal, Universidade Federal de Sergipe. São Cristóvão, 2006.

SANTOS, L. G. C. **Diagnóstico dos remanescentes de mata ciliar no baixo São Francisco Sergipano afetado pela erosão marginal e a compreensão dos ribeirinhos sobre a degradação desta vegetação**. Dissertação (Mestrado em Desenvolvimento e Meio ambiente) - Programa de Pós-graduação em Desenvolvimento e Meio Ambiente (PRODEMA), Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, 2001.

SERGIPE (Estado). Secretaria de Estado da Agricultura, do Abastecimento e da Irrigação. **Plano de Desenvolvimento Rural da Região do Baixo São Francisco no Estado de Sergipe**. Aracaju, março de 2003.

SHARDONG, A. **Aplicação de técnicas de Programação Linear e extensões para otimização da alocação de água em sistemas de recursos hídricos, utilizando métodos de Pontos Interiores**. 2006. 141f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

SHIKLOMANOV, I. **World water resources: a new appraisal and assessment for the 21th century**. Paris: IHP/UNESCO, 1998. 32p.

SILVA, A. M.; SCHULZ, H. E.; CAMARGO, P. B. **Erosão e Hidrossedimentologia em bacias hidrográficas**. São Carlos: RiMa. 2003. 37 p.

TRIVELATO, G. C. **Técnicas de modelagem e simulação de sistemas dinâmicos**. Nota Técnica, INPE, São José dos Campos, 2003. 20p.

TUNDISI, J. G. **Água no Século XXI: Enfrentando a Escassez**. São Carlos: RiMa, IIE, 2003. 248p.

WORLD HEALTH ORGANIZATION. **Emerging issues in water and infectious disease**. Genebra: WHO, 2003. 24 p.

CAPÍTULO 2

MODELAGEM HIDRODINÂMICA NO BAIXO SÃO FRANCISCO

1. Resumo

CHAGAS, Rogério Moreira. **Modelagem hidrodinâmica no Baixo São Francisco**. 2009. (Dissertação – Mestrado em Agroecossistemas). Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, SE.

No presente trabalho foram simulados eventos críticos de vazões no baixo curso do Rio São Francisco utilizando o modelo HEC-RAS, com o objetivo de estudar o comportamento hidrodinâmico do rio em decorrência da regularização do regime de vazões. A área de estudo está localizada no trecho compreendido entre as estações fluviométricas de Piranhas (Alagoas) e Brejo Grande (Sergipe). Foram utilizados perfis transversais e séries históricas das estações fluviométricas da ANA de Piranhas, Pão de Açúcar, Traipu, Propriá e Brejo Grande. O modelo HEC-RAS utiliza o conjunto de equações de Saint-Venant para representar o escoamento não-permanente, usando como dados de entrada valores de cota e vazão. A comparação dos valores observados (Qobs e Hobs) e calculados (Qest e Hest) foi feita com base nos parâmetros estatísticos Erro Padrão de Estimativa (EPE), índice de Willmott (d) e o Coeficiente de Ajuste das Curvas Residuais (D), para cada estação. O rio foi dividido em três trechos (Piranhas-Pão de Açúcar; Pão de Açúcar-Traipu e Traipu-Foz) para os quais foram utilizados para o coeficiente de Manning os valores (0,04; 0,06 e 0,075), respectivamente. Para o período de calibração (1990-1997) os valores encontrados para as estações de Piranhas, Pão de Açúcar, Traipu e Propriá para o EPE (0,92; 195,7; 347,6; e 395,8), d (0,94; 0,99; 0,99; e 0,99) e D (0,72; 0,87; 0,80; e 0,92) demonstraram um ajuste satisfatório para correlação entre valores cota e vazão, observados e calculados. Para a validação do período de vazões máximas (1979-1983) os valores encontrados para as respectivas estações do EPE (1,24; 208,7; 429,6; e 397), d (0,95; 0,99; 0,99; e 0,99) e D (0,65; 0,99; 0,97; e 0,96) apontam para um ajuste satisfatório apesar de que o aumento dos valores do EPE em relação à série de calibração demonstrar que há uma maior dispersão dos dados em torno da reta de regressão. Para a validação do período de vazões mínimas (2001-2003) os valores encontrados para as respectivas estações do EPE (0,63; 115; 305,8; e 265), d (0,85; 0,95; 0,76; e 0,78) e D (0,94; 0,94; 0,88; e 0,73) demonstram um bom ajuste na comparação entre valores de cota e vazão observados e calculados. O melhor ajuste para as três séries utilizadas, comparando-se os valores do EPE, d e D, foi verificado na estação de Pão de Açúcar. O modelo foi calibrado para uma série que contempla eventos críticos de vazão, e demonstrou robustez representando bem os eventos de máximas e mínimas vazões aplicados no processo de validação, atendendo aos objetivos propostos no presente trabalho.

Palavras-chave: HEC-RAS, escoamento não-permanente, regularização de vazões

2. Abstract

CHAGAS, Rogério Moreira. **Modeling hydrodynamics of the Lower San Francisco**. 2009. (Dissertation - Master Program in Agroecosystems). Federal University of Sergipe, São Cristóvão, SE.

In the present work critical events of outflows at the lower course of the San Francisco river had been simulated using model HEC-RAS, with the objective to study the hydrodynamic behavior of the river in result of the regularization of the regimen of discharge. The studied area is located between the fluviometric stations of Piranhas (State of Alagoas) and Brejo Grande (State of Sergipe), Brazil. It had been used Transversal profiles and historical series of the fluviometric stations of National Water Agency (NWA) of Piranhas, Pão de Açúcar, Traipu, Propriá and Brejo Grande. Model HEC-RAS uses the set of equations of Saint-Venant to represent the unsteady flow, using as input data values of water level and discharge. The comparison of the values observed (Qobs and Hobs) and calculated (Qest and Hest) was done based on the statistical parameters Error Standard of Estimate (SEE), index of Willmott (d) and the Coefficient of Adjustment of the Residual Curves (D), for each station. The river was divided into three stretches (Piranhas- Pão de Açúcar; Pão de Açúcar-Traipu and Traipu-Estuary) for which one the coefficient of Manning (0,04; 0,06; and 0,075) values were used, respectively. For the period of calibration (1990-1997) the values found for the stations of Piranhas, Pão de Açúcar, Traipu and Propriá for SEE (0,92; 195,7; 347,6; and 395,8), d (0,94; 0,99; 0,99; and 0,99) and D (0,72; 0,87; 0,80; and 0,92) demonstrated a satisfactory adjustment for correlation between values water level and discharge, observed and calculated. For the validation of the period of maximum discharges (1979-1983) the values found for the respective stations of SEE (1,24; 208,7; 429,6; and 397), d (0,95; 0,99; 0,99; and 0,99) and D (0,65; 0,99; 0,97; and 0,96) points to a satisfactory adjustment although the increase of the values of the SEE in relation to the calibration series demonstrates that it has a bigger dispersion of the data around the regression straight line. For the validation of the period of minimum discharges (2001-2003) the values found for the respective stations of SEE (0,63; 115; 305,8; and 265), d (0,85; 0,95; 0,76; and 0,78) and D (0,94; 0,94; 0,88; and 0,73) demonstrates a good adjustment in the comparison between values of observed and calculated water level and discharge. The best adjustment for the three used series, comparing the values of SEE, d and D, was verified in the Pão de Açúcar station. The model was calibrated for a series that contemplates critical events of discharge, and demonstrated to robustness representing well the events of maximum and minimum discharges applied in the validation process, taking care of to the objectives considered in the present work.

Key words: HEC-RAS, unsteady flow, discharge regularization

3. Introdução

O Rio São Francisco é muito importante para a Região Nordeste. Visto apenas pelo lado socioeconômico, a produção agrícola, a geração de energia, o abastecimento público e industrial, a pesca, são as principais atividades das quais há uma dependência das águas do São Francisco ou de alguns dos seus afluentes. O elevado grau de exploração de recursos naturais que estão direta ou indiretamente ligados às atividades desenvolvidas na bacia hidrográfica e os múltiplos usos da água do rio demonstram que a bacia é uma das mais densamente ocupadas e exploradas do Brasil.

A concepção de inesgotabilidade deu lugar à preocupação frente a estudos preditivos segundo os quais mais de 50% da população mundial sofrerá com a escassez de água até o ano de 2025 caso não sejam modificadas as formas como o recurso é explorado. As populações severamente atingidas são aquelas situadas em regiões onde as características climáticas condicionam uma sazonalidade acentuada no regime de chuvas e onde a maioria dos rios existentes apresenta regime intermitente (SELBORNE, 2001; UNESCO, 2003; UNDP, 2006).

As ações que mais afetam o regime natural de vazões em um rio são: a regularização provocada pela construção de barragens, as retiradas de água para irrigação, consumo doméstico e industrial, a substituição de áreas florestadas por áreas impermeabilizadas, e a poluição por resíduos domésticos e industriais. Os impactos provocados por estas ações tendem a reduzir a disponibilidade de água em termos quantitativos e qualitativos.

Os problemas na região do Baixo São Francisco devido às diversas intervenções feitas ao longo do curso do rio têm causado modificações severas, tais como: diminuição do volume de água no canal principal, interrupção do ciclo natural das cheias nas lagoas marginais que atuam como berçário natural de várias espécies de peixes, erosão das margens, perda de áreas agricultáveis, problemas relativos à captação e drenagem dos perímetros de irrigação etc (SANTOS, 2001; FONTES, 2002; CASADO et al., 2002; ROCHA, 2006; HOLANDA et al., 2008).

Ao longo dos anos, o rio teve sua dinâmica natural de vazões extremamente modificada principalmente por intervenções causadas pelo homem. As modificações em decorrência das intervenções do homem, muitas delas necessárias, na maioria das vezes apresentam um custo ambiental muito elevado porque geralmente promovem modificações rápidas e irreversíveis aos ecossistemas integrados à área da bacia

comprometendo assim, no médio e no longo prazo, a disponibilidade hídrica para a região.

Nesse contexto, os modelos matemáticos que simulam processos hidrodinâmicos se constituem ferramenta de previsão importante para a gestão de bacias hidrográficas, consideradas num enfoque sistêmico como produtoras de água, o que permite assegurar o equilíbrio dos sistemas aquáticos ao informar a magnitude das suas respostas às mudanças induzidas. A relevância destes modelos tem-se evidenciado pelo seu crescente número e pelo seu contínuo desenvolvimento, a fim de alcançar resultados ainda mais exatos a tempo computacional mais reduzido. A modelação matemática e a simulação computacional tornam-se assim uma parte integrante do processo de tomada de decisão, e ferramenta indispensável à gestão integrada dos recursos hídricos.

O grande desafio hoje é equacionar exploração e preservação quando se deseja garantir um uso sustentável dos recursos hídricos. Há uma crescente necessidade em se identificar estratégias e diretrizes que harmonizem a vocação dos ecossistemas com sistemas de ocupação nas áreas de bacias hidrográficas, capazes de assegurar a sustentabilidade da produção de alimentos, bem como a exploração racional dos recursos naturais a médio e longo prazo, viabilizando assim um modelo diferenciado de ocupação das áreas de bacias hidrográficas no qual o respeito às questões ambientais seja prioridade.

O objetivo do presente trabalho foi simular eventos críticos de vazões para estudo do comportamento hidrodinâmico no baixo curso do Rio São Francisco, utilizando o modelo matemático HEC-RAS.

4. Referencial Teórico

4.1. Escoamento fluvial

Na hidráulica são consideradas duas situações bem distintas para se estudar o escoamento da água: escoamento em superfície livre e em condutos forçados. A principal diferença entre estas duas condições é que no primeiro caso a água tem sempre uma superfície livre em contato constante com a pressão atmosférica (Figura 1a), enquanto que no segundo caso o fluido está em um conduto fechado escoando sob a força da pressão hidráulica, para este último caso a intensidade da força gravitacional é considerada nula (Figura 1b).

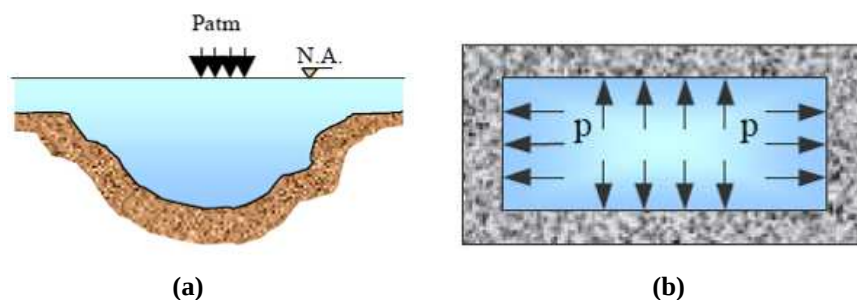


FIGURA 1. Conduto livre (a) e conduto forçado (b) (FENDRICH & MALUCELLI , 2000).

O escoamento característico dos rios e canais abertos é classificado em permanente e não-permanente quando as grandezas (variáveis dependentes) vazão, profundidade e velocidade não variam (primeiro caso) ou variam (segundo caso) em relação à variação no tempo. Quando as mesmas grandezas são analisadas com relação à variação ou não no espaço (ao longo do comprimento longitudinal do canal) pode-se ter dois tipos de escoamento: uniforme e não-uniforme, respectivamente. Contudo, a condição de escoamento uniforme só é considerada para o regime de fluxo permanente (CHOW, 1959; TUCCI, 2000; SILVA et al. 2007).

No regime de escoamento não-permanente, situação que mais se aproxima do regime em canais fluviais, as variáveis vazão, profundidade e velocidade variam no tempo e no espaço, conseqüentemente, as componentes geométricas da seção transversal (área molhada, perímetro molhado, raio hidráulico e declividade) também sofrem alterações. A variação das variáveis dependentes pode ocorrer gradualmente ou

bruscamente. No escoamento não-permanente gradualmente variado a curvatura do perfil da onda apresenta-se suavizada e a variação vertical da linha d'água é gradual. Já no escoamento não-permanente bruscamente variado tem-se a curvatura do perfil da onda mais acentuada e a variação vertical da linha d'água é abrupta (USACE, 1993; SILVA et al. 2007).

SILVA et al. (2007) relatam como exemplos mais importantes de escoamento não-permanente: as ondas de cheias, as ondas geradas pela operação de usinas hidrelétricas, ondas decorrentes da operação de eclusas de navegação, ondas provenientes de acidentes ou ruptura de barragens e ondas de maré em estuários.

4.2. Equações fundamentais do escoamento não-permanente

A representação matemática dos princípios hidrodinâmicos relacionados diretamente ao escoamento não-permanente em condutos livres é expressa por duas equações diferenciais parciais não-lineares que juntas formam o conjunto de equações conhecido como Equações de Saint-Venant: a equação da continuidade (equação da conservação de massa) e a equação da conservação da quantidade de movimento (equação dinâmica). Esse conjunto de equações considera as variações no tempo e no espaço das variáveis vazão (Q), profundidade (h) e velocidade (V), que caracterizam o escoamento fluvial, e foram propostas em 1871 pelo engenheiro civil Adhémar Jean Claude Barre de Saint-Venant à Academia Francesa de Ciências, num trabalho referente ao escoamento em canais abertos. As equações de Saint-Venant têm como base duas leis da Física Newtoniana: a Lei da Conservação da Massa e a Lei da Conservação da Quantidade de Movimento.

O conjunto de equações de Saint-Venant constitui-se no fundamento essencial para os modelos de propagação do escoamento em condutos livres naturais ou artificiais. A equação da continuidade representa o balanço de massa no escoamento ao longo do trecho de um curso d'água. A equação dinâmica expressa o balanço das forças determinantes na quantidade de movimento adquirida pelo escoamento (força gravitacional, força de pressão e força de atrito) (TUCCI, 2000; SILVA et al., 2007).

A aplicabilidade das equações de Saint-Venant na modelação matemática dos fenômenos físicos relacionados ao escoamento não-permanente em canais ou redes de canais pressupõe algumas simplificações baseadas em um conjunto de hipóteses descritas em CHOW (1959):

- a) O escoamento é unidimensional, isto é, a variação da velocidade é considerada predominantemente na direção longitudinal, as componentes verticais e transversais da velocidade são consideradas nulas;
- b) A declividade do fundo do canal é muito pequena, tal que o $\sin \theta = \tan \theta$ e $\cos \theta = 1$, em que θ corresponde ao ângulo formado entre o fundo do canal e uma linha horizontal;
- c) As perdas por atrito podem ser obtidas por meio de equações empíricas, tais como Manning ou Chézy;
- d) A água é considerada um fluido incompressível e homogêneo e, conseqüentemente, sua massa específica é considerada constante no tempo e no espaço;
- e) A aceleração vertical é desprezada, isto é, em qualquer linha vertical do fluido são consideradas as condições hidrostáticas;
- f) Efeitos termodinâmicos e o efeito dos ventos sobre a superfície são considerados nulos.

Abaixo estão a equação da continuidade e a equação dinâmica, Equações 1 e 2, nas suas formas mais conhecidas:

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = ql \quad (1)$$

$$V * \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} + g * \frac{\partial h}{\partial x} = g * (S_o - S_f) \quad (2)$$

em que:

S = área molhada da seção;

Q = vazão;

ql = vazão referente à contribuição lateral;

V = velocidade média do fluxo;

h = profundidade;

g = aceleração da gravidade;

S_o = declividade da calha fluvial;

S_f = declividade da linha de energia do escoamento.

4.3. Sistema, modelo e simulação

Um sistema é uma estrutura, esquema ou procedimento, real ou abstrato, que num determinado tempo de referência relaciona-se com uma entrada, causa ou estímulo e uma saída, efeito ou resposta. A entrada e a saída podem ser de matéria, energia ou informação (DOOGE, 1973).

TUCCI (1998) define um sistema considerando-o como um mecanismo que apresenta respostas através de uma saída para uma determinada entrada. Exemplos de sistemas naturais são as bacias hidrográficas, consideradas como sistemas físicos nos quais o elemento de entrada é o volume de água precipitado e a saída é o volume de água escoado pela vazão.

Os sistemas hidrológicos, como as bacias hidrográficas, são constituídos pela interação de processos físicos, químicos e biológicos, que atuam sobre uma variável (ou variáveis) de entrada, para convertê-la em uma variável (ou variáveis) de saída (DOOGE, 1973).

Segundo DANTAS (2005) a inter-relação entre a geração de “saídas” a partir de “entradas” se constitui como a característica essencial de um sistema. A “saída” de um sistema é dependente da natureza da “entrada”, das leis físicas envolvidas, e da natureza dos componentes e estrutura do sistema com o qual estes estão ligados.

Atualmente, com o avanço tecnológico crescente no desenvolvimento e aperfeiçoamento de softwares específicos na área de recursos hídricos, é cada vez mais freqüente a utilização de modelos em pesquisas que envolvem a estimativa de parâmetros hidrológicos, no aspecto de qualidade ou de quantidade, para melhor compreender como a interação entre os diferentes processos (físicos, químicos ou biológicos) definem o comportamento do fluxo de água numa bacia hidrográfica.

Visto como meio de investigação científica, um modelo é definido como um mecanismo abstrato ou físico que reproduz um objeto ou processo estudado, de tal modo que sua utilização seja capaz de gerar a informação necessária para um conhecimento mais completo deste objeto ou para uma descrição quantitativa do processo (CUNHA, 1983).

TUCCI (1998) define modelo como sendo uma ferramenta desenvolvida pela ciência para melhor entender e representar o comportamento de um sistema, permitindo, assim, prever a resposta desse sistema, a partir de diferentes condições iniciais. O mesmo autor classifica os modelos em: físicos (protótipos em escala menor); analógicos

(analogias entre fenômenos diferentes, ex.: escoamento hidráulico versus circuitos elétricos); e, matemáticos ou digitais (natureza de um sistema representada por meio de equações matemáticas).

Um modelo é uma representação de um sistema real ou imaginário usando uma linguagem, um meio, e de acordo com um ponto de vista específico, sendo assim, considerado como uma representação do conhecimento e a principal ferramenta para se estudar o comportamento de sistemas complexos. O aspecto mais importante de um modelo é a relação simplicidade *versus* fidelidade (TRIVELATO, 2003).

A aplicabilidade e fidelidade com que um modelo representa o fenômeno estudado são referendadas no processo de simulação. SHANNON (1975) define simulação como o processo de se elaborar um modelo de um sistema real e conduzir experimentos com esse modelo, tendo como propósito maior a compreensão do comportamento do sistema ou a avaliação de diversas estratégias (dentro de limites impostos por um critério ou conjunto de critérios) para a operação do sistema.

TUCCI (1998) define a simulação como o procedimento no qual se tem o uso do modelo. As fases compreendidas no processo de simulação de sistemas hidrológicos são três: estimativa, ajuste ou calibração; verificação ou validação; e previsão. A *calibração* é a fase em que os parâmetros são determinados, é onde são estabelecidas as características que identificam o sistema. A *verificação* é a simulação do modelo com os parâmetros estimados e onde se faz a verificação da calibração realizada, ou seja, é o equacionamento do fenômeno estudado. Na *previsão* temos a simulação do sistema pelo modelo com parâmetros para obtenção de sua resposta a diferentes entradas (CUNHA, 1983; TUCCI, 1998; SILVA et al., 2007).

4.4. Modelos hidrodinâmicos

Segundo CHOW (1959) os modelos que descrevem o escoamento em canais livres são classificados em hidrológicos e hidráulicos. Os modelos hidrológicos se caracterizam por desprezarem a equação de quantidade de movimento, considerando apenas o efeito do armazenamento no escoamento. Os modelos hidráulicos ou hidrodinâmicos são aqueles que utilizam o conjunto de equações de Saint-Venant, na sua forma simplificada ou completa, para representar o escoamento não-permanente, a equação da continuidade e a equação da quantidade de movimento.

Na utilização dos modelos hidrológicos, também chamados de modelos hidrodinâmicos simplificados, são empregadas soluções simplificadas para as equações de Saint-Venant, citando-se como exemplos destes modelos: os Métodos de Armazenamento, Muskingum, Muskingum-Cünger etc. Os modelos denominados hidrodinâmicos completos são definidos como aqueles em que as características do canal fluvial e do evento de cheia não permitem simplificações para resolução das equações de Saint-Venant, tendo como exemplos: Método das Características, Diferenças Finitas Explícita Difusivo, Implícito de Preissman etc (SILVA et al., 2007).

Atualmente são descritos na literatura inúmeros softwares que apresentam a função de simular o escoamento em canais naturais com base na resolução das equações completas de conservação de massa (equação da continuidade) e quantidade de movimento. Basicamente, a diferença principal entre os modelos existentes está na forma como são disponibilizados (domínio público ou não), no modo como fazem a análise espacial do canal (unidimensional ou bidimensional) e no método aplicado para resolução numérica do conjunto de equações de Saint-Venant (métodos das características, diferenças finitas e elementos finitos).

4.4.1. O modelo HEC-RAS 4.0

O HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System), versão 4.0, é um software desenvolvido pelo Centro de Engenharia Hidrológica do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos da América. É composto por três módulos integrados: hidrodinâmico, transporte de sedimentos e qualidade da água. O modelo numérico empregado no HEC-RAS simula o escoamento em canais com superfície livre (naturais e artificiais), permitindo o cálculo e análises hidráulicas com escoamento unidimensional em regime permanente e não-permanente (HEC, 2008).

É um modelo de perfil de linha d'água que permite o cálculo do nível d'água em cada uma das seções transversais existentes a partir dos valores de cota da seção de jusante (regime subcrítico – baixa velocidade e nível alto) ou de montante (regime supercrítico – alta velocidade e nível baixo) (OLIVEIRA, 2005; RIBEIRO, 2005; SILVA, 2006).

No HEC-RAS o método de cálculo fundamenta-se na solução da equação de energia unidimensional. A equação de momento é utilizada nas situações de cálculo de

escoamento no regime misto em ressaltos hidráulicos, pontes e na determinação dos níveis d'água nas confluências de rios (HEC, 2008).

AZEVEDO (2001) destaca algumas aplicabilidades do HEC-RAS: i) estudos para determinação da área de inundação dos rios e de proteção contra enchentes; ii) efeitos de obstáculos hidráulicos (pontes, bueiros, vertedouros de barragens, diques etc); iii) análise das alterações nos perfis da superfície d'água devido à modificações da geometria do canal; iv) múltiplos perfis de superfície d'água (modelagem de cenários para diferentes condições hidráulicas e hidrológicas), erosão em pontes e operação de barragens em seqüência.

Dentre os programas com as mesmas características de modelagem, o HEC-RAS é um dos mais utilizados, tendo suas várias versões empregadas em trabalhos no Brasil, tais como: AZEVEDO (2001) que simulou o escoamento em um trecho do Rio Araguaia; MULLER et al. (2003) que realizou simulações para verificação de parâmetros hidráulicos do Canal da Piracema do Complexo do Parque da Barragem da UHE Itaipu; OLIVEIRA (2005) no estudo de cenários através da propagação de ondas de despacho no Rio Paraíba do Sul; RIBEIRO (2005) que comparou os modelos HEC-RAS 3.1 com o modelo DYNHYD 5.0 para simulação dos transientes hidráulicos no estuário do Rio Cocó, Fortaleza-CE; SILVA (2006) utilizou o HEC-RAS para elaborar manchas de inundação na área urbana de Itajubá.

5. Material e Métodos

5.1. Caracterização da área de estudo

O trecho do Rio São Francisco utilizado para simulação apresenta uma extensão de aproximadamente 197 km, e está inserido na região fisiográfica do Baixo São Francisco, entre os municípios de Piranhas-AL e Brejo Grande-SE. A Agência Nacional de Águas (ANA) possui na supracitada região seis estações fluviométricas convencionais conforme pode ser observado na Figura 2 e Tabela 1.

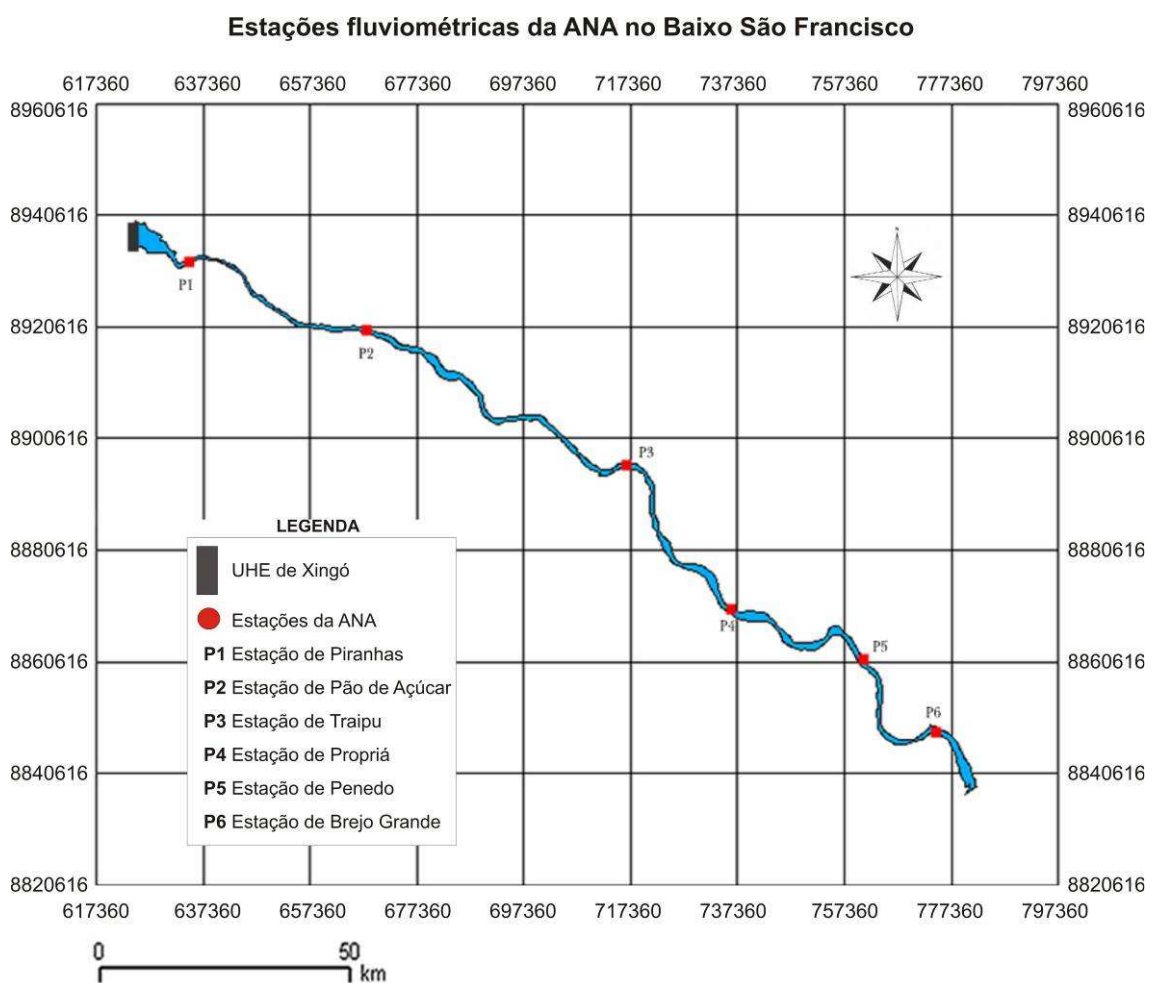


FIGURA 2. Trecho do Rio São Francisco simulado com destaque para estações fluviométricas da ANA.

Conforme pode ser observado na Tabela 1 as séries históricas disponíveis são longas, contudo as mesmas não estão completas e apresentam muitos períodos incompletos nos quais por algum motivo os dados não foram computados.

TABELA 1. Estações Hidrométricas da ANA localizadas no Baixo São Francisco (ANA, 2007a).

Estação	Código	Localização	Coordenadas (UTM)	Séries	
				Cota (m)	Vazão (m³/s)
Piranhas	49330000	Piranhas – AL	(N) 8935760 (E) 636623	1926 - 2008	1979 - 2008
Pão de Açúcar	49370000	Pão de Açúcar - AL	(N) 8921826 (E) 670355	1926 - 2008	1959 - 2008
Traipu	49660000	Traipu – AL	(N) 8897023 (E) 719014	1926 - 2008	1977 - 2008
Propriá	49705000	Propriá – SE	(N) 8870132 (E) 738389	1926 - 2008	1977 - 2008
Penedo	49740000	Penedo – AL	(N) 8861524 (E) 764388	1926 - 2008	-
Brejo Grande	49775000	Brejo Grande - SE	(N) 8846335 (E) 777178	1979 - 2008	-

Os tipos climáticos da Classificação de Köppen que predominam na região são: **BSh** – clima semi-árido quente, com temperatura média anual acima de 18°C, com maior parte do ano seco; e **As** – clima tropical semi-úmido, com precipitações de outono e inverno, estação seca do verão até outono (VIANELLO & ALVES, 1991; UNEP, 2004).

O relevo apresenta duas unidades morfológicas bem definidas: os combros e as várzeas. Os combros abrangem toda a faixa de terra que margeia o Rio São Francisco, possuindo uma extensão de aproximadamente 13 km, com largura média de 10 metros, e apresentam topografia plana ou quase ondulada, com cota variando de 5,0 a 10,0 m. Em certas áreas, principalmente junto aos inúmeros talvegues naturais que cortam a área, observa-se um microrelevo movimentado e com declividade acentuada (CODEVASF, 2004). Segundo ROCHA (2006), na região do Baixo São Francisco a altitude varia de 200 m até o nível do mar, embora, na periferia, aparecem algumas serras que atingem 500 m.

Entre as estações de Piranhas e Pão de Açúcar o Rio São Francisco apresenta leito caracteristicamente rochoso. A partir de Pão de Açúcar até a foz o leito assume características bem diferenciadas, as margens apresentam-se mais alargadas, com vegetação e maior presença de bancos de areia e ilhas. De Piranhas até a foz o vale do rio atravessa três unidades geomorfológicas com características bem distintas: Pediplano Sertanejo, Tabuleiros Costeiros e Planície Costeira (FONTES et al., 2003).

O regime de vazões no baixo curso do Rio São Francisco está regularizado pela operação de vários complexos hidrelétricos existentes ao longo do seu curso, conforme pode ser observado na Tabela 2. Observa-se que as usinas de Três Marias e Sobradinho

têm os maiores reservatórios e foram construídas justamente para regularizar o regime de vazões e evitar os transtornos causados pelas grandes cheias nas regiões à jusante das mesmas. Juntos os supracitados reservatórios garantem uma vazão média regularizada a partir de sobradinho de 1815 m³/s (LERNER, 2006).

Conforme observado na Tabela 2, o complexo de Xingó foi o último a ser instalado, e é o tipo de usina denominado fio d'água, na qual o volume acumulado no reservatório é totalmente (ou quase que totalmente) aproveitado para a geração de energia, não sendo utilizado na contenção de cheias. De acordo com dados da ANA as vazões de restrição à jusante da UHE de Xingó são: 1300 m³/s (mínima) e 8000 m³/s (máxima) (ANA, 2006).

TABELA 2. Principais barragens da Bacia do São Francisco (CHESF, 2008).

Complexo	Inauguração	Região fisiográfica	Potência Instalada (MW)	Volume reservatório (m ³)	
				Total	Útil
Três Marias	1952	Alto	396	19 bilhões	15 bilhões
Sobradinho	1979	Médio	1050	34 bilhões	28 bilhões
Luiz Gonzaga	1988	Sub-Médio	1500	10 bilhões	3 bilhões
Moxotó	1977	Sub-Médio	400	1,2 bilhões	180 milhões
Paulo Afonso I	1954	Sub-Médio	180		
Paulo Afonso II	1961	Sub-Médio	445	26 milhões	9,8 milhões
Paulo Afonso III	1971	Sub-Médio	864		
Paulo Afonso IV	1979	Sub-Médio	2460	127,5 milhões	29,5 milhões
Xingó	1994	Baixo	3000	3,8 bilhões	41 milhões

5.2. O modelo HEC-RAS 4.0

5.2.1. Dados de entrada para simulação

Os dados de entrada necessários para rotina de simulação do modelo são dados referentes à geometria do curso d'água e também características do regime de escoamento predominante.

i. Dados geométricos

- Diagrama esquemático do rio estudado (os trechos são numerados de montante para jusante);
- Perfis transversais das seções levantadas no trecho de estudo;
- Comprimento dos trechos dos rios (principais e afluentes);
- Coeficientes de perda de energia (perdas por atrito, contração e expansão);
- Informações sobre as confluências dos cursos d'água.

ii. Dados referentes ao escoamento

- Regime de escoamento;
- Condições de contorno (série de vazões, cota, curva-chave etc).

As informações de perfis transversais, séries de vazões e cotas, curvas-chave, foram obtidas das estações fluviométricas existentes para o trecho estudado dispostas na Tabela 1.

5.2.2. Equações e parâmetros de cálculos

Abaixo segue a descrição das equações e dos parâmetros de cálculo usados no modelo HEC-RAS versão 4.0 (HEC, 2008) para um volume de controle num trecho de rio:

i. Equação da Continuidade

Considerações do modelo:

- Vazão de entrada:

$$Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \quad (3)$$

- Vazão de saída:

$$Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \quad (4)$$

- Derivada em relação à área:

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} \Delta x \quad (5)$$

- Assumindo um Δx pequeno e a troca de volume numa seção transversal, tem-se a expressão:

$$\rho \frac{\partial A_T}{\partial t} \Delta x = \rho \left[\left(Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right) - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right) + Q_l \right] \quad (6)$$

Na Equação 6, Q_l representa a vazão lateral do trecho considerado e ρ é a densidade do fluido. Simplificando e dividindo a Equação 6 por $\rho \Delta x$ resulta na Equação 7 que é a equação da continuidade para o modelo:

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (7)$$

em que:

A_T = área da seção transversal;

x = distância na direção longitudinal;

Q = vazão volumétrica;

t = tempo;

q_l = entrada ou saída de vazão por unidade de largura.

ii. Equação Dinâmica

A conservação do momento (dM) em relação ao tempo (dt) é expressa pela 2ª Lei de Newton, Equação 8, e é a base para o desenvolvimento da equação dinâmica usada no modelo:

$$\sum F_x = \frac{d\overline{M}}{dt} \quad (8)$$

A conservação do momento envolve as três principais forças que estão relacionadas com o escoamento característico de rios e canais:

- Força de Pressão (F_{pn}):

$$F_{pn} = -\rho^* g^* A \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x \quad (9)$$

em que:

ρ = massa específica da água;

g = aceleração da gravidade;

A = área molhada do volume de controle;

h = altura da lâmina d'água;

x = distância na direção longitudinal;

- Força da Gravidade (F_g):

$$F_g = \rho^* g^* A^* \sin \theta^* \Delta x \quad (10)$$

Como em canais naturais o ângulo θ assume valores pequenos o modelo considera:

$$\sin \theta \cong \tan \theta = -\frac{\partial Z_0}{\partial X} \quad (11)$$

em que:

Z_0 = elevação inversa.

A Equação representativa da Força da Gravidade fica:

$$F_g = -\rho^* g^* A^* \frac{\partial Z_0}{\partial X} \Delta x \quad (12)$$

- Força de Atrito (F_a):

$$F_a = -\tau_0 * P * \Delta x \quad (13)$$

em que:

τ_0 = tensão de cisalhamento no fundo do leito;

P = perímetro molhado.

O sinal negativo na Equação 13 é um indicativo de que o sentido do fluxo de água está na direção x (positiva) e a força de atrito está atuando na direção contrária. Ainda na Equação 13, o termo τ_0 é expresso pela Equação 14:

$$\tau_0 = \rho * C_D * V^2 \quad (14)$$

em que:

C_D = coeficiente de atrito no fundo do leito;

V = velocidade do fluxo.

O coeficiente C_D pode ser obtido através do Coeficiente de Chézy (C), conforme Equação 15:

$$C_D = \frac{g}{C^2} \quad (15)$$

A equação de Chézy é assim escrita:

$$V = C * \sqrt{R * S_f} \quad (16)$$

em que R é o raio hidráulico.

Substituindo as Equações 14, 15 e 16 na Equação 12, temos a Equação da Força de Atrito, Equação 17:

$$F_a = -\rho^* g^* A^* S_f^* \Delta x \quad (17)$$

O termo (S_f) mostrado na Equação 17 representa a perda de energia por fricção (declividade da linha de energia), e no modelo é calculado utilizando-se a equação de Manning, Equação 18:

$$S_f = \frac{Q|Q|n^2}{2,208R^{4/3}A^2} \quad (18)$$

Na Equação 18 a variável (n) representa o Coeficiente de Rugosidade de Manning, calculada conforme Equação 19:

$$n = \frac{1}{C} R^{1/6} \quad (19)$$

Na Equação 19 o termo (C) representa o Coeficiente de Chézy. Efetuando o somatório das forças de momento e igualando a zero, o modelo assume como expressão representativa da Equação Dinâmica:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + g^* A^* \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (20)$$

em que:

Q = vazão volumétrica;

t = tempo;

V = velocidade do fluxo;

x = distância na direção longitudinal;

g = aceleração da gravidade;

A = área da seção transversal;

z = cota do nível d'água;

S_f = declividade da linha de energia.

iii. Perdas de energia por expansão ou contração

O cálculo das perdas de energia (h_e) entre duas seções transversais devido à expansão ou contração é feito utilizando a Equação 21:

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (21)$$

em que:

L = distância ponderada entre duas seções transversais;

$\bar{S}_f$ = declividade da linha de energia entre duas seções, perda de carga por fricção;

C = coeficiente de perda devido à expansão ou contração das seções transversais.

iv. Distância ponderada entre duas seções transversais (L)

A distância ponderada (L) é calculada utilizando a Equação 22:

$$L = \frac{L_{lob}\bar{Q}_{lob} + L_{ch}\bar{Q}_{ch} + L_{rob}\bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}} \quad (22)$$

em que:

L_{lob} , L_{ch} e L_{rob} são os comprimentos específicos, entre as seções, para as vazões na margem esquerda, canal principal e margem direita, respectivamente;

$\bar{Q}_{lob}$, $\bar{Q}_{ch}$ e $\bar{Q}_{rob}$ são as médias aritméticas das vazões entre as seções transversais para a margem esquerda, canal principal e margem direita, respectivamente.

v. Determinação da vazão (Q)

Para determinar a vazão total em cada seção transversal o modelo subdivide a seção conforme é observado na Figura 3.

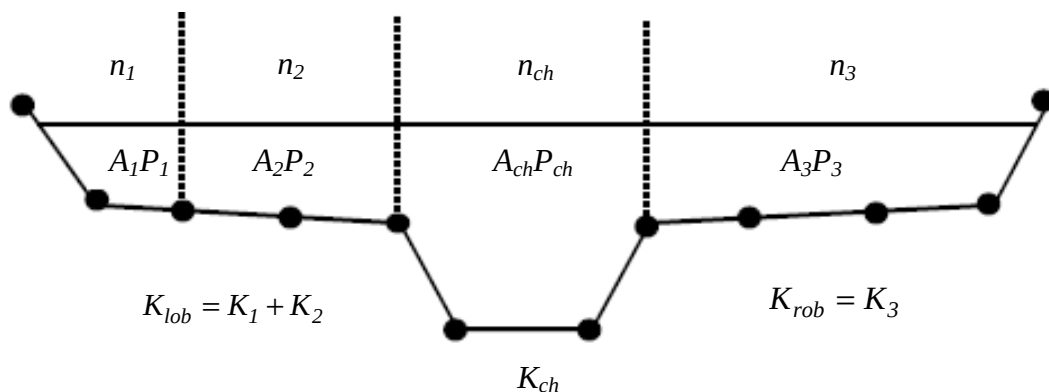


FIGURA 3. Subdivisão adotada para cada seção transversal pelo HEC-RAS (HEC, 2008).

O modelo calcula a vazão (Q) em cada subdivisão utilizando a equação de Manning, conforme Equações 23 e 24:

$$Q = K \bar{S}_f^{1/2} \quad (23)$$

$$K = \frac{1}{n} A R^{2/3} \quad (24)$$

em que:

K = condutância hidráulica da subdivisão;

n = coeficiente de rugosidade de Manning da subdivisão;

A = área de escoamento da subdivisão;

R = raio hidráulico da subdivisão.

5.2.3. Interface do software

Para rodar perfeitamente, o HEC-RAS necessita que a configuração relativa a “padrões e formatos” do computador onde foi instalado deve ser “inglês (EUA)”. Esta modificação nas configurações do sistema é feita acessando o caminho descrito na Figura 4, e tem haver com o separador de decimais que o software só aceita sendo “ponto” e não “vírgula” como é usualmente empregado no Brasil.



FIGURA 4. Caminho para configuração do sistema antes de utilizar o HEC-RAS.

O processo de simulação no HEC-RAS é dividido em quatro etapas nas quais são gerados e carregados os seguintes arquivos principais: projeto, plano de simulação, arquivo de geometria e o arquivo relativo ao tipo de escoamento simulado. Na Figura 5 observa-se a tela inicial do modelo com as especificações anteriormente mencionadas.

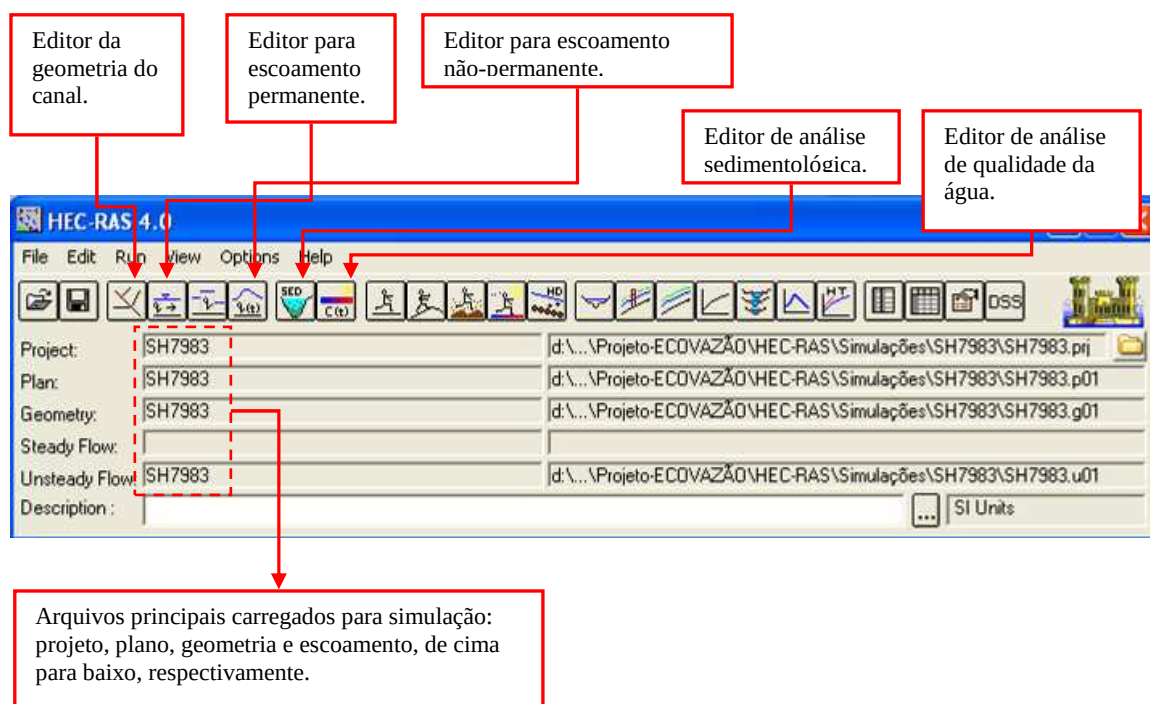


FIGURA 5. Tela inicial do HEC-RAS com indicação dos principais editores e arquivos de simulação.

Aberta a tela inicial do software salvamos um novo projeto em “arquivo” (file), indicando o local onde deve ser salvo o mesmo. Finalizado o procedimento inicial, acessamos então o editor de geometria, Figura 6.

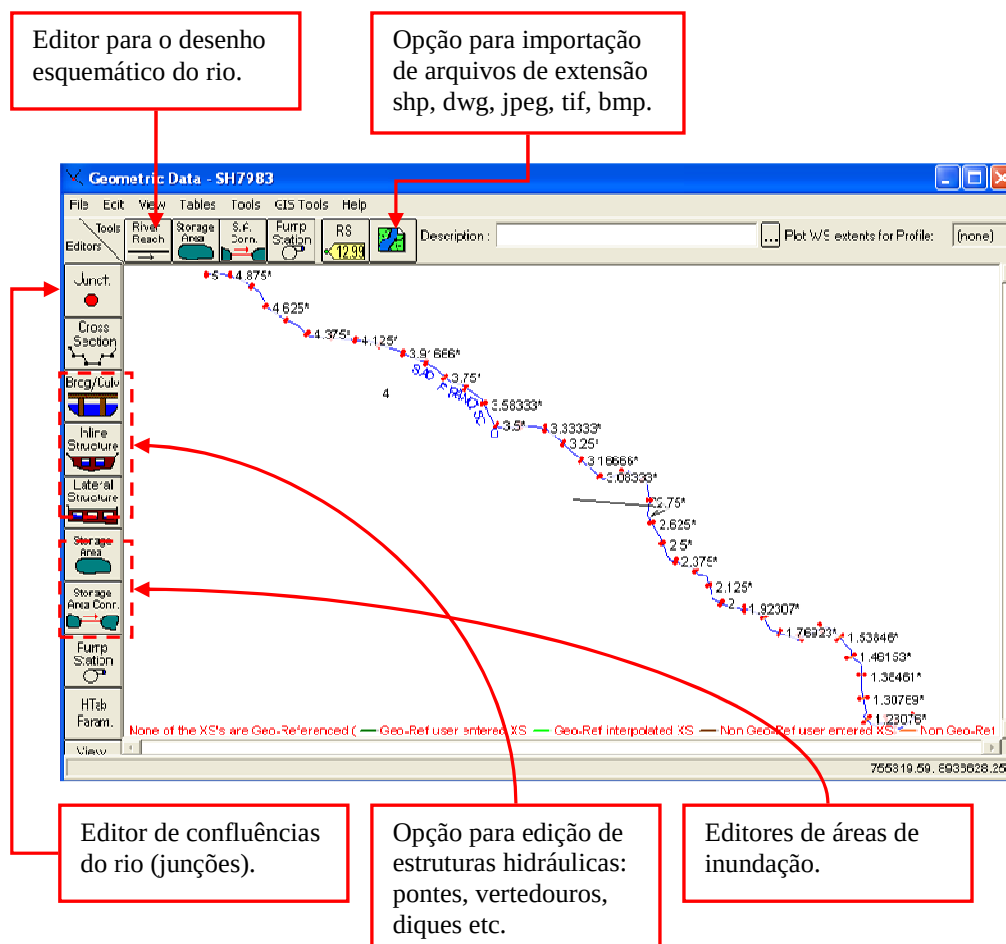


FIGURA 6. Tela principal do editor geométrico do HEC-RAS.

No editor de geometria primeiramente traça-se o diagrama esquemático do curso d'água, bem como os afluentes existentes, clicando na opção “alcance do rio” (River Reach), conforme apresentado na Figura 6. O rio deve ser traçado respeitando-se o sentido do escoamento.

Na Figura 7 é apresentada a tela com a qual são inseridos alguns componentes geométricos das seções transversais levantadas no rio, clicando na opção “seção transversal” (Cross Section) da tela do editor de geometria (Figura 6). As seções transversais são colocadas de jusante para montante, ou seja, contrária ao sentido do fluxo.

Na tela do editor de seções transversais (Figura 7) são feitos também os ajustes relativos à distância entre as seções que se deseja inserir e aos valores do coeficiente de rugosidade de Manning.

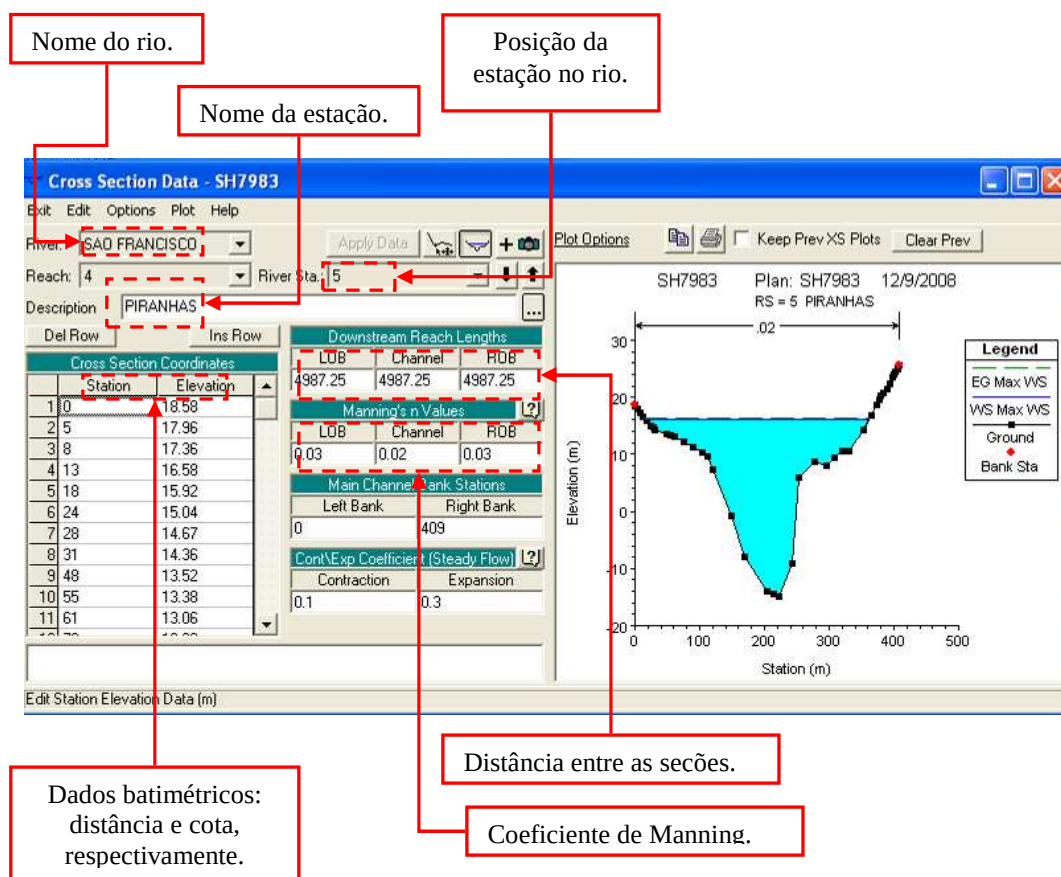


FIGURA 7. Tela do editor de seções transversais do HEC-RAS.

Ainda na tela do editor geométrico (Figura 6) procede-se a interpolação das seções transversais. Ativando a opção ferramentas (tools) abri-se a tela apresentada na Figura 8. Como pode ser observado existem duas opções de interpolação: “em todo o trecho” (winthin a reach), ou então separadamente, entre cada seção inserida, “trecho a trecho” (between 2 XS’s). Em ambos os casos deve-se definir a distância máxima entre as seções transversais.

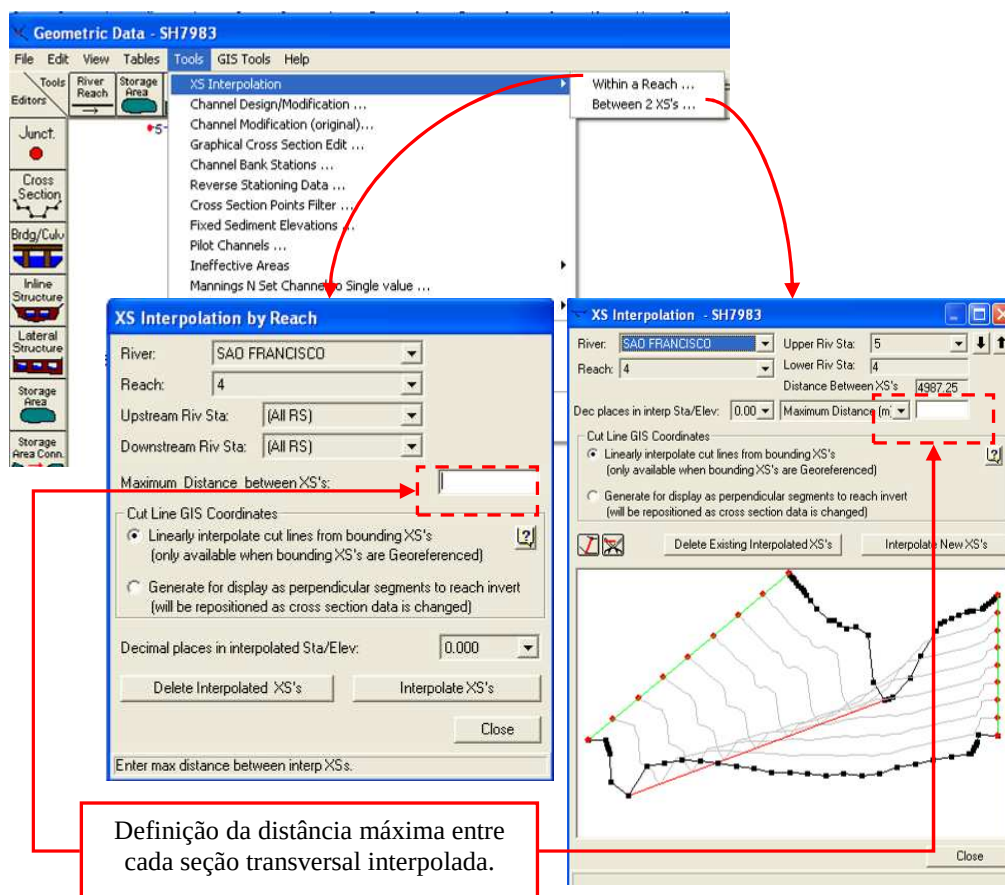


FIGURA 8. Tela onde efetua-se a interpolação das seções transversais.

Procede-se então a inserção dos dados das condições de contorno: curva-chave, série histórica de cotas e vazões, informações sobre contribuições laterais existentes ao longo do trecho simulado etc (Figura 9). São observadas também na Figura 9 as janelas de opções para definição de intervalo dos dados inseridos como condição de contorno (horário, diário, semanal, mensal e anual), assim como se define a data inicial e final para o período simulado.

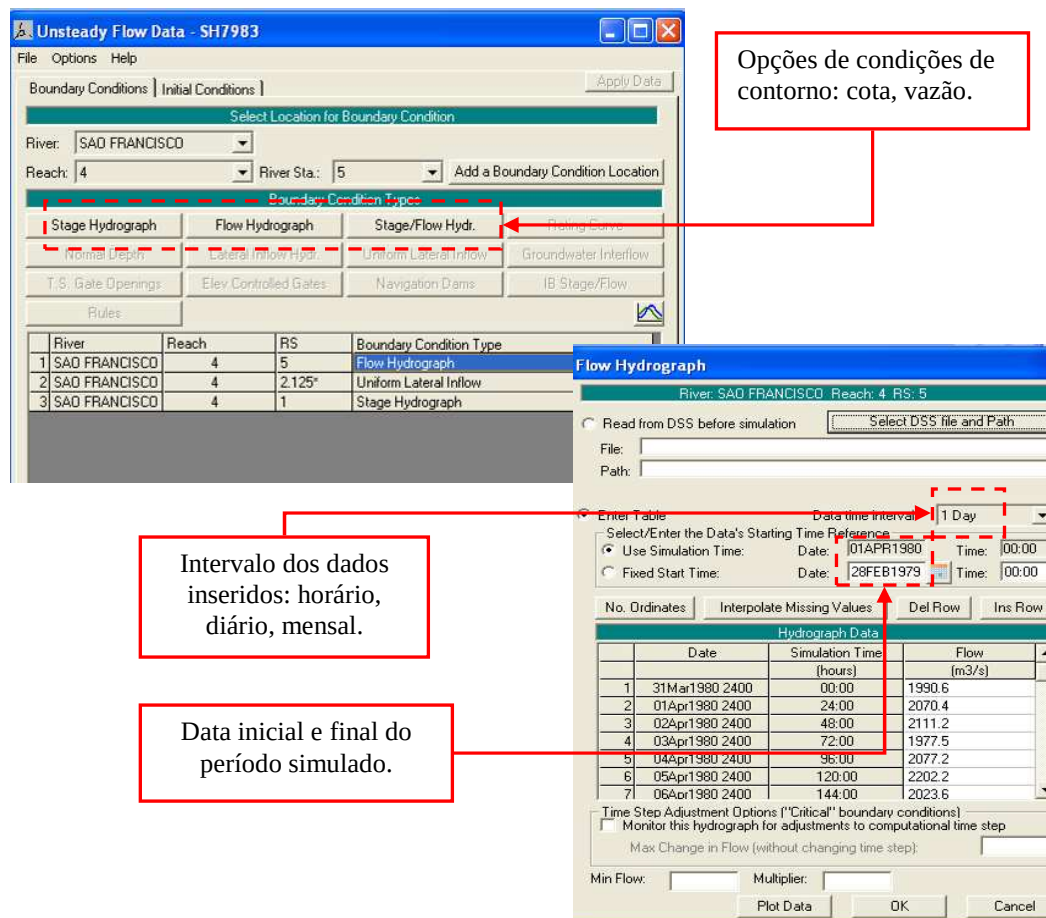


FIGURA 9. Telas de definição das condições de contorno, intervalo de simulação e período simulado.

Na Figura 10 está a tela final antes do processo de simulação propriamente dito. Nessa tela define-se como serão expostos os dados de saída (horário, diário, semanal, mensal ou anual). Nessa tela, clicando em “opções” (options) e selecionado a opção “locais de saída para cota e vazão” (stage and flow output locations), a tela apresentada na Figura 11 será aberta, dispondo em sequência as seções existentes no rio e oferecendo a opção de escolha para quais seções os resultados gerados durante a simulação deverão ser exibidos nos arquivos de resultado.

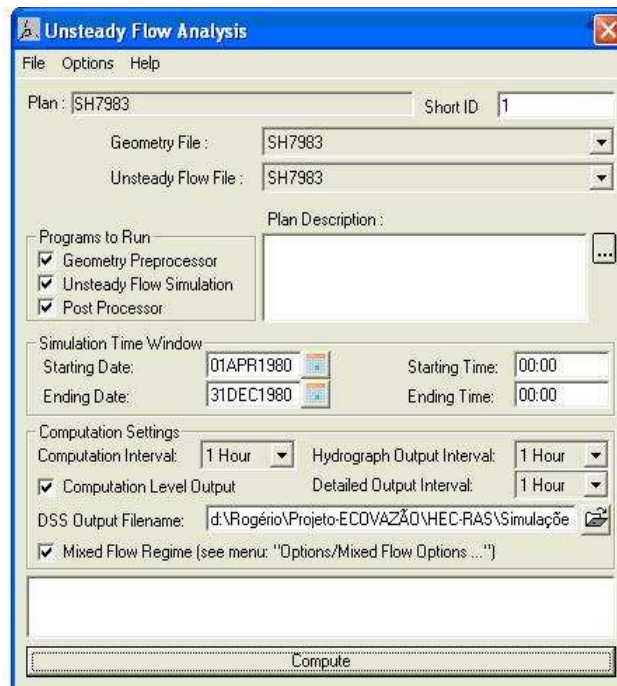


FIGURA 10. Tela final para simulação no HEC-RAS.

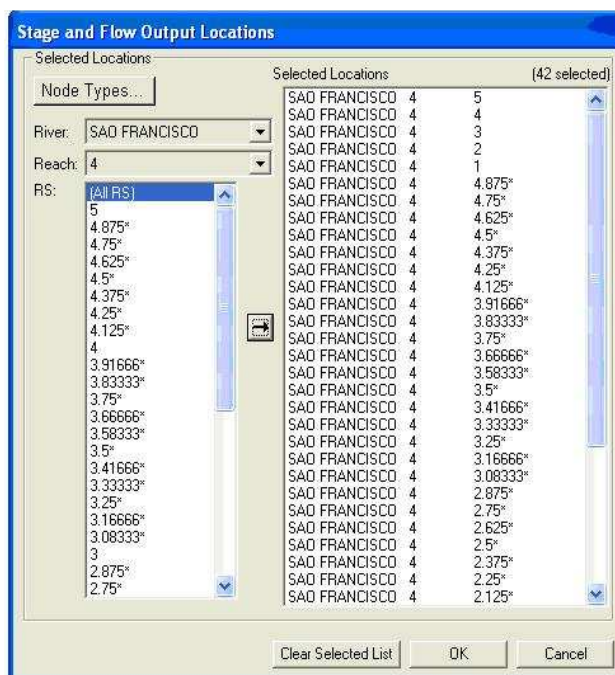


FIGURA 11. Tela de seleção das seções para saída de resultados.

As duas formas principais de visualização dos resultados no HEC-RAS é na forma de tabelas e de gráficos como podemos observar nas Figuras 12 e 13, respectivamente. As tabelas de resultados podem ser facilmente exportadas para aplicativos que trabalham com tabulação de dados em planilhas.

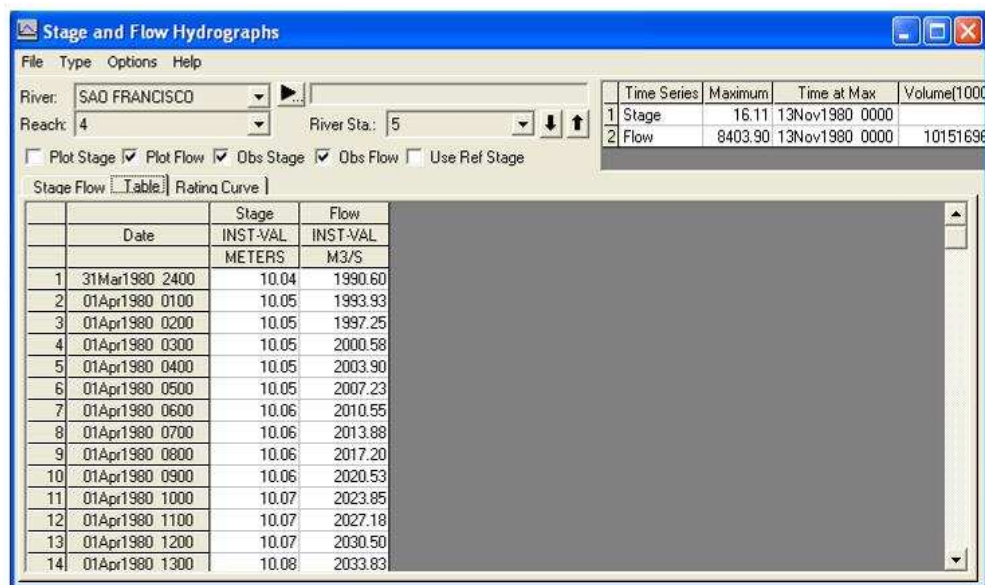


FIGURA 12. Tela de visualização dos resultados na forma de tabela.



FIGURA 13. Tela de visualização dos resultados na forma de gráfico.

5.3. Parâmetros estatísticos de comparação

Para avaliar o quanto os valores de vazão e cota estimados pelo HEC-RAS se aproximaram dos valores observados foram utilizados o Erro Padrão de Estimativa (EPE), índice de Willmott (d) e o Coeficiente de Ajuste das Curvas Residuais (D).

O Erro Padrão de estimativa (EPE), Equação 25, mede a dispersão dos resíduos em torno da reta de regressão, é uma indicação da precisão da estimativa (NAGHETTINI e PINTO, 2007).

$$EPE = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (Y_c - Y_i)^2}{N - 2} \right]^{0,5} \quad (25)$$

em que:

Y_i = valor de vazão observado;

Y_c = estimativa de Y_i calculada pelo modelo;

N = número de observações.

A exatidão dos valores estimados pelo modelo foi avaliada pelo índice de Willmott (d), Equação 26, que tem seus valores compreendidos entre zero (nenhuma concordância) e 1 (concordância perfeita) (WILLMOTT et al., 1985).

$$d = 1 - \left[\frac{\sum (P_i - O_i)^2}{\sum (|P_i - O| + |O_i - O|)^2} \right] \quad (26)$$

em que:

P_i = valor estimado;

O_i = valor observado;

O = média dos valores observados.

O Coeficiente de ajuste das curvas de massa residuais (D), Equação 27, descreve o grau de associação entre valores residuais das curvas de massa observada e calculada, medindo o ajuste entre as vazões acumuladas observadas e estimadas (AITKEN, 1973).

$$D = \frac{\sum (D_o - D_m)^2 - \sum (D_o - D_e)^2}{\sum (D_o - D_m)^2} \quad (27)$$

em que:

D_o = soma dos resíduos em relação à média observada;

D_e = soma dos resíduos em relação à média estimada;

D_m = média dos valores D_o .

6. Resultados e Discussões

6.1. Simulação hidrodinâmica

A simulação utilizando o modelo HEC-RAS foi realizada para escoamento não-permanente, respeitando-se a variação temporal dos hidrogramas, e sendo dividida em duas etapas: calibração e validação. Para ambos os casos foi considerado o desenho esquemático do trecho do Rio São Francisco que pode ser observado na Figura 14.

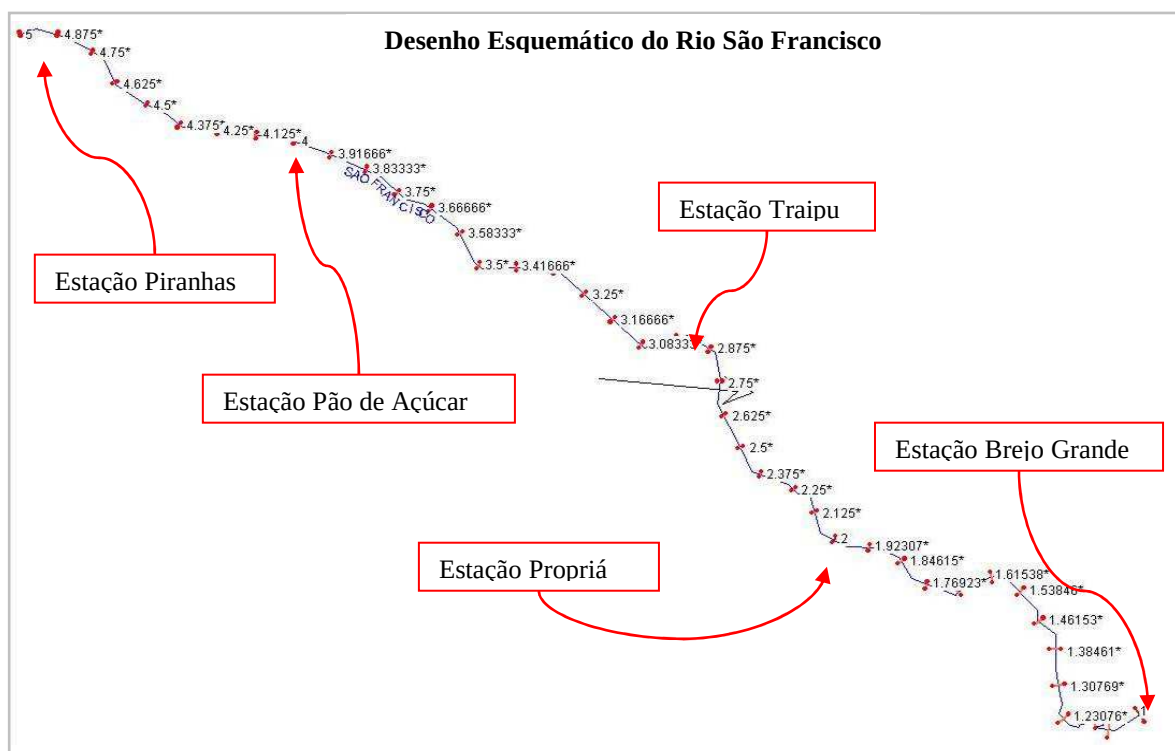


FIGURA 14. Esquema do trecho do Rio São Francisco simulado no HEC-RAS.

Na Figura 14 estão em destaque as estações fluviométricas da Agência Nacional de Águas: Piranhas (5), Pão de Açúcar (4), Traipu (3), Propriá (2) e Brejo Grande (1). As demais numerações são as seções intermediárias interpoladas no HEC-RAS para este trabalho a cada 5 km.

Os perfis transversais das estações de Piranhas, Pão de Açúcar, Traipu e Propriá foram obtidos do programa Hidro versão 1.0.9 da Agência Nacional de Águas e estão dispostos nas Figuras 15a, 15b, 16a e 16b, respectivamente. Essas seções apresentam um período de validade que está relacionado à periodicidade com que a Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM) Serviço Geológico do Brasil faz novo levantamento batimétrico nas respectivas seções. As seções apresentadas nas Figuras

15a, 15b, 16a e 16b são referentes ao último levantamento realizado e foram consideradas válidas até 4/07/2007, 2/07/2007, 29/06/2007 e 27/06/2007, respectivamente.

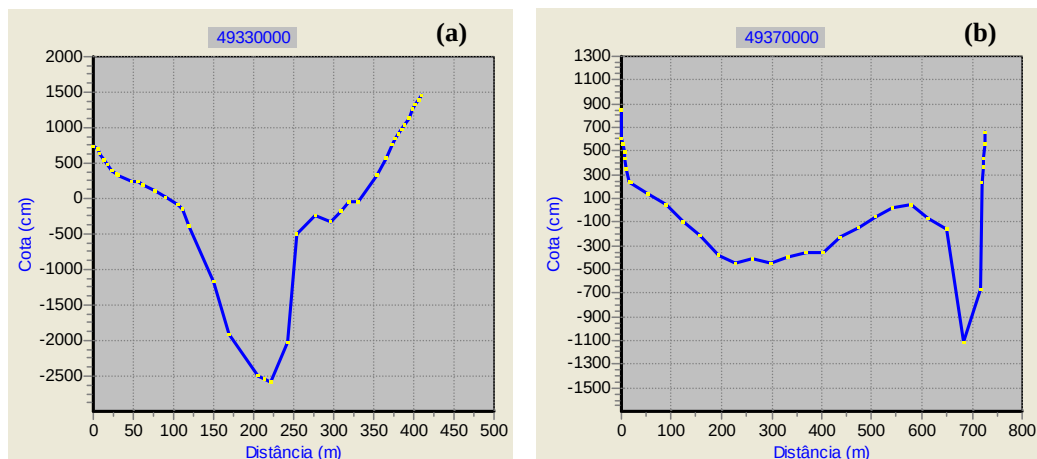


FIGURA 15. Perfis transversais das estações de Piranhas (a) e Pão de Açúcar (b) (ANA, 2007b).

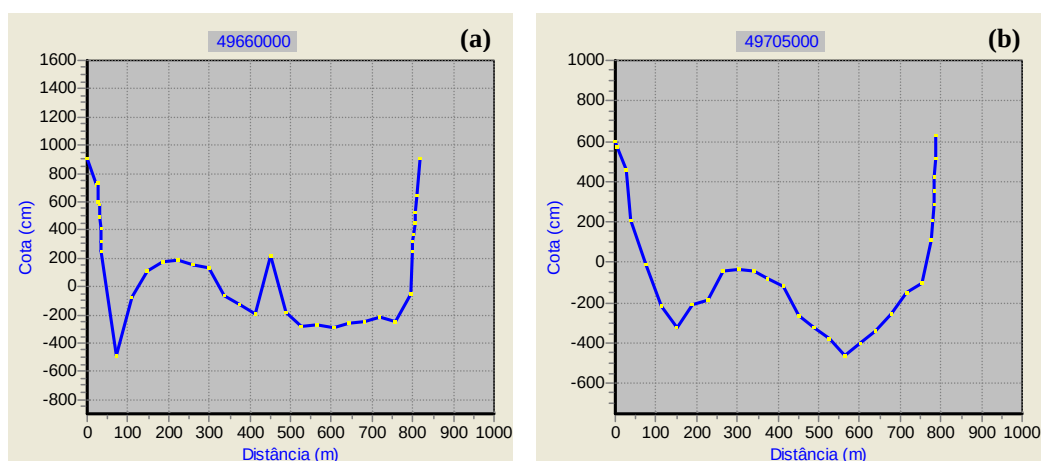


FIGURA 16. Perfis transversais das estações de Traipu (a) e Propriá (b) (ANA, 2007b).

Para estação de Brejo Grande foi utilizado um perfil transversal obtido em um levantamento batimétrico realizado pela CPRM em outubro de 2007 utilizando um ADCP, conforme Figura 17.

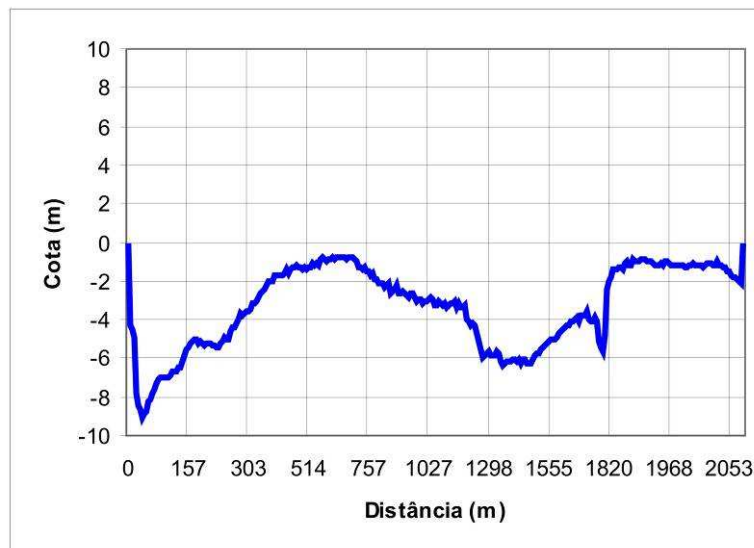


FIGURA 17. Perfil transversal da seção de Brejo Grande.

A comparação entre as séries de vazões observadas e as séries de vazões calculadas pelo HEC-RAS, nas três séries utilizadas na simulação, foi feita analisando a sobreposição das curvas em todos os períodos simulados. A aderência entre os valores simulados e os calculados pelo modelo foi verificada por meio dos indicadores estatísticos EPE (erro padrão da estimativa), d (índice de Willmott) e D (coeficiente da curva de massa residual). Na calibração do modelo foi realizada uma primeira simulação sem considerar a contribuição lateral dos principais afluentes. Os resultados indicaram grandes diferenças no trecho compreendido entre as estações de Traipu e Propriá. Sabendo que a contribuição lateral é parâmetro importante na calibração, e como não havia disponibilidade dos dados de vazão dos principais afluentes, optou-se por estimar a contribuição lateral no trecho mediante a Equação 28, considerando o tempo de trânsito entre as estações.

$$Q_l = Q_i - Q_{i-1} \quad (28)$$

em que:

Q_l = contribuição lateral, m^3/s ;

Q_i = vazão na estação de Propriá, m^3/s ;

Q_{i-1} = vazão na estação de Traipu no dia anterior, m^3/s .

6.1.1. Calibração

Para etapa de calibração foi utilizada uma série histórica de oito anos, de janeiro de 1990 a dezembro de 1997. Os critérios levados em consideração para escolha do período de calibração foram: série representativa contemplando a ocorrência de eventos de baixas e altas vazões; série completa, sem furos.

Na etapa de calibração foram feito ajustes para o coeficiente de rugosidade de Manning utilizado no HEC-RAS. Os coeficientes de contração e expansão não foram alterados sendo utilizados os valores assumidos pelo próprio programa, 0,1 e 0,3, respectivamente, para todas as seções.

Para chegar a um valor ou valores para o coeficiente de Manning (n) para cada seção transversal inserida, foram realizadas simulações no HEC-RAS tendo como base a Tabela 3.

TABELA 3. Valores para o coeficiente de Manning descritos em CHOW (1959).

Canais naturais			
Calha principal	Valores coeficiente de Manning		
	Mínimo	Normal	Máximo
1) Limpo, retilíneo e sem meandros.	0,025	0,030	0,033
2) Como em 1, porém com vegetação e pedras.	0,030	0,035	0,040
3) Limpo, com meandros, bancos e poços pouco profundos.	0,033	0,040	0,045
4) Como em 3, com vegetação e pedras.	0,035	0,045	0,050
5) Como em 3, águas baixas e declividade fraca.	0,040	0,048	0,055
6) Como em 5, com pedras.	0,045	0,050	0,060
7) Margens alargadas e pouca vegetação.	0,050	0,060	0,080
8) Margens alargadas e muita vegetação.	0,070	0,100	0,150

Com base na Tabela 3 e assumindo que cada estação fluviométrica utilizada no trabalho apresenta uma seção transversal com características de leito diferenciada, optou-se por dividir o rio em três trechos, conforme Tabela 4.

TABELA 4. Valores do coeficiente de Manning “n” adotados trecho a trecho.

Trecho	Valores de “n”	Valor de “n” calibrado
Piranhas – Pão de Açúcar	0,025 – 0,045	0,04
Pão de Açúcar – Traipu	0,045 – 0,065	0,06
Traipu – Foz	0,06 – 0,08	0,075

Ainda na Tabela 4 estão os valores calibrados para o coeficiente de Manning para cada trecho. Com os valores (0,04; 0,06 e 0,075) foram encontrados os melhores ajustes entre valores de cota ou vazão observados com valores calculados pelo HEC-RAS. Esses valores foram adotados para o canal principal e para ambas as margens (direita e esquerda) em todas as seções.

Para comparação dos resultados encontrados para as seções de Pão de Açúcar, Traipu e Propriá foram utilizados os valores das vazões observadas (m^3/s) no período de calibração. A comparação na seção de Piranhas foi feita com base nos valores de cota (m) já que os valores de vazão da série histórica da estação foram utilizados como condição inicial de entrada no HEC-RAS.

Na Figura 18 estão as curvas de cotas observadas (Hobs) e estimadas pelo modelo (Hest), para o período de calibração, referentes à estação de Piranhas. Os valores de Hest subestimaram os valores de Hobs em quase todo período, e superestimam os picos de máximas cotas. Contudo, são observados alguns períodos em que há sobreposição das curvas. O valor médio de Hobs (13,84 m), sendo subestimado pelo valor médio de Hest (13,45 m). Os valores máximos e mínimos de Hobs foram 22,33 m e 11,5 m, enquanto que para Hest foram 26,69 m e 10,56 m, respectivamente.

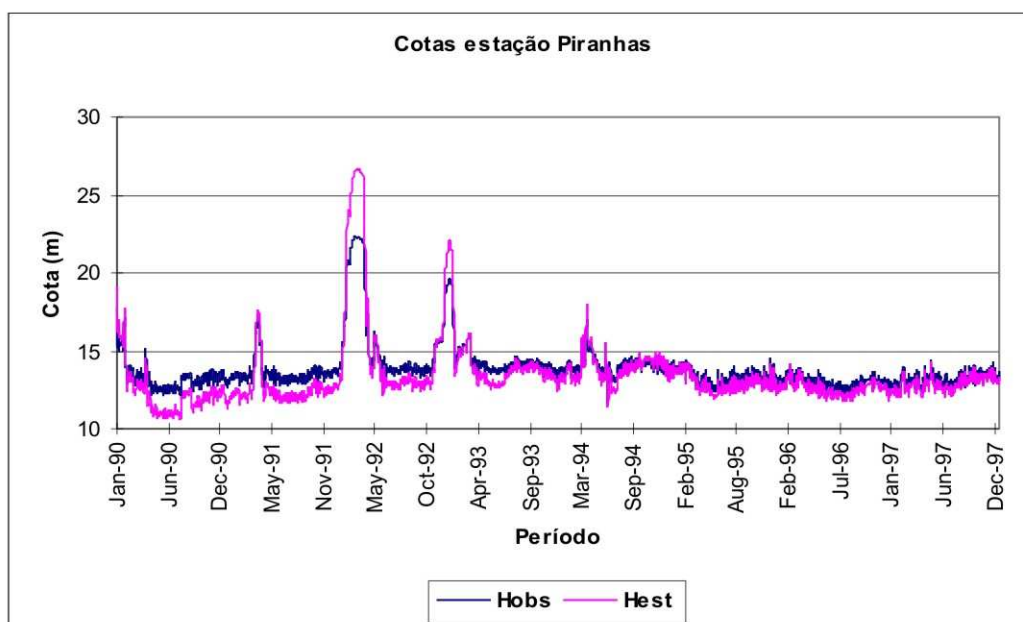


FIGURA 18. Comparação entre valores de cotas observadas (Hobs) e estimadas (Hest) para o período de janeiro de 1990 a dezembro de 1997 para seção de Piranhas.

Na Figura 19 são comparadas as curvas de vazões observadas (Qobs) e estimadas pelo modelo (Qest) para estação de Pão de Açúcar. Observa-se que houve um ajuste significativo entre Qobs e Qest, ainda que não ocorra sobreposição completa entre os valores. O valor médio de Qest ($1947 \text{ m}^3/\text{s}$) foi bem próximo ao valor médio de Qobs ($2063 \text{ m}^3/\text{s}$), contudo ainda subestimando o último. Os valores máximos e mínimos de Qobs foram $10428 \text{ m}^3/\text{s}$ e $1081 \text{ m}^3/\text{s}$, e de Qest foram $10017 \text{ m}^3/\text{s}$ e $843 \text{ m}^3/\text{s}$, respectivamente.

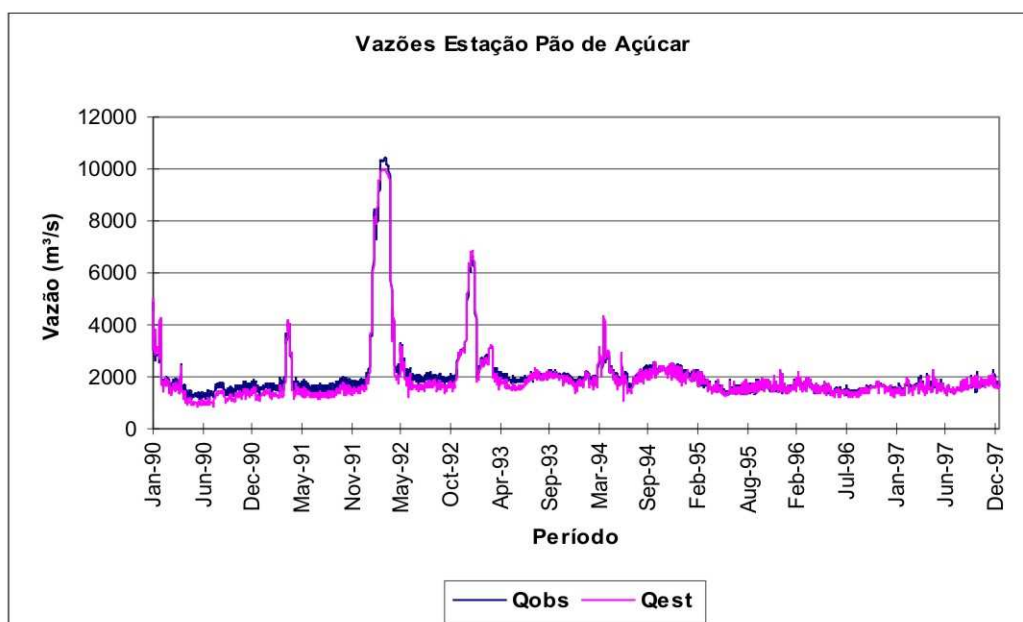


FIGURA 19. Comparação entre valores de vazões observadas (Qobs) e estimadas (Qest) para o período de janeiro de 1990 a dezembro de 1997 para seção de Pão de Açúcar.

A Figura 20 relaciona as curvas Qobs e Qest para estação de Traipu. Percebe-se que os valores de Qest subestimam os valores de Qobs na maior parte do período simulado, constatando-se poucos trechos com sobreposição das curvas. O valor médio de Qobs ($2243 \text{ m}^3/\text{s}$) foi subestimado pelo valor médio de Qest ($1947,9 \text{ m}^3/\text{s}$). O valor máximo e o valor mínimo de Qobs e de Qest foram: ($10436 \text{ m}^3/\text{s}$; $1077 \text{ m}^3/\text{s}$) e ($9998 \text{ m}^3/\text{s}$; $891 \text{ m}^3/\text{s}$), respectivamente.

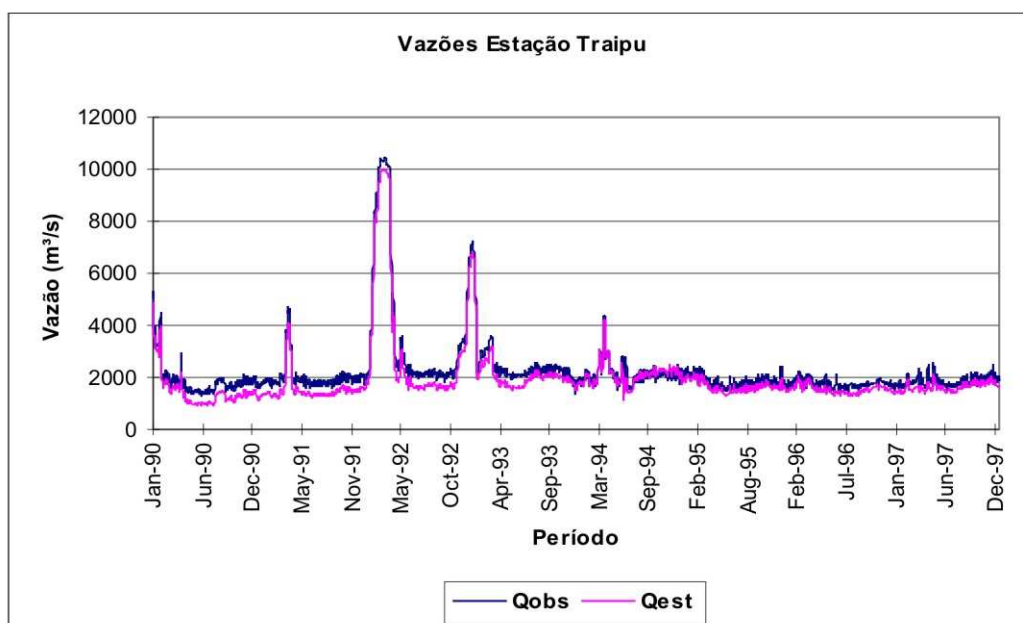


FIGURA 20. Comparação entre valores de vazões observadas (Qobs) e estimadas (Qest) para o período de janeiro de 1990 a dezembro de 1997 para seção de Traipu.

Para estação de Propriá, conforme a Figura 21, os valores de Qobs foram subestimados pelos valores de Qest na maior parte do período avaliado, apresentando poucos períodos em que as curvas se sobrepõem. O valor médio de Qobs ($2489 \text{ m}^3/\text{s}$), subestimado pela média dos valores de Qest ($2194 \text{ m}^3/\text{s}$). O valor máximo e o valor mínimo de Qobs e de Qest foram: ($11917 \text{ m}^3/\text{s}$; $1526 \text{ m}^3/\text{s}$) e ($11509 \text{ m}^3/\text{s}$; $1239 \text{ m}^3/\text{s}$), respectivamente.

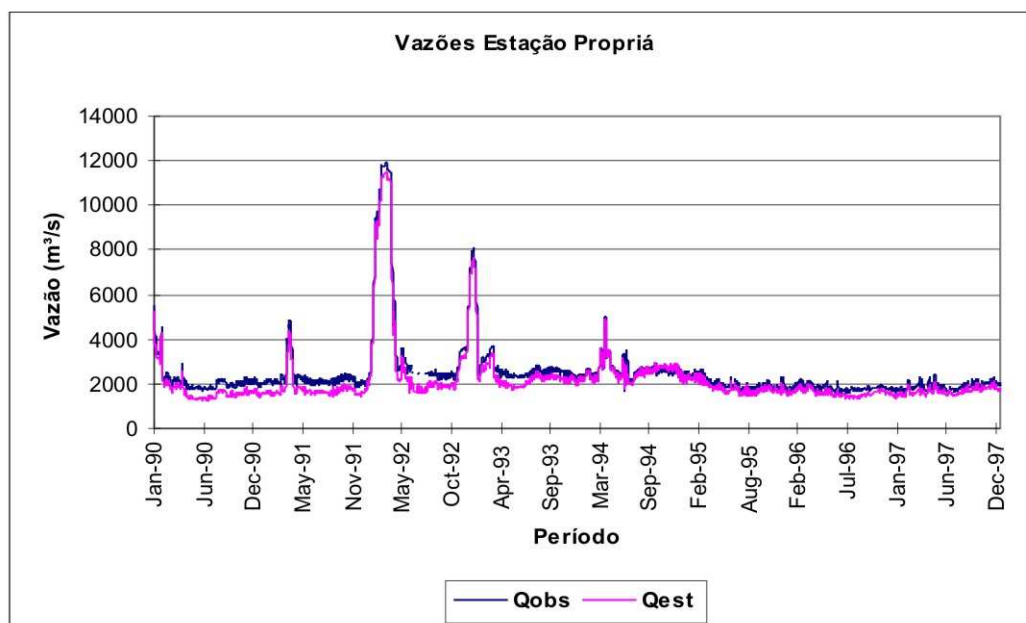


FIGURA 21. Comparação entre valores de vazões observadas (Qobs) e estimadas (Qest) para o período de janeiro de 1990 a dezembro de 1997 para seção de Propriá.

Na Tabela 5 estão os valores do Erro Padrão de Estimativa (EPE), índice de Willmott (d) e coeficiente de ajuste das curvas de massa residual (D) para série de cotas (estação Piranhas) e vazões (estações Pão de Açúcar, Traipu e Propriá). Apesar da relação entre as curvas de valores observados e estimados não apresentarem uma sobreposição, os valores do EPE, d e D, conforme Tabela 5, foram os melhores alcançados na etapa de calibração utilizando o valor de 0,15 para o coeficiente de rugosidade de Manning.

O valor do EPE de 0,92 para estação de Piranhas demonstra uma variação pequena em torno da reta de regressão para os valores de cotas comparados, demonstrando que em média os valores de Hobs foram subestimados em 0,92 m pelos valores de Hest. Os valores do EPE para as vazões nas estações de Pão de Açúcar, Traipu e Propriá demonstram que em média os valores de Qobs para estas estações

foram subestimados em 195,7 m³/s, 347,6 m³/s e 395,8 m³/s, respectivamente, pelos valores de Q_{est}, conforme visualizados na Tabela 5.

Os valores do índice d (0,94; 0,99; 0,98 e 0,98) mostrados na Tabela 5, demonstram uma boa concordância entre os valores observados e estimados em todas as estações.

TABELA 5. Valores do Erro Padrão de Estimativa (EPE), índice de Willmott (d) e coeficiente de ajuste das curvas de massa residuais (D) para etapa de calibração.

Seção	Variável	Parâmetros estatísticos		
		EPE	d	D
Piranhas	Cota (m)	0,92	0,94	0,72
Pão de Açúcar	Vazão (m ³ /s)	195,7	0,99	0,87
Traipu	Vazão (m ³ /s)	347,6	0,98	0,80
Propriá	Vazão (m ³ /s)	395,8	0,98	0,92

Ainda na Tabela 5, avaliando os valores do coeficiente D (0,72; 0,87; 0,80 e 0,92), pode-se observar que há uma boa relação entre a seqüência de valores de cotas e vazões em todas as estações.

Nas Figuras 22, 23, 24 e 25 são correlacionadas as curvas do somatório dos desvios em relação à média observada (D_o) e o somatório dos desvios em relação à média estimada (D_e) para as estações de Piranhas, Pão de Açúcar, Traipu e Propriá, respectivamente. Observa-se que não há uma sobreposição das curvas, os valores (D_o) máximos e mínimos não são atingidos pelos valores de (D_e), entretanto ocorreu coerência na tendência das curvas de D_o e D_e.

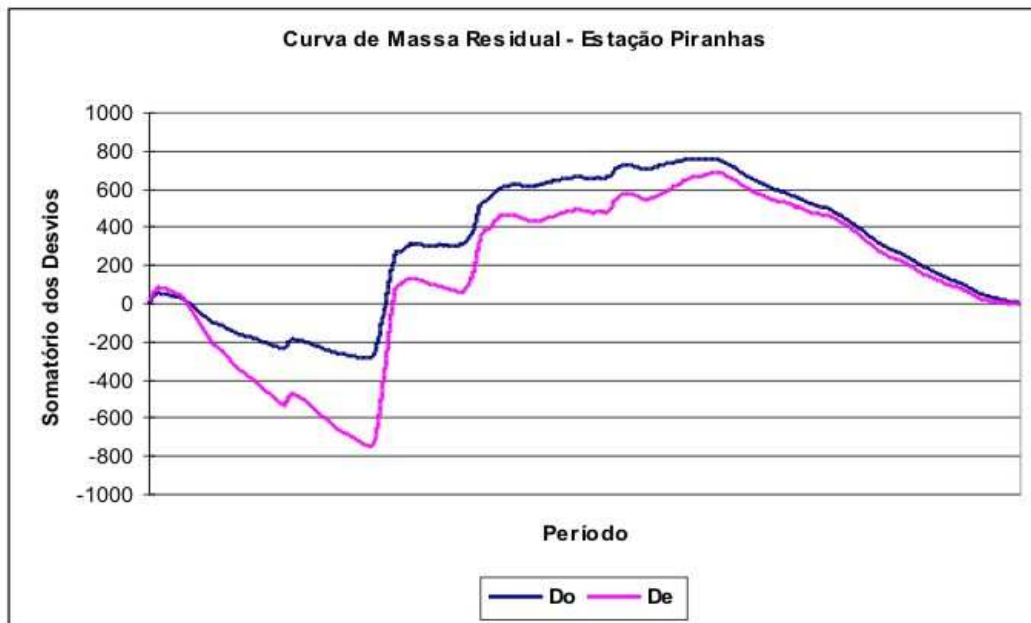


FIGURA 22. Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de cota observados e estimados para estação de Piranhas.

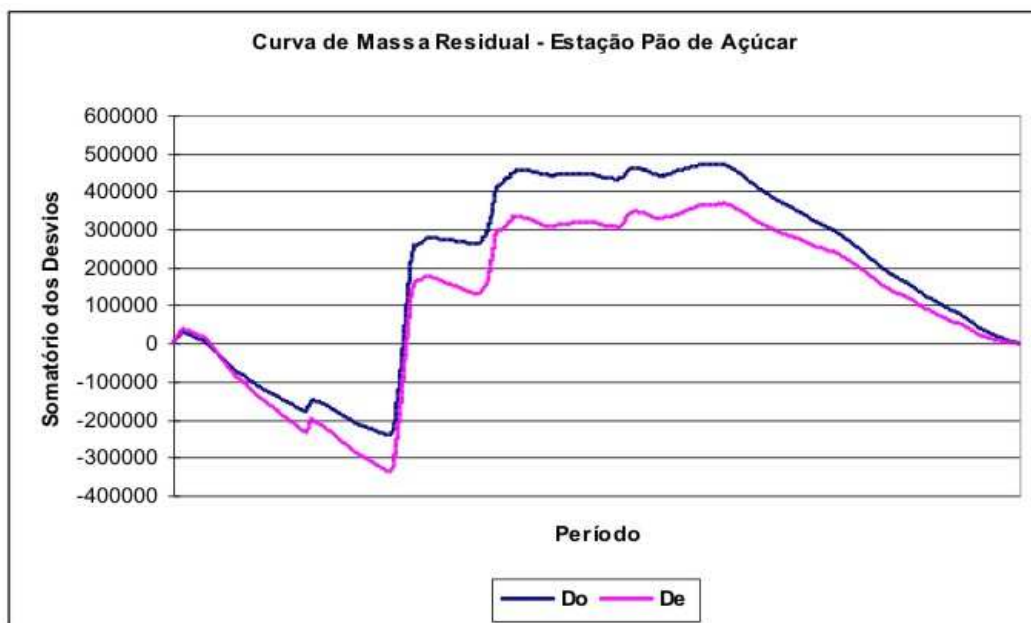


FIGURA 23. Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de vazão observados e estimados para estação de Pão de Açúcar.

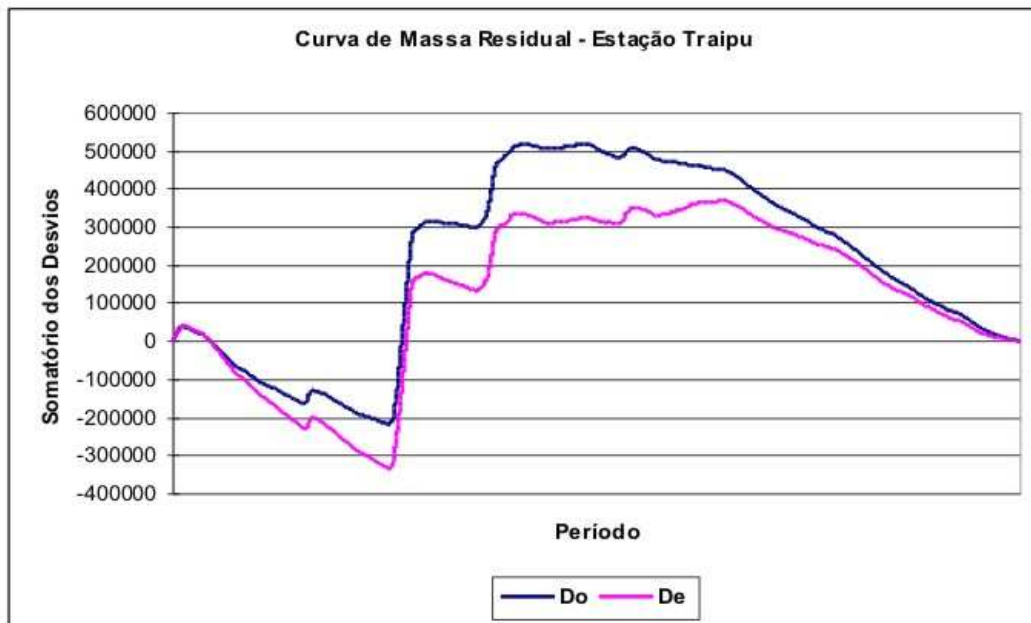


FIGURA 24. Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de vazão observados e estimados para estação de Traipu.

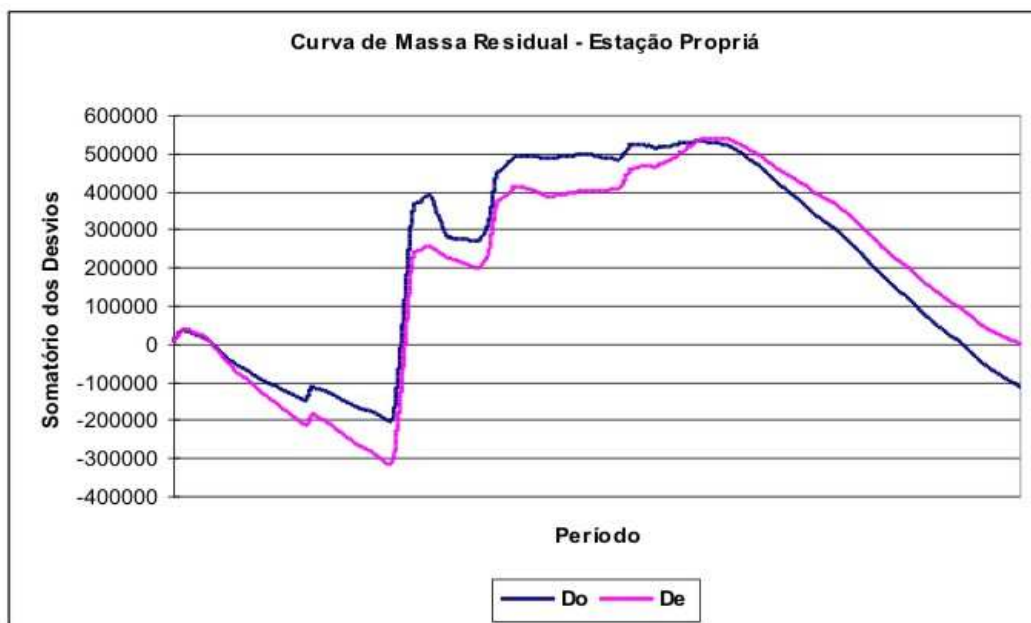


FIGURA 25. Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de vazão observados e estimados para estação de Propriá.

6.1.2. Validação

A etapa de validação foi dividida em dois períodos: período de vazões máximas e período de vazões mínimas.

i) Validação utilizando série de vazões máximas

Para representar um período de vazões elevadas do Rio São Francisco foi escolhida uma série histórica de 1308 dias com início em agosto de 1979 e fim em fevereiro de 1983. Para tal escolha além de considerar os eventos de vazões elevadas, considerou-se também a existência de série completa.

Na Figura 26 estão os cotagramas observado (Hobs) e estimado (Hest), para a estação de Piranhas, no período de validação de máximas vazões. A série de valores observados (Hobs) apresentou valor médio de 15,65 m, valor que foi superestimado pelo valor médio da série de valores estimados (Hest) de 16,1 m. Verifica-se também, que os valores Hobs máximos são superestimados e os valores mínimos subestimados pelos valores de Hest, ao longo da série. O valor máximo e o valor mínimo de Hobs e de Hest foram: (20,7 m; 13 m) e (24,1 m; 12,5 m), respectivamente. O ajuste entre as curvas de Hobs e Hest foi inferior quando comparado com o ajuste apresentado na fase de calibração.

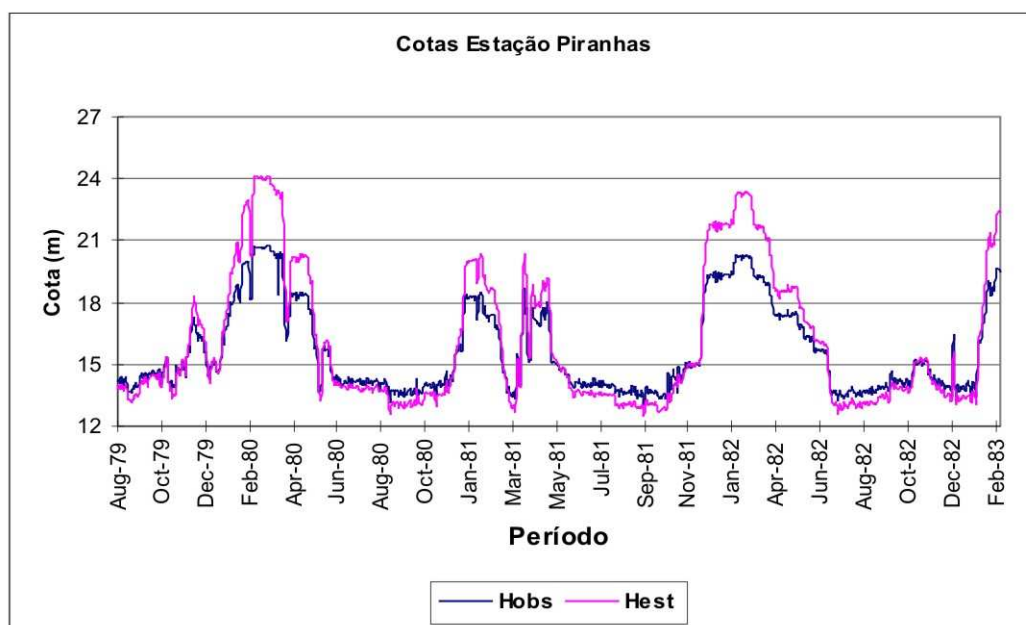


FIGURA 26. Comparação entre valores de cotas observadas (Hobs) e estimadas (Hest) para o período de agosto de 1979 a fevereiro de 1983, para seção de Piranhas.

Na Figura 27 estão os hidrogramas com valores de vazões observadas (Qobs) e estimadas (Qest) para estação de Pão de Açúcar. Observa-se um bom ajuste entre as curvas de Qobs e Qest, com os valores de Qest subestimando os valores de Qobs em alguns períodos da série. O valor médio de Qobs de 3458 m³/s foi subestimado pelo

valor médio de Qest de 3363 m³/s. Observa-se o mesmo comportamento quando comparados os valores máximo e mínimo de Qobs e de Qest, respectivamente: (8617 m³/s; 1505 m³/s) e (8398 m³/s; 1430 m³/s). Contudo, constata-se uma boa correlação entre as curvas de valores observados e estimados, assim como observado na fase de calibração.

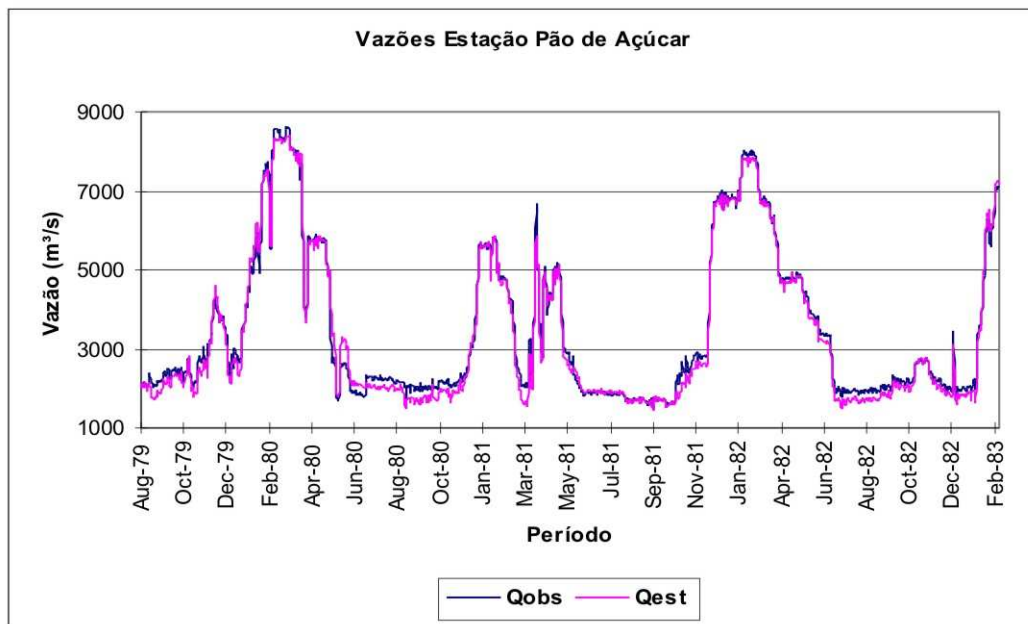


FIGURA 27. Comparação entre valores de vazões observadas (Qobs) e estimadas (Qest) para o período de agosto de 1979 a fevereiro de 1983, para seção de Pão de Açúcar.

A Figura 28 correlaciona os valores de Qobs e Qest para estação de Traipu. Os valores de Qest subestimaram os valores de Qobs ao longo da série. O valor médio de Qobs de 3727 m³/s foi subestimado pelo valor médio de Qest de 3360 m³/s. O valor máximo e o valor mínimo de Qobs e de Qest foram: (8617 m³/s; 1796 m³/s) e (8391 m³/s; 1538 m³/s), respectivamente, mostrando que os valores máximo e mínimo de Qobs foram subestimados pelos valores máximo e mínimo de Qest. Pode-se constatar que o ajuste das curvas Qobs e Qest foi similar ao apresentado na fase de calibração, sendo observado que os picos de máximo e de mínimos dos valores de Qobs são subestimados pelos valores de Qest.

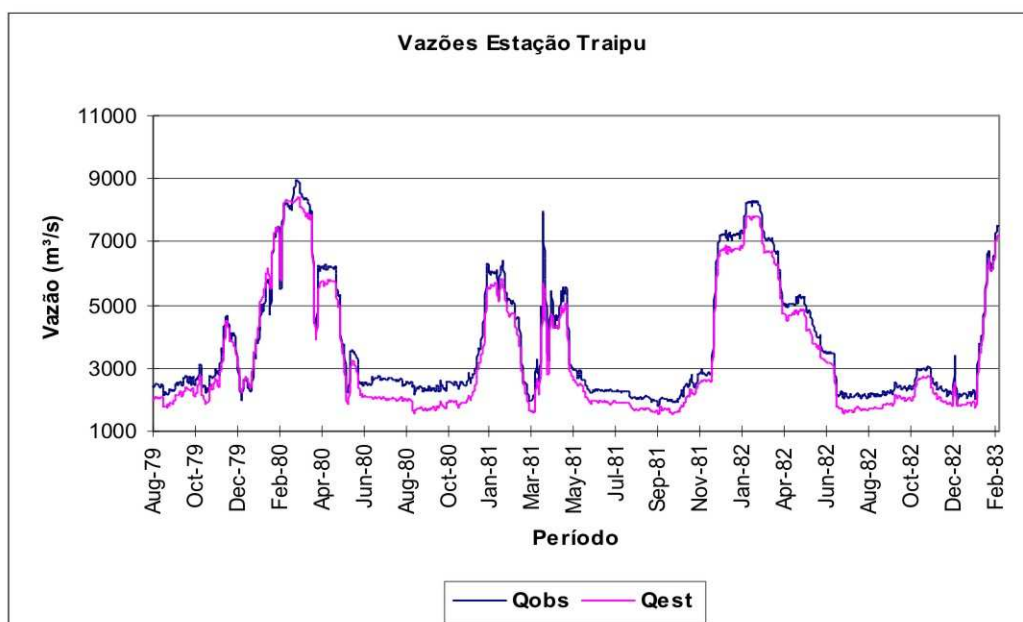


FIGURA 28. Comparação entre valores de vazões observadas (Qobs) e estimadas (Qest) para o período de agosto de 1979 a fevereiro de 1983, para seção de Traipu.

Na Figura 29 estão as curvas de Qobs e Qest para estação de Propriá. Os valores de Qest subestimam os valores de Qobs na maior parte da série, observando-se alguns poucos períodos em que as curvas se sobrepõem. O valor médio de Qobs ($3838 \text{ m}^3/\text{s}$) foi subestimado pelo valor médio de Qest ($3513 \text{ m}^3/\text{s}$). O valor máximo de Qobs ($9455 \text{ m}^3/\text{s}$) foi superestimado pelo valor máximo de Qest ($9625 \text{ m}^3/\text{s}$), e o valor mínimo de Qobs ($2038 \text{ m}^3/\text{s}$) foi subestimado pelo valor mínimo de Qest ($1594 \text{ m}^3/\text{s}$). Observa-se que houve um menor ajuste entre as curvas de Qobs e Qest quando comparado à fase de calibração.

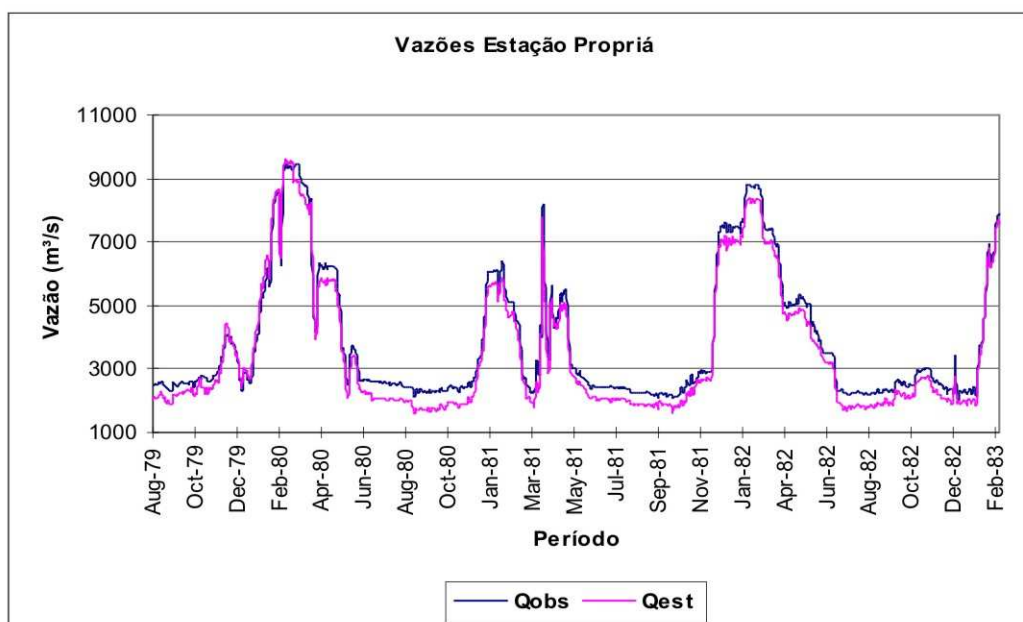


FIGURA 29. Comparação entre valores de vazões observadas (Qobs) e estimadas (Qest) para o período de agosto de 1979 a fevereiro de 1983, para seção de Propriá.

Na Tabela 6 estão os valores do EPE, índice de Willmott (d) e coeficiente D, para o período de validação da série de vazões máximas. Os valores do EPE para as estações de Piranhas, Pão de Açúcar, Traipu e Propriá (1,24; 208,7; 429,6 e 397) aumentaram com relação à série de calibração evidenciando uma maior dispersão dos valores estimados de cota e vazão em torno da reta de regressão. O valor do EPE para estação de Piranhas demonstra que em média os valores de Hobs estão sendo superestimados pelos valores de Hest em 1,24 m. Os valores de EPE para as estações de Pão de Açúcar, Traipu e Propriá, demonstram que em média os valores de Qobs foram subestimados em 208,7 m³/s, 429,6 m³/s e 397 m³/s pelos valores de Qest, respectivamente.

Os valores do índice d (0,95; 0,99; 0,99 e 0,99), assim como aconteceu na série de calibração, mostraram que há uma boa concordância entre os valores da série observada e os valores da série estimada para as quatro estações, conforme Tabela 6.

TABELA 6. Valores do Erro Padrão de Estimativa (EPE), índice de Willmott (d) e coeficiente de ajuste das curvas de massa residuais (D) para etapa de validação de vazões máximas.

Seção	Variável	Parâmetros estatísticos		
		EPE	d	D
Piranhas	Cota (m)	1,24	0,95	0,65
Pão de Açúcar	Vazão (m ³ /s)	208,7	0,99	0,99
Traipu	Vazão (m ³ /s)	429,6	0,99	0,97
Propriá	Vazão (m ³ /s)	397	0,99	0,96

Ainda na Tabela 6, como anteriormente observado na etapa de calibração, as estações de Pão de Açúcar, Traipu e Propriá apresentaram os maiores valores para o coeficiente D (0,99; 0,97 e 0,96), mostrando uma boa relação entre a série de valores observados e estimados, quando comparados os valores de Qobs e Qest. Para estação de Piranhas o valor do coeficiente D foi de 0,65, abaixo do valor encontrado na etapa de calibração, e evidenciando uma relação pouco satisfatória entre os valores de Hobs e Hest.

Nas Figuras 30, 31, 32 e 33 são correlacionadas as curvas do somatório dos desvios em relação à média observada (D_o) e o somatório dos desvios em relação à média estimada (D_e) para as estações de Piranhas, Pão de Açúcar, Traipu e Propriá, respectivamente.

Na Figura 30, estão traçadas as curvas do (D_o) e do (D_e) para a estação de Piranhas. Observa-se que os valores de D_e superestimam os valores de D_o para valores máximos e subestimam para valores mínimos, evidenciando uma baixa aderência entre as curvas.

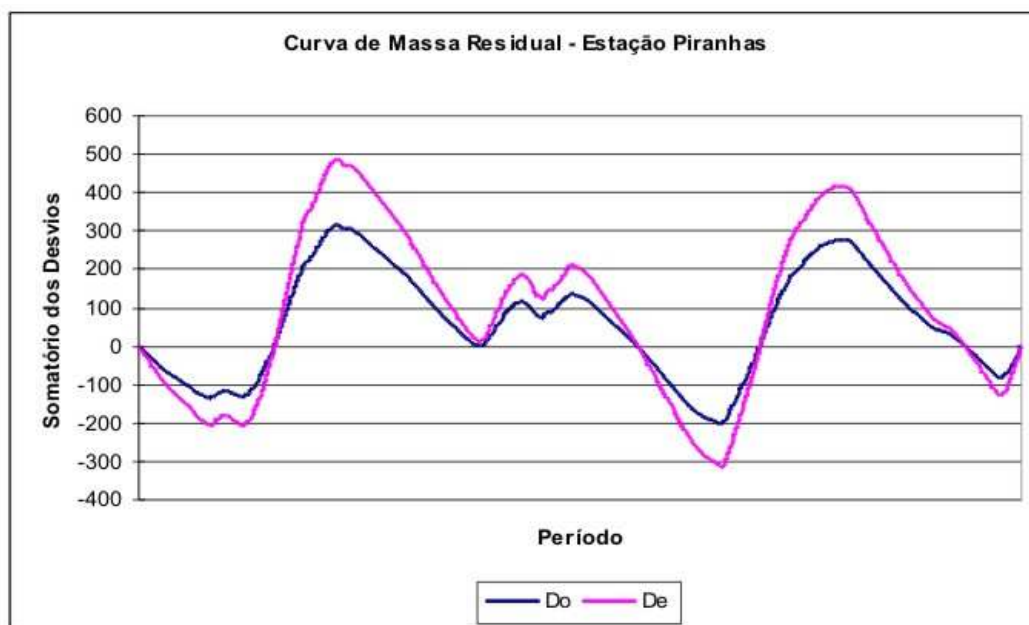


FIGURA 30. Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de cota observados e estimados para estação de Piranhas.

Na Figura 31, estão traçadas as curvas do (D_o) e do (D_e) para a estação de Pão de Açúcar. Observa-se uma boa aderência entre as curvas, com trechos de sobreposição das mesmas confirmando a boa relação entre os valores de Qobs e Qest.

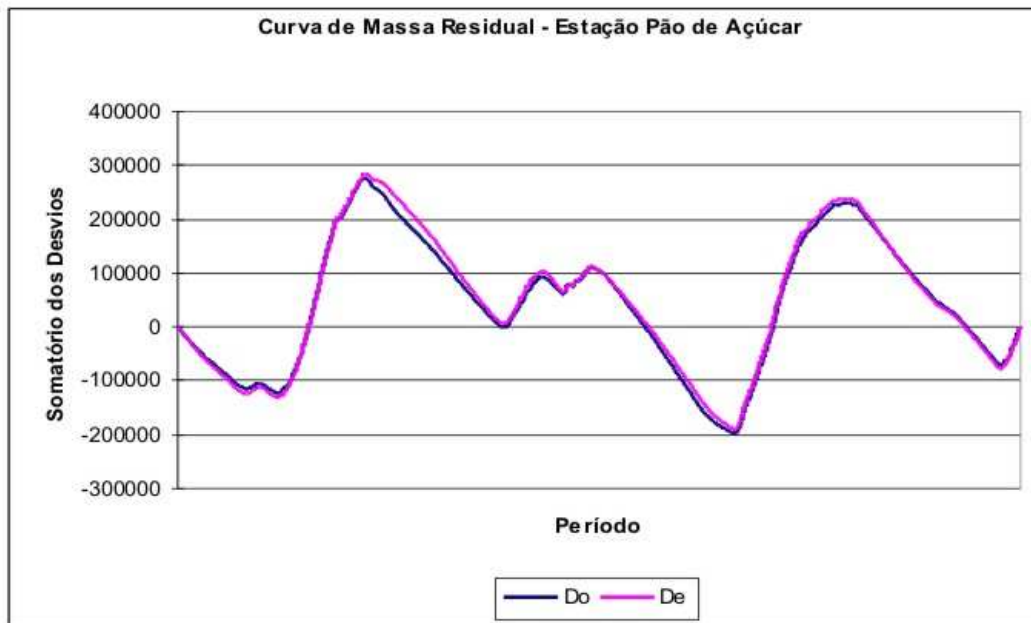


FIGURA 31. Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de vazão observados e estimados para estação de Pão de Açúcar.

A Figura 32 expõe o traçado das curvas do (D_o) e do (D_e) para a estação de Traipu. Observa-se que no primeiro pico de valores máximos D_e subestima os valores de D_o . Porém, na maior parte do período há uma boa aderência entre as curvas, com trechos de sobreposição das mesmas, confirmando a boa relação entre os valores de Q_{obs} e Q_{est} .

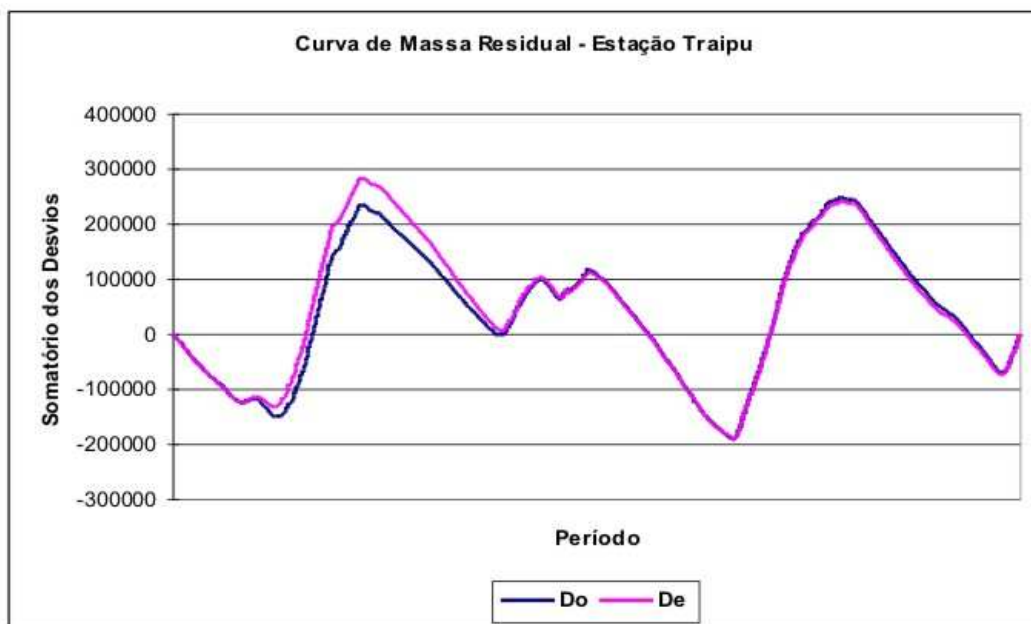


FIGURA 32. Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de vazão observados e estimados para estação de Traipu.

Na Figura 33 estão traçadas as curvas do (D_o) e do (D_e) para a estação de Propriá. Observa-se que os valores de D_e superestimam os valores de D_o em parte da série, havendo na porção final uma sobreposição entre as curvas.

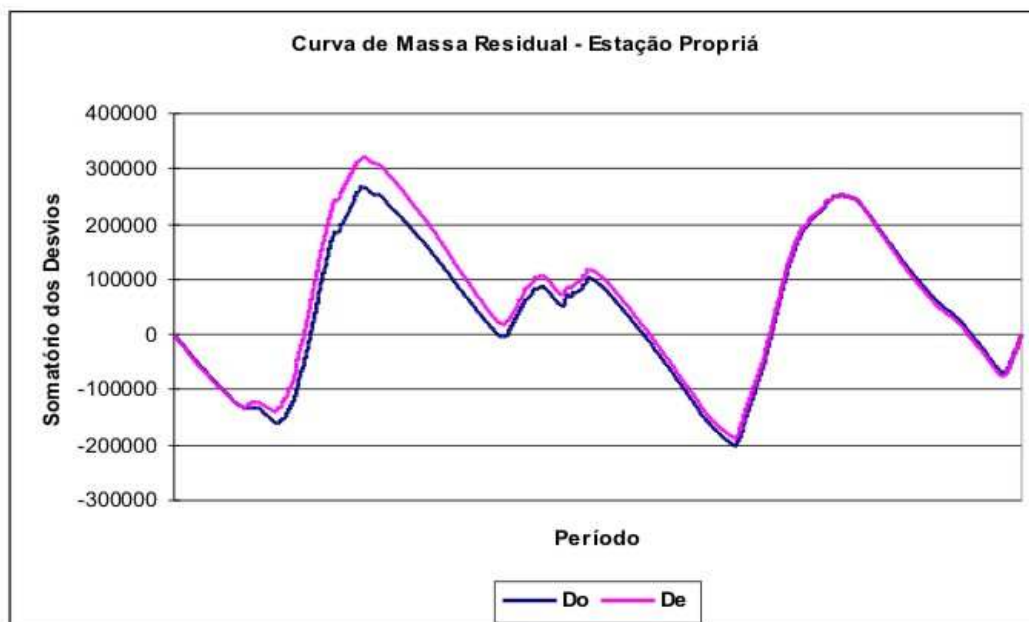


FIGURA 33. Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de vazão observados e estimados para estação de Propriá.

ii) Validação utilizando série de vazões mínimas

A série de vazões utilizadas para este período da validação possui 1095 dias, de janeiro de 2001 a dezembro de 2003. Respeitando-se sempre os mesmos critérios adotados para as demais séries selecionadas: representatividade dos eventos de vazões e sem falhas.

Na Figura 34 estão comparados os valores de cota observados (Hobs) e estimados pelo modelo (Hest) para estação de Piranhas. Observa-se que os valores de Hobs foram subestimados pelos valores de Hest na maior parte do período avaliado. O valor médio de Hobs (12,6 m) foi subestimado pelo valor médio de Hest (11,9 m). Mesmo comportamento apresentado quando comparados os valores máximo e mínimo de Hobs e de Hest: (14,3 m; 11,0 m) e (13,8 m; 10,4 m), respectivamente.

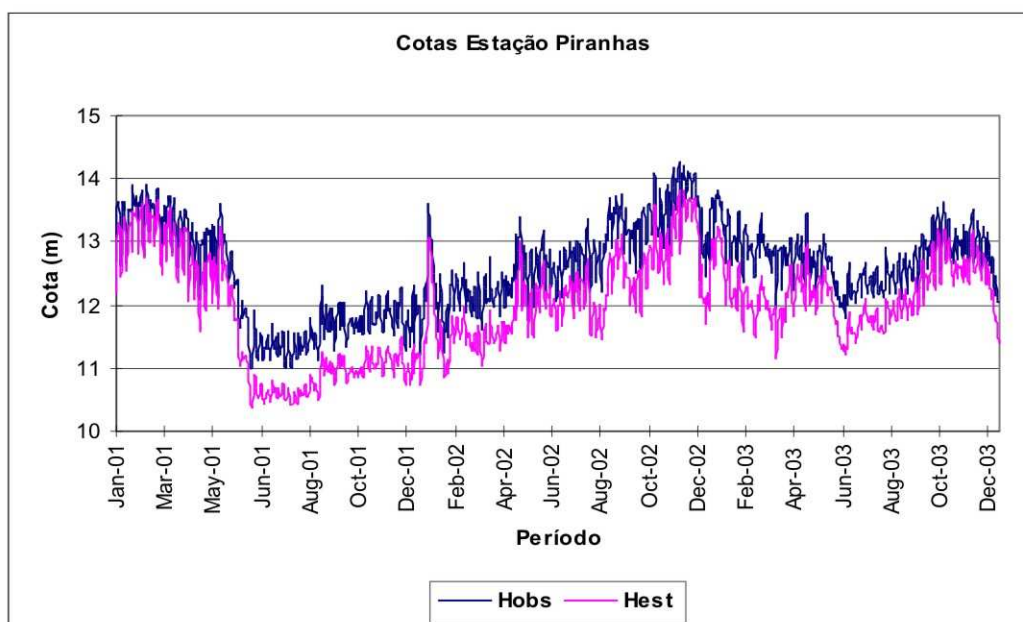


FIGURA 34. Comparação entre valores de cotas observadas (Hobs) e estimadas (Hest) para o período de janeiro de 2001 a dezembro de 2003, para seção de Piranhas.

Na Figura 35 estão os valores de vazões observadas (Qobs) e estimadas pelo modelo (Qest) para a estação de Pão de Açúcar. Nota-se que para maior parte do período os valores de Qobs são subestimados pelos valores de Qest, contudo são observados alguns trechos de sobreposição das curvas. O valor médio de Qobs (1408,5 m³/s) foi subestimado pelo valor médio de Qest (1317,6 m³/s). O valor máximo e o valor mínimo de Qobs e de Qest foram: (2091 m³/s; 910 m³/s) e (2049 m³/s; 816 m³/s), respectivamente, mostrando que os valores máximo e mínimo de Qest subestimaram os valores máximo e mínimo de Qobs. Contudo, foi observada uma boa correlação entre as curvas dos valores de Qobs e Qest, assim como visto na fase de calibração e de validação de vazões máximas.

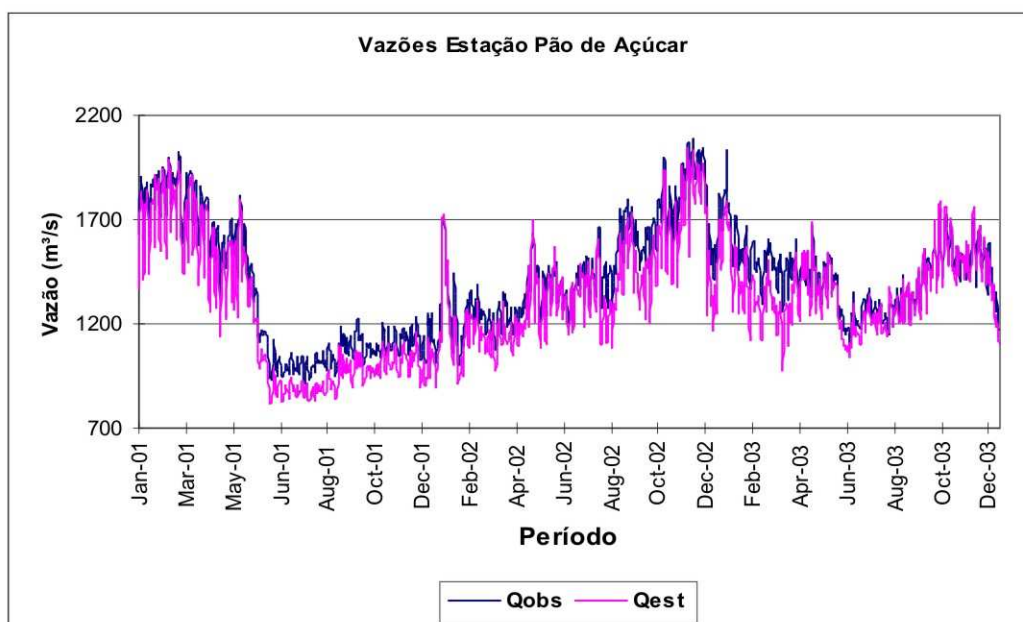


FIGURA 35. Comparação entre valores de cotas observadas (Qobs) e estimadas (Qest) para o período de janeiro de 2001 a dezembro de 2003, para seção de Pão de Açúcar.

As curvas de Qobs e Qest para a estação de Traipu estão na Figura 36. Percebe-se que os valores de Qest subestimam os valores de Qobs em praticamente todo período avaliado. Observa-se que o ajuste entre as curvas de Qobs e Qest apresenta uma semelhança com o ajuste para série de vazões máximas, apresentando ainda menores trechos de sobreposição entre as curvas do que na fase de calibração. O valor médio de Qobs ($1606,8 \text{ m}^3/\text{s}$) foi subestimado pelo valor médio de Qest ($1317,8 \text{ m}^3/\text{s}$). Os valores máximo e mínimo de Qest ($1984 \text{ m}^3/\text{s}$; $832 \text{ m}^3/\text{s}$) também subestimaram os valores máximo e mínimo de Qobs ($2414 \text{ m}^3/\text{s}$; $979 \text{ m}^3/\text{s}$).

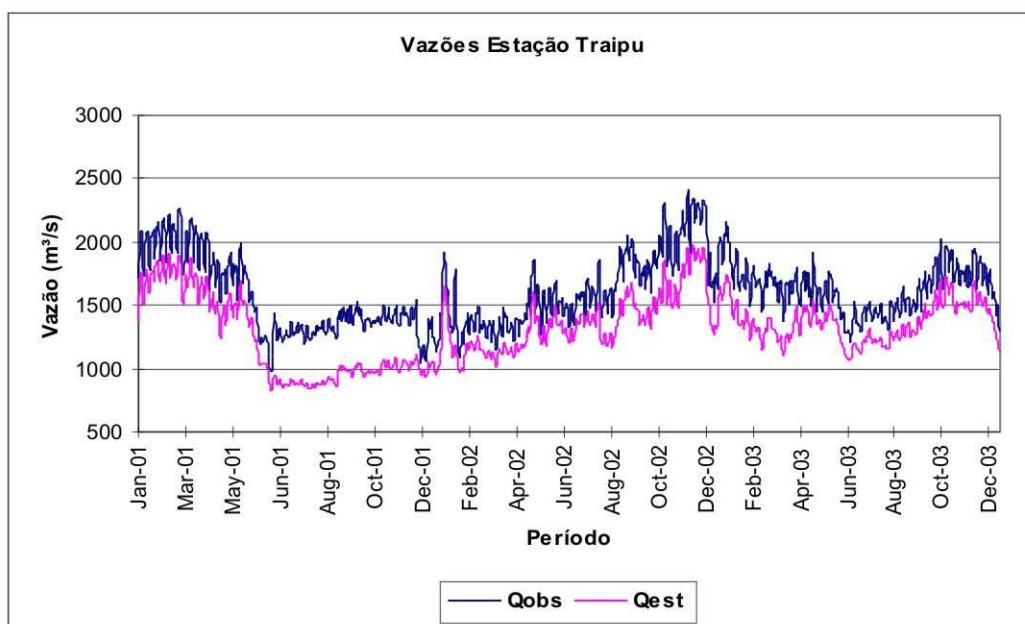


FIGURA 36. Comparação entre valores de cotas observadas (Qobs) e estimadas (Qest) para o período de janeiro de 2001 a dezembro de 2003, para seção de Traipu.

Para estação de Propriá, os valores de Qest subestimam os valores de Qobs na maior parte do período, havendo somente um pequeno trecho em que se observa uma sobreposição das curvas, entre outubro de 2002 e dezembro de 2002. Observa-se que o ajuste entre as curvas de Qobs e Qest apresenta uma semelhança com o ajuste para série de vazões máximas, apresentando ainda menores trechos de sobreposição entre as curvas do que na fase de calibração. O valor médio de Qobs ($1627 \text{ m}^3/\text{s}$) foi subestimado pelo valor médio de Qest ($1385,7 \text{ m}^3/\text{s}$). O valor máximo e o valor mínimo de Qobs e de Qest foram: ($2276 \text{ m}^3/\text{s}$; $1227 \text{ m}^3/\text{s}$) e ($1951,6 \text{ m}^3/\text{s}$; $846,5 \text{ m}^3/\text{s}$), respectivamente, mostrando que os valores de máximo e de mínimo de Qest subestimam os valores de máximo e de mínimo de Qobs.

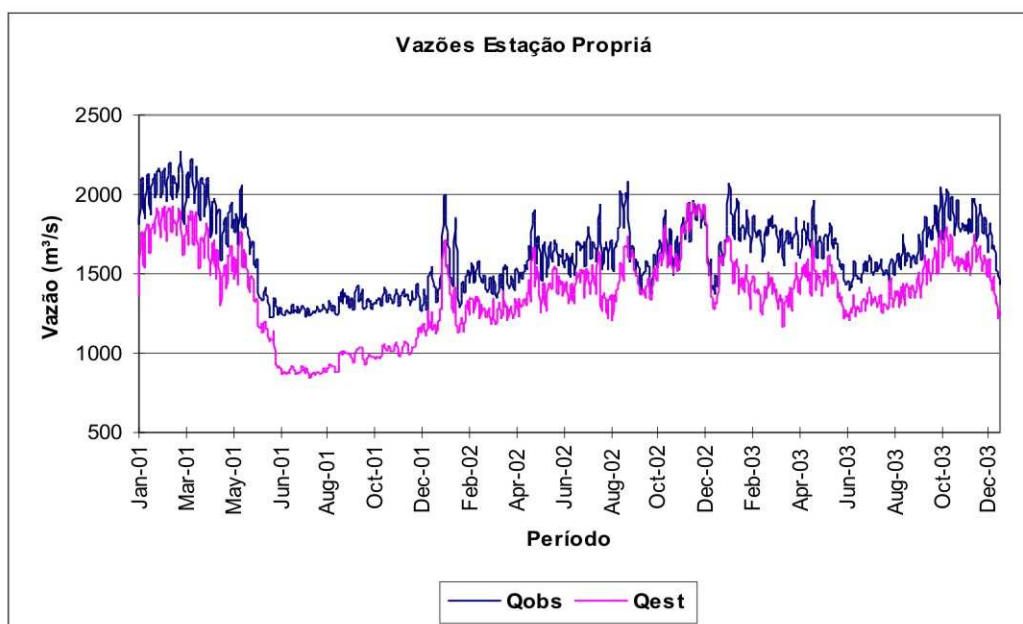


FIGURA 37. Comparação entre valores de cotas observadas (Qobs) e estimadas (Qest) para o período de janeiro de 2001 a dezembro de 2003, para seção de Propriá.

Na Tabela 7 estão os valores do EPE, índice d e coeficiente D , como comparativo entre valores observados e estimados pelo modelo para o período de validação de vazões mínimas. Os valores do EPE para as estações de Piranhas, Pão de Açúcar, Traipu e Propriá (0,63; 115; 305,8 e 265) foram os menores com relação às demais séries, evidenciando menor dispersão dos valores estimados de cota e vazão em torno da reta de regressão e, conseqüentemente, melhor ajuste. O valor de EPE para estação de Piranhas mostra que em média os valores de Hobs foram subestimados pelos valores de Hest em 0,63 m. Os valores do EPE para as estações de Pão de Açúcar, Traipu e Propriá, demonstram que em média os valores de Qobs foram subestimados em 115 m³/s, 305,8 m³/s e 265 m³/s, respectivamente.

TABELA 7. Valores do Erro Padrão de Estimativa (EPE), índice de Willmott (d) e coeficiente de ajuste das curvas de massa residuais (D) para etapa de validação de vazões mínimas.

Seção	Variável	Parâmetros estatísticos		
		EPE	d	D
Piranhas	Cota (m)	0,63	0,85	0,94
Pão de Açúcar	Vazão (m ³ /s)	115	0,95	0,94
Traipu	Vazão (m ³ /s)	305,8	0,76	0,88
Propriá	Vazão (m ³ /s)	265	0,78	0,73

Para os valores do índice de Willmott (d), observa-se que para as estações de Piranhas e Pão de Açúcar (0,85 e 0,95) houve melhor concordância entre os

valores observados e estimados em comparação com os valores das estações de Traipu e Propriá (0,76 e 0,78), conforme observado na Tabela 7.

Ainda na Tabela 7, observando os valores do coeficiente D de (0,94; 0,94; 0,88 e 0,73) para as estações de Piranhas, Pão de Açúcar, Traipu e Propriá, respectivamente, evidencia-se que houve uma boa associação entre os valores observados e estimados pelo modelo para o período comparado.

Pode-se observar, conforme Figura 38, uma proximidade entre as curvas do somatório dos desvios para os valores de cotas observados (D_o) e do somatório dos desvios da série de valores estimados pelo HEC-RAS (D_e), para estação de Piranhas. Contudo, os valores do D_o estão sendo superestimados na maior parte do período pelos valores do D_e .

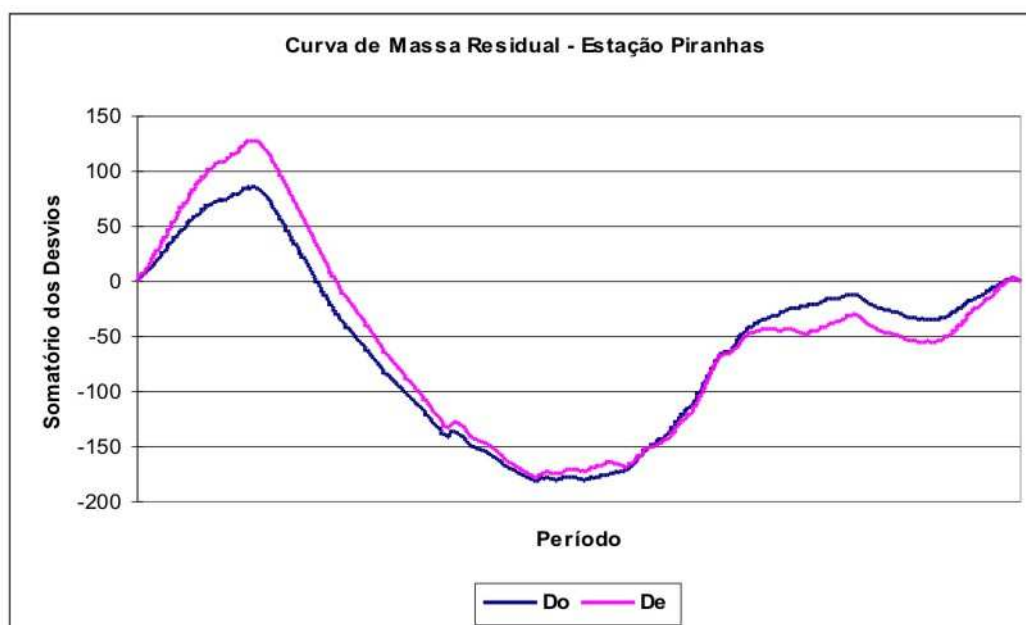


FIGURA 38. Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de cota observados e estimados para estação de Piranhas.

Na Figura 39 podemos observar a relação entre os valores do D_o e do D_e para a estação de Pão de Açúcar. Pode-se evidenciar um bom ajuste no início da série, entretanto para a maior parte do período a série de valores do D_e subestimam a série de valores do D_o .

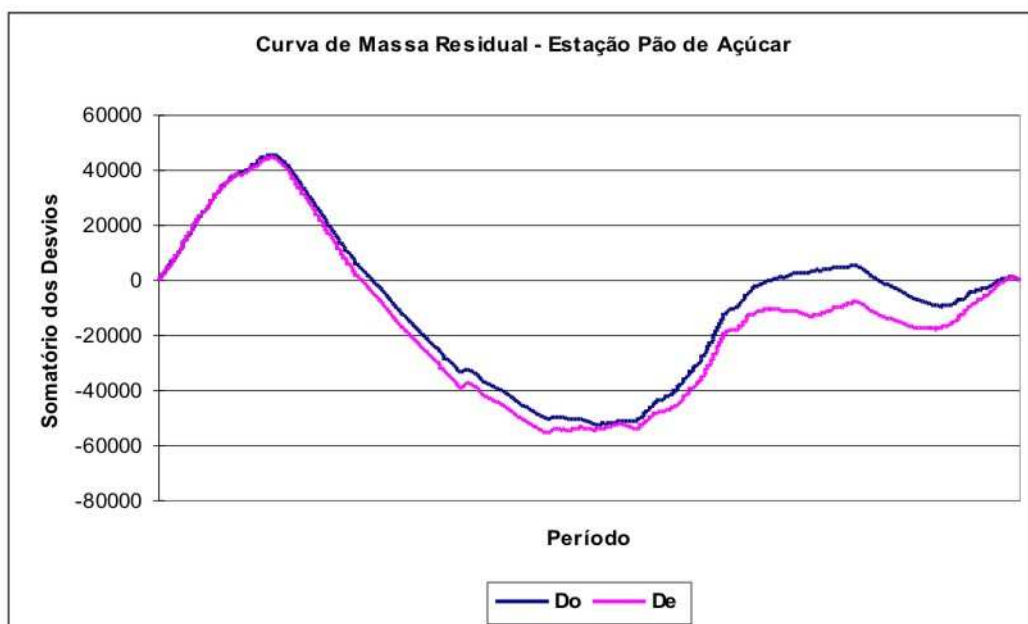


FIGURA 39. Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de vazão observados e estimados para estação de Pão de Açúcar.

Na Figura 40 observa-se que houve um bom ajuste entre curvas D_e e D_o para estação de Traipu, com alguns períodos de sobreposição das curvas no início e final da série. Na maior parte do período os valores de D_e foram menores que os de D_o .

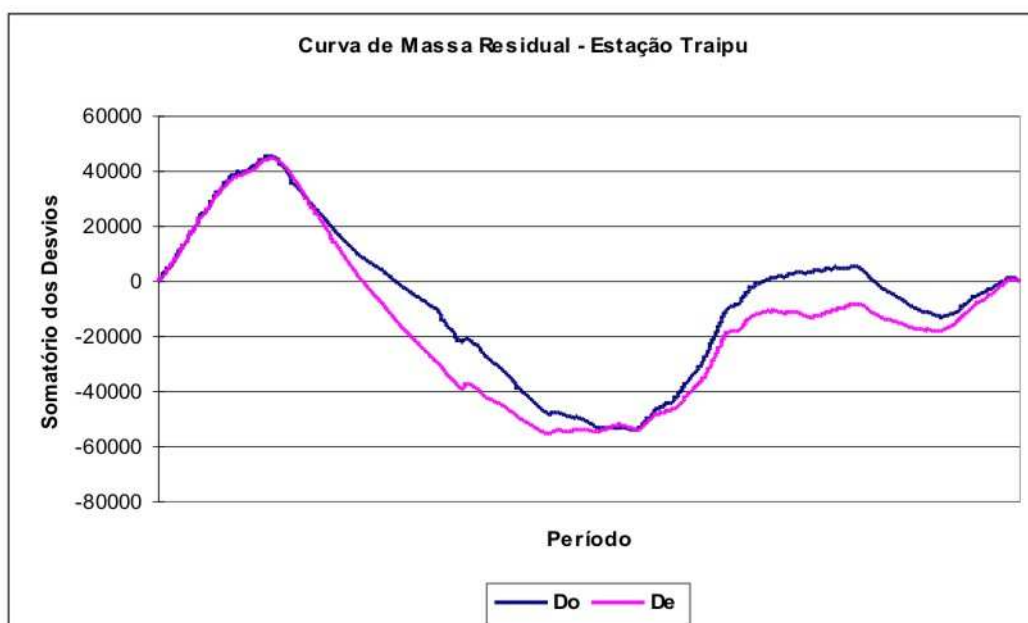


FIGURA 40. Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de vazão observados e estimados para estação de Traipu.

Para estação de Propriá, conforme Figura 41, é evidenciado que os valores D_o são subestimados na maior parte do período pelos valores de D_e , apresentando um pequeno trecho de sobreposição das curvas no início e no final da série de valores.

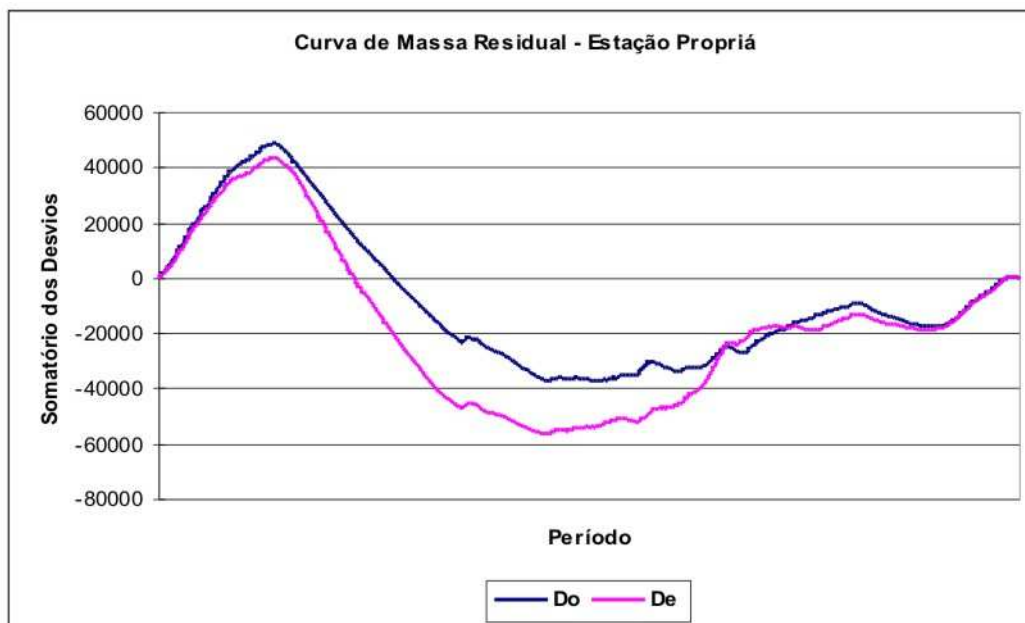


FIGURA 41. Aderência entre os valores de D_o e D_e para valores de vazão observados e estimados para estação de Propriá.

6.2. Cheia de 2004

Um das aplicações de modelos hidrodinâmicos como o HEC-RAS é o estudo do comportamento de uma onda de cheia ao longo de canais naturais. Os dois principais fenômenos envolvidos na propagação de uma onda de cheia são a translação e o amortecimento. O primeiro refere-se ao intervalo de tempo compreendido entre a ocorrência da onda numa seção de jusante e sua ocorrência posterior numa seção de montante. Já o amortecimento, está relacionado com o atrito provocado pelo contato entre a água e o fundo e as paredes do canal, e também com os obstáculos existentes no curso d'água (pontes, vegetação, barragens etc) que num efeito conjunto tendem a reduzir a intensidade do escoamento. CIRILO et al. (2003) destacam que os efeitos que alteram as ondas de cheia estão relacionados com a magnitude das vazões, velocidade do escoamento, geometria do canal, rugosidade do canal e das margens, presença de obstáculos, tempo de duração etc.

Na Figura 42 constam os hidrogramas do Rio São Francisco para o período de 26/1/2004 a 20/2/2004 simulados para as estações fluviométricas de Piranhas, Propriá e Brejo Grande. Nesse período ocorreu uma das últimas grandes cheias do Rio São Francisco com valores de pico de vazão de 8367 m³/s, 8033 m³/s e 7989 m³/s registrados para as estações de Piranhas, Propriá e Brejo Grande.

Ainda na Figura 42 pode-se observar que o pico de cheia é registrado na estação de Propriá 29 horas depois da ocorrência em Piranhas, 136 km separam as duas estações. O intervalo de tempo para percorrer 197 km, até a estação de Brejo Grande, foi de 43 horas. Pode-se observar pelo gráfico que há um decaimento da onda entre as estações, resultante da adoção de valores diferentes para o coeficiente de Manning em cada trecho, condicionando assim uma velocidade decrescente do escoamento de Piranhas até Brejo Grande. O decaimento dos valores de vazão também está associado ao fato de que o período em que a cheia foi registrada é caracteristicamente uma época de seca na região do Baixo São Francisco, restringindo o incremento nos valores de vazão exclusivamente à ocorrência de chuvas intensas nas regiões do Alto e Médio São Francisco, não havendo contribuição significativa de afluentes após a estação de Piranhas nesse período.

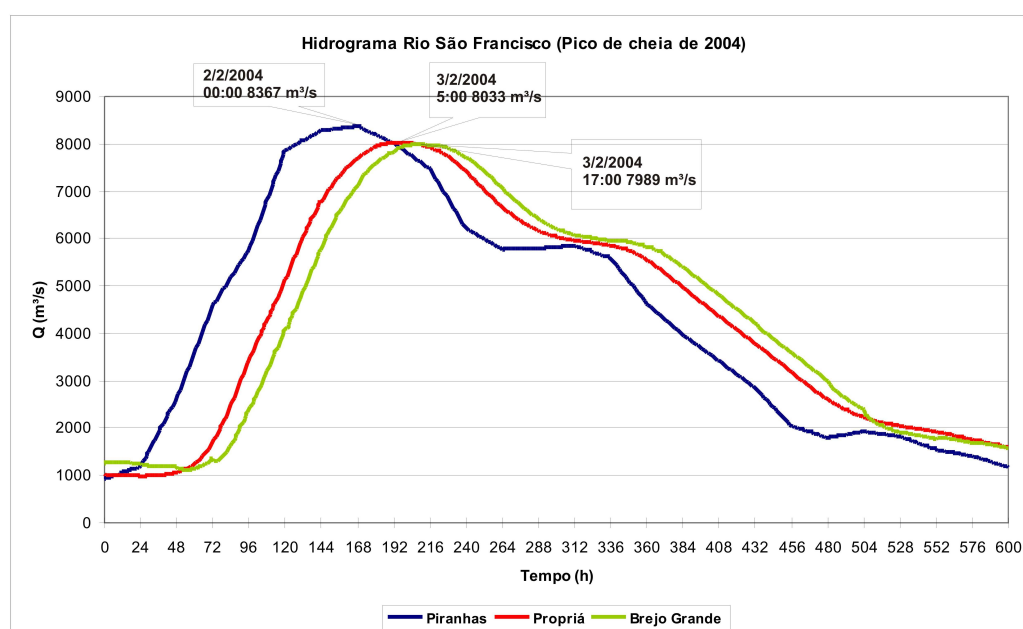


FIGURA 42. Hidrograma do Rio São Francisco para o período de 26/1/2004 a 20/2/2004 nas estações fluviométricas de Piranhas, Propriá e Brejo Grande.

Esses valores elevados de vazão registrados no início de 2004 provocaram diversos problemas na região do Baixo São Francisco, tais como: perdas de áreas

agricultáveis, comprometimento das instalações e operações de captação e drenagem dos perímetros de irrigação (Figura 43), inundação de áreas ribeirinhas ocupadas desordenadamente (Figura 44a e 44b), comprometimento da rede de drenagem dos municípios ribeirinhos etc.



FIGURA 43. Estação de bombas inundada no Perímetro Irrigado Cotinguiba-Pindoba durante a Cheia de 2004 (LABS, 2004).



FIGURA 44. Áreas ribeirinhas inundadas dos municípios de Piranhas-AL (a) e Propriá-SE (b) durante a cheia de 2004 (GONDIM FILHO et al., 2004).

O estudo da propagação de ondas de cheia em rios é uma vertente da aplicabilidade dos modelos hidrodinâmicos, e se caracteriza como ferramenta indispensável de previsão e alerta para orientar ações da Defesa Civil municipal e estadual em regiões vulneráveis a inundações como é o caso do Baixo São Francisco sergipano.

Na Figura 45 tem-se a situação oposta à apresentada na Figura 42. São apresentados os hidrogramas simulados para as estações de Piranhas, Pão de Açúcar, Traipu e Propriá para o período de 20/7/2004 a 25/7/2004. É um período que contempla valores de vazões mais comuns para região do Baixo São Francisco ao longo do ano. Os picos de vazões registrados foram de 1679 m³/s, 1521 m³/s, 1376 m³/s e 1346 m³/s, para

as estações de Piranhas, Pão de Açúcar, Traipu e Propriá, respectivamente. O tempo de trânsito da onda entre Piranhas e Propriá (136 km) foi de 39 horas, resultante da baixa velocidade do escoamento.

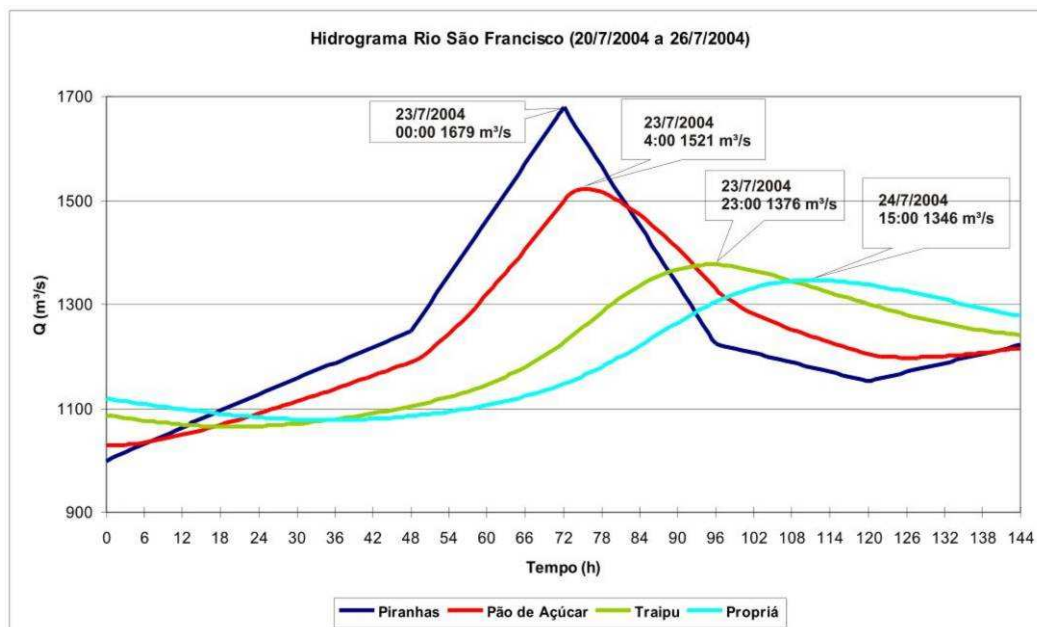


FIGURA 45. Hidrograma do Rio São Francisco para o período de 20/7/2004 a 26/7/2004 nas estações fluviométricas de Piranhas, Pão de Açúcar, Traipu e Propriá.

6.3. Considerações gerais

Mesmo utilizando os valores do coeficiente de Manning de acordo com as características específicas de cada seção como rugosidade da superfície do leito (arenoso, rochoso etc), presença ou não de vegetação, conformação das margens etc, visando assim minimizar os erros na calibração, os resultados apesar de satisfatórios poderiam ter sido melhorados. A opção pelo método de “tentativa e erro” para chegar a um valor do coeficiente de Manning para cada trecho que melhor se ajustasse na comparação entre as séries de valores de cotas e vazões calculadas e observadas foi a maneira mais viável levando-se em consideração o tempo para realização dos trabalhos. Uma saída para resolver o problema de ajuste do coeficiente de Manning seria a utilização de um modelo de otimização que fosse executado simultaneamente com o HEC-RAS calculando os valores mais adequados para cada seção do rio, minimizando consideravelmente os erros das simulações.

Um fato que pode ser evidenciado para os três períodos simulados, na estação de Piranhas, é que os valores de cotas calculados pelo modelo não se ajustaram de maneira satisfatória aos valores observados, mesmo utilizando como condição inicial (condição de contorno) para simulação a entrada da série de vazões observadas na estação. O HEC-RAS oferece outras opções de entrada para condição inicial de simulação como a entrada de valores simultâneos de cota e vazão, assim como a utilização da curva-chave da seção, contudo não é permitido simular somente com um tipo de condição de contorno inicial e final, como por exemplo, inserir somente valores de cotas ou somente vazão. A opção de não utilizar concomitantemente séries de cota e vazão como condição de contorno foi feita esperando-se que os valores de cota e vazão calculados pelo modelo se aproximassem dos valores observados. O parâmetro curva-chave não foi utilizado nas seções por que há um período de validade das mesmas que está relacionado com a necessidade em se fazer levantamentos batimétricos periodicamente devido às mudanças dos elementos geométricos das seções e visto que os períodos de validade das mesmas são geralmente curtos, normalmente de um ano, incompatível com as séries utilizadas.

A disponibilidade apenas do levantamento batimétrico de cinco seções em um trecho de rio extenso (197 km) também contribuiu para o não ajuste do modelo a determinados eventos, já que a interpolação realizada pelo modelo entre as seções inseridas é uma simplificação do canal e pode não se ajustar às condições reais. Para minimizar os erros relativos à interpolação seria necessário um maior número de levantamentos batimétricos entre as seções já existentes, garantindo assim melhores ajustes entre valores observados e calculados nas diferentes fases da simulação.

No trecho do rio estudado existem seis estações fluviométricas (Piranhas, Pão de Açúcar, Traipu, Propriá, Penedo e Brejo Grande). Apenas em quatro delas há medição de nível d'água e vazão, correspondendo a um trecho de aproximadamente 140 km, compreendido entre as estações de Piranhas e Propriá. A estação de Brejo Grande, localizada próxima à foz, só dispõe de dados relativos ao nível d'água, comprometendo assim estudos mais adequados sobre a influência da variação da maré no comportamento hidrodinâmico do rio nessa região específica.

7. Conclusões

O HEC-RAS foi aplicado para simulação hidrodinâmica do trecho do Rio São Francisco compreendido entre as estações fluviométricas de Piranhas (em Alagoas) e Brejo Grande (em Sergipe), correspondendo a um trecho de rio de 197 km. Esse trecho de rio foi dividido em três subtrechos definidos conforme características relativas à constituição do leito e presença ou não de vegetação: Piranhas – Pão de Açúcar (com aproximadamente 40 km), Pão de Açúcar – Traipu (com aproximadamente 60 km) e Traipu – Foz (com aproximadamente 97 km). Os valores de coeficiente de Manning calibrados para os respectivos trechos foram: 0,04; 0,06 e 0,075. O modelo foi calibrado para uma série que contempla eventos críticos de vazão, e demonstrou robustez representando bem os eventos de máximas e mínimas vazões aplicados no processo de validação, atendendo aos objetivos propostos no presente trabalho.

O melhor ajuste entre valores de vazões observadas (Q_{obs}) e estimadas (Q_{est}) foi verificado na estação de Pão de Açúcar, apresentando para as três séries simuladas os seguintes valores para os índices estatísticos: EPE (195,7; 208,7 e 115), d (0,99; 0,99 e 0,95) e D (0,87; 0,99 e 0,94). Piranhas foi a estação em que os valores de cotas observadas e estimadas (H_{obs} e H_{est}) menos se ajustaram com relação às séries de calibração e de vazões máximas, apresentando valores do EPE (0,87 e 1,24), d (0,94 e 0,95) e D (0,72 e 0,65), respectivamente, ajustando um pouco melhor para a série de vazões mínimas com EPE (0,63), d (0,85) e D (0,94). Isso pode estar relacionado com o fato da estação de Piranhas entrar como condição de contorno.

O HEC-RAS representou bem o evento da cheia de 2004, definindo o tempo de propagação da onda de cheia, e caracterizando bem o amortecimento da onda entre as estações de Piranhas, Propriá e Brejo Grande, podendo tais estudos servirem como base para ações que atenuem os efeitos de eventos críticos de vazões na região do Baixo São Francisco.

Estudos que caracterizam o comportamento dos eventos sazonais de vazões são imprescindíveis, principalmente em rios nos quais os recursos hídricos são bastante explorados para os diversos fins como é o caso do Rio São Francisco. No médio e no longo prazo, estudos com esse contexto mostram como as intervenções antrópicas interferem na dinâmica fluvial, bem como oferece base para melhor caracterizar a disponibilidade hídrica numa determinada região, podendo assim ter

base para tentar equacionar da melhor maneira possível a exploração dos recursos hídricos com os interesses ambientais, econômicos e sociais.

8. Referências Bibliográficas

AITKEN, A. P. Assessing systematic errors in rainfall-runoff models. **Journal of Hydrology**, Amsterdam, v.20, ed.2, p.121-136, 1973.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. Dados hidrológicos. **Estações Fluviométricas**. Brasília, 2007a. Disponível em: <<http://hidroweb.ana.gov.br>>. Acesso em: 20 abr. 2007.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. **Hidro 1.0.8**. HidroWeb, Sistema de Informações Hidrológicas. Disponível em: <<http://hidroweb.ana.gov.br>>. Acesso em: 20 ago. 2007.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. **Monitoramento dos reservatórios do Rio São Francisco**. Boletim SF-04. Brasília, 2006. 11 p.

AZEVEDO, R. A. **Modelagem matemática dos níveis d'água no Rio Araguaia**. Goiânia, 2001. 230f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2001.

CASADO, A. P. B. *et al.* Bank erosion evolution in São Francisco River. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, Viçosa, v.26, p.231-239, 2002.

CIRILO, J. A. *et al.* (Org). **Hidráulica Aplicada**. 2 ed. Porto Alegre: ABRH, 2003. 621p.

COMPANHIA HIDRELÉTRICA DO SÃO FRANCISCO. Energia/Parque de geração. **Usinas**. Recife, 2008. Disponível em: <http://www.chesf.gov.br/energia_parquedegeracao_usinas.shtml>. Acesso em: 19 dez. 2008.

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

COMPANHIA DE DESENVOLVIMENTO DO SÃO FRANCISCO E VALE DO PARAÍBA. **Ficha Técnica do Perímetro Irrigado de Propriá**. Aracaju, 2004. 12p.

CUNHA, J. E. M. **Estudo hidrometeorológico da bacia do Rio Buriti-BA, usando um modelo pluvio-hidrométrico**. Dissertação (Mestrado em Ciência Geofísica) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 1983.

DANTAS, C. E. O. **Análise dos Efeitos Dinâmicos em Reservatórios de Grande Extensão: Estudo de Caso: Reservatório de Sobradinho**. 2005. 89f. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2005.

DOOGE, J. C. I. **Linear theory of hydrologic systems**. Technical Bulletin n.1948. Washington: United States Department of Agriculture, 1973. 327p.

FENDRICH, R.; MALUCELLI, F. C. **Macro drenagem urbana: canais abertos versus canais fechados**. [S.l.: s.n.]. 2000. Disponível em: <http://143.107.96.240/phd/LeArq.aspx?id_arq=211>. Acesso em: 20 dez. 2008.

FONTES, L. C. S. **Erosão marginal associada a impactos ambientais a jusante de grandes barragens: O caso do baixo curso do Rio São Francisco**. Dissertação (Mestrado em Desenvolvimento e Meio ambiente) - Programa de Pós-graduação em Desenvolvimento e Meio Ambiente (PRODEMA), Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, 2002.

FONTES, L. C. S. *et al.* **Projeto de Gerenciamento Integrado das Atividades Desenvolvidas em terra na Bacia do São Francisco: Subprojeto 2.4 – Estudo do processo erosivo das margens do Baixo São Francisco e seus efeitos na dinâmica de sedimentação do rio**. Brasília: ANA/GEF/PNUMA/OEA, 2003. 81p.

GONDIM FILHO, J. G. C. *et al.* Análise da cheia de 2004 na bacia do Rio São Francisco. In: Simpósio Brasileiro de Desastres Naturais. 1, 2004, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: GEDN/UFSC, 2004. p. 524-538. CD Rom.

HOLANDA, F. S. R.; ROCHA, I. P.; OLIVEIRA, V. S. Estabilização de taludes marginais com técnicas de bioengenharia de solos no Baixo São Francisco. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, Campina Grande, v.12, n.6, p.570-575, 2008.

HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER. **HEC-RAS River Analysis System**. Users Manual, Version 4.0, US Army Corps of Engineers, Davis, USA.

LABORATÓRIO DE EROSÃO E SEDIMENTAÇÃO DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE. Banco de dados de imagens do Rio São Francisco. **Fotografias**. São Cristóvão, 2004.

LERNER, G. L. S. **Estudo de impactos na geração hidroelétrica ao longo do Rio São Francisco devido a transposição de suas águas utilizando modelo matemático de fluxos em rede AcquaNet**. 2006. 117f. Dissertação (Mestrado em Ciências em Planejamento Energético) – Instituto Alberto Luis Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

UNITED NATIONS ENVIRONMENT PROGRAMME. **Global International Assessment**. Waters Brazil Current, GIWA Regional Assessment 39. University of Kalmar, Kalmar, 2004. 192 p.

MULLER, I. I. *et al.* Estudo do comportamento hidráulico do canal da piracema da Usina Hidrelétrica de Itaipu. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. 15, 2003, Curitiba. **Anais...** Curitiba: ABRH, 2003. CD Rom.

NAGHETTINI, M.; PINTO, E. J. A. **Hidrologia estatística**. Belo Horizonte: CPRM, 2007. 552p.

OLIVEIRA, R. A. de F. **Propagação de ondas de despacho e controle de inundações na bacia do Paraíba do Sul**. 2005. 135f. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) - Instituto Alberto Luis Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

RIBEIRO, R. S. **Intercomparação de modelos hidrodinâmico e hidráulico no estudo de rio estuarino**. 2005. 100f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2005.

ROCHA, I. P. **Controle da erosão marginal no baixo São Francisco: uso da bioengenharia de solos associada à recuperação da vegetação ciliar**. São Cristóvão, 2006. 72f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Florestal) – Núcleo de Engenharia Florestal, Universidade Federal de Sergipe. São Cristóvão, 2006.

SANTOS, L. G. C. **Diagnóstico dos remanescentes de mata ciliar no baixo São Francisco Sergipano afetado pela erosão marginal e a compreensão dos ribeirinhos sobre a degradação desta vegetação**. Dissertação (Mestrado em Desenvolvimento e Meio ambiente) - Programa de Pós-graduação em Desenvolvimento e Meio Ambiente (PRODEMA), Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, 2001.

SELBORNE, L. **A Ética do Uso da Água Doce: um levantamento**. Brasília: UNESCO, 2001. 80p.

SHANNON, R. E. **Systems simulation: the art and science**. Eaglewood Cliffs: Prentice-Hall, 1975. 368p.

SILVA, A. P. M. **Elaboração de manchas de inundação para o município de Itajubá, utilizando SIG**. 2006. 122f. Dissertação (Mestrado em Engenharia da Energia) - Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, 2006.

SILVA, R. C. V.; MASCARENHAS, F. C. B.; MIGUEZ, M. G. **Hidráulica fluvial I**. 2. ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2007. 306p.

TRIVELATO, G. C. **Técnicas de modelagem e simulação de sistemas dinâmicos**. Nota Técnica, INPE, São José dos Campos, 2003. 20p.

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. 2. ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 2000. 943p.

TUCCI, C. E. M. **Modelos Hidrológicos**. 2. ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 1998. 669p.

UNITED NATIONS EDUCATIONAL, SCIENTIFIC AND CULTURAL ORGANIZATION. **Water for people, water for life**. Paris, 2003. 36p.

UNITED NATIONS DEVELOPMENT PROGRAMME. **Beyond scarcity: Power, poverty and the global water crisis**. New York, 2006. 440p.

UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS. **River hydraulics**. Washington, 1993. 176p.

VIANELLO, R. L.; ALVES, A. R. **Meteorologia básica e aplicações**. 1. ed. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 1991. 448 p.

WILLMOTT, C. J.; CKLESON, S. G.; DAVIS, R. E. Statistics for evaluation and comparison of models. **Journal of Geophysical Research**, Ottawa, v.90, n.C5, p.8995-9005, 1985.

CAPÍTULO 3

QUALIDADE DA ÁGUA NO PERÍMETRO DE IRRIGAÇÃO DE PROPRIÁ

1. Resumo

CHAGAS, Rogério Moreira. **Qualidade da água no Perímetro de Irrigação de Propriá**. 2009. (Dissertação – Mestrado em Agroecossistemas). Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, SE.

No presente trabalho foi analisada a disponibilidade hídrica no Perímetro Irrigado de Propriá nos aspectos de quantidade e qualidade de água utilizando um modelo de rede de fluxos AcquaNet. O perímetro está localizado na região do Baixo São Francisco em Sergipe, na região dos municípios de Propriá, Cedro de São João e Telha. A análise de qualidade da água foi feita com base nos resultados de coletas para os parâmetros pH, CE, SDT, OD e DBO. Foram selecionados dez pontos para coleta de amostra de água no perímetro (A1, A2, A3, A4, A5, A6, A7, A8, A9 e A10). Os padrões utilizados para comparação desses parâmetros foram os estabelecidos no documento FAO Irrigação e Drenagem nº 29 (pH, CE e SDT) e na Resolução nº 357/05 do CONAMA (OD e DBO). Os valores de pH encontrados ficaram dentro da faixa considerada normal, entre 6,5 e 8,4. Os valores encontrados para os parâmetros CE (dS/m) e SDT (mg/l) enquadram a água na faixa de restrição moderada ao uso para irrigação. Os resultados para OD nos pontos A1, A6, A7, A8, A9 e A10 ficaram abaixo do valor mínimo recomendado. Todos os valores de DBO ficaram acima do valor máximo admitido para águas doces destinadas à irrigação, forte indicio de poluição por efluentes com elevada carga orgânica. Os resultados encontrados para a calibração do modelo AcquaNet se mostraram satisfatórios para os objetivos pretendidos no trabalho. Os ajuste para o coeficiente de reaeração (k_a) se mostrou satisfatório somente nos pontos A2 e A8 porque se adequaram tanto às condições da calibração, quanto às situações dos Cenários 1 e 2. As concentrações de DBO melhoraram consideravelmente com a elevação da vazão para os Cenários 1 e 2, porém os ajustes nos coeficientes de decomposição da DBO (k_d) e de sedimentação da DBO (k_s) adotados para calibração não se mostraram adequados para as situações simuladas nos dois cenários. Os resultados para simulação da alocação de água demonstraram que no Perímetro Propriá há um déficit de vazão que compromete consideravelmente o fornecimento de água para todos os lotes. Esse déficit de vazão está relacionado principalmente com problemas nos sistemas de captação e distribuição de água em decorrência da inexistência ou inadequada operação de manutenção, e ocorre principalmente no período de baixas vazões do Rio São Francisco. Os valores de vazão com os quais todas as demandas foram atendidas foram 4,97 m³/s para o CP-14 e 4,65 para o canal adutor.

Palavras-chave: modelo de rede de fluxo, disponibilidade hídrica, qualidade da água

2. Abstract

CHAGAS, Rogério Moreira. **Water quality in the Irrigated Perimeter of Propriá**. 2009. (Dissertation - Master Program in Agroecosystems). Federal University of Sergipe, São Cristóvão, SE.

In the present work the water availability in the Irrigated Perimeter of Propriá in the aspects of amount and quality of water was analyzed using a net-flux model AcquaNet. The irrigated perimeter is located in the region of the Lower San Francisco, State of Sergipe, in the region of the cities of Propriá, Cedro de São João and Telha. The analysis of quality of the water was done based on the results of collections for the parameters hydrogenionic potential (pH), electrical conductivity (EC), total dissolved solids (TDS), dissolved oxygen (DO) and biochemical oxygen demand (BOD). Ten points for collection of water sample had been selected in the irrigated perimeter (A1, A2, A3, A4, A5, A6, A7, A8, A9 e A10). The standards used for comparison of these parameters had been the established ones in the document FAO Irrigation and Drainage 29 (pH, EC and TDS) and Resolution 307 of National Environment Council (CONAMA) of March 17nd, 2005 (DO and BOD). The found values of pH had been inside of the considered band normal, between 6,5 and 8,4. The values found for parameters EC (dS/m) and TDS (mg/l) fit the water in the band of moderate restriction to the use for irrigation. The results for DO in the points A1, A6, A7, A8, A9 and A10 had been below of the recommended minimum value. All the values of BOD had been above of the maximum value admitted for waters candies destined to the irrigation, fort accuse of pollution for effluent with raised organic load. The results found for the calibration of the AcquaNet model if had shown satisfactory for objectives intended in the work. The adjustment for the reaeration coefficient (k_a) if only showed satisfactory in the points A2 and A8 because they had been adjusted in such a way to the conditions of the calibration, how much to the situations of Scenes 1 and 2. The BOD concentrations had improved considerably with the rise of the outflow for Scenes 1 and 2, however the adjustments in the decomposition rate in the river (k_d) and of settling removal rate (k_s) adopted for calibration if had not shown adequate for the situations simulated in the two scenes. The results for simulation of the water allocation had demonstrated that in the Irrigated Perimeter of Propriá it has an outflow deficit that considerably compromises the water supply for all the lots. This deficit of outflow is mainly related with problems in the systems of extraction and water distribution in result of the inexistence or inadequate operation of maintenance, and occurs mainly in the period of low outflows of the San Francisco River. The values of outflow with which all the demands had been taken care of had been 4,97 m³/s for CP-14 channel and 4,65 m³/s for the adutor channel.

Key words: net-flux model, water availability, water quality

3. Introdução

Historicamente as águas do Rio São Francisco eram exploradas pelas populações ribeirinhas que aproveitavam a sazonalidade do ciclo de cheias e secas para cultivar nas várzeas inundáveis aplicando-se técnicas caracteristicamente voltadas à agricultura de subsistência. Mais recentemente a essas atividades, iniciou-se o aproveitamento do potencial hidrelétrico do rio para geração de energia com a construção de uma seqüência de usinas ao longo do seu curso. A concepção do aproveitamento das águas do rio em perímetros de irrigação está relacionada primeiramente com a construção dos reservatórios das usinas hidrelétricas que promoveram a regularização do regime de vazões do rio, inviabilizando assim o aproveitamento das antigas várzeas. Em segundo lugar, de acordo com GOMES (1979) e ASSIRATTI (1994), a exploração da agricultura irrigada na região semi-árida da bacia do São Francisco está diretamente relacionada a um conjunto de políticas públicas vinculadas a órgãos federais como o Departamento Nacional de Obras Contra a Seca (DNOCS), a Superintendência para o Desenvolvimento do Nordeste (SUDENE) e o Grupo Executivo de Irrigação para o Desenvolvimento Agrícola (GEIDA), colocadas em prática no final da década de 1960 como complemento às ações de construção de açudes, até então predominantes como estratégia de combate à seca, e também como forma de promover o desenvolvimento socioeconômico da região.

A água é um insumo de primeira necessidade, estando presente direta ou indiretamente em todas as atividades desenvolvidas pelo homem, sendo também componente fundamental de processos físicos, químicos e biológicos relacionados à manutenção da dinâmica natural dos ecossistemas. Essa dependência condiciona à água um status de recurso estratégico que pode restringir o desenvolvimento socioeconômico de regiões onde devido a fatores climáticos, ou mesmo àqueles relacionados à adoção de técnicas de planejamento e gestão inadequadas, torna-se o fator limitante na produção de alimentos, geração de energia, instalação de indústrias etc.

A conservação dos aspectos de qualidade da água está intimamente ligada à idéia de gerenciamento integrado dos recursos hídricos, e na visão de bacias hidrográficas como unidades básicas para o planejamento e gestão das águas. Como princípios básicos disso estão a conservação das nascentes e matas ciliares, uso adequado do solo e da cobertura vegetal, considerados como mecanismos essenciais que

podem assegurar que as diversas atividades antrópicas desenvolvidas em uma região alterem o mínimo possível a dinâmica dos ecossistemas ali existentes.

A preocupação referente ao equilíbrio entre exploração do recurso e manutenção da quantidade e da qualidade do mesmo para as futuras gerações tem como base o evidente aumento da população mundial, que tem como consequências diretas a elevação da demanda por alimentos e pressão crescente no que se refere à exploração dos recursos naturais. O crescimento populacional é considerado a força de pressão nesse caso por que traz consigo principalmente a expansão territorial desordenada das cidades em supressão das áreas de remanescentes florestais, seja para moradia ou para exploração de atividades industriais e agrícolas, e o aumento do risco potencial de poluição dos mananciais.

Nos perímetros de irrigação localizados na região do Baixo São Francisco os problemas enfrentados pelos irrigantes estão relacionados com aspectos quantitativos e qualitativos. No que diz respeito à quantidade de água disponível, os problemas estão diretamente ligados a questões de infra-estrutura dos perímetros (canais, estações de bombeamento para captação e drenagem etc) que por não passarem por manutenções periódicas têm suas operações de captação, transporte e drenagem de água comprometida constantemente. Com relação aos aspectos de qualidade da água de irrigação, são os problemas relacionados ao aproveitamento da água de drenagem, que ocorre quando a fonte principal de água, no caso o Rio São Francisco, não pode atender seja devido a problemas na estrutura de captação dos perímetros ou devido ao período de baixas vazões.

Especificamente no Perímetro Irrigado de Propriá, um aspecto relacionado à qualidade da água de irrigação chama a atenção. O perímetro foi concebido para operar tendo como fontes de água uma principal (Rio São Francisco) e uma considerada secundária (o riacho Jacaré). O problema é que o riacho Jacaré além de receber a maior parte da água de drenagem do próprio perímetro também recebe águas residuárias de origem doméstica e industrial da cidade de Cedro de São João e Propriá, fato que pode comprometer consideravelmente a qualidade da água de irrigação.

Diante do que foi anteriormente abordado, o presente trabalho teve como objetivo analisar a disponibilidade hídrica no Perímetro Irrigado de Propriá, localizado no baixo curso do Rio São Francisco, nos aspectos de quantidade e qualidade de água utilizando um modelo de rede de fluxos AcquaNet.

4. Referencial Teórico

4.1. Agricultura irrigada no Baixo São Francisco sergipano

Estimativas do Fundo de População das Nações Unidas (UNFPA) apontam que em 2050 haverá no mundo aproximadamente 9 bilhões de pessoas, um acréscimo de 36,0% quando comparado com a projeção populacional para 2008 de 6,6 bilhões de habitantes (UNFPA, 2007). Estudos do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) mostram que em 2050 o Brasil terá uma população de 215.287.463 habitantes, que representa um crescimento de aproximadamente 13,5% em relação à população registrada no ano de 2008 de 189.612.814 habitantes (IBGE, 2009).

Esse crescimento populacional implica em uma necessidade em se elevar a produção mundial de alimentos, seja com a criação de novas áreas agricultáveis ou aumentando o rendimento das culturas nas áreas já existentes. De acordo com dados do Fundo das Nações Unidas para Agricultura e Alimentação (FAO), para que a demanda por alimentos seja completamente atendida até 2030 deve haver um incremento de 67,0% na produção mundial de alimentos nesse período. O uso de sistemas de irrigação mais eficientes e o manejo adequado da água na agricultura são procedimentos fundamentais para que a produção agrícola mundial consiga acompanhar a pressão anual na demanda por alimentos (FAO, 2003; FAO, 2006).

As ações mais significativas com relação à implantação e desenvolvimento de pólos de agricultura irrigada na região do Semi-Árido nordestino têm seu início no final da década de 1960 com a estruturação do Programa Plurianual de Irrigação (PPI), pelo GEIDA, como estratégia fundamental para o desenvolvimento econômico e social da região (GOMES, 1979; ASSIRATI, 1994; DOURADO et al., 2006).

Os projetos São Francisco I (*Polders* do Baixo São Francisco) e São Francisco II, executados entre os anos de 1975 e 1988, pela Superintendência do Vale do São Francisco (SUVALE), hoje Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e Parnaíba (CODEVASF), representam o marco inicial da transformação de cinco grandes várzeas naturais em perímetros irrigados, localizados na região do Baixo São Francisco: Propriá (1976), Betume (1978) e Cotinguiba-Pindoba (1982), no Estado de Sergipe; Itiúba (1976) e Boacica (1978), no Estado de Alagoas (GÓIS et al., 1992). De acordo com os mesmos autores, os supracitados projetos foram implantados na

região como resposta compensatória à regularização do regime de vazões do rio com o início da operacionalização da barragem de Sobradinho, no estado Bahia, em 1979.

Na região do Baixo São Francisco sergipano existem, entre projetos de irrigação federais e estaduais, seis perímetros que exploram a rizicultura, piscicultura e fruticultura tropical. Dentre as atividades agrícolas anteriormente mencionadas, a rizicultura apresenta especial destaque no montante da produção estadual, estando concentrada em três perímetros de irrigação, na área de abrangência de 14 municípios sergipanos: Propriá (municípios de Propriá, Telha e Cedro de São João), Betume (municípios de Ilha das Flores, Neópolis e Pacatuba) e Cotinguiba-Pindoba (municípios de Japoatã, Neópolis e Propriá) (CUENCA e NAZÁRIO, 2002).

De acordo com dados do IBGE no ano de 2007 o Estado de Sergipe obteve uma produção aproximada de 53,3 mil toneladas de arroz (IBGE, 2008). Deste total, segundo dados da CODEVASF, no mesmo período foram produzidas 21,63 mil toneladas de arroz em conjunto nas áreas dos perímetros de irrigação Propriá, Betume e Cotinguiba-Pindoba. Isso equivale a aproximadamente 38,0% da produção estadual de arroz (CODEVASF, 2008).

4.2. Qualidade da água para irrigação

A condição do Brasil, no que se refere à correlação disponibilidade versus demanda, demonstra que, em termos médios, não existe déficit de recursos hídricos. Há, no entanto, a ocorrência de condições críticas em períodos de estiagem no Semi-Árido Nordeste e, em algumas regiões, onde o uso da água é intenso como na vizinhança das cidades médias e principalmente das regiões metropolitanas. O Nordeste brasileiro é uma região que caracteristicamente apresenta condições hídricas desfavoráveis combinando elevada demanda evapotranspirométrica durante todo ano, baixa precipitação, subsolo desfavorável em muitas regiões e baixo desenvolvimento socioeconômico. Devido à falta de água em grande parte do ano ocorre o comprometimento das condições de vida da população em extensas áreas do Semi-Árido (TUCCI et al., 2001).

Os impactos decorrentes das atividades antrópicas são os principais responsáveis pelas alterações nos recursos hídricos. Há tempos que os rios e mananciais servem como depósitos de diversos tipos de resíduos (doméstico, industrial ou agrícola) tendo como consequência direta a alteração do estado natural do meio aquático. As alterações

dos parâmetros de qualidade da água (físicos, químicos e microbiológicos) se constituem em uma das maiores evidências dos impactos das atividades do homem sobre os ecossistemas (PORTO et al., 1991).

O comprometimento da qualidade da água de um rio ou manancial pode ocorrer por meio de fontes de poluição pontuais ou difusas. As fontes pontuais caracterizam-se por estarem restritas a um único ponto de lançamento que pode ser identificado, tratado e controlado, como por exemplo: o esgoto de origem doméstica, industrial e águas residuárias proveniente da criação de animais em regime de confinamento. A fonte de poluição difusa caracteriza-se pela descarga dos poluentes em múltiplos pontos, em que o escoamento superficial e subsuperficial apresentam-se como agentes dominantes do transporte, potencializadas no período das chuvas, tornando assim complexa sua identificação e controle (MEYBECK & HELMER, 1996; GONÇALVES et al., 2005; SANTOS e MAILLARD 2005).

BRANCO (1991), referindo-se ao termo “qualidade da água”, afirma que este não faz referência a um grau de pureza absoluto ou mesmo próximo do absoluto, mas sim a um padrão tão próximo quanto possível do “natural”, isto é, tal como se encontra nas nascentes, antes do contato com o homem. O mesmo autor acrescenta que o grau de pureza desejável está diretamente relacionado ao uso ao qual a água se destina (abastecimento doméstico e industrial, irrigação, recreação, pesca etc).

A qualidade da água em uma bacia hidrográfica resulta de uma combinação de fatores influenciados pelas características climáticas, geológicas, fisiográficas, edáficas e florísticas inerentes à região, estando também relacionada às diversas atividades antrópicas desenvolvidas na região (ARCOVA e CICCIO, 1999; RODRÍGUEZ, 2001; FÁRIAS, 2006).

Quando se trata da água destinada à irrigação, a sua qualidade está diretamente relacionada com parâmetros físicos, químicos e microbiológicos, que devem ser correlacionados com os possíveis efeitos no solo, na cultura e no manejo de irrigação (BERNARDO, 1995; AYERS e WESTCOT, 1999). TELLES et al. (1986) afirma que os parâmetros de qualidade da água e do solo são estabelecidos para cada sistema de irrigação específico, em função de suas exigências operacionais na aplicação de água, ou então, pela forma de aplicação em relação ao solo e à planta.

Os principais fatores a serem considerados quando se avalia a qualidade da água destinada à irrigação são: i) efeitos relacionados com comprometimento da operacionalização do sistema; ii) efeitos provocados no solo; iii) comprometimento dos

mananciais; iv) comprometimento do desenvolvimento da cultura; v) se há risco quanto à contaminação dos irrigantes ou dos consumidores (BERNARDO, 1995; VANZELA, 2004).

Os problemas mais freqüentes relacionados à qualidade da água utilizada para irrigação podem ser assim agrupados: a) salinidade – concentração excessiva de sais no solo; b) permeabilidade do solo – alterações na velocidade normal de infiltração de água no solo; c) toxidez às plantas – alterações na concentração de determinados íons no solo (cloreto, sódio, boro etc) comprometendo o desenvolvimento vegetal; d) danos físicos ao sistema de irrigação em decorrência da elevada concentração de sedimentos minerais e resíduos orgânicos (AYERS e WESTCOT, 1999).

A escolha dos parâmetros para caracterizar a qualidade da água está relacionada ao uso ao qual ela se destina e também às possíveis fontes de poluição que predominam na área estudada. No Perímetro de Irrigação Propriá a água destinada aos lotes é originada de três fontes: Rio São Francisco, riacho Jacaré e a água de drenagem. Diante disso, para analisar a qualidade da água utilizada no supracitado perímetro foram escolhidos os parâmetros físicos e químicos abaixo descritos.

4.2.1. Parâmetros químicos da água

a) Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)

A Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) de uma amostra de água é um indicador que determina indiretamente a concentração de matéria orgânica biodegradável através da demanda de oxigênio exercida por microrganismos através da respiração. A DBO é um teste padrão, realizado a uma temperatura constante de 20°C e durante um período de incubação também fixo, 5 dias, e por isso o termo freqüentemente utilizado é DBO_{5,20} (VALENTE et al., 1997).

Os valores da DBO de uma amostra de água estão diretamente relacionados ao grau de poluição presente produzida por matéria orgânica oxidável biologicamente, que corresponde à quantidade de oxigênio que é consumida pelos microorganismos do esgoto ou águas poluídas, na oxidação biológica, quando mantida a uma dada temperatura por um espaço de tempo convencionado (LIMA, 2001; FARIAS, 2006).

O oxigênio existente no meio aquático é consumido por três processos: i) oxidação de matéria orgânica carbonácea por organismos aeróbicos tendo como

resultado CO_2 , H_2 e NH_3 ; ii) oxidação da amônia, nitrito e nitrogênio orgânico oxidável, através das bactérias nitrificantes (nitrosomonas e nitrobacter); e iii) oxidação química de compostos tais como íon ferroso (Fe^{2+}), sulfito (SO_3^{2-}) e sulfeto (S^{2-}) (CERETTA, 2004).

Elevações nos valores da DBO de um corpo d'água podem ser provocadas pelo despejo de efluentes de origem predominantemente orgânica e também pode ser uma indicação do incremento da microflora presente provocando um desequilíbrio no ecossistema aquático. Altos teores de matéria orgânica causam a extinção do oxigênio existente na água, provocando a morte de peixes e outras espécies e o crescimento exagerado da microflora além de produzir sabores e odores desagradáveis e, ainda, pode obstruir os filtros de areia utilizados nas estações de tratamento de água (CETESB, 2007).

b) Oxigênio Dissolvido (OD)

O oxigênio é um dos constituintes químicos mais importantes para a dinâmica, caracterização e manutenção dos ecossistemas aquáticos. Provêm naturalmente de dois processos: a difusão direta, mediante contato e penetração direta do ar atmosférico na água; e fotossíntese, mediante o processo fotossintético dos fitoplânctons (algas especiais) (VON SPERLING, 1996; ZIMERMANN et al., 2001).

A concentração de oxigênio dissolvido (OD) em um curso d'água é influenciada diretamente por alguns parâmetros, tais como: temperatura, salinidade, pressão atmosférica, atividade fotossintética, vazão etc (CERETTA, 2004).

Em geral cursos d'água nos quais são depositadas grandes quantidades substâncias orgânicas normalmente encontradas em esgoto doméstico, efluentes industriais etc, tendem a apresentar valores de (OD) bem abaixo do necessário para manter a dinâmica natural de um ecossistema aquático. Isso ocorre por que os organismos que decompõem resíduos orgânicos utilizam oxigênio no processo de respiração, evidenciando assim que quanto maior a presença de matéria orgânica na água, maior será a população de decompositores e, conseqüentemente, maior a taxa de consumo de oxigênio (FARIAS, 2006).

c) Potencial Hidrogeniônico (pH)

O potencial hidrogeniônico (pH) é um valor que representa a concentração de íons de hidrogênio H^+ (em escala logarítmica), dando uma indicação sobre a condição de acidez, neutralidade ou alcalinidade da água (VON SPERLING, 1996).

As variações nos valores de pH da água ocorrem devido a alterações nas concentrações de íons H^+ originados da dissociação do ácido carbônico, que gera valores baixos de pH e das reações de íons de carbonato e bicarbonato com a molécula de água, que geralmente elevam os valores de pH para faixa alcalina (ESTEVES, 1988). SIPAÚBA-TAVARES (1995) relaciona as causas de variações nos valores de pH a cinco fatores: respiração, fotossíntese, adubação, calagem e poluição.

Para água destinada à irrigação a faixa normal de pH está entre 6,5 e 8,4. Valores de pH fora desses limites tendem a ocasionar desequilíbrios nutricionais nas plantas, deterioração de equipamentos de irrigação ou ser indicador da presença de substâncias tóxicas na água (AYERS e WESTCOT, 1999).

4.2.2. Parâmetros físicos da água

a) Condutividade Elétrica (CE)

A condutividade elétrica (CE) é uma expressão numérica da capacidade de uma água conduzir a corrente elétrica. Depende das concentrações iônicas e da temperatura e indica a concentração de sais dissolvidos na amostra de água. A CE pode fornecer uma indicação das modificações na composição de uma água, especialmente na sua concentração mineral. Quanto maior a concentração de sólidos dissolvidos, mais elevada será a CE dessa amostra de água. Altos valores podem indicar características corrosivas da água (CETESB, 2007).

Os sais estão presentes na água em decorrência dos processos de dissolução e intemperização das rochas e solos, também inclusos ainda a dissolução lenta do calcário, do gesso e de outros minerais. O fator mais preocupante da presença de sais na água de irrigação é quando sua concentração excede os limites aceitáveis provocando a médio e longo prazo a salinização do solo (AYERS e WESTCOT, 1999).

Devido a facilidade e rapidez, a CE é considerada procedimento padrão com intuito de expressar a concentração total de sais para eventual classificação e diagnose

das águas utilizadas para fins de irrigação (BERNARDO, 1995). A CE não determina com especificidade quais íons que estão presentes em determinada amostra de água, porém um indicativo importante no reconhecimento de alguns impactos ambientais por ocasião do despejo de resíduos industriais, mineração, esgotos etc (FARIAS, 2006).

b) Sólidos Dissolvidos Totais (SDT)

Segundo VON SPERLING (1996), são as operações de evaporação, secagem e filtração que definem as diversas frações de sólidos presentes na água (sólidos totais, em suspensão, dissolvidos, fixos e voláteis).

Os sólidos contidos na água se dividem em: sólidos dissolvidos (sais e matéria orgânica, com diâmetro inferior a 10^{-3} μm), coloidais (argilas, vírus e algumas bactérias, com diâmetro entre 10^{-3} e 10 μm) e suspensos (areias, siltes, microorganismos e restos de pequenos animais e vegetais, com diâmetro superior a 10 μm). Os sólidos sedimentáveis correspondem a fração dos sólidos que se sedimentam após uma hora de repouso e os sólidos voláteis correspondem a fração que se volatilizam a temperaturas elevadas (550°C) (VANZELA, 2004).

Com relação à água destinada à irrigação, valores elevados do parâmetro SDT podem caracterizar elevada concentração de sais na água e podendo assim causar salinização do solo, e alterações no metabolismo das plantas devido à obstrução ou impedimento da absorção de nutrientes (AYERS e WESTCOT, 1999).

Na Tabela 8 constam os limites permitidos para os parâmetros de qualidade da água DBO e OD de acordo com a Resolução nº 357/2005 do Conselho Nacional de Meio Ambiente (CONAMA). Ainda na Tabela 8, estão os limites tolerados para condutividade elétrica da água (CEa), SDT e pH de acordo com AYERS e WESTCOT (1999) publicado no Documento FAO Irrigação e Drenagem nº 29.

TABELA 8. Limites permitidos para os parâmetros DBO, OD, CEa, SDT e pH para águas destinadas à irrigação.

CONAMA 357/2005*			
Parâmetros	Limites Permitidos		
	Classe 1	Classe 2	Classe 3
DBO _{5,20} (mg/L)	Máximo = 3,0	Máximo = 5,0	Máximo = 10,0
OD (mg/L)	Mínimo = 6,0	Mínimo = 5,0	Mínimo = 4,0
FAO Irrigação e Drenagem nº 29**			
Parâmetros	Grau de restrição ao uso		
	Nenhuma	Moderada	Severa
CEa (dS/m)	< 0,7	0,7 – 3,0	> 3,0
SDT (mg/L)	< 450	450 – 2000	> 2000
pH	Faixa normal: 6,5 – 8,4		

(*) Resolução nº 357/2005 do Conselho Nacional do Meio Ambiente

(**) AYERS e WESTCOT (1999)

4.3. O modelo AcquaNet

O AcquaNet é um modelo de simulação matemática que utiliza um algoritmo de rede de fluxo na solução de problemas relacionados ao gerenciamento de recursos hídricos. O modelo foi desenvolvido pela equipe técnica do Laboratório de Sistemas de Suporte a Decisões (LabSid) da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), a partir de uma reestruturação no modelo MODSIM desenvolvido na década de 1980 na “Colorado State University” (ALBANO, 2004; LERNER, 2006; SHARDONG, 2006).

A condição fundamental para a utilização do AcquaNet é que o sistema de recursos hídricos analisado possa ser representado como uma rede de fluxo. Os modelos de rede de fluxo representam um sistema de recursos hídricos utilizando uma rede formada por “nós” e “arcos”. Cada um dos nós e dos arcos configuram-se como uma representação esquemática de um elemento característico do sistema hídrico: nós de volume (reservatórios), nós de passagem (confluências, pontos de desvio, pontos de entrada e pontos de demanda) e os arcos que são as ligações entre os nós (trechos de rios, adutoras e canais artificiais) (AZEVEDO et al., 1998; ROBERTO, 2002; LOPES e FREITAS, 2003; SHARDONG, 2006).

Com a rede de fluxo montada, o algoritmo utilizado no AcquaNet (Out-of-Kilter) efetua uma otimização estática a cada intervalo de tempo, minimizando o “custo” de alocação de água através da rede (AZEVEDO et al., 1998; TEIXEIRA et al., 2005). Isso significa que o modelo, através da disponibilidade hídrica e outros dados de entrada, procura alocar a água de maneira ótima no sistema (LERNER, 2006). Uma descrição em detalhes do algoritmo de programação linear (Out-of-Kilter) pode ser encontrada em AZEVEDO et al. (1997) e ROBERTO (2002).

O AcquaNet é estruturado em módulos assim segmentados: módulo base – é a interface de coordenação do modelo, na qual são executadas as funções de criação e edição do desenho esquemático do curso d’água, leitura e gravação dos projetos, escolha do módulo secundário a se trabalhar e comunicação entre os diferentes módulos secundários; módulos secundários – são definidos de acordo com o objetivo do estudo e estão assim divididos: i) alocação de água; ii) qualidade de água; iii) alocação de água para irrigação; iv) produção de energia elétrica; v) análise de valores econômicos nas decisões de alocação; e vi) curvas de aversão ao risco (LERNER, 2006; SHARDONG, 2006).

O módulo de alocação de água faz análise referente aos problemas de alocação de água em bacias hidrográficas e também em redes de canais artificiais, considerando a disponibilidade, demandas atuais e futuras, prioridades de uso e restrições operacionais do sistema. É uma ferramenta de gerenciamento, podendo ser utilizado no planejamento e na análise dos impactos relativos às propostas de implantação de projetos de aproveitamento de recursos hídricos (PORTO et al., 2004).

O módulo de qualidade da água é um instrumento de gestão e também para análise das condições ambientais de um rio ou sistema de canais artificiais, levando-se em conta as retiradas de água e os lançamentos de efluentes. O módulo de qualidade do AcquaNet oferece ao usuário uma análise dos impactos na qualidade da água em decorrência das mudanças no plano de descarga dos reservatórios, do despejo de poluentes através de fontes pontuais, das variações nas condições hidrológicas, oferecendo subsídios para definição da melhor estratégia de manejo da água no sistema (PORTO et al., 2004; TEIXEIRA, 2004).

O módulo de alocação para água de irrigação efetua os cálculos das necessidades hídricas com base nos critérios de irrigação que estão diretamente ligados à relação clima-solo-água-planta. O modelo permite realizar a comparação das variáveis obtidas pelo método do balanço hídrico de determinação da lâmina irrigada e os valores

simulados pelo modelo, e também, analisar o rendimento e a produção de acordo com a quantidade de água aplicada à cultura (CARVALHO, 2003; CARVALHO et al., 2009).

O módulo de produção de energia tem por objetivo simular a produção de energia firme desejada no sistema proveniente das descargas dos reservatórios, considerando para isso, os múltiplos usos da água, as variações das vazões afluentes e a sazonalidade das demandas (PORTO et al., 2003).

O módulo de economia tem como principal objetivo a distribuição das vazões entre os nós existentes na rede de forma a maximizar o benefício econômico, possibilitando a avaliação do impacto econômico de longo prazo das diversas decisões levando em consideração restrições hidráulicas, regras de operação do sistema e o gerenciamento da oferta e da demanda de água (PORTO et al., 2004).

Pode-se observar que o AcquaNet é uma ferramenta multiuso na análise de sistemas de recursos hídricos, adaptando-se facilmente às diversas situações reais impostas pelo usuário. Tais características são comprovadas nos diversos trabalhos nos quais algum módulo do modelo foi aplicado, tais como: FREITAS (2003) utilizou o AcquaNet para determinar a disponibilidade hídrica e também a capacidade de regularização de vazões do Reservatório Bico da Pedra na bacia hidrográfica do rio Gorutuba em Minas Gerais; CARVALHO (2003) e CARVALHO et al. (2009) apresentaram o desenvolvimento e aplicação do módulo IrrigaLS, comparando os resultados do mesmo para o cálculo das demandas de irrigação com o modelo ModSimLS e com o método do balanço hídrico, apresentando resultados confiáveis, e demonstrando a aptidão do IrrigaLS para tal finalidade; TEIXEIRA (2004) mostrou o desenvolvimento e aplicação do módulo QualidadeLS juntamente com o módulo de alocação de água na bacia hidrográfica do rio Piracicaba encontrando resultados que atestam o AcquaNet como ferramenta fundamental a ser utilizada no gerenciamento integrado de quantidade e qualidade da água em bacias hidrográficas; LERNER (2006) utilizou o AcquaNet para avaliar o impacto na produção de energia em decorrência do projeto de transposição das águas do Rio São Francisco achando resultados satisfatórios, porém, destaca algumas modificações a serem acrescentadas ao modelo relativas às prioridades de alocação de água; em SHARDONG (2006) são descritos os procedimentos para incorporação de três modelos de alocação de água ao AcquaNet visando a determinação da alocação ótima de água em sistemas de recursos hídricos.

5. Material e Métodos

5.1. O Perímetro Irrigado Propriá

Na região do Estado de inserida no vale do São Francisco existem hoje seis perímetros de irrigação entre projetos dos Governos Federal e Estadual, perfazendo em conjunto uma área total irrigada de 18.019 ha, conforme Tabela 9.

TABELA 9. Perímetros irrigados localizados no Baixo São Francisco sergipano (ITABORAHY et al., 2004).

Perímetros	Municípios	Atividade explorada	Área irrigada (ha)
Propriá	Cedro de São João/Propriá/Telha	Rizicultura/Piscicultura	1177
Cotinguiba-Pindoba	Jaboatã/Neópolis/Propriá	Rizicultura	2237
Betume	Ilha das Flores/Neópolis/Pacatuba	Rizicultura/Piscicultura/ Fruticultura	2865
Platô de Neópolis	Neópolis	Fruticultura	7230
Califórnia	Canindé do São Francisco	Fruticultura/Horticultura	1360
Jacaré-Curituba	Canindé do São Francisco/Poço Redondo	Fruticultura/Horticultura	3150

O Perímetro Irrigado de Propriá é o mais antigo dos perímetros públicos implantados pela CODEVASF em Sergipe, e está localizado na microrregião homogênea de Propriá, entre as coordenadas geográficas de 10° 10' a 10° 24' de latitude sul e 36° 50' a 37° 05' de longitude oeste, ao longo da margem direita do Rio São Francisco, e a 70 km da sua foz, em terras dos municípios de Propriá, Cedro de São João e Telha, no Estado de Sergipe (Figura 46). O Projeto Propriá teve a sua construção iniciada em 1973, entrando em operação em 1975. O projeto do perímetro surgiu em decorrência da implantação da Barragem de Sobradinho e do complexo hidrelétrico a sua jusante, que modificou significativamente a vazão do Rio São Francisco, no seu baixo curso (GÓIS et al., 1992; SILVA & FONSECA, 2000).

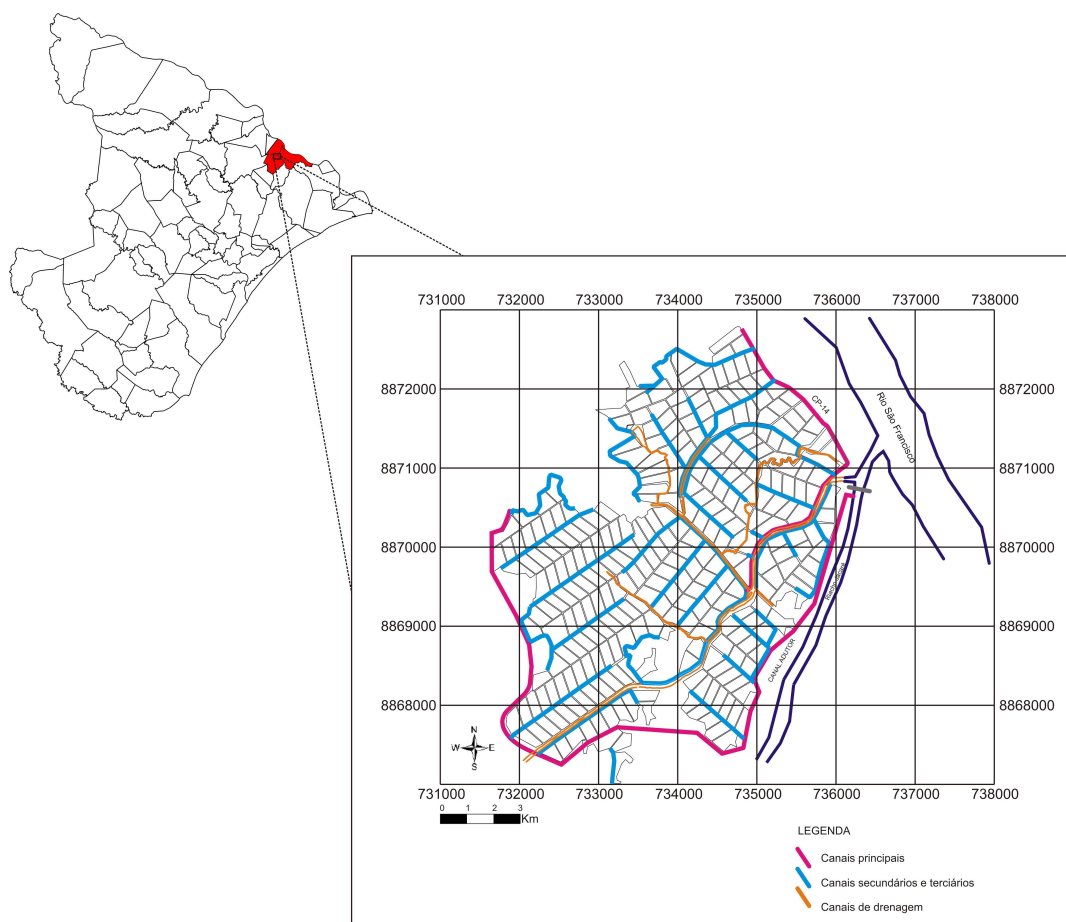


FIGURA 46. Perímetro de Irrigação de Propriá.

A área total do perímetro é de 2165,0 ha, projetado para irrigação de 1177,0 ha, divididos inicialmente em 298 lotes, e ampliados para 311 no ano de 2000, com aproximadamente 4,0 ha cada um dos lotes. Os lotes são irrigados por inundação, atendidos por cinco estações de bombeamento: uma para a dupla função de irrigação e drenagem e quatro somente para irrigação (BUONAMASSA, 2002).

O clima predominante na região é do tipo **As**, de acordo com a Classificação de Köppen, com precipitação média anual em torno de 851 mm, sendo a máxima absoluta anual em torno de 1.047 mm, registrada no ano de 1914, e a mínima de 527 mm, registrada em 1846. As chuvas geralmente ocorrem de março a setembro, com as maiores precipitações nos meses de abril a julho, sendo maio o mês mais chuvoso. O período seco ocorre de outubro a fevereiro. A temperatura média anual é de 25°C, ocorrendo o período mais quente entre os meses de novembro e abril, e o menos quente de maio a outubro (CODEVASF, 2004).

Os solos predominantes na região são de formação tipicamente aluvial e solos hidromórficos (classes dos Organossolos, Gleissolos e Neossolos). Estes solos são

moderadamente ácidos, apresentando pH em torno de 5,3 a 5,8 com soma de bases (S) ligeiramente elevada, acima de $9 \text{ cmol}_e/\text{dm}^3$ nos horizontes superficiais, predominando o Ca^{++} trocável. A capacidade de troca de cátions (T) varia entre 27 e $60 \text{ cmol}_e/\text{dm}^3$ de solo. Os teores de P disponível são geralmente baixos, menores do que 5 ppm. A matéria orgânica do horizonte superficial varia de 2,5 a 5,0%. A salinidade e a condutividade hidráulica são baixas, em torno de $0,50 \text{ cm/h}$. a má drenagem é devido ao conteúdo de argila e silte do solo, o qual apresenta textura argilosa na superfície e argilo-siltosa nas camadas mais profundas (BARROS et al., 1995).

5.2. Aplicação do modelo AcquaNet

A versão 3.14.00 do AcquaNet utilizada no presente trabalho é composta por seis módulos. Dois desses módulos foram aplicados ao sistema de canais que compõem o Perímetro Irrigado de Propriá: o módulo de alocação (AlocaLS) e o módulo de qualidade (QualidadeLS). Os supracitados módulos serão descritos nos próximos dois tópicos.

Na Figura 47 é observada a tela inicial do AcquaNet com uma rede de canais ilustrativa na qual estão os principais elementos (reservatório, links, nós e demandas), assim como são vistos os principais comandos disponíveis no programa.

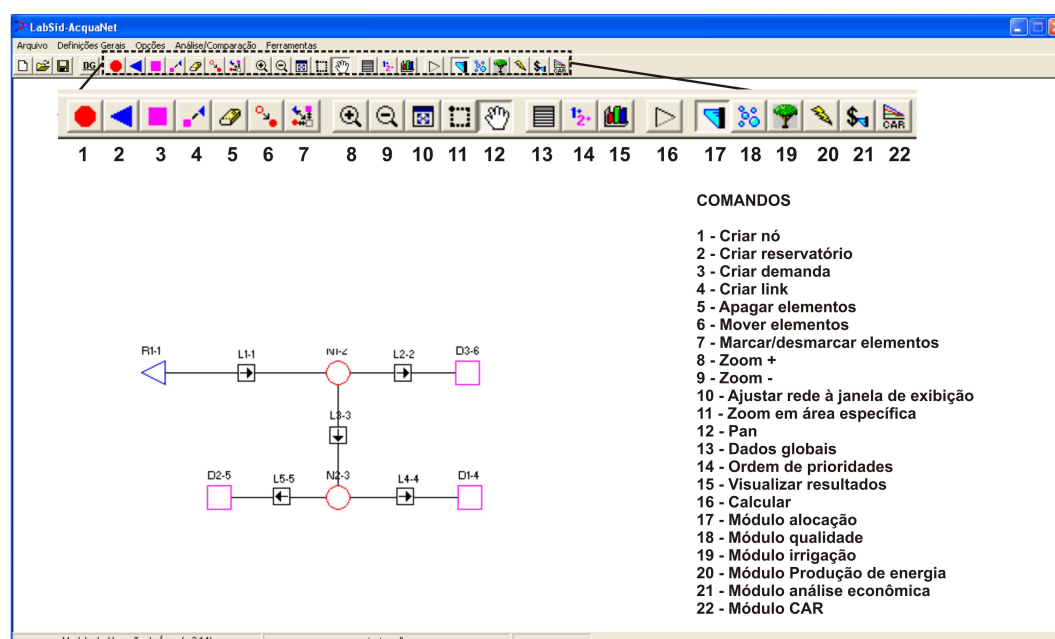


FIGURA 47. Tela inicial do AcquaNet com destaque para os principais elementos e comandos.

A tela inicial do AcquaNet é comum a todos os módulos, tendo como diferencial os parâmetros de entrada necessários para que cada módulo seja executado de acordo com o que se deseja analisar.

5.2.1. Módulo de alocação de água

A descrição do módulo de alocação de água do AcquaNet aqui apresentada é explicada detalhadamente nos trabalhos de AZEVEDO et al. (1998); ROBERTO (2002); ALBANO (2004); TEIXEIRA (2004); LERNER (2006) e SHARDONG (2006).

Na Figura 48 estão representados os elementos constituintes de um sistema de aproveitamento de recursos hídricos representado na forma de rede de fluxo, com os nós (pontos da rede para onde convergem ou de onde saem os fluxos) e arcos (elos que transportam os fluxos).

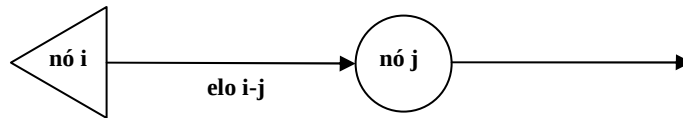


FIGURA 48. Representação de uma rede de fluxo com nós e arcos.

A formulação geral do problema de minimização é simbolizada pelas Equações 29, 30 e 31, que constitui a representação típica de uma aplicação de Programação Linear, que no caso do AcquaNet é solucionado pelo algoritmo Out-of-Kilter.

$$\text{Min} \sum C_{ij} X_{ij} \quad (29)$$

Sujeito às seguintes restrições:

$$L_{ij} \leq X_{ij} \leq U_{ij} \quad (30)$$

$$\sum X_{ij} = \sum X_{jk} \quad (31)$$

em que:

C_{ij} = custo do transporte de uma unidade de fluxo através do arco ij ;

X_{ij} = quantidade de fluxo que passa pelo arco ij ;

L_{ij} = capacidade mínima do arco ij ;

U_{ij} = capacidade máxima do arco ij .

Da aplicação desses critérios, o modelo define as vazões que devem passar pelos diversos arcos (elos), regras operacionais dos reservatórios, déficits que eventualmente existam, se há necessidade de importação de água de outras bacias, atendendo assim de forma ótima as condições anteriormente definidas pelo usuário.

Os custos (C_{ij}) não configuram necessariamente custos financeiros, mas uma estruturação hierarquizada de prioridades para disponibilização de água no sistema definido previamente pelo usuário. A Equação 32 define como o modelo efetua o cálculo dos custos (C_{ij}).

$$C_{ij} = -(1000 - 10P) \quad (32)$$

Os valores que podem ser atribuídos a cada prioridade (P) varia de 1 a 99, sendo o valor 1 representando a maior prioridade. Os valores de (C_{ij}) são sempre negativos, conseqüentemente, ao atender uma prioridade o módulo de alocação estará diminuindo os custos da rede de um valor (C_{ij}) por unidade de vazão fornecida.

Os valores das prioridades para cada nó de demanda (prioridade para atender uma determinada demanda) e para alocação da água em cada nó reservatório (prioridade para atender determinado volume meta) é definido pelo usuário e estão diretamente relacionados com as características do estudo realizado.

5.2.2. Módulo de qualidade da água

O módulo QualidadeLS integrado ao AcquaNet, utilizado para simular a qualidade da água em rios, é do tipo unidimensional e considera o regime de fluxo permanente. É possível considerar lançamentos pontuais (entradas de efluentes industriais e domésticos), simulando as concentrações de DBO, OD, Coliformes Totais,

Fósforo Total, Algas, Nitrogênio Orgânico, Amônia, Nitrito e Nitrato (PORTO et al., 2004; TEIXEIRA et al., 2005).

Os rios ou canais artificiais que compõem o sistema hídrico estudado são segmentados em trechos, os quais são considerados pelo modelo como elementos computacionais onde os mecanismos de transporte de carga e onde a concentração dos constituintes de qualidade da água está completamente misturada. Os parâmetros hidráulicos (área da seção, velocidade, vazão e altura média da lâmina d'água) devem ser constantes para cada trecho. Cada segmento representa um volume de controle sobre o qual as equações que governam o balanço de massa serão aplicadas.

No módulo QualidadeLS a simulação pode ser feita em função de onze parâmetros de qualidade da água: nitrogênio, amônia, nitrito, nitrato, temperatura, coliformes, fósforo, DBO, OD, SDT e algas. O método utilizado para determinar as concentrações referentes aos parâmetros de qualidade é o Método Analítico que se encontra descrito detalhadamente em TEIXEIRA (2004).

A solução analítica resulta de uma simplificação na equação de balanço de massa, Equação 33, relacionando a conservação de massa e as reações cinéticas.

$$V \frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial \left(A_c E \frac{\partial c}{\partial x} \right)}{\partial x} dx - \frac{\partial (A_c U c)}{\partial x} dx + V \frac{dc}{dt} + S \quad (33)$$

Os termos da Equação 33 representam:

$V \frac{\partial c}{\partial t}$	Acumulação
$\frac{\partial \left(A_c E \frac{\partial c}{\partial x} \right)}{\partial x} dx$	Dispersão
$\frac{\partial (A_c U c)}{\partial x} dx$	Advecção
$V \frac{dc}{dt}$	Reações Cinéticas
S	Fontes Externas

em que:

V = volume;

A_c = área do canal;

E = coeficiente de dispersão;

c = concentração do poluente;

U = velocidade média;

x = distância;

S = fontes externas.

Adotando-se as simplificações abaixo descritas na Equação 33:

i) Eliminação do termo (V), sabendo que pode ser escrito na forma da Equação 34:

$$V = A_c dx \quad (34)$$

ii) Escrevendo o termo (U) em função da vazão e da área, conforme Equação 35:

$$U = \frac{Q}{A} \quad (35)$$

iii) Escrevendo o termo que representa as reações cinéticas conforme a Equação 36, onde (k) representa a taxa de decaimento do poluente e (c) a concentração do poluente.

$$\frac{dc}{dt} = kc \quad (36)$$

A Equação 33 pode ser reescrita na forma da Equação 37:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = E \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} - \frac{Q}{A} \frac{\partial c}{\partial x} + kc + \frac{S}{V} \quad (37)$$

O módulo de qualidade considera que não existe variação da concentração dos poluentes em relação ao tempo, sendo assim:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = 0 \quad (38)$$

A equação de balanço de massa também pode ser chamada de equação advecção-dispersão-reações e pode ser escrita conforme Equação 39:

$$0 = -U \frac{\partial c}{\partial x} + E \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} - kc \quad (39)$$

Substituindo na Equação 39 as diferenciais parciais por derivadas parciais, temos:

$$0 = -U \frac{dc}{dx} + E \frac{d^2c}{dx^2} - kc \quad (40)$$

Considerando que: i) O processo de dispersão, representado pelo termo (E) na Equação 40, é muito importante para ser considerado quando se analisa escoamentos dispersivos; e ii) Em rios o processo de maior importância é a advecção (parcela referente a velocidade). Diante disso, pode-se reescrever a Equação 40 conforme a Equação 41:

$$0 = -U \frac{dc}{dx} - kc \quad (41)$$

Assumindo que a velocidade (U) deve ser constante ao longo de um trecho do rio (um determinado arco na rede de fluxo) e que essa velocidade corresponde a um ΔX (distância para que uma partícula de água saia de um ponto e chegue a outro) por um Δt (intervalo de tempo), tem-se:

$$U = \frac{dx}{dt} \quad (42)$$

Substituindo a Equação 42 na Equação 41, tem-se:

$$\frac{dx}{dt} \frac{dc}{dx} = -kc \rightarrow dc = -kcdt \quad (43)$$

Integrando a Equação 43, tem-se:

$$\int dc = -\int kcdt \quad (44)$$

Portanto:

$$c = c_0 e^{-kt} \quad (45)$$

Assumindo que o tempo (t) é a distância pela velocidade, tem-se:

$$c = c_0 e^{-k \frac{x}{U}} \quad (46)$$

Significando dizer que um determinado volume de controle percorre um trecho (arco da rede de fluxo) com as mesmas características hidrogeométricas e com uma velocidade constante.

As reações cinéticas relacionadas com os parâmetros DBO e OD utilizando o módulo QualidadeLS são representadas matematicamente pelas Equações 47 e 48:

i) DBO (L)

$$\frac{dL}{dt} = -k_d L - k_s L \quad (47)$$

ii) OD (o)

$$\frac{do}{dt} = k_a (o_s - o) - k_d L - \frac{k_4}{H} + (Pk_g - Rk_{ra}) A - r_{oa} k_{ai} N_a - r_{oi} k_{in} N_i \quad (48)$$

Os significados de cada parâmetro presente nas Equações 47 e 48 estão descrito abaixo:

k_d = taxa de decomposição da DBO (d^{-1});

k_a = taxa de reaeração (d^{-1});

o = concentração de oxigênio dissolvido contida no corpo d'água (mg/L);

o_s = concentração de saturação do oxigênio dissolvido;

k_s = taxa de sedimentação da DBO (d^{-1});

k_4 = demanda de oxigênio no sedimento pela DBO;

k_g = taxa de crescimento das algas;

k_{ra} = taxa de perda de biomassa de algas devido processo de respiração;

k_{ai} = taxa de transformação de amônia em nitrito;

k_{in} = taxa de transformação de nitrito em nitrato;

P = razão de fotossíntese;

R = razão de respiração;

H = profundidade média do canal no trecho considerado;

r_{oa} = razão estequiométrica do oxigênio em relação a amônia;

r_{oi} = razão estequiométrica do oxigênio em relação ao nitrito;

N_a = concentração de amônia;

N_i = concentração de nitrito.

5.3. Trabalho de campo

O trabalho de campo para coleta e armazenamento de dados foi dividido em duas etapas: obtenção de dados referentes às estruturas de captação, transporte e drenagem de água; e coleta de amostras para análise de qualidade da água.

5.3.1. Levantamento dos canais

O levantamento em campo das dimensões do complexo de canais do perímetro se fez necessário devido ao fato dos mesmos apresentarem algumas modificações com relação ao projeto original. Basicamente o trabalho consistiu na obtenção dos componentes geométricos dos canais: base maior (B), base menor (b), profundidade (h)

e seção trapezoidal (V:H), conforme observado na Figura 49. O comprimento dos canais foi extraído de um mapa com escala de 1:10000 cedido pela CODEVASF.

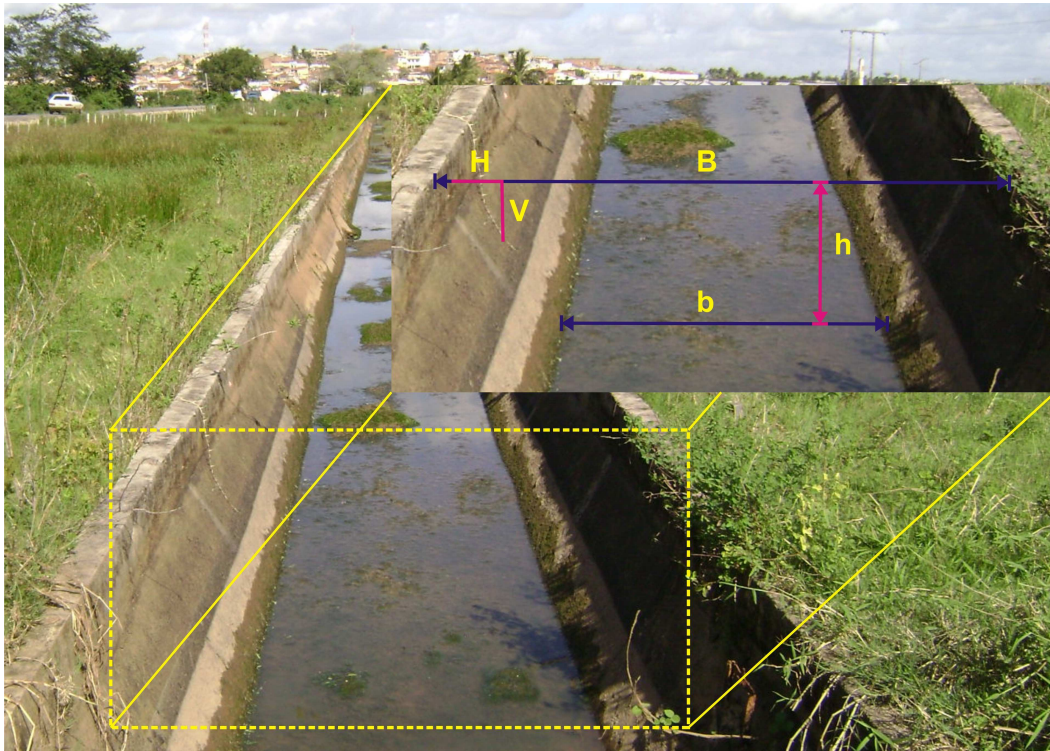


FIGURA 49. Elementos geométricos dos canais de irrigação.

A declividade dos canais foi obtida mediante execução de nivelamento geométrico simples utilizando teodolito e mira graduada. Para esse tipo de nivelamento o aparelho é posicionado em um único ponto, e a mira é colada numa primeira posição (A) e depois transferida para o segundo ponto (B), conforme pode ser observado na Figura 50.

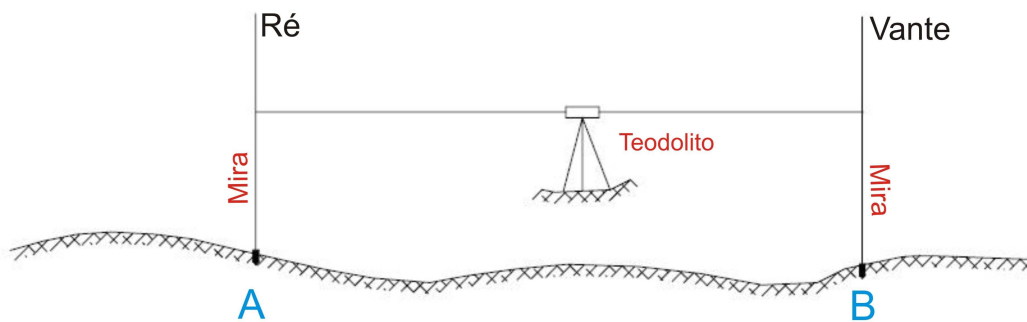


FIGURA 50. Desenho esquemático do nivelamento geométrico simples.

O procedimento baseia-se nas leituras dos fios estadimétricos médio (FM), superior (FS) e inferior (FI) do teodolito nos pontos (A) e (B), mantendo-se o aparelho eqüidistante dos pontos para evitar os erros de curvatura terrestre e de refração atmosférica, e respeitando-se a distância de no máximo 50,0 metros entre os pontos e o aparelho. Feita as leituras, o cálculo da declividade é obtido aplicando-se as Equações 49, 50 e 51.

$$DH = [(FS_A - FI_A) + (FS_B - FI_B)] * 100 \quad (49)$$

$$DN = FM_A - FM_B \quad (50)$$

$$d(\%) = \left(\frac{DN}{DH} \right) * 100 \quad (51)$$

em que:

DH = distância horizontal (m);

DN = diferença de nível (m);

d = declividade (%).

5.3.2. Localização dos pontos de coleta

O Perímetro Irrigado de Propriá é formado por um complexo de canais, sendo que dois deles são os principais para distribuição da água em toda a área, o CP-14 e o canal adutor. Esses canais irrigam diferentes áreas dentro do perímetro e são independentes um do outro, conforme é observado na Figura 51. Verificada essa característica no sistema de irrigação, foram definidos os pontos de amostragem observados na Figura 51. O principal critério para seleção dos pontos de amostragem foi que pudessem caracterizar o comportamento dos parâmetros de qualidade ao longo dos canais e, por isso foram selecionados pontos no início, em pontos intermediários e no final de cada um dos dois canais principais.

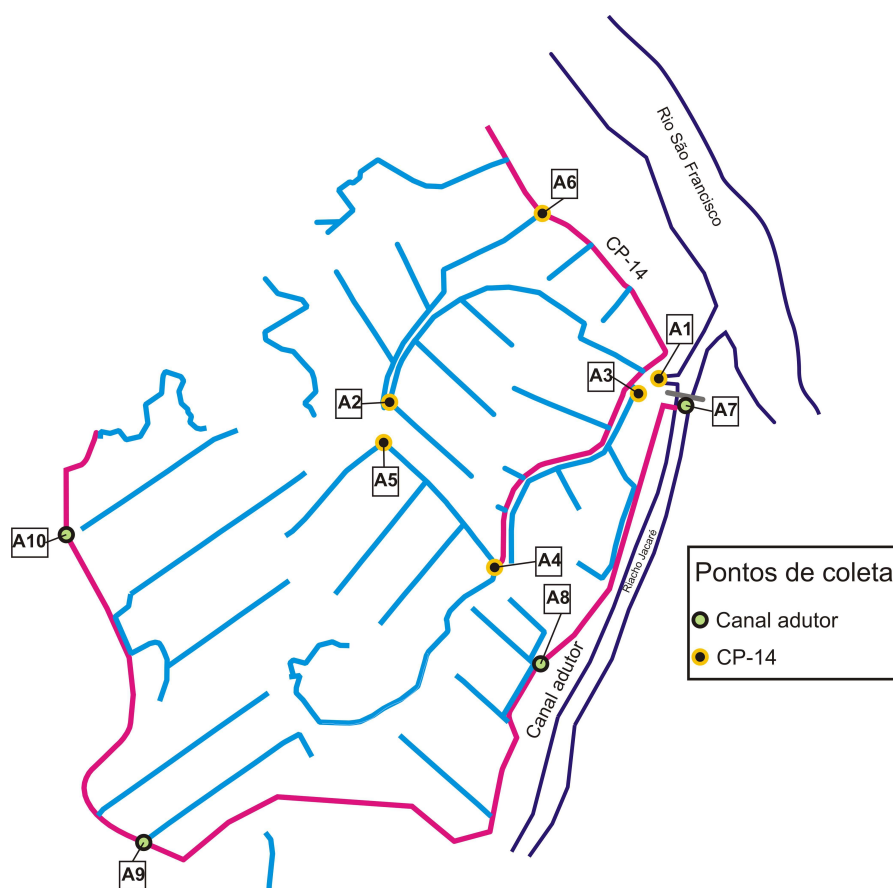


FIGURA 51. Pontos de coleta de amostras de água e medição de vazão.

Em virtude de não ter havido oportunidade em que estivessem sendo irrigadas simultaneamente as áreas cobertas pelo canal adutor e pelo CP-14 foram coletadas amostras em dias diferentes. A primeira campanha de coleta foi executada no canal CP-14 em 13 de julho de 2008. A segunda campanha, agora no canal adutor, foi realizada em 23 de setembro de 2008.

5.3.3. Coleta, preservação e análise das amostras de água

Os métodos utilizados nos procedimentos de coleta, preservação e análise das amostras de água seguiram os padrões preconizados pela American Public Health Association (APHA), conforme Tabela 10.

Tabela 10. Procedimentos de coleta, armazenamento e análise de amostras de água conforme APHA (1998).

Parâmetro	Coleta	Armazenamento	Método de análise
DBO _{5,20}	Recipiente de vidro de 300 ml e adição de 1,0 mL de sulfato de magnésio e de iodeto alcalino	Caixa de madeira para proteção contra luminosidade	Método das diluições incubado a 20°, 5 dias
OD			Winkler modificado, com utilização de azida sódica
CE			Condutométrico
SDT	Garrafa plástica de 1000 ml	Caixa térmica com gelo	Gravimétrico
pH			Eletrométrico

O suporte de materiais e equipamentos utilizados em campo para coleta e acondicionamento das amostras, bem como as análises laboratoriais foram coordenadas pela equipe técnica do Laboratório de Química Analítica Ambiental (LQA) da Universidade Federal de Sergipe (UFS).

Em todos os pontos onde foram coletadas amostras de água também foram realizadas medições de velocidade da água (m/s) e determinação da altura da lâmina d'água (m). Para medir a velocidade do fluxo nos canais foi utilizado o micro-molinete fluviométrico da Global Water modelo FP101, observado na Figura 52. A velocidade foi medida posicionando-se o micro-molinete numa profundidade equivalente a 60% da altura da lâmina d'água.



FIGURA 52. Micro-molinete Global Water modelo FP101.

6. Resultados e Discussões

6.1. Análises de laboratório

A captação principal do perímetro é na foz do riacho Jacaré, no encontro com as águas do São Francisco, não havendo sistema de captação flutuante direto no Rio São Francisco. A rede de drenagem é composta por três canais principais: riacho Sauna, riacho Santiago e riacho Jacaré. As águas dos dois primeiros são drenadas para o último, sendo aproveitada para irrigação quando o nível do Rio São Francisco não permite captação de água.

Na Tabela 11 constam os resultados das análises para as amostras de água coletadas no Perímetro Irrigado de Propriá. As amostras coletadas no dia 13/07/2008 foram da água da drenagem do perímetro e as amostras do dia 23/09/2008 foram coletadas do riacho Jacaré.

Conforme se observa na Tabela 11, para o parâmetro pH os valores os valores mínimos para os dois dias de coleta foram verificados nos pontos A1 e A7: 7,8 e 7,45. Para o mesmo parâmetro, os valores máximos foram registrados nos pontos A5 e A10, respectivamente: 8,17 e 8,16. De acordo com os critérios estabelecidos em AYERS e WESTCOT (1999), para águas destinadas à irrigação, os valores de pH estão dentro da faixa considerada normal, entre 6,5 e 8,4.

Para o parâmetro CEa os valores mínimos para os dois dias de coleta foram registrados nos pontos A1 e A7: 1,09 dS/m e 0,94 dS/m. Os valores máximos para o mesmo parâmetro verifica-se nos pontos A2, A6 e A9: 1,12 dS/m; 1,12 dS/m; e 1,23 dS/m, conforme Tabela 11. Valores de CEa entre 0,7 dS/m e 3,0 dS/m enquadram a água na faixa de restrição moderada ao uso para irrigação (AYERS e WESTCOT, 1999).

Pode-se observar na Tabela 11 que os valores mínimos do parâmetro SDT para os dias de coleta foram registrados nos pontos A3 e A7: 510 mg/l e 534 mg/l, respectivamente. Os valores máximos para o mesmo parâmetro foram verificados nos pontos A2, A6 e A10: 580 mg/l; 580 mg/l; e 588 mg/l, respectivamente. Valores de SDT entre 200 mg/l e 450 mg/l enquadram a água na faixa de restrição moderada ao uso para irrigação (AYERS e WESTCOT, 1999).

De acordo com a Portaria nº 715/89 do Instituto Brasileiro de Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (IBAMA), considerando a Resolução nº 20/86 do

CONAMA (revogada pela Resolução nº 357/05), as águas do Rio São Francisco no trecho estudado estão enquadradas na Classe 2 das águas doces. Para essa classe, o valor mínimo para OD é de 5,0 mg/l, e o valor máximo permitido para DBO_{5,20} é 5,0 mg/l. Observando a Tabela 11 percebe-se que os valores de OD (mg/l) de seis amostras (A1, A6, A7, A8, A9 e A10) estão abaixo do valor recomendado, e quatro delas (A2, A3, A4 e A5) apresentam valores acima do recomendado.

Ainda na Tabela 11, observa-se que os valores da DBO_{5,20} (mg/l) para todas as amostras analisadas estão acima do limite permitido para águas enquadradas na Classe 2. Os valores encontrados para DBO e OD, principalmente para as amostras do dia 23/09/2008, demonstram o elevado grau de poluição de origem orgânica na água de irrigação do perímetro em decorrência do despejo de efluentes de origem doméstica das cidades de Propriá e Cedro de São João nas águas do riacho Jacaré e seus afluentes. Esses valores elevados de DBO e OD também têm ligação direta com a elevada concentração de sedimentos e restos vegetais em decomposição nos canais de irrigação.

Tabela 11. Resultados das amostras de água de acordo com ensaios realizados no Laboratório de Química Analítica Ambiental (LQA) da Universidade Federal de Sergipe.

Amostras	Parâmetros				
	pH	CEa (dS/m)	SDT (mg/l)	OD (mg/l)	DBO _{5,20} (mg/l)
Coletas do dia 13/07/2008					
A1	7,8	1,09	564	2,54	41,99
A2	8,14	1,12	580	5,39	71,40
A3	8,15	1,11	510	5,55	54,74
A4	8,24	1,11	570	6,66	71,40
A5	8,17	1,1	546	5,39	83,30
A6	7,95	1,12	580	3,81	33,30
Coletas do dia 23/09/2008					
A7	7,45	0,94	534	2,40	117,30
A8	7,52	1,21	576	3,15	127,86
A9	7,84	1,23	552	4,04	104,40
A10	8,16	1,15	588	4,94	113,73

AGUIAR NETTO et al. (2008) identificaram vários problemas no riacho Jacaré e em seus principais afluentes, na região dos municípios de Cedro de São João, Telha e

Propriá, que de forma direta ou indireta comprometiam a qualidade da água de irrigação do perímetro, tais como: despejo de efluentes domésticos, inclusive esgoto provenientes de hospitais, despejo de águas residuárias de pocilgas e matadouros, e aterros sanitários localizados em locais inadequados.

6.2. Aplicação do modelo AcquaNet

Na Figura 53 está a rede de fluxo montada no modelo AcquaNet para representar o complexo de canais de irrigação do Perímetro Propriá, bem como a localização dos pontos de coleta de amostras de água considerados como postos de controle no processo de calibração. Os pontos A1 a A6 correspondem ao complexo de canais secundários e terciários alimentados pelo canal CP-14, e dos pontos A7 a A10 correspondem ao complexo de canais abastecidos pelo Canal Adutor.

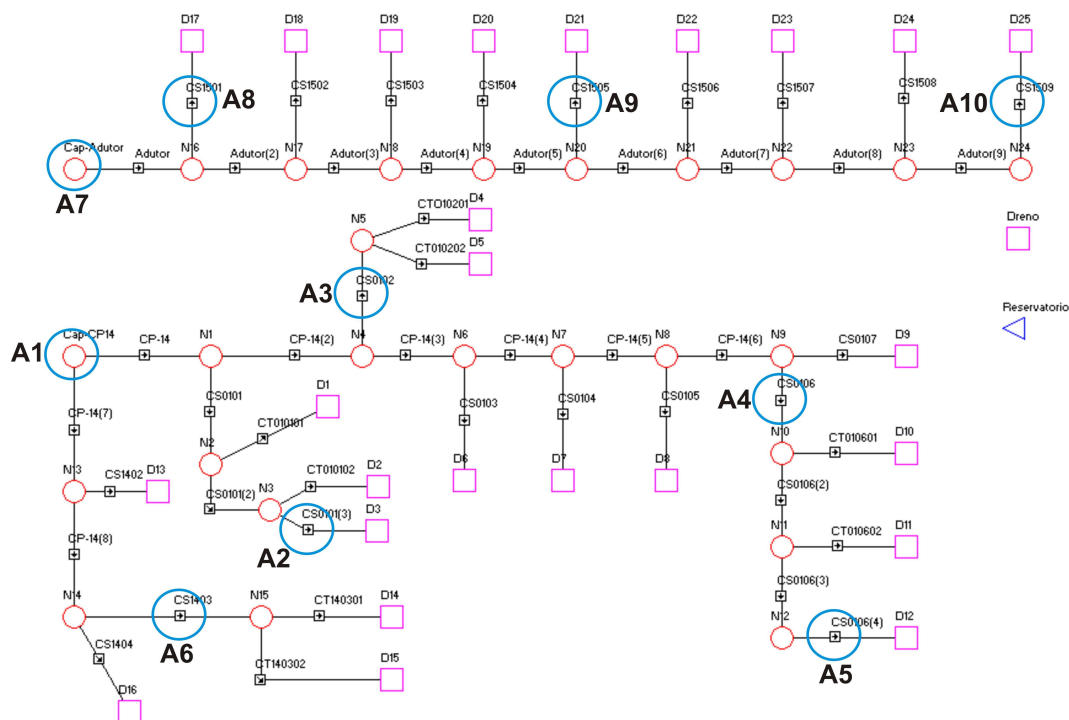


FIGURA 53. Rede de fluxo montada no AcquaNet representando o complexo de canais do Perímetro de Irrigação de Propriá.

6.2.1. Calibração do modelo de qualidade da água

Para o modelo de alocação os dados de entrada foram os valores de vazão necessária (Q_n) em m^3/s medidos para os pontos de coleta. Os valores de (Q_n) utilizados para os canais onde não foram realizadas medições foram calculados levando-se em consideração a área irrigada pelo canal, a lâmina de água que deve permanecer no lote e a evapotranspiração de referência (ET_o), conforme Tabela 12. Também na Tabela 12 constam os valores das vazões fornecidas (Q_f) para o cenário simulado. Foi admitido como prioridade para as demandas localizadas próximas a pontos de coleta o valor 5, e para as outras demandas o valor 10. Esse critério foi utilizado para garantir que houvesse fluxo de água nos pontos de coleta. As vazões de entrada no canal CP-14 e no canal adutor foram os valores medidos em campo nos respectivos dias de coleta: 1,91 e 1,23 em m^3/s , respectivamente.

Observa-se na Tabela 12 que as vazões (Q_n) das demandas (D1, D6, D7, D8, D9, D10, D11, D20, D22, D23 e D24) não foram atendidas. As demandas (D13, D16 e D19) tiveram suas vazões (Q_n) parcialmente atendidas conforme é observado nos valores de (Q_f). Observa-se ainda que as demandas (D2, D3, D4, D5, D12, D14, D15, D17, D18, D21 e D25) foram as únicas que tiveram as vazões (Q_n) atendidas totalmente.

Esses resultados apontados na Tabela 12 constataam que para a situação encontrada em campo nos dias em que foram medidas as vazões há um déficit de água para os lotes, situação relacionada a duas condições hoje vivenciadas no perímetro: deficiência no sistema de captação e distribuição de água em decorrência da inexistência ou inadequada operação de manutenção; período de baixas vazões do Rio São Francisco que compromete severamente a captação de água.

Tabela 12. Demandas, área irrigada, vazão necessária (Q_n), vazão fornecida (Q_f) e déficit de vazão (Q_d) em m^3/s , utilizadas no módulo de alocação do AcquaNet.

Área atendida pelo canal CP-14				
Demandas	Área irrigada (ha)	Q_n (m^3/s)	Q_f (m^3/s)	Q_d (m^3/s)
D1	24,43	0,29	0,0	0,29
D2	37,15	0,45	0,45	0,0
D3	33,17	0,09*	0,09	0,0
D4	20,16	0,23*	0,23	0,0
D5	33,58	0,15*	0,15	0,0
D6	34,96	0,42	0,0	0,42
D7	17	0,2	0,0	0,2
D8	8,12	0,1	0,0	0,1
D9	46,66	0,56	0,0	0,56
D10	33,8	0,41	0,0	0,41
D11	43,53	0,52	0,0	0,52
D12	41,7	0,09*	0,09	0,0
D13	22,44	0,27	0,17	0,1
D14	27,66	0,19	0,19	0,0
D15	38,33	0,27	0,27	0,0
D16	60,45	0,73	0,27	0,46
Área atendida pelo Canal Adutor				
D17	34,8	0,26*	0,26	0,0
D18	30,6	0,37	0,37	0,0
D19	44,1	0,53	0,25	0,28
D20	14,86	0,18	0,0	0,18
D21	38,2	0,2*	0,2	0,0
D22	89,12	1,07	0,0	1,07
D23	69,63	0,84	0,0	0,84
D24	86,15	1,04	0,0	1,04
D25	65,95	0,15*	0,15	0,0

(*) vazão necessária (Q_n) medida.

Na Tabela 13 são observados os valores de entrada dos parâmetros de qualidade da água (OD, DBO e SDT) para os pontos onde foram coletadas amostras, e também os valores calibrados pelo modelo AcquaNet para os referidos pontos. Os parâmetros de ajuste foram os coeficientes de decomposição da DBO (k_d), de sedimentação da DBO (k_s) e de reaeração (k_a) referente à OD. Para o último coeficiente o módulo de qualidade disponibiliza as fórmulas de O'CONNOR e DOBBINS (1958), CHURCHILL et al. (1962), OWENS et al. (1964) e LANGBIEN e DURUM (1967), além da possibilidade de ajuste manual.

Para o parâmetro OD os valores calculados pelo AcquaNet que mais se aproximaram dos valores determinados em laboratório foram dos pontos A2, A3, A6 e

A8. Para os pontos A4, A5, A9 e A10 os valores do AcquaNet subestimaram os valores obtidos em laboratório, conforme Tabela 13.

Ainda na Tabela 13, observando-se os valores de DBO, constata-se que nos pontos A6, A9 e A10 os valores gerados pelo AcquaNet superestimaram os valores determinados em laboratório, sendo que foram os resultados que mais se aproximaram dos valores determinados. Para os demais pontos, os valores do AcquaNet subestimaram os valores determinados em laboratório.

Os valores de SDT apresentados na Tabela 13 não foram considerados nesta análise por que o AcquaNet realiza o balanço de massa, não dispondo de um coeficiente (velocidade de sedimentação da partícula) que permita a calibração do parâmetro SDT.

Tabela 13. Comparação entre os valores de OD, DBO e SDT aferidos em laboratório (LQA) e calculados pelo AcquaNet.

Pontos	Parâmetros de qualidade					
	OD (mg/l)	DBO (mg/l)	SDT (mg/l)	OD (mg/l)	DBO (mg/l)	SDT (mg/l)
	Resultado LQA			AcquaNet		
A2	5,39	71,40	580	5,49	41,85	580
A3	5,55	54,74	510	5,79	41,89	510
A4	6,66	71,40	570	2,35	41,67	570
A5	5,39	83,30	546	1,26	41,6	546
A6	3,81	33,30	580	2,71	41,8	580
A8	3,15	127,86	576	3,16	117,18	576
A9	4,04	104,40	552	0,78	116,81	552
A10	4,94	113,73	588	0,62	116,57	588

Os valores dos parâmetros de qualidade da água (OD, DBO e SDT) para os pontos A1 e A7 não constam na Tabela 13 porque foram considerados como condição inicial para os canais CP-14 e canal adutor, respectivamente.

6.2.2. Cenários

Finalizado o processo de calibração foram feitas simulações atribuindo-se valores de vazões iniciais de entrada no CP-14 e no canal adutor para analisar o comportamento entre os valores de vazão necessária (Q_n) e vazão fornecida (Q_f) no sistema, e também analisar as condições de qualidade da água nos pontos de controle. Tanto no Cenário 1, quanto no Cenário 2 foi admitido como prioridade para as

demandas localizadas próximas a pontos de coleta o valor 5, e para as outras demandas o valor 10.

i) Cenário1

No Cenário 1 foram utilizados como valores de vazão de entrada no CP-14 e no canal adutor a soma dos valores de Q_n para cada um deles: 4,41 m³/s e 4,03 m³/s, respectivamente. Esses valores de vazão foram conseguidos admitindo uma contribuição de vazão proveniente do Rio São Francisco de 2,5 m³/s e 2,8 m³/s somados aos valores iniciais de vazão usados na etapa de calibração para os respectivos canais: 1,91 m³/s e 1,23 m³/s.

Considerando que a água proveniente do Rio São Francisco é de Classe 2 segundo a Resolução n° 357/05 do CONAMA, foi admitido como concentração do parâmetro OD o valor mínimo exigido de 5,0 mg/l. Para o parâmetro DBO foi utilizado o valor máximo admitido na supracitada resolução de 5,0 mg/l.

Como as vazões de entrada para os canais CP-14 e adutor são resultante de uma mistura, foram utilizadas as Equações 52 e 53 para calcular as concentrações iniciais dos parâmetros OD e DBO.

$$C_{OD} = \frac{(Q_{SF} * C_{SF}) + (Q_D * C_D)}{(Q_{SF} + Q_D)} \quad (52)$$

em que:

C_{OD} = concentração de OD resultante da mistura (mg/l);

Q_{SF} = parcela de vazão proveniente do Rio São Francisco (m³/s);

C_{SF} = concentração de OD da água do Rio São Francisco (mg/l);

Q_D = parcela de vazão proveniente da drenagem (m³/s);

C_D = concentração de OD da água de drenagem (mg/l).

$$C_{DBO} = \frac{(Q_{SF} * C_{SF}) + (Q_D * C_D)}{(Q_{SF} + Q_D)} \quad (53)$$

em que:

C_{DBO} = concentração de DBO resultante da mistura (mg/l);

Q_{SF} = parcela de vazão proveniente do Rio São Francisco (m³/s);

C_{SF} = concentração de DBO da água do Rio São Francisco (mg/l);

Q_D = parcela de vazão proveniente da drenagem (m³/s);

C_D = concentração de DBO da água de drenagem (mg/l).

Da aplicação das Equações 52 e 53 foram obtidos os seguintes valores de concentração de OD e DBO: 3,93 mg/l e 20,98 mg/l, para o CP-14; e 4,25 mg/l e 39,27 mg/l para o canal adutor.

Na Tabela 14 estão os valores de Q_n e Q_f para o Cenário 1. Constatou-se que a demanda D11 foi a única não atendida, e que as demandas D9 e D24 foram parcialmente atendidas. As demais demandas foram completamente atendidas. Fica claro então que os valores de vazão utilizados como entrada no CP-14 e no adutor não são suficientes para atender totalmente todas as demandas, e que provavelmente caso as demandas próximas aos pontos de coleta não apresentassem prioridade superior aos demais pontos poderiam não ser atendidas, principalmente aquelas localizadas distantes dos pontos de captação.

Tabela 14. Resultados da simulação do Cenário 1, comparando-se valores de vazão necessária (Q_n), vazão fornecida (Q_f) e déficit de vazão (Q_d) em m^3/s .

Demandas	Área atendida pelo canal CP-14		
	Q_n (m^3/s)	Q_f (m^3/s)	Q_d (m^3/s)
D1	0,29	0,29	0,0
D2	0,45	0,45	0,0
D3	0,09*	0,09	0,0
D4	0,23*	0,23	0,0
D5	0,15*	0,15	0,0
D6	0,42	0,42	0,0
D7	0,2	0,2	0,0
D8	0,1	0,1	0,0
D9	0,56	0,52	0,04
D10	0,41	0,41	0,0
D11	0,52	0,00	0,52
D12	0,09*	0,09	0,0
D13	0,27	0,27	0,00
D14	0,19	0,19	0,0
D15	0,27	0,27	0,0
D16	0,73	0,73	0,0
	Área atendida pelo Canal Adutor		
	Q_n (m^3/s)	Q_f (m^3/s)	Q_d (m^3/s)
D17	0,26*	0,26	0,0
D18	0,37	0,37	0,0
D19	0,53	0,53	0,0
D20	0,18	0,18	0,0
D21	0,2*	0,2	0,0
D22	1,07	1,07	0,0
D23	0,84	0,84	0,0
D24	1,04	0,42	0,62
D25	0,15*	0,15	0,0

(*) vazão necessária (Q_n) medida.

Na Tabela 15 estão os valores de OD e DBO determinados em laboratório (LQA), assim como os resultados da calibração e da simulação do cenário 1 utilizando o AcquaNet.

Para o parâmetro OD, no Cenário 1 na Tabela 15, os pontos com melhores resultados foram A2 e A8, com 5,49 mg/l e 4,63 mg/l respectivamente, valores próximos ao valor mínimo de 5,0 mg/l recomendado na Resolução nº 357/2005 do CONAMA, sendo que em A2 não houve alteração com relação ao valor encontrado na calibração, e em A8 houve aumento na concentração com relação ao valor encontrado na calibração. Os pontos A3, A4, A6 e A9 apresentam queda na concentração de OD para o Cenário 1 em relação aos valores encontrados na fase de calibração, e valores bem abaixo do mínimo recomendado na resolução supracitada. Esse fato pode estar

relacionado com o ajuste feito no coeficiente de reaeração (k_a) para calibração, e que não se ajustou à situação do Cenário 1. Os pontos A5 e A10 apresentaram para o Cenário os mesmos valores encontrados para a calibração e ainda abaixo do valor mínimo de acordo com a Resolução nº 357/2005 do CONAMA.

Com relação aos valores de DBO para o Cenário 1 houve queda na concentração em todos os pontos com relação aos valores encontrados na calibração, sendo isso resultado do aporte de vazão proveniente do Rio São Francisco apresentando melhor concentração de DBO, conforme observado na Tabela 15. Os valores de DBO para o Cenário 1, tanto para os pontos localizados no CP-14 (A2, A3, A4, A5 e A6), quanto para os pontos do canal adutor (A8, A9 e A10), praticamente não diferiram dos respectivos valores iniciais 20,98 mg/l e 39,27 mg/l, constatando que provavelmente os valores utilizados para os coeficientes de decomposição da DBO (k_d) e de sedimentação da DBO (k_s) não foram adequados para a situação do Cenário 1. Esses valores para concentração da DBO ficaram acima do valor máximo de 5,0 mg/l admitido na Resolução nº 357/2005 do CONAMA para água destinada à irrigação.

Tabela 15. Comparação entre os valores de OD, DBO e SDT aferidos em laboratório (LQA) e calculados pelo AcquaNet (calibração e Cenário 1).

Pontos	Parâmetros de qualidade					
	OD (mg/l)	DBO (mg/l)	OD (mg/l)	DBO (mg/l)	OD (mg/l)	DBO (mg/l)
	Resultado LQA		AcquaNet			
			Calibração		Cenário 1	
A2	5,39	71,40	5,49	41,85	5,49	20,96
A3	5,55	54,74	5,79	41,89	1,02	20,98
A4	6,66	71,40	2,35	41,67	1,07	20,93
A5	5,39	83,30	1,26	41,6	1,26	20,9
A6	3,81	33,30	2,71	41,8	1,3	20,95
A8	3,15	127,86	3,16	117,18	4,63	39,24
A9	4,04	104,40	0,78	116,81	0,46	39,2
A10	4,94	113,73	0,62	116,57	0,63	39,1

ii) Cenário 2

No Cenário 2 o objetivo foi encontrar um valor de vazão de entrada, tanto para o canal CP-14 quanto para o canal adutor, para o qual não houvesse déficit de vazão para nenhuma demanda do sistema. O valor mínimo de vazão que se ajustou ao critério pré-estabelecido foi de 4,97 m³/s para o CP-14 e 4,65 para o canal adutor, considerando que

esses valores de vazão foram conseguidos admitindo uma contribuição de vazão proveniente do Rio São Francisco de 3,06 m³/s e 3,42 m³/s que foram somados aos valores iniciais de vazão usados na etapa de calibração para os respectivos canais: 1,91 m³/s e 1,23 m³/s.

Da aplicação das Equações 52 e 53 foram obtidos os seguintes valores de concentração de OD e DBO: 4,05 mg/l e 19,2 mg/l, para o CP-14; e 4,31 mg/l e 34,7 mg/l para o canal adutor.

A Tabela 16 mostra os resultados para a alocação de água. Como predeterminado não houve déficit de vazão (Q_d) para nenhuma demanda, demonstrando que o valor de 4,97 m³/s para o CP-14 e 4,65 para o canal adutor seria o ideal para atendimento completo das demandas.

Tabela 16. Resultados da simulação do Cenário 2, comparando-se valores de vazão necessária (Q_n), vazão fornecida (Q_f) e déficit de vazão (Q_d) em m³/s.

Área atendida pelo canal CP-14			
Demandas	Q_n (m³/s)	Q_f (m³/s)	Q_d (m³/s)
D1	0,29	0,29	0,0
D2	0,45	0,45	0,0
D3	0,09*	0,09	0,0
D4	0,23*	0,23	0,0
D5	0,15*	0,15	0,0
D6	0,42	0,42	0,0
D7	0,2	0,2	0,0
D8	0,1	0,1	0,0
D9	0,56	0,56	0,0
D10	0,41	0,41	0,0
D11	0,52	0,52	0,0
D12	0,09*	0,09	0,0
D13	0,27	0,29	0,0
D14	0,19	0,19	0,0
D15	0,27	0,27	0,0
D16	0,73	0,73	0,0
Área atendida pelo Canal Adutor			
D17	0,26*	0,26	0,0
D18	0,37	0,37	0,0
D19	0,53	0,53	0,0
D20	0,18	0,18	0,0
D21	0,2*	0,2	0,0
D22	1,07	1,07	0,0
D23	0,84	0,84	0,0
D24	1,04	1,04	0,0
D25	0,15*	0,15	0,0

(*) vazão necessária (Q_n) medida.

Na Tabela 17 estão os valores de OD e DBO analisados em laboratório (LQA), assim como os valores para os mesmos parâmetros provenientes do processo de calibração e da simulação do Cenário 2. Para o parâmetro OD, observando os resultados para o Cenário 2, os pontos A2 e A8 apresentam os melhores resultados, próximos do limite de 5,0 mg/l preconizado na Resolução nº 357/05 do CONAMA para águas doces destinadas à irrigação, mesma situação observada no Cenário 1, demonstrando coerência no ajuste feito no coeficiente de reaeração (k_a) para calibração.

Ainda para o parâmetro OD, na Tabela 17, para os pontos A3, A4, A6 e A9 para o Cenário 2, houve queda nos valores de concentração em relação aos valores encontrados na fase de calibração, assim como os pontos A5 e A10 apresentaram valores muito próximos aos encontrados para a calibração. As duas situações supracitadas são similares à situação verificada no Cenário 1 para os mesmos pontos, constatando mais uma vez que o erro pode estar relacionado com os valores ajustados para o coeficiente de reaeração (k_a) na calibração. Os valores da concentração de OD registrados no Cenário 2 para os pontos A3, A4, A6, A5, A9 e A10 ficaram muito abaixo do valor mínimo de 5,0 mg/l admitido na Resolução nº 357/05 do CONAMA.

Com relação aos valores de DBO para o Cenário 2, conforme Tabela 17, houve queda na concentração em todos os pontos com relação aos valores encontrados na calibração e também no Cenário, comprovando que a mistura e o acréscimo da contribuição de vazão do Rio São Francisco melhora consideravelmente a qualidade da água de irrigação. Os valores de DBO para o Cenário 2, tanto para os pontos localizados no CP-14 (A2, A3, A4, A5 e A6), quanto para os pontos do canal adutor (A8, A9 e A10), praticamente não diferiram dos respectivos valores iniciais 19,2 mg/l e 34,7 mg/l, constatando que provavelmente os valores utilizados para os coeficientes de decomposição da DBO (k_d) e de sedimentação da DBO (k_s) não foram adequados para a situação do Cenário 2. Como observado também no Cenário 1, os valores da concentração de DBO registrados em todos os pontos do Cenário 2 ficaram acima do valor máximo 5,0 mg/l recomendado na Resolução nº 357/05 do CONAMA.

Tabela 17. Comparação entre os valores de OD, DBO e SDT aferidos em laboratório (LQA) e calculados pelo AcquaNet (calibração e Cenário 2).

Pontos	Parâmetros de qualidade					
	OD (mg/l)	DBO (mg/l)	OD (mg/l)	DBO (mg/l)	OD (mg/l)	DBO (mg/l)
	Resultado LQA		AcquaNet			
			Calibração		Cenário 2	
A2	5,39	71,40	5,49	41,85	5,5	19,18
A3	5,55	54,74	5,79	41,89	0,64	19,2
A4	6,66	71,40	2,35	41,67	0,89	19,15
A5	5,39	83,30	1,26	41,6	1,26	19,13
A6	3,81	33,30	2,71	41,8	1,29	19,17
A8	3,15	127,86	3,16	117,18	4,74	34,7
A9	4,04	104,40	0,78	116,81	0,38	34,62
A10	4,94	113,73	0,62	116,57	0,64	34,6

6.3. Considerações gerais

Os resultados obtidos das análises de laboratório para os parâmetros de qualidade da água de irrigação no Perímetro Propriá não podem caracterizar a água ali utilizada como imprópria para irrigação, visto que não foi feito um monitoramento durante um período de tempo adequado, envolvendo épocas de cheias e secas do Rio São Francisco principal fonte de água para o perímetro. As coletas de amostras de água deveriam ter sido realizadas num mesmo dia para os dois canais principais (CP-14 e adutor), situação que se tornou impossível e que teve que ser contornada devido ao tempo para realização dos trabalhos e disponibilidade de recebimento de amostras do Laboratório de Química Analítica Ambiental da UFS onde foram realizados os ensaios.

No presente trabalho optou-se pelo ajuste dos objetivos pretendidos às condições vigentes atualmente no perímetro, onde as operações de captação e drenagem estão severamente comprometidas em decorrência principalmente do uso de equipamentos antigos e defeituosos aos quais não são prestados serviços adequados de manutenção. Não há critérios para disponibilização de um volume específico num determinado dia, a irrigação é feita sem nenhum critério agrônomo, além do fato muito comum de utilização da água de drenagem diretamente, sem tratamento algum, para irrigação quando não há como captar água do Rio São Francisco. Somando-se a isso, estão os problemas relacionados à poluição do riacho Jacaré e seus afluentes por meio do despejo de efluentes doméstico, hospitalar e agrícola.

Os resultados das análises das amostras de água de irrigação do perímetro para os parâmetros (pH, CEa, SDT, OD e DBO) comprovam que deve ser feito um monitoramento rigoroso, para parâmetros relacionados à poluição por efluentes agrícolas e domésticos, da água disponibilizada em decorrência dos problemas anteriormente mencionados, evitando-se assim o comprometimento a médio e longo prazo da saúde dos irrigantes e consumidores, assim como dos aspectos relacionados à produção no perímetro.

Um levantamento topográfico realizado no dia 4/7/2008 evidenciou o problema relacionado à operação de captação de água para o Perímetro. Conforme desenho esquemático da Figura 54, o nível d'água do Rio São Francisco naquela ocasião era de 2,45 m e a cota na entrada da captação é de 4,79 m. Nesse dia específico o perímetro irrigava utilizando a água de drenagem já que a vazão associada ao nível de água do Rio São Francisco não possibilitava captação para o Perímetro. Ainda na Figura 54, pode-se observar a existência de uma estação linigráfica localizada num ponto à montante da foz do riacho Jacaré.

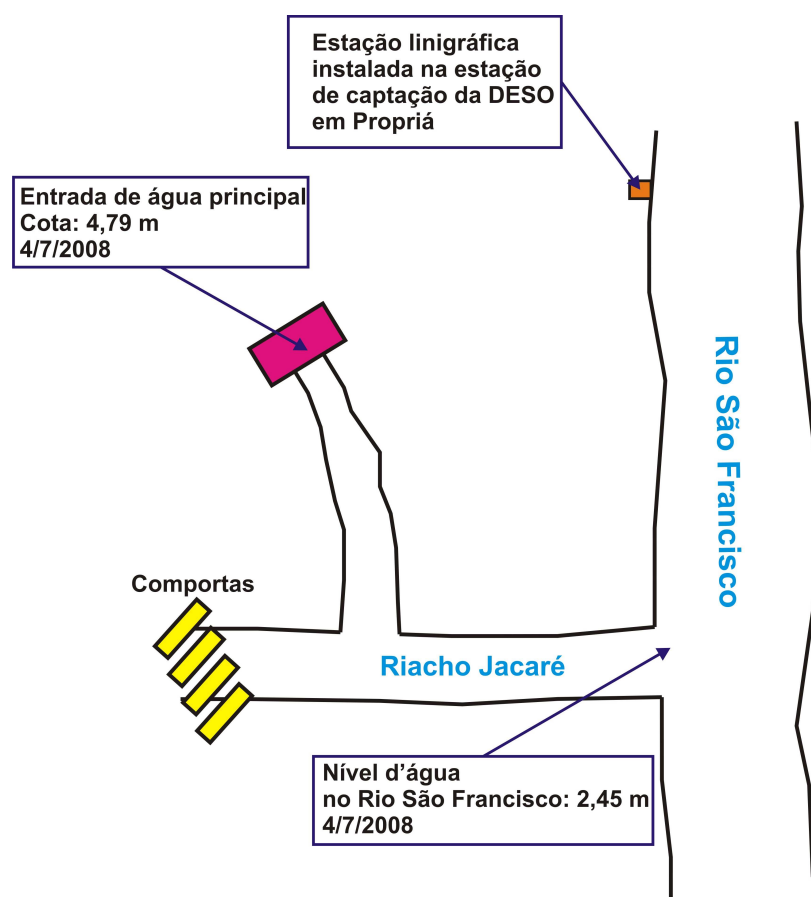


Figura 54. Desenho esquemático do Rio São Francisco, foz do Riacho Jacaré e entrada da captação principal do Perímetro Propriá.

A cota média registrada no linígrafo para o dia 4/7/2008 foi de 3,25 m, correspondendo a uma vazão de 1431 m³/s. A Equação 54 representa a equação da curva-chave da estação linigráfica em Propriá.

$$Q = 0,335*(H+3,9)^{4,249} \quad (54)$$

Como não há curva-chave para o ponto localizado na foz do riacho Jacaré, a curva-chave da estação linigráfica foi utilizada como referência para calcular a vazão ideal, sendo essa considerada como vazão em que haveria possibilidade de captação de água do Rio São Francisco para o perímetro. Adotando-se como cota mínima para que houvesse vazão suficiente no Rio São Francisco para captação de água para o Perímetro Propriá o valor de 4,79 m, e substituindo esse valor na Equação 54 teríamos como valor de vazão 3272,9 m³/s, sendo essa a vazão mínima com a qual haveria nível d'água suficiente do rio para que todas as demandas do perímetro sejam atendidas.

A cota média registrada no linígrafo no Rio São Francisco, entre 1/1/2008 e 23/9/2008, foi de 3,18 m, associada a uma vazão média de 1370,3 m³/s. Isso significa que em média, no período avaliado, a condição de vazão mínima não foi atendida. A cota mínima registrada no linígrafo entre 1/1/2008 e 23/9/2008 foi de 2,65 m, associada a uma vazão de 984,6 m³/s, correspondendo ao valor mais crítico de vazão do Rio São Francisco para o período avaliado, impossibilitando severamente a captação de água para o perímetro.

A condição de comprometimento da captação de água do São Francisco para o Perímetro Propriá não é exceção, mas regra cotidiana que condiciona os irrigantes ao risco constante de perda das lavouras. A solução encontrada pela associação dos irrigantes é a utilização da água de drenagem ou mesmo da captação do riacho Jacaré, que oferecem riscos consideráveis devido à contaminação por efluentes doméstico, hospitalar e agrícola.

Apesar do regime de vazões do Rio São Francisco ter sido regularizado, ainda ocorrem eventos extremos de cheia e seca, como ocorridos em 2004 e 2008, respectivamente, que além de provocarem transtornos nas cidades ribeirinhas, comprometem consideravelmente as operações de captação e drenagem dos perímetros localizados no Baixo São Francisco sergipano. Eventos críticos de cheia como ocorrido em 2004, provocados pela ocorrência de chuvas intensas nas regiões do Alto, Médio e

Sub-Médio São Francisco principalmente nos meses de janeiro e fevereiro, inundam estações de bombeamento, rompem diques de contenção, além de destruírem as áreas cultivadas. Nos eventos de baixas vazões, como registradas em 2008, o nível do Rio São Francisco ficou abaixo do nível mínimo das estações de bombeamento dos principais perímetros localizados no Baixo São Francisco.

7. Conclusões

A utilização do AcquaNet para simular a alocação de água no perímetro comprovou, para o dia específico de cada coleta, que nem todos os lotes eram atendidos pelas vazões de entrada no CP-14 e no adutor, ainda que tenham sido feitas estimativas para determinar as demandas no perímetro. Esse déficit de vazão é resultado de um conjunto de fatores, tais como: falta de apóio técnico aos irrigantes para que sejam definidas as vazões necessárias de acordo com parâmetros relacionados com a cultura predominante e também relativos às condições climáticas da região; falta de uma estação de captação flutuante instalada diretamente no Rio São Francisco para atendimento dos lotes mesmo no período de baixas vazões; e poluição das águas do riacho Jacaré que compromete a qualidade da água de irrigação utilizada no perímetro. Esse último aspecto apresentado, atualmente não impede que seja disponibilizada aos lotes a água do riacho Jacaré, contudo isso é feito sem nenhum tipo de monitoramento dos aspectos de qualidade. De acordo com os resultados obtidos no Cenário 2 a vazão ótima que atenderia completamente todas as demandas do perímetro seria de 4,97 m³/s para o CP-14 e 4,65 m³/s para o canal adutor.

A principal dificuldade encontrada na etapa de calibração dos parâmetros de qualidade (OD e DBO) foi a utilização de valores únicos, para um único dia, e não de uma série de valores que seriam conseguidos se fosse feito um monitoramento durante vários dias. Para valores de OD, na fase de calibração, somente nos pontos A2, A3 e A8 foram registradas concentrações calculadas no AcquaNet bem próximas dos valores conseguidos em laboratório. Para valores de DBO, somente nos pontos A6, A8 e A10 os valores ficaram mais próximos dos resultados de laboratório.

Nos Cenários 1 e 2 foram constatados que os incrementos de vazão proveniente do Rio São Francisco proporcionaram melhora nas concentrações de OD e DBO da água de irrigação, comprovando que o uso da água de drenagem e da água do riacho jacaré não apresenta padrão de qualidade aceitável para irrigação. A solução do problema é a utilização somente da água do Rio São Francisco, sendo que isso só pode ser garantido reestruturando as estações de bombeamento para captação direta no São Francisco.

Tanto no Cenário 1, quanto no Cenário 2, para valores de OD, os únicos pontos em que os resultados demonstram coerência no ajuste do coeficiente de reaeração (k_a), adotado na calibração, foram nos pontos A2 e A8. Nos demais pontos houve queda na

concentração de OD mesmo com o aumento da vazão, demonstrando ajuste pouco satisfatório do coeficiente de reaeração (k_a) para os Cenários propostos.

Para valores de DBO, nos Cenários 1 e 2, tanto para os pontos do canal CP-14, quanto para os pontos localizados no canal adutor, houve melhora na concentração de DBO devido à mistura com a água do Rio São Francisco. Contudo, os valores nos referidos pontos não apresentaram diferenças significativas relativas aos valores de concentração iniciais constatando que provavelmente os valores utilizados para os coeficientes de decomposição da DBO (k_d) e de sedimentação da DBO (k_s) não foram adequados para a situação em ambos os cenários.

Os resultados alcançados demonstram uma necessidade no monitoramento periódico da água de irrigação do Perímetro Propriá para que sejam evitados ou mesmo minimizados os riscos de contaminação dos irrigantes, do solo e dos produtos comercializados.

O AcquaNet se caracteriza como ferramenta simples e de interface amigável para simulação de sistemas de recursos hídricos nos quais pretende-se avaliar parâmetros relacionados à quantidade e qualidade de água ao longo de um determinado espaço de tempo, simulando cenários reais e preditivos visando o gerenciamento ótimo do sistema estudado.

O valor de vazão mínima no Rio São Francisco para o qual não haveria comprometimento na captação de água para o Perímetro Propriá é de 3272,9 m³/s. A solução imediata para o problema da captação seria a instalação de uma estação de bombas flutuante instalada no Rio São Francisco, minimizando os riscos relacionados às alterações no regime natural de vazões.

8. Referências Bibliográficas

AGUIAR NETTO, A. O.; SANTOS, D.; MOREIRA, F. D. Caminhos da gestão de recursos hídricos: o caso da sub-bacia hidrográfica do riacho Jacaré, Baixo São Francisco Sergipano. **Irriga**, Botucatu, v.13, n.1, p.12-25, jan/mar. 2008.

ALBANO, G. D. **Integração de um modelo matemático de quantidade de água em rede de fluxo (ACQUANET) com um modelo matemático de qualidade de água em represas (CE-QUAL-R1) estudo de caso: represa Jaguari-Jacareí – Sistema Cantareira**. 2004. 266f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOCIATION. **Standard Methods for the Examination of water and Wastewater**. 20^a ed. Washington, 1998. 1220p.

ARCOVA, F. C. S.; CICCIO, V. Qualidade da água de microbacias com diferentes usos do solo na região de Cunha, Estado de São Paulo. **Scientia Forestalis**, Piracicaba, n.56, p.125-134, dez. 1999.

ASSIRATTI, E. B. Uma avaliação das políticas de irrigação no Nordeste. **Revista Econômica do Nordeste**, Fortaleza, v.25, n.4, p.545-574, 1994.

AZEVEDO, L. G.; PORTO, R. L. L.; PORTO, M. Sistema de apoio a decisão para o gerenciamento integrado de quantidade e qualidade da água: metodologia e estudo de caso. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v.3, n.1, p.21-51, jan/mar. 1998.

AZEVEDO, L. G.; PORTO, R. L. L.; ZAHED FILHO, K. Modelos de simulação e de rede de fluxo, In: PORTO, R. L. L. *et al* (1997). **Técnicas quantitativas para o gerenciamento de Recursos Hídricos**. 1. ed. São Paulo: ABRH/EUFRGS, 1997. p.166-237.

AYERS, R. M.; WESTCOT, D. W. **A Qualidade da água na agricultura**. Trad. GHEVI, H. R.; MEDEIROS, J. F.; DAMASCENO, F. A. V. Campina Grande: UFPB, 1999, 153p.

BARROS, L. C. G., SILVA, F. G.; CASTRO A. L. Sistemas intensivos de produção de arroz no Baixo São Francisco. In: Conferência Internacional de Arroz Para a América Latina e o Caribe, 9., 1994, Goiânia. **Anais...** Goiânia: EMBRAPA/CNPAP, 1994. p.181-194.

BERNARDO, S. **Manual de irrigação**. 6. ed. Viçosa: Imprensa Universitária, 1995. 657p.

BRANCO, S. M. A água e o homem. In: PORTO, R. L. L. *et al.* (1991). **Hidrologia ambiental**. 1. ed. São Paulo: ABRH/EDUSP, 1991. p.3-26.

BUONAMASSA, S. **O grão só cumpre seu destino quando enterrado: a visão de mundo do agricultor do Perímetro Irrigado de Propriá entre tradição e atualidade**. 2002. 95 p. Dissertação (Mestrado em Desenvolvimento e Meio Ambiente) - Programa Regional de Desenvolvimento e Meio Ambiente - PRODEMA, Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, 2002.

CARVALHO, M. C. *et al.* Sistema de suporte à decisão para alocação de água em projetos de irrigação. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, Campina Grande, v.13, n.1, p.10-17, 2009.

CARVALHO, M. A. **Sistema de suporte a decisão para alocação de água em projetos de irrigação**. 2003. 193f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.

CERETTA, M. C. **Avaliação dos aspectos da qualidade da água na sub-bacia hidrográfica do Arroio Cadena, município de Santa Maria-RS**. 2004. 154f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2004.

CHURCHILL, M. A.; ELMORE, H. L.; BUCKINGHAM, R. A. The prediction of stream reaeration rates. **Journal Sanitary Engineering Division**, ASCE, 88 (4). p.1-46, 1962.

COMPANHIA DE DESENVOLVIMENTO DOS VALES DO SÃO FRANCISCO E PARNAÍBA. **Súmula da produção de arroz 2002-2007: perímetros Propriá, Cotinguiba-Pindoba e Betume**. Aracaju: CODEVASF/4ª SR, 2008. (Planilha do MS Excel).

COMPANHIA DE DESENVOLVIMENTO DOS VALES DO SÃO FRANCISCO E PARNAÍBA. **Ficha Técnica do Perímetro Irrigado de Propriá**. Aracaju: CODEVASF/4ª SR, 2004.

COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL. **Variáveis de Qualidade da Água**. Disponível em: <<http://www.cetesb.sp.gov.br>>. Acesso em: 9 dez. 2007.

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. **Resolução CONAMA nº 357, de 17 de março de 2005**. Brasília: Diário Oficial da União, 2005. Disponível em: <<http://www.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=459>>. Acesso em: 20 abr. 2008.

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. **Resolução CONAMA nº 20, de 30 de julho de 1986**. Brasília: Diário Oficial da União, 1986. Disponível em: <<http://www.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=43>>. Acesso em: 20 jan. 2008.

CUENCA, M. A. G.; NAZÁRIO, C. C. **A rizicultura no Baixo São Francisco Sergipano: Aspectos conjunturais e sua evolução na década de 90**. Aracaju: Embrapa Tabuleiros Costeiros, 2002. 22 p.

DOURADO, A. *et al.* **Perímetros públicos de irrigação: proposta para o modelo de transferência de gestão**. Brasília: CODEVASF, 2006. 78p.

ESTEVES, F. A. **Fundamentos de Limnologia**. Rio de Janeiro: Editora Interciência/FINEP, 1988. 575p.

FARIAS, M. S. de. **Monitoramento da Qualidade da Água na Bacia Hidrográfica do Rio Cabelo**. 2006. 152f. Tese (Doutorado em Irrigação e Drenagem) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2006.

FUNDO DAS NAÇÕES UNIDAS PARA AGRICULTURA E ALIMENTAÇÃO. **World agriculture: towards 2030-2050**. Roma, 2006. 78p.

FUNDO DAS NAÇÕES UNIDAS PARA AGRICULTURA E ALIMENTAÇÃO. **Descubrir el potencial del agua para la agricultura**. Roma, 2003. 72p.

FUNDO DE POPULAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS. **Situação da população mundial 2007**. Nova Iorque, 2007. 108p.

FREITAS, M. A. S. Alocação Negociada da Águas na Bacia Hidrográfica do Rio Gortutuba (Reservatório Bico da Pedra) - Minas Gerais. In: In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. 15, 2003, Curitiba. **Anais...** Curitiba: ABRH, 2003. CD Rom.

GÓIS, J. A.; PAIVA, M. F. A.; TAVARES, S. M. G. **Projetos de irrigação no vale do Baixo São Francisco**. Texto Para Discussão. Rio de Janeiro: IPEA, 1992. 40p.

GOMES, G. M. A política de irrigação no Nordeste: intenções e resultados. **Revista Pesquisa e Planejamento Econômico**, Rio de Janeiro, v.9, n.2, p.411-446, 1979.

GONÇALVES, C. S. *et al.* Qualidade da água numa microbacia hidrográfica de cabeceira situada em região produtora de fumo. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, Campina Grande, v.9, n.3, p.391-399, 2005.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATISTICA. **Projeção da população 1980-2050: revisão 2008**. 2009. Disponível em: <http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/projecao_da_populacao/default.shtm>. Acesso em: 10 jan. 2009.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATISTICA. **Produção agrícola municipal 2007: cereais, leguminosas e oleaginosas**. Rio de Janeiro, 2008. 56p.

INSTITUTO BRASILEIRO DE MEIO AMBIENTE E DOS RECURSOS NATURAIS RENOVÁVEIS. **Portaria IBAMA nº 715, de 20 de setembro de 1989**. Brasília: Diário Oficial da União, 1989. Disponível em: <<http://www.ana.gov.br/gestaoRecHidricos/PlanejHidrologico/docs/enquadramento/BaciadoSaoFrancisco.pdf>>. Acesso em: 10 dez. 2008.

ITABORAHY, C. R. *et al.* **Estudo técnico de apoio ao PBHSF nº 12: Agricultura irrigada**. Brasília: ANA/GEF/PNUMA/OEA, 2004. 108p.

LANGBEIN, W. B.; DURUM, W. H. **The aeration capacity of streams**. U.S. Geological Survey Circular 542. Washington: Department of the Interior, 1967. 6p.

LERNER, G. L. S. **Estudo de impactos na geração hidroelétrica ao longo do Rio São Francisco devido a transposição de suas águas utilizando modelo matemático de fluxos em rede AcquaNet**. 2006. 117f. Dissertação (Mestrado em Ciências em Planejamento Energético) – Instituto Alberto Luis Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

LIMA, E. B. N. R. **Modelação integrada para gestão da qualidade da água na bacia do rio Cuiabá**. 2001. 206f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luis Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

LOPES, A. V.; FREITAS, M. A. S. Avaliação das Demandas e Ofertas Hídricas na Bacia do Rio São Francisco Usando Modelo de Rede de Fluxo. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. 15, 2003, Curitiba. **Anais...** Curitiba: ABRH, 2003. CD Rom.

PORTO, R. L. L. *et al.* **Hidrologia Ambiental**. São Paulo: ABRH/EDUSP, 1.ed. 1991. 414p.

MEYBECK, M.; HELMER R. An introduction to water quality. In: CHAPMAN, D. (1996). **Water quality assessment: A guide to the use of biota, sediments and water in environmental monitoring**. 2. ed. Londres: UNESCO/WHO/UNEP, 1996. p.1-21.

O'CONNOR, D. J.; DOBBINS, W. E. Mechanism of reaeration in natural streams. **Journal Sanitary Engineering Division**, ASCE, 123. p. 641-666, 1958.

OWENS, M.; EDWARDS, R. W.; GIBBS, J. W. Some reaeration studies in streams. **International Journal of Air and Water Pollution**, 8. p. 469-486, 1964.

PORTO, R. L. L. *et al.* **Sistema de suporte a decisões aplicado à gestão e planejamento de recursos hídricos**. Relatório final. São Paulo: FINEP/CNPq/FCTH, 2004.

PORTO, R. L. L. *et al.* Sistema de suporte a decisão para análise de sistemas de recursos hídricos, In: SILVA, R. C. V. *et al.* (2003). **Métodos Numéricos em Recursos Hídricos 6**. Porto Alegre: ABRH/UFRGS, 2003. p. 93-240.

ROBERTO, A. N. **Modelos de rede de fluxo para alocação da água entre múltiplos usos em uma bacia hidrográfica**. 2002. 116f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

RODRÍGUEZ, M. P. **Avaliação da Qualidade da Água da Bacia do Alto Jacaré-Guaçu/Sp (Ribeirão do Feijão e Rio do Monjolinho) Através de Variáveis Físicas, Químicas e Biológicas**. 2006. 152f. Tese (Doutorado em Ciências da Engenharia Ambiental) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

SANTOS, N. A. P.; MAILLARD, P. Uso do sensoriamento remoto e de um sistema de informação geográfica na modelagem da poluição difusa na bacia hidrográfica do Rio das Velhas. In: Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto. 12, 2005, Goiânia. **Anais...** Goiânia: INPE, 2005. CD Rom.

SHARDONG, A. **Aplicação de técnicas de Programação Linear e extensões para otimização da alocação de água em sistemas de recursos hídricos, utilizando métodos de Pontos Interiores**. 2006. 141f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

SILVA, T. E.; M.; FONSECA, V. O projeto irrigado de Propriá: um estudo avaliativo. In: Encontro Nacional de Geografia Agrária, 15, 2000. **Anais...** Goiânia: UFG, 2000. p.150-155.

SIPAÚBA-TAVARES, L. H. S. **Limnologia aplicada à aquicultura**. Jaboticabal: Fundação Universidade Estadual Paulista, 1995. 72p.

TEIXEIRA, C. A.; PORTO, R. L. L.; PORTO, M. F. A.; MÉLLO JUNIOR, A. V. Sistema computacional de auxílio à decisão no manejo integrado de quantidade e de qualidade de água. In: Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Expressão Portuguesa. 7, 2005, Évora. **Anais...** Évora: APRH/ABRH, 2005. CD Rom.

TEIXEIRA, C. A. **Gerenciamento integrado de quantidade e qualidade de água**. 2004. 273f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

TELLES, D. A. *et al.* **Curso básico de irrigação**. Brasília: ABID, 1986.

TUCCI, C. E. M.; HESPANHOL, I.; CORDEIRO NETTO, O. M. **Gestão de água no Brasil**. Brasília: UNESCO, 2001. 156 p.

VALENTE, J. P. S.; PADILHA, P. M.; SILVA, A. M. M. Oxigênio dissolvido (OD), demanda bioquímica de oxigênio (DBO) e demanda química de oxigênio (DQO) como parâmetros de poluição no ribeirão Lavapés/Botucatu - SP. **Eclética Química**, São Paulo, v.22, p.49-66. 1997.

VANZELA, L. S. **Qualidade de Água para a Irrigação na Microbacia do Córrego Três Barras no Município de Marinópolis, SP**. 2004. 105 f. Dissertação (Mestrado em Agronomia) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2004.

VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental/UFGM, 1996. 246p.

ZIMERMANN, S. *et al.* **Fundamentos da moderna aquicultura**. Canoas: Editora ULBRA, 2001. 200p.