

**Universidade de São Paulo**  
**Escola de Engenharia de São Carlos**  
**Departamento de Hidráulica e Saneamento**

**Aplicação de simulação computacional na  
análise dos conflitos entre os usos múltiplos da  
água na bacia do Rio Atibaia no Estado de  
São Paulo.**

**Guilherme de Lima**

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de  
São Carlos da Universidade de São Paulo, como  
parte dos requisitos para obtenção do título de  
Mestre em Hidráulica e Saneamento.

**ORIENTADOR: Prof. Dr. Frederico Fábio Mauad**

São Carlos – SP  
Maio de 2002


## **FOLHA DE JULGAMENTO**

Candidato: Engenheiro **GUILHERME DE LIMA**

Dissertação defendida e julgada em 27-05-2002 perante a Comissão Julgadora:

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. **FREDERICO FÁBIO MAUAD (Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)


Aprovado

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Assoc. **PAULO SÉRGIO FRANCO BARBOSA**  
(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

Aprovado

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Tit. **SWAMI MARCONDES VILLELA**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovado

  
\_\_\_\_\_  
Profª. Associada **MARIA DO CARMO CALIJURI**  
Coordenadora do Programa de Pós-Graduação  
em Engenharia (Hidráulica e Saneamento) e  
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

Dedico este trabalho aos meus pais Darlan e Edna,  
que tanto lutaram para que eu chegasse até aqui.

## **Agradecimentos**

À Deus.

Ao professor e amigo Frederico Fábio Mauad, pela orientação.

À Coordenadoria de Aperfeiçoamento Pessoal de Nível Superior – CAPES, pela bolsa de estudo concedida.

À SABESP – Saneamento Básico do Estado de São Paulo, por fornecer dados essenciais para pesquisa.

À CPFL – Companhia Paulista de Força e Luz pelas informações cedidas.

À Prefeitura Municipal de Atibaia, especialmente ao Engenheiro Roberto Bresaola, pela atenção e colaboração.

Aos amigos Marcio Ricardo Salla e Luciana Silva Peixoto pela ajuda.

À todos os colegas, professores e funcionários do Departamento de Hidráulica e Saneamento da EESC/USP pela colaboração e paciência.

À minha namorada e amiga Gabriela Caparelli Gutierrez, pelo amor, incentivo e compreensão.

À minha irmã Simone de Lima pela amizade e paciência.

À Darlan de Lima e Edna Maria F. de Lima, pelo infinito amor, e dedicação.

## Sumário

Lista de Figuras .....	ix
Lista de Tabelas .....	xiii
Lista de Abreviaturas e Siglas .....	xv
Resumo .....	xvii
<i>Abstract</i> .....	xviii
 <b>1. - INTRODUÇÃO</b> .....	 1
 <b>2. - REVISÃO DE LITERATURA</b> .....	 4
2.1 – Abordagem sistêmica no planejamento e gestão dos recursos hídricos .....	4
2.1.1 – Otimização .....	5
2.1.2 – Simulação .....	9
2.1.3 – Análise multiobjetivo .....	16
2.2 – Sistemas de informação geográfica (SIG) .....	18
2.3 – Sistemas de suporte à decisão .....	19
 <b>3. – CARACTERIZAÇÃO GERAL DA BACIA DOS RIOS PIRACICABA, CAPIVARI E JUNDIAÍ</b> .....	 23
3.1 – Localização .....	23
3.2 – Características físicas .....	26
3.3 – Clima, pluviometria e fluviometria .....	27
3.4 – Características sócio-econômicas .....	28
3.5 – Aspectos quantitativos e qualitativos dos recursos hídricos .....	31
3.5.1 – Águas superficiais .....	31
3.5.2 – Águas subterrâneas .....	32
3.5.3 – Abastecimento público .....	34
3.5.4 – Uso industrial .....	36
3.5.5 – Uso agrícola .....	37
3.5.6 – Aproveitamentos hidrelétricos .....	39
3.5.7 – Áreas sujeitas à inundação .....	40

3.5.8 – Demandas totais.....	41
3.5.9 – Esgotos domésticos .....	43
3.5.10 – Esgotos industriais.....	43
3.5.10 – Poluição difusa .....	44
<b>4. – METODOLOGIA.....</b>	<b>45</b>
4.1 – Bacia do rio Atibaia – “Situação atual” .....	45
4.1.1 – Abastecimento Urbano e Industrial .....	46
4.1.1.1 – Barragem de Cachoeira .....	48
4.1.1.2 – Barragem de Atibainha.....	50
4.1.2 – Geração de energia elétrica.....	53
4.1.2.1 – UHE Americana .....	53
4.1.2.2 – UHE SaltoGrande.....	57
4.1.2.3 – UHE Atibaia .....	60
4.1.3 – Uso agrícola.....	63
4.1.3.1 – Irrigação.....	64
4.1.3.2 – Aquicultura .....	65
4.2 – Descrição do modelo Mike Basin 2000.....	66
4.2.1 – Potencialidades do modelo .....	67
4.2.2 – Simulação/Otimização.....	67
4.2.3 – Qualidade da água .....	69
4.2.4 – Água subterrânea .....	69
4.2.5 – Rios.....	71
4.2.6 – Reservatórios .....	72
4.2.7 – Irrigação.....	75
4.2.8 – Hidroeletricidade .....	75
4.2.9 – Apresentação dos resultados.....	76
4.3 – Modelagem de séries temporais .....	77
4.3.1 – Geração de séries sintéticas .....	81
4.4 – Modelagem da sub-bacia do rio Atibaia.....	91
4.4.1 – Calibração do modelo.....	92
4.4.1.1 – Calibração da UHE Americana .....	92
4.4.1.2 – Calibração da UHE Salto Grande.....	95
4.4.1.3 – Calibração do Sistema Cantareira.....	96

4.4.2 – Representação da bacia do rio Atibaia .....	98
4.4.3 – Cenários .....	103
 <b>5 – RESULTADOS</b> .....	 107
 <b>6 – CONCLUSÕES</b> .....	 119
 <b>ANEXOS</b> .....	 122
 <b>7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	 134

## Lista de Figuras

FIGURA 01 – Mapa da bacia dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí .....	25
FIGURA 02 – Sistema Cantareira .....	47
FIGURA 03 – Captação do reservatório de Cachoeira .....	48
FIGURA 04 – Reservatório de Cachoeira .....	48
FIGURA 05 – Sistema de controle da comporta .....	49
FIGURA 06 – Captação do reservatório de Atibainha .....	50
FIGURA 07 – Reservatório de Atibainha .....	51
FIGURA 08 – Rio Atibainha a jusante do reservatório de Atibainha .....	51
FIGURA 09 – UHE Americana .....	53
FIGURA 10 – Comportas da UHE Americana .....	54
FIGURA 11 – Reservatório de Salto Grande .....	54
FIGURA 12 – Rio Atibaia a jusante da UHE Americana .....	55
FIGURA 13 – Reservatório da usina tomado pelas algas .....	55
FIGURA 14 – Casa de força da UHE Americana .....	56
FIGURA 15 – Barragem da UHE Americana .....	57
FIGURA 16 – UHE Salto Grande .....	57
FIGURA 17 – Reservatório da UHE Salto Grande .....	58
FIGURA 18 – Vertedor do reservatório da UHE Salto Grande .....	58
FIGURA 19 – Rio Atibaia a jusante da usina de Salto Grande .....	59
FIGURA 20 – Conjunto gerador 3 .....	60
FIGURA 21 – UHE Atibaia .....	61
FIGURA 22 – Comportas do reservatório da UHE Atibaia .....	61
FIGURA 23 – Vertedor do reservatório da UHE Atibaia .....	62
FIGURA 24 – Reservatório da UHE Atibaia .....	62
FIGURA 25 – Turbina (eixo vertical) da UHE Atibaia .....	63
FIGURA 26 – Turbina (eixo horizontal) da UHE Atibaia .....	63
FIGURA 27 – Exemplo de rede de fluxo do MIKE BASIN 2000 .....	66
FIGURA 28 – Editor de série temporais (entrada e saída de dados) .....	67



FIGURA 29 – Exemplo de um esquema de derivação de água .....	70
FIGURA 30 – Regras operacionais para reservatórios .....	73
FIGURA 31 – Níveis de redução para reservatórios .....	73
FIGURA 32 – Gráfico de análise dos resíduos (posto Z1) .....	85
FIGURA 33 – Gráfico de análise dos resíduos (posto Z2) .....	85
FIGURA 34 – Gráfico de análise dos resíduos (posto Z3) .....	85
FIGURA 35 – Gráfico de análise dos resíduos (posto Z4) .....	86
FIGURA 36 – Gráfico de análise dos resíduos (posto Z5) .....	86
FIGURA 37 – Gráfico de análise dos resíduos (posto Z6) .....	86
FIGURA 38 – Gráfico de comparação entre séries sintéticas e observadas (posto Z1) .....	87
FIGURA 39 – Gráfico de comparação entre séries sintéticas e observadas (posto Z2) .....	88
FIGURA 40 – Gráfico de comparação entre séries sintéticas e observadas (posto Z3) .....	88
FIGURA 41 – Gráfico de comparação entre séries sintéticas e observadas (posto Z4) .....	89
FIGURA 42 – Gráfico de comparação entre séries sintéticas e observadas (posto Z5) .....	89
FIGURA 43 – Gráfico de comparação entre séries sintéticas e observadas (posto Z6) .....	90
FIGURA 44 – Mapa da bacia do rio Atibaia .....	91
FIGURA 45 – Rede de fluxo para UHE Americana .....	92
FIGURA 46 – Gráfico de potência observada x potência gerada .....	94
FIGURA 47 – Rede de fluxo para a UHE Salto Grande .....	95
FIGURA 48 – Rede de fluxo para o Sistema Cantareira .....	97
FIGURA 49 – Rede de fluxo para a bacia do rio Atibaia .....	99
FIGURA 50 – Rede de fluxo da bacia do rio Atibaia (detalhada) .....	101
FIGURA 51 – Entrada de dados no MIKE BASIN 2000 .....	102
FIGURA 52 – Montagem da rede de fluxo .....	103
FIGURA 53 – Gráfico de satisfação para o abastecimento urbano-industrial – Cenário2 .....	109

FIGURA 54 – Gráfico de satisfação para a irrigação – Cenário2.....	110
FIGURA 55 – Gráfico da potência gerada para a UHE Salto Grande	
- Cenário2.....	110
FIGURA 56 – Gráfico da potência gerada para a UHE Americana	
- Cenário2.....	111
FIGURA 57 – Gráfico dos níveis de armazenamento dos reservatórios	
- Cenário2 – Liberação1 .....	111
FIGURA 58 – Gráfico dos níveis de armazenamento dos reservatórios	
- Cenário2 – Liberação2 .....	112
FIGURA 59 – Gráfico de satisfação para o abastecimento	
urbano-industrial – Cenário3.....	113
FIGURA 60 – Gráfico de satisfação para a irrigação – Cenário3.....	113
FIGURA 61 – Gráfico da potência gerada para a UHE Salto Grande	
- Cenário3.....	114
FIGURA 62 – Gráfico da potência gerada para a UHE Americana	
- Cenário3.....	114
FIGURA 63 – Gráfico dos níveis de armazenamento dos reservatórios	
- Cenário3 – Liberação 1 .....	115
FIGURA 64 – Gráfico dos níveis de armazenamento dos reservatórios	
- Cenário3 – Liberação2 .....	115
FIGURA 65 – Gráfico de satisfação para o abastecimento	
urbano-industrial – Cenário2 – Liberação2.....	116
FIGURA 66 – Gráfico de satisfação para a irrigação	
- Cenário2 – Liberação2 .....	117
FIGURA 67 – Gráfico da potência gerada para a UHE Salto Grande	
- Cenário2 – Liberação2.....	117
FIGURA 68 – Gráfico da potência gerada para a UHE Americana	
- Cenário2 – Liberação2.....	118
FIGURA 69 – Gráfico de satisfação para o abastecimento	
urbano-industrial – Cenário1.....	125
FIGURA 70 – Gráfico de satisfação para a irrigação – Cenário1.....	125

FIGURA 71 – Gráfico da potência gerada para a UHE Salto Grande	
- Cenário1 .....	126
FIGURA 72 – Gráfico da potência gerada para a UHE Americana	
- Cenário1 .....	126
FIGURA 73 – Gráfico dos níveis de armazenamento dos reservatórios	
- Cenário1 – Liberação1 .....	127
FIGURA 74 – Gráfico dos níveis de armazenamento dos reservatórios	
- Cenário1 – Liberação2 .....	127
FIGURA 75 – Gráfico de satisfação para o abastecimento	
urbano-industrial – Cenário4.....	128
FIGURA 76 – Gráfico de satisfação para a irrigação – Cenário4.....	128
FIGURA 77 – Gráfico da potência gerada para a UHE Salto Grande	
- Cenário4.....	129
FIGURA 78 – Gráfico da potência gerada para a UHE Americana	
- Cenário4.....	129
FIGURA 79 – Gráfico dos níveis de armazenamento dos reservatórios	
- Cenário4 – Liberação1 .....	130
FIGURA 80 – Gráfico dos níveis de armazenamento dos reservatórios	
- Cenário4 – Liberação2 .....	130
FIGURA 81 – Gráfico de satisfação para o abastecimento	
urbano-industrial – Cenário5.....	131
FIGURA 82 – Gráfico de satisfação para a irrigação – Cenário5.....	131
FIGURA 83 – Gráfico da potência gerada para a UHE Salto Grande	
- Cenário5.....	132
FIGURA 84 – Gráfico da potência gerada para a UHE Americana	
- Cenário5.....	132
FIGURA 85 – Gráfico dos níveis de armazenamento dos reservatórios	
- Cenário5 – Liberação1 .....	133
FIGURA 86 – Gráfico dos níveis de armazenamento dos reservatórios	
- Cenário5 – Liberação2 .....	133

## Lista de Tabelas

TABELA 01 – Divisão da UGRHI 5 .....	24
TABELA 02 – Principais tipologias de uso e ocupação do solo por sub-bacias (em Km <sup>2</sup> ) .....	30
TABELA 03 – Demandas de água para o abastecimento urbano .....	35
TABELA 04 – Distribuição de captações industriais.....	36
TABELA 05 – Maiores usuários industriais .....	36
TABELA 06 – Demandas de água para o uso industrial.....	37
TABELA 07 – Demandas para irrigação e aquicultura.....	39
TABELA 08 – Aproveitamento hidrelétricos da UGRHI 5 .....	40
TABELA 09 – Demandas totais e disponibilidade de água .....	41
TABELA 10 – Composições da demanda.....	41
TABELA 11 – Relações demandas/disponibilidades (%).....	42
TABELA 12 – Previsão das demandas de água na bacia do rio Atibaia.....	46
TABELA 13 – Regras de operação – Res. de Cachoeira .....	49
TABELA 14 – Níveis de segurança – Res. de Cachoeira .....	50
TABELA 15 – Regras de operação – Res. de Atibainha .....	52
TABELA 16 – Níveis de segurança – Res. de Atibainha.....	52
TABELA 17 – Unidades de produção agrícola.....	64
TABELA 18 – Principais culturas irrigadas da bacia do rio Atibaia .....	65
TABELA 19 – Valores dos resíduos .....	84
TABELA 20 – Descrição da rede de fluxo para a UHE Americana .....	93
TABELA 21 – Descrição da rede de fluxo para a UHE Salto Grande.....	95
TABELA 22 – Descrição da rede de fluxo para o Sistema Cantareira .....	97
TABELA 23 – Descrição da rede de fluxo.....	100
TABELA 24 – Demandas de água (previsão).....	103
TABELA 25 – Distribuição das vazões para o abastecimento urbano-industrial.....	104
TABELA 26 – Distribuição das vazões para a irrigação.....	104
TABELA 27 – Cenário 1 .....	104

TABELA 28 – Cenário 2.....	105
TABELA 29 – Cenário 3.....	105
TABELA 30 – Cenário 4.....	106
TABELA 31 – Cenário 5.....	106
TABELA 32 – Resultados – Abastecimento urbano-industrial .....	107
TABELA 33 – Resultados – Irrigação .....	107
TABELA 34 – Resultados – Geração de energia elétrica .....	107
TABELA 35 – Resultados – Transferência de água para a RMSP .....	108
TABELA 36 – Resultados – Níveis de armazenamento dos reservatórios .....	108

## Lista de abreviaturas e siglas

ANA	- Agência Nacional de Água
ANEEL	- Agência Nacional de Energia Elétrica
ANEEL	- Agência Nacional de Energia Elétrica
APA	- Área de Proteção Ambiental
ARSP	- <i>Acre Reservoir Simulation Program</i>
CESP	- Companhia Energética de São Paulo
CETESB	- Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental
CONAMA	- Conselho Nacional do Meio Ambiente
CORHI	- Comitê Coordenador do Plano Estadual de Recursos Hídricos
CPFL	- Companhia Paulista de Força e Luz
DAE	- Departamento de Água e Esgoto
DAEE	- Departamento Água e Energia Elétrica
DHI	- <i>Danish Hydraulic Institute</i>
DNAEE	- Departamento Nacional de Água e Energia Elétrica
DNAEE	- Departamento Nacional de Energia Elétrica
ESRI	- <i>Environmental Systems Research Institute</i>
GIS	- <i>Geographic Information System</i>
HTML	- <i>Hypertext Mark-up Language</i>
IRAS	- <i>Interactive River-Aquifer Simulation</i>
MME	- Ministério das Minas e Energia
MSP	- <i>Modified Sequent Peak Algorithm</i>
RMC	- Região Metropolitana de Campinas

RMSP	- Região metropolitana de São Paulo
SABESP	- Saneamento Básico do Estado de São Paulo
SABESP	- Saneamento Básico do Estado de São Paulo
SHS	- Departamento de Hidráulica e Saneamento
SIG	- Sistema de Informações Geográficas
SRHSO/SP	- Secretaria de Recursos Hídricos Saneamento e Obras do Estado de São Paulo
SSD	- Sistema de Suporte à Decisão
STA	- <i>Sequent Trough Algorithm</i>
UGRHI	- Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos
UGRHI-PCJ	- Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos – Piracicaba, Capivari e Jundiaí
UHE	- Usina hidrelétrica
UPA	- Unidade de Produção Agrícola
WQ	- <i>Water Quality</i>
www	- <i>World Wide Web</i>

## Resumo

LIMA, G.L. (2002) *Aplicação de simulação computacional na análise dos conflitos entre os usos múltiplos da água na bacia do Rio Atibaia no Estado de São Paulo*. São Carlos, 2002. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Este trabalho analisou os conflitos atuais e futuros decorrentes dos usos múltiplos da água na bacia do rio Atibaia no Estado de São Paulo. Os usos estudados foram abastecimento urbano e industrial, irrigação, e geração de energia elétrica, levando-se em consideração a transferência de água para a região metropolitana de São Paulo através do Sistema Cantareira e as previsões de aumento das demandas de água da bacia hidrográfica. O modelo matemático MIKE BASIN 2000, que associa técnicas de simulação, otimização e modelagem em rede de fluxo foi utilizado na avaliação de diversos cenários. Os resultados das simulações mostraram que para atender as crescentes demandas, minimizando os conflitos entre os usos múltiplos da água é necessário aumentar as vazões mínimas liberadas pelos reservatórios do Sistema Cantareira e reduzir as vazões transferidas para a região metropolitana de São Paulo, evitando assim um colapso nesse sistema.

Palavras-chave: recursos hídricos; usos múltiplos; simulação computacional.



## ***Abstract***

LIMA, G.L. (2002) *Application of computational simulation in the analysis of the conflicts between the multiple uses of water in Atibaia River Basin in the state of São Paulo*. São Carlos, 2002. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This study analyzed the actual and future conflicts in consequence of multiple uses of water in Atibaia River Basin in the state of São Paulo. The uses studied were urban and industrial supply, irrigation and generation of electric power considering the transportation of the water to the metropolitan region of São Paulo city through Cantareira System and the forecast of increasing of water demands to the river basin. The mathematical model MIKE BASIN 2000, which associates simulation techniques, optimization and network flow modeling was utilized in the evaluation of several settings. The results of simulations showed that to supply the increasing demands minimizing the conflicts between the multiple uses of water, it is necessary to improve the minimum flows released by Cantareira System reservoirs and reduce the flows transferred to the metropolitan region of São Paulo city, avoiding the system collapse.

Keywords: water resources; multipurpose developments; computational simulation.

## 1. INTRODUÇÃO

Os recursos hídricos desempenham papel fundamental no desenvolvimento de qualquer sociedade. A crescente expansão demográfica e industrial observada nas últimas décadas tem intensificado os usos dos recursos hídricos tanto no que se refere ao aumento da quantidade demandada para determinada utilização, quanto no que se refere à variedade desses usos, de forma que o adequado planejamento e gerenciamento dos aproveitamentos hídricos torna-se uma necessidade urgente.

O problema da falta de água em quantidade e qualidade satisfatória é considerado, um dos maiores desafios do século 21. Atualmente a disputa pelo uso da água, pode ser verificada em diversas partes do mundo. No Brasil a escassez de água deixou de ser um problema apenas da região nordeste e atualmente várias regiões já apresentam problemas em relação à falta de recursos hídricos. A falta de uma política de planejamento e gerenciamento de recursos hídricos agrava o déficit na oferta de água. Em geral o Estado de São Paulo apresenta um quadro crítico em relação à disponibilidade hídrica, o que pode ser verificado com os racionamentos, principalmente na época da estiagem. Essa escassez de água gera conflitos entre os diversos setores usuários tornando-se necessárias medidas de planejamento e gestão que minimizem os conflitos entre os usos múltiplos deste bem comum, evitando assim maior escassez no futuro.

Para a solução dos complexos problemas de planejamento e gestão de recursos hídricos, é necessária a utilização de técnicas e ferramentas capazes de auxiliarem nos processos de análise, operação, planejamento e tomada de decisão em recursos hídricos. Pelas facilidades crescentes de uso da microinformática, vários modelos matemáticos têm sido desenvolvidos, permitindo a realização de cálculos precisos com grande velocidade e com estrutura para absorver toda informação e dados relevantes, considerando, assim os principais aspectos da bacia hidrográfica. Entre as técnicas mais utilizadas estão a simulação e a otimização.

A simulação é considerada a técnica mais flexível utilizada em recursos hídricos, sendo essa uma das suas principais vantagens, pois permite que todas as características de um sistema sejam representadas por uma descrição matemática. Ainda como vantagens das técnicas de simulação, está a possibilidade de ser

aplicável a sistemas complexos e aceitar quaisquer equações de restrição. Apresenta como desvantagem o fato de não permitir aos usuários determinar a política ótima de operação; a melhor solução é encontrada iterativamente, processando diversas simulações alternativas e comparando seus desempenhos.

As técnicas de otimização procuram, em princípio, identificar a solução que maximiza ou minimiza uma função objetivo que representa matematicamente os objetivos de um sistema ordenando-os em relação a sua atratividade. Apresenta como principal desvantagem as simplificações necessárias na representação dos sistemas o que pode afetar de forma significativa a solução encontrada.

O modelo matemático MIKE BASIN vem sendo apresentado como uma nova e versátil ferramenta de suporte a decisões no planejamento e gerenciamento de recursos hídricos, entre as suas principais características podemos citar a capacidade de associar as técnicas de simulação e otimização através de uma rede de fluxo, além de permitir a integração com sistemas de informações geográficas através do software ArcView GIS. Outras características do modelo são seu rápido tempo de processamento sua flexibilidade e facilidade na representação dos sistemas hídricos. Devido a estas e outras potencialidades que serão descritas em capítulo posterior o modelo foi considerado ideal para a pesquisa.

A bacia hidrográfica do rio Piracicaba é um dos sistemas hídricos essenciais ao Estado de São Paulo, além de fornecer água para o abastecimento urbano-industrial, irrigação e geração de energia elétrica da região em que está localizada, ainda é responsável pelo fornecimento de água para a Região Metropolitana de São Paulo (RMSP) através do Sistema Cantareira. Segundo CASTRO (2001), o Sistema Cantareira é o maior produtor da Sabesp, fornecendo por volta de  $33 \text{ m}^3/\text{s}$  de água a uma população de aproximadamente nove milhões de habitantes, o que equivale a mais de 50% de toda água distribuída na RMSP. O rio Atibaia é um dos principais formadores do rio Piracicaba, de acordo com FERREIRA (2000) a região da bacia do rio Atibaia que abrange o pólo industrial de Campinas-Paulínia, tem hoje a segunda economia do estado e a terceira do País. O desenvolvimento econômico dessa região, entretanto, está ameaçado diante da degradação crescente dos seus recursos hídricos. Nessa bacia estão se tornando cada vez mais comuns situações de disputa pela água principalmente nos períodos de estiagem. Sendo assim a bacia do rio Atibaia constitui cenário ideal para a realização de estudos que visem a racionalização do uso da água.

Os principais objetivos desta pesquisa foram os seguintes: analisar os conflitos entre os usos múltiplos da água, especificamente entre abastecimento urbano e industrial, irrigação e geração de energia elétrica, levando em consideração as transposições de água para a região metropolitana de São Paulo através do sistema Cantareira; avaliar cenários futuros de utilização da água; simular a bacia hidrográfica com os atuais aproveitamentos e verificar a necessidade de mudanças nas atuais regras operacionais devido às situações de conflito. Além disso, também foi objetivo deste estudo, analisar e verificar a capacidade do modelo escolhido na representação e simulação dos sistemas hídricos.

O trabalho divide-se em sete capítulos. No primeiro capítulo são feitas considerações gerais sobre o trabalho. No segundo capítulo é feita a revisão de literatura. O capítulo três apresenta a caracterização geral da bacia hidrográfica dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí. O capítulo quatro compreende a descrição do sistema hídrico estudado, bem como uma descrição do modelo matemático escolhido, também fazem parte desse capítulo a geração de séries sintéticas e a modelagem da bacia hidrográfica do rio Atibaia. No capítulo cinco, estão os resultados das simulações e uma análise dos melhores cenários. No capítulo seis faz-se uma síntese do trabalho e apresentam-se as conclusões finais do estudo. Em seguida nos anexos, encontram-se informações complementares sobre as simulações e os resultados. No capítulo sete, estão as referências bibliográficas.

## **2. REVISÃO DE LITERATURA**

O planejamento e gestão de bacias hidrográficas tem como objetivo identificar a adequada utilização dos recursos disponíveis levando em consideração fatores técnicos, econômicos, sociais e ambientais. Devido às múltiplas opções de desenvolvimento dos recursos hídricos e à interdependência entre vários fatores, o gerenciamento de bacias hidrográficas se torna uma tarefa complexa.

Os usos dos recursos hídricos têm se intensificado devido a vários fatores como o crescimento populacional e o desenvolvimento econômico, estabelecendo assim conflitos entre os usos da água. O confronto entre os diversos usos da água já há algum tempo vem sendo objeto de preocupação de grande importância no planejamento e gestão dos recursos hídricos.

Na atualidade brasileira, é evidente o crescimento dos conflitos entre os usos dos recursos hídricos. Tal fato pode ser observado na bacia do rio Atibaia, onde as projeções de demanda de água para a irrigação, abastecimento urbano-industrial, transposição para outras bacias hidrográficas e manutenção dos atuais aproveitamentos hidrelétricos mostram-se preocupantes quanto à disponibilidade e qualidade de água dos rios.

Neste capítulo são apresentadas algumas das ferramentas e técnicas disponíveis na área tecnológica para o planejamento e gerenciamento de recursos hídricos e as considerações de diversos autores sobre o tema.

### **2.1 – ABORDAGEM SISTÊMICA NO PLANEJAMENTO E GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS.**

A solução para os complexos problemas de planejamento e gestão de recursos hídricos, requer a utilização de técnicas e ferramentas capazes de auxiliar os profissionais responsáveis pela análise, operação, planejamento e tomada de decisão em recursos hídricos.

Nos últimos 30 anos, grandes avanços foram conseguidos devido à aplicação de metodologias relacionadas à busca de soluções de problemas complexos, tais

como os conflitos entre os diversos aproveitamentos dos recursos hídricos. A Pesquisa Operacional, a Análise de Sistemas e mais recentemente os Sistemas de Suporte a Decisões em geral apresentam uma abordagem sistêmica através da qual o sistema de recursos hídricos e seus componentes são descritos em termos quantitativos por meio de equações matemáticas e funções lógicas. Entre as técnicas mais utilizadas na área de planejamento de recursos hídricos se destacam a otimização e a simulação.

### **2.1.1 – OTIMIZAÇÃO**

As técnicas de otimização procuram em princípio identificar a solução que maximiza ou minimiza uma função objetivo, que representa matematicamente os objetivos de um sistema ordenando-os em relação a sua atratividade. No entanto apresenta como principal desvantagem às simplificações necessárias na representação dos sistemas o que pode afetar de forma significativa a solução encontrada.

“Quando na análise do sistema existe o interesse em otimizar o processo decisório de acordo com uma valoração estabelecida pela função-objetivo, devem ser aplicadas técnicas de otimização” (LANNA, 1997).

Entre os métodos de otimização encontrados na literatura podem ser citados os seguintes: Método do Cálculo Diferencial que é aplicável a problemas não lineares e irrestritos, Método dos Multiplicadores de Lagrange que é usado para resolver problemas não lineares sujeitos a restrições de igualdade, Método de Busca Direta que são procedimentos iterativos para a resolução de problemas não lineares e irrestritos, Programação Linear, Programação Dinâmica e Programação Não Linear. Os métodos de otimização mais usados serão brevemente descritos.

A Programação Linear (PL) é a técnica de otimização empregada em casos específicos em que tanto a função-objetivo como as restrições do problema, são expressas com relações lineares entre as variáveis.

A Programação Linear (PL) pode ser considerada a técnica mais conhecida e usada na solução de problemas de otimização em recursos hídricos. Segundo BARBOSA (1997), isso se deve principalmente a: flexibilidade para adaptação a uma grande variedade de problemas; maior facilidade de entendimento comparada a

outras técnicas de otimização; capacidade de tratar de problemas de grande porte e disponibilidade de pacotes computacionais.

Esta técnica tem sido usada para otimizar grandes sistemas de recursos hídricos, inclusive com não linearidades, tratadas através de artifícios.

SANTANA & LANNA (2000) apresentaram uma metodologia para dimensionamento de sistemas de recursos hídricos de grande porte, com múltiplos elementos, com as características dos sistemas do Projeto Semi-Árido. O objetivo foi à minimização do valor atual dos custos agregados de investimento, manutenção e operação. Pequenas alterações podem ser introduzidas para estabelecer como objetivo a maximização do valor atual dos benefícios líquidos agregados, resultantes da diferença dos fluxos de benefícios e custos. Restrições para atender a demandas ambientais e de equidade social podem ser igualmente introduzidas no modelo. A metodologia de dimensionamento foi baseada na Programação Linear. O teste foi realizado em um sistema de recursos hídricos baseado no Projeto Arco-Íris, estudado pela Companhia de Desenvolvimento do Vale do São Francisco (CODEVASF), localizado no Estado de Pernambuco. O modelo se mostrou coerente ao otimizar as dimensões dos elementos de projeto, minimizando o valor presente dos custos de investimento, operação e manutenção do sistema, ao mesmo tempo em que garantia o atendimento às demandas. No modelo as questões de conflitos de uso de água do rio São Francisco podem ser tratadas nas restrições.

Na bacia do rio Colorado no Texas, MARTIN (1995), através da programação linear, utilizando o software LOTUS 1-2-3, realizou uma pesquisa com objetivo de determinar a produção de energia elétrica de reservatórios no inverno, baseado em uma simulação estatística diária, usando técnicas de otimização e simulação.

DAYS & WEISZ (1976), apresentaram um estudo sobre o gerenciamento integrado do uso do solo associado a obras de proteção contra inundações através de um modelo de programação linear que foi aplicado na bacia do rio Rillito, no Arizona.

Outras aplicações da PL na área de recursos hídricos podem ser verificadas em AGUADO & REMSON (1974) e MAYS & TUNG (1992), que estudaram o gerenciamento dos recursos hídricos subterrâneos.

Segundo BARBOSA (1997), a principal dificuldade da aplicação da PL em recursos hídricos é a ocorrência de não linearidades presentes nas restrições ou na

função-objetivo. Conforme assinalado por BRAGA (1987), o esforço computacional de um problema de programação linear cresce com o cubo do número de restrições e conseqüentemente, um balanço deve ser procurado na definição do número de pontos de discretização da função.

Atualmente existe uma enorme variedade de softwares disponíveis para a solução de problemas de programação linear, entre os mais conhecidos estão o LINDO (Linear Interactive and Discrete Optimizer), desenvolvido pela Lindo Systems Incorporation. O LINDO é usado para maximizar ou minimizar uma função objetivo sujeito a restrições podendo também realizar análise de sensibilidade. Outro programa é o SOLVER desenvolvido pela Frontline System, que pode ser utilizado em planilhas de cálculo (Excel e Lótus 123) como sub-programas denominados de “solvers”. Além dos softwares apresentados, merece destaque o MINOS (Modular In-Core Nonlinear Optimization System), que é capaz de resolver problemas lineares e não lineares e foi desenvolvido na Universidade de Stanford na Califórnia, (EUA).

A Programação Dinâmica (PD) é uma técnica de otimização que é útil quando se tem um problema de natureza serial ou seja as variáveis de estado na saída de um estágio correspondem as variáveis de estado na entrada do estágio que o precede. A PD como é chamada é uma técnica de otimização aplicável a sistemas sequenciais, lineares ou não, contínuos ou discretos, estocásticos ou determinísticos.

Uma das vantagens da PD é que o trabalho computacional cresce de forma aproximadamente linear com o número de estágios, enquanto que em outros métodos o crescimento é geralmente geométrico; outra vantagem da PD é que ela pode ser utilizada num grande número de problemas de programação discreta, não necessitando de muita precisão numérica, sendo este aspecto muito interessante à área de recursos hídricos, visto que, inúmeros problemas são tratados com este tipo de variável. A PD é extremamente atrativa na operação de sistemas hídricos sendo usada para determinar os valores das variáveis de decisão ao longo do tempo.

Existem muitas variações da PD, entre elas podemos citar a programação dinâmica determinística que é considerada mais eficiente em termos computacionais podendo representar um sistema hídrico de maneira relativamente detalhada, entretanto apresenta a simplificação de considerar como determinístico um problema probabilístico. Esse tipo de abordagem considera que a solução ótima determinada seja eficiente quando ocorrerem eventos semelhantes no futuro, o que nem sempre acontece. A chamada programação dinâmica estocástica utiliza normalmente uma



distribuição de probabilidade para as vazões, constituindo-se atrativa teoricamente, mas apresenta sérios problemas computacionais limitando-se a problemas de pequeno porte.

Uma das maiores desvantagens das técnicas baseadas em PD é a “praga da dimensionalidade”, termo proposto por BELLMAN (1957), que torna os problemas computacionais intratáveis à medida que os sistemas crescem de porte. Isso acontece quando a discretização das variáveis de estado é muito elevada, neste caso a busca do ótimo é muito difícil, devido ao grande número de possibilidades que devem ser analisadas a cada estágio.

A Programação Dinâmica foi utilizada em vários estudos na operação de reservatórios, entre os quais pode-se destacar os trabalhos de: SCHWEIG & COLE (1968), HALL et al. (1969), RUSSEL (1972) e REIS (1990).

BECKER & YEH (1974), apresentaram o uso combinado da PL e PD para a determinação da política ótima em tempo real do subsistema “Central Valley Project” na Califórnia (EUA). BARBOSA (1986), adaptou o mesmo modelo para a operação de reservatórios do sistema CESP no Brasil. MARIÑO & MOHAMMADI (1984), incluíram no modelo de BECKER & YEH que maximiza a geração de energia, a maximização do abastecimento.

Uma característica típica dos problemas em recursos hídricos é a não linearidade observada nos modelos matemáticos que representam os processos físicos envolvidos, para resolver esses problemas em busca da solução ótima pode-se recorrer a Programação Não Linear (PNL).

Existem diferentes classificações no que diz respeito aos problemas de Programação Não Linear, mas de uma maneira geral os problemas podem se dividir em métodos como técnicas analíticas e técnicas de busca numérica.

Uma das vantagens da PNL é sua abrangência, não sendo necessária nenhuma simplificação em termos de formulação do problema o que aumenta a precisão dos resultados. Como desvantagem, a incerteza de que a solução ótima obtida é realmente a melhor entre todas as soluções (ótimo local ao invés de ótimo global) é um dos maiores problemas da PNL.

LALL (1995), apresentou um modelo baseado na programação não linear chamado de algoritmo de picos seqüenciais (*modified sequent peak algorithm MSP*) para determinar o armazenamento ótimo de reservatórios, o modelo considera perdas por evaporação automaticamente. Esse algoritmo foi utilizado na Índia, por SINHA

(1996) que descobriu que tal algoritmo pode produzir capacidades de armazenamento inadequadas se as perdas por evaporação forem severas. Para eliminar essa possibilidade SINHA (1999) aperfeiçoou o algoritmo, chamando-o de algoritmo de depressões sequenciais (*sequent trough algorithm STA*), desenvolvido para dimensionar o potencial hidrelétrico de bacias hidrográficas. O modelo permite determinar a irrigação anual e a demanda de energia em tempo real e foi usado na Costa Oeste da Índia, na bacia dos rios Par, Auranga, Ambica e Purna.

Existem vários softwares disponíveis para a resolução de problemas de programação não linear com ou sem restrições. Exemplos desses softwares são: o Programa ADS (Automated Desing Synthesis) desenvolvido na Universidade da Califórnia em Santa Bárbara (VANDERPLAATS & SUGIMOTO, 1986), o Programa GAMS (General Algebraic Modeling System), da GAMS Development Corporation, o Programa LANCELOT que é um conjunto de programas computacionais desenvolvidos em FORTRAN 77, e o Programa SOLVER (Excel e Lotus1-2-3).

“As técnicas de Programação Não Linear constituem-se em instrumento poderoso para aplicação em projetos de engenharia, seja na busca da solução ótima, fundamental para o desenvolvimento de bons projetos, ou ainda na resolução de modelos matemáticos representativos de sistemas mais complexos” (CIRILO, J. A. 1997).

### 2.1.2 – SIMULAÇÃO

A simulação é considerada a técnica mais flexível utilizada em recursos hídricos, sendo essa umas das suas principais vantagens, pois permite que todas as características de um sistema sejam representadas por uma descrição matemática. Apresenta como principal desvantagem o fato de não permitir aos usuários determinar a política ótima de operação e, sendo assim a solução de problemas é alcançada através do processo de tentativa e erro.

“Simulação é uma técnica de modelagem que é utilizada para aproximar o comportamento de um sistema no computador, representando todas as características do sistema por uma descrição matemática” (Maass et al., 1962).

Segundo LINSLEY & FRANZINI, (1978), as vantagens da simulação por computador estão em permitir a realização de cálculos minuciosos em pequenos intervalos de tempo, o que permite uma apreciação completa do complexo processo

de escoamento e a utilização de todos os dados disponíveis sendo este aspecto muito importante, pois estudos hidrológicos convencionais são baseados em chuvas selecionadas e grande quantidade de dados é desprezada, utilizando a totalidade dos dados a simulação interpreta as disparidades, tanto no solo como nos leitos fluviais, proporcionando segurança nas extrapolações.

Ainda como vantagem das técnicas de simulação está a possibilidade de que a simulação pode ser aplicável a sistemas complexos e aceitar quaisquer equações de restrição.

Os chamados modelos de simulação não determinam a política ótima de operação; a solução ótima é encontrada iterativamente, processando diversas simulações alternativas e comparando seus desempenhos.

O objetivo principal de modelos de simulação em análise de sistemas hídricos é representar o comportamento de sistemas físicos de forma mais detalhada possível e fornecer informações para avaliar o comportamento do sistema real. Nas últimas décadas têm sido desenvolvidos diversos modelos para solucionar problemas de planejamento e gerenciamento de recursos hídricos.

Segundo BRAGA (1998), um dos mais tradicionais modelos de simulação para sistemas de recursos hídricos é o HEC-5 (FELDMAN, 1981), que foi desenvolvido para fornecer subsídios no dimensionamento e operação de sistemas de reservatórios. Outros exemplos de modelos de simulação são o MITSIM (STRZEPEK, et. al. 1989), e o modelo RESQ (FORD, 1990).

Existem alguns modelos de simulação que utilizam técnicas de otimização, exemplos desses modelos são: SIMYLD-II (Texas Water Development Board, 1972) que é semelhante ao HEC-5, porém utiliza um algoritmo de otimização, o qual minimiza os desvios em relação a uma meta pré-estabelecida, o modelo ARSP – Acres Reservoir Simulation Program (SILVALDASON, 1976) que inclui análise estocástica de vazões e o MODSIM (LABADIE et. al. 1984), além desses são citados também o DWRSIM (CHUNG et. al. 1989), e o modelo WATHNET (KUCZERA, 1990).

DANDY et al. (1997) analisou um sistema de reservatórios comparando diferentes tipos de modelos, os que utilizam somente técnicas de otimização ou simulação e o modelo WATHNET que integra técnicas de simulação e otimização. Entre os modelos analisados o WATHNET foi o que apresentou melhores resultados.

Alguns modelos de simulação utilizam uma rede de fluxo para representarem sistemas de recursos hídricos. Uma rede de fluxo é formada de “nós” e “arcos”, os nós representam reservatórios, demandas, reversões, confluências e outros pontos importantes de um sistema, os arcos são os elos de ligação entre os nós e representam trechos de rio, adutoras, canais e outras estruturas. Entre as características principais desse tipo de modelo está a possibilidade de reunir características das técnicas de simulação e otimização, permitindo na grande maioria dos casos representar um sistema de recursos hídricos de forma adequada e flexível. Além de possuir a flexibilidade típica da simulação, podem oferecer a possibilidade de restrição do espaço decisório a um conjunto de soluções viáveis, que podem ser analisadas através de técnicas de otimização.

Entre os modelos de simulação que representam os sistemas hídricos em redes de fluxo pode-se citar o MODSIM, desenvolvido na *Colorado State University* por LABADIE et. al. (1984). O modelo é capaz de gerar planos operacionais, a fim de satisfazer metas, prioridades e limitações específicas. Pode também ser usado para avaliar compromissos entre usos conflitantes da água, durante períodos de disponibilidade deficiente de água.

A simulação em grande escala de sistemas de recursos hídricos, requer metodologias eficientes para analisar os componentes do sistema de maneira integrada. O modelo de simulação MODSIM emprega o “estado da arte” em uma rede de fluxo que é otimizada por um algoritmo especial para assegurar que a água seja simultaneamente distribuída de acordo com os aspectos físicos, hidrológicos e institucionais. Várias versões do MODSIM foram aplicadas em estudos de diversas bacias hidrográficas GRAHAN et. al. (1986) utilizou o modelo na bacia do rio Grande, LABADIE et. al. (1986) aplicou o modelo na bacia do rio Poudre no Colorado (EUA), LAW & BROWN (1989) estudaram a bacia do alto rio Colorado, e FREVERT et. al. (1994) aplicou o MODSIM na bacia do rio “*Upper Snake*”. Em todos estes casos, prioridades na distribuição de água foram utilizadas no gerenciamento do sistema.

O modelo MODSIM foi utilizado por AZEVEDO et. al. (2000), que estudou o planejamento estratégico da bacia do rio Piracicaba, no estado de São Paulo, levando em consideração a integração entre os aspectos quantitativos e qualitativos das águas superficiais. Para a simulação das alternativas de planejamento foram usados em conjunto os modelos matemáticos MODSIM (quantidade) e QUAL2E-

UNCAS (qualidade). Foi realizada uma simulação da bacia do rio Piracicaba para o planejamento e gerenciamento da quantidade e qualidade de água com o uso integrado de modelos matemáticos de quantidade e qualidade. A utilização de um Sistema de Suporte à Decisão (SSD) para o estudo de caso de Bacia de Piracicaba mostrou que a solução dos complexos problemas na bacia requer aumento dos níveis de tratamento de águas residuais e aumento das vazões para atender as crescentes demandas e manter a derivação de água para a cidade de São Paulo, para isso foram propostas medidas como programas de conservação e reuso da água e construção de novos reservatórios. Como a disponibilidade de água na bacia fica cada vez mais escassa, estas medidas são meios efetivos de aumentar a quantidade e melhorar a qualidade da água.

Segundo AZEVEDO et al. (2000) a principal vantagem em utilizar modelos de simulação de bacias é a facilidade e flexibilidade para especificar várias condições operacionais. Modelos de simulação de bacias hidrográficas especificam as estratégias operacionais utilizando um dos seguintes métodos: (1) Pré especificando as diretrizes e regras operacionais dos reservatórios para se conhecer as demandas à jusante ou (2) Usando um modelo de otimização para determinar as prioridades operacionais. O MODSIM é um modelo de simulação generalizado que representa a bacia na forma de uma rede de fluxo que é otimizada pelo algoritmo “*out-of-kilter*” (CLAUSEN, 1968) para cada intervalo de tempo. O MODSIM foi extensivamente usado para modelagem de bacias nos Estados Unidos. A vantagem do MODSIM é facilidade de simulação para vários cenários operacionais porque só as prioridades das várias demandas e os níveis de armazenamento dos reservatórios necessitam ser mudados. O modelo permite que os tomadores de decisão classifiquem a importância da água entre os setores conflitantes, levando em consideração as vazões mínimas dos rios, avaliando as alternativas para o planejamento.

Uma versão do modelo MODSIM chamado de MODSIMP32, que tem uma interface amigável desenvolvida na Escola Politécnica da USP, foi utilizado por AZAMBUJA (2000), em um estudo para determinar a disponibilidade hídrica da bacia do rio Piracicaba, relacionando as demandas de água atuais e futuras. O estudo mostrou que na bacia do rio Piracicaba, em períodos secos, não é possível atender a todas as demandas de água e ainda manter as vazões ecológicas no rio.

Atualmente o LabSid - Laboratório de Sistemas de Suporte a Decisões da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, está desenvolvendo um modelo

baseado no MODSIM chamado de MODSIMLS entre as vantagens em relação a versão anterior é a possibilidade de integração com sistemas de Informações Geográficas através do software GeoMedia Profissional da Intergraph Corporation além disso todos os dados e resultados do ModSimLS podem ser armazenados em Bancos de Dados no formato do Microsoft Access. De acordo com ROBERTO (2001), outra diferença é que o MODSIMP32 funciona com arquivos próprios e é completamente responsável pela criação e atualização desses arquivos, já o MODSIMLS aproveita a estrutura e a funcionalidade possibilitada pela utilização de arquivos em formato de Banco de Dados.

Outro modelo de simulação em rede de fluxo bastante utilizado para apoiar o planejamento e a gestão de sistemas de recursos hídricos é o IRAS – “*Interactive River-Aquifer Simulation*”, desenvolvido pela “*Resouces Planning Associates*”, INC. e pela Universidade de Cornell, Ithaca, NY (LOUCKS, et. al. 1993).

Segundo CARMO (1997), o IRAS se baseia em balanços de massa de quantidade de água e de cargas poluentes, levando em consideração fenômenos como a evaporação, a infiltração, o crescimento ou decréscimo de cargas poluentes por transformações químicas e/ou biológicas.

O modelo pode ser utilizado na avaliação não só do desempenho de qualquer configuração de um sistema específico, como também do conjunto de políticas operacionais. No entanto, ele não é capaz de identificar as alternativas ou política operacional de maior preferência, o modelo IRAS não possui capacidade de otimização do sistema. Aplicações do modelo IRAS podem incluir a previsão das distribuições de probabilidade de fluxos, de produção de energia elétrica, de volumes de armazenamento e de concentrações de vários constituintes da qualidade da água, em qualquer ponto no tempo e espaço.

Umas das restrições do modelo é sua capacidade de simular sistemas hídricos para no máximo 60 períodos no ano. Cada período é dividido em etapas de simulação. O usuário deve definir o número de períodos do ano (dias, semanas, quinzenas, meses etc.) e o número, (no mínimo 12), de etapas de simulação. Além disso, a rede de fluxo pode ter no máximo 60 nós e 60 arcos.

BENNETT et al. (1994) apresentou uma aplicação do modelo IRAS na bacia hidrográfica Raritan, em New Jersey (EUA). Os maiores desafios na bacia eram o uso integrado de água superficial e subterrânea, a manutenção de vazões mínimas ao longo do rio Raritan e o planejamento de estratégias necessárias para garantir o

fornecimento das demandas futuras. A aplicação do modelo IRAS na bacia Raritan demonstrou o grande potencial dos modelos de simulação conceitualmente simples, flexíveis e com interface amigável.

MAUAD (2000), utilizou o IRAS para analisar o confronto de usos múltiplos da água no aproveitamento hidroelétrico de Alqueva em Portugal. O objetivo do estudo foi à determinação dos níveis de garantia e satisfação de abastecimento dos diversos usos da água atendendo a uma regra de operação estabelecida para várias prioridades. Foram analisados dois cenários de aflúências e várias hipóteses de uso da água. O modelo IRAS foi utilizado para determinar a resiliência, confiabilidade e vulnerabilidade do sistema para os diversos usos da água.

PEIXOTO (2002), analisou os conflitos gerados no aproveitamento de usos múltiplos da água, devido à implementação de três pequenas centrais hidrelétricas na bacia dos rios Sapucaí/Grande, localizados no noroeste do Estado de São Paulo. O software IRAS foi utilizado como ferramenta para determinar a sustentabilidade do sistema hídrico, através do cálculo da confiabilidade, resiliência e vulnerabilidade.

O modelo MIKE BASIN 2000 é uma nova e versátil ferramenta de suporte a decisões no planejamento de recursos hídricos cujas potencialidades tornam-no executável para análises hidrológicas extensas desde sistemas independentes de abastecimento de água para consumo urbano, irrigação, produção de energia até sistemas de usos múltiplos. O modelo matemático MIKE BASIN 2000, associa as técnicas de simulação numérica e otimização através de uma rede de fluxo, além de permitir a integração com um sistema de informações geográficas através da interface do software ArcView GIS.

O MIKE BASIN 2000 é baseado em uma representação matemática de bacias hidrográficas, que permite analisar diversos cenários conflitantes, indicando a melhor decisão a ser tomada, obtendo assim melhores benefícios técnico-econômicos, sociais e ambientais. O MIKE BASIN 2000 é estruturado em uma rede de trabalho que utiliza o ArcView GIS, que é um software para processamento de informações geográficas. Uma das vantagens do modelo é seu rápido tempo de processamento de dados possibilitando a avaliação de vários cenários. O modelo utiliza informações de séries de vazões, precipitação, séries meteorológicas, informações sobre as demandas, irrigação e outras informações.

DYRBAK, L. (2000) realizou um estudo da operação de reservatórios na Polônia, utilizando o MIKE BASIN. Segundo DYRBAK, o MIKE BASIN pode ser

usado para otimizar a regra de operação de reservatórios de maneira eficiente. Comparado às regras operacionais originais, os valores da função-objetivo foram reduzidos em até 72%. As soluções ótimas para a regra de operação de reservatórios têm níveis de controle de inundação diferentes para cada mês, não sendo constante durante o ano todo (como era originalmente o caso). Assim, com o MIKE BASIN foi possível a otimização de 12 parâmetros diferentes. Uma análise de sensibilidade mostrou pouca dependência dos pesos atribuídos aos objetivos (abastecimento de água e controle de inundação) nos resultados da otimização. Os resultados apresentaram uma pequena variação mesmo com a inclusão de um terceiro objetivo, o fornecimento de água para a irrigação. O método usado para a otimização foi uma variação do Método de Programação de Metas ou “*Goal Programming*” CHARNEY & COOPER (1961).

Na bacia do rio Cape Fear na Carolina do Norte (EUA), STORM (1999) desenvolveu um modelo para o gerenciamento dos recursos hídricos devido entre outros fatores à explosão do crescimento populacional. O modelo usou o MIKE BASIN permitindo a visualização geográfica da rede do modelo e componentes como retiradas, descargas e reservatórios. A capacidade do MIKE BASIN de integração com informações geográficas através do ArcView fornece uma interface geográfica conveniente, que faz o modelo acessível para vários usuários. O modelo mostrou ser uma ferramenta eficaz na avaliação de usos futuros da água superficial do rio Cape Fear. O modelo permitiu avaliar vários cenários possíveis, mostrando os resultados de diversas situações como transferências de bacias, secas e inundações.

WILSON (1999), revisou muitas das recentes tentativas para desenvolver modelos dentro de SIG e sistemas de modelagem geográficos. “As realizações do Instituto Hidráulico Dinamarquês (DHI) são particularmente notáveis. Eles implementaram numerosos sistemas de modelagem para bacias de rios, drenagem urbana, sistemas de esgoto, rios e canais, estuários e águas litorâneas durante a última década e desde que, em 1998, iniciaram um programa ambicioso para unir os seus modelos com a família ESRI (*Environmental Systems Research Institute*) de produtos de SIG, muitos dos sistemas de modelagem, agora baseados em dados de SIG como o MIKE BASIN, se tornaram ferramentas versáteis de suporte à decisão para o planejamento e gerenciamento dos recursos hídricos” (WILSON, 1999).

KJELDSEN & ROSBJERG (2001) utilizaram o modelo MIKE BASIN 2000 na bacia do rio Mgeni (4400km<sup>2</sup>) situada na província de KwaZulu-Natal na África



do Sul em um estudo que apresentou um novo critério de sustentabilidade para avaliar sistemas hídricos. O estudo de caso incluiu usos múltiplos da água (abastecimento urbano, uso industrial, irrigação e manutenção das vazões ecológicas dos rios). Foram considerados dois cenários alternativos para resolver o problema de não atendimento de futuras demandas de água. Para avaliar os cenários utilizou-se um critério de sustentabilidade baseado nos índices de confiabilidade, resiliência e vulnerabilidade, apresentados por LOUCKS (1997), combinados com os critérios apresentados por MATHESON et. al. (1997).

O MIKE BASIN foi utilizando também na Tailândia onde MACDONALD, (1998) estudou o gerenciamento ambiental na bacia do rio Mekong e suas sub-bacias. O objetivo do estudo foi o gerenciamento e conservação dos recursos naturais da sub-bacia do rio Kok. Dentro desse contexto foram analisados os atuais e futuros usos da água e a poluição dos rios para vários cenários. Três modelos matemáticos foram utilizados, o NAM – “*Nedbor-Afstromnings Model*” que é um modelo para a transformação chuva-vazão, o MIKE BASIN para analisar os diversos usos da água em integração com o software de informações geográficas ArcView GIS e o modelo de qualidade LOAD que permite a análise pontual e não pontual (difusa) da poluição usando uma distribuição espacial do ambiente SIG.

O MIKE BASIN foi utilizado em diversas pesquisas, AMMENTORP (1999) utilizou o modelo em um estudo em Burkina Faso, na bacia de Nakanbé (National Water Action Plan), onde os objetivos principais foram analisar os impactos de um conjunto de reservatórios e identificar estratégias para o gerenciamento desses reservatórios. Outras aplicações do modelo são descritas por LARSEN et. al. (2000) e JENSEN et. al. (2000).

### **2.1.3 – ANÁLISE MULTIOBJETIVO**

Uma outra técnica bastante utilizada na área de recursos hídricos é a Análise Multiobjetivo que possui grande potencial para a solução de conflitos entre setores usuários de água. Esta técnica visa encontrar soluções que atendam aos interesses de todos os setores envolvidos no conflito.

“Abordagens tradicionais de seleção de alternativas operacionais e de projeto baseadas na análise técnico-econômica, especialmente através da análise Benefício-Custo, têm cedido lugar a abordagens mais abrangentes, considerando múltiplos

objetivos. Trata-se de uma tendência internacional, com suporte na modelagem matemática. Abordagens multiobjetivos justificam-se por permitir organizar melhor as informações e o papel de cada participante nas etapas decisórias; permitir evidenciar os conflitos entre objetivos e quantificar o grau de compromisso existente entre eles, possibilitando o tratamento de cada objetivo na unidade de mensuração mais adequada, sem a distorção introduzida pela simples conversão em unidades monetárias como feita na análise Benefício-Custo. Sendo uma área de pesquisa relativamente nova (25 anos) no campo da Pesquisa Operacional, reconhecem-se grandes avanços conseguidos graças às maiores disponibilidades de recursos de informática, bem como perspectivas de aplicação e suporte à decisão em bases mais realísticas” (BRAGA, 1998).

GOULTER & CASTENSSON (1988), desenvolveram um modelo baseado na análise multiobjetivo para a distribuição de água entre usos concorrentes (geração de energia elétrica, irrigação e abastecimento urbano), na bacia do rio Svarta, na Suécia. A análise multiobjetivo foi realizada usando o Método dos Pesos, para um dos anos mais secos dos registros hidrológicos do Rio Svarta e mostrou uma grande inflexibilidade do sistema durante os períodos críticos. A variação nos níveis de geração de energia, irrigação e abastecimento urbano foi mínima para uma grande variação nas suas prioridades, o que veio confirmar o estudo realizado por ROGERS & FIERING (1986) que, em uma revisão geral da aplicação de técnicas de otimização de recursos hídricos, descobriram que a maioria dos sistemas de recursos hídricos apresentam um grau surpreendentemente alto de inflexibilidade. O modelo proposto pode ser usado para analisar as licenças de uso da água da bacia do rio Svarta, levando-se em consideração os usos múltiplos dos recursos hídricos.

CHADDERTON (1989), analisou os conflitos entre usos múltiplos da água no Manayunk Canal, localizado na Philadelphia (EUA). Três grupos competiam pelo uso da água do canal: duas indústrias e cidadãos locais que defendiam o uso da água para a recreação. A metodologia de análise de conflito utilizada neste estudo foi baseada na teoria dos jogos. Uma das principais vantagens deste método é que as informações principais são as preferências de cada jogador. O software comercial DECISIONMAKER foi usado para executar os cálculos. A análise dos conflitos encontrou soluções de compromisso entre os usos dos recursos hídricos. Benefícios e custos calculados mostraram que um acordo entre interesses industriais e recreativos,

aumentaria os benefícios sociais. A solução de compromisso representou uma média de aceitabilidade entre os grupos.

THIESSEN & LOUCKS (1992), realizaram um estudo sobre a análise da disputa entre os usos múltiplos da água quando há vários tomadores de decisões com objetivos conflitantes. Esse estudo descreve um software chamado de ICANS considerado uma ferramenta para sistemas de suporte a decisões, que pode ajudar os setores conflitantes na procura de alternativas para uma solução em que todas as partes concordam. Se tais alternativas existem ou não isso pode ser descoberto em um processo interativo em que os setores exploram os impactos de várias decisões e começam a entender o compromisso entre estes impactos. Segundo os autores pode haver benefícios significativos derivados de um processo de negociação se todas as partes em conflito pudessem entender e confiar em um sistema que indique uma solução aceitável. Os resultados mostrarão que softwares como o ICANS podem ser de grande utilidade na solução de conflitos.

## **2.2 – SISTEMAS DE INFORMAÇÃO GEOGRÁFICA (SIG)**

A crescente complexidade de problemas que enfrentam a gestão dos recursos hídricos faz com que se torne necessário a adoção de novas tecnologias, de forma que, a maioria dos aspectos de uma bacia hidrográfica seja considerada e representada com o mínimo de simplificações.

Os SIG constituem instrumentos poderosos que permitem melhorar de forma significativa, a eficácia dos procedimentos dependentes da disponibilidade de informação e da facilidade de acesso a mesma.

Face ao crescente volume de informações, os processos tradicionais de registro, arquivo e consulta podem ser considerados ineficazes. A adoção de tecnologias baseada em SIG traz numerosos benefícios, onde se destacam: a sistematização e racionalização das informações, facilidade de introdução e atualização dos dados disponibilizados, melhoria da qualidade e da natureza da informação necessária às atividades de planejamento, remodelação e manutenção das redes de serviço, aumento da eficácia na manipulação e na transmissão de informação entre departamentos da entidade gestora, conhecimento integrado e detalhado da informação, o que garante uma maior eficácia na análise dos problemas, entre outros.

Um dos principais problemas relacionados com o planejamento e gerenciamento ambiental é a falta de capacidade de caracterizar com rigor os sistemas ambientais e em disponibilizar a informação sistematizada aos decisores de forma a proporcionar-lhes condições ideais para tomada de decisão.

Os SIG têm sido cada vez mais utilizados como ferramenta indispensável à caracterização ambiental. Um dos softwares mais usados é o ArcView, que foi desenvolvido pela empresa americana ESRI – Environmental System Research Institute, Inc. no início da década de 90. O ArcView 1 foi um dos pioneiros nessa categoria de software e comparando-se essa primeira versão com a atual, podemos notar uma grande evolução na sua capacidade de processamento, transformando-se hoje em um software quase completo para geoprocessamento. Outra característica do software é a sua modularidade, ou seja, a partir de um núcleo principal é possível a adição de módulos específicos com novas funções. Os módulos são também chamados de extensões e podem ser adquiridos da ESRI ou de outro fabricante. O módulo básico traz várias extensões que podem ser ativadas quando necessário, entre as quais podemos destacar: análise espacial para o processamento de dados no formato raster; análise 3d para a geração, visualização e análise de modelos tridimensionais; análise de imagens para o processamento e análise de imagens de satélite; análise de redes para o processamento de redes geográficas.

### **2.3 – SISTEMAS DE SUPORTE A DECISÃO**

Sistemas de Suporte a Decisão (SSD) são sistemas computacionais que tem por objetivo ajudar indivíduos que tomam decisões na solução de problemas não estruturados (ou parcialmente estruturados).

Segundo LABADIE et al. (1989), sistemas de suporte a decisão, constituem metodologia apropriada para o planejamento e gerenciamento de recursos hídricos. A definição clássica apresentada por SPRAGUE & CARLSON (1982) é que um SSD é "um sistema computacional interativo que ajudam os tomadores de decisão a utilizar informações e modelos para resolver problemas complexos ainda não estruturados". Um SSD integra os seguintes sub-sistemas: (1) modelo de administração, (2) banco de dados e (3) módulo de diálogo para a comunicação entre usuário e sistema.

Um sistema de suporte a decisão para o gerenciamento integrado de águas superficiais e subterrâneas foi apresentado por FREDERICKS et. al. (1998). O SSD é

construído com base na modelagem da bacia hidrográfica em rede de fluxo feita com o modelo matemático MODSIM. Para a análise das águas subterrâneas foram utilizados os modelos MODFLOW e MODRSP que utilizam o método das diferenças finitas para três dimensões. Além disso o SSD utiliza informações geográficas através da interface gráfica presente nos modelos. São demonstradas as capacidades do SSD em um estudo de caso para a parte baixa da bacia do rio “*South Platte*”, Colorado (EUA). Resultados do estudo de caso indicam diferenças significantes entre usar coeficientes de resposta para as águas subterrâneas e usar a diferença finita do modelo MODFLOW e MODRSP.

Atualmente a empresa SABESP (Saneamento Básico do Estado de São Paulo), utiliza um SSD para a operação dos grandes sistemas produtores que abastecem a Região Metropolitana de São Paulo – RMSP. Segundo CASTRO 2001 o atual quadro de relativa escassez hídrica da bacia do Alto Tietê, aliada à complexidade operacional dos sistemas produtores que fornecem água para o abastecimento público da RMSP e devem atender também a usos múltiplos das regiões a jusante desses sistemas, impõe a necessidade de utilização de ferramentas que permitam uma avaliação sistêmica, rápida e confiável dos recursos hídricos, auxiliando no processo decisório. O SSD-SABESP é formado por uma base de dados de 46 estações fluviométricas e 42 estações pluviométricas, além das séries históricas de todas variáveis operacionais utilizadas na operação das estruturas hidráulicas. O modelo de simulação utilizado é o MODSIMP32, integrado com o modelo de otimização (CSUDP) e ainda um modelo de geração de séries sintéticas (GESS).

KREJCIK & VANECEK (2000) desenvolveram um sistema de suporte a decisões na república Tcheca para adequá-la as exigências da União Européia no setor hídrico. O propósito do SSD foi o de apoiar o desenvolvimento e avaliação de políticas e estratégias eficientes para satisfazer as exigências legais, além disso o SSD foi usado para o desenvolvimento dos planos nacionais de recursos hídricos da Republica Tcheca. O usuário tem acesso ao banco de dado (WINbase) e ferramentas de modelagem através de uma interface gráfica SIG (ArcView GIS) que permite especificação amigável dos cenários a serem investigados como também uma fácil recuperação dos resultados gerados pelos modelos. Para a análise das condições da qualidade da água com o objetivo de determinar diferentes tipos de tratamentos para as fontes de poluição o SSD utilizou o modelo de simulação MIKE BASIN 2000. Para apresentar os benefícios ambientais de todos os cenários analisados, mapas de

qualidade da água são gerados automaticamente pelo SSD. O MIKE BASIN permite que seja simulada a qualidade da água para qualquer trecho do rio selecionado pelo usuário. A melhoria da qualidade da água para qualquer intervalo selecionado pode ser investigada diretamente de maneira amigável com o usuário.

A bacia do rio Piracicaba é uma das unidades de gestão hidrográfica de maior complexidade no Estado de São Paulo, fazendo parte do modelo decisório de estabelecimento de outorga de direito ao uso da água no Estado de São Paulo. De acordo com BRAGA (1998), foi desenvolvido um Sistema de Suporte a Decisão (SSD) para o gerenciamento da outorga de direito ao uso da água para a bacia desse rio. O SSD considerado consta de um sistema gerenciador do SSD, baseado em regras de coordenação, que prevêem assistência na preparação dos dados e interface com diferentes programas executáveis, como o do modelo matemático (SIMOX II) e do Sistema de Informações Geográficas (SIG/Idrisi 4.0) para a apresentação e pré-processamento dos dados espaciais. Os aspectos institucionais e as metas de outorga são partes do sistema gerenciador no processo de decisão, envolvendo investigação e exame das regulamentações, regras e leis relevantes para a implementação do instrumento de outorga. O Sistema de Suporte a Decisão encontra-se implantado para a bacia do rio Corumbataí funcionando experimentalmente com um conjunto de aproximadamente 100 indústrias e 30 municípios. O sistema é extremamente ágil, incorporando todos os aspectos de legislação existentes e permitindo analisar em tempo-real a viabilidade de autorização de captação e lançamento de efluentes na bacia daquele rio.

Segundo a SECRETARIA de Meio Ambiente do Estado de São Paulo, devido a situação crítica em relação aos recursos hídricos, a bacia do rio Atibaia foi escolhida para um projeto piloto de um SSD. Na modelagem da qualidade da água, utilizou-se o software SIMOX III. O modelo foi calibrado a partir dos dados de qualidade e quantidade levantados em 18 pontos de amostragem distribuídos ao longo do rio Atibaia. Os resultados das simulações foram incorporados ao Sistema Especialista do software Raison, facilitando a visualização e análise estatística dos resultados das simulações. As principais ações resultantes dessa aplicação são, dentre outras, a alocação de cargas poluidoras para atender aos padrões de qualidade estabelecidos pela legislação, a comparação da efetividade do grau de tratamento requerido face à disponibilidade hídrica, seja para o caso da regularização das vazões

de estiagem propiciada pelos reservatórios localizados nos trechos de cabeceira, seja para outros cenários de disponibilidade hídrica.

Diante do exposto pode-se verificar a importância em relação ao uso de ferramentas computacionais, que permitem a tomada de decisões pelo usuário com maior rapidez e precisão. Tais ferramentas caracterizam-se pela capacidade de tratar sistemas hídricos de forma extremamente eficiente. Possuem capacidade de adaptação a uma grande variedade de problemas de análises de sistemas hídricos, pois permitem integrar várias técnicas como a simulação e a otimização, além de proporcionar uma fácil representação desses sistemas através de interfaces amigáveis. Com o agravamento dos problemas relacionados ao meio ambiente e devido ao rápido avanço da computação a tendência é de crescimento e aperfeiçoamento dessas ferramentas que já são consideradas como indispensáveis para o adequado planejamento e gerenciamento de recursos hídricos.

### **3 – CARACTERIZAÇÃO GERAL DA BACIA DOS RIOS PIRACICABA, CAPIVARI E JUNDIAÍ.**

Através da Lei Estadual nº. 7.663 de dezembro de 1991, o Estado de São Paulo foi dividido em 22 Unidades de Gerenciamento dos Recursos Hídricos (UGRHIs). A Bacia Hidrográfica do Rio Piracicaba pertence à Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos, número cinco (UGRHI-5) que compreende as Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí. A bacia do rio Atibaia é uma das sub-bacias da UGRHI – 5. Na tabela 1 pode ser vista a divisão da UGRHI-5 em sub-bacias.

Com o objetivo de permitir uma melhor compreensão sobre a região em estudo a seguir é feita uma síntese das principais características da bacia dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí. Esse trabalho teve como referência básica estudos que apresentam uma completa caracterização da bacia. Entre eles podemos citar o RELATÓRIO zero (1999), o Plano Integrado de Aproveitamento e Controle dos Recursos Hídricos das Bacias do Alto Tietê, Piracicaba e Baixada Santista (CONSÓRCIO HIDROPLAN, 1995), e o Plano de Bacia Hidrográfica 2000-2003 / UGRHI – PCJ (PLANO de bacia hidrográfica, 2000).

#### **3.1 – LOCALIZAÇÃO.**

A Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos número cinco – UGRHI 5, localiza-se na região leste do Estado de São Paulo, desde a divisa com o Estado de Minas Gerais até o reservatório da Usina de Barra Bonita, no rio Tietê. Apresenta uma área aproximada de 14.040,00 km<sup>2</sup>, correspondentes a 92 % da área total das bacias hidrográficas que a compõem (15.320,00 km<sup>2</sup>). O restante pertence ao estado de Minas Gerais, onde se localizam as cabeceiras dos rios Jaguari, Camanducaia.

A UGRHI 05 limita-se ao norte com a UGRHI 09 da bacia hidrográfica do rio Mogi-Guaçu, a leste com o Estado de Minas Gerais, a sudeste com a UGRHI 02 da bacia hidrográfica do rio Paraíba do Sul, ao sul com a UGRHI 06 da bacia hidrográfica do Alto Tietê, a oeste com a UGRHI 10, da bacia hidrográfica do rio Sorocaba e Médio Tietê e a noroeste com a UGRHI 13, da bacia hidrográfica do



Tietê/Jacaré. A área localiza-se entre os meridianos 46° e 49° oeste e as latitudes 22° e 23,5° sul, apresentando uma extensão aproximada de 300 km, no sentido leste-oeste, e de 100 km, no sentido norte-sul.

Os cursos d'água principais da bacia são: rios Piracicaba, Jaguari, Atibaia, Camanducaia, Corumbataí, Passa Cinco e Ribeirões Anhumas, Pinheiros e Quilombo na bacia do rio Piracicaba; rios Capivari, Capivari-Mirim e ribeirões Água Clara e Piçarrão na bacia do rio Capivari; rios Jundiaí, Jundiaí-Mirim, Córrego Catanho e ribeirão Piraí na bacia do rio Jundiaí.

As principais cidades localizadas na UGRHI-PCJ são: Campinas, Piracicaba, Jundiaí, Limeira, Americana, Sumaré, Santa Bárbara d'Oeste e Rio Claro. A figura 1 mostra a UGRHI-5.

TABELA 1 – Divisão da UGRHI 5

Código	Sub-bacia	Área de drenagem (km <sup>2</sup> )	Municípios
1	Baixo Piracicaba	1878,99 (da foz do Rio Corumbataí até o Rio Tietê)	Sta. Maria da Serra, São Pedro, Águas de São Pedro, Charqueada, Piracicaba
2	Alto Piracicaba	1780,53 (da confluência Jaguari/Atibaia até a foz do Rio Corumbataí)	Piracicaba, Sta. Bárbara D'Oeste, Rio das Pedras, Saltinho, Iracemápolis, Cordeirópolis, Limeira, Americana, Nova Odessa, Sumaré, Hortolândia
3	Rio Corumbataí	1702,59 (da nascente à foz)	Analândia, Corumbataí, Rio Claro, Sta. Gertrudes, Ipeúna, Charqueada
4	Baixo Jaguari	1094,40 (da foz do Rio Camanducaia até o Rio Piracicaba)	Artur Nogueira, Cosmópolis, Holambra, Sto. Antônio de Posse
5	Rio Camanducaia	857,29 (da divisa com Minas Gerais até o Rio Piracicaba)	Monte Alegre do Sul, Pinhalzinho, Pedra Bela, Amparo, Sto. Antônio de Posse, Pedreira
6	Alto Jaguari	1181,63 (da divisa com Minas Gerais até a foz do Rio Camanducaia)	Pedra Bela, Bragança Paulista, Tuiuti, Morungaba, Pedreira, Jaguariúna, Joanópolis, Vargem, Piracéia
7	Rio Atibaia	2817,88 (da divisa com Minas Gerais até o Rio Piracicaba)	Atibaia, Joanópolis, Piracéia, Nazaré Paulista, Jarinu, Bragança Paulista, Bom Jesus dos Perdões, Itatiba, Valinhos, Campinas, Paulínea, Nova Odessa, Americana, Jaguariúna, Morungaba
8	Rio Capivari	1611,68 (da nascente à foz)	Louveira, Vinhedo, Jundiaí, Campinas, Valinhos, Monte Mor, Elias Fausto, Capivari, Rafard, Mombuca, Rio das Pedras, Indaiatuba
9	Rio Jundiaí	1117,65 (da nascente à foz)	Atibaia, Campo Limpo Paulista, Várzea Paulista, Jundiaí, Itupeva, Salto, Indaiatuba, Jarinu, Cabreúva
<b>ÁREA TOTAL</b>		<b>14042,64</b>	

Fonte: Relatório Zero 1999

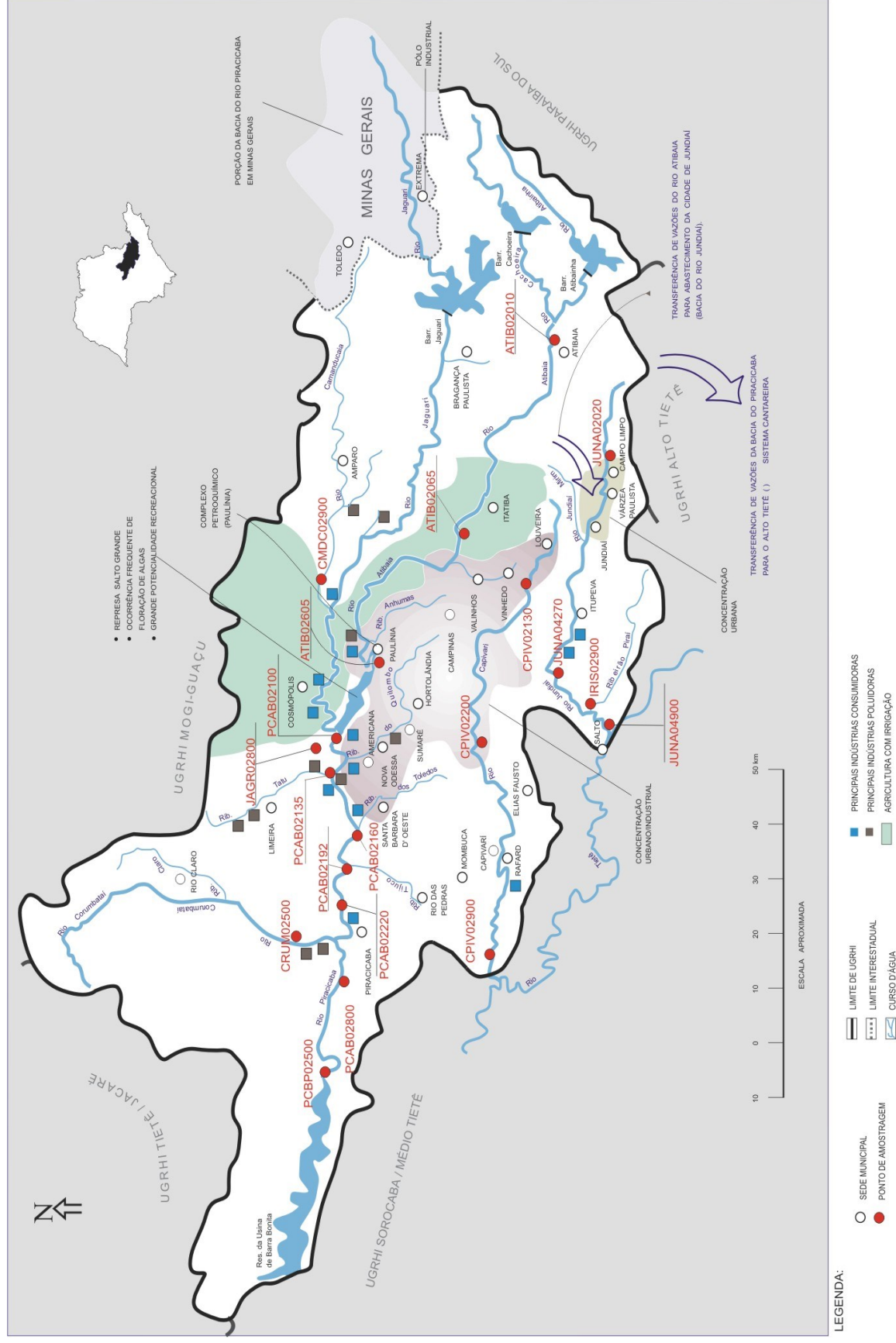


FIGURA 1 - Mapa da Bacia dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá.

Fonte: [www.cetesb.sp.gov.br](http://www.cetesb.sp.gov.br)

### 3.2 – CARACTERÍSTICAS FÍSICAS.

A UGRHI-5 está localizada dentro da Bacia Sedimentar do Paraná, sendo formada por grande variedade de litologias.

De acordo como PLANO de bacia hidrográfica (2000), a área apresenta quatro grandes domínios em relação à geologia: o embasamento cristalino, as rochas sedimentares, as rochas efusivas e as coberturas sedimentares.

O embasamento cristalino, constituído por rochas metamórficas e graníticas, ocorre principalmente na porção leste da bacia, as rochas sedimentares mesozóicas e paleozóicas, integrantes do segundo domínio geológico, ocorrem em grandes extensões ao longo de uma faixa norte/sul que acompanha as rochas do embasamento, na região de Piracicaba. As rochas efusivas, que aparecem sob forma de derrames basálticos, são observadas em grande parte dos municípios, mais intensamente nos municípios de Paulínia, Sumaré e Hortolândia. As coberturas sedimentares, integrantes do quarto domínio, compreendem os depósitos aluvionares e coluvionares dos cursos de água e os solos residuais resultantes de desintegração de rochas.

No que diz respeito a geomorfologia, a área pode ser caracterizada por 3 regiões: Planalto Atlântico, Depressão Periférica e Cuestas Basálticas.

O Planalto Atlântico, encontrado na parte leste caracterizada pelo embasamento cristalino, é constituído por relevo montanhoso, com morros, chegando a altitudes superiores a 1200 metros, e vales, com cotas altimétricas entre 750 e 850 metros. A Depressão periférica, que apresenta topografia colinosa, localiza-se em uma faixa de aproximadamente 50 km na parte central da UGRHI. As Cuestas Basálticas, constituídas por relevo escarpado desenvolvido sobre rochas basálticas, encontram-se na parte nordeste da unidade.

Os principais rios apresentam, basicamente, escoamentos no sentido leste/oeste. A bacia do rio Piracicaba possui um desnível topográfico acentuado, chegando a 1400 metros ao longo de uma extensão de aproximadamente 250 km (desde sua nascente na serra da Mantiqueira, quando chega a uma altitude média de 1900 metros, até sua foz, no rio Tietê).

Segundo o RELATÓRIO zero (1999), no que diz respeito aos recursos minerais, os mais explorados na região compreendem basicamente: areia para a

construção civil e para fins industriais, argila para cerâmica vermelha, brita (pedreiras de granito, diabásio e basalto) e calcário dolomítico. Também ocorrem explorações em menor escala de granito ornamental, feldspato, filito, quartzito, quartzo e água potável de mesa, além do saibro como material de empréstimo.

Os tipos de solos presentes na UGRHI-5 compreendem, Latossolo Vermelho-Escuro, Latossolo Roxo, Latossolo Vermelho-Amarelo, Podzólico Vermelho-Amarelo, Cambissolos, e Areias Quartzosas Distróficas.

Segundo o RELATÓRIO de potencialidade agrícola dos solos (1993), a maior parte dos solos da UGRHI-5 é considerada como de potencialidade agrícola regular.

A região das Bacias dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí, é uma importante área de biodiversidade, possui remanescentes da Mata Atlântica, áreas com Florestas Estacionais Semidecíduas, e áreas de cerrado. A região possui quatro Áreas de Proteção Ambiental (APA): a APA de Jundiaí com 43.200,0 ha, a APA de Cabreúva com 26.100,0 ha, a APA de Piracicaba-Juqueri-Mirim com 107.000,0 ha, que parcialmente se sobrepõe a área da APA de Corumbataí-Botucatu e Tejuapá e a APA do Sistema Cantareira, recentemente criada.

### **3.3 – CLIMA, PLUVIOMETRIA E FLUVIOMETRIA.**

A região encontra-se sob influência das massas de ar Tropicais Atlântica e Continental e Polar Atlântica, apresentando diferenças dadas, principalmente, pela distância do mar e influência do relevo, que atuam basicamente na circulação regional, afetando a distribuição e ocorrência das chuvas e o regime térmico.

A classificação dos tipos climáticos é feita com base no sistema Köppen, tem-se o tipo Cfb, sem estação seca, com verão fresco; o Cfa, sem estação seca, com verões quentes; e o tipo Cwa, com inverno seco e verão quente.

O regime pluviométrico é tropical típico, com um período chuvoso iniciando em outubro e findando em abril e um período de estiagem de maio a setembro, variando localmente o início e o término de cada um dos períodos. Os índices de precipitação pluviométrica situam-se entre 1200 e 1800 mm anuais. O regime térmico apresenta características tropicais e subtropicais, conforme a área.

Segundo o PLANO de bacia hidrográfica (2000), a região apresenta 102 estações de medição pluviométrica, das quais 73 estão em operação e as demais extintas. A maioria das estações (70), pertencem ao DAEE/SP e as demais ao

DNAEE(6), CESP(10) e SABESP(16). Estas estações apresentam séries históricas com períodos de 15 a 60 anos de observação, porém somente partes destas séries têm seus dados consistidos. Os dados das precipitações médias mensais indicam que os meses menos chuvosos são julho e agosto (médias entre 25 e 40 mm), e que as maiores precipitações ocorrem em dezembro e janeiro (médias entre 190 e 270 mm).

Em relação a fluviometria, verifica-se que, embora existam na UGRHI-5 60 estações, apenas 46 encontram-se em operação, sendo 9 pertencentes ao DNAEE, 19 ao DAEE, 19 à SABESP, 6 à CPFL e 7 à CESP.

### **3.4 – CARACTERÍSTICAS SÓCIO-ECONÔMICAS.**

Situada na Região Administrativa de Campinas, com aproximadamente 90% de sua área no Estado de São Paulo e 10% no Estado de Minas Gerais, a bacia do rio Piracicaba localiza-se numa das regiões de maior crescimento econômico do país.

A política de desenvolvimento implantada a partir da década de 70, com o objetivo maior de gerar energia e produtos para a exportação, favoreceu a expansão de determinados setores industriais na região, notadamente o agroindustrial. Esse crescimento econômico produziu significativa transformação no parque industrial e nas áreas agrícolas e urbanas, acentuando as alterações ambientais dos municípios da bacia.

Essa região pôde contar com uma base agrícola que, impulsionada pelos incentivos governamentais à substituição energética (PRÓ-ÁLCOOL) e às culturas de exportação, resultou na formação de um dos pólos agro-industriais mais importantes do Estado. A agroindústria da região desenvolveu-se de forma intimamente vinculada à melhoria tecnológica, com destaque para as produções de açúcar, álcool e suco concentrado de laranja especialmente nos municípios de Piracicaba e Limeira, e de frutas, laticínios, aves e suínos, nos municípios de Jundiaí, Atibaia, Vinhedo e Bragança Paulista. Outros ramos de destaque são os de papel e papelão, couros, peles e tecidos.

O processo de desconcentração industrial da Região Metropolitana de São Paulo (RMSP), transformou a região que abrange a bacia do Piracicaba, Capivari e Jundiaí em uma das frentes mais avançadas da economia paulista, com destaque para a elevada diversificação de sua base produtiva e para a importância da presença de plantas industriais intensivas em capital e tecnologia, concentradas principalmente

nos municípios de Sumaré, Indaiatuba e Paulínia. A localização dessa região, junto a eixos viários de ligação entre a RMSP e vasta porção do interior do Estado e o Triângulo Mineiro, tem sido um forte fator de atração para as empresas que buscam localizar-se fora da metrópole.

Atualmente existe um projeto de lei (no. 13/1999), em tramitação na Assembléia Legislativa, que visa a institucionalização da Região Metropolitana de Campinas (RMC) que compreenderia 18 municípios: Americana, Arthur Nogueira, Campinas, Cosmópolis, Engenheiro Coelho, Holambra, Hortolândia, Indaiatuba, Jaguariúna, Monte Mor, Nova Odessa, Paulínia, Pedreira, Santo Antônio da Posse, Santa Bárbara d'Oeste, Sumaré, Valinhos e Vinhedo. Tal projeto baseia-se na inter-relação que há entre as atividades desenvolvidas na região que se constitui na segunda maior concentração de atividades produtivas do Estado de São Paulo e é fortemente polarizada por Campinas.

A região de Campinas dispõe de um dos principais parques industriais do país, contendo uma grande e diversificada quantidade de instalações industriais, estabelecidas principalmente a partir de 1970, destacando-se o Pólo Petroquímico de Paulínia, no município de mesmo nome, impulsionado pelo estabelecimento da refinaria Replan. O parque industrial integra instalações de setor automobilístico elétrico, metalúrgico, químico, mecânico, de transporte, papel, telecomunicações e de informática, concentrados principalmente em Campinas, Sumaré, Valinhos, Americana, Santa Bárbara d'Oeste e Indaiatuba. O setor têxtil tem presença em Americana e Nova Odessa.

O processo de industrialização e metropolização da região de Campinas induziu o desenvolvimento de um amplo setor de serviços, cuja concentração é especialmente notável na cidade de Campinas, enquanto a indústria tende a se implantar nos municípios periféricos a RMC.

No que diz respeito ao crescimento populacional, o ritmo está diminuindo, embora no período 1980/91 ainda tenha sido superior ao do Brasil e da região Sudeste.

Dos 71 municípios que fazem parte da UGRHI somente 58, tem suas sedes localizadas na área compreendida pela unidade. Esses 58 municípios apresentam uma população total estimada para o ano de 2000, em torno de 4,22 milhões de habitantes, dos quais 3,97 milhões (94,2%) residentes em áreas urbanas e apenas 250.000 (5,8%), em áreas rurais.

As taxas geométricas de crescimento previstas para as populações urbanas da UGRHI, são decrescentes, passando de 2,09% a. a., no período 2000/2005, para 1,19% a.a., no período 2015/2020. Mesmo assim, essas taxas são superiores às esperadas para o Estado de São Paulo que deverá passar de 0,94%, no período de 2000/2005, para 0,73% no período 2015/2020.

O grau de urbanização da população será crescente, passando de 93,2% em 1996, para 96,8% no ano 2020. A população urbana da região que, em 1996, correspondia a 11,4% da população urbana do Estado, deverá corresponder a 15,4%, no ano 2020, mostrando ser a região geoeconômica mais dinâmica do Estado.

A futura Região Metropolitana de Campinas, localizada na porção central da UGRHI-PCJ, representa em torno de 55% da população urbana da área abrangida pela Unidade.

Segundo o RELATÓRIO zero (1999), o uso e a ocupação do solo da UGRHI-5 está distribuído por sub-bacia, conforme o quadro a seguir:

A tabela 2 mostra um predomínio de Pastagens e/ou Campo Antrópico, seguido pela Agricultura Temporária e áreas de Cobertura Vegetal Natural.

TABELA 2 - Principais tipologias de uso e ocupação do solo por sub-bacias (em Km<sup>2</sup>)

Código	Sub-bacia	Agricultura		Cobertura Vegetal Natural	Áreas de Reflorestamento	Predomínio de Pastagens e/ou Campo Antrópico	Áreas Urbanas e Industriais
		Temporária	Permanente				
1	Baixo Piracicaba	368,05	35,33	138,25	18,15	1316,51	2,70
2	Alto Piracicaba	1044,42	174,59	23,72	17,70	412,35	107,75
3	Rio Corumbataí	372,64	35,45	125,98	87,48	1053,85	27,19
4	Baixo Jaguari	423,43	357,64	21,56	9,26	276,07	6,08
5	Rio Camanducaia	7,01	78,02	38,69	43,90	586,54	3,13
6	Alto Jaguari	1,13	28,19	52,79	53,58	1031,07	14,87
7	Rio Atibaia	117,26	68,91	342,95	123,93	2096,28	68,55
8	Rio Capivari	733,03	21,80	35,18	35,63	813,68	43,98
9	Rio Jundiá	72,86	20,10	146,94	64,79	749,01	63,95
<b>ÁREA TOTAL</b>		<b>3138,90</b>	<b>820,05</b>	<b>926,07</b>	<b>454,78</b>	<b>8335,36</b>	<b>338,19</b>

Fonte: Relatório Zero 1999

### **3.5 – ASPECTOS QUANTITATIVOS E QUALITATIVOS DOS RECURSOS HÍDRICOS.**

#### **3.5.1 – Águas Superficiais**

As bacias dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí encontram-se interligadas, em relação ao uso de seus recursos hídricos. As águas superficiais das bacias que compõem a UGRHI-PCJ, não estão em sua totalidade à disposição para uso na própria região, pois uma parcela significativa é transferida, através do Sistema Cantareira, para a bacia do Alto Tietê. Esse sistema é um dos principais produtores de água da RMSP, sendo responsável por aproximadamente 60 % do abastecimento de sua população.

Na área da UGRHI-5, o Sistema Cantareira conta com reservatórios de regularizações nos rios Atibainha e Cachoeira, na sub-bacia do rio Atibaia, e nos rios Jacaré/Jaguari, na sub-bacia do rio Jaguari. Esses reservatórios possuem um volume operacional total de  $775,908 \times 10^6$  metros cúbicos, e garantem a transposição de aproximadamente  $33 \text{ m}^3/\text{s}$  para a RMSP. A descarga a jusante deveria ser de  $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$ , sendo  $3,0 \text{ m}^3/\text{s}$  no rio Atibaia e  $1,0 \text{ m}^3/\text{s}$  no rio Jaguari, mas na realidade verifica-se que nos períodos de estiagem essas vazões não são respeitadas.

Esses reservatórios recebem contribuições de uma área de drenagem de  $1965 \text{ km}^2$ , correspondente a cerca de 15,6% da área total da bacia do rio Piracicaba, onde acontecem os maiores índices de precipitações da bacia.

Além da reversão de água para a RMSP, existem às seguintes reversões para abastecimento público: Município de Jundiaí reverte até  $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$  do rio Atibaia para a represa existente no rio Jundiaí-Mirim, visando o abastecimento do município; Município de Campinas: capta por volta de  $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$  do rio Atibaia, sendo que  $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$  é revertido, em forma de esgoto, para a bacia do rio Capivari. Tais transferências se mostram conflitantes em relação aos usos múltiplos dos recursos hídricos da região.

Em relação à qualidade das águas superficiais os principais mananciais das sub-bacias e bacias que compõe a UGRHI-5 estão atualmente enquadrados nas seguintes classes de uso:



- classe 1 – mananciais a montante das barragens do Sistema Cantareira
- classe 2 – demais trechos e cursos de água não enquadrados nas classes 1 e 4;
- classe 4 – rio Jundiaí, deste a área urbana de Jundiaí até sua foz.

Verifica-se, no entanto, que longos trechos dos principais rios apresentam elevados graus de degradação decorrentes de lançamentos de esgotos urbanos e industriais, resultando em enquadramentos correspondentes à classe 4 ou pior que a classe 4. A carga poluidora remanescente destes lançamentos é de 239 tDBO/dia, sendo que perto de 157 tDBO/dia tem origem nos esgotos domésticos e 82 tDBO/dia, nos efluentes industriais. Essa degradação das águas superficiais resulta em dificuldades para os processos convencionais de tratamento de água para abastecimento público, fato que tem gerado conflitos no uso das águas, obrigando a que, cidades localizadas nas proximidades de rios com vazões suficientes para abastecê-las tenham que recorrer a mananciais mais distantes.

O monitoramento da qualidade das águas superficiais na UGRHI-5 é feito pela CETESB em 19 pontos de amostragens, sendo: 3 no rio Atibaia, 1 no rio Camanducaia, 1 no rio Corumbataí, 1 no rio Jaguari, 7 no rio Piracicaba, 3 no rio Capivari e 3 no rio Jundiaí, onde são analisados os parâmetros de qualidade definidos pelo CONAMA para classe de uso do corpo de água.

No período de 1995 à 1997, os resultados das análises mostraram, em quase todos os pontos, os parâmetros coliforme fecal, nitrogênio amoniacal e fósforo em total desacordo com os parâmetros estabelecidos para a classe 2, indicando os efeitos das cargas poluidoras dos esgotos urbanos. Em algumas amostras foram observadas a presença de chumbo e cobre, com valores acima do permitido.

### **3.5.2 – Águas Subterrâneas**

De acordo com o PLANO de bacia hidrográfica (2000) os aquíferos subterrâneos da UGRHI-PCJ têm um potencial de vazão explorável total da ordem de 24 m<sup>3</sup>/s e estão distribuídos em três domínios hidrológicos:

- Cristalino Fraturado: Rochas cristalinas e metamórficas, que se distribuem por uma área de 6.100 km<sup>2</sup>. Situado à montante de Campinas, apresenta vazão

explotável de 13 m<sup>3</sup>/s, sendo que a produtividade dos poços variam entre 5 a 50 m<sup>3</sup>/h.

- Paleozóico (Sistema Aquífero Tubarão): Rochas sedimentares paleozóicas, em uma área de 550 km<sup>2</sup>. Situado entre Campinas e Piracicaba, o aquífero conta com uma vazão explotável de 5 m<sup>3</sup>/s e a produtividade dos poços pode variar de 10 a 50 m<sup>3</sup>/h. Intercaladas neste domínio, ocorrem pequenas áreas do mesozóico cobertas por diabásio, onde os poços podem alcançar produtividade entre 3 a 20 m<sup>3</sup> /h.

- Mesozóico (Sistema Aquífero Botucatu): Rochas sedimentares mesozóicas cobertas por derrames basálticos, com 3.280 km<sup>2</sup>. Localizado no baixo curso do rio Piracicaba, este domínio hidrológico apresenta vazão explotável de 6 m<sup>3</sup>/s e a produtividade dos poços pode variar de 20 a 70 m<sup>3</sup>/h. Intercalam-se neste domínio áreas de basalto, onde a produtividade dos poços pode variar de 5 a 50 m<sup>3</sup>/h.

Os recursos hídricos subterrâneos têm sido utilizados para o auto-abastecimento doméstico, consumo industrial e manancial complementar para o abastecimento público. Estima-se que atualmente a exploração deste manancial seja feita por aproximadamente 5.000 poços, com uma produção total da ordem de 127 milhões de m<sup>3</sup>/ano, o que representa uma produtividade média de 3,0 m<sup>3</sup>/h por poço e uma exploração de somente 16% do potencial dos mananciais subterrâneos. A baixa produtividade dos poços da região limita o uso mais intensivo deste manancial, principalmente em sistemas de abastecimento de água.

É importante relatar que devido a complexidade do assunto os valores citados e utilizados como disponibilidade potencial de água subterrânea, não devem ser tomados como absolutos ou definitivos, mas reconhecidos como valores de referência do potencial de água subterrânea, permitindo o desenvolvimento do planejamento adequado.

Os mananciais subterrâneos da UGRHI-5, de um modo geral apresentam uma boa qualidade de suas águas, sendo os problemas de degradação das águas subterrâneas, restritos a casos pontuais, decorrentes da má qualidade técnica

construtiva ou operacional dos poços. Existem casos de contaminações por sumidouros de efluentes domésticos localizados próximos aos poços.

Mas em geral ainda não se observam problemas mais sérios de degradação dos aquíferos subterrâneos.

### **3.5.3 – Abastecimento Público**

Segundo o PLANO de bacia hidrográfica (2000), os sistemas de abastecimento de água da UGRHI-5, atendem aproximadamente 3.500.000 habitantes, que correspondem a 96% das populações urbanas das bacias. O atendimento dos 58 municípios com sede na Unidade é feito por 66 sistemas, os quais abastecem as sedes municipais e os distritos. Estes sistemas estão assim distribuídos: 52 na bacia do rio Piracicaba, 8 na bacia do rio Capivari e 6 na bacia do rio Jundiaí. Sendo que a operação de 40 desses sistemas é de responsabilidade de órgãos municipais, 25 de responsabilidade da SABESP e um é privatizado (município de Limeira).

O total de água demandada atualmente é de 14,9 m<sup>3</sup>/s, devendo atingir 18,08 m<sup>3</sup>/s em 2010 e 21,14 m<sup>3</sup>/s em 2020. Perto de 97% da demanda atual são provenientes de mananciais superficiais e 3%, de mananciais subterrâneos.

Segundo dados levantados pelo CONSÓRCIO HIDROPLAN (1995), os parâmetros de consumo de água, são:

- consumo “per capita” de captação: 346 l/hab/dia
- consumo “per capita” efetivo: 268 l/hab/dia
- consumo “per capita” micromedido: 209 l/hab/dia

As perdas totais de água alcançam atualmente um índice médio de 36%, composto por duas parcelas iguais: uma devida aos vazamentos (perdas físicas) e outra, correspondente a partes utilizadas pelos consumidores, mas não registradas nas micromedidas (perdas não físicas). Os valores totais resultantes são:

- demanda total de água: 14,9 m<sup>3</sup>/s (100%)
- consumo efetivo: 9,6 m<sup>3</sup>/s (64%)

- perdas totais de faturamento: 5,3 m<sup>3</sup>/s (36%). Sendo que 2,7 m<sup>3</sup>/s (18%) correspondem às perdas físicas.

Os sistemas de abastecimento de Campinas e Jundiaí fazem transposições de água entre as bacias da UGRHI de seguinte forma:

- Campinas: aproximadamente 63% das águas captadas no rio Atibaia (3,4 m<sup>3</sup>/s) são lançadas nas bacias do rio Capivari (53%) e do rio Piracicaba (10%).
- Jundiaí: capta 1,2 m<sup>3</sup>/s no rio Atibaia e lança os esgotos na bacia do rio Jundiaí.

As demandas de água para o abastecimento público até o horizonte de 2020 são apresentadas no tabela 3.

TABELA 3 – Demandas de água para o abastecimento urbano

Código	Sub-bacia	Demandas para Abastecimento Público (m <sup>3</sup> /s)				
		2000	2005	2010	2015	2020
1 e 2	Rio Piracicaba	1,49	1,76	2,02	2,23	2,41
3	Rio Corumbataí	1,71	1,83	1,98	2,11	2,23
4 e 6	Rio Jaguari	3,58	4,03	4,48	4,90	5,28
5	Rio Camanducaia	0,22	0,27	0,31	0,34	0,36
7	Rio Atibaia	5,52	5,89	6,26	6,79	7,15
8	Rio Capivari	0,88	0,96	1,05	1,16	1,24
9	Rio Jundiaí	1,50	1,74	1,98	2,25	2,47
<b>TOTAL</b>		<b>14,90</b>	<b>16,48</b>	<b>18,08</b>	<b>19,78</b>	<b>21,14</b>
<b>População Total Atendida</b>		<b>3.871.225,0</b>	<b>4.371.490,0</b>	<b>4.871.621,0</b>	<b>5.267.186,0</b>	<b>5.637.717,0</b>

Fonte: Plano de Bacia Hidrográfica 2000

Estas demandas foram calculadas com base nos seguintes parâmetros:

- índice de atendimento: 98%
- taxa média “per capita” – produção: 307 l/hab/dia
- índices de perdas globais: 25%

### 3.5.4 – Uso industrial

Segundo o PLANO de bacia hidrográfica (2000) a demanda atual de água para uso industrial é de 17,3 m<sup>3</sup>/s. Desta demanda, perto de 93,5% são provenientes de mananciais superficiais; 3,5% de mananciais subterrâneos; e 3%, são supridos por redes públicas de abastecimento de água. Os mananciais superficiais são explorados através de 204 captações de indústrias. O quadro a seguir apresenta a distribuição dessas captações por faixa de vazões.

TABELA 4 – Distribuição de captações industriais

Faixa de Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Captações	
	Número	%
$Q \leq 0,01$	108	52,9
$0,01 < Q \leq 0,05$	55	27,0
$0,05 < Q \leq 0,10$	16	7,8
$0,10 < Q \leq 0,30$	15	7,4
$0,30 < Q \leq 0,50$	6	2,9
$0,50 < Q \leq 1,00$	--	--
$Q > 1,00$	4	2,0

Fonte: Plano de Bacia Hidrográfica 2000

Os 108 usuários com demandas inferiores a 0,01 m<sup>3</sup>/s totalizam uma vazão de 0,35 m<sup>3</sup>/s, correspondente a 2% do uso industrial. Já os 10 maiores usuários são responsáveis pela retirada de 12,8 m<sup>3</sup>/s ou 74% do total do uso industrial de água na UGRHI-PCJ. A tabela abaixo relaciona os 10 maiores usuários, suas demandas e os mananciais utilizados.

TABELA 5 – Maiores usuários industriais

Indústria	Demanda (m <sup>3</sup> /s)	Manancial	Estaca
Ajinomoto Interamericana Ind. Com. Ltda	0,347	Rio Jaguari	172,1
Butiamil Ind.Reunidas	0,459	Rio Corumbataí	0,0
Cia Paulista de Força e Luz	2,140	Rio Piracicaba	138,8
Cia Antartica Paulista Ind. Bras. Bebidas	0,330	Rio Jaguari	157,8
Petrobrás - Replan	0,500	Rio Jaguari	76,2
Rodhia do Brasil	2,350	Rio Atibaia	115,6
Ripasa S/A Celulose e Papel	1,000	Rio Piracicaba	4,5
União São Paulo - Agricultura Ind. Com.	1,390	Rio Capivari	0,7
Usina Açucareira Ester	3,810	Rio Pirapitingui	2,1
Usina Santa Helena S/A Açúcar e Álcool	0,500	Rib. Cordeiro	0,0

Fonte: Plano de Bacia Hidrográfica 2000

As demandas para o uso industrial, previstas para o ano de 2020 são apresentadas na tabela 6.

TABELA 6 – Demandas de água para o uso industrial

Código	Sub-bacia	Demandas Industriais (m <sup>3</sup> /s)				
		2000	2005	2010	2015	2020
1 e 2	Rio Piracicaba	3,80	3,80	3,90	4,40	4,50
3	Rio Corumbataí	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
4 e 6	Rio Jaguari	3,10	3,20	3,50	3,70	3,90
5	Rio Camanducaia	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
7	Rio Atibaia	6,50	6,90	7,20	7,50	7,90
8	Rio Capivari	1,90	2,00	2,00	2,00	2,10
9	Rio Jundiaí	1,00	1,70	1,80	1,90	1,90
<b>TOTAL</b>		<b>17,30</b>	<b>18,70</b>	<b>19,50</b>	<b>20,60</b>	<b>21,40</b>

Fonte: Plano de Bacia Hidrográfica 2000

O atendimento da demanda atual é realizado da seguinte maneira: mananciais superficiais 16,8 m<sup>3</sup>/s; mananciais subterrâneos 0,5 m<sup>3</sup>/s; rede pública de abastecimento 0,5 m<sup>3</sup>/s.

### 3.5.5 – Uso agrícola

Dos usos de água na área rural, são consideráveis as demandas referentes a irrigação e a aquicultura, enquanto que os demais usos como o doméstico e a dessedentação de animais, podem ser consideradas como não significativos, face as pequenas vazões individuais e a sua distribuição na área das bacias. Segundo dados do RELATÓRIO zero (1999), estes dois últimos usos são estimados em 1% da demanda total de água na UGRHI-PCJ, e distribuídos em mais de 20.000 Unidades de Produção Agrícola (UPAs).

A demanda atual de água para o uso agrícola representa 20% das disponibilidades hídricas da UGRHI-PCJ, devendo chegar a 25%, no ano 2020 conforme RELATÓRIO zero (1999).

As culturas agrícolas permanentes e temporárias ocupam uma área total de 3.960,0 km<sup>2</sup> (não consideradas as pastagens e os reflorestamentos) e representam 28% da área da UGRHI. As culturas de cana-de-açúcar, da citricultura e hortifrutigranjeiros são as principais.

O RELATÓRIO zero (1999) apresenta por sub-bacia a relação dos tipos de culturas, épocas e áreas de plantio, avaliação das áreas efetivamente irrigadas e critérios de irrigação (muito medianamente, pouco e não irrigada). As áreas efetivamente irrigadas totalizam 214,6 km<sup>2</sup> ou 5,4% da área da UGRHI.

Existe falta de conhecimento da situação e de controle efetivo deste uso dos recursos hídricos, além disso, a irrigação de um modo geral é praticada sem técnicas adequadas em relação aos tipos e capacidades de equipamentos, em relação à quantidade e qualidade da água e em relação às perdas dos sistemas, o que mostra a necessidade de se ter um controle adequado sobre o uso da água no setor agrícola.

A demanda atual de água para irrigação foi estimada, considerando-se os seguintes parâmetros: época da cultura; precipitação do mês; evaporação mensal; eficiência dos sistemas de irrigação; necessidade de irrigação das culturas:

- precipitação média: 30,4 mm
- evapotranspiração: 120 mm
- deficiência hídrica do solo: 89,6 mm
- necessidade de irrigação: 1,24 m<sup>3</sup>/h/ha
- eficiência adotada dos sistemas de irrigação: 80%

Com isso obteve-se uma demanda total de água para irrigação de cerca de 7,45 m<sup>3</sup>/s, distribuída da seguinte forma pelas sub-bacias: Camanducaia: 0,54 m<sup>3</sup>/s; Jaguari: 0,54 m<sup>3</sup>/s; Atibaia: 1,53 m<sup>3</sup>/s; Corumbataí: 0,80 m<sup>3</sup>/s; Piracicaba: 2,58 m<sup>3</sup>/s; Capivari: 0,97 m<sup>3</sup>/s e Jundiaí: 0,49 m<sup>3</sup>/s.

O período que corresponde ao de maior incidência de irrigação é de junho a setembro. Os municípios de Piracicaba e Limeira apresentam as maiores áreas irrigadas, enquanto que Morungaba, Louveira e Várzea Paulista possuem as menores áreas com irrigação.

De acordo com o PLANO de bacia hidrográfica (2000) existe um total de 203 usuários de água para aquicultura, que perfazem uma demanda total de 0,45 m<sup>3</sup>/s,

cuja captações individuais em mananciais superficiais apresentam capacidades variando de 0,0006 a 0,0140 m<sup>3</sup>/s, ou seja, constituem sistemas de pequeno porte.

A distribuição dessas demandas é a seguinte: Camanducaia: 0,064 m<sup>3</sup>/s; Jaguari: 0,061 m<sup>3</sup>/s; Atibaia: 0,093m<sup>3</sup>/s; Corumbataí: 0,075 m<sup>3</sup>/s; Piracicaba: 0,087 m<sup>3</sup>/s; Capivari: 0,036 m<sup>3</sup>/s e Jundiaí: 0,031 m<sup>3</sup>/s.

As demandas para o uso agrícola totalizam cerca de 7,89 m<sup>3</sup>/s. A previsão das futuras demandas desse uso, considerando as taxas de crescimento do setor, pode ser vista na tabela 7.

TABELA 7 – Demandas para irrigação e aquicultura

Código	Sub-bacia	Demandas para Irrigação e Aquicultura (m <sup>3</sup> /s)				
		2000	2005	2010	2015	2020
1 e 2	Rio Piracicaba	2,66	2,89	3,00	3,00	3,00
3	Rio Corumbataí	0,88	0,90	0,99	0,99	0,99
4 e 6	Rio Jaguari	0,60	0,64	0,68	0,68	0,68
5	Rio Camanducaia	0,60	0,64	0,68	0,68	0,68
7	Rio Atibaia	1,62	1,72	1,82	1,82	1,82
8	Rio Capivari	1,00	1,07	1,13	1,13	1,13
9	Rio Jundiaí	0,53	0,57	0,60	0,60	0,60
<b>TOTAL</b>		<b>7,89</b>	<b>8,43</b>	<b>8,90</b>	<b>8,90</b>	<b>8,90</b>

Fonte: Plano de Bacia Hidrográfica 2000

### 3.5.6 – Aproveitamentos Hidroelétricos

Na tabela 8 são apresentados as principais Usinas Hidrelétricas existentes na UGRHI-5. As usinas hidrelétricas de Tatu, Americana e Jaguari, constituem um sistema de capacidade superior a 40 MW, a UHE de Americana, com potencia instalada de 30 MW, opera em regime de ponta, é condicionada aos níveis d'água observados a jusante, em épocas de estiagem, o que segundo o CONSÓRCIO HIDROPLAN (1995), acarreta grandes variações no regime do rio Piracicaba e dificuldade nas diversas captações existentes ao longo do rio.

A UHE do Jaguari, com 14 MW instalados, situa-se entre os municípios de Morungaba e Pedreira.



A UHE Tatu apresenta uma capacidade instalada inferior a 10 MW, e as demais são menores, todas com menos de 5 MW de potência instalada.

TABELA 8 – Aproveitamentos hidrelétricos da UGRH 5

<b>Aproveitamento</b>	<b>Curso D' Água</b>	<b>Município</b>	<b>Concessionária</b>
UHE Atibaia	Atibaia	Atibaia	PM de Atibaia / EE Bragantina
UHE Salto Grande	Atibaia	Campinas	CPFL
UHE Americana	Atibaia	Americana	CPFL
UHE de Feixos	Camanducaia	Amparo	CPFL
UHE Santa Tereza	Camanducaia	Pedreira / Amparo	Brandi
UHE Ester	Pirapitingui	Cosmópolis	Us. Açúcar Ester
UHE Tatu	Ribeirão Pinhal	Limeira	CESP
UHE Geraldo T.	Jaguari	Bragança P.	EE Bragantina
UHE Jaguari	Jaguari	Pedreira / Campinas	CPFL
UHE Macaco Br.	Jaguari	Pedreira	CPFL
UHE Eng. Bernar.	Jaguari	Pedreira	Ind. Nadir Figuer.
UHE Cachoeira	Jaguari	Cosmópolis	Us. Açúcar Ester
UHE Cariobinha	Quilombo	Americana	CPFL
UHE Boyes	Piracicaba	Piracicaba	Cia. Ind. Boyes
Usina Termoelétrica de Carioba	Piracicaba	Piracicaba	CPFL

Fonte: Relatório Zero 1999

### 3.5.7 – Áreas sujeitas à inundação

De acordo com o RELATÓRIO zero (1999), contatam-se diversas áreas sujeitas a inundações em área urbanas e rurais. Essas inundações são provocadas por insuficiência de capacidade de escoamento dos leitos dos cursos de água ou pela falta/deficiência de sistemas de drenagens.

Segundo o plano de bacias o problema das inundações tende a se agravar em função dos aumentos das vazões de pico, decorrentes de ocupações das áreas das bacias e conseqüentes aumentos nas áreas impermeabilizadas. Tal problema apresenta elevados custos sócio-econômicos.

### 3.5.8 – Demandas Totais

As demandas totais de água por sub-bacia da UGRHI-5 previstas para abastecimento público, uso industrial, irrigação e aquicultura no ano 2020, assim como a disponibilidade, são apresentadas na tabela 9.

Tabela 9 – Demandas totais e disponibilidade de água

Código	Sub-bacia	Demandas Totais (m³/s)				Disponibilidades (m³/s)	
		2000	2005	2010	2020	Q <sub>7,10</sub>	Q <sub>95%</sub>
1 e 2	Rio Piracicaba	7,95	8,45	8,92	9,91	29,58	44,27
3	Rio Corumbataí	3,49	3,73	3,97	4,22	4,55	7,65
4 e 6	Rio Jaguari	7,28	7,87	8,66	9,86	7,93	12,42
5	Rio Camanducaia	0,92	1,01	1,09	1,14	3,75	5,59
7	Rio Atibaia	13,64	14,51	15,28	16,87	9,78	12,87
8	Rio Capivari	3,78	4,03	4,18	4,47	3,79	5,62
9	Rio Jundiá	3,03	4,01	4,38	4,97	3,65	4,95
<b>TOTAL (UGRH-5)</b>		<b>40,09</b>	<b>43,61</b>	<b>46,48</b>	<b>51,44</b>	<b>37,28</b>	<b>55,10</b>

Fonte: Plano de Bacia Hidrográfica 2000

As porcentagens das demandas totais por uso dos recursos hídricos, são as indicadas na tabela 10.

TABELA 10 – Composições das demandas

Tipo de Uso	2000	2005	2010	2020
Abastecimento Público	37,2%	37,8%	38,9%	41,1%
Uso Industrial	43,1%	42,9%	42,1%	41,6%
Uso Agrícola	19,7%	19,3%	19,0%	17,3%
Demanda Total (m3/s)	40,09	43,61	46,48	51,44

Fonte: Plano de Bacia Hidrográfica 2000/2003

Atualmente a maior demanda de água é a industrial, porém diante do crescimento previsto da demanda para o abastecimento público, estima-se que as duas demandas serão da mesma ordem de grandeza em 2020. O decréscimo da participação do uso agrícola está previsto em função de adequações dos sistemas de irrigação e de uso racional da água o que pode não acontecer. Ainda quanto às

demandas de uso agrícola estima-se que serão crescentes até o ano 2010, estabilizando-se no período 2010/2020. Face aos acréscimos das demais demandas, a participação agrícola irá diminuindo até o horizonte de 2020.

Na tabela 11 podem ser observadas as relações demandas/disponibilidades (em %) das sub-bacias da UGRHI-5.

TABELA 11 – Relações demandas/disponibilidades (%)

Código	Sub-bacia	2000		2005		2010		2020	
		Q <sub>7,10</sub>	Q <sub>95%</sub>	Q <sub>7,10</sub>	Q <sub>95%</sub>	Q <sub>7,10</sub>	Q <sub>95%</sub>	Q <sub>7,10</sub>	Q <sub>95%</sub>
1 e 2	Rio Piracicaba	26,88	17,96	28,57	19,09	30,15	20,15	33,50	22,38
3	Rio Corumbataí	76,70	45,60	82,00	48,80	87,20	51,90	92,70	55,20
4 e 6	Rio Jaguari	91,80	58,60	99,20	63,40	109,10	69,60	124,30	79,40
5	Rio Camanducaia	24,50	16,50	26,90	18,10	29,10	19,50	30,40	20,40
7	Rio Atibaia	139,50	106,00	148,30	112,70	156,20	118,70	172,50	131,10
8	Rio Capivari	99,70	67,30	106,30	71,70	110,30	74,40	117,80	79,50
9	Rio Jundiá	83,00	61,20	109,90	81,00	120,00	88,50	136,20	100,40
<b>TOTAL (UGRH-5)</b>		<b>107,50</b>	<b>72,80</b>	<b>117,00</b>	<b>79,10</b>	<b>124,70</b>	<b>84,40</b>	<b>138,00</b>	<b>93,40</b>

Fonte: Plano de Bacia Hidrográfica 2000

A análise da tabela 11 permite relatar que em relação às vazões mínimas Q<sub>7,10</sub>, as demandas totais, com exceção da sub-bacia do rio Camanducaia e da sub-bacia do rio Piracicaba, atualmente são superiores a 75% das disponibilidades, devendo chegar até a 172,5% no ano de 2020. A sub-bacia do Atibaia é a mais crítica.

Em relação às vazões Q<sub>95%</sub>, as bacias dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiá configuram-se como críticas com demandas atuais superiores a 60% e as futuras podendo atingir até 131,1% das disponibilidades. E também neste caso a sub-bacia do Atibaia apresenta a pior condição.

Para a UGRHI, tem-se hoje uma exploração de 107,5% da Q<sub>7,10</sub> e de 72,8% da Q<sub>95%</sub>, devendo atingir no ano 2020, 138% e 93,4% das vazões Q<sub>7,10</sub> e Q<sub>95%</sub> respectivamente. Tais valores indicam altos índices de reuso das águas e avançado estado de degradação. O que classifica a UGRHI-PCJ como crítica em relação aos recursos hídricos.

### **3.5.9 – Esgotos Domésticos**

Segundo o PLANO de bacia hidrográfica (2000) os sistemas de esgotos sanitários das comunidades pertencentes à UGRHI-PCJ atendem, atualmente, com coleta, 85% da população urbana, (3.124.000,0 hab) e com tratamentos, apenas 18% (666.000,0 hab).

A vazão total dos esgotos coletados é de 10,5 m<sup>3</sup>/s, sendo que somente cerca de 2,2 m<sup>3</sup>/s, são tratados. A carga poluidora potencial total é de 192,8 tDBO/dia, sendo que 35,5 tDBO/dia são removidas nos tratamentos existentes, resultando em uma carga remanescente total de 157,3 tDBO/dia.

Encontram-se licitadas, ou em execução, obras de estações de tratamento de esgotos em 17 localidades, devendo estar concluídas até 2004. Em sua maior parte, estas ETE atendem parcialmente os sistemas. Estas localidades são: Americana, Bragança Paulista, Campinas, Holambra, Itatiba, Nazaré Paulista, Nova Odessa, Pedra Bela, Piracicaba, Pedreira, Piracaia, Rio Claro, Santa Bárbara d'Oeste, Santa Gertrudes, Sumaré, Vargem Grande Paulista e Vinhedo. Esta prevista também a recuperação da ETE de Joanópolis.

### **3.5.9 – Esgotos Industriais**

Segundo a CETESB, em 1998, a UGRHI-PCJ contava com 288 estabelecimentos industriais, os quais apresentavam cargas poluidoras potenciais de 598,8 tDBO/dia e inorgânicas de 4,83 tDQO/dia, e cargas poluidoras remanescentes de 82,4 tDBO/dia e 0,7 tDQO/dia, orgânica e inorgânica, respectivamente. Portanto os tratamentos dos esgotos industriais removem, na média geral, 86,2% das cargas orgânicas e 85,7% das cargas inorgânicas. Ressalve-se, porém, que algumas indústrias apresentam índices de remoção superior a 90%, enquanto outras, não contam com tratamentos dos seus efluentes industriais.

As indústrias sucroalcooleiras, não incluídas acima, geram carga orgânica potencial de 851,5 tDBO/dia e carga remanescente de 0,08 tDBO/dia, em decorrência da aplicação na lavoura de efluentes industriais líquidos como fertilizantes.

### **3.5.10 – Poluição Difusa**

Na atualidade não existem informações que permitam analisar a situação atual na UGRHI-PCJ. As poluições difusas urbanas e rurais podem constituir significativas fontes de degradação dos recursos hídricos. As poluições difusas urbanas e industriais são decorrentes principalmente de materiais das emissões gasosas de combustão, sobre as quais não se dispõe de informações sistematizadas, que permitam uma avaliação do potencial de sua carga poluidora e de seus efeitos na degradação dos recursos hídricos.

Essas emissões gasosas podem provocar as denominadas “chuvas ácidas”, que também contribuem para a degradação dos mananciais e podem induzir custos adicionais aos setores produtivos decorrentes de processos corrosivos de elementos metálicos e da necessidade de correções de solos agrícolas.

Em relação a poluição difusa rural, da qual, o item de interesse são os produtos químicos utilizados na agricultura, existem dados quantitativos dos consumos em 17 municípios da região de Campinas, sendo os produtos identificados por suas marcas comerciais. No entanto não existem informações sobre os efeitos destes produtos sobre os recursos hídricos.

## **4 – METODOLOGIA**

O capítulo em questão foi subdividido de maneira a apresentar os materiais e métodos utilizados no desenvolvimento da pesquisa, bem como uma descrição do modelo matemático, utilizado na simulação computacional.

O presente estudo tem como base a bacia do rio Atibaia, que como mostrado no capítulo anterior se apresenta como uma das sub-bacias mais críticas em relação aos usos múltiplos dos recursos hídricos da UGRHI-5.

### **4.1 – BACIA DO RIO ATIBAIA – “SITUAÇÃO ATUAL”**

A sub-bacia do rio Atibaia apresenta-se como crítica em relação aos usos de seus recursos hídricos. Dois reservatórios do sistema Cantareira, principal produtor de água potável da RMSP, estão localizados nos principais formadores do rio Atibaia, um localizado no rio Cachoeira e outro localizado no rio Atibainha.

Além da transferência de água para a RMSP, ocorrem também, exportações internas. São os casos das exportações de água do rio Atibaia para o rio Jundiaí Mirim (bacia do rio Jundiaí), para abastecimento do município de Jundiaí e da sub-bacia do rio Atibaia para as bacias do Capivari e Piracicaba, através do sistema de abastecimento de água da cidade de Campinas. Fato que torna a bacia do rio Atibaia preocupante em relação aos conflitos atuais e futuros no que diz respeito ao aspecto quantitativo e qualitativo das águas.

Dessa maneira a pesquisa visou analisar os conflitos atuais, e futuros decorrentes de vários cenários de uso das águas superficiais, com o objetivo de determinar a sustentabilidade dos recursos hídricos da sub-bacia em estudo em relação a seus usos múltiplos. Os usos analisados foram o abastecimento urbano-industrial, a geração de energia elétrica e a irrigação.

#### 4.1.1 – Abastecimento Urbano e Industrial

A sub-bacia do rio Atibaia possui uma área de drenagem de 2.817,88 Km<sup>2</sup> (da divisa com minas gerais até o rio Piracicaba), compreendendo os seguintes municípios: Atibaia, Joanópolis, Piracaia, Nazaré Paulista, Bom Jesus dos Perdões, Itatiba, Valinhos, Campinas, Paulínia, Nova Odessa, Americana, Jaguariúna e Morungaba. Segundo o RELATÓRIO zero (1999), a população total da sub-bacia é estimada em 372.456,0 pessoas, sendo que a maioria dos sistemas de abastecimento de água dos municípios tem suas captações em mananciais superficiais. A vazão total retirada da bacia pelos sistemas públicos de abastecimento é de aproximadamente 455.789,0 m<sup>3</sup>/dia.

Segundo o PLANO de bacia hidrográfica (2000), as demandas de água previstas na sub-bacia até o horizonte de 2020 são as seguintes:

TABELA 12 – Previsão das demandas de água na bacia do rio Atibaia

Usos	Demandas (m <sup>3</sup> /s)					Q7,10 (m <sup>3</sup> /s)
	2000	2005	2010	2015	2020	
Abast. Público	5,52	5,89	6,26	6,79	7,15	9,78
Industrial	6,5	6,9	7,2	7,5	7,9	
Irrigação e Aquicultura	1,62	1,72	1,82	1,82	1,82	
Total	13,64	14,51	15,28	16,11	16,87	

Fonte: Plano de Bacia Hidrográfica 2000

As demandas para o abastecimento público foram calculadas com base nos seguintes parâmetros: índice de atendimento 98%, taxa média per capita (produção) 307 l/hab x dia e índices de perdas globais 25%. Estima-se que cerca de 3% da demanda atual para abastecimento público é suprida por mananciais subterrâneos.

O Sistema Cantareira é composto por 6 barragens, interligadas por túneis, canais e uma estação elevatória. Entre seus principais objetivos estão: a regularização de vazões, para abastecimento público da Região Metropolitana de São Paulo, sendo responsável pelo fornecimento de aproximadamente 52% de toda a vazão produzida, controle de cheias na bacia do rio Piracicaba e regularização de vazões para os rios Jaguari e Atibaia. O sistema foi concebido nos anos 60 e o início da operação ocorreu a partir de 1973. Das 6 barragens que constituem o Sistema Cantareira, duas delas estão localizadas na sub-bacia do rio Atibaia. A barragem de Cachoeira localizada no rio Cachoeira e a barragem de Atibainha localizada no rio Atibainha.

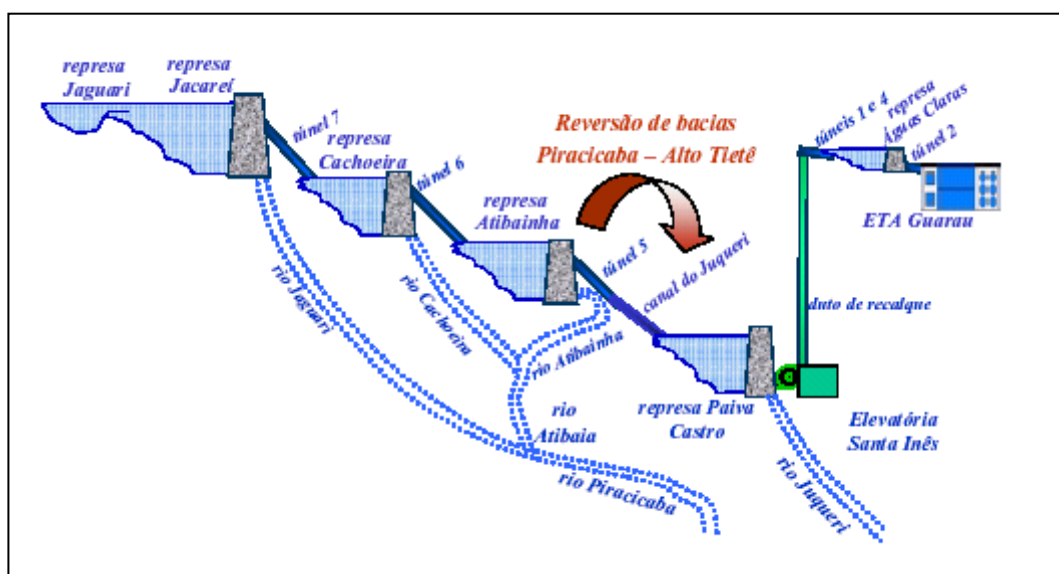


FIGURA 2 – Sistema Cantareira  
Fonte: CASTRO 2001

Segundo CASTRO (2001) esse sistema é o maior produtor da SABESP, fornecendo  $33,0 \text{ m}^3/\text{s}$  a uma população estimada em 9 milhões de habitantes. Devido a sua importância no abastecimento da RMSP, o comprometimento dos volumes dos reservatórios pode provocar problemas de desabastecimento na RMSP, como também, situações conflitantes nas regiões a jusante das barragens que já estão sendo observadas, principalmente, na sub-bacia do rio Atibaia. É importante destacar que todas as barragens do sistema foram executadas sem que fossem estabelecidos mecanismos de gestão ambiental que levassem em consideração os usos múltiplos da água. Segundo a SMA-SP (1994) a operação normal de descarga a jusante do Sistema Cantareira é de no mínimo  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  para as barragens dos rios Jaguari/Jacaré,  $2 \text{ m}^3/\text{s}$  barragem do rio Cachoeira e  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  barragem do rio Atibaia, sendo  $3 \text{ m}^3/\text{s}$  para o rio Atibaia e  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  para o rio Jundiá, totalizando  $4 \text{ m}^3/\text{s}$ , para o rio Piracicaba, desde que as vazões na cidade de Paulínea e Piracicaba não sejam inferiores a  $15 \text{ m}^3/\text{s}$  e  $40 \text{ m}^3/\text{s}$  respectivamente, caso contrário a SABESP aumenta as descargas, dependendo do volume acumulado.



#### 4.1.1.1 – Barragem de Cachoeira

A barragem de Cachoeira foi concluída em 1974 e está localizada próximo ao município de Piracaia. A figura 3 mostra a captação em forma de “cálice”.



FIGURA 3 – Captação do reservatório de Cachoeira

A precipitação média anual na área do reservatório é de 1700 mm, e segundo a SABESP a vazão afluente média é de  $9,10 \text{ m}^3/\text{s}$ . O reservatório possui uma área de drenagem de aproximadamente  $410 \text{ Km}^2$ . O volume total é de 114,60 milhões de  $\text{m}^3$  e o volume morto é de 41,10 milhões de  $\text{m}^3$ . A figura 4 mostra o reservatório.



FIGURA 4 – Reservatório de Cachoeira

Na figura 5 pode ser observado o sistema de comporta para liberação das vazões para o rio Cachoeira.



FIGURA 5 – Sistema de controle da comporta

Na tabela 13 estão os dados básicos do reservatório bem como suas regras operacionais.

TABELA 13 – Regras de operação – Res. de Cachoeira

<b>Reservatório de Cachoeira</b>		
Município		Piracaia
Latitude		23° 05' 00"
Longitude		46° 25' 10"
Altitude (m)		821,78
Área (Km <sup>2</sup> )	Inundada	8,7
	Drenagem	410
Volume (hm <sup>3</sup> )	Total	114,6
	Operacional	70,3
Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Média	8,74
	Q <sub>7,10</sub>	2,9
	Regularização	3,9
Níveis (m)	Operacional Mínimo	811,72
	Operacional Máximo	821,78
	Mínimo Minimorum	807,8
	Máximo Maximorum	825,28
Capacidade (x10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Máxima Operacional	70466,6
	Disponível	88922,7
	Total	114515,6

Fonte: SABESP

Os volumes mensais de segurança podem ser observados na tabela abaixo.

TABELA 14– Níveis de segurança – Res. de Cachoeira

<b>Reservatório Cachoeira</b>	
<b>Mês</b>	<b>Níveis (m)</b>
Janeiro	818,83
Fevereiro	818,83
Março	820,35
Abril	821,78
Maio	821,78
Junho	821,78
Julho	821,78
Agosto	821,78
Setembro	821,78
Outubro	821,78
Novembro	821,78
Dezembro	818,83

Fonte: SABESP

#### 4.1.1.2 – Barragem de Atibainha

A barragem de Atibainha começou a ser operada em 1974, e se localiza próxima a cidade de Nazaré Paulista. A figura 6 mostra a captação também em forma de “cálice”.

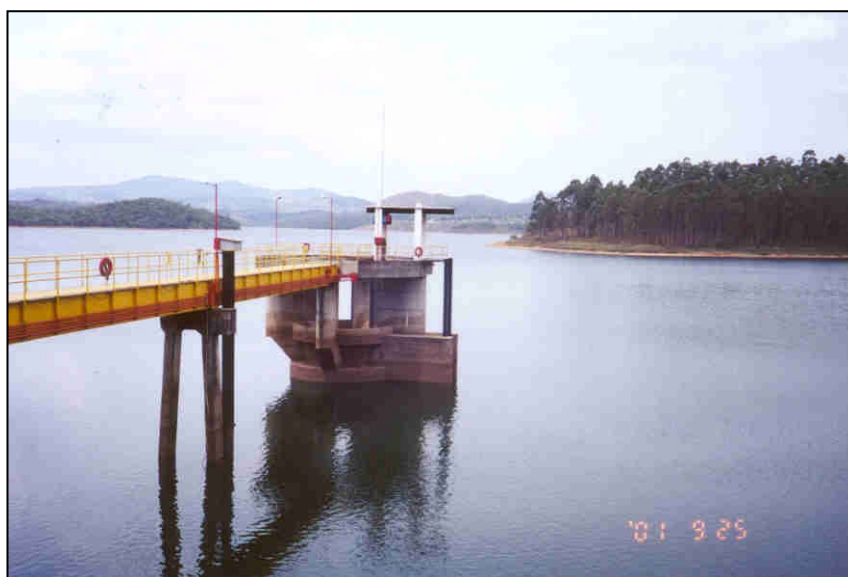


FIGURA 6 – Captação do reservatório de Atibainha

A precipitação média anual na área do reservatório é de 1500 mm, e segundo a SABESP a vazão afluyente média é de  $6,10 \text{ m}^3/\text{s}$ . O reservatório possui uma área de drenagem de aproximadamente  $305 \text{ Km}^2$ . O volume total é de 301 milhões de  $\text{m}^3$  e o volume morto é de 197 milhões de  $\text{m}^3$ . A figura 7 mostra o reservatório.



FIGURA 7 – Reservatório de Atibainha

No período hidrológico de 1999, 2000 e 2001, a sub-bacia atravessou um período de estiagem relativamente severo. Nesse período as vazões a jusante da barragem de Atibainha chegaram a ser de apenas  $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ . A figura 8 mostra o rio Atibainha imediatamente após a barragem.

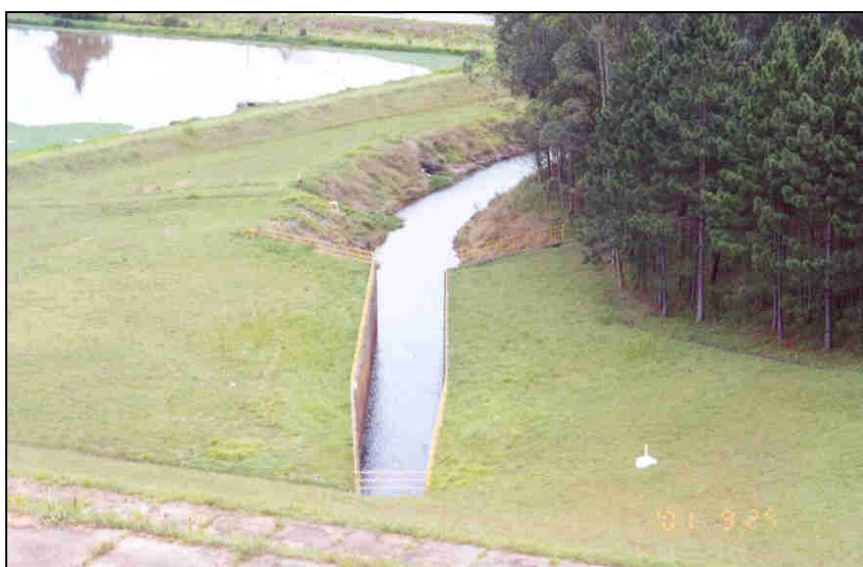


FIGURA 8 – Rio Atibainha à jusante do Res. de Atibainha

Na tabela 15 estão as informações básicas e as regras operacionais do reservatório de Atibainha.

TABELA 15 – Regras de operação – Res. de Atibainha

<b>Reservatório de Atibainha</b>		
Município		Nazaré Paulista
Latitude		23° 10' 50"
Longitude		45° 23' 45"
Altitude (m)		786,86
Área (Km <sup>2</sup> )	Inundada	22,5
	Drenagem	305
Volume (hm <sup>3</sup> )	Total	301,5
	Operacional	130,5
Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Média	6,09
	Q <sub>7,10</sub>	1,79
	Regularização	4,3
Níveis (m)	Operacional Mínimo	781,88
	Operacional Máximo	786,86
	Mínimo Minimorum	777,9
	Máximo Maximorum	789
Capacidade (x10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Máxima Operacional	100341,7
	Disponível	165388,7
	Total	301510,1

Fonte: SABESP

Na tabela 16 são informados os volumes mensais de segurança.

TABELA 16 – Níveis de segurança – Res. de Atibainha

<b>Reservatório Atibainha</b>	
<b>Mês</b>	<b>Níveis (m)</b>
Janeiro	786,25
Fevereiro	786,25
Março	786,56
Abril	786,86
Maio	786,86
Junho	786,86
Julho	786,86
Agosto	786,86
Setembro	786,86
Outubro	786,86
Novembro	786,86
Dezembro	786,25

Fonte: SABESP



### 4.1.2 – Geração de Energia Elétrica

A bacia do rio Atibaia não possui grandes usinas hidrelétricas, mas três pequenas centrais estão localizadas em seus rios. No rio Atibaia está localizada a UHE Atibaia, a UHE Salto Grande e a UHE de Americana, que juntas têm capacidade de produzir aproximadamente 40 MW.

#### 4.1.2.1 – UHE Americana

A Usina Hidrelétrica de Americana localiza-se no rio Atibaia, aproximadamente a 700 m acima do rio Piracicaba formado pela confluência entre os rios Atibaia e Jaguari. A Companhia Paulista de Força e Luz CPFL é a proprietária.



FIGURA 9 – UHE Americana

A UHE Americana possui uma potência total instalada de 30 MW. Sendo 3 máquinas de 10 MW cada. A usina opera em regime de ponta, e em época de estiagem, é responsável por grandes variações no regime do rio Piracicaba, causando dificuldades nas diversas captações existentes ao longo do rio.

Nos períodos críticos é solicitado à SABESP que aumente as vazões liberadas pelas barragens de Cachoeira e Atibainha.

No dia 30 de Janeiro de 2002 a usina estava trabalhando só com uma das turbinas, situação comum devido a baixa vazão afluente (aproximadamente 40 m<sup>3</sup>/s).

Segundo informações da CPFL a usina enfrenta problemas com a escassez de água, tendo que ser desativada nos meses mais críticos do ano. No ano de 2000 a usina ficou praticamente desativada no período de Maio a Agosto e em 2001 de Junho a Setembro.



FIGURA 10 – Comportas da UHE Americana



FIGURA 11 – Reservatório de Salto Grande

A construção do reservatório de Salto Grande foi concluída em 1949, com o objetivo principal de produção de energia elétrica. O reservatório da usina possui um volume de  $107.000.000 \text{ m}^3$  no nível máximo operativo (cota 501,30 m), o que representa uma área inundada de  $11.566.312 \text{ m}^2$ . Atualmente existem algumas restrições de operação, a cota 501,30 m é mantida o ano todo mesmo que seja

necessário desativar a usina, um dos motivos é que a variação desse nível causa sérios problemas nas captações para abastecimento público de água das cidades à montante da hidrelétrica, principalmente na captação de água para abastecimento da cidade de Sumaré. A vazão média afluente é de  $38,10 \text{ m}^3/\text{s}$  e a mínima a ser mantida a jusante da usina é de  $7,2 \text{ m}^3/\text{s}$ .



FIGURA 12 – Rio Atibaia a jusante da UHE Americana

O reservatório da usina enfrenta um sério problema que é a proliferação descontrolada das algas no reservatório, devido à alta concentração de nutrientes provocada pelo lançamento de esgotos domésticos e industriais (Figura 13).



FIGURA 13 – Reservatório da usina tomado pelas algas



Segundo FERREIRA (2000), devido a alta produção de plantas, a CPFL deixou de turbinar  $53 \times 10^6 \text{ m}^3$  de água, de junho de 1980 a janeiro de 1981, para descarregar  $105 \times 10^3$  toneladas de aguapés pela comporta, o que causou um prejuízo considerável.

#### **Níveis referenciais do reservatório:**

Nível máximo: 502,00 m

Nível máximo operativo do reservatório: 501,30 m

Nível mínimo operativo do reservatório: 500,28 m

Nível médio operativo do reservatório: 501,00 m

Volume do reservatório:  $107.000.000 \text{ m}^3$  no nível máximo operativo.

Segundo a CPFL as turbinas possuem as seguintes características:

Fabricante: Morgan Smith

Tipo: Francis, Caixa Espiral.

Potência unitária: 14000 CV

Queda: 32,5 m

Vazão máxima unitária:  $39,40 \text{ m}^3/\text{s}$

Rotação: 200 rpm

Ano de instalação: 1953



FIGURA 14 – Casa de força da UHE Americana



FIGURA 15 – Barragem da UHE Americana

#### 4.1.2.2 – UHE Salto Grande

A Usina de Salto Grande está localizada as margens da rodovia D. Pedro, próxima a cidade de Campinas no rio Atibaia e também é administrada também pela CPFL.

A usina é do tipo a fio d'água e possui uma potência total instalada de 3,35 MW. Sendo 3 máquinas com as seguintes potências: Máquina 1 e 2 com 1,0 MW e Máquina 3 com 1,35 MW.



FIGURA 16 – UHE Salto Grande

Foi verificado que nos períodos de seca que ocorrem aproximadamente de 3 em 3 anos as captações de água para abastecimento urbano, industrial e irrigação a jusante enfrentam dificuldades. O Sistema Cantareira influencia diretamente nas vazões e portanto na geração de energia elétrica.

Apesar da usina ser do tipo “a fio d’água” existe um pequeno reservatório, que pode ser observado na figura 17. O reservatório atualmente enfrenta problemas de assoreamento.



FIGURA 17 – Reservatório da UHE Salto Grande

Segundo a CPFL a vazão mínima sobre o vertedor deve ser de  $7\text{m}^3/\text{s}$ , mas isso normalmente não ocorre. No dia 29 de Maio de 2001 a vazão média sobre o vertedor foi de  $3,5\text{ m}^3/\text{s}$ . No mesmo dia a vazão média a jusante da usina foi de  $12\text{ m}^3/\text{s}$ .



FIGURA 18 - Vertedor do Reservatório da UHE Salto Grande



### Níveis referenciais do reservatório

Nível máximo: 101,40 m

Nível máximo operativo do reservatório: 101,40 m

Nível mínimo operativo do reservatório: 98,22 m

Nível médio operativo do reservatório: 100,40 m

Volume do reservatório: 50.000 m<sup>3</sup> no nível máximo operativo.

A figura 19 mostra o rio Atibaia, a jusante do reservatório da UHE Salto Grande, na foto também é possível observar a escada de peixes.



FIGURA 19 – Rio Atibaia a jusante da usina de Salto Grande

### Características das turbinas:

#### Máquinas 1 e 2

Fabricante: Pelton

Tipo: Francis

Potência unitária: 1920 CV

Queda: 24,0 m

Vazão máxima unitária: 7,0 m<sup>3</sup>/s

Rotação: 400 rpm

Ano de instalação: 1912 e 1917 respectivamente



FIGURA 20 – Conjunto Gerador 3

### **Máquina 3**

Fabricante: Lidner

Tipo: Francis

Potência unitária: 1900 CV

Queda: 22,6 m

Vazão máxima unitária: 7,45 m<sup>3</sup>/s

Rotação: 400 rpm

Ano de instalação: 1989

Segundo informações da CPFL, o tempo de operação diário das usinas de Salto Grande e Americana é difícil de ser determinado, pois são usinas a fio d'água, sendo que os operadores procuram turbinar o máximo da vazão afluyente pelo fato de não possuírem reservatório de acumulação.

#### **4.1.2.3 – UHE Atibaia**

A UHE Atibaia, localiza-se na cidade de Atibaia e está desativada desde 1995, a usina foi operada pela Prefeitura Municipal de Atibaia e pela Empresa Energética Bragantina. Segundo a PM de Atibaia e a EE Bragantina não existem informações em relação à operação dessa usina. A figura 21 mostra a UHE Atibaia.



FIGURA 21 – UHE Atibaia

Atualmente o reservatório da usina é utilizado para a recreação e lazer de moradores que possuem propriedades as margens do reservatório. Na figura 22 podem ser vistas as comportas de fundo do reservatório, que são utilizadas para o controle de enchentes, já que alguns bairros de Atibaia sofrem inundações na época das chuvas. O vertedor do reservatório pode ser observado na figura 23.



FIGURA 22 – Comportas do reservatório da UHE Atibaia





FIGURA 23 – Vertedor do reservatório da UHE Atibaia

Segundo a Prefeitura de Atibaia, responsável pela manutenção na usina, hoje em dia não seria possível retomar a geração de energia, uma vez que as vazões liberadas pelo Sistema Cantareira não são suficientes para isso. Na figura 24 pode ser observado o reservatório da UHE Atibaia.



FIGURA 24 – Reservatório da UHE Atibaia

Tanto a estrutura como as máquinas da usina estão em bom estado de conservação e em condições de funcionamento, a potência instalada é de aproximadamente 2000 MW. As figuras 25 e 26 mostram as duas turbinas da UHE Atibaia e o painel de controle.

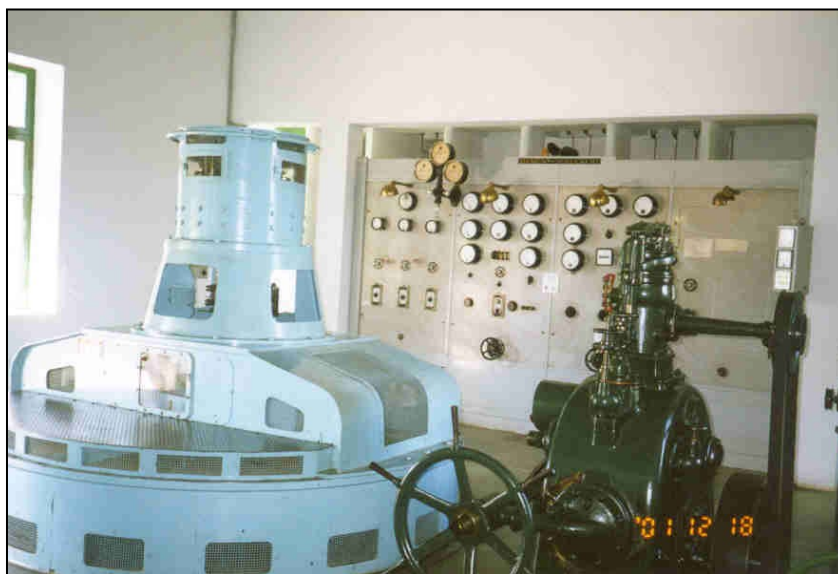


FIGURA 25 – Turbina (eixo vertical) da UHE Atibaia



FIGURA 26 – Turbina (eixo horizontal) da UHE Atibaia

#### **4.1.3 – Uso Agrícola**

Dos usos de água na área rural, as mais significativas são as demandas referentes a irrigação e a aquicultura, enquanto a demanda para usos como o doméstico e a dessedentação de animais não são significativas, devido as pequenas vazões individuais, como já foi citado.



#### 4.1.3.1 – Irrigação

A falta de conhecimento da atual situação e de controle efetivo deste uso dos recursos hídricos, associado ao fato de que a irrigação de um modo geral é praticada sem técnicas adequadas impossibilita determinar com precisão as vazões destinadas a este uso na região.

Sendo assim a demanda atual de água para irrigação na UGRHI 5 foi estimada no RELATÓRIO zero (1999), como sendo de aproximadamente 7,45 m<sup>3</sup>/s. Para a sub-bacia do Atibaia estima-se que a vazão para irrigação seja de 1,53 m<sup>3</sup>/s sendo a segunda maior vazão para irrigação de todas as sub-bacias da UGRHI 5.

De acordo com o PLANO de bacia hidrográfica (2000), a região possui 1166 UPAS – Unidades de Produção Agrícola que contam com 1463 equipamentos de irrigação, cujos tipos constam na tabela 17

TABELA 17 – Unidades de produção agrícola

<b>Tipo de Equipamento</b>	<b>Nº de UPAs</b>	<b>Total</b>
Conjunto de Irrigação Autopropelido	490	654
Conjunto de Irrigação Convencional	326	353
Conjunto de Irrigação Gotejamento/Microaspersão	253	340
Conjunto de Irrigação Pivo Central	97	116
<b>Total da Sub-Bacia Atibaia</b>	<b>1166</b>	<b>1463</b>

Fonte: Plano de Bacia Hidrográfica 2000

A área cultivada total é estimada em 8.405,0 ha sendo que a área efetivamente irrigada é aproximadamente de 4.788,8 ha. A tabela 18 apresenta as principais culturas irrigadas.

TABELA 18 – Principais culturas irrigadas da bacia do rio Atibaia

Cultura	Época	Ciclo em dias	Área Cultivada (ha)	Critério	% de Irrigação	Área efetivamente irrigada
Feijão Frad.	ano todo	120	689	MI	100	689,0
Goiaba	abr out	Perene	650	Mel	90	585,0
Rosa	ago mai	150	453	MI	100	453,0
Alface	ano todo	90	370	MI	100	370,0
Morango	mar nov	220	304	MI	100	304,0
Couve Flor	ano todo	90	302	MI	100	302,0
Feijão	ano todo	120	533	MI	50	266,5
Pêssego	jun set	Perene	251	Mel	100	251,0
Uva-Chupar	jul ago	Perene	1193	PI	20	238,6
Couve	ano todo	60	135	MI	100	135,0
Laranja	jun-ago	Perene	1309	PI	10	130,9
Pimentão	ano todo	150	121	MI	100	121,0
Crisântemo	ano todo	120	120	MI	100	120,0
Chicória	ano todo	90	105	MI	100	105,0
Abóbora	dez-mar	90	345	PI	30	103,5
Cebolinha	ano todo	60	101	MI	100	101,0
Rúcula	ano todo	50	95	MI	100	95,0
Tomate	ano todo	150	52	MI	100	52,0
Figo	jul ago	Perene	419	Mel	10	41,9
Beterraba	ano todo	90	37	MI	100	37,0
Tangerina	jun ago	Perene	330	PI	10	33,0
Uva-Comer	jul ago	Perene	43	Mel	70	30,1
Nectarina	jun out	Perene	27	Mel	100	27,0
Brócolis	ano todo	80	25	MI	100	25,0
Salsa	ano todo	50	22	MI	100	22,0
Cenoura	ano todo	100	21	MI	100	21,0
Ervilha	mar jun	100	21	Mel	100	21,0
Lírio	ano todo	120	19	MI	100	19,0
Pepino	ano todo	120	19	MI	100	19,0
Gengibre	ano todo	350	52	PI	30	15,6
Gergelim	out fev	110	12	PI	110	13,2
Arroz	out-abr	140	106	PI	10	10,6
Batata Inglesa	ano todo	120	9	MI	100	9,0
Ameixa	jun-set	Perene	7	Mel	100	7,0
Batata Doce	set-ago	130	70	PI	10	7,0
Limão	jun-ago	Perene	28	PI	10	2,8
Acerola	mai-set	Perene	7	PI	30	2,1
Cravo	mar jan	120	2	MI	100	2,0
Violeta Africana	ano todo	90	1	MI	100	1,0
<b>Total</b>			<b>8405,0</b>			<b>4788,8</b>

Crítérios: MI – muito irrigado, Mel – medianamente irrigado, PI – pouco irrigado, NI – não irrigado

Fonte: Relatório Zero 1999

#### 4.1.3.2 – Aquicultura

Segundo o RELATÓRIO zero (1999), a sub-bacia Atibaia possui uma demanda total de 0,093 m<sup>3</sup>/s cuja captação é feita em mananciais superficiais, sendo a maior demanda entre todas as sub-bacias da UGRHI 5. As vazões individuais para este uso variam de 0,0006 a 0,0140 m<sup>3</sup>/s constituindo sistemas de pequeno porte.

**Observações:** Todas as fotos deste trabalho foram tiradas em visitas aos locais. Entre os objetivos dessas visitas estavam o de coletar informações para compreender melhor os problemas relacionados aos sistemas hídricos da região em estudo. As visitas foram realizadas nos seguintes dias: dia 29/05/2001 UHE Salto Grande, dia 25/09/2001 reservatório de Cachoeira e Atibainha, dia 18/12/2001 UHE Atibaia, dia 30/01/2002 UHE Americana.

## 4.2 – DESCRIÇÃO DO MODELO MIKE BASIN 2000

Em termos gerais, o software MIKE BASIN é uma representação matemática de bacias hidrográficas incluindo os rios principais e seus afluentes, a hidrologia da bacia no espaço e tempo, apresentando potencial para o estudo de grandes bacias hidrográficas com várias demandas de água.

O MIKE BASIN 2000 permite a integração com sistemas de informações geográficas através da interface gráfica do software ArcView GIS. O modelo opera com base em uma rede de rio digitalizada, gerada diretamente na tela do computador no software ArcView GIS, toda a informação relativa a configuração da rede de fluxo, local dos usuários de água, reservatórios e entradas e saídas de vazões de retorno também é definida na tela, como pode ser observado na figura 27.

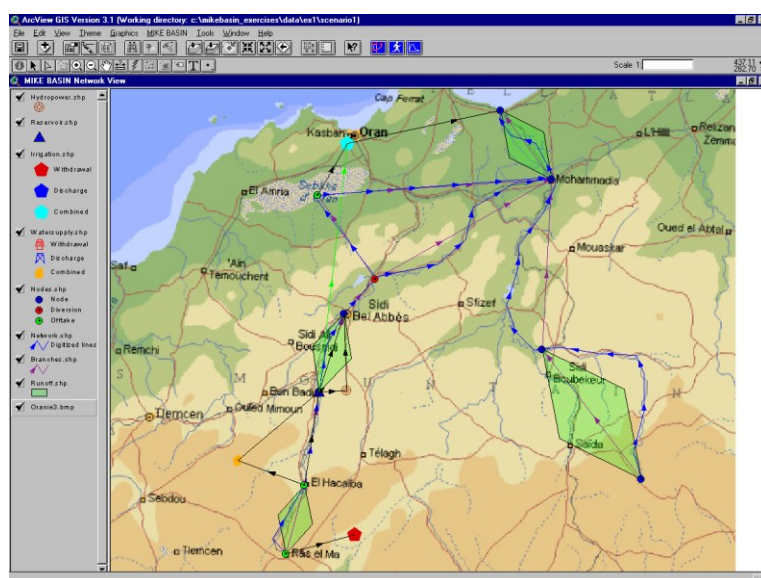


Figura 27 – Exemplo de rede de fluxo do MIKE BASIN 2000

Fonte: Guide to getting started tutorial (2000).

A entrada de dados é feita em um editor de séries históricas (TSedit). Dados do tipo ASCII ou .dfs0 podem ser importados para o editor e além disso os dados podem ser editados no Excel (Microsoft) e depois transferidos para o editor. Os dados são mostrados em forma de tabelas e gráficos (Figura 28). O MIKE BASIN oferece várias opções de unidades para a entrada de dados, mas na simulação existem somente duas: sistema internacional de unidades (SI) ou sistema de unidades americano (US). As unidades são convertidas automaticamente.

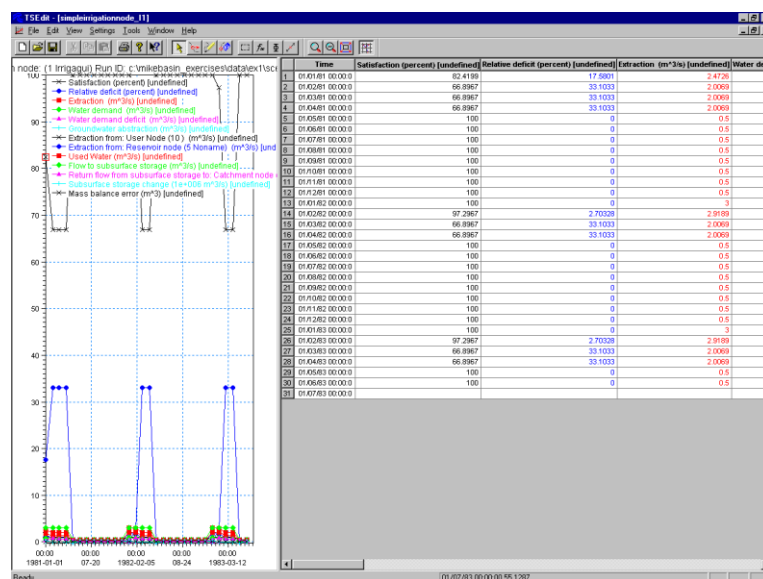


Figura 28 – Editor de séries temporais (entrada e saída de dados)  
Fonte: Guide to getting started tutorial (2000).

#### 4.2.1 – Potencialidades do modelo

O MIKE BASIN 2000 pode realizar entre outras as seguintes atividades: análise de disponibilidade de água (uso integrado de águas superficiais e subterrâneas com otimização), planejamento de infra-estrutura (potencial de irrigação, desempenho de reservatórios, capacidade de abastecimento de água, exigências para o tratamento de águas residuais), análises multiobjetivas (uso doméstico, industrial, agricultura, geração de energia hidroelétrica, navegação), encontrando soluções de compromisso e estudos de ecossistemas (qualidade da água, exigências de vazões mínimas, desenvolvimento sustentável, efeitos das mudanças globais, análise de possíveis outorgas de usos de água, prioridades). A seguir são apresentadas as suposições e aproximações principais do modelo.

#### 4.2.2 – Simulação/Otimização

O modelo simula o desempenho do sistema global aplicando o balanço de massa em toda rede de nós e arcos. O conceito matemático do software é baseado em soluções estacionárias para cada etapa de simulação. A simulação leva em conta prioridades definidas pelo usuário para derivações e usos da água do rio e dos reservatórios. O intervalo de simulação pode ser de dias ou meses. O modelo utiliza o algoritmo da eq. (1) para a distribuição de água para os nós.

O balanço de massa é realizado em todos nós e a solução para o sistema é encontrada iterativamente. O algoritmo apresentado é modificado para os reservatórios, de forma que considere as informações das regras operacionais.

$$\begin{aligned}
 &SE \\
 &Q_{DEMANDA} < Q_{DISPONÍVEL} \\
 &Q_{ALIBERAR} = Q_{DEMANDA} \\
 &SENÃO \\
 &Q_{ALIBERAR} = Q_{DISPONÍVEL} \\
 &Q_{DISPONÍVEL} = Q_{DISPONÍVEL} - Q_{ALIBERAR}
 \end{aligned} \tag{1}$$

A otimização no MIKE BASIN 2000 é realizada com a integração do modelo com a função Solver do Excel (Microsoft). A otimização no MIKE BASIN automatiza o exercício tradicionalmente manual de modelagem, mudando as entradas do modelo, executando as simulações, e analisando os resultados do modelo. O Excel é usado de duas maneiras, (1) para formular o objetivo; (2) para alcançar o objetivo. A formulação do objetivo é feita por macros de Visual Basic. Estas macros consideram como entrada uma variável a ser otimizada, transformam essa variável na entrada do MIKE BASIN, executam o MIKE BASIN, e recuperam os resultados da simulação que são a saída da macro. Em outras palavras, a macro é uma fórmula como:

$$out = MIKEBASIN(in) \tag{2}$$

Onde “out” pode ser um vetor de valores. O problema de otimização resolvido é

$$\begin{aligned}
 &Min \ out = MIKEBASIN(in) \\
 &Subject \ to \ f(in)
 \end{aligned} \tag{3}$$

Em outras palavras, as variáveis de entrada são ajustadas para minimizar as saídas respeitando qualquer restrição f (possivelmente alterações nas variáveis, mas

também qualquer outra restrição não linear é possível). O ajuste é iterativo, usando o programa não linear de otimização implementado dentro Solver do Excel.

O Solver do Excel é usado para achar o “ótimo” possibilitando: análise de sensibilidade, otimização, avaliação de múltiplos cenários e comparação gráfica. O SOLVER do EXCEL utiliza o algoritmo Simplex, com limites sobre as variáveis e o método do desvio e limite, para resolver problemas lineares e de inteiros, além disso também resolve problemas de programação não linear utilizando um algoritmo de otimização denominado “Generalized Reduced Gradient” (GRG2), baseado na técnica de gradientes reduzidos generalizados.

Com o módulo WQ (Water Quality), do MIKE BASIN 2000 também pode ser simulada a qualidade da água para rios e reservatórios.

#### **4.2.3 – Qualidade da água**

Com o módulo WQ, o MIKE BASIN 2000 pode simular transporte e degradação das substâncias mais importantes que afetam a qualidade de água dos rios: amônio, nitrato, oxigênio, fósforo total, nitrogênio total e matéria orgânica dissolvida. Posteriormente há uma representação em termos de demanda biológica e química de oxigênio, respectivamente DBO e DQO. Efeitos da temperatura na concentração de saturação e re-aeração de represas podem ser considerados. As equações que descrevem os processos de qualidade da água são resolvidas numericamente pelo método de Runge-Kutta de 5ª ordem com algumas modificações.

#### **4.2.4 – Água subterrânea**

O modelo assume que os limites entre águas subterrâneas e águas superficiais são os mesmos. Existe uma ferramenta do ArcView GIS para geração automática dos limites da bacia. O sistema de águas subterrâneas simplesmente pode ser acrescentado à simulação de águas superficiais. O MIKE BASIN 2000 inclui um modelo físico simples de um aquífero, considerando: infiltração (rio para aquífero), recarga subterrânea (bacia para aquífero), descarga subterrânea (aquífero para rio). Enquanto os primeiros dois fluxos devem ser especificados pelo usuário (como série históricas), a descarga de água subterrânea é uma resposta hidráulica e como tal é

computada dentro do MIKE BASIN 2000. O modelo hidráulico conceitual usado pelo MIKE BASIN 2000 é o modelo de reservatório linear. No modelo de reservatório linear, a vazão de saída é proporcional ao armazenamento. A solução matemática para o modelo de reservatório linear simples, leva em consideração entradas simultâneas, (recarga e infiltração) e saídas simultâneas, como na eq. (4).

É possível para um armazenamento subterrâneo ser esgotado (quando as vazões de saída são maiores que as vazões de entrada), transbordamento, também é possível (quando acontece o contrário).

Além dos processos subterrâneos naturais, podem ser efetuadas retiradas através de bombeamentos, bombeando uma vazão adicional que entra nos cálculos do modelo de reservatório linear. A magnitude desta vazão e a taxa de bombeamento desejada devem ser especificadas pelos usuários. Vários usuários podem bombear água de um mesmo poço. Taxas de bombeamento altas podem reduzir um armazenamento subterrâneo, eliminando a descarga para o rio. O exemplo da figura 29 mostra uma representação esquemática de uma extração de água superficial e subterrânea de um nó de uma bacia e o retorno da vazão a jusante do nó.

$$A * \frac{dh}{dt} = (Q_{ENTRADA} - Q_{SAÍDA}) \quad \text{balanço de massa}$$

$$A * \frac{dh}{dt} = -(k * h) - q_o + q_i \quad \text{formulação para reservatório linear} \quad (4)$$

Onde  $q_i$  é a recarga (bacia para aquífero) e  $q_o$  é o bombeamento,  $h$  é altura,  $t$  é tempo,  $A$  é área de drenagem, e  $k$  é a constante de Darcy. O termo “ $-(k * h)$ ” representa infiltração (rio para aquífero).

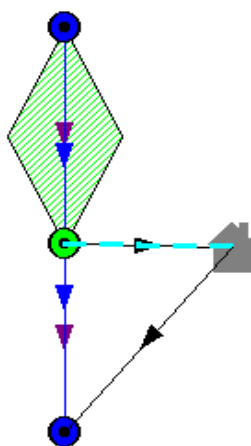


Figura 29 – Exemplo de um esquema de derivação de água  
Fonte: Guide to getting started tutorial (2000).

#### 4.2.5 – Rios

Para a simulação do escoamento em rios, o MIKE BASIN 2000 oferece opção para o uso do método Muskingum (não necessariamente em todas as seções do rio). Este método hidrológico foi concebido para a modelagem da propagação de cheias em cursos d'água, onde a complexidade da geometria da calha principal e a de inundação dificultam a modelagem hidráulica do escoamento. Supondo que a área molhada seja proporcional à vazão, o armazenamento é representado pela seguinte equação:

$$S = KQ + KX(I - Q) \quad (5)$$

$$S = K[XI + (1 - X)Q] \quad (6)$$

Onde S é o armazenamento, I é a vazão de entrada, Q a vazão de saída, X é um fator de ponderação das vazões que pode variar de 0 até 0,5, o parâmetro K tem unidade de tempo e representa o tempo médio de deslocamento da onda entre montante e jusante do trecho. K e X são considerados constantes. Os valores do armazenamento no tempo j e j+1 podem ser escritos da seguinte maneira:

$$S_j = K[XI_j + (1 - X)Q_j] \quad (7)$$

$$S_{j+1} = K[XI_{j+1} + (1 - X)Q_{j+1}] \quad (8)$$

Usando a eq. (7) e a eq. (8) o armazenamento em um determinado intervalo de tempo é dado por:

$$S_{j+1} - S_j = K\{[XI_{j+1} + (1 - X)Q_{j+1}] - [XI_j + (1 - X)Q_j]\} \quad (9)$$



#### 4.2.6 – Reservatórios

O MIKE BASIN 2000 pode gerenciar sistemas de múltiplos reservatórios com múltiplos propósitos. Para reservatórios individuais pode ser simulado o desempenho de políticas operacionais específicas, que usam curvas de regra operacional. Curvas de regra operacional definem os volumes de armazenamento desejados, níveis de água e descargas a qualquer hora como uma função do nível de água existente no tempo, demanda para água e possíveis vazões desejadas. São definidas regras operacionais não só para os níveis de armazenamento, mas também para as várias zonas de distribuição. São consideradas cinco zonas:

***Zona de controle de inundação:*** Esta zona serve para diminuir os impactos de grandes inundações. Em circunstâncias normais o nível de água no reservatório é mantido no nível de controle de inundação para manter a proteção contra enchentes e reservar água para o abastecimento.

***Zona operacional normal:*** Nesta zona é reservada água para atender todas as demandas.

***Zona operacional reduzida:*** Se o nível de água estiver nesta zona, as demandas só são atendidas parcialmente. Para períodos de seca, o lançamento dos reservatórios pode ser reduzido com um certo fator para cada nível crítico de água. Se o nível de água do reservatório estiver abaixo do nível de redução 1 para um usuário específico, a extração atual é calculada com o fator de redução 1, se o nível de água do reservatório estiver abaixo do nível de redução 2 a extração é corrigida com o fator de redução 2. Se os níveis de redução forem zero eles não serão considerados nos cálculos.

***Zona de conservação:*** se a água alcançar esta zona, só é liberada água para manutenção da vazão mínima especificada.

***Zona Inativa:*** corresponde ao volume morto do reservatório.

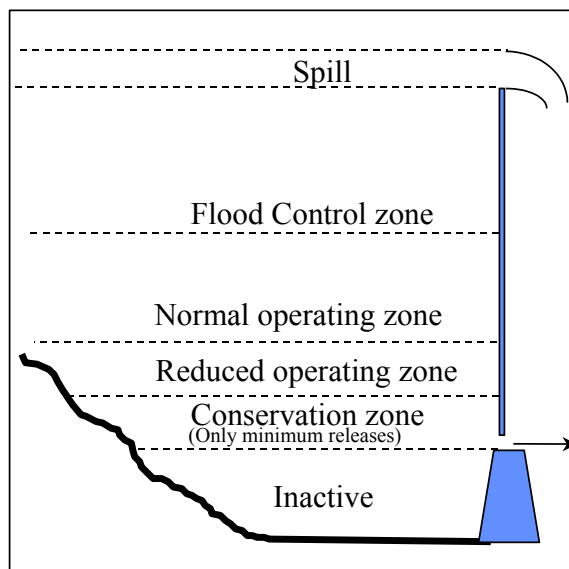


Figura 30 – Regras Operacionais para reservatórios  
Fonte: Guide to getting started tutorial (2000).

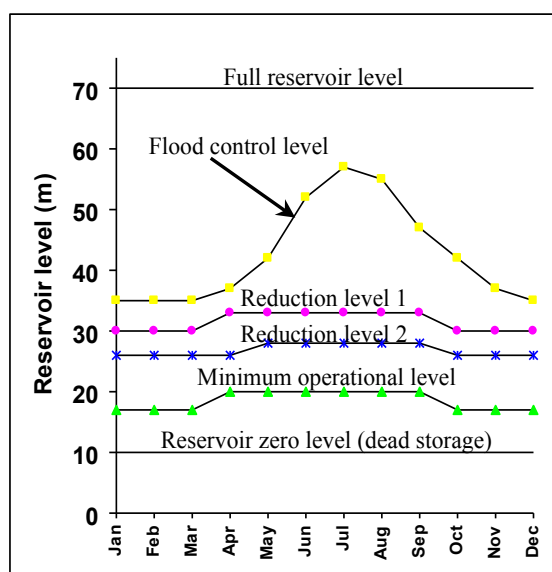


Figura 31 – Níveis de Redução para reservatórios  
Fonte: Guide to getting started tutorial (2000).

Evaporação do reservatório, precipitação e perdas por infiltração são consideradas. Informações tipo Cota x Área e Cota x Volume podem ser introduzidas através de fórmulas ou como tabelas. Existem duas possibilidades para a representação de reservatórios, “Standard Reservoir” e “Allocation Pool Reservoir”.

Na opção “Standard Reservoir” o reservatório é considerado como um armazenamento físico e todos os usuários retiram água do mesmo armazenamento. É considerado o armazenamento total do reservatório (armazenamento principal). Na opção “Allocation Pool Reservoir” o armazenamento principal é dividido em quatro

armazenamentos físicos: armazenamento de controle de inundação, armazenamento de distribuição comum, armazenamento de conservação e armazenamento para sedimentos. O armazenamento de conservação é dividido em 4 volumes, um certo volume é para manter a qualidade da água e os outros são volumes para os vários usos da água definidos pelo usuário, estes volumes são armazenamentos conceituais usados no interior do programa e não devem ser considerados como armazenamentos físicos.

Para cada etapa de tempo (por exemplo cada dia) na simulação, são considerados os seguintes etapas: (1) a vazão a montante do reservatório é acrescentada ao armazenamento principal, (2) o nível do reservatório e a área de superfície são calculados com base nas curvas de “cota x área” e “cota x volume” do reservatório, (3) a precipitação é acrescentada ao armazenamento principal (com base na área superficial do reservatório), (4) perdas por evaporação são retiradas do armazenamento principal (baseado na área superficial do reservatório), (5) perdas por infiltração de fundo, (baseado na área de superfície do reservatório e na velocidade de infiltração definida pelo usuário), são extraídas do armazenamento principal, (6) uma parte da vazão a montante é acrescentada aos volumes para abastecimento de água e volumes de manutenção da qualidade da água através de fatores definidos pelo usuário, (7) se houver água no armazenamento de distribuição comum, essa é distribuída ao armazenamento de conservação (se estes já não estiverem supridos). O armazenamento comum será usado para cumprir exigências de qualidade de água, (8) para manter a vazão mínima a jusante, primeiro retira-se água do armazenamento comum (se possível), então se preciso for, retira-se água do volume de qualidade de água, (9) para cada usuário individual em ordem de prioridade, o modelo tentará cumprir a demanda de água. Primeiro é utilizado água do armazenamento comum e então dos volumes destinados aos usos múltiplos. Extrações de água para os diversos usos podem ser reduzidas devido a fatores de redução especificados pelo usuário, (10) se o nível de água do reservatório, depois de liberar água para assegurar as vazões mínimas e água para todos os usos, ainda for maior que um nível de controle de inundação, água será liberada para abaixar o nível do reservatório. A taxa de liberação total do reservatório, porém, não excederá o máximo especificado pelo usuário (normalmente igual a vazões que não causem prejuízos). Além disso, se um nó de controle a jusante está definido, o modelo tentará manter uma vazão pré-estabelecida neste nó.

#### 4.2.7 – Irrigação

A série histórica de demanda para irrigação pode ser dada explicitamente ou indiretamente, baseada em informações agrícolas (uso da terra, padrões de colheita, etc). Se um usuário estiver retirando água de um nó, o modelo de simulação permitirá a derivação de água, contanto que a água esteja disponível ao nó, e conseqüentemente retorno de água restante para o rio, no nó especificado pelo usuário. Durante períodos de escassez de água, toda água disponível é extraída, não deixando nenhum escoamento a jusante além do fluxo mínimo que for especificado. Se foram identificados vários pontos de derivação para um usuário particular, será retirada água em ordem de prioridade dos pontos de derivação contanto que a água esteja disponível. Reciprocamente, se um dos pontos de derivação particular tiver vários usuários, estes receberão água em ordem de prioridade. Ordens de prioridade são definidas pelos usuários para todas as conexões. Esquemas de irrigação incluem perda por transporte e outras perdas.

No caso em que a irrigação for baseada em informações agrícolas a demanda total  $D$  é calculada como:

$$D = \sum_i di \times ni \quad (10)$$

Onde  $di$  é a demanda unitária do tipo de uso  $i$  (l/dia/unidade) e  $ni$  é o número de unidades. Na irrigação, a água usada é devolvida aos rios depois de um certo tempo já na derivação de água para abastecimento urbano, o retorno é imediato.

#### 4.2.8 – Hidroeletricidade

O MIKE BASIN 2000 pode simular a geração de energia em conexão com a operação de reservatórios. O MIKE BASIN 2000 calcula a geração de energia através da seguinte fórmula:

$$Potência\ Gerada = (NA_{Montante} - NA_{Jusante}) \times Fluxo \times Eficiência \times g \times rho \quad (11)$$

Onde,  $NA_{\text{Montante}}$  é o nível da água a montante,  $NA_{\text{Jusante}}$  é o nível da água a jusante,  $g$  é a aceleração da gravidade,  $\rho$  é a densidade absoluta (massa específica) da água, Fluxo é a vazão, Eficiência é o rendimento das turbinas, Potência Gerada é a potência produzida. Entradas de dados podem ser fornecidas pelo usuário e são: série histórica de geração de energia, vazões, nível a montante e a jusante e eficiência da turbina.

#### **4.2.9 – Apresentação dos resultados**

Os resultados do modelo incluem informação sobre o desempenho individual de cada reservatório (e unidades de geração de energia associadas) e outros esquemas com demandas de água (irrigação, abastecimento urbano-industrial etc.). Para o período de simulação, a magnitude e frequência de qualquer escassez de água podem ser ilustradas. Além disso, séries históricas de vazões do rio a todos os nós são simuladas, habilitando o usuário a determinar o impacto combinado de esquemas selecionados nas vazões do rio. Todos os resultados podem ser visualizados em vários formatos, inclusive com animação. Os resultados podem ser apresentados como tabelas mensais no formato HTML (Hypertext Mark-up Language) para a internet, incluindo automaticamente geração de “hyperlinks” aos nós da rede. Podem ser computadas médias mensais e estatísticas descritivas para qualquer etapa de tempo na simulação.

### 4.3 – MODELAGEM DE SÉRIES TEMPORAIS

De forma geral o modelo MIKE BASIN 2000 aplica um balanço de massa em toda a rede de fluxo, para isso são necessários dados de entrada e de saída de água do sistema hídrico a ser simulado. Como dados principais de entrada o modelo requer séries de escoamento específico, que são multiplicados pela área em cada nó de bacia e assim transformados automaticamente em séries de vazões. Como não existem informações detalhadas sobre o escoamento específico nos diversos tipos de solo da bacia utilizamos séries de vazões e admitiu-se que os nós de bacia têm área unitária, ou seja, os dados de escoamento específicos são as próprias séries de vazões.

Um das maiores dificuldades no processo de tomada de decisão em recursos hídricos é a incerteza dos acontecimentos futuros. Normalmente esse problema é resolvido supondo que os eventos hidrológicos futuros são conhecidos. Nesse caso pode-se utilizar duas alternativas, uma é adotar a série hidrológica observada, e a outra alternativa é desenvolver modelos estocásticos de simulação de séries hidrológicas, gerando assim diversas séries chamadas de sintéticas e então simular o sistema hídrico para essas séries sintéticas.

A geração de séries sintéticas tem sido utilizada em vários estudos, pois permitem testar a solução ótima obtida a partir da série histórica para diversos cenários hidrológicos equiprováveis. Como pretendia-se realizar um planejamento a longo prazo, houve a necessidade de gerar séries sintéticas de vazões.

Segundo SALAS (1980), para se modelar séries temporais é preciso definir um modelo matemático que represente séries com propriedades semelhantes. Os modelos a serem escolhidos podem ser os seguintes: AR – Modelo Autoregressivo, ARMA – Modelo Autoregressivo Média Móvel, ARIMA – Modelo Autoregressivo Integrado Média Móvel, FGN – Fraction Gaussian Noise, BL – Broken Line ou SL – Shifting Level.

De acordo com SALAS (1980), as características hidrológicas estão geralmente sujeitas a mudanças devido a não homogeneidade e inconsistência dos dados. A identificação, descrição e remoção da não homogeneidade e inconsistência dos dados são aspectos fundamentais da análise de séries temporais.

A identificação e descrição das características de mudanças nas séries devido à inconsistência e não homogeneidade dos dados pode ser baseada em testes das

características estatísticas da série amostral. Entre as técnicas estatísticas mais conhecidas para a obtenção de parâmetros necessários na modelagem de séries temporais estão o método dos momentos, o método dos mínimos quadrados e o método da máxima verossimilhança.

Analisando fatores como as características dos processos físicos hidrológicos, e as características das séries temporais optou-se por realizar a geração das séries sintéticas através de um modelo estacionário multivariado autoregressivo de 1ª ordem AR(1).

Um modelo é chamado de autoregressivo quando admite que os valores atuais de um processo hidrológico dependem de valores passados e não de distúrbios aleatórios como em outros casos.

Em um modelo multivariado são analisadas as características estatísticas das séries como: média, desvio padrão, coeficiente de assimetria, distribuição de probabilidade e estrutura de dependência no tempo, de forma individual e a estimativa da inter-relação entre as séries.

Segundo PEITER (1998), o primeiro autor a propor a aplicação do modelo AR(1) em hidrologia foi MATALAS (1967). O modelo pode ser descrito através da seguinte expressão:

$$Z(t) = A * Z(t-1) + B * \varepsilon(t) \quad (12)$$

Sendo:

$$Z^T(t) = [Z_1(t), \dots, Z_n(t)] \quad (13)$$

$$\varepsilon^T(t) = [\varepsilon_1(t), \dots, \varepsilon_n(t)] \quad (14)$$

Os índices A e B são matrizes paramétricas (n x n), onde n é o número de variáveis, neste caso o número de postos fluviométricos.

O vetor Z(t) representa os valores das séries temporais para os diferentes valores de “n”.

O vetor aleatório  $\varepsilon(t)$  também chamado de “ruído branco” é um vetor (n x 1) independente no tempo e no espaço, normalmente distribuído (média zero e desvio padrão um).

As matrizes paramétricas A e B foram obtidas utilizando o método dos momentos. Portanto, estas são estimadas em ordem para conservar explicitamente um número limitado de momentos das séries de tempo originais. Os momentos conservados são a covariância e a covariância de um atraso do processo.

Multiplicando-se a eq. (12) pela transposta de Z(t) e reorganizando os termos, a seguinte expressão é obtida:

$$E[Z(t) * Z^T(t)] = A * E[Z(t-1) * Z^T(t)] + B * E[\varepsilon(t)[Z^T(t-1)] * A^T + \varepsilon^T(t) * B^T] \quad (15)$$

Definindo-se a matriz de covariância como  $M_0$ :

$$M_0 = E[Z(t) * Z^T(t)] \quad (16)$$

e,  $M_1^T$  como:

$$M_1^T = E[Z(t-1) * Z^T(t)] \quad (17)$$

Explorando-se as propriedades de  $\varepsilon(t)$ , a eq. (15), pode ser reduzida para:

$$M_0 = AM_1^T + BB^T \quad (18)$$

A eq. (18) relaciona os momentos  $M_0$  e  $M_1^T$  com as matrizes paramétricas, A e B. Multiplicando-se a eq. (12) por  $Z^T(t-1)$ , tem-se a covariância de atraso um:

$$E[Z(t) * Z^T(t-1)] = A * E[Z(t-1) * Z^T(t-1)] + B * E[\varepsilon(t)Z^T(t-1)] \quad (19)$$

Novamente utilizando-se as propriedades de  $\varepsilon(t)$ , a eq. (19), pode ser reduzida para:

$$M_1 = AM_0 \quad (20)$$

A estacionariedade do sistema pode estabelecer que:

$$E[Z(t) * Z^T(t)] = E[Z(t-1) * Z^T(t-1)] = M_0 \quad (21)$$

Portanto a matriz A pode ser determinada por:

$$A = M_1 M_0^{-1} \quad (22)$$



Resumindo as matrizes A e B são relacionadas aos momentos das variáveis,  $M_0$  e  $M_1$ , através das seguintes equações:

$$M_0 = AM_1^T + BB^T \quad (23)$$

$$M_1 = AM_0 \quad (24)$$

Portanto, temos que:

$$A = M_1 M_0^{-1} \quad (25)$$

$$BB^T = M_0 - AM_1^T \quad (26)$$

Após a determinação da matriz A, deve-se determinar os parâmetros da matriz B, para isso utilizou-se a metodologia descrita por BRAS & RODRIGUEZ-ITURBE (1984). Seja:

$$BB^T = M_0 - AM_1^T \quad (27)$$

Onde, B é uma matriz triangular inferior:

$$B = \begin{bmatrix} b_{11} & 0 & 0 & \dots & 0 \\ b_{21} & b_{22} & 0 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots \\ b_{n1} & b_{n2} & b_{n3} & \dots & b_{nn} \end{bmatrix} \quad (28)$$

Multiplicando-se a matriz B pela sua transposta, ter-se-á:

$$BB^T = \begin{bmatrix} b_{11}^2 & b_{11}b_{21} & b_{11}b_{31} & \dots & b_{11}b_{n1} \\ b_{21}b_{11} & b_{21}^2 + b_{22}^2 & b_{21}b_{31} + b_{22}b_{32} & \dots & b_{21}b_{n1} + b_{22}b_{n2} \\ \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots \\ b_{n1}b_{11} & b_{n1}b_{21} + b_{n2}b_{22} & b_{n1}b_{31} + b_{n2}b_{32} + b_{n3}b_{33} & \dots & b_{nn} \end{bmatrix} \quad (29)$$

Com isso é possível obter-se os valores da matriz B. Após a determinação das matrizes A e B é necessário determinar e analisar os resíduos das séries para os postos estudados, verificando-se a adequação do modelo escolhido à séries estudadas.

### 4.3.1 – Geração de séries sintéticas

Para a geração de séries sintéticas de vazões foram utilizadas as seguintes séries de vazões: afluentes ao reservatório de Cachoeira, afluentes ao reservatório de Atibainha, do posto fluviométrico Atibaia (62670000), do posto fluviométrico Bairro da Ponte (3D-006), do posto fluviométrico Desembargador Furtado (3D-003), e séries de vazões afluentes ao reservatório de Salto Grande (UHE Americana). Essas informações foram obtidas, junto a SABESP, CPFL, ANA e no Banco de Dados Fluviométricos do Estado de São Paulo (versão 1.0 – 1998).

O período comum utilizado foi de 52 anos (1945-1996), como pretende-se realizar a simulação do sistema hídrico com as demandas dos usos múltiplos correspondentes aos anos de 1997 até 2020 previstas no PLANO de bacia hidrográfica (2000), é necessário a geração de séries de vazões para 24 anos. Como a geração de séries sintéticas produz vazões equiprováveis foram geradas 10 séries sintéticas de 24 anos para cada posto.

Devido a vários fatores, o intervalo escolhido para a simulação foi o mensal e todos os cálculos para a geração das séries foram realizados em planilha eletrônica EXCEL. A sequência da geração de séries sintéticas foi a seguinte:

#### 1ª Etapa: Normalização dos dados Fluviométricos

Para a aplicação da técnica de modelos multivariados, é necessário desazonalizar as séries, esta técnica estabelece que a utilização dos parâmetros como média e desvio padrão, sejam mensais, ou seja, os dados de todos os postos foram organizados em intervalos mensais. Cada posto terá, para cada mês uma média  $\bar{X}(t)$  e desvio padrão  $\sigma(t)$ . Com isso as séries serão normalizadas.

Para utilizar um modelo estacionário multivariado autoregressivo de 1ª ordem AR(1) também é necessário que as séries sejam estacionárias, porém em hidrologia, a maioria das séries apresenta comportamento não estacionário, portanto houve a necessidade de transformá-las em estacionárias, para isso utilizou-se o método da Padronização, que pode ser representado pela eq. (30).

$$Z(t) = \frac{(X_{t,j} - \overline{X_j})}{\sigma_j} \quad (30)$$

Onde:  $Z(t)$  – variável normalizada

$X_{t,j}$  – valor das séries observadas referente ao mês  $j$  no tempo  $t$

$\overline{X_j}$  – média do mês  $j$

$\sigma_j$  – desvio padrão do mês  $j$

**2ª Etapa:** Cálculo dos valores de  $M_0$  e  $M_1$ .

Depois da normalização das variáveis, calcularam-se as covariâncias das séries e as covariâncias das séries com atraso um, para a montagem das matrizes  $M_0$  e  $M_1$ . Os valores obtidos foram os seguintes:

$$M_0 = \begin{bmatrix} 1.00 & 0.76 & 0.69 & 0.76 & 0.72 & 0.74 \\ 0.76 & 1.00 & 0.67 & 0.79 & 0.72 & 0.77 \\ 0.69 & 0.67 & 1.00 & 0.85 & 0.75 & 0.79 \\ 0.76 & 0.79 & 0.85 & 1.00 & 0.90 & 0.95 \\ 0.72 & 0.72 & 0.75 & 0.90 & 1.00 & 0.88 \\ 0.74 & 0.77 & 0.79 & 0.95 & 0.88 & 1.00 \end{bmatrix} \quad (31)$$

$$M_1 = \begin{bmatrix} 0.67 & 0.51 & 0.49 & 0.56 & 0.56 & 0.54 \\ 0.50 & 0.62 & 0.45 & 0.57 & 0.54 & 0.55 \\ 0.50 & 0.46 & 0.68 & 0.63 & 0.58 & 0.57 \\ 0.52 & 0.53 & 0.58 & 0.73 & 0.67 & 0.67 \\ 0.49 & 0.48 & 0.53 & 0.63 & 0.66 & 0.58 \\ 0.52 & 0.53 & 0.55 & 0.70 & 0.64 & 0.68 \end{bmatrix} \quad (32)$$

Com os valores de das matrizes  $M_0$  e  $M_1$ , os valores das matrizes  $A$ ,  $BB^T$ , e  $B$  podem ser calculadas.

$$A = \begin{bmatrix} 0.61 & -0.07 & -0.05 & 0.16 & 0.19 & -0.13 \\ 0.01 & 0.47 & -0.14 & 0.34 & 0.13 & -0.15 \\ 0.03 & -0.07 & 0.51 & 0.29 & 0.14 & -0.20 \\ -0.03 & -0.08 & -0.13 & 1.06 & 0.12 & -0.25 \\ 0.01 & -0.03 & 0.02 & 0.35 & 0.57 & -0.25 \\ 0.00 & -0.06 & -0.13 & 0.68 & 0.05 & 0.14 \end{bmatrix} \quad (33)$$

$$BB^T = \begin{bmatrix} 0.53 & 0.40 & 0.33 & 0.36 & 0.34 & 0.36 \\ 0.40 & 0.58 & 0.34 & 0.38 & 0.36 & 0.38 \\ 0.33 & 0.34 & 0.52 & 0.40 & 0.34 & 0.37 \\ 0.36 & 0.38 & 0.40 & 0.46 & 0.43 & 0.44 \\ 0.34 & 0.36 & 0.34 & 0.43 & 0.55 & 0.44 \\ 0.36 & 0.38 & 0.37 & 0.44 & 0.44 & 0.50 \end{bmatrix} \quad (34)$$

$$B = \begin{bmatrix} 0.73 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.55 & 0.53 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.45 & 0.17 & 0.54 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.49 & 0.21 & 0.27 & 0.31 & 0.00 & 0.00 \\ 0.47 & 0.18 & 0.18 & 0.37 & 0.35 & 0.00 \\ 0.49 & 0.21 & 0.22 & 0.31 & 0.05 & 0.27 \end{bmatrix} \quad (35)$$

### 3ª Etapa: Geração das séries e Análise estatística dos resíduos

As equações para a geração das séries foram deduzidas da equação (12) em sua forma matricial, resultando nas seguintes equações:

$$Z_1(t) = a_{11}Z_1(t-1) + a_{12}Z_2(t-1) + a_{13}Z_3(t-1) + a_{14}Z_4(t-1) + a_{15}Z_5(t-1) + a_{16}Z_6(t-1) + b_{11}\varepsilon_1(t) \quad (36)$$

$$Z_2(t) = a_{21}Z_1(t-1) + a_{22}Z_2(t-1) + a_{23}Z_3(t-1) + a_{24}Z_4(t-1) + a_{25}Z_5(t-1) + a_{26}Z_6(t-1) + b_{21}\varepsilon_1(t) + b_{22}\varepsilon_2(t) \quad (37)$$

$$Z_3(t) = a_{31}Z_1(t-1) + a_{32}Z_2(t-1) + a_{33}Z_3(t-1) + a_{34}Z_4(t-1) + a_{35}Z_5(t-1) + a_{36}Z_6(t-1) + b_{31}\varepsilon_1(t) + b_{32}\varepsilon_2(t) + b_{33}\varepsilon_3(t) \quad (38)$$

$$Z_4(t) = a_{41}Z_1(t-1) + a_{42}Z_2(t-1) + a_{43}Z_3(t-1) + a_{44}Z_4(t-1) + a_{45}Z_5(t-1) + a_{46}Z_6(t-1) + b_{41}\varepsilon_1(t) + b_{42}\varepsilon_2(t) + b_{43}\varepsilon_3(t) + b_{44}\varepsilon_4(t) \quad (39)$$

$$\begin{aligned}
Z_5(t) = & a_{51}Z_1(t-1) + a_{52}Z_2(t-1) + a_{53}Z_3(t-1) + a_{54}Z_4(t-1) + a_{55}Z_5(t-1) \\
& + a_{56}Z_6(t-1) + b_{51}\varepsilon_1(t) + b_{52}\varepsilon_2(t) + b_{53}\varepsilon_3(t) \\
& + b_{54}\varepsilon_4(t) + b_{55}\varepsilon_5(t)
\end{aligned} \tag{40}$$

$$\begin{aligned}
Z_6(t) = & a_{61}Z_1(t-1) + a_{62}Z_2(t-1) + a_{63}Z_3(t-1) + a_{64}Z_4(t-1) + a_{65}Z_5(t-1) \\
& + a_{66}Z_6(t-1) + b_{61}\varepsilon_1(t) + b_{62}\varepsilon_2(t) + b_{63}\varepsilon_3(t) \\
& + b_{64}\varepsilon_4(t) + b_{65}\varepsilon_5(t) + b_{66}\varepsilon_6(t)
\end{aligned} \tag{41}$$

Os parâmetros  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$ ,  $\varepsilon_3$ ,  $\varepsilon_4$ ,  $\varepsilon_5$  e  $\varepsilon_6$  são as variáveis aleatórias normalmente distribuídas (média zero e desvio padrão unitário), tais valores foram gerados com o auxílio da ferramenta Análise de Dados da planilha eletrônica EXCEL (geração de números aleatórios na opção de distribuição normal).

Depois de gerados os valores dos “ruídos brancos”, as séries sintéticas foram geradas. Como já informado antes foram geradas 10 séries sintéticas de 24 anos para cada posto.

Após essa fase foram calculados os resíduos das séries  $Z_1(t)$ ,  $Z_2(t)$ ,  $Z_3(t)$ ,  $Z_4(t)$ ,  $Z_5(t)$  e  $Z_6(t)$ , denominados  $\xi_1$ ,  $\xi_2$ ,  $\xi_3$ ,  $\xi_4$ ,  $\xi_5$  e  $\xi_6$ . Segundo SALAS (1980), a verificação da adequação do modelo em relação às variáveis em estudo pode ser analisada através dos resultados da média, desvio padrão e coeficiente de assimetria das séries dos resíduos, como mostrado na tabela 19.

TABELA 19 – Valores dos resíduos

Parâmetros	$\xi_1(t)$	$\xi_2(t)$	$\xi_3(t)$	$\xi_4(t)$	$\xi_5(t)$	$\xi_6(t)$
Média	-0.0369	-0.0021	0.0306	0.0160	-0.0170	0.0039
Desv. Pad.	0.9766	0.9713	1.0119	1.0164	0.9755	1.0480
Coef. Ass.	-0.0406	0.0196	-0.0110	0.0328	0.0264	-0.0141

Analisando os resultados apresentados na tabela 18, verifica-se que os resíduos das séries estudadas apresentam tendência a normalidade, pois seus coeficientes de assimetria tendem a zero, além disso, verifica-se que as médias das séries e os seus desvios padrões tendem a zero e um, respectivamente, como idealizado no modelo. A seguir são apresentados os gráficos correspondentes as séries geradas, onde podemos visualizar a tendência de que os resíduos obedecem a uma distribuição normal (figuras 32 à 37).

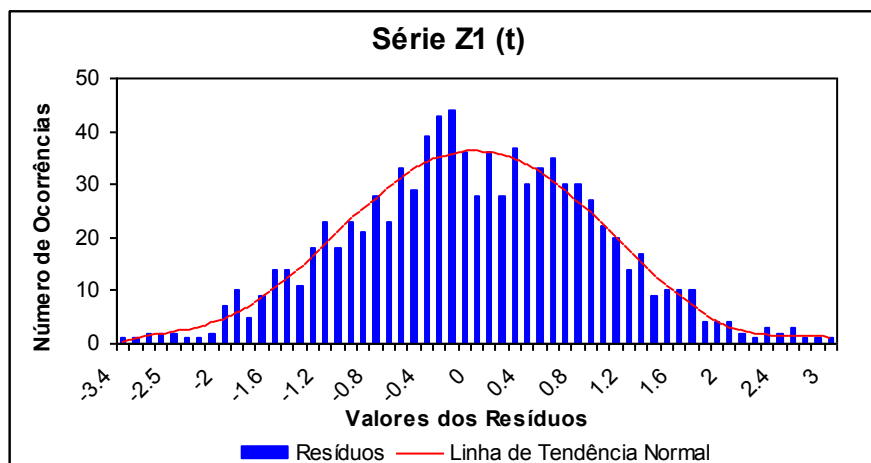


FIGURA 32 – Gráfico de análise dos resíduos (série Z1)

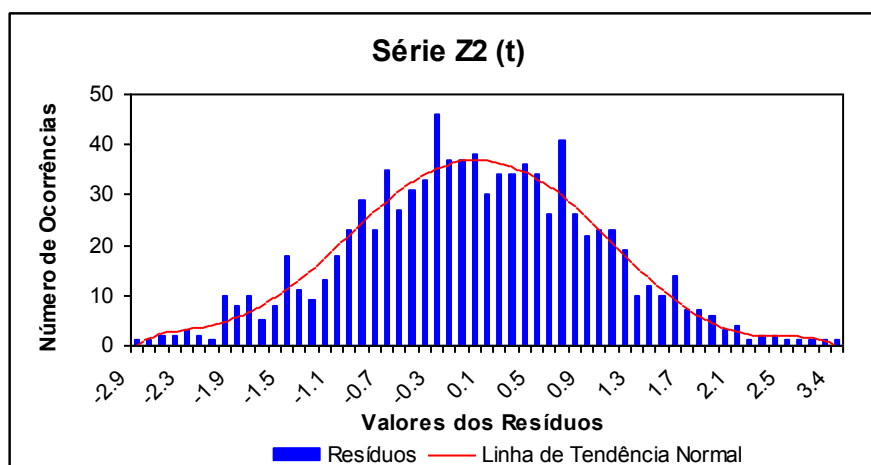


FIGURA 33 – Gráfico de análise dos resíduos (série Z2)

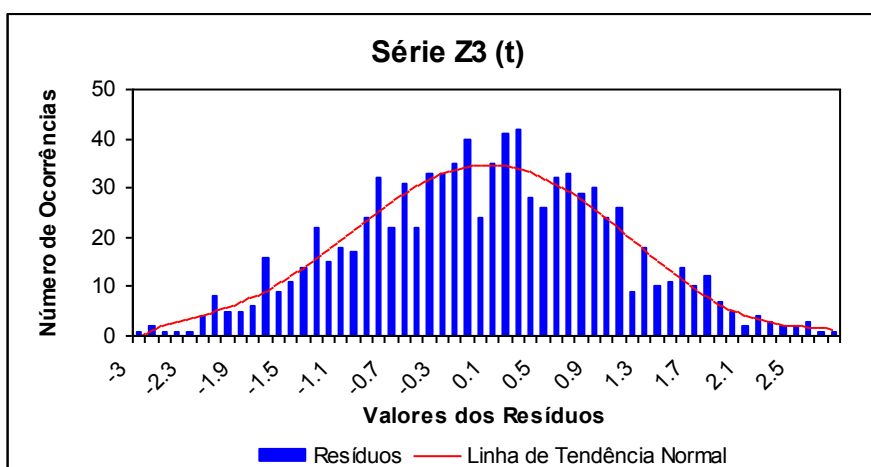


FIGURA 34 – Gráfico de análise dos resíduos (série Z3)

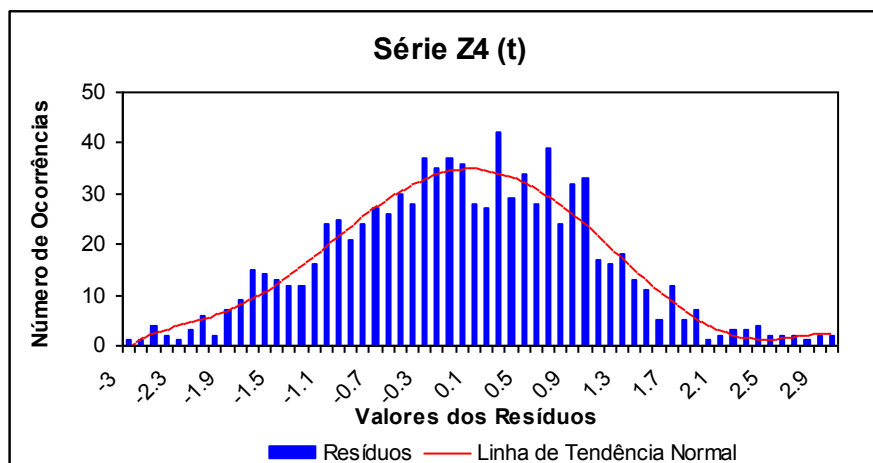


FIGURA 35 – Gráfico de análise dos resíduos (série Z4)

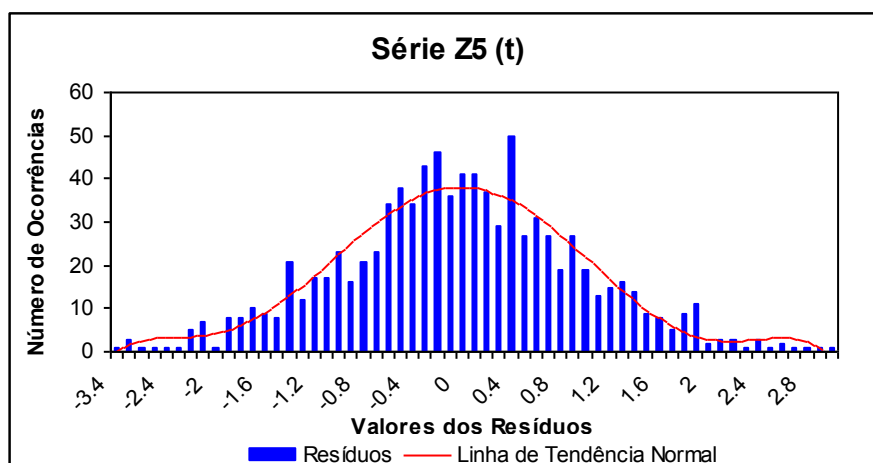


FIGURA 36 – Gráfico de análise dos resíduos (série Z5)

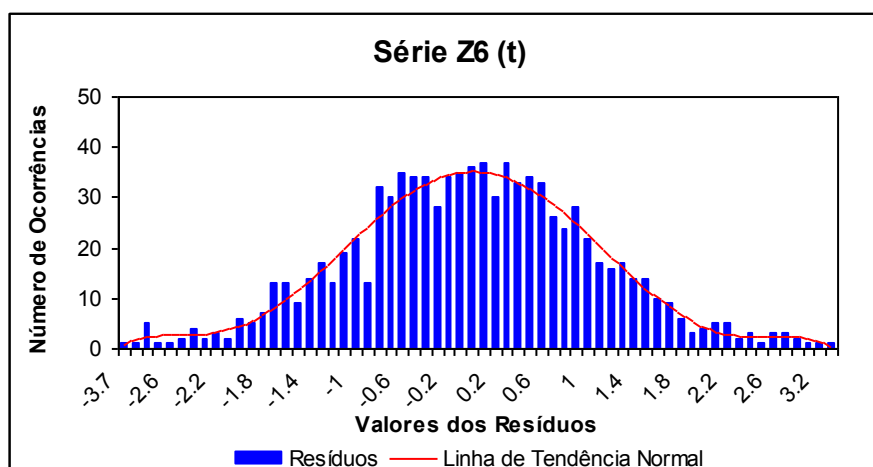


FIGURA 37 – Gráfico de análise dos resíduos (série Z6)

Analisando estatisticamente os resíduos das séries, pode-se concluir que o modelo se ajustou bem às séries observadas e portanto pode ser utilizado para gerar às series sintéticas de vazões.

#### 4ª Etapa: Transformação e Comparação das séries sintéticas

Como no início padronizamos e desazonalizamos as séries, há a necessidade de transformar essa séries em séries não estacionárias e com variações sazonais. Para isso é necessário realizar o procedimento inverso da padronização, ou seja, multiplicar os valores das séries pelo desvio padrão e somar a média além de organizar esses dados novamente em ordem cronológica.

Nos gráficos a seguir (figuras 38 à 43) são comparados os valores de algumas das séries geradas com as séries observadas.

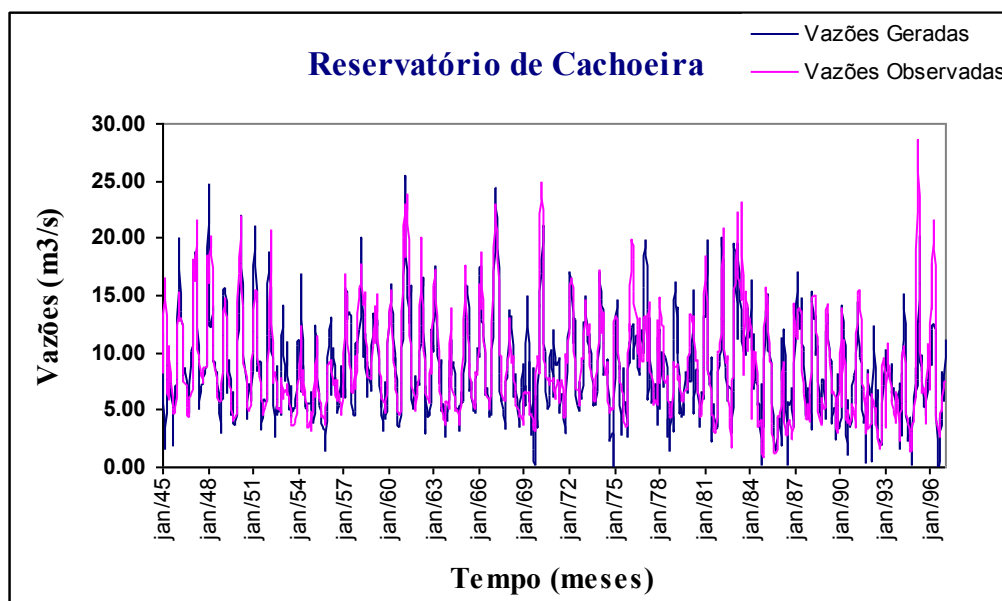


FIGURA 38 – Gráfico de comparação entre séries sintéticas e observadas (posto Z1)



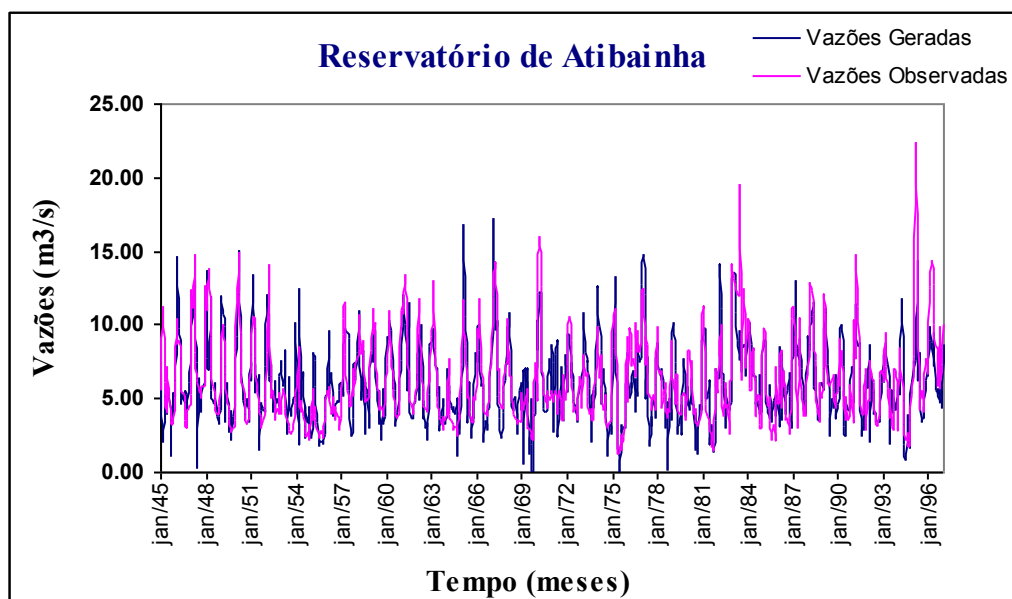


FIGURA 39 – Gráfico de comparação entre séries sintéticas e observadas (posto Z2)

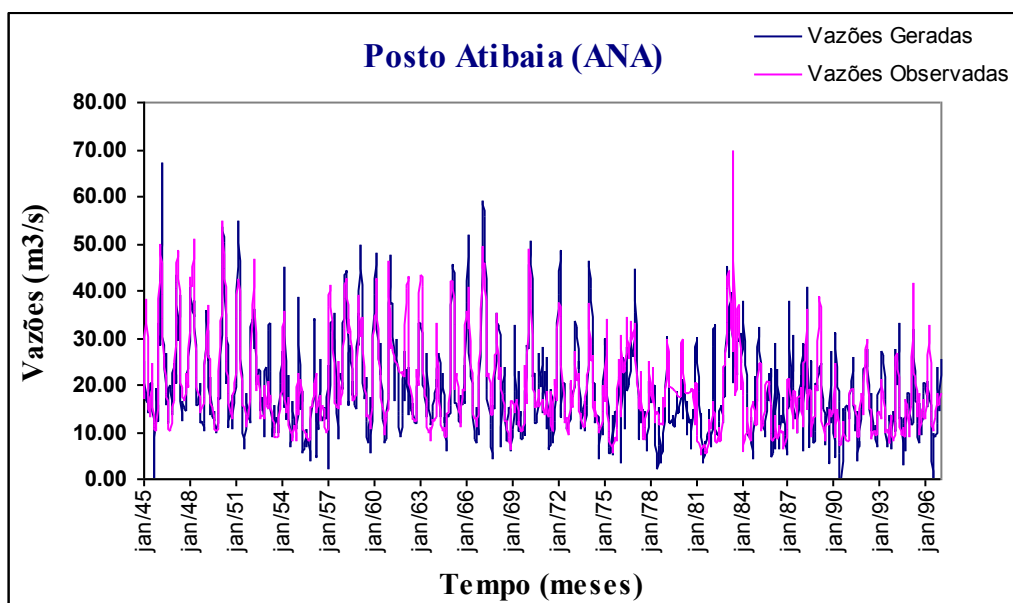


FIGURA 40 – Gráfico de comparação entre séries sintéticas e observadas (posto Z3)

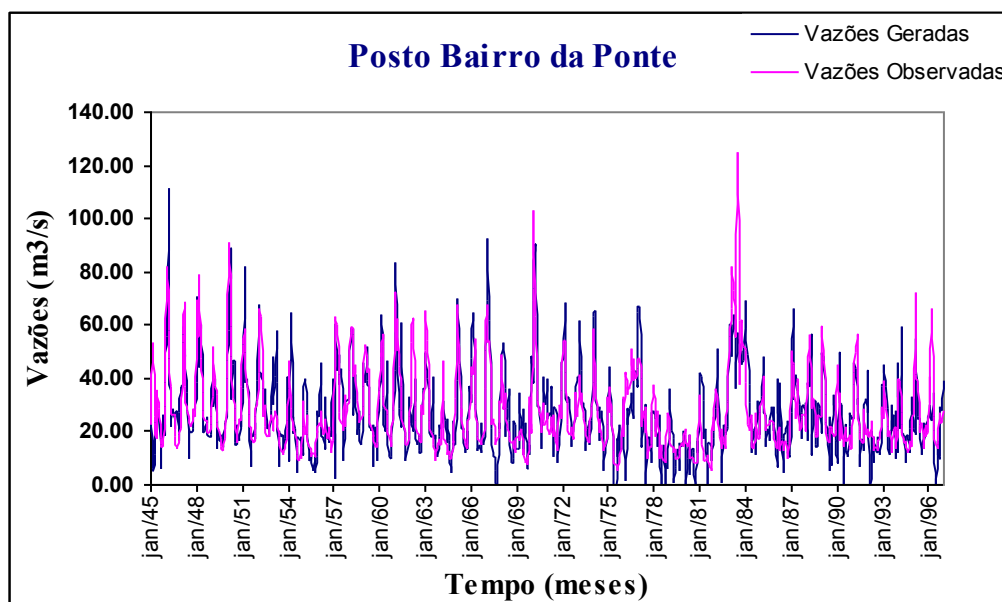


FIGURA 41 – Gráfico de comparação entre séries sintéticas e observadas (posto Z4)

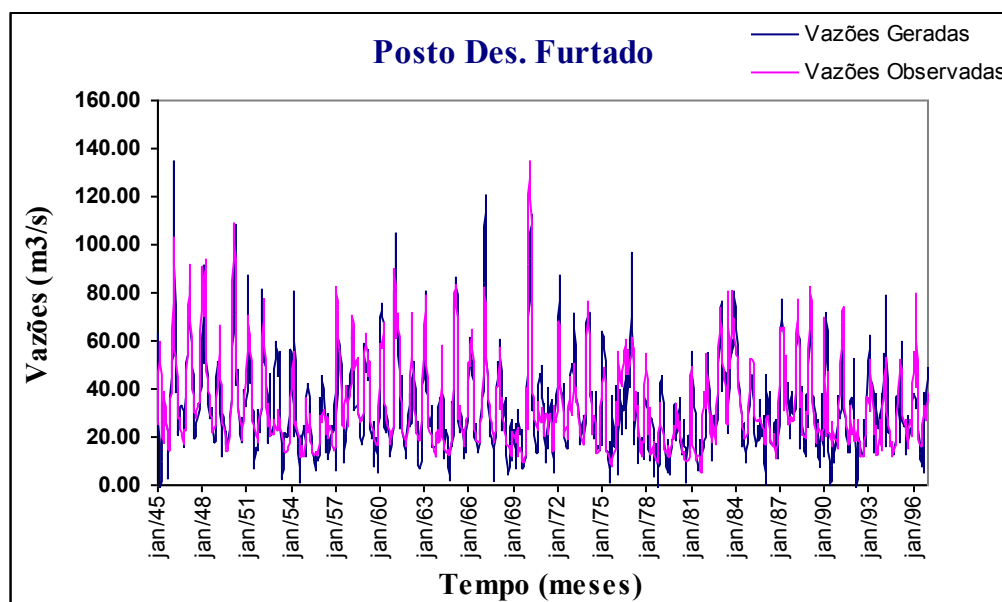


FIGURA 42 – Gráfico de comparação entre séries sintéticas e observadas (posto Z5)

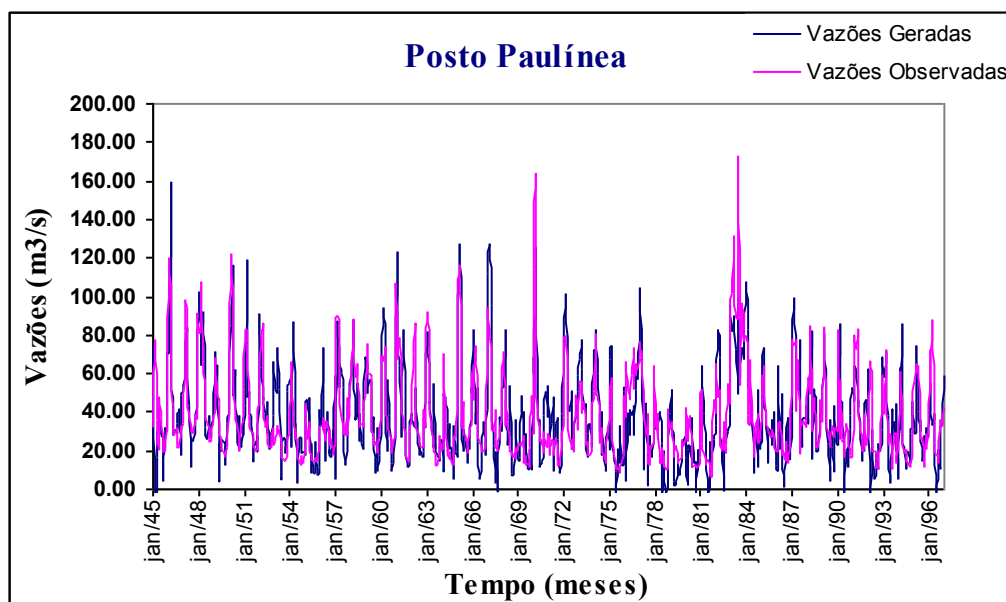


FIGURA 43 – Gráfico de comparação entre séries sintéticas e observadas (posto Z6)

#### 4.4 – MODELAGEM DA BACIA DO RIO ATIBAIA

O mapa da figura 44 foi desenvolvido com o software ArcView GIS, que é a interface gráfica do MIKE BASIN. Apesar de não possuir escala o mapa contém informação geográfica sobre a localização das sedes das cidades, reservatórios, usinas hidrelétricas, postos fluviométricos e rios, além disso uma séries de outras informações sobre esses sistemas estão disponíveis em formato digital, informações essas que foram obtidas junto a Agência Nacional de Água (ANA). Esse mapa foi usado como base na definição da rede de fluxo da bacia hidrográfica estudada.

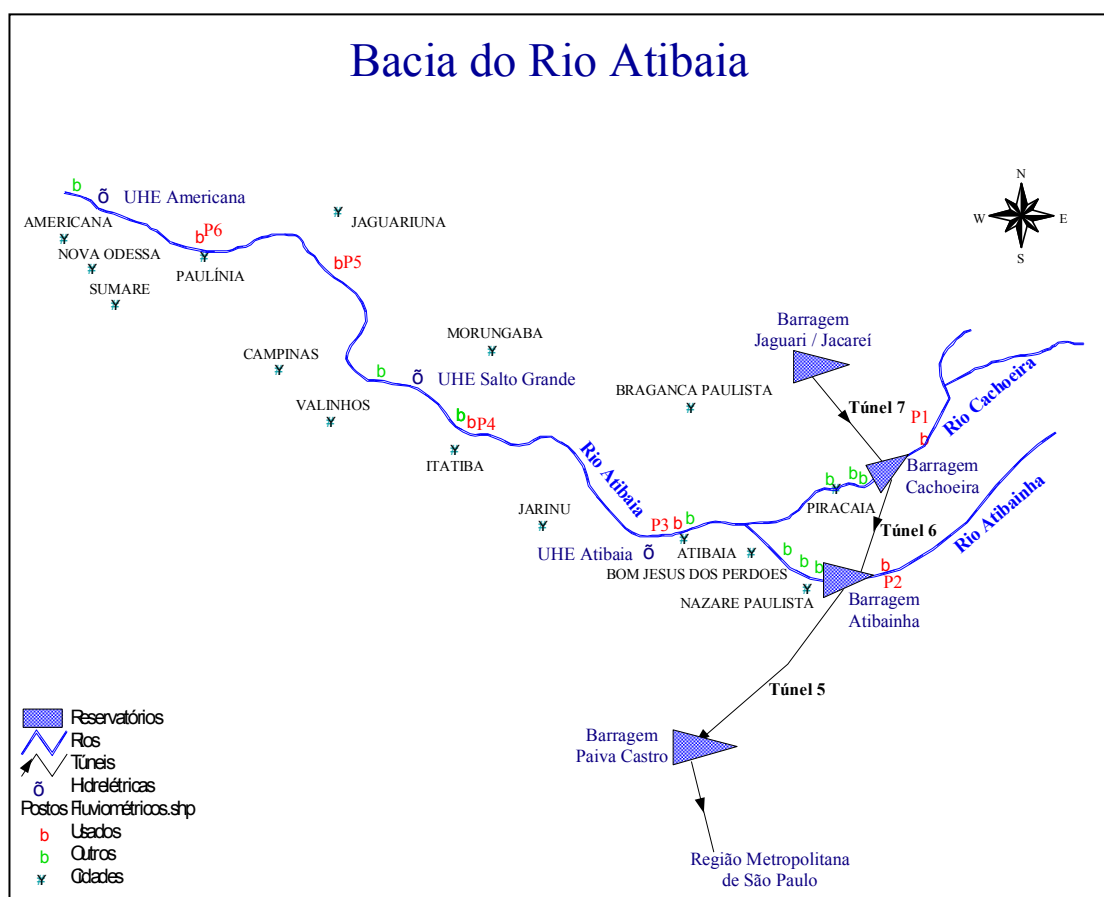


FIGURA 44 – Mapa da bacia do rio Atibaia

Um dos principais requisitos à utilização de modelos de planejamento e gestão de recursos hídricos é a quantidade e representatividade das informações sobre o sistema a ser simulado. Fornecer parâmetros autênticos para o modelo de simulação é fundamental para permitir resultados confiáveis.

Na bacia do rio Atibaia existe grande quantidade de informações hidrológicas e grande quantidade de informações sobre a operação de seus sistemas hídricos, sendo essa mais uma justificativa para a escolha dessa bacia hidrográfica para a pesquisa. Os dados para a pesquisa foram obtidos junto a SABESP, CPFL, ANA, Prefeitura Municipal de Atibaia e Comitê da Bacia Hidrográfica - PCJ.

O processo de simulação seguiu duas etapas: calibração, onde foi realizado o ajuste dos parâmetros e previsão, que é a simulação do sistema pelo modelo com parâmetros ajustados para a quantificação de suas respostas a diferentes entradas.

#### 4.4.1 – Calibração do Modelo

Com o objetivo de obter resultados confiáveis o modelo foi ajustado e verificado. Os sistemas considerados mais importantes e que possuíam informações suficientes foram modelados e calibrados separadamente.

##### 4.4.1.1 – Calibração da UHE Americana

Os dados utilizados na calibração foram fornecidos pela CPFL e são os seguintes: energia gerada mensalmente nos últimos 15 anos (1987-2001), séries de vazões diárias medidas na usina nos últimos 10 anos (1992-2001) e séries de vazões mensais afluentes ao reservatório da usina nos últimos 72 anos (1930-2001). Além disso, também foram fornecidas informações sobre o reservatório e a operação da usina.

Para a calibração o período simulado foi de 14 anos (1987-2000).

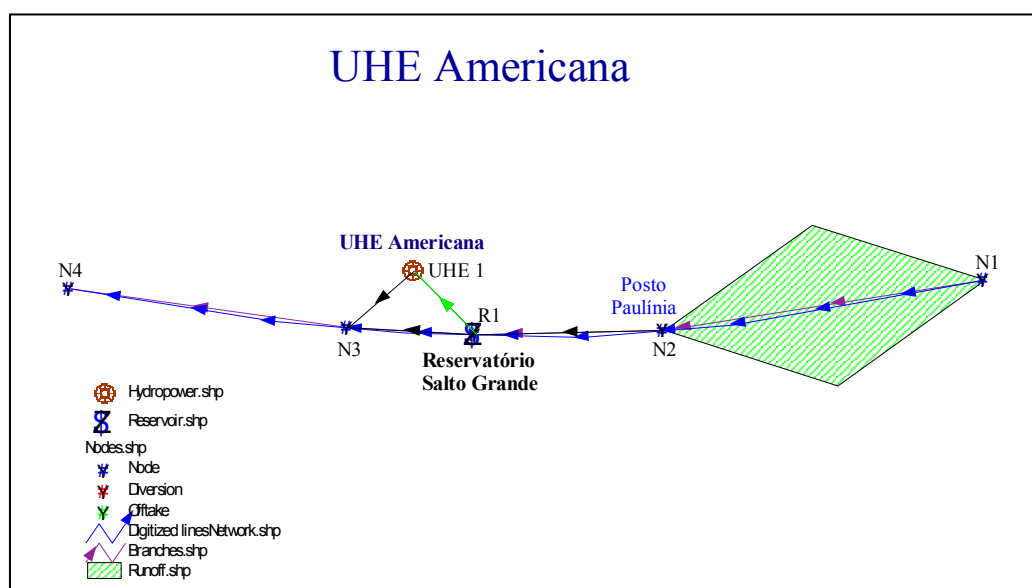


FIGURA 45 – Rede de Fluxo para UHE Americana

A figura 45 representa a UHE Americana através de uma rede de fluxo desenvolvida com o MIKE BASIN, a descrição da rede é a seguinte:

TABELA 20 – Descrição da rede de fluxo para a UHE Americana

<b>Nós</b>	<b>Símbolo</b>	<b>Descrição</b>
1	N1	Nó simples
2	N2	Nó de Bacia
3	R1	Reservatório de Salto Grande
4	UHE1	Usina Hidrelétrica de Americana
5	N3	Nó simples
6	N4	Nó simples

Deve-se verificar que o modelo considera que a água é desviada para a UHE 1, porém isso não acontece na prática, pois a usina está localizada no eixo do rio e não possui canal de derivação. Portanto o trecho R1 – N3 é virtual, para isso é considerado que a vazão nesse trecho é nula.

O nó 2 representado por N2 é um “nó de bacia”, ou seja, ele representa um ponto de entrada de escoamento específico, a parte em verde representa a área de influencia desse nó. Como já foi explicado antes considerou-se a área como unitária e as séries de escoamentos específicos são as séries de vazões. Os nós de bacia representam postos fluviométricos ou locais onde estão disponíveis séries de vazões.

Considerou-se que a usina trabalha a fio d’água no nível constante de 501,30 m, portanto toda vazão afluenta é turbinada. O tempo de operação é de 24 horas por dia e a potencia deseja é a máxima, ou seja, 30 MW.

Na calibração que foi feita por tentativas procurou-se minimizar a soma do erro quadrático entre as potências simuladas e as potências geradas. Os parâmetros que foram alterados foram o nível a jusante e a eficiência das turbinas.

Os resultados da calibração mostraram que as regras operacionais utilizadas na representação da usina produzem resultados excelentes sendo que o erro entre a energia produzida e a calculada pelo modelo nos 14 anos simulados está próximo de 1,12 %. A gráfico da figura 46 compara a potência simulada e potência gerada.

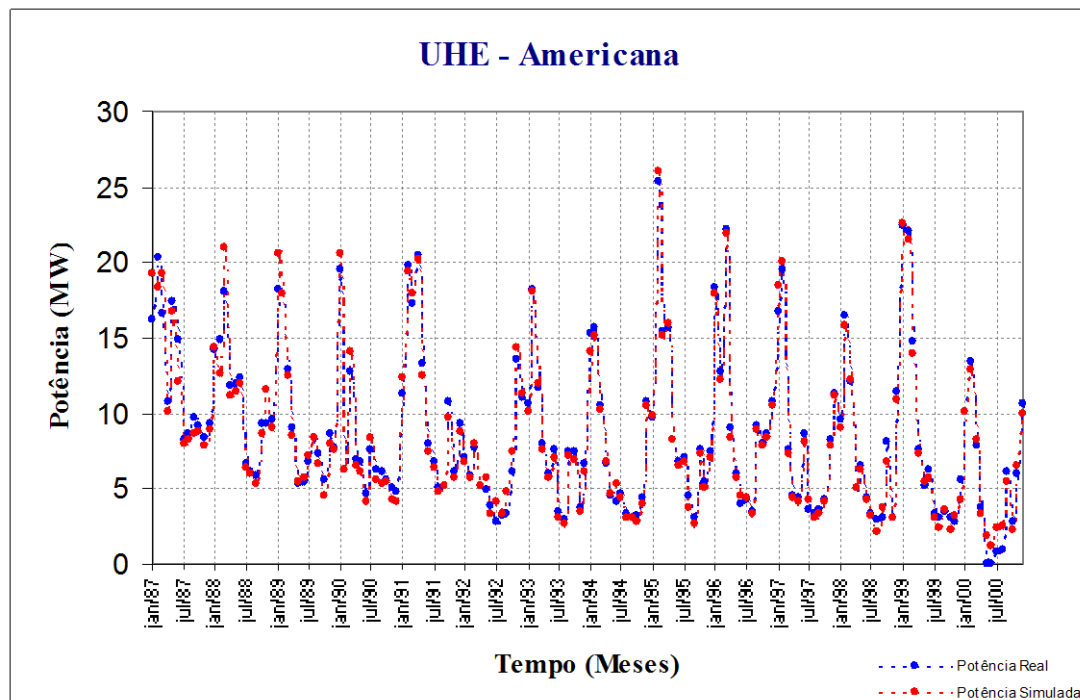


FIGURA 46 – Gráfico de potência observa x potência gerada

O modelo utiliza a eq. (11), que pode representada por:

$$Potência = (NA_{Montante} - NA_{Jusante}) \times Q \times \eta \times \rho \times g \quad (42)$$

Onde: Potência é a potencia gerada em (W)

$NA_{Montante}$  é o nível de água a montante (m)

$NA_{Jusante}$  o nível de água a jusante (m)

$Q$  é a vazão ( $m^3/s$ )

$\eta$  é o rendimento das turbinas (%)

$\rho$  massa específica da água ( $Kg/m^3$ )

$g$  aceleração da gravidade  $m/s^2$

A potência é calculada a cada intervalo de simulação, como nesse caso estamos utilizando o intervalo mensal o modelo calcula a potência gerada por mês. A sequência de cálculo da potência é a seguinte: as vazões afluentes ao reservatório são contabilizadas e através das informações cota-volume o nível do reservatório é calculado (partindo-se do nível inicial especificado), a liberação necessária para a geração de energia é calculada e em seguida as vazões são liberadas, no final de cada etapa de tempo (mês) o nível é recalculado (após a liberação) e finalmente a potência gerada é calculada baseada no nível médio do reservatório.

#### 4.4.1.2 – Calibração da UHE Salto Grande

Os dados utilizados na calibração da UHE Salto Grande também foram fornecidos pela CPFL e são os seguintes: energia gerada mensalmente nos últimos 15 anos (1987-2001) e as regras operacionais da usina. Como não existem dados em relação as vazões afluentes e nem dados sobre o reservatório, adotou-se as vazões afluentes como sendo as vazões do posto fluviométrico Bairro da Ponte, que possui séries de vazões mensais e diárias de 67 anos (1930-1996).

Para a calibração o período simulado foi de 10 anos (1987-1996).

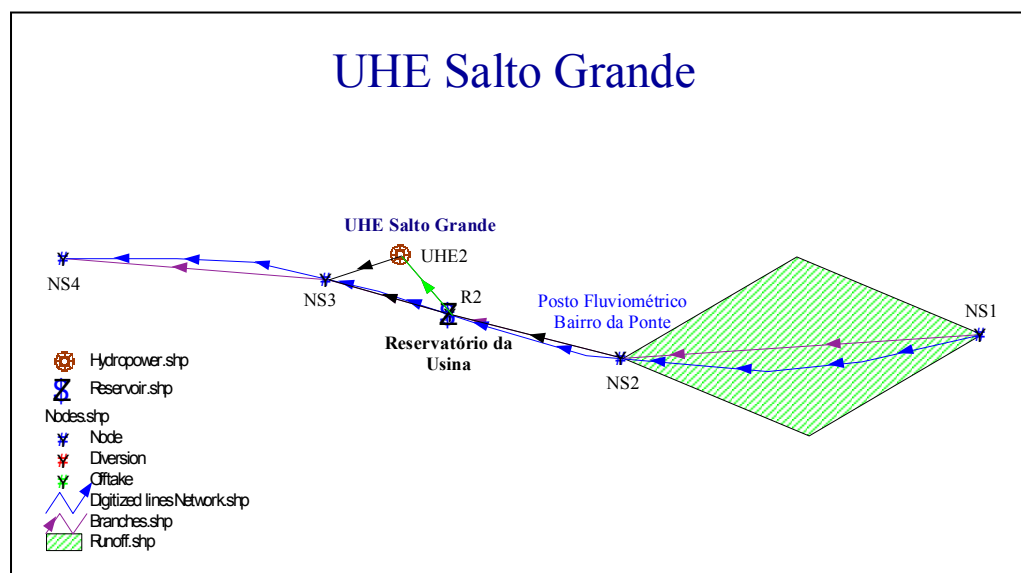


FIGURA 47 – Rede de Fluxo para a UHE Salto Grande

A figura 47 é a representação do MIKE BASIN, para a usina de Salto Grande, a descrição da rede é a seguinte:

TABELA 21 – Descrição da rede de fluxo para a UHE Salto Grande

Nós	Símbolo	Descrição
1	NS1	Nó simples
2	NS2	Nó de Bacia
3	R2	Reservatório da UHE Salto Grande
4	UHE2	Usina Hidrelétrica de Salto Grande
5	NS3	Nó simples
6	NS4	Nó simples



Nesse caso a água é realmente desviada para a UHE 2, através de um canal de derivação. Portanto para o trecho R2 – NS3 deve ser mantida uma vazão mínima que segundo a CPFL é de  $7 \text{ m}^3/\text{s}$ .

O nó 2 representado por NS2 é um “nó de bacia”. Esse nó representa o posto fluviométrico Bairro da Ponte (3D-006) e é nele em que são inseridas as séries de vazões.

Segundo a CPFL essa usina também trabalha a fio d’água com nível constante, portanto toda vazão afluente é turbinada. O tempo de operação é de 24 horas por dia e a potencia desejada é a máxima, ou seja, 3,35 MW.

Os resultados obtidos foram bem diferentes dos observados. As máquinas 1 e 2, são muito antigas (ano de instalação: 1912), portanto é comum a usina trabalhar abaixo de sua capacidade. Segundo informações da CPFL, devido ao fim da vida útil, a unidade geradora nº 2 com potência de 1000 kW está desativada desde agosto de 2000. Devido a esses fatores não foi possível realizar o ajuste dos parâmetros (nível de água a jusante e rendimento das turbinas), portanto utilizou-se os fornecidos pela CPFL.

Esta usina está em processo de repontencialização, com término previsto para dezembro de 2002. Portanto na simulação final será considerado que a usina trabalha com sua capacidade máxima (3,35 MW).

#### **4.4.1.2 – Calibração do Sistema Cantareira**

A complexidade do Sistema Cantareira impossibilitou ajuste de parâmetros, portanto realizou-se somente a verificação desse sistema.

As informações foram fornecidas pela SABESP e são as seguintes: série de vazões transferidas do reservatório Jaguari/Jacareí para o reservatório de Cachoeira (diárias 1990-2000), série de vazões transferidas do reservatório de Cachoeira para o Reservatório de Atibainha (diárias 1990-2000), séries de vazões transferidas do reservatório de Atibainha para o reservatório Paiva Castro (diárias 1990-2000), séries de vazões afluentes aos reservatórios de Cachoeira e Atibainha (mensais 1936-1996) e séries de vazões liberadas pelos reservatórios de Cachoeira e Atibainha (diárias 1990-2000). Além disso, foram fornecidas informações sobre a regra operacional do sistema e informações sobre os reservatórios.

Para a calibração desse sistema o período simulado foi de 7 anos (1990-1996) com intervalos mensais.

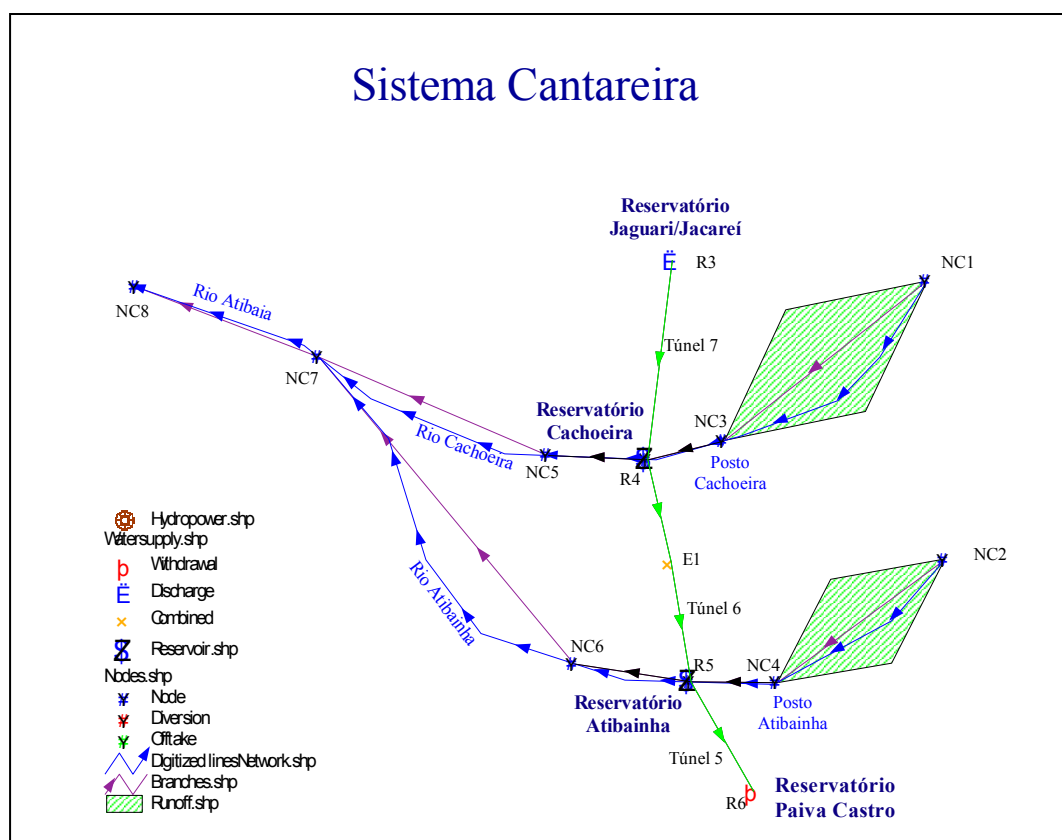


FIGURA 48 – Rede de Fluxo para o Sistema Cantareira

A descrição da rede de fluxo para o Sistema Cantareira é mostrado na tabela abaixo:

TABELA 22 – Descrição da rede de fluxo para o Sist. Cantareira

Nós	Símbolo	Descrição
1	NC1	Nó simples
2	NC2	Nó simples
3	NC3	Nó de Bacia
4	NC4	Nó de Bacia
5	R3	Reservatório Jaguari/Jacareí
6	R4	Reservatório Cachoeira
7	E1	Nó de Abastecimento Público
8	R5	Reservatório Atibainha
9	R6	Reservatório Paiva Castro
10	NC5	Nó simples
11	NC6	Nó simples
12	NC7	Nó simples
13	NC8	Nó simples

Os nós NC3 e NC4 são pontos de entrada das séries de vazões, os símbolos referentes aos nós R3, E1, R6 significam pontos de abastecimento urbano e/ou industrial, como pode ser observado existem 3 tipos. O R3 é do tipo só descarga de vazões e representa o reservatório Jaguari/Jacareí, o E1 é do tipo retirada e devolução e representa a transferência de água do reservatório de Cachoeira para o reservatório de Atibaia e o R6 que é do tipo retirada e representa a retirada de água do reservatório de Atibainha. Na realidade R3 e R6 são reservatórios, mas como eles estão localizados fora da bacia do rio Atibaia foram representados como pontos de retirada e descarga de vazões.

Outro ponto importante são as cores dos arcos, as cores pretas representam prioridade 1 e as cores verdes prioridade 2 ou melhor primeiro a água é mandada ou recebida para os arcos com cores pretas e depois para os arcos com cores verdes essas prioridades podem ser alteradas a não ser nos nós a jusante de qualquer reservatório que automaticamente tem prioridade 1. Por exemplo o R4 recebe água primeiro do nó NC3 e depois do nó R3, já o nó R4 primeiro libera as vazões mínimas estipuladas para o NC5 e só depois irá mandar água para E1.

Os resultados da simulação foram os esperados, ou seja, as demandas dos nós E1 e R6 obtiveram 100% de atendimento em todo o período de simulação. As vazões mínimas simuladas também estiveram muito próximas das observadas. Com os resultados obtidos verificou-se que a representação do sistema está muito próxima da realidade, apresentado bons resultados.

A fase de calibração permitiu ajustar e verificar os sistemas hídricos estudados, apesar das simplificações, as informações simuladas ficaram muito próximas das observadas, demonstrando a capacidade do modelo utilizado. Sendo assim espera-se que o modelo responda adequadamente às simulações finais permitindo resultados confiáveis.

#### **4.4.2 – Representação da Bacia do Rio Atibaia.**

Feita a calibração dos sistemas, iniciou-se a fase de previsão, ou seja, a simulação do sistema pelo modelo com parâmetros ajustados para a quantificação de suas respostas à diferentes entradas que serão as diferentes séries de vazões geradas para diversos cenários.

Como a calibração foi realizada individualmente tem-se agora há necessidade de realizar a representação completa da bacia do rio Atibaia. A figura 49 mostra a configuração final para a bacia hidrográfica.

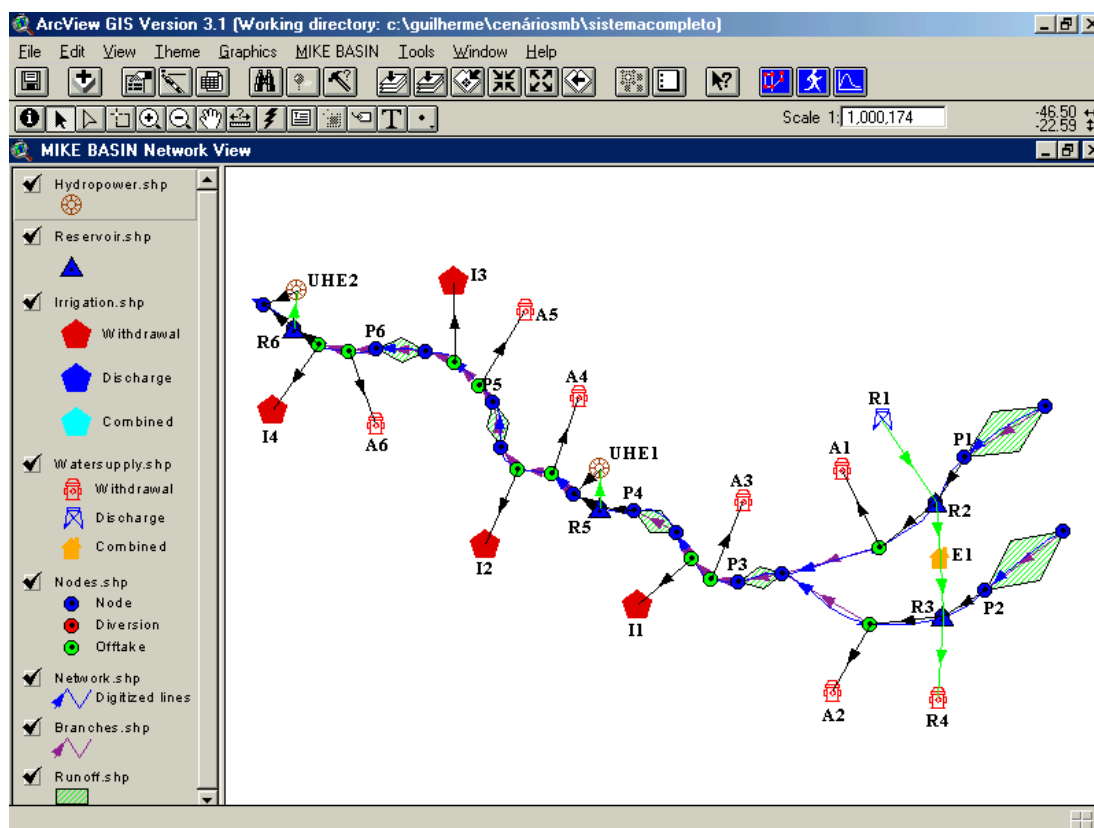


FIGURA 49 – Rede de fluxo para a bacia do rio Atibaia

Como pode ser observado na figura 49, a representação dos sistemas é a mesma dos sistemas individuais realizado na fase de calibração, porém, agora foram inseridos os nós referentes as retiradas de água para irrigação e abastecimento urbano-industrial. Da mesma forma que o abastecimento urbano-industrial a irrigação pode ser representada por 3 tipos de nós: um só para descarga de vazões, um para retirada e descarga e o último só para retirada. Todos os nós de irrigação e abastecimento urbano-industrial foram considerados como retiradas simples, quando na realidade em alguns desses nós a água retorna ao rio. Não existem informações precisas sobre esse retorno, sendo necessários estudos específicos para sua determinação, além disso, essa água normalmente apresenta péssima qualidade, pois poucas cidades da região apresentam estações de tratamento de esgotos, sendo assim optou-se por considerar somente as retiradas de água da bacia. A tabela 23 apresenta a descrição completa da rede de fluxo.

TABELA 23 – Descrição da rede de fluxo

Nós	Símbolo	Tipo	Descrição
1	P1	Nó de Bacia	Entrada de Vazões (Res. de Cachoeira)
2	P2	Nó de Bacia	Entrada de Vazões (Res. de Cachoeira)
3	R1	Reservatório	Reservatório de Jaguari/Jacareí
4	R2	Reservatório	Reservatório de Cachoeira
5	E1	Nó de Abastecimento	Transferência entre R2 e R3 (Túnel 6)
6	R3	Reservatório	Reservatório de Atibainha
7	R4	Reservatório	Reservatório de Paiva Castro
8	A1	Nó de Abastecimento	Retirada para abastecimento urbano-industrial
9	A2	Nó de Abastecimento	Retirada para abastecimento urbano-industrial
10	P3	Nó de Bacia	Posto Fluviométrico Atibaia (62670000)
11	A3	Nó de Abastecimento	Retirada para abastecimento urbano-industrial
12	I1	Nó de Irrigação	Retirada para Irrigação
13	P4	Nó de Bacia	Posto Fluviométrico Bairro da Ponte (3D-006)
14	R5	Reservatório	Reservatório Paiva Castro
15	UHE1	Usina Hidrelétrica	UHE Salto Grande
16	A4	Nó de Abastecimento	Retirada para abastecimento urbano-industrial
17	I2	Nó de Irrigação	Retirada para Irrigação
18	P5	Nó de Bacia	Posto Fluviométrico Desemb. Furtado (3D-003)
19	A5	Nó de Abastecimento	Retirada para abastecimento urbano-industrial
20	I3	Nó de Irrigação	Retirada para Irrigação
21	P6	Nó de Bacia	Paulínia (CPFL)
22	A6	Nó de Abastecimento	Retirada para abastecimento urbano-industrial
23	I4	Nó de Irrigação	Retirada para Irrigação
24	R6	Reservatório	Reservatório de Salto Grande
25	UHE2	Usina Hidrelétrica	UHE Americana

A determinação da quantidade de nós e da posição desses nós foi baseada em informações do RELATÓRIO zero (1999) e do PLANO de bacia hidrográfica (2000). Cada nó de irrigação ou abastecimento urbano-industrial representa um ou mais pontos de retirada, pois além de não influenciar significativamente no resultado final (muitas vazões individuais são pequenas), a rede ficaria visualmente sobrecarregada, já que não existem limites em relação a quantidade de nós e arcos que podem ser inseridos na rede. A figura 50 mostra a rede de fluxo detalhadamente.

# Bacia do Rio Atibaia

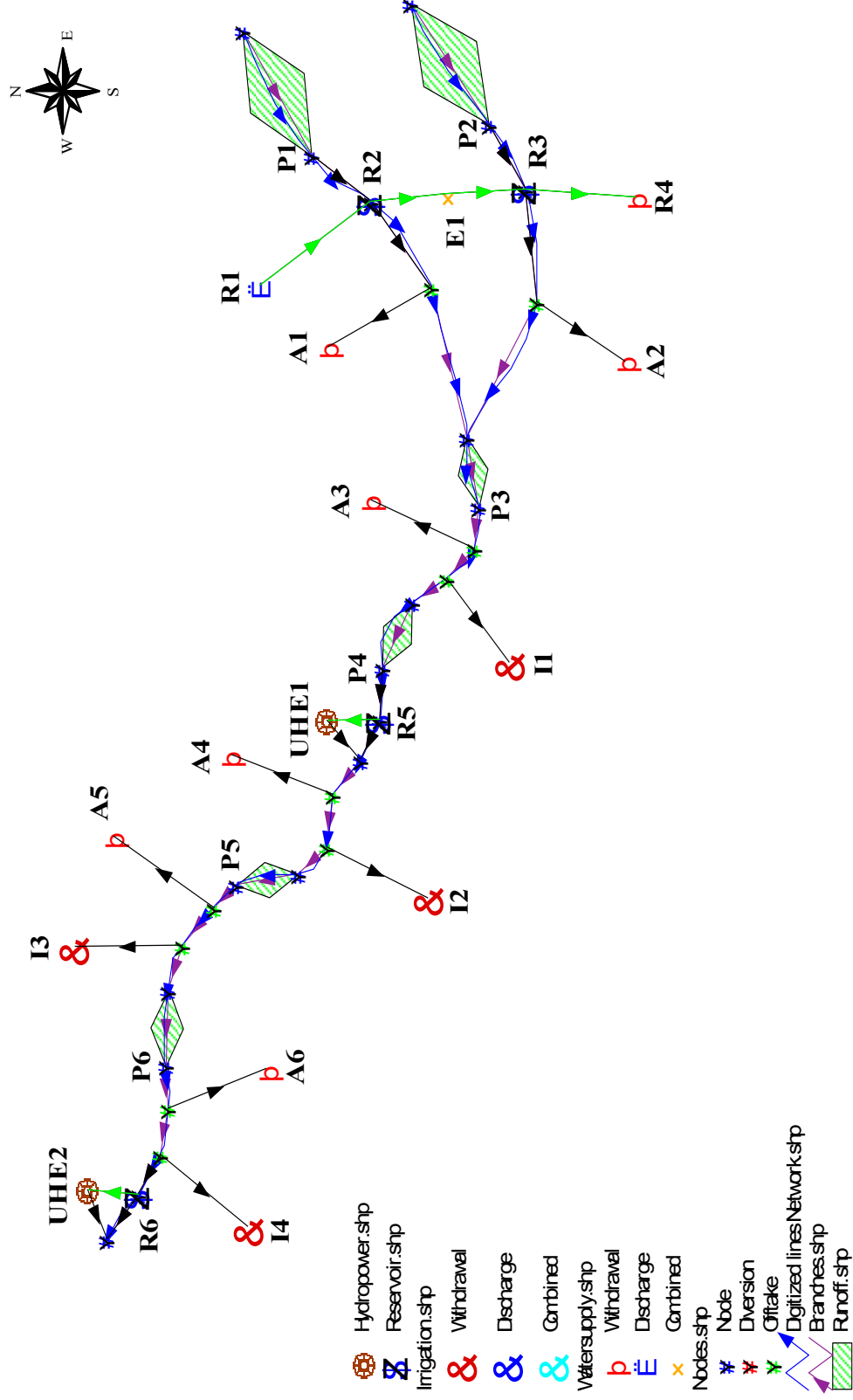


FIGURA 50 – Rede de Fluxo da bacia do rio Atibaia (detalhada)

Observando-se a figura 50 pode-se verificar que os nós P1, P2, P3, P4 e P5 são nós de bacia onde as séries de vazões são os dados de entrada. Como o modelo entende que esses pontos se referem às vazões afluentes da área em verde e não de toda a área acima do nó, é necessário que as vazões de entrada sejam as vazões geradas para esse nó, menos a soma das vazões dos postos acima em cada mês, por exemplo, a vazão sintética para o nó P4 em um determinado mês é  $Q_4$  nesse mesmo mês as vazões geradas para os nós P3 e as vazões liberadas por R3 e R2 são  $Q_3$   $Q_{R3}$   $Q_{R2}$  respectivamente, portanto a vazão de entrada para o nó P4 será  $(Q_4 - (Q_3 + Q_{R3} + Q_{R2}))$ . Dessa forma, a vazão de cada nó de bacia, é a vazão de contribuição da área contida entre os nós de bacia da rede de fluxo e coincide com as vazões geradas para esses nós. Para realizar as simulações é necessário criar arquivos com as informações sobre o sistema esses arquivos são criados com ajuda de um editor de dados como pode ser observado na figura 51. Na montagem da rede de fluxo, os nomes desses arquivos e outras informações sobre os nós da rede são solicitadas como mostrado na figura 52.

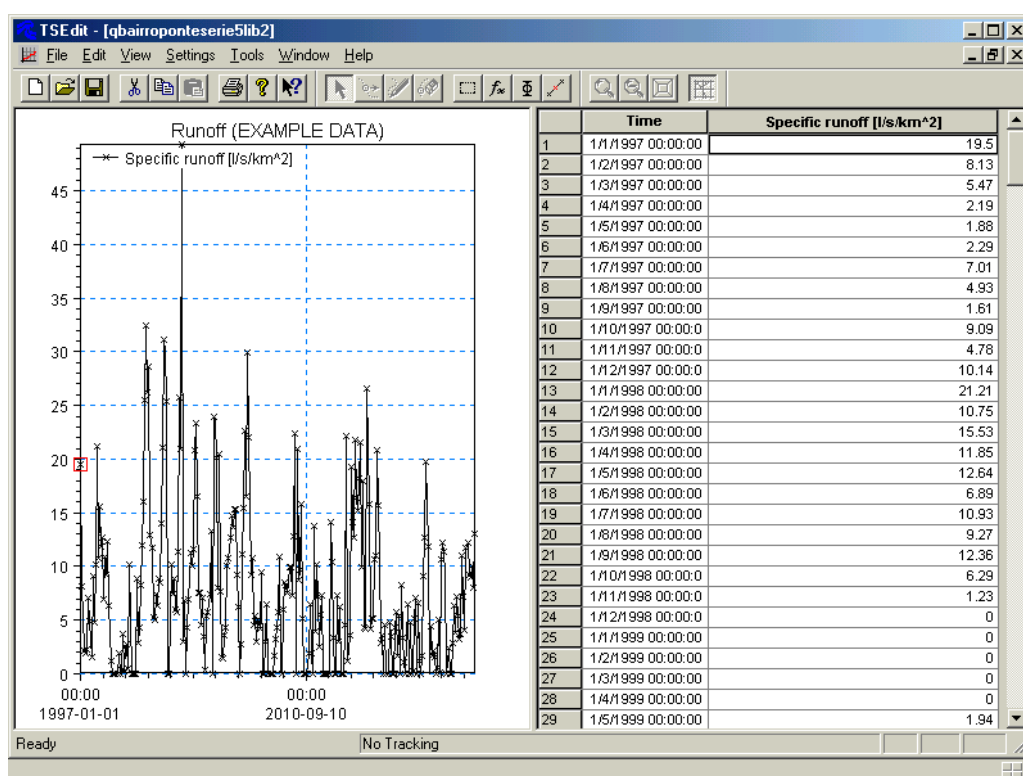


FIGURA 51 – Entrada de dados no Mike Basin 2000

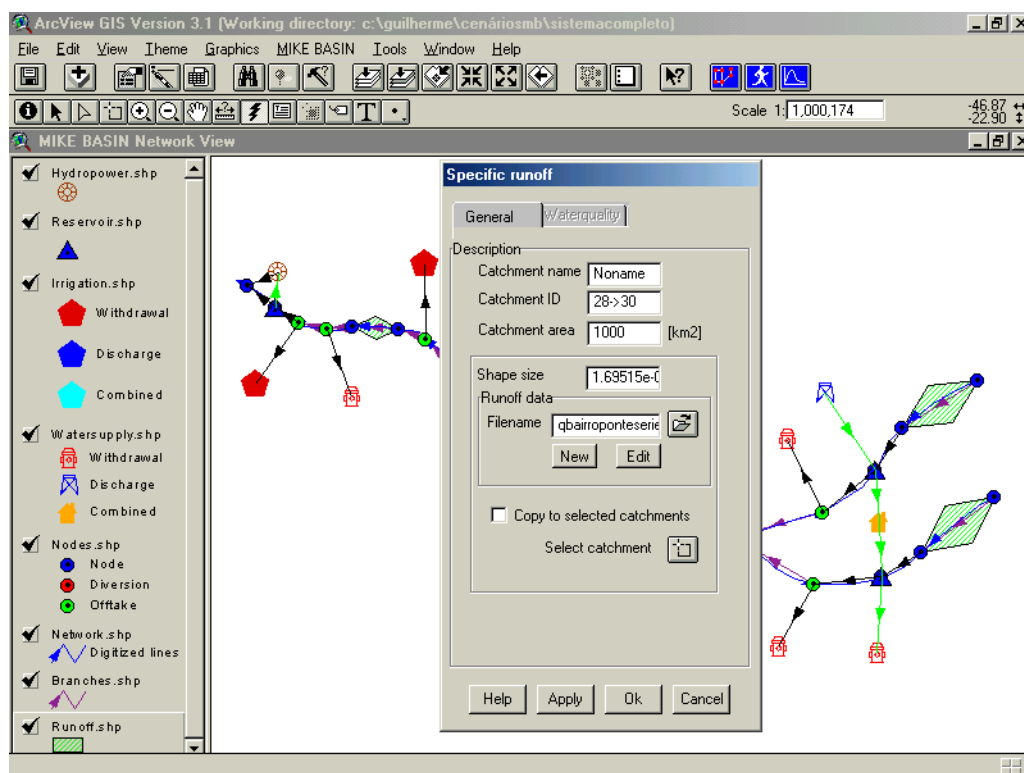


FIGURA 52 – Montagem da rede de fluxo

#### 4.4.3 – Cenários

Com o objetivo de analisar os conflitos entre os usos múltiplos da água na bacia do rio Atibaia foram criados 5 cenários de transferência de água para a RMSP. Para cada um desses cenários foram utilizadas 5 séries sintéticas de vazões. Isso foi feito para 2 séries de lançamentos mínimos dos reservatórios de Cachoeira e Atibainha. Portanto foram realizadas 50 simulações.

As retiradas de água através do abastecimento urbano-industrial e da irrigação foram às retiradas previstas no PLANO de bacia hidrográfica (2000), e são as seguintes:

TABELA 24 – Demandas de água (previsão)

Sub-bacia	Uso	Demandas (m3/s)				
		2000	2005	2010	2015	2020
Atibaia	Ab. Urbano-Industrial	12,02	12,79	13,46	14,29	15,05
	Irrigação	1,62	1,72	1,82	1,82	1,82



As retiradas de água foram distribuídas proporcionalmente entre os nós. Para o cálculo da porcentagem de cada nó foram utilizadas as retiradas de água que o nó representa, informadas pelo RELATÓRIO zero (1999). O resultado foi o seguinte:

TABELA 25 – Distribuição das vazões para o abastecimento urbano-industrial

<b>Ab. Urbano-Industrial</b>	<b>A1</b>	<b>A2</b>	<b>A3</b>	<b>A4</b>	<b>A5</b>	<b>A6</b>
Porcentagem (%)	1,16	0,38	42,76	45,65	1,27	8,78

Devido a falta de informações sobre a irrigação considerou-se a distribuição mostrada na tabela 26.

TABELA 26 – Distribuição das vazões para a irrigação

<b>Irrigação</b>	<b>I1</b>	<b>I2</b>	<b>I3</b>	<b>I4</b>
Porcentagem (%)	0,1	0,2	0,3	0,4

Os cenários de transferência de água entre os reservatórios do Sistema Cantareira foram os seguintes:

### **CENÁRIO 1**

Para o Cenário 1 foram utilizados os valores médios dos últimos 10 anos de transferência entre os reservatórios.

TABELA 27 – Cenário 1

<b>Mês</b>	<b>Transferências (m3/s)</b>		
	<b>R1-R2</b>	<b>R2-R3</b>	<b>R3-R4</b>
1	14	20	25
2	12	19	24
3	14	20	24
4	18	22	27
5	19	22	28
6	20	24	28
7	21	24	28
8	23	24	29
9	25	25	28
10	20	23	28
11	20	23	29
12	20	23	27

Para os demais cenários os valores das retiradas foram aumentando até chegar em 33 m<sup>3</sup>/s. A transferência entre R1 e R2 foi mantida como sendo a média dos últimos 10 anos para todos os cenários, já a transferência de R2 para R3 foi proporcional aos valores indicados em R4, proporção essa calculada através dos valores do cenário 1.

## CENÁRIO 2

TABELA 28 – Cenário 2

Mês	Transferências (m3/s)		
	R1-R2	R2-R3	R3-R4
1	14	18	22
2	12	17	22
3	14	18	22
4	18	18	22
5	19	18	22
6	20	21	25
7	21	21	25
8	23	20	25
9	25	22	25
10	20	21	25
11	20	20	25
12	20	21	25

## CENÁRIO 3

TABELA 29 – Cenário 3

Mês	Transferências (m3/s)		
	R1-R2	R2-R3	R3-R4
1	14	21	25
2	12	20	25
3	14	21	25
4	18	20	25
5	19	20	25
6	20	24	28
7	21	24	28
8	23	23	28
9	25	25	28
10	20	23	28
11	20	23	28
12	20	23	28

**CENÁRIO 4**

TABELA 30 – Cenário 4

Mês	Transferências (m <sup>3</sup> /s)		
	R1-R2	R2-R3	R3-R4
1	14	23	28
2	12	22	28
3	14	23	28
4	18	23	28
5	19	22	28
6	20	25	30
7	21	26	30
8	23	25	30
9	25	27	30
10	20	25	30
11	20	24	30
12	20	25	30

**CENÁRIO 5**

TABELA 31 – Cenário 5

Mês	Transferências (m <sup>3</sup> /s)		
	R1-R2	R2-R3	R3-R4
1	14	25	30
2	12	23	30
3	14	25	30
4	18	24	30
5	19	24	30
6	20	28	33
7	21	28	33
8	23	27	33
9	25	29	33
10	20	27	33
11	20	27	33
12	20	27	33

As vazões mínimas liberadas por R2 e R3 foram consideradas como 2 m<sup>3</sup>/s para o reservatório de Cachoeira e 1 m<sup>3</sup>/s para o reservatório de Atibainha (Liberação 1) para os 5 cenários e depois foram alteradas para 3 m<sup>3</sup>/s e 2 m<sup>3</sup>/s (Liberação 2), respectivamente para os mesmos cenários.

Das 10 séries sintéticas de vazões, 5 foram utilizadas para analisar cada um dos cenários. A sequência de simulações pode ser vista no anexo A.

## 5 – RESULTADOS

Com o objetivo de identificar o cenário menos conflitante entre os usos múltiplos estudados, várias simulações foram realizadas. O tipo de simulação utilizado foi a simulação contínua onde os resultados da simulação são fornecidos de forma contínua, do primeiro ao último ano.

Devido ao longo período de simulação, optou-se por comparar os valores médios da satisfação no atendimento dos diversos setores usuários da água, os resultados também foram analisados através do índice de confiabilidade, ou seja, a probabilidade média de se atender determinada demanda. Deve ser observado que esses valores são as médias entre as 5 séries sintéticas de vazões simuladas para todo o período de simulação (24 anos).

TABELA 32 – Resultados – Abastecimento urbano-industrial

Cenários	Satisfação (%) - Abastecimento Urbano-Industrial						Média
	A1	A2	A3	A4	A5	A6	
Cenário 1	100.00	100.00	97.95	92.14	92.09	93.01	95.86
Cenário 2	100.00	100.00	98.68	94.09	94.00	94.50	96.88
Cenário 3	100.00	100.00	97.99	92.23	92.23	93.12	95.93
Cenário 4	100.00	100.00	97.90	91.90	91.51	92.45	95.63
Cenário 5	100.00	100.00	97.81	91.81	91.30	92.26	95.53

TABELA 33 – Resultados – Irrigação

Cenários	Satisfação (%) - Irrigação				Média
	I1	I2	I3	I4	
Cenário 1	94.31	86.76	91.44	91.54	91.01
Cenário 2	96.07	90.02	93.61	93.55	93.31
Cenário 3	94.38	86.91	91.52	91.71	91.13
Cenário 4	94.03	86.00	90.68	91.03	90.43
Cenário 5	93.89	85.73	90.54	90.74	90.23

TABELA 34 – Resultados – Geração de Energia Elétrica

Cenários	Satisfação (%) - Geração de Energia		Média
	UHE1	UHE2	
Cenário 1	60.85	22.01	41.43
Cenário 2	68.96	24.50	46.73
Cenário 3	61.81	22.25	42.03
Cenário 4	57.95	20.56	39.25
Cenário 5	56.45	19.57	38.01

TABELA 35 – Resultados – Transferência de água para a RMSP

<b>Cenários</b>	<b>Satisfação (%) - Transferência - RMSP</b>		<b>Média</b>
	<b>E1</b>	<b>R4</b>	
Cenário 1 - Liberação 1	99.92	99.71	<b>99.82</b>
Cenário 1 - Liberação 2	99.65	97.76	<b>98.70</b>
Cenário 2 - Liberação 1	100.00	99.98	<b>99.99</b>
Cenário 2 - Liberação 2	100.00	99.08	<b>99.54</b>
Cenário 3 - Liberação 1	99.94	99.81	<b>99.88</b>
Cenário 3 - Liberação 2	99.74	98.27	<b>99.00</b>
Cenário 4 - Liberação 1	99.13	98.89	<b>99.01</b>
Cenário 4 - Liberação 2	97.58	95.17	<b>96.38</b>
Cenário 5 - Liberação 1	95.42	94.81	<b>95.11</b>
Cenário 5 - Liberação 2	92.37	89.43	<b>90.90</b>

TABELA 36 – Resultados – Níveis de Armazenamento dos Reservatórios

<b>Cenários</b>	<b>Satisfação (%) - Reservatórios</b>		<b>Média</b>
	<b>R2</b>	<b>R3</b>	
Cenário 1 - Liberação 1	88.60	70.45	<b>79.53</b>
Cenário 1 - Liberação 2	76.56	33.13	<b>54.84</b>
Cenário 2 - Liberação 1	99.60	82.65	<b>91.13</b>
Cenário 2 - Liberação 2	97.79	54.82	<b>76.31</b>
Cenário 3 - Liberação 1	90.46	75.20	<b>82.83</b>
Cenário 3 - Liberação 2	79.90	40.77	<b>60.33</b>
Cenário 4 - Liberação 1	65.49	57.33	<b>61.41</b>
Cenário 4 - Liberação 2	47.62	21.36	<b>34.49</b>
Cenário 5 - Liberação 1	31.38	28.63	<b>30.00</b>
Cenário 5 - Liberação 2	19.87	11.06	<b>15.46</b>

Os resultados acima mostram que as demandas para os diversos usos não são atendidas por completo em nenhum dos cenários estudados, o que confirma que a demanda é maior que a disponibilidade de água na bacia. Portanto, as situações de conflito entre os usos múltiplos da água são comuns, principalmente no período de estiagem.

O cenário que apresentou os melhores resultados foi o Cenário2 para as liberações 1 e 2. O Cenário1-Liberação1, o Cenário3-Liberação1 e o Cenário4-Liberação1, também apresentam resultados satisfatórios já os Cenários1-Liberação2, Cenários3-Liberação2, o Cenário4-Liberação2 e o Cenário5-Liberação 1 e 2, apresentaram valores muito baixos principalmente nos níveis médios de armazenamento dos reservatórios.

Para todos os cenários com a liberação 2, os resultados para o abastecimento urbano-industrial, irrigação e geração de energia ficaram muito próximos dos valores encontrados quando a simulação foi feita com a liberação 1. A princípio, a liberação

1 e 2 só têm influência na transferência de água para a RMSP e nos volumes armazenados dos reservatórios. Tal fato ocorreu, pois como já informado anteriormente, os valores das séries das vazões foram calculados de forma que as vazões coincidiram com as vazões geradas para cada nó de bacia.

Para uma melhor compreensão dos resultados, a seguir são analisados e comparados alguns dos cenários estudados.

## CENÁRIO 2

No Cenário2 – Liberação1 as demandas totais para o abastecimento urbano-industrial têm em média uma satisfação de 96,88%, já o atendimento total dessas demandas aconteceu em 83,28% do tempo.

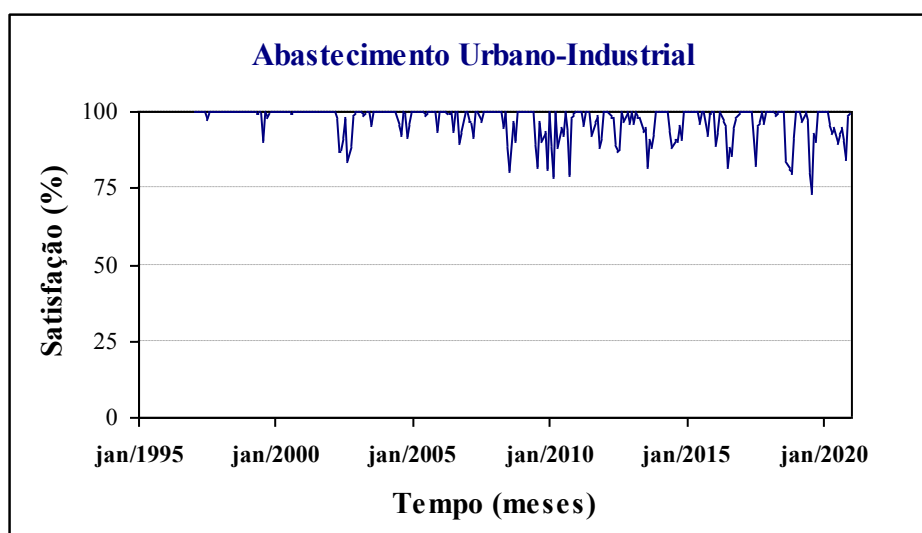


FIGURA 53 – Gráfico de satisfação para o abastecimento urbano-industrial – Cenário 2

Em relação à irrigação os valores da satisfação e da confiabilidade foram de 93,31% e 72,92%, respectivamente.

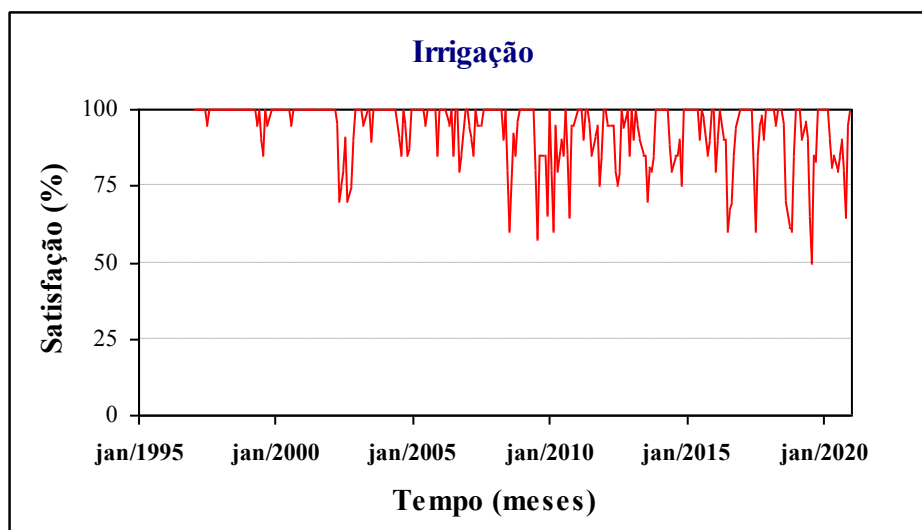


FIGURA 54 – Gráfico de satisfação para a irrigação – Cenário 2

No período simulado a geração de energia na usina de Salto Grande apresentou uma satisfação de 68,96% e na usina de Americana uma satisfação de 24,50%. O que corresponde a uma potência média gerada de 2,31 MW e 7,35 MW. Segundo a CPFL os valores reais médios para essas usinas no período de 1987 a 2000 foram de 2,15 MW e 8,57 MW. Em geral o uso mais prejudicado é a geração de energia elétrica, a UHE Salto Grande apresentou uma satisfação maior que 50% em apenas 78,82% do tempo e a UHE Americana apresentou uma satisfação maior que 50% em apenas 7,64% do tempo. Os demais cenários apresentam valores mais baixos.

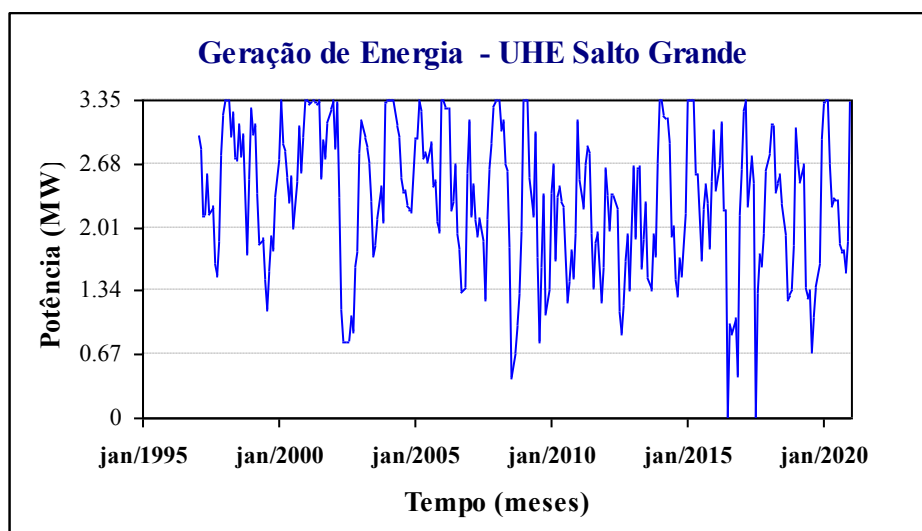


FIGURA 55 – Gráfico da potência gerada para a UHE Salto Grande – Cenário 2

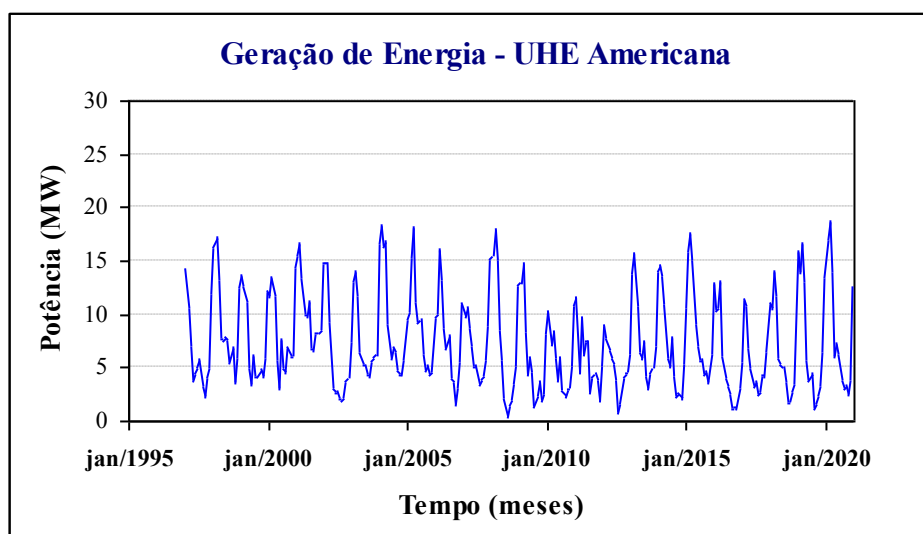


FIGURA 56 – Gráfico da potência gerada para a UHE Americana – Cenário 2

A transferência de água para a Região Metropolitana de São Paulo apresentou 99,99% de satisfação e o atendimento total dessas demandas aconteceu em 98,96% do tempo.

Os reservatórios de Cachoeira e Atibainha apresentaram um armazenamento médio de 99,60% e 82,65% em relação ao volume operacional. Considerando como meta um volume maior ou igual a 50% do volume operacional, verificou-se que a confiabilidade é de 100% para os dois reservatórios para o período simulado.

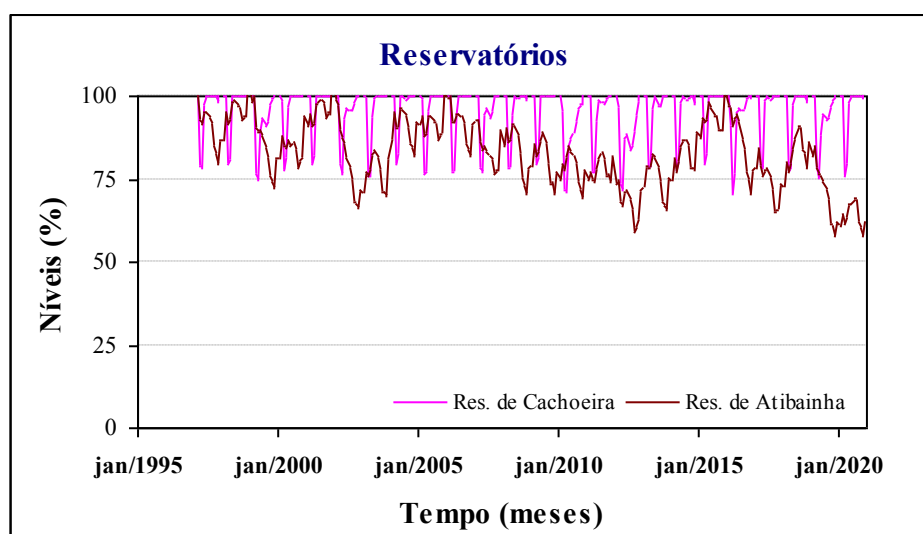


FIGURA 57 – Gráfico dos níveis de armazenamento dos reservatórios – Cenário 2 Liberação 1



O Cenário2–Liberação2, também apresentou bons resultados. Na transferência de água para a Região Metropolitana de São Paulo, esse cenário apresentou 99,54% de satisfação e confiabilidade de 60,42%.

Para os reservatórios de Cachoeira e Atibainha o armazenamento médio foi de 97,79% e 54,82% do volume operacional. Considerando como meta um volume maior ou igual a 50% do volume operacional, verificou-se que a confiabilidade é de 100% e 60,42% respectivamente.

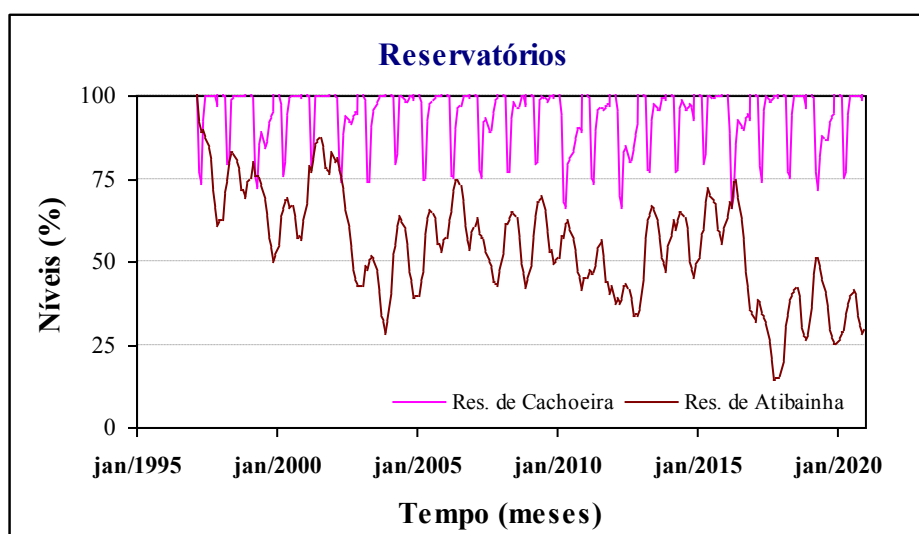


FIGURA 58 – Gráfico dos níveis de armazenamento dos reservatórios – Cenário 2 Liberação 2

### CENÁRIO 3

Os resultados do Cenário3–Liberação1 foram os seguintes: o abastecimento urbano-industrial obteve 95,93% de satisfação e as demandas totais foram atendidas em 79,63% do tempo. Para a irrigação os valores da satisfação e da confiabilidade foram de 91,13% e 67,88%, respectivamente.

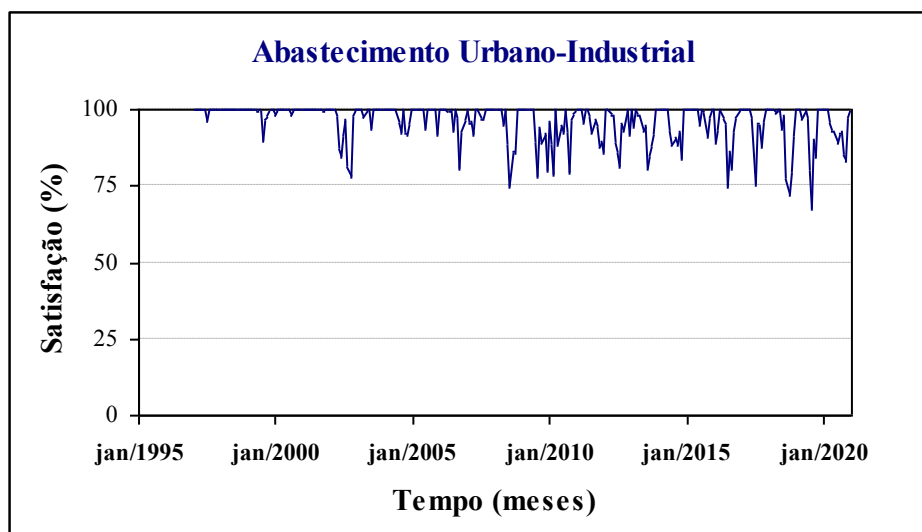


FIGURA 59 – Gráfico de satisfação para o abastecimento urbano-industrial – Cenário 3

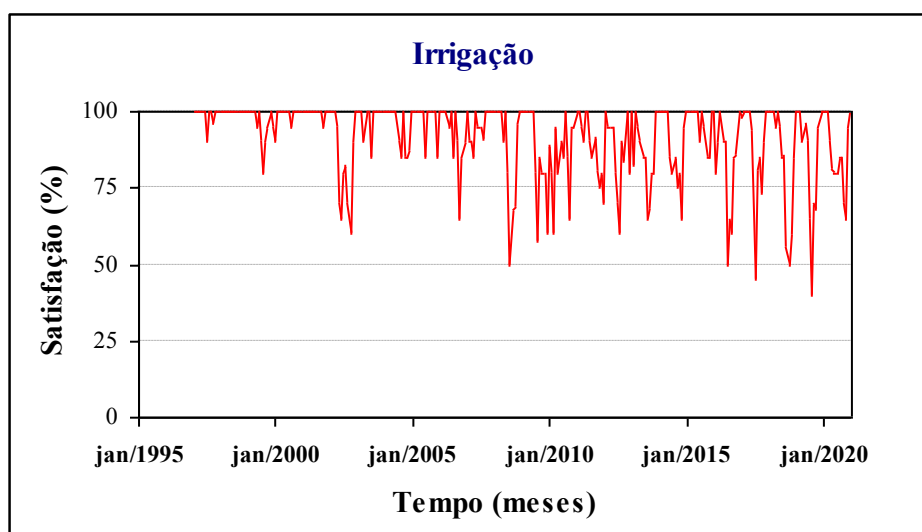


FIGURA 60 – Gráfico de satisfação para a irrigação – Cenário 3

Para o cenário 3 as usinas de Salto Grande e Americana apresentaram satisfação de 61,81% e 22,25% respectivamente. A UHE Salto Grande apresentou uma satisfação maior que 50% em apenas 65,97% do tempo e a UHE Americana apresentou uma satisfação maior que 50% em apenas 4,86% do tempo.

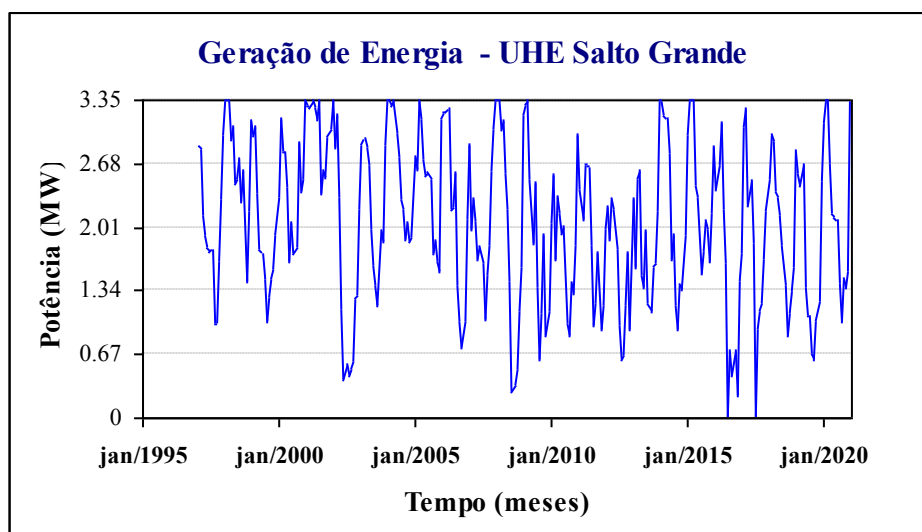


FIGURA 61 – Gráfico da potência gerada para a UHE Salto Grande – Cenário 3

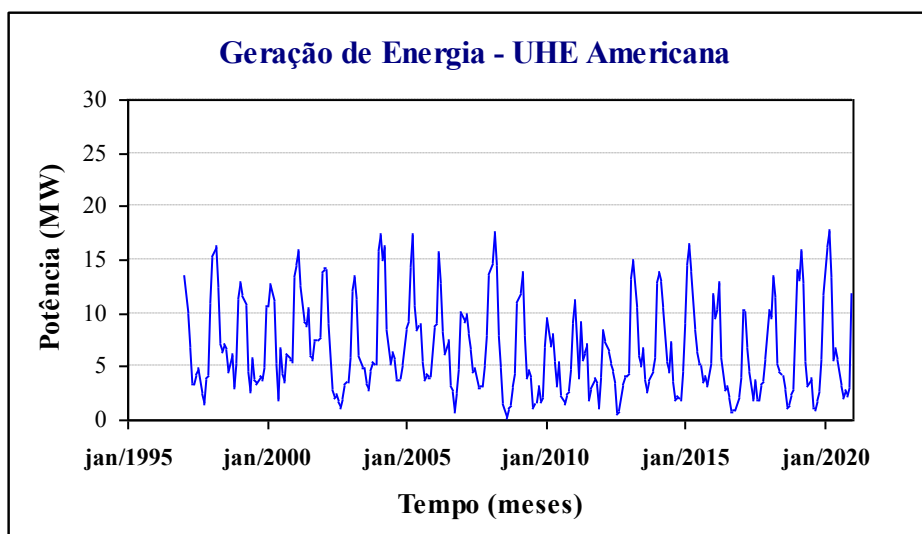


FIGURA 62 – Gráfico da potência gerada para a UHE Americana – Cenário 3

A transferência de água para a RMSP apresentou 99,88% de satisfação e confiabilidade de 91,32%. Os níveis médios de armazenamento dos reservatórios de Cachoeira e Atibainha foram de 90,46% e 75,20% do volume de segurança. Os valores da confiabilidade para um volume maior ou igual a 50% do volume de segurança foram de 100% e 98,96% respectivamente.

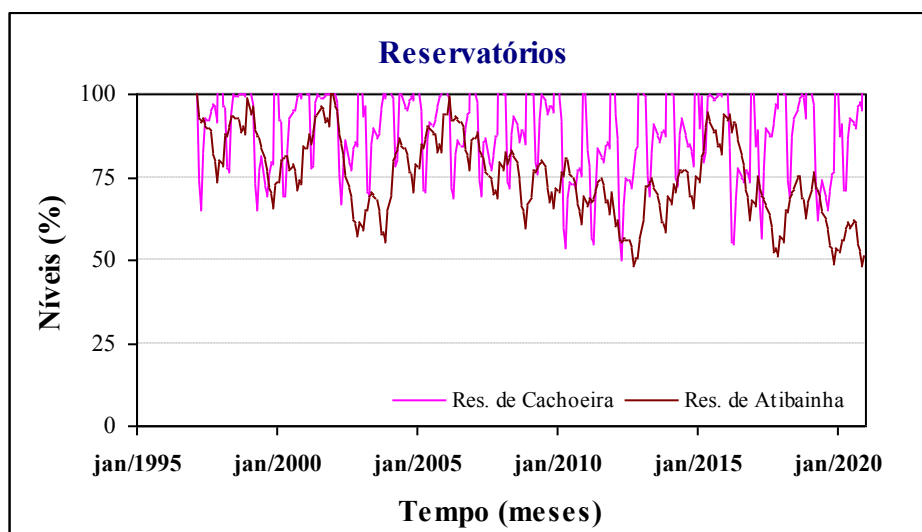


FIGURA 63 – Gráfico dos níveis de armazenamento dos reservatórios – Cenário 3 Liberação 1

Para o Cenário3–Liberação2, a transferência de água para a Região Metropolitana de São Paulo apresentou 99% de satisfação e confiabilidade de 44,44%.

O armazenamento médio dos reservatórios de Cachoeira e Atibainha foi de 79,90% e 40,77% do volume operacional respectivamente. Considerando como meta um volume maior ou igual a 50% do volume operacional verificou-se que a confiabilidade é de 96,53% para o reservatório de Cachoeira e de apenas 28,47% para o reservatório de Atibainha.

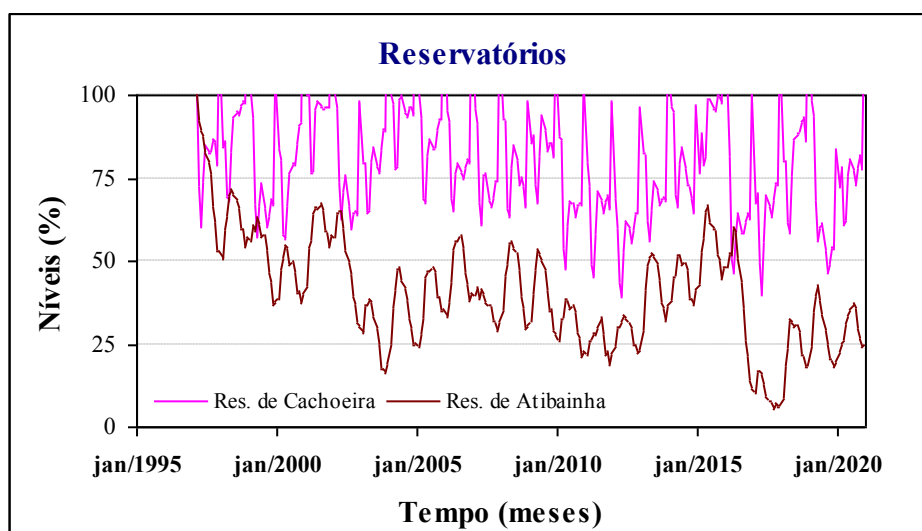


FIGURA 64 – Gráfico dos níveis de armazenamento dos reservatórios – Cenário 3 Liberação 2

Os demais cenários apresentam valores considerados baixos ou insatisfatórios. Por exemplo, no Cenário1–Liberação2 que foi baseado na transferência de água média dos últimos 10 anos, o reservatório de Atibainha apresentou uma probabilidade de 14% do seu armazenamento ser maior que 50% no período simulado. O Cenário1–Liberação1 apresenta resultados satisfatórios, mas outros cenários apresentam-se melhores em relação às situações de conflitos. Os resultados dos cenários 1, 4 e 5 podem ser vistos no anexo B.

Como o cenário que apresentou os melhores resultados foi o Cenário2, optou-se agora por verificar a influência de um aumento nas vazões mínimas liberadas pelos reservatórios de Cachoeira e Atibainha nos usos a jusante dos reservatórios. O aumento foi de  $1\text{m}^3/\text{s}$  na liberação do reservatório de Cachoeira e  $1\text{m}^3/\text{s}$  na liberação do reservatório de Atibainha o que corresponde ao Cenário2-Liberação2. Os resultados foram os esperados, ou seja, esse aumento provocou um aumento em todos os usos. Para o abastecimento urbano-industrial a satisfação aumentou para 97,47% com atendimento total as demandas em 85,94% do tempo.

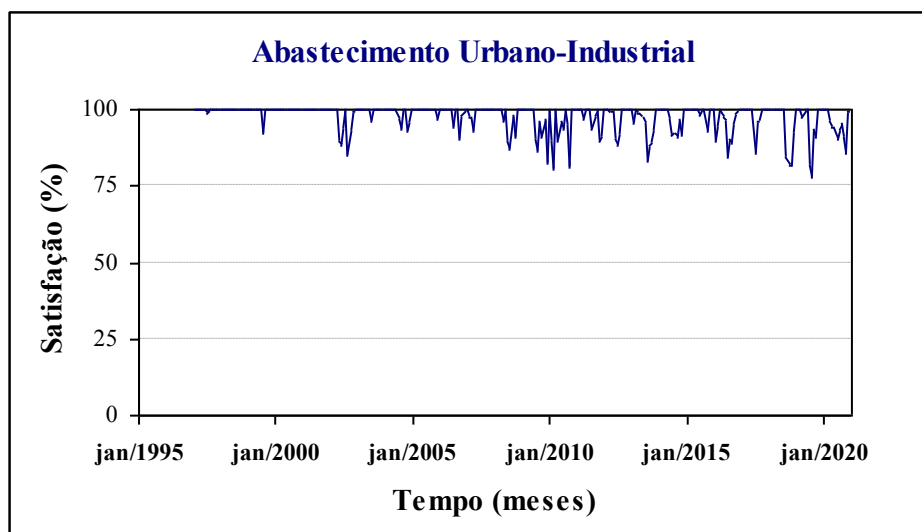


FIGURA 65 – Gráfico da satisfação para o abastecimento urbano-industrial – Cenário 2 Liberação 2

Para a irrigação a satisfação foi de 94,49% e a confiabilidade foi de 77,60%. Na geração de energia a satisfação da UHE Salto Grande passou para 71,02% atingindo valores maiores que 50% de satisfação em 81,94% do tempo, para a UHE Americana a satisfação foi de 24,60% e em 6,25% do tempo os valores foram maiores que 50% de sua produção máxima.

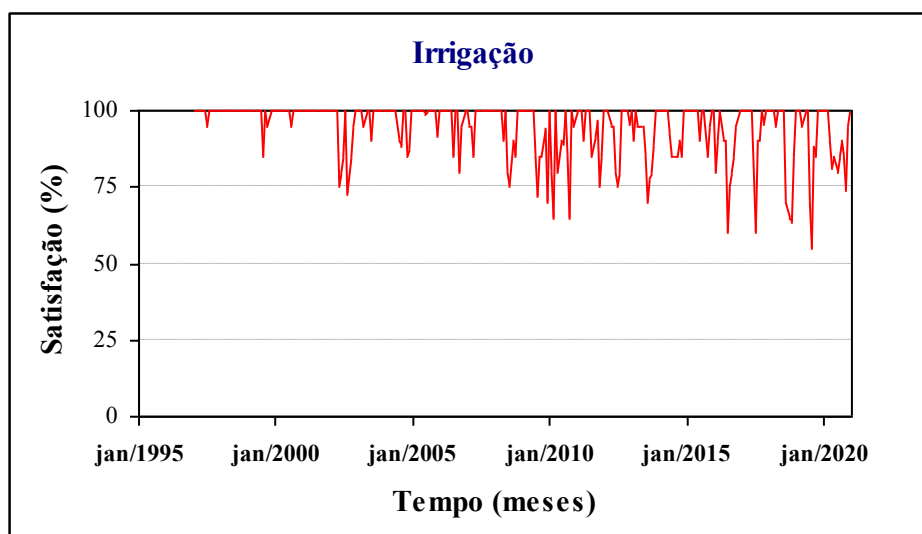


FIGURA 66 – Gráfico da satisfação para a irrigação – Cenário 2 Liberação 2

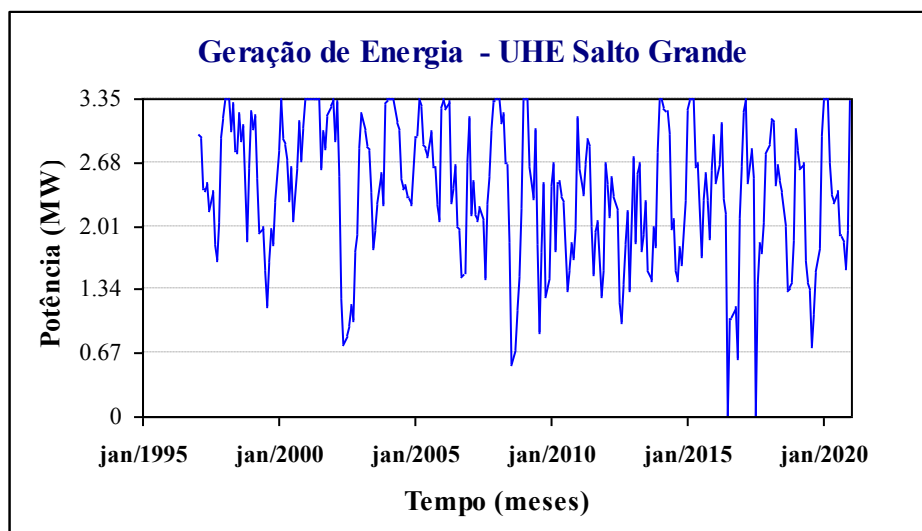


FIGURA 67 – Gráfico da potência gerada para a UHE Salto Grande – Cenário 2 Liberação 2

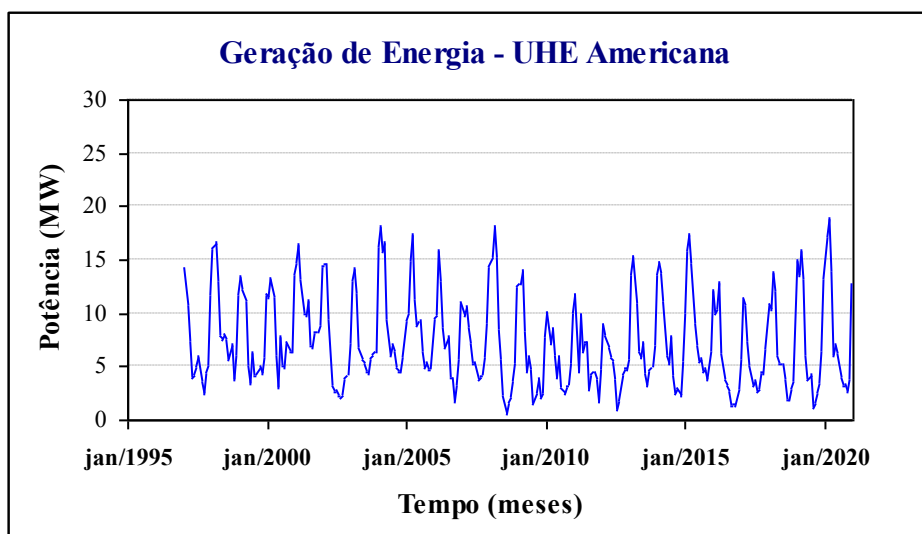


FIGURA 68 – Gráfico da potência gerada para a UHE Americana – Cenário 2 Liberação 2

A montante dos reservatórios a situação continuou a mesma do Cenário2-Liberação2 inicial, a transferência de água para a Região Metropolitana de São Paulo apresentou 99,54% de satisfação e confiabilidade de 60,42%. Para os reservatórios de Cachoeira e Atibainha o armazenamento médio foi de 97,79% e 54,82% do volume operacional. A confiabilidade, considerando como meta um volume maior ou igual a 50% do volume operacional foi de 100% e 60,42% respectivamente (ver gráfico da figura 58).

## 6 – CONCLUSÕES

Neste trabalho foram analisados os conflitos atuais e futuros decorrentes dos usos múltiplos da água, através de simulações computacionais do modelo MIKE BASIN 2000. Os usos analisados foram abastecimento urbano e industrial, irrigação, e geração de energia elétrica, levando-se em consideração a transferência de água para a região metropolitana de São Paulo através do Sistema Cantareira e as previsões de aumento das demandas de água da bacia hidrográfica.

Para a geração das séries sintéticas de vazão, fundamentais para o estudo, utilizou-se um modelo estacionário multivariado autoregressivo de 1ª ordem AR(1), a análise estatística dos resíduos das séries, mostrou que o modelo se ajustou bem às séries observadas, mantendo as características estatísticas de cada uma. Porém, devido à falta de tempo, não foi verificado se a dependência entre os postos foi adequada. Foram geradas 10 séries sintéticas de vazões mensais de 24 anos, das quais apenas 5 foram utilizadas.

Diversos cenários foram criados e simulados, analisando os resultados das simulações, conclui-se que devido às várias demandas da bacia, os conflitos entre os usuários se tornam inevitáveis, principalmente nos períodos de estiagem em que a disponibilidade de água é insuficiente para atender todas essas demandas.

Para o melhor cenário o atendimento das demandas para o abastecimento urbano-industrial obteve 96,98% de satisfação e 83,28% de confiabilidade. Aumentando em 1 m<sup>3</sup>/s as vazões mínimas liberadas pelos reservatórios de Cachoeira e Atibainha, os valores aumentaram para 97,47% de satisfação e 85,94% de confiabilidade.

Para o mesmo cenário os resultados da irrigação foram os seguintes: 93,31% de satisfação e 72,92% de confiabilidade, quando do aumento das vazões mínimas liberadas pelos reservatórios esses valores aumentaram para 94,49% e 77,60%.

O uso da água para geração de energia pode ser considerado o mais prejudicado da bacia. Os melhores valores para a UHE Salto Grande foram de 68,96% de satisfação, e 78,82% de confiabilidade, aumentando para 71,02% e 81,94% quando as vazões mínimas liberadas aumentam. Para a UHE Americana a



satisfação foi de 24,50% e a confiabilidade foi de 7,64%, para o aumento das vazões mínimas liberadas a satisfação aumentou para 24,60%, mas a confiabilidade diminuiu para 6,25%.

Os melhores resultados para a transferência de água para RMSP foram os seguintes: 99,99% de satisfação e em 98,96% do tempo as demandas foram atendidas integralmente. Quando a liberação dos reservatórios aumentou esses valores diminuíram para 99,54% e 60,42%.

Ainda para o melhor cenário o reservatório de Cachoeira obteve um volume armazenado médio de 99,60% do volume operacional e o reservatório de Atibainha apresentou um volume médio de 82,65% do volume operacional, a confiabilidade de ambos apresentarem níveis iguais ou superiores a 50% do volume operacional foi de 100%. Quando as vazões mínimas liberadas por esses reservatórios aumentaram, os resultados foram os seguintes: 97,79% de satisfação e 100% de confiabilidade para o reservatório de Cachoeira e 54,82% de satisfação e 60,42% de confiabilidade para o reservatório de Atibainha.

Portanto com o objetivo de diminuir a magnitude e frequência dos conflitos atuais e futuros é recomendável um aumento nas vazões mínimas liberadas pelos reservatórios do Sistema Cantareira e conseqüente redução das vazões transferidas para a Região Metropolitana de São Paulo, evitando assim um colapso nesse sistema. Verificou-se que para minimizar os conflitos entre os usos múltiplos da água na bacia do rio Atibaia as transferências de água para a RMSP devem ser menores que 30 m<sup>3</sup>/s. Os valores ideais encontrados variaram de 22 a 25 m<sup>3</sup>/s. O aumento das vazões mínimas liberadas pelos reservatórios de Cachoeira e Atibainha é fundamental para manter a sustentabilidade do sistema hídrico estudado. O aumento de 1 m<sup>3</sup>/s nas vazões mínimas liberadas pelos respectivos reservatórios mostrou-se viável, provocando aumento em todos os usos estudados.

Em relação ao MIKE BASIN, este mostrou-se um modelo matemático extremamente versátil e de relativa facilidade de utilização, constituindo ferramenta poderosa no planejamento e gerenciamento de recursos hídricos. Apesar das simplificações necessárias, devido entre outros motivos à falta de dados, o modelo permitiu uma boa representação dos sistemas em estudo. Entre suas características se destacaram: a facilidade de representação dos sistemas hídricos, a manipulação e entrada de dados e o rápido tempo de processamento das simulações.

O trabalho em questão analisou apenas os aspectos quantitativos dos conflitos entre usuários da água, porém, verifica-se que a região apresenta problemas relacionados com a péssima qualidade da água, além disso, o aspecto quantitativo está diretamente relacionado com o aspecto qualitativo, portanto, sugere-se que os próximos trabalhos levem em consideração essa relação entre quantidade e qualidade da água na bacia. Outra sugestão para futuros trabalhos é a ampliação desse estudo para toda a UGRHI-5.



## ANEXO A

Seqüência de simulações que foram realizadas:

<b>Cenário 1</b>	Série 1	Liberação 1
	Série 2	Liberação 1
	Série 3	Liberação 1
	Série 4	Liberação 1
	Série 5	Liberação 1

<b>Cenário 1</b>	Série 1	Liberação 2
	Série 2	Liberação 2
	Série 3	Liberação 2
	Série 4	Liberação 2
	Série 5	Liberação 2

<b>Cenário 2</b>	Série 1	Liberação 1
	Série 2	Liberação 1
	Série 3	Liberação 1
	Série 4	Liberação 1
	Série 5	Liberação 1

<b>Cenário 2</b>	Série 1	Liberação 2
	Série 2	Liberação 2
	Série 3	Liberação 2
	Série 4	Liberação 2
	Série 5	Liberação 2

<b>Cenário 3</b>	Série 1	Liberação 1
	Série 2	Liberação 1
	Série 3	Liberação 1
	Série 4	Liberação 1
	Série 5	Liberação 1

<b>Cenário 3</b>	Série 1	Liberação 2
	Série 2	Liberação 2
	Série 3	Liberação 2
	Série 4	Liberação 2
	Série 5	Liberação 2

<b>Cenário 4</b>	Série 1	Liberação 1
	Série 2	Liberação 1
	Série 3	Liberação 1
	Série 4	Liberação 1
	Série 5	Liberação 1

<b>Cenário 4</b>	Série 1	Liberação 2
	Série 2	Liberação 2
	Série 3	Liberação 2
	Série 4	Liberação 2
	Série 5	Liberação 2

<b>Cenário 5</b>	Série 1	Liberação 1
	Série 2	Liberação 1
	Série 3	Liberação 1
	Série 4	Liberação 1
	Série 5	Liberação 1

<b>Cenário 5</b>	Série 1	Liberação 2
	Série 2	Liberação 2
	Série 3	Liberação 2
	Série 4	Liberação 2
	Série 5	Liberação 2



## ANEXO B

Resultados dos demais cenários.

### CENÁRIO 1

Para o Cenário1-Liberação1 as demandas para o abastecimento urbano-industrial têm em média uma satisfação de 95,86% e o atendimento total das demandas ocorreu em 79,63% do tempo.

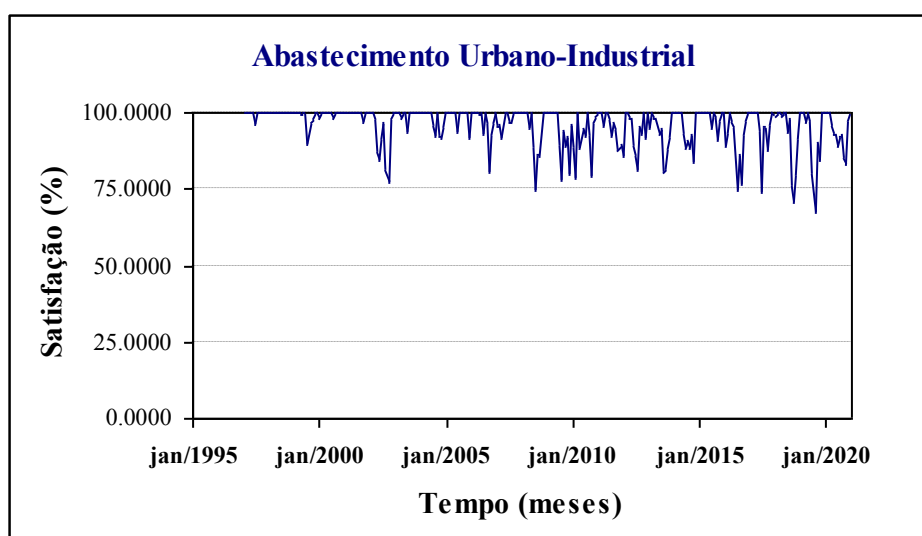


FIGURA 69 – Gráfico da satisfação para o abastecimento urbano-industrial – Cenário1

Para a irrigação os valores foram de 91,01% de satisfação e 67,45% de confiabilidade.

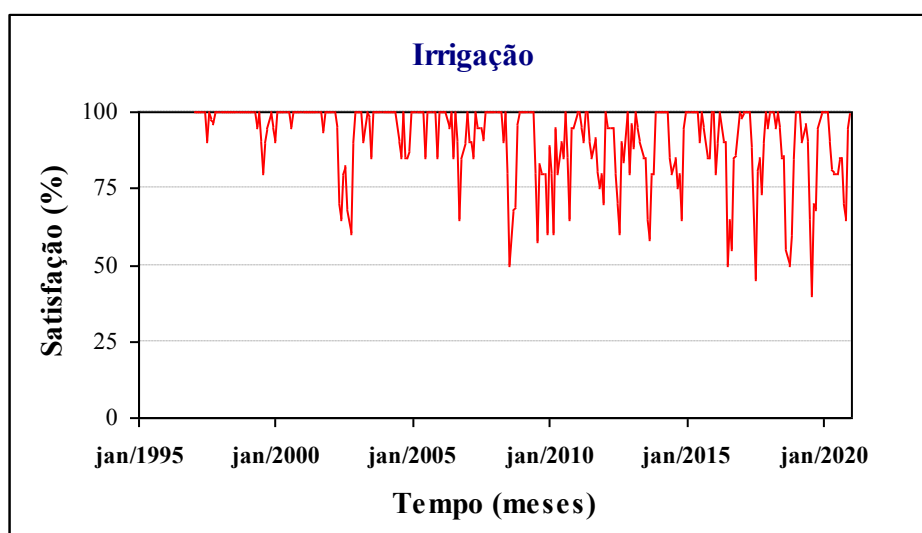


FIGURA 70 – Gráfico da satisfação para a irrigação – Cenário1

A UHE Salto Grande apresentou uma satisfação de 60,85% e apresentou uma satisfação maior que 50% em 63,19% do tempo. Para uma satisfação de 100% a confiabilidade foi de 6,25%. Já a UHE Americana apresentou uma satisfação média de 22,01% com satisfação maior que 50% em apenas 5,21% do tempo. O valor da confiabilidade para uma satisfação de 100% foi zero, ou seja, a usina de Americana não atingiu sua capacidade máxima em nenhum dos meses da simulação.

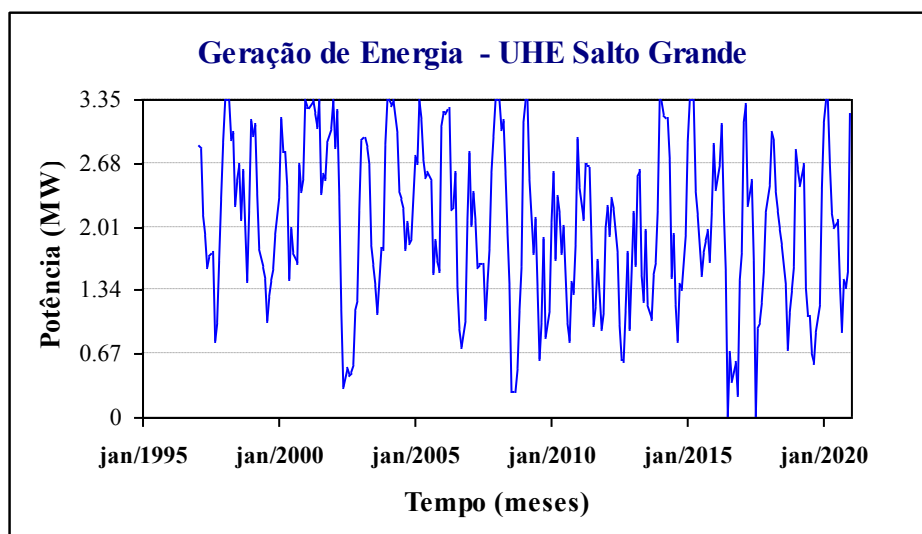


FIGURA 71 – Gráfico da potência gerada para a UHE Salto Grande – Cenário1

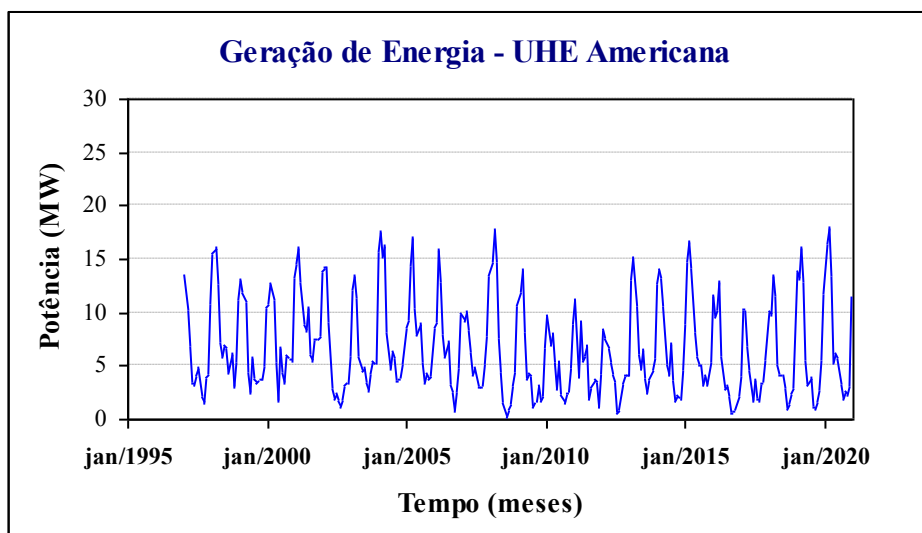


FIGURA 72 – Gráfico da potência gerada para a UHE Americana – Cenário1

Na transposição de água para a RMSP a satisfação foi de 99,82%, e o atendimento total dessas demandas aconteceu em 86,81% do tempo. Os reservatórios de Cachoeira e Atibainha apresentaram armazenamentos médios de 88,60% e 70,45% do volume operacional. Para uma meta de volume maior ou igual a 50% do volume operacional, a confiabilidade foi de 100% e 92,71% respectivamente.

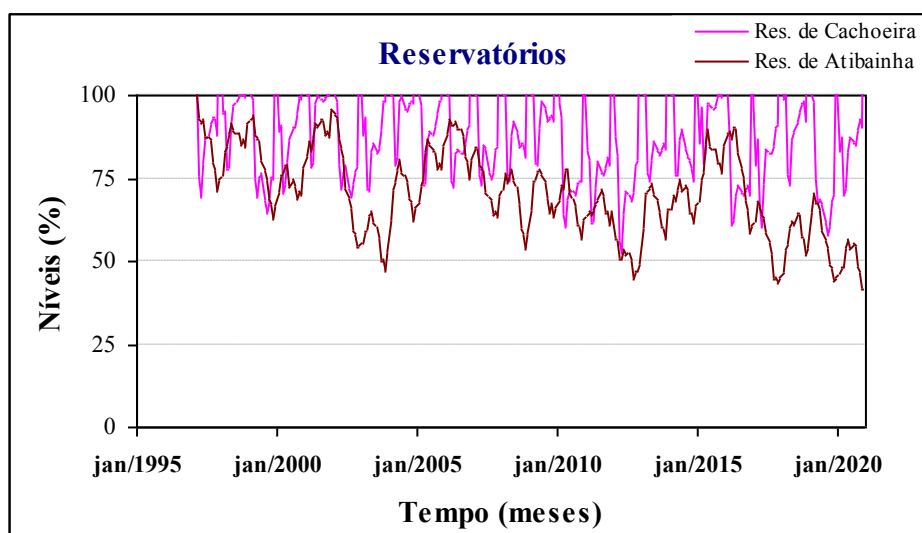


FIGURA 73 – Gráfico dos níveis de armazenamento dos reservatórios – Cenário1 - Liberação1

Para o Cenário1-Liberação2, a transferência de água para a RMSP apresentou 98,70% de satisfação e em somente 36,11% do tempo as demandas totais foram atendidas. Os reservatórios de Cachoeira e Atibainha obtiveram níveis médios de armazenamento de 76,56% e 33,13% do volume operacional e confiabilidade de 97,22% e 14,24%, respectivamente.

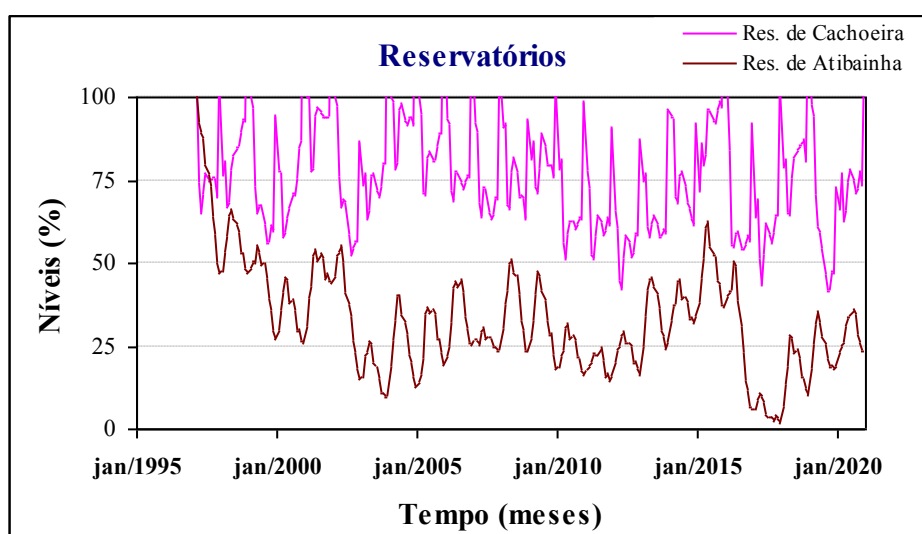


FIGURA 74 – Gráfico dos níveis de armazenamento dos reservatórios – Cenário1 - Liberação2



## CENÁRIO 4

No Cenário4-Liberação1 os valores foram os seguintes: para o abastecimento urbano-industrial 95,63% de satisfação e em 78,70% do tempo as demandas tiveram satisfação de 100%.

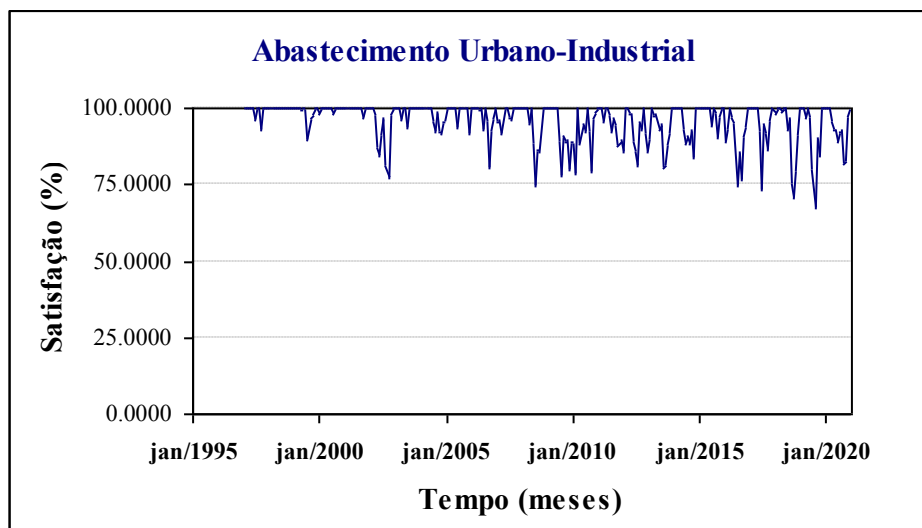


FIGURA 75 – Gráfico da satisfação para o abastecimento urbano-industrial – Cenário4

Para a irrigação: 90,43% de satisfação e satisfação de 100% em 66,15% do tempo.

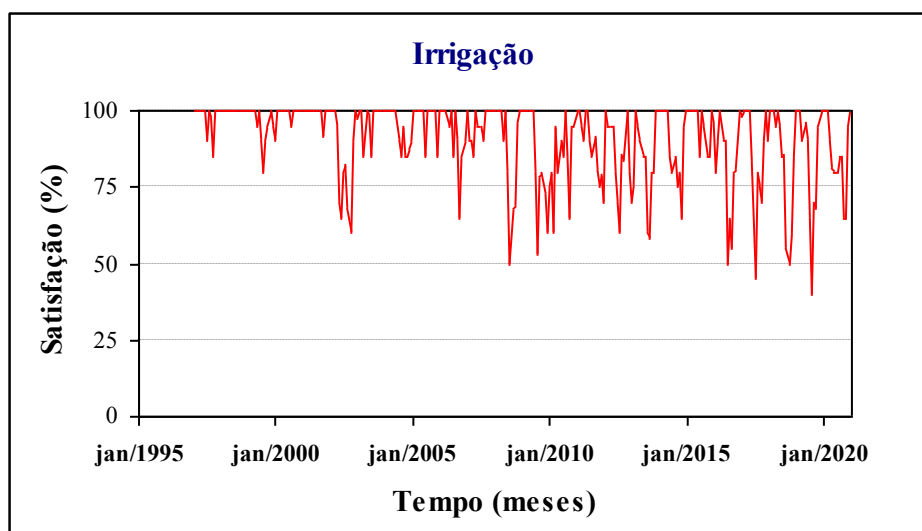


FIGURA 76 – Gráfico da satisfação para a irrigação – Cenário4

Para a UHE Salto Grande, 57,95% de satisfação, com satisfação maior ou igual a 50% em 58,33% do tempo.

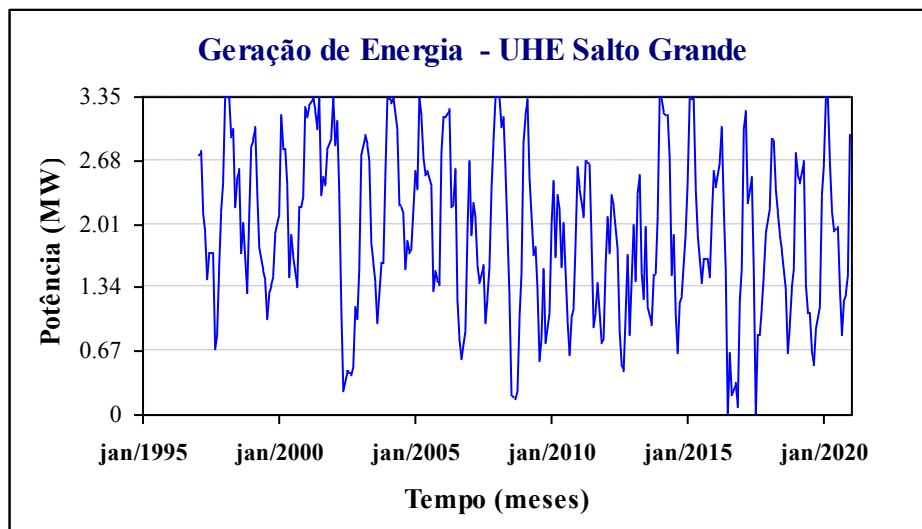


FIGURA 77 – Gráfico da potência gerada para a UHE Salto Grande – Cenário4

A UHE Americana apresentou 20,56% de satisfação e confiabilidade de 3,13%.

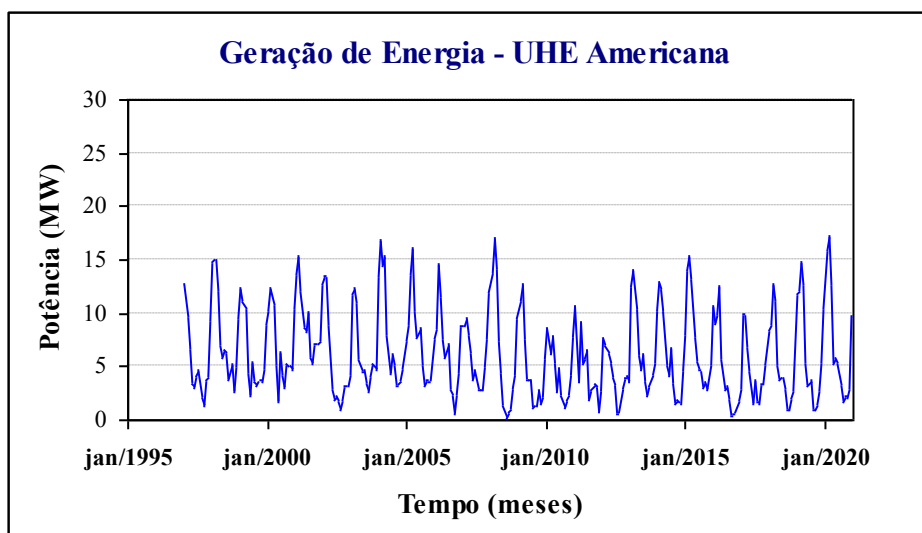


FIGURA 78 – Gráfico da potência gerada para a UHE Americana – Cenário4

A transferência de água para a RMSP, obteve 99,01% de satisfação e atendimento total das demandas em 55,56% do tempo.

Os reservatórios de Cachoeira e Atibainha apresentaram volumes armazenados médios de 65,49% e 57,33% sendo que para volumes maiores que 50% do volume operacional a confiabilidade foi de 76,74% e 65,63%.

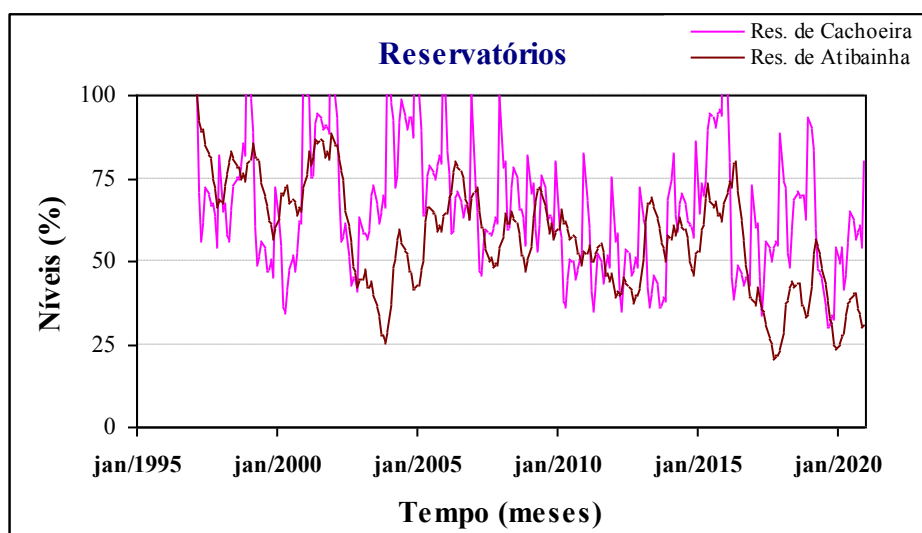


FIGURA 79 – Gráfico dos níveis de armazenamento dos reservatórios – Cenário4 - Liberação1

Para o Cenário4-Liberação2, a transferência de água para a RMSP apresentou 96,38% de satisfação sendo que em somente 14,93% do tempo as demandas totais foram atendidas. Os reservatórios de Cachoeira e Atibainha obtiveram armazenamentos médios de 47,62% e 21,36% e confiabilidade de 40,63% e 3,82%, respectivamente.

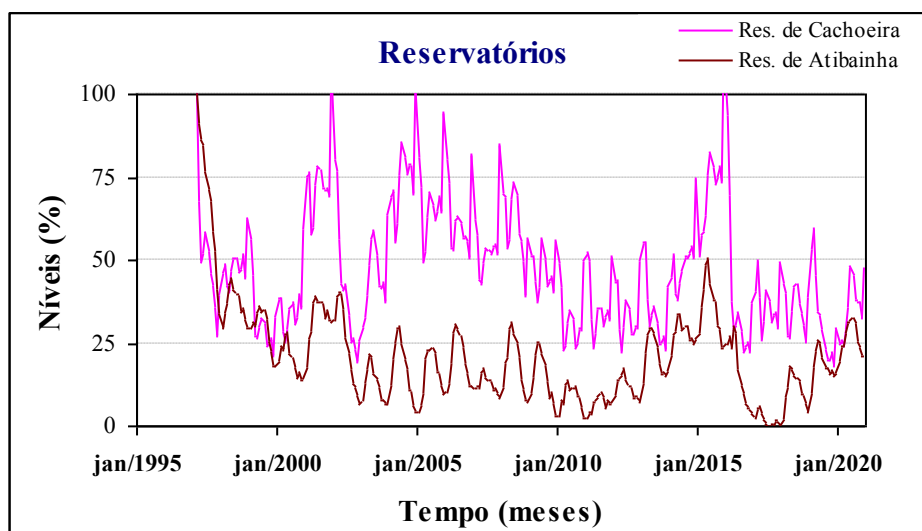


FIGURA 80 – Gráfico dos níveis de armazenamento dos reservatórios – Cenário4 - Liberação2

## CENÁRIO 5

Para o Cenário5-Liberação1 o abastecimento urbano-industrial apresentou satisfação de 95,53% e confiabilidade de 78,13%. A irrigação ficou com 90,23% de satisfação e em 65,54% do tempo as demandas totais foram atendidas.

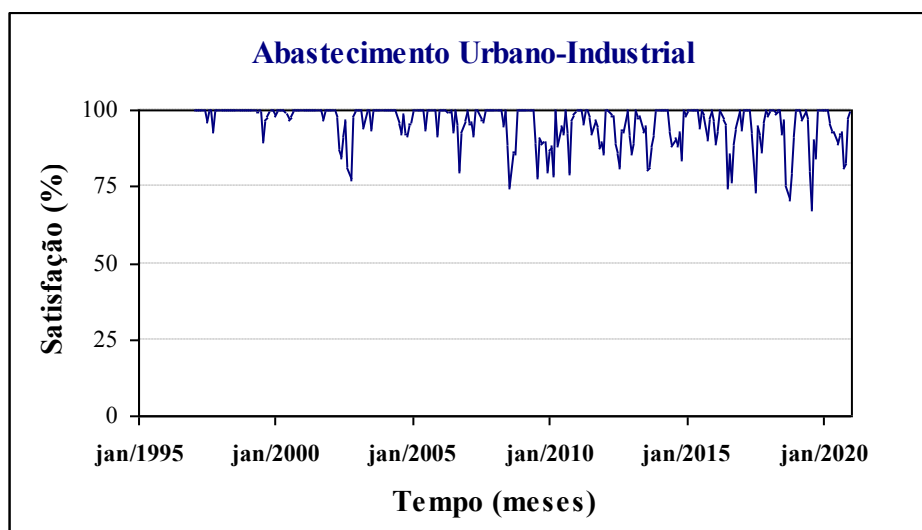


FIGURA 81 – Gráfico da satisfação para o abastecimento urbano-industrial – Cenário5

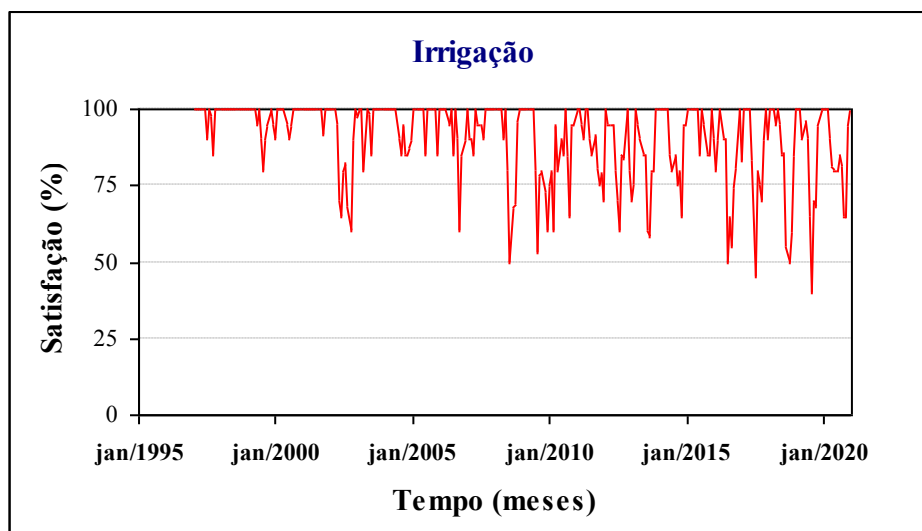


FIGURA 82 – Gráfico da satisfação para a irrigação – Cenário5

Na geração de energia a UHE Salto Grande ficou com 56,45% de satisfação e 56,25% de confiabilidade.

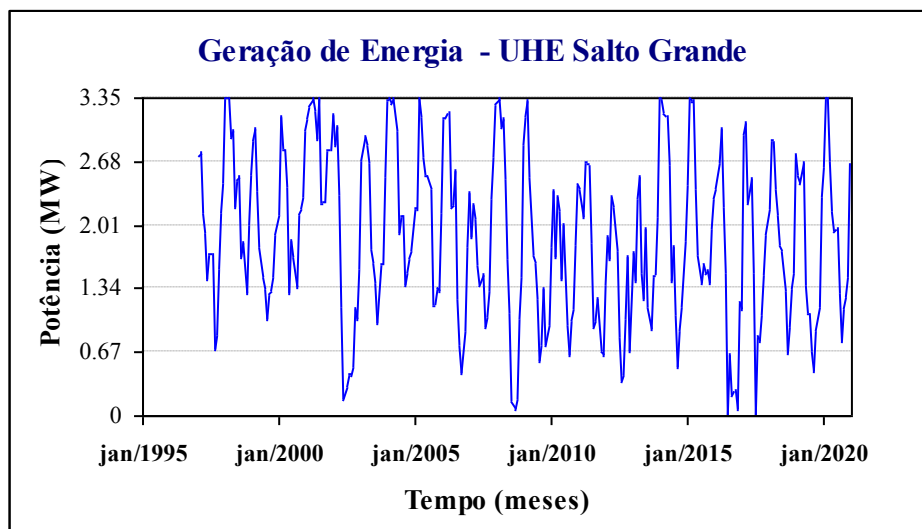


FIGURA 83 – Gráfico da potência gerada para a UHE Salto Grande – Cenário5

Os valores para a UHE Americana foram de 19,57% de satisfação e em apenas 1,74% do tempo a usina apresenta satisfação maior que 50%.

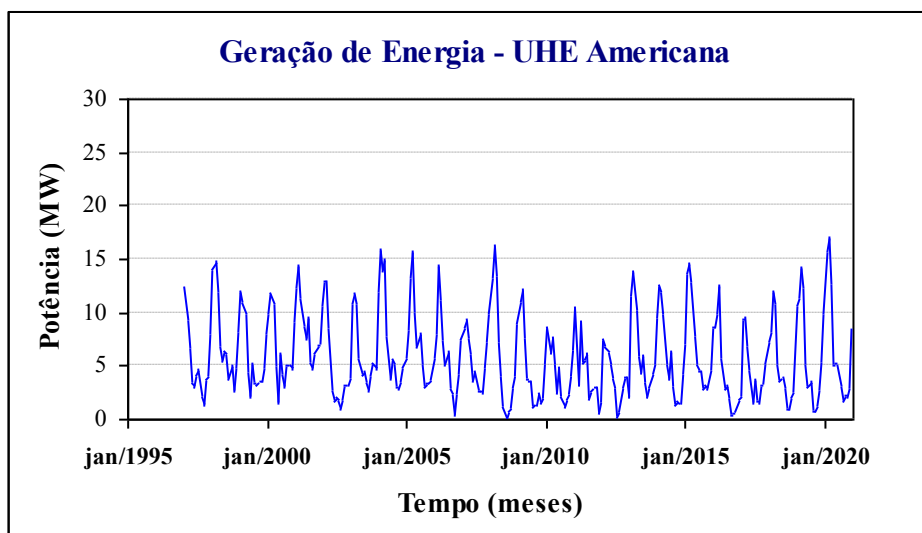


FIGURA 84 – Gráfico da potência gerada para a UHE Americana – Cenário5

Na transferência de água para a RMSP a satisfação foi de 95,11% com 13,89% de confiabilidade. Os reservatórios de Cachoeira e Atibainha obtiveram armazenamentos médios de 31,38% e 28,63% do volume operacional, sendo que a confiabilidade foi de 15,63% e 5,56% respectivamente.

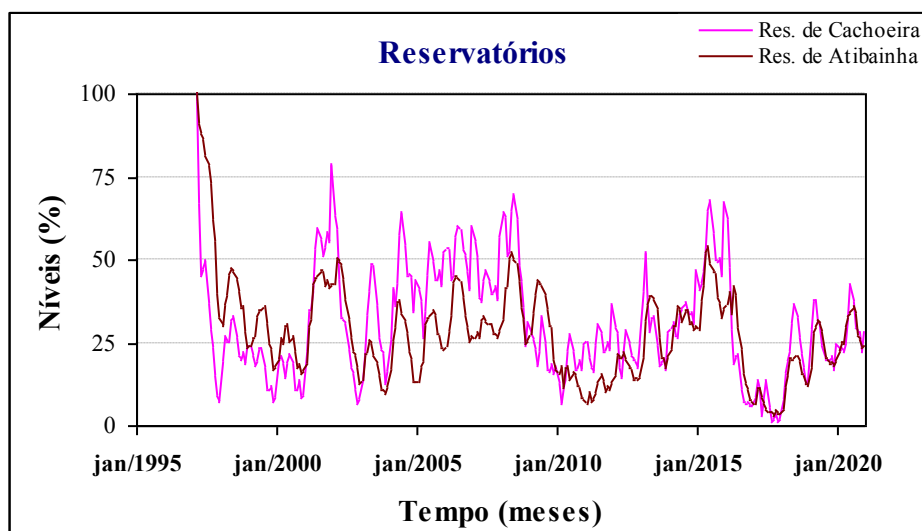


FIGURA 85 – Gráfico dos níveis de armazenamento dos reservatórios – Cenário5 - Liberação1

Para a liberação 2 o cenário 5 apresenta 90,90% de satisfação e 4,17% de confiabilidade na transposição de água para a RMSP. Para os reservatórios os valores são de 19,87% de volume armazenado e 2,43% de confiabilidade para o reservatório de Cachoeira e 11,06% de volume armazenado com confiabilidade de 2,78% para o reservatório de Atibainha.

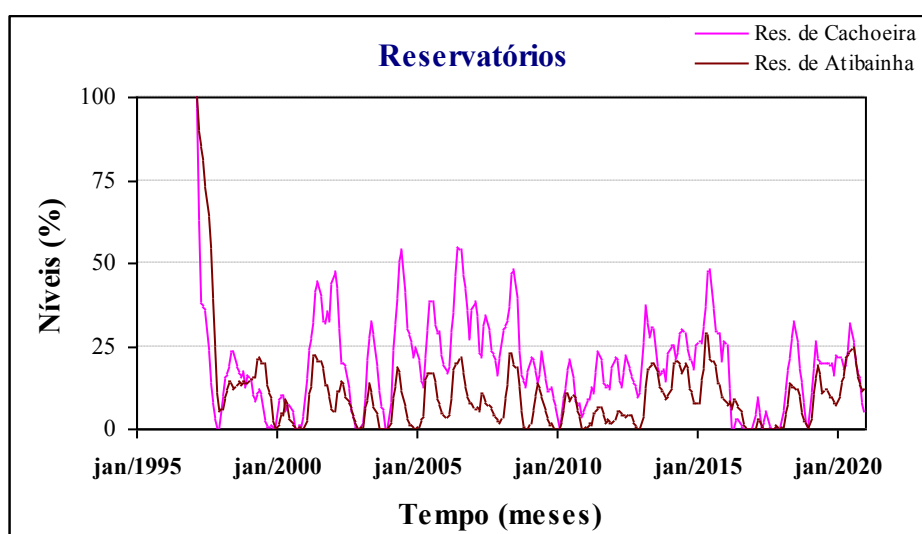


FIGURA 86 – Gráfico dos níveis de armazenamento dos reservatórios – Cenário5 – Liberação2

## 7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGUADO, E.; REMSON, I. (1974). *Groundwater Hydraulics in Aquifer Management*. Journal of Hydraulics Division, ASCE, HY1, p. 103-110.
- AMMENTORP, (1999). *Application of Mike Basin to the Nakanbé Catchment*. Paper presented at the 4<sup>th</sup> DHI Software Conference. <http://www.dhisoftware.com/mikebasin/Publications/index.htm>.
- AZAMBUJA, C. (2000). *Disponibilidade Hídrica da Bacia do Rio Piracicaba – Utilização do Modelo MODSIMP-32*. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo – EESC/USP.
- AZEVEDO, L. G. T.; GATES, T. K.; FONTANE, D. G.; LABADIE, J. W.; PORTO, R. L. (2000). *Integration of Water Quantity and Quality in Strategic River Basin Planning*. Water Resources Planning and Management, v. 126, n. 2, p. 85-97.
- AZEVEDO, L. G. T.; PORTO, R. L.; ZADEH, K. (1998). *Modelos de Simulação e de Rede de Fluxo*. ABRH – v. 1, p. 165-227.
- BARBOSA, P. S. F. (1986). *Planejamento da Operação de um Sistema de Reservatórios Múltiplos para a Geração Hidroelétrica*. Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – EPUSP.
- BARBOSA, P. S. F., (1997). *Técnicas quantitativas para o gerenciamento de recursos hídricos*. Editora da Universidade / UFRGS / Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1997 (Capítulo 3 – Modelos de Programação Linear em Recursos Hídricos).
- BARROS, M. T. L. et. al. (1991). *Otimização estocástica implícita da operação de sistemas de reservatórios considerando múltiplos objetivos*. Artigo da Revista Brasileira de Recursos Hídricos v. 9, n. 1.
- BECKER, L., YEH, W. (1974). *Optimization of Real Time Operation of Multiple Reservoir Systems*. Water Resources Research, v. 10, n. 6, p. 1107-1112.
- BECKER, L., YEH, W. W. G., (1974). *Optimization of Real Time Operation of a Multiple Reservoir System*. Water Resources Research, v.10, n. 6, p. 1107-1237.
- BELLMAN, R. E. (1957), *Dynamic Programming*. Princeton, N. J., Princeton University Press, 1957.

- BENETT, M.; TAYLOR, M. R.; WAN, C. H.; LOUCKS, D. P. (1994). *Simulating Water Supply Systems of the Raritan Basin*. 21<sup>st</sup> Annual Conference: Water Policy and Management. ASCE, Denver, CO, May 23-26, (443-436).
- BOX, G. P.; JENKINS, G. M., (1976). *Time series analysis forecasting and control*. Oakland: Holden-Day, p575.
- BRAGA, B. (1998). *Sistemas de suporte a decisão em Recursos Hídricos*, Artigo da Revista Brasileira de Recursos Hídricos. v. 3, n.3.
- BRAGA, B. P. F., (1987). *Técnicas de Otimização e Simulação Aplicadas em Sistemas de Recursos Hídricos*. In: Associação Brasileira de Recursos Hídricos. Modelos para Gerenciamento de Recursos Hídricos. ABRH, 526p. Coleção ABRH de Recursos Hídricos, 1.
- BRAS, R. L.; RODRIGUEZ-ITURBE, I. (1984). *Random Functions and Hydrology*. New York, Addison-Wesley.
- CARMO, M.B. (1997). *Otimização e Simulação do Sistema Hidroelétrico do Alto Cunene*. Dissertação de Mestrado, IST, Lisboa – Portugal.
- CASTRO, H. L., PORTO, R. L. L. (2001). *O uso de sistemas de suporte a decisão no gerenciamento operacional das represas que abastecem a região metropolitana de São Paulo*. Artigo publicado nos anais do XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e V Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa. (Aracajú – SE / nov. 2001).
- CHADDERTON, R. A., (1989). Conflict Analysis and Management Alternative for the Manayunk Canal. *Water Resources Bulletin*, v. 25, n. 5, p. 1041-1046.
- CHARNES, A.; COOPER, W. (1961). *Management models and industrial applications of linear programming*. New York, John Wiley, 1961.
- CHUNG, F. I.; ARCHER, M. C.; DEVRIES, J. J., (1989). *Network Flow Algorithm Applied to California Aqueduct Simulation*. *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, v. 115, n. 2, p. 131-147.
- CIRILO, J. A., (1997). *Técnicas quantitativas para o gerenciamento de recursos hídricos*. Editora da Universidade / UFRGS / Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1997 (Capítulo 6 – Programação Não Linear Aplicada a Recursos Hídricos).
- CLAUSEN, R., (1968). The Numerical Solution of Network Problems Using the Out-of-Kilter Algorithm. Rand Corporation, RM-5456-PR.
- CONSÓRCIO HIDROPLAN, (1995). Coplasa, ETEP, Figueiredo Ferraz, Hidroconsult e Maubertec, “*Plano Integrado de Aproveitamento e Controle dos Recursos Hídricos das Bacias do Alto Tiête, Piracicaba e Baixada Santista*”.



- DANDY, G. C.; CONNARTY, M. C.; LOUCKS, D. P., (1997). *Comparison of Methods for Yield Assessment of Multiple Reservoir Systems*. Journal of Water Resources Planning and Management, v. 123, n. 6, p. 350-358.
- DAYS, J. C.; WEISZ, R. N. (1976). *A Linear Programming Model for Use in Guiding Urban Floodplain Management*. Water Resources Research, v. 12, n3, p.349-359.
- DYRBAK, L. (2000). *Reservoir operation optimization*. Dept of Hydrodynamics and Water Resources, Technical University of Denmark, July 2000. <http://www.dhisoftware.com/mikebasin/News/DyrbakReport.htm> (5 out. de 2000).
- FELDMAN, A. D. (1981). “*HEC Models for Water Resources System Simulation*. Advances in hydrosience, Ven Te Chow, ed., v. 12, Academic Press, New York, N. Y.
- FERREIRA, C. M. L. (2000). *Estudo de uma área alagada do rio Atibaia visando a elaboração de proposta de manejo para melhoria da qualidade da água no reservatório de Salto Grande (Americana, SP)*. Tese de Doutorado 145p. – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo – EESC/USP.
- FORD, D. T. (1990). *Reservoir Storage Reallocation Analysis with PC*. Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, v. 116, n. 3, p. 402-416.
- FREDERICKS, J.; LABADIE, J.; ALTENHOFEN, J., (1998). *Decision Support System for conjunctive stream-aquifer management*. Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, v. 124, n. 2, p. 69-78.
- FREVERT, D. K.; LABADIE, J. W.; LARSON, R. K.; PARKER, N. L. (1994). *Integration of water rights and network flow modeling in the Upper Snake River basin*. Proc., 21<sup>st</sup> Annual Conference, Water Resources Planning and Management Div., D. G. Fontane and H. N. Tuel, eds., ASCE, Denver, Colorado.
- GOULTER I. C.; CASTENSSON R. (1988). *Multiobjective Allocation of Water Shortage in the Svarta River, Sweden*. Water Resources Bulletin, v. 24, n. 4, p. 761-773.
- GRAHAM, L. P.; LABADIE, J. W.; HUTCHISON, I. P. G.; FERGUSON, K. A. (1986). *Allocation of augmented water supply under a priority water rights system*. Water Resources Research, v. 22, n. 7, p. 1083 – 1094.
- GUIDE TO GETTING STARTED TUTORIAL (2000), *MIKE BASIN A versatile Decision Support Tool for Integrated Water Resources Management and Planning*. Danish Hydraulic Institute.

- HALL, W. A.; HARBOE, R. C.; YEH, W. (1969). *Optimum Firm Power Output from a Two Reservoir System by Incremental Dynamic Programming*. Water Resources Center Contribution, n.130, UCLA, October 1969.
- HEC (1977) – *Hydrologic Engineering Center – Reservoir Systems Analysis for Conservation, in Hydrologic*. Engineering Methods for Water Resources Development, v. 9.
- HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER (1979), *HEC-5 reservoir system operation for flood control and conservation user manual*. Technical report, U.S. Army Corps of Eng., Davis, Calif., June 1979.
- JENSEN, R. A.; STORM, B.; LASARTE, A. E. (2000). *Integrated River Basin Modelling, Water Use and Water Quality Simulation*. <http://www.dhisoftware.com/mikebasin/Publications/index.htm>.
- KJELDSSEN, T. R.; ROSBJERG, D., (2001). *A Framework for Assessing the Sustainability of Water Resources System*. Regional Management of Water Resources (Proceeding of a symposium held during the Sixth IAHS Scientific Assembly at Maastricht, The Netherlands, July 2001. IAHS Publ. n. 268, 2001.
- KREJCIK, J.; VANECEK, S., (2000). *Application of Decision Support System for Development of Accession Strategies in the Water Sector in Czech Republic*. Decision Support Systems (DSS), International Workshop, 6 April 2000. Bundesanstalt Für Gewässerkunde, Koblenz Germany.
- KUCZERA, G. (1990). *WATHNET: Generalized Water Supply Simulation Using Network Linear Programming*. Dept. of Civ. Engrg. And Surv., University of Newcastle.
- LABADIE J. W.; BRAZIL, L. E.; CORBU, I.; JONSON, L. E., (1989). *Computerized decision support systems for water managements*. ASCE, New York.
- LABADIE, J. W.; BODE, D.; PINEDA, A. (1986). *Network model for decision-support in municipal raw water supply*. Water Resources Bulletin, v. 22, n. 6, p. 927-940.
- LABADIE, J. W.; PINEDA, A. M.; BODE, D. A. (1984). *Network Analysis of Raw Supplier Under Complex Water Rights and Exchanges*. Documentation for Program MODSIM3. Colorado Water Resources Institute, Fort Collins, Colorado.
- LALL U, (1995). *A yield model for screening surface and ground water development*. Journal of water resources planning and management ,ASCE v. 121, n. 1, p. 9-22.

- LANNA, A. E. (1997). *Técnicas quantitativas para o gerenciamento de recursos hídricos*. Editora da Universidade / UFRGS / Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1997 (Capítulo 1 – Introdução).
- LARSEN, H.; MARK, O.; JHA, M. K.; DAS GUPTA, A., (2000). *The Application of models in Integrated River Basin Management*. International publication, Asian Institute of Technology and DHI Water & Environment. <http://www.dhisoftware.com/mikebasin/Publications/index.htm>.
- LAW, J.; BROWN, M. (1989). *Development of a large network model to evaluate yield of a proposed reservoir*. Computerized decision support systems for water managers, J. Labadie, et al., eds., ASCE, New York, p. 621-631.
- LINSLEY, R. K.; FRANZINI, J. B. (1978). *Engenharia de Recursos Hídricos*. Editora da Universidade de São Paulo, Editora McGraw-Hill do Brasil Ltda.
- LOUCKS D. P. (1981). *Water Resource Systems Planning and Analysis*. Prentice-Hall , Inc. Englewood Cliffs , New Jersey 07632.
- LOUCKS, D. P., (1997). *Quantifying trends in system sustainability*. Hydrological Sciences Journal, v. 42, n. 4, p. 513-530.
- LOUCKS, D. P., FRENCH, P. N., TAYLOR, M. R., (1993). *IRAS – Interactive River-Aquifer Simulation*. Dept. of Civ. and Envir. Engrg., Cornell University, Ithaca, New York.
- MAASS, A. (1962). *Design of Water Resource Systems*. Harvard University Press, Cambridge.
- MACDONALD, A., (1998). *Modelling for Integrated Water Resources and Environmental Management*. <http://www.dhisoftware.com/mikebasin>.
- MARIÑO, M. A.; MOHAMMADI, B., (1984). *Multiple reservoir operation: I. monthly model for a single reservoir*. Journal of Hydrology, v. 69, n. 1,2 e 3, Lisboa, APRH.
- MARTIN, Q. W., (1995). *Optimal Reservoir Control for Hydropower on Colorado River, Texas*. Journal of Water Resources Planning and Management v. 121, n.6, p. 438-446.
- MATALAS, N. C. (1967). *Mathematical Assessment of Synthetic Hydrology*. Water Resources Research, v.3, n. 4, p. 937-945.
- MATHESON, S.; LENCE, B.; FÜRST, J., (1997). *Distributive Fairness Considerations in Sustainable Project Selection*. Hydrological Sciences Journal, v. 42, n. 4, p. 531-548.

- MAUAD, F. F. (2000). *Planejamento Integrado de Recursos Hidroenergéticos: O conflito de usos Múltiplos da Água no Aproveitamento Hidroelétrico de Alqueva em Portugal*. Tese de Doutorado 182p. – Faculdade de Engenharia Mecânica, Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP
- MAYS, L. W.; TUNG, Y. K. (1992). *Hydrosystems Engineering & Management*. McGraw-Hill.
- OLIVEIRA, R. (1995). *Simulação do Empreendimento de Alqueva*. Relatório 333/95.
- PEITER, M. X. (1998). *Estudo do manejo da irrigação via modelo de simulação*. Tese de Doutorado 183p. - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo – EESC/USP.
- PEIXOTO, L. S., (2002). *A Utilização de Simulação Computacional no Gerenciamento de Usos Múltiplos da Água na Bacia do Sapucaí/Grande no Estado de São Paulo*. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo – EESC/USP.
- PLANO de bacia hidrográfica, 2000-2003 / UGRHI – PCJ (2000). Comitê das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá – CBH-PCJ.
- REIS, L. F. R., (1990). *Caracterização Estocástica da Operação Ótima de Sistemas Hidrelétricos via Programação Dinâmica*. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo – EESC/USP.
- RELATÓRIO de potencialidade agrícola dos solos: Recursos naturais e meio ambiente – uma visão do Brasil, IBGE (1993).
- RELATÓRIO zero: Relatório de Situação dos Recursos Hídricos das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá. Comitê das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá – CBH-PCJ, (1999).
- ROBERTO, A. N.; PORTO, R. L. L. (2001). *O sistema MODSIMLS: um modelo de rede de fluxo para simulação de bacias hidrográficas*. Artigo publicado nos anais do XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e V Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa. (Aracajú – SE / nov. 2001).
- ROGERS, P. P.; M. B. FIERING, (1986). *Use of Systems Analysis in Water Management*. Water Resources Research v. 22, n. 9, p. 146S-158S.
- RUSSEL, C. B., (1972). *An optimal policy for operating a multipurpose reservoir*. Operation Research, v.20, n.6, p. 1181-1189.
- SALAS, J.D.; DELLEUR, J.W.;YEVJEVICH, V.; LANE, W.L. (1980). *Applied Modelling of Hydrologic Times Series*. Littleton, Water Resources Publications.

- SALEWICS, K. A.; LOUCKS, D. P., (1989). *Interactive Simulation for Planning, Managing, and Negotiating*. Proceeding of the IAHS Symposium, IAHS Pub. 180.
- SANTANA, A. G.; LANNA, A. E. L., (2000). *Dimensionamento Ótimo de um Sistema de Recursos Hídricos de Grande Porte: O Projeto Arco-Íris, Nordeste do Brasil*. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 5, n. 4, p. 67-80.
- SCHWEIG, Z.; COLE, A., (1968). *Optimal control of linked reservoirs*. Water Resources Research, v.4, n.3, p. 479-498.
- SECRETARIA de Meio Ambiente. *Sistema de Suporte à Decisão: Projeto Piloto Rio Atibaia*. Secretaria do Estado de Meio Ambiente <http://www.rekursoshidricos.sp.gov.br> (22/04/2002).
- SIGVALDASON, O. T., (1976). *A simulation model for operating a multipurpose multi-reservoir system*. Water Resources Research, v.12, n.2, p. 263-278.
- SINHA, AMIT K. (1996). *A nonlinear decision rule based optimization model for screening multipurpose reservoir systems*. PhD dissertation , Dept. of Civ. Engrg., Indian Institute of technology, Bombay.
- SINHA, AMIT K. (1999). *Yield Model for Screening Multipurpose Reservoir Systems*. Journal of water resources planning and management , November / December 1999.
- SMA-SP, (1994). *Estabelecimento de metas ambientais e reenquadramento dos corpos d'água – Bacia do Rio Piracicaba, São Paulo*. Secretaria de Estado do Meio Ambiente.
- SPRAGUE, R. H.; CARLSON, E. D., (1982). *Building Effective Decision Support Systems*. Englewood Cliffs, N. J. – Prentice – Hall.
- STORM, B., (1999). *Cape Fear River Basin Modeling Project*. <http://www.dhisoftware.com/mikebasin/Publications/index.htm>.
- STRZEPEK, K. M.; GARCIA, L.; OVER, T. (1989). *MITSIMZ.1 River Basin Simulation Model Users Manual*. Centre for Advanced Decision Support for Water and Environmental Systems, University of Colorado, Boulder, Colorado.
- TAYLOR, M. R.; LOUCKS, D. P.; FRENCH, P. N. (1998). *Quantifying Policy Reliability, Resilience and Vulnerability in IRAS*. <http://www.englib.cornell.edu/coe/dpl3/iras/iras1195.html> (10 abr. de 2001)
- TEXAS WATER DEVELOPMENT BOARD (1972). *Economic Optimization and Simulation Techniques for Management of Regional Water Resources Systems: River Basin Simulation Model SIMYLD-II program description*. Austin, Texas.

- THIESSEN, E. M.; LOUCKS, D. P., (1992). *Computer Assisted Negotiation of Multiobjective Water Resources Conflicts*. Water Resources Bulletin, v.28, n. 1, p. 163-177.
- TUCCI, CARLOS E. M. (1987). *Simulação no gerenciamento dos recursos hídricos*. In: Barth, F. T. et al. Modelos para gerenciamento de recursos hídricos. São Paulo: Nobel: ABRH, cap 3. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos, 1).
- TUCCI, CARLOS E. M. (1993). *Hidrologia Ciência e Aplicação*. 2ª.Edição, ABRH, Porto Alegre-RS, Editora Universidade.
- VANDERPLAATS, G. N.; SUGIMOTO, H., (1986). *A General-Purpose Optimization Program for Engineering*. Design, Computers & Structures, v. 24, nº 1.
- WILSON, J. P. (1999). *Water Resource Applications of GIS* (Version 1-5-00). <http://www.dhisoftware.com/mikebasin/News/Academic.htm> (7 nov. de 2000)

## 7.1 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS COMPLEMENTARES

- LIMA, G.; PEIXOTO, L. S.; MAUAD, F.F., (2001). *A aplicação do modelo de simulação MIKE BASIN 2000 no planejamento e gerenciamento dos recursos hídricos*. Anais do XXII CILAMCE - 22<sup>nd</sup>. Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering and 2<sup>nd</sup>. Brazilian Congress on Computational Mechanics (Campinas – SP / nov. 2001).
- LIMA, G.; PEIXOTO, L. S.; MAUAD, F.F., (2001). *Modelos de simulação no planejamento e gerenciamento dos recursos hídricos*. Anais do XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e V Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa. (Aracajú – SE / nov. 2001).
- LIMA, G.; PEIXOTO, L. S.; MAUAD, F.F., (2001). *Simulação de bacias hidrográficas utilizando o modelo matemático MIKE BASIN 2000*. Anais da IV Semana de Engenharia da Unisantos – Universidade Católica de Santos. (Santos – SP / out. 2001).
- PEIXOTO, L. S., LIMA, G., MAUAD, F.F., (2001). *O uso do software IRAS no planejamento e gerenciamento de recursos hídricos*. Anais do XXII CILAMCE - 22<sup>nd</sup>. Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering and 2<sup>nd</sup>. Brazilian Congress on Computational Mechanics (Campinas – SP / nov. 2001).