



Programa de Pós-Graduação em Engenharia
de Recursos Naturais da Amazônia

MODELO DE GERENCIAMENTO DE USOS MÚLTIPLOS DA ÁGUA – UM ESTUDO DE CASO PARA A BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO TAPAJÓS

Nelio Moura de Figueiredo

Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Naturais da Amazônia, ITEC, da Universidade Federal do Pará, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Doutor em Engenharia de Recursos Naturais.

Orientador: Prof. Claudio José Cavalcante Blanco,
Ph.D.

Belém, PA
Fevereiro de 2016

**MODELO DE GERENCIAMENTO DE USOS MÚLTIPLOS DA ÁGUA –
UM ESTUDO DE CASO PARA A BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO
TAPAJÓS**

Nelio Moura de Figueiredo

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE RECURSOS NATURAIS DA AMAZÔNIA (PRODERNA/ITEC) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO TÍTULO DE DOUTOR EM ENGENHARIA DE RECURSOS NATURAIS.

Aprovada por:

Prof. Claudio José Cavalcante Blanco, Ph.D. (FAESA/ITEC/UFPA)
Orientador

Prof. Dr. Ing. André Luiz Amarante Mesquita (FEM/ITEC/UFPA)
Examinador Interno

Prof. D.Sc. Roberto Célio Limão de Oliveira (FCT/ITEC/UFPA)
Examinador Externo

Prof. D.Sc. Edson José Paulino da Rocha (FAMET/IG/UFPA)
Examinador Externo

Prof. Dr. Ing. Antonio Cesar Pinho Brasil Junior (FT/DEM/UnB)
Examinador Externo

Belém, PA
Fevereiro de 2016

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da UFPA

Figueiredo, Nelio Moura de , 1969-

Modelo de gerenciamento de usos múltiplos da água:
um estudo de caso para a bacia hidrográfica do rio
Tapajós / Nelio Moura de Figueiredo. - 2016.

Orientador: Claudio José Cavalcante Blanco.
Tese (Doutorado) - Universidade Federal do
Pará, Instituto de Tecnologia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Naturais
da Amazônia, Belém, 2016.

1. Recursos hídricos- Tapajós, Rio, Bacia
(PA). 2. Gestão ambiental- Amazônia. 3. Energia-
Fontes alternativas. I. Título.

CDD 22. ed. 333.910098115

Aos meus pais, Nelio (in memoriam) e Amélia.

À minha esposa Cibelly.

Aos meus filhos Paulo Vítor, Ana Paula e Maria
Paula.

Dedico.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, por ter me dado vida e sabedoria necessárias à consecução de meus sonhos.

Ao meu pai Nelio Figueiredo (in memoriam) e a minha mãe Amélia Figueiredo, alicerces da minha existência, por todos os ensinamentos e esforços envidados na minha formação pessoal e profissional.

A minha esposa Cibelly Figueiredo, por ser meu suporte familiar e por todo o carinho, dedicação e compreensão dedicados ao longo do meu doutorado.

Aos meus filhos, Paulo Víctor, Ana Paula e Maria Paula Figueiredo, por me terem como exemplo em suas vidas e por serem minha eterna fonte de estímulo e incentivo.

Ao colega e professor orientador, Claudio José Cavalcante Blanco, Ph.D., por todos os conhecimentos, ensinamentos e experiências transmitidos e por me oportunizar o alcançar desse sonho.

Aos colegas e professores Hito Moraes, Emmanuel Loureiro e Pedro Lameira, da Faculdade de Engenharia Naval, por todo o companheirismo, dedicação e compreensão envidados no dia a dia de trabalho.

RESUMO

Este trabalho trata de um modelo para gerenciamento de usos múltiplos da água, visando minimizar conflitos de uso, relacionados com a operação de sistemas de reservatórios em aproveitamentos hidrelétricos de bacias hidrográficas. O modelo SOUMA – “Sistema de Otimização de Usos Múltiplos da Água”, que consiste em um modelo estocástico de otimização baseado em programação não linear, foi desenvolvido e estruturado em GAMS (*General Algebraic Modeling System*) com o emprego do solver MINOS. O SOUMA compõe-se de dois módulos auxiliares. O primeiro é um módulo de previsão de níveis de água, que consiste em um modelo estocástico do tipo ARIMA (*Auto Regressive Integrated Moving Average*). O segundo é um módulo de previsão de vazões, que é um modelo estocástico chuva-vazão, do tipo RNA. O modelo ARIMA na calibração e na validação apresentou R^2 médio acima de 0,93 e RMSE abaixo de 0,08, capturando de forma satisfatória o comportamento das séries níveis d’água. O modelo chuva-vazão que foi empregado na composição da vazão afluente ao reservatório, com a utilização de arquitetura RNA, apresentou R^2 médio de 0,954 e RMSE médio de 0,098. O modelo SOUMA foi aplicado à bacia do rio Tapajós para o futuro Aproveitamento Hidro Energético – AHE São Luiz do Tapajós, Itaituba, PA. Foram criados seis cenários que serviram de parâmetros na otimização e minoração dos conflitos. Vazões afluentes ao reservatório foram obtidas e simuladas, para os cenários hidrológicos seco, médio e úmido e para os cenários climáticos El Niño, Neutro e La Niña. Para geração de energia e profundidade de navegação, considerando as afluições dos cenários hidrológicos seco, médio e úmido, o SOUMA evidenciou, em relação aos níveis de referência dos cenários de navegação baixo, médio e alto, a ocorrência de profundidades abaixo da mínima, para gerações médias abaixo de 2.411 MW, 2.939 MW e 3.586 MW, respectivamente. Para geração de energia e capacidade de carga transportada, considerando as afluições dos cenários hidrológicos seco, médio e úmido, o SOUMA demonstrou, em relação aos níveis de referência dos cenários de navegação baixo, médio e alto, que gerações médias acima de 2.869 MW, 3.508 MW e 4.740 MW, respectivamente, não geram ganhos de capacidade de carga transportada e que gerações médias abaixo de 1.344 MW, 1.622 MW e 2.056 MW, respectivamente, inviabilizam o transporte de carga. Para geração de energia e cota de inundação, considerando as afluições dos cenários hidrológicos seco, médio e úmido, o SOUMA mostrou, em relação aos níveis de referência dos cenários de controle de inundação baixo, médio e alto, a ocorrência de inundações a jusante, para gerações médias acima de 4.978 MW, 6.057 MW e 7.390 MW, respectivamente. Retiradas consuntivas são significativas apenas no período de junho a outubro. Considerando a média das demandas consuntivas mensais (145 m³/s), para afluições do cenário hidrológico seco, médio e úmido, o SOUMA evidenciou uma perda mensal na geração de energia elétrica de 50 MW, 47 MW e 44 MW, respectivamente. Os resultados aferidos evidenciam que os modelos desenvolvidos são ferramentas de fundamental importância à otimização operacional de sistemas de reservatórios com usos múltiplos, permitindo a otimização de gerações e de defluências em AHE, em períodos de cheia e de estiagem e de grandes demandas energéticas, com a manutenção de condições de navegabilidade em trechos a jusante de barramentos, através de simulações operacionais sustentáveis que minoram conflitos de uso.

Palavras-chave: Gerenciamento de usos múltiplos da água, operação de reservatórios, geração de energia, transporte hidroviário, modelagem hidrológica, programação não linear.

ABSTRACT

This work deals with a model for management of multiple uses of water, for the mitigation of conflicts of use related to the operation of reservoir systems in hydroelectric power plant of water catchment area. The model SOUMA – "system optimization of multiple uses of water", which consists of a stochastic optimization model based on nonlinear programming, was developed and structured in GAMS (General Algebraic Modeling System) with the use of solver MINOS. The SOUMA is composed of two modules. The first is a module for forecasting of water levels, which consists of a stochastic model of type ARIMA (Auto Regressive Integrated Moving Average). The second is a module for forecasting of streamflow, which is a stochastic model of rainfall-streamflow the RNA type. The ARIMA model calibration and validation presented average R^2 above 0.93 and RMSE below 0.08, capturing in a satisfactory manner the behavior of water levels. The rain-flow model that was used in the composition of influent flow to the reservoir, with the use of RNA architecture, presented average R^2 0.954 and of 0.098 RMSE. The SOUMA model was applied to Tapajós River basin for the future hydroelectric power plant of São Luiz do Tapajós, Itaituba, PA. Six scenarios were created to be used as parameters in optimizing and mitigation of conflicts. The reservoir tributaries streamflow were obtained and simulated for dry, medium and moist hydrological scenarios and for El Niño, La Niña and Neutral climatic scenarios. For the power generation and navigation depth uses, considering the tributaries streamflow of the dry, medium and moist hydrological scenarios, the SOUMA showed, in relation to the reference levels of the low, medium and high navigation scenarios, the occurrence of depths below the minimum, for generations averages below 2,411 MW, 2,939 MW and 3,586 MW, respectively. For power generation and cargo capacity, considering the tributaries streamflow of the dry, medium and moist hydrological scenarios, the SOUMA showed, in relation to the low, medium and high reference levels of the navigation scenarios, that generations averages above 2,869 MW, 3,508 MW and 4,740 MW, respectively, do not generate earnings of cargo capacity and that medium generations below 1,344 MW, 2,056 MW and 1,622 MW, respectively, make the river transport of cargo infeasible. For power generation and flood dimension, considering the tributaries streamflow of the dry, medium and moist hydrological scenarios, the SOUMA showed, in relation the reference levels low, medium and high of the flood control, the occurrence of floods downstream to generations above average 4,978 MW, 6,057 MW and 7,390 MW, respectively. Consumptive withdrawals are meaningful only in the period from June to October. Considering the monthly average consumptive demands (145 m³/s), to tributaries streamflow of the dry, medium and moist hydrological scenarios, the SOUMA showed a monthly loss in power generation of 50 MW, 47 MW and 44 MW, respectively. The measured results show that the models developed are important tools to operational optimization of reservoir systems with multiple uses, allowing the optimization of generations and defluente flow in the hydroelectric power plant of water catchment area, in periods of flood and drought and large energy demands, with maintenance of navigation conditions downstream from dams, through sustainable operational simulations that minimize usage conflicts.

Keywords: Management of multiple uses of water, reservoir operation, power generation, water transportation, hydrological modeling, nonlinear programming.

LISTA DE SÍMBOLOS

\bar{A}_t	Área média do reservatório no intervalo t ;
\hat{Y}_t	Observação simulada no instante t ;
Δ^d	Operador diferença não sazonal;
Δ_S^D	Operador diferença sazonal;
$\Delta H a j_t$	Varição de acréscimo ou decréscimo da lâmina de água em relação a $H l a j$, no intervalo t ;
$\Delta H c i j_t$	Varição de acréscimo da lâmina de água em relação a $H l j$, no intervalo t ;
$\Delta H n j_t$	Varição de acréscimo ou decréscimo da lâmina de água em relação a $H l n j$, no intervalo t ;
$\Delta H n j_t$	Varição de acréscimo ou decréscimo da lâmina de água em relação a $H l n j$, no intervalo t ;
$\Delta Q u c_t$	Relação entre oferta e demanda por vazão de uso consuntivo, no intervalo t ;
a_t	Componente aleatória ou ruído da série temporal;
$B^m Z_t = Z_{t-m}$	Operador translação para o passado aplicado à variável aleatória;
$F^m Z_t = Z_{t+m}$	Operador translação para o futuro aplicado à variável aleatória;
Y_t	Observações no instante t sem tendência e sazonalidade;
σ^2	Variância;
A_t	Área do reservatório no intervalo t ;
$D a b_t$	Demanda de abastecimento no intervalo de tempo t ;
$D u c^{max}$	Demanda de uso consuntivo máxima;
$D u c^{min}$	Demanda de uso consuntivo mínima;
$E V_m(t)$	Evapotranspiração média no mês t nas estações i, j e k ;
E_{med}	Erro quadrático médio da rede neural;
$E n g_{max}$	Engolimento máximo das turbinas do AHE;
$E S_t$	Energia secundária gerada no AHE no intervalo t ;
$E v_t$	Perda por evaporação no reservatório do AHE no intervalo t ;
$F c a p_r$	Fator de capacidade de referência;
$H b_t$	Queda bruta média do AHE no intervalo t ;

Hb_t	Queda bruta média do AHE no intervalo t ;
Hj_t	Nível de água a jusante do AHE no intervalo t ;
Hm_t	Nível de água do reservatório operado a fio d'água no intervalo t ;
\overline{Hm}_t	Nível de água médio do reservatório operado a fio d'água no intervalo t ;
Hs_t	Desnível entre a cota da soleira do vertedouro e o nível de água do reservatório no intervalo t
Hc_t	Desnível entre a cota inferior da comporta do vertedouro e o nível de água do reservatório no intervalo t
d_t	Abertura da comporta do vertedouro no intervalo t
C_t	Coefficiente de descarga do vertedouro no intervalo t
l	Comprimento do vertedouro
$Hr_{95\%}$	Queda bruta de referência, com permanência de 95% no período crítico do SIN;
lev_t	Evaporação líquida do reservatório no intervalo de tempo t ;
$P_i(t), P_j(t) e P_k(t)$	Precipitações no mês t nas estações $i, j e k$;
$P_i(t - 1), P_j(t - 1) e P_k(t - 1)$	Precipitações no mês $(t - 1)$ nas estações $i, j e k$;
P_{inst}	Potência instalada do AHE;
p^{max}	Capacidade de geração máxima do AHE;
P_t	Energia gerada pelo AHE no intervalo t ;
Qab_t	Vazão retirada para abastecimento no intervalo de tempo t ;
Qam_{pc}	Vazão afluyente média no período crítico do SIN;
Qa_t	Vazão afluyente ao reservatório do AHE no intervalo t ;
Qda^{max}	Vazão defluente máxima no AHE;
Qda^{min}	Vazão ambiental mínima no AHE;
Qd^{min}	Vazão defluente mínima no AHE;
Qd_t	Vazão defluente no AHE no intervalo t ;
$Q_i(t - 1)$	Vazão no mês $(t - 1)$ na estação i ;
Qt^{max}	Vazão turbinada máxima no AHE;
Qt^{min}	Vazão turbinada mínima no AHE;
Qt_t	Vazão turbinada pelo AHE no intervalo t ;

Quc_t	Vazão retirada para uso consuntivo no intervalo t ;
Qv_t	Vazão vertida pelo AHE no intervalo t ;
R_{min}	Raio de curvatura mínimo do canal de acesso para trechos em curva
T_r	Período de retorno;
V^{max}	Volume armazenado máximo no reservatório;
V^{min}	Volume armazenado mínimo no reservatório;
V_t	Volume armazenado no reservatório no intervalo t ;
\bar{Y}	Observações médias;
Z_p	Número de par de polo do gerador;
a_k	Coefficientes do polinômio da equação do nível de água do reservatório do AHE em função do volume armazenado;
b_k	Coefficientes do polinômio da equação no nível de água no canal de fuga de jusante do AHE em função da vazão defluente;
c_k	Coefficientes do polinômio da curva de engolimento das turbinas, que relaciona a vazão turbinada em função da queda bruta do AHE;
	e
d_k	Coefficientes do polinômio da área do reservatório do AHE em função do volume armazenado.
k	Índices dos polinômios característicos do AHE
n	Valores máximos dos índices dos polinômios característicos do AHE
$d_j(n)$	Resposta desejada para o neurônio j ;
dt_t	Tempo de operação das turbinas do AHE no intervalo t ;
$e_j(n)$	Sinal do erro na saída do neurônio j e iteração n ;
n_{esp}	Rotação específica da turbina;
r_j	Junção somatória;
r_j	Junção somatória;
w_{ij}	Pesos de sinápticos de conexão;
x_i	Sinal de entra do neurônio;
y_j	Saída do neurônio;
$y_j(n)$	Sinal funcional da saída do neurônio j na iteração n ;
y_k	K-Ésima saída da rede;

β_{kj}	Peso da conexão do neurônio escondido j com o neurônio de saída k ;
θ_j	Bias aplicado externamente;
θ_k	Bias da k -ésima saída;
ρ_k	Coefficiente de autocorrelação entre observações;
$v_j(n)$	Campo local induzido produzido na entrada da função de ativação associada ao neurônio j ;
Δ	Operador diferença;
$\Delta Z_t = Z_t - Z_{t-1}$	Operador diferença aplicado à variável aleatória;
B	Operador translação para o passado;
F	Operador translação para o futuro;
lag	Defasagem ou atraso;
\mathbb{R}	Conjunto dos reais;
S	Operador soma;
$SZ_t = Z_t + Z_{t-1}$	Operador soma aplicado à variável aleatória;
t	Intervalo de tempo;
Θ	Coefficiente média móvel sazonal;
$\Theta(B^S)$	Operador de translação média sazonal de ordem "Q";
Φ	Coefficiente auto regressivo sazonal;
$\Phi(B^S)$	Operador de translação auto regressivo sazonal de ordem "P";
$\psi(B)$	Operador linear;
C	Comprimento do comboio
$E(n)$	Soma dos erros quadráticos da rede neural na iteração n ;
Ef	Energia firme ou carga crítica do sistema;
$Hlaj$	Nível de água limite a jusante do AHE, onde abaixo do qual começam a ocorrer problemas ambientais;
$Hlcij$	Nível de água limite a jusante do AHE, onde acima do qual começam a ocorrer inundações a jusante do AHE;
$Hlnj$	Nível de água limite a jusante do AHE, onde abaixo do qual começam a ocorrer restrição na navegação;
$Hlnj$	Nível de água limite a jusante do AHE, onde abaixo do qual começam a ocorrer restrição na navegação;
Id	Índice de disponibilidade das máquinas do AHE no intervalo t ;

I_d	Índice de disponibilidade das máquinas;
K_u	Índice de produtividade gama da água;
P	Probabilidade de ocorrência de um determinado evento hidrológico;
$Q(t)$	Vazões simuladas pelos modelos chuva vazão;
a	Parâmetro de declive da função sigmoide;
g	Aceleração da gravidade;
j	Neurônio j – nó de saída;
k	Número de defasagens das observações;
n	Rotação síncrona do gerador;
η	Rendimento do conjunto turbina-gerador;
η	Rendimento médio do AHE;
θ	Coefficiente média móvel não sazonal;
$\theta(B)$	Operador de translação média móvel não sazonal de ordem "q";
ρ	Peso específico da água;
$\varphi()$	Função de ativação;
ϕ	Coefficiente auto regressivo não sazonal;
$\phi(B)$	Operador de translação auto regressivo não sazonal de ordem "p";

LISTA DE SIGLAS

ACF	Função de autocorrelação;
AIC	Critério de informação de Akaike;
AICC	Critério de informação de Akaike corrigido;
AMO	Oscilação Multidecenal do Atlântico
ANFIS	Adaptive Network Fuzzy Inference Systems
AR	Processo auto regressivo;
ARIMA	Processo auto regressivo integrado e de médias móveis;
ARMA	Processo auto regressivo e de médias móveis;
BIC	Critério de informação de Bayesian;
CONOPT	Constrained Optimization
DSS	Decision Support Systems
ELETRORAS	Centrais Elétricas Brasileiras S.A.;
ENOS	El Niño-Oscilação Sul
GAMS	General Algebraic Modeling System
HEC-5	Hydrologic Engineering Center-5
MA	Processo de médias móveis;
MCV	Modelo chuva vazão;
MINLP	Mixed Integer Nonlinear Programming
MINOS	Modular In-core Nonlinear Optimization System
MODSIM	MODified SIMyld
MSSLP	Multistage Stochastic Linear Programming
ONS	Operador Nacional do Sistema Elétrico
ONS	Operador Nacional do Sistema Elétrico;
PACF	Função de autocorrelação parcial;
PDO	Oscilação Decenal do Pacífico
PL	Programação linear
PNL	Programação não linear
R ²	Critério de desempenho de Nash e Sutcliffe;
RMSE	Critério de desempenho da raiz do erro quadrático médio;
RNA	Rede Neural Artificial
SHE	Sistema Hidrológico Europeu

SIM-V	Multi reservoir Simulation and Optimization Model
SIN	Sistema Interligado Nacional
SIN	Sistema Interligado Nacional;
SISCOM	Sistema Computadorizado de Apoio ao Planejamento e Operação de Sistemas Hidrelétricos
SNOPT	Sequential Non-linear Optimizer
TNAI	Índice do Atlântico Norte Tropical
TSAI	Índice do Atlântico Sul Tropical
TSM	Temperatura da Superfície do Mar

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	10
2	MOTIVAÇÃO E HIPÓTESE DA PESQUISA.....	14
3	OBJETIVOS.....	17
3.1	Geral.....	17
3.2	Específicos.....	17
3.3	Estrutura da Tese.....	18
4	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	20
4.1	Modelos Hidrológicos.....	20
4.2	Modelos Chuva Vazão.....	23
4.3	Modelos de Operação de Reservatórios.....	26
4.3.1	Programação Linear - PL.....	32
4.3.2	Programação Não Linear - PNL.....	34
4.3.3	Modelos de Simulação.....	40
4.3.4	Modelos de Otimização.....	43
4.4	Efeitos Climáticos na Amazônia.....	45
5	METODOLOGIA.....	49
5.1	Módulo de Previsão de Níveis de Água.....	51
5.1.1	Caracterização do modelo.....	52
5.1.2	Identificação do modelo.....	56
5.1.3	Estimação do modelo.....	59
5.1.4	Calibração e validação do modelo.....	60
5.2	Módulo de Previsão de Vazões.....	62
5.2.1	Neurônio artificial.....	62
5.2.2	Perceptron Multicamada - MLP.....	67
5.2.3	Aprendizado – Algoritmo Backpropagation.....	69
5.2.4	Modelo Chuva-Vazão RNA.....	78
5.2.5	Calibração e Validação do Modelo.....	84
5.3	Módulo de Gerenciamento de Usos Múltiplos da Água.....	85
5.3.1	Dimensionamento Hidroenergético de AHE.....	85
5.3.2	Sistema de Otimização de Usos Múltiplos da Água - SOUMA.....	97
5.3.3	Funções Objetivo do SOUMA.....	112

5.3.3.1	Geração de Energia Hidrelétrica	112
5.3.3.2	Controle de Inundação	113
5.3.3.3	Vazão Ambiental	113
5.3.3.4	Navegação.....	114
5.3.3.5	Retiradas Consuntivas.....	115
5.3.4	Cenários do SOUMA.....	116
5.3.4.1	Cenário Hidrológico	116
5.3.4.2	Cenário Climático	120
5.3.4.3	Cenário de Navegação	128
5.3.4.4	Cenário de Controle de Inundação	130
5.3.4.5	Cenário de Vazão Ambiental.....	132
5.3.4.6	Cenário de Retiradas Consuntivas	132
6	ESTUDO DE CASO.....	134
6.1	Área de Estudo	134
6.1.1	Região Hidrográfica Amazônica	134
6.1.2	Bacia do Rio Tapajós.....	135
6.1.2.1	Drenagem e Clima.....	137
6.1.2.2	Precipitação	139
6.1.2.3	Temperatura	141
6.1.2.4	Evaporação.....	142
6.1.2.5	Regime Fluvial	143
6.1.2.6	Tipos de Solo na Bacia.....	144
6.1.2.7	Uso do Solo	145
6.1.2.8	Navegação sem o AHE São Luiz do Tapajós.....	147
6.2	AHE São Luiz do Tapajós.....	151
6.2.1	O Complexo Tapajós	151
6.2.2	Inventário do AHE São Luiz do Tapajós.....	152
6.2.3	Área Diretamente Afetada	155
6.2.4	Arranjo das Obras	157
6.2.5	Reservatório	159
6.2.6	Descarga Ambiental.....	161
6.2.7	Barragem.....	162

6.2.8	Vertedouro	163
6.2.9	Casa de Força Principal	163
6.2.10	Sistema de Transposição de Desnível.....	165
6.3	Dados Pluviométricos e Fluviométricos.....	167
6.3.1	Dados de Vazão	168
6.3.2	Dados de Níveis de Água	172
6.3.3	Dados Pluviométricos	172
7	RESULTADOS E DISCUSSÕES	175
7.1	Módulo de Previsão de Níveis de Água	175
7.1.1	Identificação e Escolha do Modelo.....	175
7.1.2	Calibração do Modelo.....	179
7.1.3	Validação do Modelo.....	181
7.1.4	Previsão do Modelo	184
7.2	Módulo de Previsão de Vazões	188
7.2.1	Aplicação do modelo Chuva-Vazão em Buburé	191
7.2.2	Aplicação do modelo Chuva-Vazão em Jardim do Ouro	202
7.3	Módulo de Gerenciamento de Usos Múltiplos da Água	213
7.3.1	Vazões Afluentes ao AHE.....	213
7.3.2	Dimensionamento Hidroenergético de AHE	217
7.3.3	Valoração dos Cenários	221
7.3.3.1	Cenário Hidrológico	221
7.3.3.2	Cenário Climático	223
7.3.3.3	Cenário de Navegação	229
7.3.3.4	Cenário de Controle de Inundação	229
7.3.3.5	Cenário de Vazão Ambiental.....	230
7.3.3.6	Cenário de Retiradas Consuntivas	230
7.3.4	Variáveis e Dados de Saída do SOUMA	231
7.3.4.1	Otimização com Retiradas Consuntivas.....	233
7.3.4.1	Otimização sem Uso Consuntivo	244
7.3.5	Análise de Conflitos de Usos e de Escolha	251
7.3.5.1	Energia x Navegação – Profundidade (N1 / N2 / N3) e (H1 / H2 / H3).....	251
7.3.5.2	Energia x Navegação – Carga (N1 / N2 / N3) e (H1 / H2 / H3).....	265
7.3.5.3	Energia x Inundação (CI1 / CI2 / CI3) e (H1 / H2 / H3).....	272

	7.3.5.4 Energia x Uso Consuntivo (UI1 IR1/ UI2 IR2 / UI3 IR3) e (H1 / H2 / H3).....	279
8	CONCLUSÕES	282
9	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	284
10	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	285

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1: Modelos de gestão de recursos hídricos e de operação de reservatórios.....	31
Tabela 5.1: Entradas e saídas das RNA do modelo chuva-vazão.....	80
Tabela 5.2: Características das arquiteturas das RNA dos modelos chuva-vazão	81
Tabela 5.3: Valores da variável reduzida em função do período de retorno	118
Tabela 5.4: Valores do Índice Oceânico Niño e classificação do ENOS	126
Tabela 5.5: Classificação das intensidades dos eventos climáticos ENOS	127
Tabela 6.1: Quedas e potências dos AHE nos rios Tapajós e Jamanxim	153
Tabela 6.2: Níveis e queda bruta na casa de força principal	163
Tabela 6.3: Níveis e queda bruta na casa de força principal	164
Tabela 6.4: Potências e fluxos nominais nas turbinas	164
Tabela 6.5: Características das turbinas da casa de força principal.....	164
Tabela 6.6: Características dos canais de aproximação.....	166
Tabela 6.7: Características do sistema de transposição.....	166
Tabela 6.8: Dados das estações fluviométricas, com dados de vazão, utilizadas no estudo ..	169
Tabela 6.9: Dados dos postos fluviométricos da ANEEL.....	169
Tabela 6.10: Áreas de drenagem das estações fluviométricas	170
Tabela 6.11: Dados das estações fluviométricas, com dados de níveis de água	172
Tabela 6.12: Dados das estações pluviométricas utilizadas no estudo.....	173
Tabela 7.1: Critérios de AIC, AICc e BIC para as séries de níveis de água	178
Tabela 7.2: R ² e RMSE para as séries de níveis de água na calibração	179
Tabela 7.3: R ² e RMSE para as séries de níveis de água na validação.....	182
Tabela 7.4: R ² e RMSE médios das séries de níveis de água	184
Tabela 7.5: Coef. auto regressivo e média móvel, não sazonal e sazonal – níveis de água. ..	184
Tabela 7.6: Evaporação líquida mensal do reservatório do AHE São Luiz do Tapajós	190
Tabela 7.7: Desempenho das RNA, nas fases de treino, validação e teste, com 5, 8, 10 e 15 neurônios, considerando cada modelo aplicado no posto fluviométrico de Buburé	198
Tabela 7.8: R ² na calibração dos modelos - posto fluviométrico de Buburé.....	198
Tabela 7.9: RMSE na calibração dos modelos - posto fluviométrico de Buburé.....	199
Tabela 7.10: Desempenho das RNA, nas fases de treino, validação e teste, com 5, 8, 10 e 15 neurônios, considerando cada modelo aplicado no posto fluviométrico de Jardim do Ouro.	209

Tabela 7.11: R ² na calibração dos modelos aplicado no posto fluviométrico de Jardim do Ouro	209
Tabela 7.12: RMSE na calibração dos modelos aplicado no posto fluviométrico de Jardim do Ouro	210
Tabela 7.13: Vazões mínimas, média e máximas afluentes ao AHE São Luiz do Tapajós ...	214
Tabela 7.14: Estações fluviométricas utilizadas na obtenção das curvas chave	215
Tabela 7.15: Vazões afluentes ao AHE no período crítico definido pelo SIN	217
Tabela 7.16: Coef. do polinômio nível de água de jusante em função da vazão defluente....	218
Tabela 7.17: Níveis de água a jusante do AHE no período crítico definido pelo SIN	218
Tabela 7.18: Quedas brutas do AHE no período crítico definido pelo SIN	218
Tabela 7.19: Permanência das quedas brutas do AHE no período crítico do SIN	219
Tabela 7.20: Característica do sistema hidroenergético do AHE São Luiz do Tapajós	221
Tabela 7.21: Vazões afluentes mensais adotadas para os cenários hidrológicos	222
Tabela 7.22: Vazões afluentes ao AHE com classificação do evento ENOS.....	225
Tabela 7.23: Ocorrências temporais de cada evento climático ENOS	226
Tabela 7.24: Ocorrências do evento ENOS segundo classificação de intensidade	227
Tabela 7.25: Vazões afluentes mensais adotadas para os cenários climatológicos.....	228
Tabela 7.26: Nível de referência para os cenários de navegação	229
Tabela 7.27: Níveis de referência para os cenários de controle de inundação	230
Tabela 7.28: Vazões defluentes para os cenários de descarga ambiental.....	230
Tabela 7.29: Retiradas consuntivas mensais no AHE	231
Tabela 7.30 Vazões de uso consuntivo mensais adotadas na otimização	234
Tabela 7.31 Vazão turbinada mensal pelo AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo ...	236
Tabela 7.32: Vazão vertida mensal pelo AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo	237
Tabela 7.33: Vazão defluente mensal pelo AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo ..	238
Tabela 7.34: Energia gerada mensal pelo AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo	239
Tabela 7.35: Nível de água mensal a jusante do AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo	240
Tabela 7.36: Queda bruta mensal do AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo.....	242
Tabela 7.37: Nível de água médio do reservatório do AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo.....	243
Tabela 7.38: Vazão turbinada mensal pelo AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo ...	244
Tabela 7.39: Vazão vertida mensal pelo AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo	245
Tabela 7.40: Vazão defluente mensal pelo AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo ...	246

Tabela 7.41: Energia gerada mensal pelo AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo	247
Tabela 7.42: Nível de água mensal a jusante do AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo	248
Tabela 7.43: Queda bruta mensal do AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo	249
Tabela 7.44: Nível de água médio do reservatório do AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo.....	251
Tabela 7.45: Ganhos ou perdas de profundidade – (H1 / H2 / H3) x N1	252
Tabela 7.46: Ganhos ou perdas de profundidade – (H1 / H2 / H3) x N2	252
Tabela 7.47: Ganhos ou perdas de profundidade – (H1 / H2 / H3) x N3	253
Tabela 7.48: Capacidade de carga balsa e comboio em função do calado	266
Tabela 7.49: Carga transportada pelo comboio tipo – (H1 / H2 / H3) x N1	267
Tabela 7.50: Carga transportada pelo comboio tipo – (H1 / H2 / H3) x N2	268
Tabela 7.51: Carga transportada pelo comboio tipo – (H1 / H2 / H3) x N3	268
Tabela 7.52: Ganhos ou perdas de profundidade – (H1 / H2 / H3) x CI1	272
Tabela 7.53: Ganhos ou perdas de profundidade – (H1 / H2 / H3) x CI2	273
Tabela 7.54: Ganhos ou perdas de profundidade – (H1 / H2 / H3) x CI3	273

LISTA DE FIGURAS

Figura 5.1: Fluxograma da metodologia de Box e Jenkins	53
Figura 5.2: Neurônio artificial	63
Figura 5.3: Função de ativação Limiar	64
Figura 5.4: Função de ativação Linear por Partes	65
Figura 5.5: Função de ativação Sigmoides Logística.....	65
Figura 5.6: Função de ativação Sigmoides Tangente.....	66
Figura 5.7: Função de ativação Sigmoides Positiva	67
Figura 5.8: Rede Perceptron Multicamadas - MLP	68
Figura 5.9: Fluxo de sinal, sendo o neurônio j um nó de saída	74
Figura 5.10: Fluxo de sinal, sendo o neurônio j um nó oculto	75
Figura 5.11: Retropropagação dos sinais de erro	77
Figura 5.12: Etapas do modelo RNA chuva-vazão	79
Figura 5.13: Arquitetura da RNA dos modelos chuva-vazão.....	81
Figura 5.14: Processo de treinamento e validação das RNA.....	83
Figura 5.15: Variáveis da função de geração de energia em AHE.....	86
Figura 5.16: Seção esquemática de uma unidade geradora de um AHE.....	86
Figura 5.17: Exemplo de período crítico – SIN.....	89
Figura 5.18: Situações de operação do sistema em relação ao engolimento e potência máximos	93
Figura 5.19: Curva característica de uma turbina Kaplan	94
Figura 5.20: Ábaco de seleção de turbinas	96
Figura 5.21: Diagrama de Cordier para seleção de turbinas.....	96
Figura 5.22: Geração de energia e usos conflitantes considerados	102
Figura 5.23: Módulos de previsão de níveis de água e vazão utilizados com o SOUMA	103
Figura 5.24: Fluxograma do modelo SOUMA.....	104
Figura 5.25: Função de distribuição de probabilidade normal, $T_r=10$ anos e Z positiva.....	119
Figura 5.26: Função de distribuição de probabilidade normal, $T_r=10$ anos e Z negativa.....	119
Figura 5.27: Anomalia de temperatura da superfície do mar (El Niño), em dezembro de 1997.	121
Figura 5.28: Anomalia de temperatura da superfície do mar (La Niña), em dezembro de 1988.	122

Figura 5.29: Circulação no oceano pacífico equatorial - condições normais, sem El Niño e sem La Niña.....	123
Figura 5.30: Circulação observada na região equatorial do Oceano Pacífico, em anos de El Niño.	123
Figura 5.31: Circulação observada na região equatorial do Oceano Pacífico, em anos de La Niña.	124
Figura 5.32: Localização das regiões de observância do El Niño no Oceano Pacífico Equatorial	125
Figura 5.33: Seção transversal de canal hipotético com nível de água acima e abaixo do nível de referência	129
Figura 5.34: Situações de conflitos entre geração de energia e controle de inundação	131
Figura 6.1: Região Hidrográfica Amazônica.....	134
Figura 6.2: Bacia do rio Tapajós	137
Figura 6.3: Sub-bacias de drenagem da bacia do rio Tapajós	138
Figura 6.4: Mapa de isoietas da bacia do rio Tapajós	141
Figura 6.5: Tipos de solo da bacia do rio Tapajós.....	144
Figura 6.6: Uso do solo na bacia do rio Tapajós	147
Figura 6.7: Trechos do rio Tapajós.....	147
Figura 6.8: Trecho das corredeiras de São Luiz do Tapajós	148
Figura 6.9: Localização dos Aproveitamentos do Complexo Tapajós	152
Figura 6.10: Divisão de Queda do Rio Tapajós.....	153
Figura 6.11: Divisão de Queda do Rio Jamanxim.....	154
Figura 6.12: Esquema do Arranjo Final do AHE São Luiz do Tapajós	155
Figura 6.13: Área Diretamente Afetada do AHE São Luiz do Tapajós	157
Figura 6.14: Corredeiras de São Luiz do Tapajós a partir da margem esquerda.....	158
Figura 6.15: Arranjo Geral das Obras do AHE São Luiz do Tapajós	159
Figura 6.16: Imagem do rio Tapajós antes do barramento do AHE São Luiz do Tapajós.....	160
Figura 6.17: Imagem do rio Tapajós com o Reservatório do AHE São Luiz do Tapajós.....	161
Figura 6.18: Barragens de terra do AHE	162
Figura 6.19: Arranjo do sistema de transposição	167
Figura 6.20: Localização dos postos fluviométricos utilizados nos estudos	171
Figura 6.21: Localização dos postos pluviométricos utilizados nos estudos	174
Figura 7.1: Função de autocorrelação (ACF) e função de autocorrelação parcial (PACF) – Série de níveis d’água da estação Jatobá	176

Figura 7.2: Função de autocorrelação (ACF) e função de autocorrelação parcial (PACF) – Série de níveis d’água da estação Acará do Tapajós	176
Figura 7.3: Função de autocorrelação (ACF) e função de autocorrelação parcial (PACF) – Série de níveis d’água da estação Buburé	177
Figura 7.4: Função de autocorrelação (ACF) e função de autocorrelação parcial (PACF) – Série de níveis d’água da estação Bela Vista	177
Figura 7.5: Cotogramas dos níveis de água observados e simuladas com o modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1) ₁₂ na estação Jatobá – Calibração	180
Figura 7.6: Cotogramas dos níveis de água observados e simuladas com o modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1) ₁₂ na estação Acará do Tapajós – Calibração	180
Figura 7.7: Cotogramas dos níveis de água observados e simuladas com o modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1) ₁₂ na estação Buburé – Calibração	181
Figura 7.8: Cotogramas dos níveis de água observados e simuladas com o modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1) ₁₂ na estação Bela Vista – Calibração	181
Figura 7.9: Cotogramas dos níveis de água observados e simuladas com o modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1) ₁₂ na estação Jatobá – Validação	182
Figura 7.10: Cotogramas dos níveis de água observados e simuladas com o modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1) ₁₂ na estação Acará do Tapajós – Validação	183
Figura 7.11: Cotogramas dos níveis de água observados e simuladas com o modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1) ₁₂ na estação Buburé – Validação.....	183
Figura 7.12: Cotogramas dos níveis de água observados e simuladas com o modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1) ₁₂ na estação Bela Vista – Validação.....	183
Figura 7.13: Função de autocorrelação (ACF) e função de autocorrelação parcial (PACF) – Resíduos Níveis d’água Jatobá.....	186
Figura 7.14: Função de autocorrelação (ACF) e função de autocorrelação parcial (PACF) – Resíduos Níveis d’água Acará do Tapajós	186
Figura 7.15: Função de autocorrelação (ACF) e função de autocorrelação parcial (PACF) – Resíduos Níveis d’água Buburé	187
Figura 7.16: Função de autocorrelação (ACF) e função de autocorrelação parcial (PACF) – Resíduos Níveis d’água Bela Vista	187
Figura 7.17: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste - MCV1 5 neurônios em Buburé	191
Figura 7.18: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste - MCV1 8 neurônios em Buburé	192

Figura 7.19: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste - MCV1 10 neurônios em Buburé	192
Figura 7.20: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste - MCV1 15 neurônios em Buburé	192
Figura 7.21: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV2 5 neurônios em Buburé	193
Figura 7.22: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV2 8 neurônios em Buburé	193
Figura 7.23: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV2 10 neurônios em Buburé	193
Figura 7.24: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV2 15 neurônios em Buburé	193
Figura 7.25: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV3 5 neurônios em Buburé	194
Figura 7.26: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV3 8 neurônios em Buburé	194
Figura 7.27: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV3 10 neurônios em Buburé	194
Figura 7.28: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV3 15 neurônios em Buburé	195
Figura 7.29: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV4 5 neurônios em Buburé	195
Figura 7.30: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV4 8 neurônios em Buburé	195
Figura 7.31: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV4 10 neurônios em Buburé	196
Figura 7.32: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV4 15 neurônios em Buburé	196
Figura 7.33: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV5 5 neurônios em Buburé	196
Figura 7.34: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV5 8 neurônios em Buburé	197
Figura 7.35: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV5 10 neurônios em Buburé	197

Figura 7.36: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV5 15 neurônios em Buburé	197
Figura 7.37: Previsão de vazão em Buburé com o modelo MCV1_BUBURE_8N	199
Figura 7.38: Previsão de vazão em Buburé com o modelo MCV2_BUBURE_5N	200
Figura 7.39: Previsão de vazão em Buburé com o modelo MCV3_BUBURE_15N	200
Figura 7.40: Previsão de vazão em Buburé com o modelo MCV4_BUBURE_10N	201
Figura 7.41: Previsão de vazão em Buburé com o modelo MCV5_BUBURE_10N	201
Figura 7.42: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste - MCV1 5 neurônios em Jardim do Ouro	202
Figura 7.43: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste - MCV1 8 neurônios em Jardim do Ouro	202
Figura 7.44: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste - MCV1 10 neurônios em Jardim do Ouro	203
Figura 7.45: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste - MCV1 15 neurônios em Jardim do Ouro	203
Figura 7.46: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV2 5 neurônios em Jardim do Ouro	203
Figura 7.47: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV2 8 neurônios em Jardim do Ouro	204
Figura 7.48: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV2 10 neurônios em Jardim do Ouro	204
Figura 7.49: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV2 15 neurônios em Jardim do Ouro	204
Figura 7.50: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV3 5 neurônios em Jardim do Ouro	205
Figura 7.51: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV3 8 neurônios em Jardim do Ouro	205
Figura 7.52: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV3 10 neurônios em Jardim do Ouro	205
Figura 7.53: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV3 15 neurônios em Jardim do Ouro	206
Figura 7.54: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV4 5 neurônios em Jardim do Ouro	206

Figura 7.55: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV4 8 neurônios em Jardim do Ouro	207
Figura 7.56: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV4 10 neurônios em Jardim do Ouro	207
Figura 7.57: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV4 15 neurônios em Jardim do Ouro	207
Figura 7.58: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV5 5 neurônios em Jardim do Ouro	208
Figura 7.59: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV5 8 neurônios em Jardim do Ouro	208
Figura 7.60: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV5 10 neurônios em Jardim do Ouro	208
Figura 7.61: Regressão/R ² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV5 15 neurônios em Jardim do Ouro	208
Figura 7.62: Previsão de vazão em Jardim do Ouro com o modelo MCV1_JARDIM DO OURO_5N	210
Figura 7.63: Previsão de vazão em Jardim do Ouro com o modelo MCV2_JARDIM DO OURO_10N	211
Figura 7.64: Previsão de vazão em Jardim do Ouro com o modelo MCV3_JARDIM DO OURO_5N	211
Figura 7.65: Previsão de vazão em Jardim do Ouro com o modelo MCV4_JARDIM DO OURO_5N	212
Figura 7.66: Previsão de vazão em Jardim do Ouro com o modelo MCV5_JARDIM DO OURO_5N	212
Figura 7.67: Vazões afluentes ao AHE São Luiz do Tapajós	214
Figura 7.68: Permanência das vazões afluentes ao AHE São Luiz do Tapajós e das vazões de longo período	215
Figura 7.69: Curva Vazão x Nível de Água em Buburé	216
Figura 7.70: Curva Vazão x Nível de Água em Jardim do Ouro	216
Figura 7.71: Curva de permanência das quedas brutas no período crítico do SIN	219
Figura 7.72: Afluência de vazões ao AHE São Luiz do Tapajós – Cenários Hidrológicos ...	223
Figura 7.73: Afluência de vazões ao AHE São Luiz do Tapajós – Cenários Climatológicos	228
Figura 7.74: Vazões de uso consuntivo e vazões afluentes	235
Figura 7.75: Vazão turbinada mensal no AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo	236

Figura 7.76: Vazão vertida mensal no AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo.....	238
Figura 7.77: Vazão defluente mensal no AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo.....	239
Figura 7.78: Potência gerada mensal no AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo.....	240
Figura 7.79: Nível de água mensal a jusante do AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo	241
Figura 7.80: Queda bruta mensal do AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo	242
Figura 7.81: Vazão turbinada mensal no AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo	245
Figura 7.82: Vazão vertida mensal no AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo	246
Figura 7.83: Vazão defluente mensal no AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo.....	247
Figura 7.84: Potência gerada mensal no AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo	248
Figura 7.85: Nível de água mensal a jusante do AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo	249
Figura 7.86: Queda bruta mensal do AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo.....	250
Figura 7.87: Conflitos entre geração de energia e profundidade – cenários H1 com N1/N2/N3	254
Figura 7.88: Conflitos entre geração de energia e profundidade – cenários H2 com N1/N2/N3	256
Figura 7.89: Conflitos entre geração de energia e profundidade – cenários H3 com N1/N2/N3	257
Figura 7.90: Impacto da geração mensal de energia (H1) sobre ganhos ou perdas de profundidades (N1).....	260
Figura 7.91: Impacto da geração mensal de energia (H2) sobre ganhos ou perdas de profundidades (N1).....	260
Figura 7.92: Impacto da geração mensal de energia (H3) sobre ganhos ou perdas de profundidades (N1).....	261
Figura 7.93: Impacto da geração mensal de energia (H1) sobre ganhos ou perdas de profundidades (N2).....	262
Figura 7.94: Impacto da geração mensal de energia (H2) sobre ganhos ou perdas de profundidades (N2).....	262
Figura 7.95: Impacto da geração mensal de energia (H3) sobre ganhos ou perdas de profundidades (N2).....	263
Figura 7.96: Impacto da geração mensal de energia (H1) sobre ganhos ou perdas de profundidades (N3).....	264

Figura 7.97 Impacto da geração mensal de energia (H2) sobre ganhos ou perdas de profundidades (N3).....	264
Figura 7.98: Impacto da geração mensal de energia (H3) sobre ganhos ou perdas de profundidades (N3).....	265
Figura 7.99: Comboio padrão em rios da Amazônia.....	266
Figura 7.100: Curva de capacidade de carga do comboio tipo.....	267
Figura 7.101: Conflitos entre geração de energia e capacidade de carga – cenários H1 com N1/N2/N3	269
Figura 7.102: Conflitos entre geração de energia e capacidade de carga – cenários H2 com N1/N2/N3	270
Figura 7.103: Conflitos entre geração de energia e capacidade de carga – cenários H3 com N1/N2/N3	270
Figura 7.104: Conflito entre geração de energia e controle de inundação – cenários H1 com CI1/CI2/CI3	275
Figura 7.105: Conflito entre geração de energia e controle de inundação – cenários H2 com CI1/CI2/CI3	275
Figura 7.106: Conflito entre geração de energia e controle de inundação – cenários H3 com CI1/CI2/CI3	277
Figura 7.107: Conflito entre geração de energia e vazão de uso consuntivo	280

1 INTRODUÇÃO

Com a evolução dos tempos o ser humano tem passado por profundas mudanças na maneira de observar o mundo. O enfoque mecanicista e cartesiano da realidade vem, de forma gradativa, evoluindo para uma visão sistêmica e holística. O padrão de pensamento que ao longo dos séculos manteve o homem em relação à natureza como ser predador e dominador vem sendo substituído por uma diretriz que considera uma forma interligada dos fenômenos da natureza (CHEN *et al.*, 2012). Nesse contexto, o modelo ideal de desenvolvimento da sociedade, reconhecido atualmente, tem como objetivo geral atender as necessidades da geração presente, sem comprometer a habilidade das futuras gerações em atender suas necessidades (BRUNDTLAND, 1987).

Como a competição por água é provável aumentar num futuro próximo, devido ao desenvolvimento socioeconômico e ao crescimento populacional, cada vez mais, gestores de recursos hídricos hão de se deparar com complexos processos de alocação de água entre usuários concorrentes. O adequado gerenciamento dos recursos hídricos é fundamental para o desenvolvimento sustentável. As decisões de hoje têm efeitos imediatos na qualidade de vida da população e irão ter um impacto significativo nas próximas gerações. Os responsáveis pelas decisões precisam ter conhecimento da disponibilidade de recursos hídricos e dos impactos que podem ser causados para atender as demandas atuais e futuras. Vários mecanismos de atribuição foram desenvolvidos a fim de conciliar a eficiência e princípios de equidade (Dinar *et al.*, 1997; MOLLE *et al.*, 2007).

Uma grande dificuldade associada à gestão de recursos hídricos, vem do fato de que muitos usos da água geram externalidades a jusante. Desde que a água flui a jusante, juntamente com suas externalidades, as decisões acerca do processo de alocação da água devem ter como escala natural a bacia hidrográfica e não apenas entornos inerentes a impactos localizados. Instrumentos de políticas públicas, concebidos para atingir determinados níveis de eficiência econômica e de equidade devem ser melhor desenvolvidos e implementados, tendo como escala a bacia hidrográfica (Davis, 2007).

Com a promulgação da Lei nº 9.433, no ano de 1997, inicia-se uma nova política brasileira para os recursos hídricos, onde todos os agentes envolvidos na atividade de gerenciamento desses recursos começaram a gozar da necessária legitimidade para prosseguir em seus respectivos cursos de ação. Entre as diversas características dessa nova lei, existe uma de essencial importância que é a singularidade em sintetizar os princípios fundamentais

do setor, criando os instrumentos de gestão do uso dos recursos hídricos e estabelecendo um arranjo institucional objetivando garantir o igual direito de uso a todos os usuários dos recursos hídricos.

Entre os princípios balizadores do novo arranjo setorial dos recursos hídricos no Brasil destacam-se: a) a adoção da bacia hidrográfica como unidade físico-territorial de planejamento; b) o princípio dos usos múltiplos da água, no qual os recursos hídricos devem estar disponíveis em igualdade de oportunidades, para todos os usuários interessados em seu uso, dando prioridade em cada bacia ao uso que gerar os maiores benefícios sociais líquidos; c) o reconhecimento da água como um bem econômico, devido à sua escassez na natureza; e d) a gestão descentralizada, participativa e integrada do uso da água (ANA, 2013).

A gestão dos recursos hídricos deve ser feita em nível de bacia hidrográfica, fornecendo aos formuladores de políticas públicas, informações para a tomada de decisões na alocação dos recursos hídricos. Um sistema de bacia hidrográfica pode ser entendido com um sistema composto de três principais componentes: componentes de fonte (rios, canais, aquíferos); componentes de demanda *off stream* (usos agrícolas, industriais e municipais); de demanda *in stream* (hidroeletricidade, recreação e navegação); e componentes intermediários (tratamento e reciclagem) (ANA, 2013).

De outro lado, há um consenso entre cientistas que o aquecimento global irá resultar em uma intensificação e aceleração do ciclo hidrológico global. Embora os efeitos que essas mudanças terão sobre os recursos hídricos, ainda, sejam incertos. A escassez de água terá repercussões na qualidade da água e na frequência de eventos extremos, como secas e inundações (UNESCO, 2009).

Como resultado, é inevitável que tais problemas como escassez de água doce, degradação da produtividade agrícola e deterioração da qualidade da água estejam ameaçando os seres humanos. Os efeitos das alterações climáticas, a intrusão de água do mar e de águas residuais em corpos de água doce, em função de baixos fluxos, são susceptíveis de agravar ainda mais esta situação. Confrontado com estes crescentes problemas, a população e gestores públicos têm de integrar estratégias de gestão de recursos hídricos de água com seus planos de desenvolvimento. Conseqüentemente, há uma necessidade urgente para gerenciar rios e bacias hidrográficas de forma sustentável, através de conservação integrada da água.

Avaliações integradas de abastecimento de água e de demanda e a minoração de conflitos inerentes a usos múltiplos da água em bacias hidrográficas, são ferramentas importantes para alcançar a sustentabilidade de recursos hídricos e a saúde ambiental de uma bacia (SCHMANDT, 2003). A modelagem hidrológica e a simulação de operação de

reservatórios, também são ferramentas fundamentais na avaliação integrada de gestão dos recursos hídricos (CROKE *et al.*, 2007).

Modelagem hidrológica numérica é a descrição matemática da resposta de um sistema hidrológico para uma série de eventos durante um período de tempo. Por exemplo, modelagem hidrológica pode simular escoamento diário, mensal ou sazonal, usando a precipitação, ou calcular o hidrograma de descarga resultante de uma tempestade conhecida ou hipotética (VIESSMAN e LEWIS, 2003).

Para gerenciar com eficiência sistemas de alocação de água, cada vez mais complexos, novas ferramentas de modelagem, capazes de executar alocações temporais e espaciais de fluxos entre usos concorrentes de água (abastecimento de água, geração de energia hidrelétrica, controle de enchentes, navegação, pesca e recreação) em uma bacia hidrográfica, são necessárias, dedicadas não só a usos tradicionais, mas também, a demandas não tradicionais de uso da água, que devem estar em consonância com objetivos econômicos e ambientais (VARDANYAN e AMELIN, 2012; CHANG *et al.*, 2005).

A simulação da operação de reservatórios muitas vezes envolve um sistema de vários modelos de simulação, softwares e bancos de dados usados em combinação. Um modelo de operação de reservatórios de um sistema de barramento de um rio em si é um sistema de modelagem, que muitas vezes serve como um componente de um sistema de modelagem de bacias hidrográficas que pode incluir informações hidrológicas de bacias hidrográficas; modelos hidrodinâmicos de rios integrantes da bacia hidrográfica; modelos de qualidade de água; bancos de dados e várias ferramentas de software para o gerenciamento de séries temporais, espaciais, e outros tipos de dados. Muitas das vezes esses sistemas são baseados na busca do equilíbrio entre a manutenção de volumes operacionais de reservatórios e a minimização de conflitos decorrentes de usos múltiplos da água, a montante e a jusante de barramentos.

Em função do previamente apresentado, existe uma grande demanda pelo desenvolvimento de novas metodologias que permitam obter boas previsões de variáveis hidrológicas e ainda medidas de desempenho que permitam identificar os modelos de previsão que melhores resultados trazem na operação de reservatórios, ambos elementos de vital importância para os tomadores de decisão na operação de reservatórios e no gerenciamento dos recursos hídricos.

Portanto, técnicas de modelagem e de otimização operacional de reservatórios são usadas para atingir o objetivo do presente estudo, que consiste em produzir um modelo

multiobjetivo que evidencie e minore conflitos inerentes ao uso múltiplo da água em sistemas de reservatórios de bacias hidrográficas.

2 MOTIVAÇÃO E HIPÓTESE DA PESQUISA

O Brasil tem 3.610 empreendimentos de geração de energia em operação, totalizando 134.326 MW de potência instalada. Possui um dos maiores sistemas de usinas hidrelétricas do mundo, com uma capacidade instalada em Usinas Hidrelétricas de 87.309 MW, que representa 62,77% da geração de energia elétrica do país. Em Pequenas Centrais Hidrelétricas sua capacidade é de 4.775 MW, que corresponde a 3,54% da energia gerada (ANEEL, 2015).

Sendo o Brasil um país que apresenta base geradora de energia, eminentemente hidrelétrica, verifica-se que a grande maioria dos sistemas de gerenciamento de seus reservatórios baseiam-se apenas em aspectos quantitativos, que objetivam assegurar apenas a disponibilidade de água para a geração de energia elétrica. Entretanto a preocupação em relação aos aspectos qualitativos da água tem aumentado, uma vez que, cada vez mais, os reservatórios estão sendo utilizados para vários tipos de usos, como geração de energia, retiradas para usos consuntivos, transposição de desnível, navegação e recreação.

Uma mudança de postura gerencial do setor energético deve ser implementada. Todos os usos e problemas relacionados aos recursos hídricos devem ser controlados e gerenciados por meio de políticas, instrumentos e técnicas de gerenciamento que possibilitem seu uso de maneira sustentável em termos quantitativos e qualitativos.

As informações reunidas no presente trabalho podem fornecer subsídios ao planejamento e ao gerenciamento de recursos hídricos, com destaque às características operacionais do futuro reservatório do Aproveitamento Hidrelétrico - AHE de São Luiz do Tapajós, e à utilização de técnicas de análises quali-quantitativa de gestão de recursos hídricos que possam ser aplicadas a sistemas de reservatório de outras bacias hidrográficas.

Este trabalho também tem foco na modelagem da operação de reservatórios com usos múltiplos, buscando solucionar questões que contribuam para o aprimoramento dessas ferramentas de análise, tendo como parâmetros demandas consuntivas e não consuntivas de uso da água e o equilíbrio operacional, econômico e ambiental desses reservatórios.

Assim, visando aperfeiçoar o desempenho de sistemas de alocação de água em bacias hidrográficas, esse trabalho tem como motivação otimizar operações de sistemas de reservatórios, através de um modelo que combina análises multiobjetivo com técnicas de otimização, que utilizam sistemas de programação não linear.

O modelo de gerenciamento de usos múltiplos da água desenvolvido denomina-se Sistema de Otimização de Usos Múltiplos da Água (SOUMA), o qual contempla módulos de

previsão de vazões e de níveis de água e um módulo de otimização de usos múltiplos da água baseado em programação não linear. A aplicabilidade e o desempenho do modelo são verificados, em função da disponibilidade de dados, na bacia do rio Tapajós para o futuro Aproveitamento Hidro Energético – AHE São Luiz do Tapajós, Itaituba, PA.

O SOUMA tem como motivação a alocação conjunta de usos consuntivos e não consuntivos da água, considerando cenários de afluência, através da maximização e/ou minimização de funções objetivo. O modelo pode ser empregado à gestão de conflitos de alocação da água em qualquer bacia hidrográfica, desde que parâmetros e variáveis de entrada possam ser definidos, podendo ser atrelado a modelos de análises econômicas, sociais e ambientais relacionadas a usos conflitantes da água.

O SOUMA permite uma regulação de vazões defluentes em AHE, em períodos de estiagem e de baixa demanda energética, com manutenção de condições de navegabilidade em trechos a jusante de barramentos, através de simulações operacionais sustentáveis, que visam a minoração de conflitos entre usos múltiplos.

O SOUMA, dentre outros modelos de operação de sistemas de reservatórios, apresenta originalidade por minimizar conflitos entre usos múltiplos da água, com ênfase a geração de energia e a navegação, permitindo a obtenção de correlações entre condições de navegabilidade, capacidade de carga de comboios e custos de transporte com a energia gerada em usinas hidrelétricas.

A hipótese de desenvolvimento e a originalidade do modelo SOUMA, principalmente sob a ótica da geração de energia hidrelétrica e da navegação, alicerça-se no fato de que:

- a) A região amazônica será palco preferencial para a expansão da geração hidrelétrica nas próximas décadas. Do potencial hidrelétrico nacional, cerca de 40% encontram-se na região amazônica (MME/EPE, 2007 e MMA/SRHU/ANA, 2011); e
- b) O rio Tapajós é grande alternativa para o escoamento de cargas das regiões do Sudoeste do Estado do Pará, Sudeste do Estado de Rondônia e Norte e Centro Leste do Estado do Mato Grosso, caracterizando-se como um corredor hidroviário de interligação entre essas regiões (MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES, 2011).

Alicerçado na contemporaneidade da conclusão das obras de implantação da rodovia BR-163, que ligará os grandes polos produtores de grãos do estado do Mato Grosso a Miritituba, PA e a Santarém, PA; e no funcionamento de diversas Estações de Transbordo de Carga – ETC em Miritituba, PA, como a ETC da Cargil e ETC da Cianport, que já utilizam o baixo Tapajós como via de escoamento dos grãos em direção a mercados internacionais, o desenvolvimento do modelo SOUMA é de irrefutável importância a uma gestão econômica e ambientalmente viável de usos concorrentes da água na Amazônia.

3 OBJETIVOS

3.1 Geral

O objetivo deste trabalho é o de desenvolver um modelo multiobjetivo para gerenciar o uso da água de forma a evitar conflitos decorrentes de usos múltiplos da água, relacionados com a operação de sistemas de reservatórios de aproveitamentos hidrelétricos em bacias hidrográficas.

3.2 Específicos

- Analisar séries de dados de vazão, de níveis de água e de precipitação;
- Desenvolver e aplicar um modelo hidrológico estocástico na previsão de níveis de água e de vazões afluentes e defluentes a reservatórios;
- Desenvolver e aplicar um modelo chuva-vazão na previsão de vazões afluentes a reservatórios;
- Desenvolver um sistema de gestão integrada da água, que reduza conflitos de destinação de uso e que concilie interesses econômicos e ambientais, na operação de reservatórios;
- Desenvolver um modelo quali-quantitativo, utilizando técnicas combinadas de simulação e de otimização, que minimize conflitos inerentes à operação de reservatórios, decorrentes da geração de energia e de outros usos consuntivos e não consuntivos;
- Aplicar o modelo de gestão de usos múltiplos da água e de operação de reservatórios ao Aproveitamento Hidrelétrico – AHE de São Luiz do Tapajós da bacia do rio Tapajós; e
- Propor alternativas de gestão das águas na bacia de forma a reduzir os conflitos quantitativos e de destinação de uso da água e, ao mesmo tempo, maximizar os benefícios.

3.3 Estrutura da Tese

Inicialmente, no Capítulo 1 é apresentada uma breve introdução sobre a gestão de recursos hídricos no Brasil e o cenário atual de conflitos entre usos múltiplos e concorrentes da água, com proposição de técnicas de modelagem e de otimização de sistemas de reservatórios.

No Capítulo 2 é apresentada a motivação e a hipótese da pesquisa, com proposição de um modelo de gerenciamento de usos múltiplos da água em bacias hidrográficas e sua aplicabilidade ao AHE São Luiz do Tapajós.

No Capítulos 3 é apresentado o objetivo geral da pesquisa e seus objetivos específicos que direcionaram e delinearão as etapas do estudo, através da definição de objetivos que proporcionaram a obtenção e o tratamento de dados técnicos e operacionais; o desenvolvimento e calibração de modelos auxiliares e do modelo SOUMA; e a aplicabilidade desses modelos em AHE, com foco primário nos conflitos entre geração de energia e navegação.

Capítulo 4 mostra-se a Fundamentação Teórica da pesquisa, evidenciando a evolução das pesquisas e aplicações desenvolvidas até o estado da arte em Modelos Hidrológicos; Modelos Chuva Vazão; Modelos de Operação de Reservatórios com o emprego de Programação Linear, Programação Não Linear, Modelos de Simulação, Modelos de Otimização E Efeitos Climáticos na Amazônia.

No Capítulo 5 descreve-se a Metodologia Analisada e Aplicada no Modelo de Previsão de Níveis de Água e de Vazão do tipo ARIMA; no Modelo Chuva Vazão RNA e no Modelo de Gerenciamento de Usos Múltiplos da Água – SOUMA.

No Capítulo 6 faz-se com estudo de caso e a aplicação de cada um dos modelos auxiliares e do modelo SOUMA, com a utilização de dados hidrológicos e operacionais do futuro Aproveitamento Hidrelétrico – AHE São Luiz do Tapajós, localizado na Bacia do Rio Tapajós. A área de estudo, a região Hidrográfica Amazônica e a Bacia do Rio Tapajós são caracterizadas, conjuntamente com uma descrição técnica e operacional do AHE São Luiz do Tapajós.

Dados pluviométricos e fluviométricos da bacia do rio Tapajós e da área de influência do AHE são apresentados e aferidos, de forma que esses sirvam como base de dados ao modelo auxiliar de simulação de níveis de água e de vazões; ao modelo chuva-vazão e ao modelo de operação de reservatórios.

No Capítulo 7 apresentam-se os resultados e discussões de cada um dos modelos auxiliares e do SOUMA. Conflitos de escolha entre os principais usos múltiplos e a geração de energia são apresentados, com ênfase à navegação, com parametrização de relações de troca entre os usos e a geração de energia.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A operação de um reservatório ou de um sistema de reservatórios é muitas vezes um problema de múltiplos propósitos, onde é comum a ocorrência de conflitos entre usos consuntivos e não consuntivos, tais como o controle de enchentes, geração de energia hidrelétrica, navegação, uso industrial e doméstico da água.

Neste capítulo é apresentada uma revisão de diversas pesquisas que foram desenvolvidas e trabalhos publicados nas áreas de modelagem hidrológica, de modelos chuva-vazão e de modelos de gestão de usos múltiplos da água em bacias hidrográficas.

4.1 Modelos Hidrológicos

Segundo Dawdy e O'Donnell (1965), iniciou-se na década de 60 o desenvolvimento de pesquisas por procedimentos automáticos de calibração de modelos hidrológicos, permitindo que os modelos obtivessem respostas que se aproximassem ao máximo das séries naturais observadas.

Segundo Nash e Sutcliffe (1970), Clarke (1973), Johnston e Pilgrim (1976), na década de 70 presenciou-se esforços científicos no sentido de validar procedimentos adequados de calibração dos modelos, mesmo que limitados pela capacidade de processamento dos computadores. Conforme Stephenson e Freeze (1974) e Solomom e Gupta (1977), ainda na década de 70 ocorreram às primeiras tentativas de uma parametrização adequada dos processos físicos naturais que levavam em consideração a representação dos diversos processos físicos de interesse, através de suas equações diferenciais correspondentes.

Os trabalhos de Sorooshian e Dracup (1980), Sorooshian e Arfi (1982), Kuczera (1983a, 1983b), Sorooshian e Gupta (1983, 1995), ressaltaram que na década de 80 existiu um grande esforço na obtenção de processos de calibração eficientes. Nos trabalhos de Troutman (1983, 1985a, b), já existia uma preocupação com a qualidade dos dados de entrada, especialmente de precipitação, e de seu efeito na calibração e resposta dos modelos hidrológicos.

Na década de 80, foi apresentado o Sistema Hidrológico Europeu – SHE (ABBOTT *et al.* 1986a, b), que era um ambicioso projeto, objetivando a construção de um modelo hidrológico com base física, com a utilização de um conjunto de equações diferenciais que descrevem os diferentes processos físicos do ciclo hidrológico. Paralelamente, muitos autores

ressaltaram a necessidade de uma pesquisa intensa no tópico escalas hidrológicas, como havia já sido ressaltado nos trabalhos de Klemes (1983) e Eagleson (1986), entre os quais os trabalhos de Sivapalan (1986), Wood e Hebson (1986), Wood *et al.* (1988), Sivapalan *et al.* (1987) e Sivapalan *et al.* (1990).

Wood e Hebson (1986) sugeriram um modelo de semelhança de cheias baseado em curvas de frequência adimensionais, independentes da escala de estudo. O objetivo deste estudo foi o de obter funções de resposta da bacia a eventos chuvosos e curvas de frequência de cheias, utilizando uma distribuição espacial da precipitação baseada na similaridade espacial da precipitação, independentemente da escala.

Nos estudos de Wood e Hebson (1986) a distribuição adimensional, em escalas espacial e temporal de frequência de cheias foi obtida a partir das distribuições adimensionais da precipitação e da função de resposta da descarga de pico. A partir da definição dos autores, o conceito de similaridade hidrológica poderia ser estabelecido entre duas bacias se estas apresentassem curvas de distribuição adimensional de frequências iguais.

Em continuidade aos estudos de Wood e Hebson (1986), Sivapalan *et al.* (1987) propuseram uma nova versão do modelo Topmodel com a utilização de parâmetros adimensionais. Através desta nova formulação, Sivapalan *et al.* (1987) estabeleceram um novo conceito de similaridade hidrológica, ou seja, duas bacias seriam hidrológicamente similares se apresentassem cinco parâmetros adimensionais que seriam função da topografia e das distribuições da condutividade hidráulica do solo e da umidade do solo. Segundo Beven *et al.* (1995) na formulação original do modelo Topmodel a similaridade hidrológica era estabelecida quando as bacias apresentassem índices topográficos iguais.

Krajewski *et al.* (1991) confrontaram os resultados de um modelo físico distribuído com os de um modelo conceitual concentrado sujeito a campos de precipitação de diferentes resoluções espacial e temporal. A geração dos campos de precipitação foi obtida através de um modelo estocástico. Os processos estocásticos foram amplamente estudados por diversos autores como: Papoulis (1984), Parzen (1992), Cox e Miller (1996), Ross (1997) e Grimmer e Stirzaker (2001).

Srinivas e Srinivasan (2006) ressaltaram que nas últimas quatro décadas, desde o trabalho pioneiro de Fiering (1964), uma série de estudos têm abordado a aplicação de modelos paramétricos para simulação estocástica de variáveis hidrológicas.

Koutroumanidis *et al.* (2009) desenvolveram modelo de previsão de vazão para a bacia do rio Nestos na Bulgária com proposta híbrida baseada em modelos ARIMA e em

procedimentos de detecção genética para identificar pontos de mudança estrutural nas séries temporais.

Wu e Chau (2010) empregaram modelos ARIMA e redes neurais na previsão de vazões em diferentes bacias hidrográficas na China. Birinci e Akay (2010) utilizaram modelos do tipo ARIMA para a previsão de precipitações, que, por sua vez, são insumos (inputs) em modelos de redes neurais artificiais para previsão de vazões diárias.

Kirby *et al.* (2010a, b) construíram o modelo hidrológico mensal de balanço hídrico e de previsão de nível de água “CPWF Basin model” para a bacia do rio Nilo, utilizaram dados para o período de 1951 a 2000, em 25 sub-bacias. O modelo foi utilizado para avaliar o impacto de mudanças climáticas sobre os recursos da bacia.

Tollenaar (2009) e Booij *et al.* (2011) desenvolveram o NHSM (*Nile Hydrological Simulation Model*) que é um modelo hidrológico mensal, que avalia e prevê impactos provocados por mudanças climáticas sobre bacias hidrográficas e desenvolve análises comparativas de cenários de desenvolvimento de recursos hídricos. O modelo foi aplicado na bacia do rio Nilo com alocação e distribuição de água na bacia, tendo por base dados de precipitação e de escoamento superficial.

Lohani *et al.* (2012) utilizaram modelos auto regressivos juntamente com sistemas de inferência fuzzy na previsão de vazões mensais. Segundo Nourani *et al.* (2013) modelos auto regressivos de média móvel integrada ARIMA (*Auto Regressive Integrated Moving Average*), com sazonalidade agregada, são amplamente utilizados para a previsão de séries temporais hidrológicas.

Johnston e Smakhtin (2014) destacam que a modelagem hidrológica se tornou um componente indispensável na pesquisa e na gestão de recursos hídricos em grandes bacias hidrográficas. Modelos hidrológicos ajudam a entender o estado passado e atual dos recursos hídricos na bacia, fornecendo alternativas de como explorar implicações de processos de gestão adotados, em função de alterações impostas pelo sistema, como, por exemplo mudanças climáticas.

Figueiredo e Blanco (2014) desenvolveram um modelo estocástico para a previsão de vazão e de níveis de água médios mensais, com antecedência de 24 meses, para a bacia do rio Tapajós, PA, utilizando modelos estocásticos do tipo ARIMA. O modelo é uma ferramenta que pode ser usada na análise de regimes hidrológicos de bacias hidrográficas e, conseqüentemente, de possíveis impactos e conflitos decorrentes do uso da água.

Figueiredo *et al.* (2014) utilizaram um modelo estocástico do tipo ARIMA na previsão de níveis de água, de condições de navegabilidade e de capacidade de carga de

comboios de empurra na bacia do rio Tapajós, PA. O modelo apresentou bons resultados, possibilitando um planejamento logístico, com antecedência, para o transporte de carga no rio Tapajós, PA.

Li *et al.* (2015) desenvolveram um modelo hidrológico, em grande escala, de previsão de variáveis hidrológicas, relacionadas com mudanças climáticas, como evapotranspiração e escoamento superficial. O modelo foi aplicado em bacias hidrográficas da porção oriental da África Austral, mais precisamente ao sul de Moçambique e Malawi.

4.2 Modelos Chuva Vazão

Modelos chuva-vazão são ferramentas que, através de uma abordagem simplificada dos processos do ciclo hidrológico, tem como objetivo principal, avaliar qual a resposta em termos de vazão de uma dada bacia hidrográfica em função de uma precipitação qualquer. Estes modelos devem ser capazes de descrever em função da precipitação, as perdas por evaporação, interceptação, infiltração e percolação da água subterrânea e de calcular o escoamento superficial e o escoamento de base (TUCCI, 1998).

Os primeiros modelos chuva-vazão que surgiram tinham como objetivo principal representar com qualidade os hidrograma de cheia. Como as informações sobre as bacias eram escassas, estes modelos simulavam o ciclo hidrológico em termos do macroprocesso. Estes modelos representavam o ciclo hidrológico através da conservação de volumes e de equações empíricas, utilizadas para retratar um ou outro processo da bacia (BARTH *et al.*, 1987).

Em termos gerais modelos chuva-vazão são utilizados para estudar o comportamento de fenômenos físicos hidrológicos; analisar a consistência e o preenchimento de falhas; prever vazão em tempo real; analisar efeitos resultantes da modificação do uso do solo e dimensionar obras hidráulicas (BARTH *et al.*, 1987 e TUCCI, 1998).

Hsu *et al.* (1995) utilizaram RNA para modelar a relação entre chuva e vazão diariamente em uma bacia hidrográfica de médio porte no rio Leaf próximo a Collins no Mississippi, Estados Unidos.

RNA constituem sistemas de processamento paralelo distribuído que, por serem baseados no funcionamento do sistema nervoso biológico, possuem propensão natural de armazenar conhecimento experimental. Assim como o cérebro humano, as RNA são capazes de transmitir e/ou armazenar informações por meio de impulsos nervosos entre os neurônios,

através de conexões interneurais, representadas por pesos sinápticos, que tem a função de armazenar e processar o conhecimento (HAYKIN, 2005).

Segundo Jain *et al.* (1999) a obtenção, a partir de séries de precipitação, de dados vazões afluentes, de processos de preenchimento de falhas em séries de vazões e de técnicas para a operação de reservatórios, vem sendo alcançada através da utilização de modelos chuva-vazão do tipo estocásticos embasados em métodos de Redes Neurais Artificiais – RNA. Neelakantan e Pundarikanthan (2000) utilizaram um modelo chuva-vazão com processo embasado em RNA na simulação e otimização da operação de reservatórios.

Tokar e Johnson (1999) desenvolveram um modelo RNA para prever vazão diária em função da precipitação diária, da temperatura e do degelo para a bacia do rio Patuxent em Maryland, Estados Unidos. A sensibilidade da precisão da previsão para o teor e comprimento de dados de treino foi investigada. Segundo os autores o modelo RNA apresentou uma precisão muito boa e proporcionou uma abordagem sistemática, reduzindo o comprimento dos dados de calibragem e encurtando o tempo gasto na calibração dos modelos.

Elshorbagy *et al.* (2000) utilizaram RNA na previsão de vazões na bacia hidrográfica do rio Red River Valley, no Canadá. Estes autores testaram várias estruturas de RNA e comparam os resultados com outros modelos empíricos. Afirmam que as RNA apresentam os melhores resultados e que os resultados são dependentes da estrutura dos dados de entrada.

Anmala *et al.* (2000) fizeram uma comparação semelhante a que Elshorbagy *et al.* (2000). Anmala *et al.* (2000) utilizaram RNA feedforward e RNA recorrentes com entradas de temperatura e chuva mensal para calcular a vazão média mensal em três bacias hidrográficas no Kansas, Estados Unidos.

Segundo Haykin (2005), RNA são modelos matemáticos inspirados nas redes neurais biológicas do cérebro humano, com capacidade de aprendizado e de classificação de sinais de entrada recebidos pelo ambiente externo. Podem ser classificadas como redes neurais estáticas ou como redes neurais dinâmicas. A principal diferença funcional entre as duas estruturas é a presença ou não de conexões que realimentem os neurônios presentes na arquitetura da rede. Quando não existe dependência das saídas atuais com seus valores passados, as redes são estáticas. Entre essas estruturas, se destacam as RNA multicamadas (*Multi-Layer Perceptron - MLP*) por serem amplamente utilizadas na literatura.

Garbrecht (2006) comparou três modelos chuva-vazão RNA que simulava vazões mensais a partir de dados de precipitações mensais. Os desempenhos dos modelos foram testados na bacia de Fort Cobb, com 815 Km², em Oklahoma, Estados Unidos.

Tayfur e Singh (2006) desenvolveram um modelo chuva-vazão baseado em RNA e lógica fuzzy para a previsão de vazão. O processo RNA do modelo utilizou o algoritmo *backpropagation* com *feed-forward* e função sigmoide. O modelo fuzzy foi desenvolvido utilizando função de adesão difusa triangular para as variáveis de entrada e saídas.

Nasseri *et al.* (2008) utilizaram modelo chuva-vazão do tipo estocásticos embasados em métodos de RNA para a previsão de precipitação na bacia de Upper Parramatta localizada em Sydney, Austrália. Sob a ótica da modelagem hidrológica e da utilização de modelos chuva-vazão, RNA tem sido utilizado com sucesso na previsão de vazão, juntamente com outras técnicas convencionais (NASSERI, 2008 e SEDKI *et al.*, 2009).

Mukerji *et al.* (2009) desenvolveram um modelo chuva-vazão para previsão de cheias na Bacia do Rio Ajay em Jharkhand, Índia. O modelo utilizou RNA, um sistema de inferência *neuro-fuzzy* adaptativo – ANFIS e um sistema integrado de algoritmo genético neuro adaptativo (ANGIS). Performances relativas destes modelos também foram comparadas.

Segundo Sedki (2009) a transformação de chuva em vazão é um dos mais complexos fenômenos hidrológicos característicos de uma bacia hidrográfica, em função da grande variação temporal e espacial dos elementos do ciclo hidrológico. Dentre esses elementos, podem ser citados precipitação, evapotranspiração e infiltração, e esta diversidade de variáveis pode aumentar a complexidade da definição de um modelo físico que descreva corretamente esse processo.

Nourani *et al.* (2012) em seu modelo chuva-vazão de RNA desenvolvido, utilizaram transformada de Wavelet relacionada com programação genética para a construção de um modelo híbrido capaz de detectar padrões de sazonalidade. Os dados de treino e de validação do modelo chuva-vazão RNA, antes de implementados via *feed-forward* e *back-propagation* (BP), foram decompostos com a transformadas de Wavelet. O modelo foi aplicado nas bacias de Lighvanchai e Aghchai localizadas no noroeste do Irã na província do Azerbaijão.

Kamruzzaman *et al.* (2014) em seus estudos compararam modelos chuva-vazão que usam precipitação defasada como variáveis exógenas, com modelos que usam um pequeno subconjunto de coeficientes Wavelet discretos de precipitação defasada. Os modelos utilizaram Transformadas Wavelet Discretas Móveis (MDWT), sendo implementadas como transformações de múltipla escala. A comparação foi feita usando dados de três bacias hidrográficas na Austrália.

Elsanabary e Gan (2015) desenvolveram um modelo híbrido de RNA, Algoritmo Genético e transformada de Wavelet, para previsão de vazão mensal na bacia do alto rio Nile

Azul na Etiópia. Os resultados do estudo demonstram que é possível desenvolver um modelo chuva vazão, utilizando RNA, algoritmo genético e transformada de Wavelet, para a previsão de vazão mensal com considerável precisão, sendo esses modelos úteis para uma melhor gestão dos recursos hídricos em bacias hidrográficas.

4.3 Modelos de Operação de Reservatórios

A operação de reservatórios é baseada em objetivos conflitantes, como os de maximizar a quantidade de água armazenada para fins de geração de energia e o de, por exemplo, maximizar espaços vazios para armazenamentos preventivos de inundações a jusante. Uma gestão eficaz dos recursos hídricos de uma bacia hidrográfica requer uma compreensão da quantidade de água que pode ser fornecida em condições diversas.

Rippl (1883), há mais de um século atrás, apresentou sua conhecida técnica de diagrama de massa para determinar o rendimento firme de reservatórios. Desde essa época, uma variedade de modelos matemáticos tem sido desenvolvida para avaliar a quantidade de água que pode ser fornecida por um reservatório ou por um sistema de múltiplos reservatórios. McMahon e Mein (1986) forneceram um tratamento completo a uma vasta gama de métodos de análise de produtividade de reservatórios, caracterizando-os como: teoria das probabilidades de armazenamento; técnicas de programação e de otimização matemática; e sistemas de simulação de fluxos de reservatórios.

Segundo Yeh (1985), Siminovic (1992) e Wurbs (1993) modelos de operação de reservatórios são baseados em técnicas de otimização e de simulação. Grande parte dos modelos utilizam técnica de otimização, que permitem, tendo por base séries de vazões afluentes a reservatório, determinar diversas variáveis como retiradas que maximize ou minimize uma determinada função-objetivo.

Perceptíveis avanços tecnológicos e computacionais permitiram o surgimento de diferentes técnicas para o gerenciamento de recursos hídricos e para a operação de sistemas reservatórios. Grande parte dos modelos de operação de reservatórios, foram comentados e revisados por Yeh (1985), Siminovic (1992), Wurbs (1993), Momoh *et al.* (1999 a b) e Labadie (2004).

Nos sistemas de otimização de um único ou de múltiplos reservatórios as retiradas ótimas têm sido expressas matematicamente a partir de funções que as relacionam com o estado do reservatório, através de seu volume armazenado, e com variáveis hidrológicas de

entrada, particularmente as vazões afluentes. Estas relações permitem ao operador do sistema, com base em informações disponibilizadas pelo modelo, determinar qual é ou será a melhor retirada (BHASKAR e WHITLATCH, 1987; KARAMOUZ e HOUCK, 1987).

Simonovic (1992) apresentou e discutiu amplamente os principais entraves dos modelos de otimização utilizados, na época, na operação de reservatórios e quais medidas poderiam ser implementadas para que estes se tornassem mais atrativos aos operadores. Labadie (2004) ressaltou que problemas relativos ao gerenciamento de recursos hídricos e a operação de reservatórios, em particular a geração de energia, devem ser tratados com a utilização de técnicas de programação não linear.

De acordo com Yeh (1985), Simonovic (1992), Wurbs (1993, 1996) e Labadie (2004), dentre outros, o uso de modelos de otimização e de simulação de reservatórios vem sendo muito utilizado na identificação de políticas públicas voltadas ao setor energético e na operação de sistemas de reservatórios. De acordo com Oliveira e Loucks (1997), modelos de operação de reservatórios desempenham um papel de grande importância na identificação e na operacionalização de lançamentos em reservatório.

Após avaliação e comparação feitas por Yeh (1985), Labadie (2004) investigou a utilização de técnicas computacionais, tais como métodos heurísticos, juntamente com simulações e modelos de redes neurais, indicando os avanços ocorridos nessa área desde a avaliação inicial, realizado por Yeh em 1985.

Oliveira e Loucks (1997) empregaram Algoritmo Genético (GA) para otimizar condições operacionais em múltiplos reservatórios, em função de volumes armazenados ou da programação de lançamentos, em diferentes estações do ano. De acordo com Cai *et al.* (2001), os métodos evolucionários têm sido aplicados para resolver modelos de gestão de reservatório. Apresentaram um modelo que combinava a utilização de Algoritmo Genético (GA) e programação linear (LP) para resolver grandes problemas não lineares.

ReVelle (2000) forneceu uma visão sobre os desafios da pesquisa em gestão ambiental e definiu alguns problemas que, na época, permaneceram sem solução. Um exemplo de alguns dos temas explorados por ReVelle (2000) incluiu técnicas para a gestão de reservatórios paralelos, de qualidade da água e de quantificação de resíduos sólidos. Na investigação de técnicas de gestão de reservatórios paralelos, um modelo com uso de programação linear foi fornecido como exemplo.

Neelakantan e Pundarikanthan (2000) utilizaram um modelo combinado de simulação e de otimização com rede neural para a seleção de regras operacionais de proteção (*hedging rules*) na operação de um sistema de reservatórios.

Em muitas situações práticas, regras de operação pré-definidas continuam a ser a base para a operação de um único reservatório ou de um sistema de reservatórios, fornecendo orientações a lançamentos a jusante, atendendo a demandas previamente definidas. As regras operacionais (*rule curves*) assumem variadas formas e direcionamentos voltados a diversas ações e interesses. A avaliação dessas regras, muitas vezes é feita por simulação, geralmente especificando libertações em função do tempo de armazenamento disponível no sistema (NEELAKANTAN e PUNDARIKANTHAN, 2000).

Teegavarapu e Simonovic (2002) aplicaram um modelo baseado em *Simulated Annealing*, que consistia em algoritmos que encontravam soluções satisfatórias para problemas de otimização combinando técnicas de melhoramento iterativo com técnicas de randomização, em um sistema de quatro reservatórios de geração de energia hidrelétrica em Manitoba, no Canadá, para obter regras de funcionamento ideais.

Segundo Labadie (2004) muitas técnicas heurísticas e meta-heurísticas, como Algoritmo Genético, Lógica Difusa e *Simulated Annealing* (AS), foram utilizadas na solução de problemas de operação de reservatórios. Labadie (2004) apresentou uma revisão dos diferentes modelos e de técnicas de programação empregadas como linear (PL), não linear (PNL), dinâmica (PD) e linear sucessiva (PLS). Em Labadie (2004) observa-se que o nível de confiança de modelos de otimização foi aumentado, com o acoplamento de Sistemas de Suporte a Decisão (DSS). O MODSIM, desenvolvido na *Colorado State University* em 1979, é exemplo de modelo de otimização com DSS. Estas técnicas foram aplicadas a problemas de operação de reservatórios por Yeh (YEH, 1985) e Wurbs (WURBS, 1993).

Sistemas de suporte à decisão, aplicados à gestão de recursos hídricos, desempenham papel essencial, uma vez que permitem que diferentes partes interessadas no uso e na alocação da água possam produzir decisões sobre uma mesma base comum e compartilhada (ALEMU *et al.*, 2011).

Na literatura científica, alguns modelos em DSS (*Decision Support Systems*) estão disponíveis como: "AQUARIUS" (DIAZ *et al.*, 1997), "AQUAPLAN" (TILMANT *et al.*, 2008), "REALM" – Modelo de Alocação de Recursos Hídricos (AA. VV., 2001) e "WARGI" - Otimização de Sistemas de Recursos Hídricos Auxiliado por Interface Gráfica (SECHI e SULIS, 2009).

O AQUARIUS é um modelo de DSS, dedicado à alocação temporal e espacial de fluxos de água entre usos múltiplos e concorrentes da água em uma bacia hidrográfica. O modelo é dedicado à análise de complexos sistemas de recursos hídricos, para usos

tradicionais e não tradicionais da água, com objetivos econômicos, sociais, ambientais, de lazer e de navegação (DIAZ *et al.*, 2002 e ALEMU *et al.*, 2011).

Segundo Harou *et al.* (2009), numerosos pacotes de softwares foram usados para executar modelos hidro econômico, mas poucos DSS foram desenvolvidos para trabalhar especificamente como modelos hidro econômicos. Alguns exemplos desses DSS são o “AQUARIUS” (DIAZ *et al.*, 2000) e o “AQUAPLAN” (TILMANT *et al.*, 2008).

Os DSS evidenciam que o alcance de resultados e os benefícios convergentes na utilização desses sistemas, deve-se ao fato do envolvimento de diversas áreas na fase de decisão, como por exemplo: climatologia, meteorologia, hidrologia, ecologia, ciências ambientais, engenharia de recursos hídricos, ações socioeconômicas e política pública (ALEMU *et al.*, 2011). Para Biswas (2004) uma gestão otimizada dos recursos hídricos deve ser objeto de uma abordagem multidisciplinar, na qual múltiplas habilidades e capacidades devem ser reunidas em conjunto.

Outros DSS conhecidos para desenvolver simulações em bacias hidrográficas foram adaptados para incluir componentes econômicos, tais como “AQUATOOL” (ANDREU *et al.*, 1996), “OASIS” (RANDALL *et al.*, 1997), “MODSIM” (LABADIE e BALDO, 2000), “MIKE BESIN” (JHA e GUPTA, 2003), “CALSIM” (DRAPER *et al.*, 2004), “WEAP” (YATES *et al.*, 2005a), “WSM DSS” (TODINI *et al.*, 2006), e “WATERWARE” (CETINKAYA *et al.*, 2008).

Modelos baseados em otimização para a gestão da água têm sido desenvolvidos e aplicados em algumas regiões específicas, em Israel com (FISHER *et al.*, 2002); na Califórnia com “CALVIN” (DRAPER *et al.*, 2003); e “SFWMM” (South Florida Água Distrito de Gestão, 1997), na Flórida. Muitas outras aplicações usam sistemas de modelagem genéricos, como GAMS (*General Algebraic Modeling System*), AIMMS, AMPL e LINDO, para desenvolver e formular modelos personalizados.

Segundo Brooke *et al.* (1998), GAMS é um sistema da *GAMS Development Corporation* com códigos específicos de programação, aplicáveis a programação linear (PL) e a programação não linear (PNL), disponível para diferentes plataformas. A linguagem GAMS é similar a outras linguagens de programação e o sistema inclui diversos solucionadores (*solvers*) como o GAMS/MINOS[®] que é um solucionador de programação não linear.

O desenvolvimento de um processo baseado na utilização combinada de modelos que visem, por um lado, a gestão dos recursos hídricos e, por outro, cenários climáticos, é de grande interesse à gestão da quantidade e da qualidade da água. O modelo SimBaT é adequado para operar em escala de bacia hidrográfica, mesmo na presença de usos múltiplos,

sendo uma ferramenta robusta para suportar decisões a que estão frequentemente sujeitos (PIERLEONI *et al.*, 2008).

Silva e Zambon (2013) apresentaram uma metodologia para simplificar as não linearidades, envolvidas nos processos de operação de reservatórios, que caracterizam a formulação de modelos de otimização aplicados a usos múltiplos da água e a geração de energia em sistemas complexos de reservatório. As não linearidades estudadas incluem o nível de água; as relações entre área e volumes dos reservatórios e a evaporação. A metodologia proposta utiliza regressão linear e polinomial para simplificar as curvas de “nível-área-volume”, geralmente representadas por polinômios de quarto grau. Para a evaporação, o cálculo foi baseado em séries históricas de volumes médios mensais dos reservatórios e em áreas correspondentes a cada armazenamento.

Etkin *et al.* (2015) utilizaram um modelo de operação de reservatórios baseado em ferramenta de suporte de decisão (DST) em um sistema de reservatórios e estruturas de desvio na bacia do Rio Comoé, no sudoeste de Burkina Faso, África Ocidental, caracterizada por grave variabilidade intrasazonal e interanual de precipitação e de afluxos ao reservatório. O modelo apresenta uma ferramenta de suporte de decisão estocástico que usa previsões sazonais disponíveis para gerar regras operacionais que maximize benefícios e minimizam o risco de escassez de água. O MSSLP (*multistage stochastic linear programming*) foi codificado em GAMS.

Suzuki *et al.* (2015) desenvolveram um modelo de otimização MINLP (*mixed integer nonlinear programming*), denominado SISAGUA, voltado para o planejamento e operação de sistemas de reservatórios, cujas funções objetivo visam evitar a escassez de água, otimizar a distribuição e minimizar custos operacionais. O modelo é aplicado na região metropolitana de São Paulo, como ferramenta de apoio à decisão para avaliar os benefícios e impactos de alternativas de transferência de água do sistema de abastecimento Cantareira. A otimização do modelo está sujeita a um conjunto de restrições que inclui limites superiores e inferiores, uma equação de continuidade para nós e reservatórios de regras de cobertura. O processo de otimização dos modelos foi codificado em GAMS.

Rheinheimer *et al.* (2015) desenvolveram um modelo de operação de reservatórios para sistematizar retiradas seletivas de água, visando o gerenciamento térmico de temperaturas da água a jusante do barramento e o controle de mudanças climáticas decorrentes de variações de defluências sazonais. O estudo desenvolvido utiliza um modelo de programação linear para liberar a água de diferentes volumes termais dos reservatórios, para minimizar desvios de temperaturas a jusante. O modelo é aplicado em um reservatório

multiuso no Rio South Fork Yuba, na Califórnia. A aplicação do modelo de otimização seletiva utilizou passo tempo semanal. O modelo LP foi implementado com o GAMS (ROSENTHAL, 2010).

Na Tabela 4.1 encontram-se os principais modelos de gestão de recursos hídricos em bacias hidrográficas e de operação de reservatórios analisados.

Tabela 4.1: Modelos de gestão de recursos hídricos e de operação de reservatórios

Modelo	Autor	Ano
IRIS	LOUCKS, D. P., SALEWICZ, K. A., and Taylor, M. R.	1989
WRAP	WURBS, R.A.	1993
AQUATOOL	ANDREU, J., CAPILLA, J., SANCHIS, E.	1996
OASIS	RANDALL, D., CLELAND, L., KUEHNE, C.S., LINK, G.W., SHEER, D.P.	1997
SISCOM	BRAGA, B.; BARBOSA, P. S.; NAKAYAMA, P. T.	1998
AQUARIUS	DIAZ, G.E., BROWN, T.C. & SVEINSSON O. G. B.,	2000
MODSIM	LABADIE, J.W., BALDO, M.L., LARSON, R., 2000	2000
CALVIN	DRAPER, A.J., JENKINS, M.W., KIRBY, K.W., LUND, J.R., HOWITT, R.E.	2003
MIKE BESIN	JHA, M.K., GUPTA, A.D.	2003
CALSIM	DRAPER, A.J., MUNEVAR, A., ARORA, S.K., REYES, E., PARKER, N.L., CHUNG, F.I., PETERSON, L.E.	2004
WEAP	YATES, D., PURKEY, D., SIEBER, J., HUBER-LEE, A., GALBRAITH, H.	2005
WSM DSS	TODINI, E., SHUMANN, A., ASSIMACOPOULOS, D.	2006
WATERWARE	CETINKAYA, C.P., FISTIKOGLU, O., FEDRA, K., HARMANCIOGLU, N.B.	2008
SimBaT	PIERLEONI, A., CASADEI, S., BELLEZZA, M. A.	2008
AQUAPLAN	TILMANT, A., PINTE, D., GOOR, Q.	2008
HIDROTERM	ZAMBON, R., BARROS, M., LOPES, J., BARBOSA, P., FRANCATO, A., and YEH, W.	2012
SISAGUA	SUZUKI, A., ZAMBON, R., and YEH, W.	2015

4.3.1 Programação Linear - PL

A Programação Linear compreende modelos de programação onde as variáveis são contínuas e todas as expressões apresentam um comportamento linear. A condição necessária para sua utilização é que todas as relações entre as diferentes variáveis sejam lineares, tanto restrições quanto a função objetivo a ser otimizada (LUENBERGER, 1973).

Os métodos de Programação Linear apresentam como principal desvantagem a presunção de linearidade nas relações, particularmente na função-objetivo. Somente para um conjunto limitado de problemas esta hipótese pode ser aceita sem grande distorção da realidade. Várias técnicas de linearização, tais como linearização por partes, expansões por séries de Taylor de primeira ordem e esquemas iterativos, podem ser usadas com sucesso (LOUCKS e FALKSON, 1970).

Windsor e Chow (1972) usaram um modelo PL em estudos de operação de múltiplos reservatórios. Nesse estudo uma condição de aproximação linear foi usada para substituir funções não-lineares, que envolviam um conjunto de variáveis de decisão. Windsor (1973) apresentou uma metodologia empregando Programação Linear Recursiva, como ferramenta de otimização para a análise de sistemas de controle de inundação em múltiplos reservatórios.

Clyde e King (1973) desenvolveram um modelo de alocação ótima de recursos hídricos para o estado de Utah nos Estados Unidos, usando um modelo de PL. O sistema de minimização de custo, era composto por combinações de variáveis, como: águas subterrâneas, águas superficiais e transferência de água entre reservatórios, dentre outras, que minimizavam os custos. Becker e Yeh (1974) desenvolveram uma metodologia usando PL que visava a otimização operacional de um sistema de múltiplos reservatórios, em tempo real.

Rydzewski e Rashid (1981) descreveram uma abordagem para encontrar uma alocação ótima de recursos hídricos superficiais e subterrâneos para três áreas agrícolas localizadas a leste do vale do rio Jordão, Israel, em condições de escassez de abastecimento de água. Usaram modelos de PL e de PNL e o modelo de PL foi usado para otimizar a obtenção de água em oito fontes e destiná-las para três áreas de irrigação.

Loucks *et al.* (1981) apresentaram três métodos para linearização por partes, ressaltando que com a utilização de processos de linearização, a programação linear pode ser usada para maximizar funções côncavas ou para minimizar funções convexas.

De acordo com Loucks *et al.* (1981), Goodman (1984), Votruba (1988), Votruba e Broza (1989) e Wurbs (1996) o emprego de técnicas de Programação Linear é observado em diversos modelos destinados à alocação de recursos hídricos para múltiplos usos, desde

simples modelos de alocação até complexos sistemas de gerenciamento e de operação de reservatórios.

Palmer *et al.* (1982) usou um modelo de PL para determinar rendimentos firmes de sistemas de reservatórios composto por um único reservatório ou por múltiplos reservatórios na bacia do rio Potomac, Estados Unidos, Análises de conflitos foram realizadas para determinar o impacto da diminuição da vazão a jusante sobre o rendimento do sistema. A aplicação da técnica de Programação Linear Sequencial para a otimização da operação de reservatórios foi demonstrada por Grygier e Stedinger (1985).

Segundo Yeh (1985) a programação linear, particularmente em operação de sistemas de reservatórios, apresenta como principais vantagens: o fato de não precisar de uma regra inicial na operação de reservatórios; a existência de rotinas computacionais ou *solvers* prontos para a resolução dos problemas; a destreza em se ajustar a problemas multidimensionais e a segurança no alcance de valores ótimos globais.

Palmer e Holmes (1988) incorporou um modelo de PL em um sistema de apoio à decisão para determinar a condições de funcionamento ideal em um sistema de reservatórios. O modelo de PL baseava-se em duplo objetivo: o de melhorar os rendimentos e o de minimizar os prejuízos económicos associados a déficits do sistema.

Ellis e ReVelle (1988) apresentaram um algoritmo linear separável determinista para maximizar a produção de energia hidrelétrica agregada. A metodologia do modelo baseava-se em transformar problemas não-lineares de maximização de geração hidrelétrica, com funções não-separáveis, em problemas lineares, com funções separáveis, que podiam ser resolvidos por pacotes computacionais de programação linear disponíveis.

Crawley e Dandy (1993) expuseram um modelo determinístico que utilizava técnicas de Programação Linear para simular diversas situações de utilização e de rendimento de um sistema de abastecimento de água na cidade de Adelaide, Austrália.

Segundo Wurbs (1996) existem vários pacotes computacionais genéricos para a resolução de problemas de Programação Linear, um dos mais utilizados é o modelo GAMS, da *GAMS Development Corporation*, inicialmente desenvolvido pelo Banco Mundial.

Foued e Sameh (2001) desenvolveram um modelo de operação e controle de sistemas de reservatórios com múltiplos usos. O método utilizado é baseado na aplicação de uma abordagem de programação objetivo estocástica.

Etkin *et al.* (2008) desenvolveram um modelo de programação estocástica linear, que transforma precipitações em previsões sazonais de vazão, em tempo real. O principal objetivo do modelo era o de prever lançamentos mais eficientes e equitativos, visando a

manutenção de uma dada vazão defluente a jusante. Visando proporcionar uma facilidade operacional, o modelo oferece uma interface gráfica baseada em VBA (GUI). O modelo foi aplicado em uma rede de reservatórios e estruturas de desvio na bacia do Rio Comoe no sudoeste de Burkina Faso, África Ocidental.

Price e Ostfeld (2012) desenvolveram um modelo que linearizava funções objetivo e equações de restrição não lineares convexas, através de um método de linearização baseado em GAMS/CBC (*General Algebraic Modeling System/Coin-or Branch and Cut*) com programação linear. O algoritmo sugerido pelo modelo permite uma linearização iterativa, através do aumento ou diminuição da convexidade de equações não-lineares, incorporada em modelos de otimização de programação linear.

Ramos *et al.* (2015) compararam duas metodologias de modelagem de funções de produção de hidroeletricidade (HPF) de longo prazo para problemas de planejamento de operação de longo prazo. A primeira abordagem consistiu em uma aproximação não linear que utilizava uma função sigmoide. A segunda consistiu em fazer aproximações lineares por partes, onde as características não lineares são aproximadas por um conjunto de funções convexas. O modelo desagregava a meta de cada subsistema de geração de energia em metas individualizadas de geração. Um estudo de caso foi aplicado ao sistema elétrico brasileiro. Os resultados mostram que a abordagem linear por partes apresenta uma boa aproximação com um tempo de processamento consideravelmente menor.

4.3.2 Programação Não Linear - PNL

Acerca da utilização da programação não linear em sistemas de operação de reservatórios, Yeh (1985) apresentou, à época, uma importante revisão do estado da arte sobre o assunto, discutindo e apresentando vários tipos de modelos utilizados para sistemas de reservatório. Yeh (1985), deu ênfase maior em modelos de otimização com a utilização de técnicas de programação linear e de programação dinâmica e suas variações. De acordo com Yeh (1985), a programação dinâmica era mais adaptável a problemas não-lineares, sequenciais de tomada de decisão e estocásticos, inerentes a operação de reservatórios.

Segundo Yeh (1985), à época, em contraste com modelos que utilizavam técnicas de programação linear e de programação dinâmica, pouco era publicado acerca do uso de programação não linear em modelos de gerenciamento de recursos hídricos e de operação de reservatórios. Em sua crítica aos sistemas de programação não linear (PNL), Yeh (1985)

concluiu que PNL tornou-se impopular devido a exigentes requisitos computacionais, que resultavam em longos tempos de processamento.

Diaz e Fontane (1989) apresentaram uma abordagem de programação não linear sequencial quadrática, para otimizar a geração de energia hidrelétrica a partir de um sistema de múltiplos reservatórios, com o objetivo de maximizar benefícios econômicos resultantes da produção de energia hidroelétrica.

Barros e Braga (1991) analisaram o problema operacional de alocação de recursos hídricos com um enfoque estocástico implícito, onde considerou-se a aleatoriedade do processo e o início da geração de uma série de sintética baseado no método de Monte Carlo. No modelo de Kelman *et al.* (1990), uma amostragem estocástica da técnica de programação dinâmica foi usada para modelar uma complexa estrutura de correlação espacial e temporal dos fluxos em reservatórios.

Braga *et al.* (1991) apresentou uma aplicação de programação dinâmica estocástica para a operação de sistemas de reservatórios, com um enfoque explícito, utilizando a técnica de “*one-at-a-time*”, que é semelhante ao estratagema de aproximações sucessivas que abrandam a “maldição da dimensionalidade”.

Segundo Murtagh e Saunders (1995) o desenvolvimento de rotinas de otimização eficiente, juntamente com o rápido desenvolvimento da informática, permitiu o incremento de modelos que são mais eficientes e mais amigáveis. Um programa que incorpora tais algoritmos é o pacote de MINOS (*Modular In-core Nonlinear Optimization System*), desenvolvido pelo laboratório de otimização de sistema da Universidade de Stanford

Uma aplicação importante deste programa foi relatada por Tejada-Guilbert *et al.* (1995), que usou o MINOS para, com programação não linear (PNL), para otimizar a operação do projeto “Vale Central da Califórnia”. O pacote foi usado para maximizar o valor econômico da energia gerada a cada mês. Este trabalho apresentou uma interessante discussão sobre a otimização de sistemas não-lineares e a aplicabilidade de MINOS.

O rápido avanço computacional, que permitiu grande velocidade de processamento, e a disponibilidade de algoritmos solucionadores de problemas não-lineares, fizeram da PNL uma técnica mais atraente. A PNL oferece uma formulação matemática mais geral e adaptada a problemas de gestão de conflitos decorrentes de usos múltiplos da água e de operação de sistemas de reservatórios (WURBS, 1993).

A PNL inclui técnicas de busca, de programação quadrática, de programação geométrica e de programação separável. Essas técnicas podem ser usadas em conjunto com técnicas de simulação e de otimização. Técnicas de PNL aplicadas à operação de reservatório

já utilizavam métodos que, ainda hoje, são utilizados, como: de projeção gradiente (LEE e WAZIRUDDIN, 1970); métodos de projeção gradiente conjugado (LEE e WAZIRUDDIN 1970); método Lagrangeano (CHU e YEH 1978) e o método do gradiente reduzido (LALL e MILLER 1988; LEFKOFF e KENDALL, 1996).

Lund & Ferreira (1996) apresentaram uma comparação entre otimização determinística e estocástica, ambas utilizadas em processo de gestão e gerenciamento de recursos hídricos. A metodologia foi aplicada a um sistema de seis reservatórios no Rio Missouri (EUA).

Ponnambalam & Adams (1996) obtiveram bons resultados na aplicação de um modelo de otimização estocástica, com programação não linear, para um sistema de reservatórios utilizados para produção de energia elétrica e irrigação na Índia. De acordo com os autores, os resultados obtidos com a aplicação das regras operacionais otimizadas para um modelo de simulação indicam um ganho no desempenho do sistema em comparação com dados operacionais reais.

Curi *et al.* (1997), empregaram modelo de PNL para observar o comportamento de sistemas de alocação ótima da água, para fins de irrigação, no reservatório Engenheiro Arcoverde, localizado no estado da Paraíba. Ros e Barros (2003) empregaram a PNL para otimizar a operação de oito reservatórios no sistema Paranapanema, localizado na Bacia do rio Paraná, para fins de geração de energia hidrelétrica.

No contexto da problemática de definição de regras operacionais para sistemas de reservatório, Oliveira & Loucks (1997) usaram algoritmos de pesquisa genética e apresentaram uma metodologia para gerar um conjunto de políticas e de condições operacionais, que foram testados em um modelo de simulação. As políticas que resultaram em melhor desempenho foram selecionadas e usadas para definir novas regras e condições operacionais. O processo evoluiu até um nível satisfatório de melhora de suas performances. O algoritmo foi aplicado a um sistema de produção e fornecimento de energia elétrica com resultados promissores.

Uma referência de modelos de programação não linear e programação dinâmica integrados, para a operação dos sistemas de reservatório foi apresentado por Braga *et al.* (1998), onde os autores desenvolveram o modelo SISCOM (Sistema Computadorizado de Apoio ao Planejamento e Operação de Sistemas Hidrelétricos) para otimizar a operação de sistemas de energia hidrelétrica do Brasil.

Philbrick Jr e Kitanidis (1999) analisaram problemas de operação de reservatórios, comparando resultados produzidos por otimização determinística e por otimização estocástica

com a utilização de programação não linear. Os autores concluíram que a abordagem determinística tende a produzir pseudos resultados ideais que podem subestimar benefícios associados aos sistemas.

Um artigo por Peng & Buras (2000) apresentaram uma outra aplicação do MINOS para otimizar a operação de reservatórios, enfatizando que a evolução computacional e de algoritmos de pesquisa operacional expandiram o uso de pacotes para resolver grandes problemas de programação não linear e linear. Os autores desenvolveram um modelo de sistemas de reservatórios com vários objetivos, usando o método implícito para considerar a natureza estocástica dos influxos.

Labadie *et al.* (2000) discutiram aplicações de programação não linear na operação de sistemas de reservatórios de usinas hidrelétricas e a obtenção de regras de operação em função da topologia de sistemas. Este trabalho enfatizou a necessidade de ser considerado tratamento não linear às variáveis e às restrições do modelo, para que valores corretos de produtividade do sistema sejam obtidos, quando esses reservatórios forem utilizados para a geração de hidroeletricidade.

Teegavarapu e Simonovic (2000) desenvolveram um modelo de programação inteira mista não linear para a operação de curto prazo de reservatórios de hidrelétricas situadas em Manitoba, Canada.

Como exemplo de aplicação de técnicas de PNL em sistemas de operação de reservatórios, com operação horária e em tempo real, pode-se citar os estudos de Chu e Yeh (1978) e o de Sinha *et al.* (1999), onde um algoritmo baseado no método do gradiente foi utilizado. Essa mesma técnica, também, foi utilizada por Teegavarapu e Simonovic (2000) e Celeste (2004).

Barros *et al.* (2003) desenvolveram um modelo de otimização mensal denominado SISOPT, elaborado para a gestão e operação do sistema hidrelétrico brasileiro. O sistema é composto por 75 usinas hidrelétricas, com capacidade instalada de 69.375 MW, produzindo 92% da energia elétrica do país. O tamanho do sistema e a não linearidade apresentaram-se como grande desafio aos modeladores. O modelo baseia-se em PNL e foi utilizado o pacote GAMS/MINOS na solução das não linearidades do modelo. O desempenho do modelo de PNL foi verificado com registros operacionais históricos, mostrando desempenho satisfatório.

Labadie (2004), realizou uma nova revisão sobre o estado da arte da operação de sistemas de reservatórios. Motivado por uma conjuntura que propunha a intensificação e a melhoria de desempenho na operação de sistemas de reservatórios, o autor descreve métodos de otimização estocástica para esquemas implícitos e explícitos, envolvendo programação

linear, programação não linear, programação dinâmica, modelos de fluxo de rede e modelos de otimização multiobjetivo. Também descreveu métodos heurísticos de programação, tais como modelos de rede neural e técnicas de matemática fuzzy.

A aplicação de técnicas de programação não linear, com suas contribuições ao desenvolvimento de eficientes modelos de operação de sistemas de reservatórios, é observada nos trabalhos de Yeh (1985), Simonovic (1992), Wurbs (1993), Labadie (2004) e Lima e Lanna (2005).

Segundo Labadie (2004) numerosos sistemas de alocação de recursos hídricos e de reservatórios foram construídos em todo o mundo durante as últimas décadas. Demandas públicas de uso e muitos fatores que afetam a operação desses sistemas tem mudado ao longo do tempo. Operações de sistemas de reservatórios são complexas, onde pequenas melhorias na eficiência operacional desses sistemas oferecem aumentos substanciais em seus benefícios e em uma alocação sustentável de seus usos múltiplos.

Labadie (2004) ressalta que a maioria dos modelos de operação de sistemas de reservatórios envolve processos de otimização em grande escala, com inúmeras complexidades acopladas ao seu processo de operacionalização. Muitas técnicas de otimização, que eram usadas para encontrar soluções operacionais ótimas, foram restringidas: por complexidades inerentes a relações não-lineares, necessárias a formulação desses modelos; e pelo aumento do número de variáveis e de restrições dos modelos, necessárias a uma modelagem próxima da realidade.

Dorigo e Di Caro (1999), Dorigo *et al.* (1996), Dorigo e Sstützle (2004) observaram que em função da complexidade que envolvem os modelos de otimização PNL, que demandam grande número variáveis de decisão e de equações de restrição, muitos algoritmos heurísticos e meta-heurística foram propostos, pois mesmo não garantindo sempre uma solução ideal e global, dão bons resultados, com um tempo aceitável de processamento computacional.

O modelo proposto por Zambon (2008), evoluiu a partir do modelo SISOPT. A função objetivo proposta pela Zambon minimiza o quadrado da diferença entre a demanda de energia e produção de energia. É um modelo que usa programação não linear. As variáveis de decisão incluem a vazão decorrente da geração de energia e a vazão vertida de cada reservatório.

Lopes e Barros (2009) desenvolveram modelos de otimização baseados na abordagem reservatório equivalente aplicada ao sistema elétrico brasileiro usando pacotes de programação não linear como: SOLVER, MINOS, SNOPT (*Sequential Non-linear Optimizer*)

e CONOPT (*Constrained Optimization*), tendo como linguagem de programação e de otimização o GAMS (*General Algebraic Modelling System*).

Em seu trabalho mais recente, Tu *et al.* (2008) desenvolveram um modelo com técnicas de programação não linear para um sistema de reservatório multiobjetivo que otimiza a alocação de água e regras de operação e de gerenciamento de sistemas de alocação de recursos hídricos. Esse modelo incorpora uma função objetivo não linear e restrições não lineares. Tu *et al.* (2008) aumentaram substancialmente a complexidade de seu modelo original, mas ao mesmo tempo, aumentaram a capacidade do modelo.

Barros *et al.* (2009) avaliaram os impactos sobre a geração de energia em função de reservatórios de usinas localizados a montante do barramento. A análise foi realizada utilizando o modelo HIDROTERM, que é um modelo de otimização baseado em sistema de apoio à decisão (DSS) e em programação não linear, projetado para a gestão e operação de grandes sistemas hidrotermais. Sua função objetivo visa a maximização da produção de energia, com minimização do custo de produção. O modelo de otimização foi desenvolvido usando o GAMS, com a implementação de diferentes rotinas em programação não linear (PNL). O modelo foi aplicado com dados da usina hidrelétrica de Itaipu.

Zambon *et al.* (2012) apresentaram um modelo matemático usando programação não linear para otimizar operações de sistemas hidrotérmicos em grande escala. O modelo desenvolvido foi aplicado à operação do sistema elétrico brasileiro. Os resultados obtidos para diferentes cenários de afluência, de demanda e de capacidade instalada, com diferentes solucionadores de problemas de programação não linear, foram consistentes com baixo tempo de processamento. O modelo de otimização usou o pacote o GAMS. Os autores ressaltam que a metodologia desenvolvida é adequada para diferentes aplicações referentes operação de sistemas de reservatórios e para a análise de conflitos entre usos.

Debnath (2014) desenvolveu um modelo de alocação ótima de água de um reservatório entre os usos múltiplo e competitivos. Neste modelo os conflitos analisados foram: geração de energia hidrelétrica; controle de enchente; recreação no lago do reservatório e abastecimento de água urbana e rural. Um modelo de otimização utilizando programação não-linear foi desenvolvido para alocar otimamente água do reservatório entre os usos. Uma equação de equilíbrio de massa é usada para determinar os níveis de água e volumes do lago para cada mês, durante um período de doze meses. O GAMS foi usado, conjuntamente com solver MINOS, na formulação e operacionalização do modelo. O autor resalta que esses tipos de modelos podem ajudar gestores de reservatórios em alocações otimizadas em reservatórios a na calibragem de vários cenários políticos.

Os estudos desenvolvidos por Mendes *et al.* (2015) avaliam os impactos dos usos múltiplos da água na operação de um sistema de reservatórios, que foram originalmente concebidos para geração de energia hidrelétrica. Foi utilizado um modelo de otimização não-linear desenvolvido para otimizar a produção de energia, com retiradas de água para usos consuntivos. O problema de otimização multiobjetivo formulado é resolvido através da utilização do método de ponderação. A formulação considera a política de alocação de água para usos consuntivos e usinas hidrelétricas individuais. Variando parametricamente os coeficientes de ponderação, a relação de conflito entre a geração de energia hidrelétrica e demanda de água para usos consuntivos foi analisada. GAMS foi usado na implementação do modelo não linear.

4.3.3 Modelos de Simulação

Aplicações de técnicas de simulação em recursos hídricos têm sido utilizadas por várias décadas, onde o avanço computacional tem influenciado de forma direta na implementação de modelos matemáticos com capacidade de simular uma utilização compartilhada dos recursos hídricos.

Modelos de simulação caracterizam-se por algoritmos matemáticos estruturadas em encadeamentos lógicos que delineiam a operação de um sistema no espaço e no tempo, apresentando como principal alvo a representação e a reprodução detalhada do comportamento de um sistema, prevendo seu comportamento sob determinadas condições.

Segundo Maass *et al.* (1962) os primeiros modelos de simulação desenvolvidos para serem utilizados na operação de reservatórios datam do início dos anos 1950. Talvez, as primeiras contribuições foram feitas pelo *Harvard Water Program*.

Um dos modelos de simulação de sistemas de reservatórios mais popular e amplamente utilizado é o modelo HEC-5, desenvolvido pelo *Hydrologic Engineering Center* (FELDMAN, 1981 e WURBS, 1996).

Existem vários modelos de simulação voltados a sistemas de recursos hídricos e a operação de reservatórios, como: o *Acre model* (SIGVALDSON, 1976); o *Streamflow Synthesis and Reservoir Regulation Model – SSARR* (USACE, 1987), o *Interactive River System Simulation Model – IRIS* (LOUCKS *et al.*, 1989) e o *Water Rights Analysis Package – WRAP* (WURBS *et al.*, 1993).

Como exemplos de modelos de simulação de operações de reservatório, temos o *Hydrologic Engineering Center-5* (HEC-5), o *MODified SIMyld* (MODSIM) e o *Multi-Reservoir Simulation and Optimization Model* (SIM-V), que usam como entrada vazões afluentes (MARTIN, 1982; JAIN *et al.*, 1998 e DAI e LABADIE, 2000).

Lund e Ferreira (1996) desenvolveram e aplicaram um modelo de simulação para operação de sistemas de reservatórios no rio Missouri, Estados Unidos. Encontraram resultados satisfatórios e superiores, quando comparados com modelos que empregavam programação dinâmica.

Ponnambalam e Adams (1996) utilizaram um modelo de simulação estocástica para definir regras operacionais em um sistema de reservatórios utilizado para a produção de energia elétrica e para irrigação na Índia. De acordo com os autores, os resultados obtidos com a aplicação das regras de funcionamento otimizadas para um modelo de simulação, indicaram um ganho de desempenho no sistema, quando comparado com dados operacionais reais.

Oliveira & Loucks (1997), no contexto do problema da definição de regras operacionais para sistemas de reservatórios, usaram algoritmos de busca genética e apresentaram um método para gerar um conjunto de políticas operacionais, que foram testadas em um modelo de simulação. O algoritmo foi aplicado a um sistema de produção e de fornecimento de energia elétrica, com resultados promissores.

Dyrbak (2000), visando uma otimização eficiente de regras operacionais de sistemas de reservatórios, através de um modelo de simulação denominado MIKE BASIN, simulou processos de escolhas de políticas operacionais em reservatórios na Polônia. O modelo objetivava a não ocorrência de cheias e a maximização da oferta de água ao abastecimento urbano e a irrigação.

Larsen *et al.* (2000), visando a minimização de conflitos de utilização dos recursos hídricos na Bacia Hidrográfica do rio Mun no Nordeste da Tailândia, utilizaram o modelo MIKE BASIN para definir planos e estratégias operacionais em níveis nacional, regional e local.

Ershadi *et al.* (2005) utilizou um modelo de simulação para realizar o planejamento integrado de recursos hídricos na bacia hidrográfica do rio Cabul, localizado no sudeste do Afeganistão, onde todas as informações sobre disponibilidades e demandas de água foram organizadas e representadas no referido modelo.

Segundo Hollinshead e Lund (2006) modelos de simulação são comumente utilizados no planejamento operacional de sistemas de reservatórios, o qual pode ser abordado

sob duas óticas distintas: no planejamento de operações sazonais e em estudos de operação do sistema. O planejamento de operações sazonais baseia, para cada ciclo, em previsões de demandas de água e na disponibilidade de água. Estudos de operação do sistema são de longo prazo, onde as regras operacionais são reanalisadas e atualizadas para responder a mudanças climáticas ou regulatórias. Modelos de simulação aplicados a essas duas metodologias.

Devido a não linearidade, a descontinuidade e a singularidade de modelos de simulação usados na resolução de problemas complexos, os procedimentos de busca heurística tornaram-se grandes aliados ao desenvolvimento desses sistemas de simulação (CHENG *et al.*, 2012; XIE *et al.*, 2012; CHEN e CHAU 2006).

Ngo *et al.* (2007) mostrou estratégias de controle para a operação do reservatório da usina de Hoa Binh no Vietnã, aplicando uma combinação de modelos de simulação e de otimização. As estratégias de controle foram criadas no modelo de simulação MIKE 11 para orientar os lançamentos do sistema de reservatório de acordo com o nível de armazenamento e condições hidro meteorológicas.

Segundo Nicklow *et al.* (2010) otimizar um processo de decisão operacional de um sistema de reservatórios é complicado devido a existência de parâmetros não lineares e interdependentes no processo. Uma maneira comum de resolver esse problema é o acoplamento de modelos de simulação na metodologia de convergência do problema.

Kang e Park (2014) apresentaram um modelo combinado de simulação e otimização para simular operações de reservatório sem quaisquer regras operação. O modelo utiliza função objetivo não linear com um método de busca heurística (*Complex Evolution Shuffled*) desenvolvido pela Universidade de Arizona. O modelo é aplicado para a alocação de água no reservatório de Balan da usina hidrelétrica de Seomjingang na Coreia do Sul. Os autores concluem que o modelo é útil para avaliar capacidades de abastecimento de água e demandas de irrigação, oferecendo alternativas viáveis de novas regras de funcionamento em tempo real.

Wang *et al.* (2015) desenvolveram um modelo de simulação para avaliar o desempenho de trajetórias operacionais ideais de curvas de operação de reservatórios. O método utilizado aumenta de forma progressiva a trajetória das curvas até encontrar uma trajetória que maximize a geração anual de energia. Os resultados das simulações foram comparados com os obtidos através de regras e curvas operacionais convencionais e de programação dinâmica estocástica. O modelo foi aplicado para o reservatório de Xinfengjiang na China.

4.3.4 Modelos de Otimização

Nayak *et al.* (1971) utilizaram modelos de otimização baseados em programação linear, com funções objetivo que minimizavam custos do processo de geração de energia hidrelétrica. Da mesma forma, Sigvaldason (1976) também utilizou um modelo de otimização na operação de sistemas de reservatórios, com o objetivo de minimizar conflitos de usos concorrentes.

Sigvaldason (1976) apresentou um modelo matemático para o sistema do Rio Trent, Ontário, Canadá, visando a avaliação de políticas operacionais alternativas para seus reservatórios. O modelo de simulação de alternativas de avaliação de regras operacionais de cada reservatório foi implementado através de um modelo de otimização com funções objetivos direcionadas a cada uso. O estudo forneceu satisfatórios resultados sobre as abordagens sistêmicas das regras e políticas operacionais de cada reservatório.

Yazicigil, *et al.* (1983) apresentaram um modelo de otimização de reservatório, com programação linear, para a bacia do rio verde, Kentucky. O estudo forneceu uma descrição geral de um processo de maximização e de minimização de funções objetivo ponderadas em função de critérios de importância de cada uso conflitante do reservatório.

Can e Houck (1984) compararam metodologias e resultados de modelos de otimização com programação linear, usados por Yazicigil (1983) e um modelo de otimização de sistemas multiuso de reservatório da bacia do rio verde.

Segundo Yeh (1985) modelos de operação de reservatórios são algoritmos matemáticos cujo embasamento matemático consiste na utilização de processos de otimização de funções objetivos que visam minimizar conflitos e maximizar benefícios inerentes ao uso múltiplo da água.

Segundo Israel e Lund (1999) funções de penalidade são usadas em modelos de otimização de reservatórios para definir preferências ou prioridades de lançamento incremental, de armazenamento e de defluência com penalidades quantitativas associadas à decisão. O valor de uma penalidade pode ser especificado para definir a prioridade de sua decisão correspondente no contexto da regra operacional do reservatório.

Needham, *et al.* (2000) apresentaram resultados de um estudo referente a otimização de sistemas de reservatórios dos rios Iowa e Des Moines. No estudo foi implementado um modelo de otimização com programação linear e funções lineares utilizadas para representar penalidades para liberação e armazenamento.

Peng e Buras (2000) desenvolveram um modelo de otimização de reservatórios, com programação não linear, que utilizava uma linguagem de programação estruturada denominada *General Algebraic Modeling System* (GAMS), com um solver de programação não linear denominado MINOS, desenvolvido pela Universidade de Stanford, para otimização das afluências de um sistema de reservatórios.

Através de Yen e Chen (2001) diferentes estratégias de alocação de água, para prever oferta e demanda deste recurso, foram implementadas em reservatórios de usinas hidrelétrica em Taiwan, com a utilização de programação linear, visando a maximização de benefícios decorrentes de usos da água e a minimização de custos. Os principais usos alocados nesse foi o abastecimento doméstico, e irrigação e a geração de energia hidrelétrica.

Labadie (2004) apresentou as vantagens e desvantagens das principais técnicas utilizadas na modelagem operacional de reservatórios: programação linear (PL), programação não linear (PNL), programação dinâmica (PD) e programação linear sucessiva (PLS).

TU *et al.* (2008) utilizando um modelo de otimização com programação não linear e posteriormente um modelo com programação quadrática, estabeleceram novas regras de operação para um sistema de múltiplos reservatórios no sul de Taiwan. Os resultados obtidos demonstraram que a nova regra de operação otimizada melhorou a eficiência da operação dos reservatórios.

Celeste *et al.* (2008) desenvolveram modelos de otimização estocástica e determinista para a operação de sistemas de reservatórios em tempo real, incorporando informações de vazões afluentes de longo e de curto prazo para um sistema de reservatórios no Japão.

Lopes e Barros (2009) apresentaram diversas aplicações de modelos com programação não linear, voltados à otimização da operação de sistemas hidro energéticos. O desempenho de diferentes funções objetivo foi analisado na busca de uma satisfatória eficiência nos processos de otimização de geração energética. O trabalho foi aplicado no sistema Paranapanema, no Estado de São Paulo.

Vieira *et al.* (2011) desenvolveram um modelo de simulação-otimização destinado a operar sistemas com múltiplas fontes de abastecimento de água de grande escala. O modelo foi desenvolvido tendo por base programação não-linear e GAMS, com a utilização do solver MINOS. O modelo foi aplicado ao sistema de abastecimento de água urbana de Algarve, em Portugal, para otimizar sua operação, tendo funções objetivo com metas econômicas e não-econômicas, para lidar com futuras carências em circunstâncias de escassez de água. A

operacionalização do modelo melhorou a utilização conjunta de diferentes fontes de água com horizontes de tempo interanual.

Côrtes e Zambon (2012) descrevem o desenvolvimento de um modelo de otimização para a gestão e operação de reservatórios utilizados para a produção de energia hidrelétrica. A otimização robusta foi utilizada para lidar com incertezas de dados. O modelo de otimização robusta proposto para a produção de energia hidrelétrica baseia-se em programação não linear com funções objetivo que buscam minimizar a diferença quadrática entre potência instalada e energia gerada. O modelo foi implementado em GAMS. O modelo foi aplicado com dados do futuro aproveitamento hidrelétrico Sinop.

Elabd e El-Ghandour (2014) desenvolveram um modelo de operação de reservatórios com a utilização de algoritmos de otimização genética multiobjetivo para definir liberações ótimas no reservatório de Bigge, Alemanha, assumindo cenários de afluência de vazões para estações de seca. Os objetivos do modelo são os de maximizar a produção de energia e minimizar penalidades devido a desvios de metas. Várias soluções ótimas de Regressão foram obtidas na análise de conflitos entre usos múltiplos da água. Os resultados demonstram a eficiência do modelo na determinação de liberações ótimas para os cenários de vazões de estiagem.

Wang e Zhang (2015) desenvolveram um modelo que utiliza estruturas hierárquicas separadamente, para otimizar a operação de sistemas de reservatórios. Com o modelo a operação de reservatórios torna-se um problema de otimização contínua, onde horários ideais de armazenamento são obtidos, com a obtenção de intervalos operacionais da vazão turbinada e da vazão vertida. O modelo foi aplicado em reservatórios da Província de Yunnan situada no extremo sudoeste da China. Os resultados da aplicação do modelo sugerem, em comparação com procedimentos que não utilizam decomposição temporal, que o modelo apresenta significativa vantagem computacional e nenhuma desvantagem perceptível de desempenho.

4.4 Efeitos Climáticos na Amazônia

Kayano et al. (1998) estudaram as circulações tropicais associadas a ocorrência de precipitação em 1982/83 e 1984/85, eventos climáticos extremos ENOS (El Niño-Oscilação Sul). Em 1982/83 (El Niño) predominaram condições de seca em amplas áreas terrestres tropicais, como na América do Sul, África e Indonésia. Durante 1984/85 (La Niña) essas

anomalias climáticas praticamente se inverteram, em concordância com a inversão das características de circulação tropical.

Segundo Souza et al. (2000) na região amazônica a estimativa quantitativa de precipitação é complexa, devido a sua alta variabilidade espacial e temporal. A dinâmica atmosférica explica a alta variabilidade espacial e temporal da precipitação na Amazônia. Na escala interanual, a precipitação na bacia amazônica é afetada pelo El Niño Oscilação Sul – ENOS, onde a fase de El Niño do ENOS diminui a precipitação na Amazônia e a fase do La Niña aumenta a precipitação.

Foley et al. (2002) verificaram que durante eventos de El Niño a porção norte da região amazônica apresentou uma redução de precipitação de 120mm e na porção sul uma redução de 65 mm. Nos eventos de La Niña, foi observado um aumento de precipitação de 215 mm na porção norte da região amazônica e uma diminuição de 8mm na sul. Quanto as vazões médias na bacia do rio Tapajós os autores constataram que nos eventos de El Niño ocorreram uma redução média na vazão da ordem de 1.647 m³/s e no de La Niña, as vazões também sofreram redução de 588 m³/s.

Foley et al. (2002) verificaram que os padrões climáticos dentro da Amazônia exibem fortes variações de ano para ano. Uma parte significativa da variabilidade climática da região, especialmente no norte da Amazônia, está relacionada com o ENSO. Durante a fase fria do ENOS (La Niña) a região amazônica apresenta um nível de precipitação mais elevado que o normal. Na fase de aquecimento do ENSO (El Niño), o principal centro de convecção se desloca para o Pacífico central, a convecção sobre a Amazônia enfraquece, e os totais de precipitação caem abaixo da média. A variabilidade na bacia amazônica foi analisada com base em séries de dados pluviométricos de 1950 a 1995.

Coe et al. (2002) usando um algoritmo novo no modelo de transporte HYDRA simulou a ocorrência de áreas alagadas em rios da bacia amazônica, durante eventos de El Niño e de La Niña. Os autores observaram que no período de água altas e de ocorrência do evento La Niña, a área inundada aumentou cerca de 8% (14.000 km²) em relação a períodos normais e diminuiu cerca de 12% (20.000 Km²) em períodos de El Niño. Durante o período de estiagem a área de inundação aumentou em ambos os extremos do ciclo ENSO, tendo ocorrido um aumento de 12% (2.500 Km²) para El Niño e 35% (7.000 Km²) para La Niña.

Marengo (2006) tendo como base de dados vários índices hidro meteorológicos da Amazônia, referentes ao período de 1951 a 1983, e observações climatológicas da superfície do Oceano Atlântico Tropical, do Pacífico Oriental e dos Oceanos Índicos, desenvolveu estudos acerca dos mecanismos de circulação na bacia amazônica, em anos de El Niño e de

La Niña. O autor ressalta que padrões anômalos na precipitação e, conseqüentemente, nos níveis de água de rios no norte da Amazônia estão associados com padrões de circulação distintos no Atlântico Tropical, particularmente, no ápice da estação chuvosa, entre março e abril.

Zeng et al. (2008) analisaram as causas e os efeitos da grande estiagem ocorrida na Amazônia no ano de 2005, revelando que, em função do aquecimento do Oceano Atlântico Norte Subtropical, a seca de 2005 foi uma prorrogação dos efeitos do evento El Niño de 2002/2003, uma vez que no ano de 2004, o padrão de precipitação não repôs os efeitos causados pelo evento de 2002/2003. A seca de 2005 na Amazônia foi particularmente mais severa nas partes oeste e sul da bacia, onde grande parte dos cursos d'água apresentaram baixos níveis de vazão, causando grandes impactos no transporte hidroviário e na geração de energia.

Reboita et al. (2010) apresentaram uma revisão dos sistemas atmosféricos que atuam nos diferentes setores do continente sul-americano e que contribuem para a precipitação. Ressaltam que a grande extensão latitudinal e as variadas formas de relevo da América do Sul permitem o desenvolvimento e a atuação de diferentes sistemas atmosféricos, que contribuem para a existência de 8 regimes de precipitação ao longo do continente. Quanto à região norte do Brasil, apresenta significativa heterogeneidade espacial de pluviosidade, onde a maior quantidade de precipitação é observada no setor ocidental da região, excedendo a 2450 mm/ano.

Espinoza et al. (2011) analisaram ciclos hidrológicos anuais do rio Amazonas, caracterizados por bruscas transições entre vazões máximas e mínimas, ocasionadas por severas variações climáticas, quando da ocorrência dos eventos El Niño e La Niña entre os anos de 2010 e 2011.

Amanajás e Braga (2012) analisaram e determinaram os principais padrões climatológicos da precipitação na Amazônia Oriental, através de uma associação com sistemas meteorológicos que atuam na região. Foram analisados dados de 128 estações pluviométricas no período de 1980 a 2009. A análise fatorial em componentes principais (ACP) foi capaz de indicar as regiões e períodos com maiores e menores índices de chuva. Três padrões ou estações definem o regime de chuvas na região. A primeira, estação chuvosa, se estende de janeiro a abril. A segunda, estação de transição, apresentou correlações bastante expressivas com as chuvas de maio a agosto. A terceira estação, a menos chuvosa, se estende de setembro a dezembro. Foram verificadas e delimitadas quatro regiões homogêneas de precipitação, em relação à variabilidade sazonal e interanual – RH1, RH2, RH3 e RH4.

Santos et al. (2013) analisaram correlações de índices de detecção de mudanças climáticas, dependentes da precipitação pluvial para a Amazônia Ocidental e suas relações com as anomalias da Temperatura da Superfície do Mar (TSM) nas regiões de Niño 1+2, Niño 3, Niño 3+4 e Niño 4, no Oceano Pacífico; com o Índice do Atlântico Norte Tropical (TNAI) e com o Índice do Atlântico Sul Tropical (TSAI), no Oceano Atlântico. As influências dos índices de detecção de mudanças climáticas sobre a Oscilação Decenal do Pacífico (PDO) e a Oscilação Multidecenal do Atlântico (AMO), também, foram averiguadas.

Segundo Souza et al. (2015), a precipitação é um dos principais elementos climáticos na região tropical é a que melhor caracteriza as variabilidades climáticas da região. A variabilidade sazonal e interanual da precipitação na Amazônia foi estudada por vários autores, entre eles Obregon e Nobre (1990), Marengo (1992), Ribeiro et al. (1996), Fisch et al. (1998), Souza et al. (2000), Obregon (2001), Rocha (2001), Reboita et al. (2010) e Amanajás e Braga (2012).

Souza et al. (2015) sob a ótica de um contexto espacial e temporal, analisaram as relações entre a precipitação na Amazônia e o fenômeno El Niño-Oscilação Sul (ENOS). Nos estudos utilizaram dados mensais de precipitação nos estados do Pará, Amazonas, Amapá e Maranhão. Os dados de 238 estações pluviométricas foram analisados no período de 1920 a 2011. A análise dos campos de anormalidade das precipitações permitiu a identificação dos eventos de El Niño e La Niña. Concluíram que o fenômeno ENOS modula a precipitação anual, através de múltiplas escalas de tempo, onde o monitoramento e a previsão climática deste fenômeno são de fundamental importância para a mitigação dos impactos socioeconômicos causados na região amazônica.

5 METODOLOGIA

Modelos de gerenciamento de usos múltiplos da água são ferramentas importante no planejamento e na gestão de recursos hídricos de uma bacia hidrográfica. A Lei 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, baseia-se em processos de gestão dos recursos hídricos que proporcionem o uso múltiplo das águas, de forma que ocorra a prevenção e a defesa dos recursos hídricos contra eventos hidrológicos críticos de origem natural ou decorrentes do uso inadequado dos recursos naturais.

A bacia hidrográfica deve ser a unidade territorial para implementação de uma política de gestão de recursos hídricos, onde um gerenciamento sistemático dos recursos hídricos deve ocorrer sem uma dissociação de aspectos quantitativos e qualitativos, de formas que ocorra sempre uma utilização racional e integrada dos recursos hídricos, incluindo o transporte aquaviário, com vistas ao desenvolvimento sustentável (MMA/ANA, 2011).

O Operador Nacional do Sistema Elétrico – ONS, na intervenção do Sistema Interligado Nacional – SIN, deve adotar sistemas de otimização operacional de reservatórios de usinas hidrelétricas que contemple conflitos inerentes ao uso da água para a geração de energia e para outros usos consuntivos e não consuntivos, como navegação e abastecimento urbano e industrial, não tratando esses como simples restrições à maximização da geração de energia.

No Brasil, o ONS, no âmbito do Programa Mensal de Operação - PMO, utiliza e elabora periodicamente previsões de vazões naturais para os locais de aproveitamentos hidrelétricos do SIN, com o objetivo de subsidiar tomadas de decisão para o planejamento e a operação do sistema, bem como promover despachos centralizados de usinas de forma otimizada (ONS, 2014).

Existe a necessidade de uma articulação sistemática entre os diversos usos da água de uma bacia hidrográfica, através da identificação de conflitos potenciais; do balanço efetivo entre disponibilidades e demandas atuais e futuras de uso da água; e da manutenção de condições de navegabilidade dos corpos de água. Existe a necessidade do uso de instrumentos de gestão, como modelos matemáticos e sistemas de suporte a decisão, de forma a gerir atuais e futuros conflitos de uso da água (MMA/ANA, 2011).

Segundo MME/EPE (2010) o planejamento da expansão da oferta de energia é regido pelo Conselho Nacional de Política Energética – CNPE, que determina como critério econômico a igualdade entre o Custo Marginal de Operação – CMO e o Custo Marginal de Expansão – CME. Como critério de segurança, o limite de risco de insuficiência de oferta de

energia elétrica ou risco de déficit é definido em 5% do cenário hidrológico, ou seja, é definida uma probabilidade de apenas 5%, em que a oferta de energia elétrica seja menor do que a carga de energia a ser atendida, em pelo menos um mês das séries do ano.

Modelos de gerenciamento de usos múltiplos da água vêm sendo muito utilizados, Elabd e El-Ghandour (2014) desenvolveram um modelo para definir liberações ótimas em reservatórios; Suzuki *et al.* (2015) desenvolveram um modelo voltado para o planejamento e operação de sistemas de reservatórios; Rheinheimer *et al.* (2015) desenvolveram um modelo sistematizar a retirada seletiva de água; e Wang e Zhang (2015) desenvolveram um modelo para otimizar a operação de sistemas de reservatórios.

O desempenho de modelos de gerenciamento de usos múltiplos da água é função da qualidade e da consistência de sua base de dados de entrada. Vazões afluentes e de níveis de água, dentre outras, são variáveis hidrológicas preponderantes a uma operacionalização satisfatória desses modelos.

Neste capítulo apresentam-se as metodologias empregadas no desenvolvimento dos módulos de previsão de níveis de água, de previsão de vazões e no módulo de otimização de usos múltiplos da água do Sistema de Otimização de Usos Múltiplos da Água – SOUMA desenvolvido.

Para que o SOUMA apresente funcionalidade na identificação e na mensuração de conflitos entre usos múltiplos da água, em aproveitamentos hidrelétricos de qualquer bacia hidrográfica, a previsão de níveis de água e de afluições a reservatórios fez-se necessária à otimização do processo de gerenciamento de conflitos de uso. O SOUMA compõe-se em três módulos operacionais, a saber:

- a) Módulo de Previsão de Níveis de Água: Este módulo consiste em um modelo estocástico do tipo ARIMA (*Auto Regressive Integrated Moving Average*) de previsão de níveis de água, que utiliza séries pretéritas de dados obtidas em postos fluviométricos de interesse;
- b) Módulo de Previsão de Vazões: Este módulo consiste em um modelo estocástico chuva-vazão, do tipo RNA que utiliza rede Perceptron de Múltiplas Camadas, com algoritmos de treinamento do tipo Backpropagation na previsão de vazões em locais de interesse, utilizando dados singulares ou combinados, de precipitação, de evapotranspiração e de vazões pretéritas; e
- c) Módulo de Gerenciamento de Usos Múltiplos da Água: Este módulo consiste em um modelo de otimização e de minimização de conflitos de usos da água, decorrentes da operação de reservatórios em aproveitamentos hidrelétricos,

baseado em programação não linear e na parametrização de cenários: de afluências hidrológicas; de afluências climáticas; de condições de navegabilidade; de retiradas consuntivas; de descargas ambientais e de controle de enchente.

Apresentam-se a seguir as metodologias empregadas em cada módulo do SOUMA. Na sequência, apresentam-se as metodologias agregadas aos módulos de previsão de níveis de água; de previsão de vazões e ao módulo de gerenciamento de usos múltiplos da água.

5.1 Módulo de Previsão de Níveis de Água

A previsão de níveis de água, com base em séries de dados pretéritas dos postos fluviométricos de interesse ao SOUMA, foi feita com a utilização de modelo estocástico do tipo ARIMA (*Auto Regressive Integrated Moving Average*), embasado na metodologia desenvolvida por Box e Jenkins (1976).

A metodologia está assentada na suposição de que a série foi gerada por um processo estocástico que pode ser descrito e caracterizado com base no comportamento passado das observações de níveis de água. A seguir apresenta-se a descrição da metodologia do modelo estocástico de previsão de nível de água.

O modelo ARIMA é utilizado na previsão de níveis de água em postos fluviométricos de interesse, utilizados como pontos de controle a montante e a jusante de aproveitamento hidrelétrico. Com simulações de níveis de água, geradas pelo módulo de previsão de níveis de água, o controle e a aferição de dados de entrada e de saída do SOUMA podem ser aferidos e calibrados, através de simples simulações de níveis de água em postos fluviométricos de interesse.

Wu e Chau (2010) empregaram modelos ARIMA e redes neurais na previsão de vazões em diferentes bacias hidrográficas na China. Lohani *et al.* (2012) utilizaram modelos auto regressivos na previsão de vazões mensais. Nourani *et al.* (2013) desenvolveram modelos auto regressivos de média móvel integrada ARIMA, com sazonalidade agregada, na previsão de séries temporais de variáveis hidrológicas.

No Brasil, Mine e Tucci (1999) utilizaram um modelo ARIMA, conjuntamente com um modelo determinístico chuva-vazão denominado IPH-II, na previsão de vazões afluentes à estação Usina Foz de Areia, no rio Iguaçu, PR e Bayer *et al.* (2012) apresentaram um modelo

de previsão de vazões para a bacia do rio Potiribu, afluente do rio Ijuí, RS, obtendo resultados satisfatórios para uma antecedência de seis meses.

Na Bacia Amazônica, Figueiredo e Blanco (2014) desenvolveram um modelo estocástico para a previsão de níveis de água médios mensais, com antecedência de 24 meses, para a bacia do rio Tapajós, PA, utilizando modelos estocásticos do tipo ARIMA e Figueiredo *et al.* (2014) utilizaram um modelo estocástico do tipo ARIMA na previsão de níveis de água, de condições de navegabilidade e de capacidade de carga de comboios de empurra na bacia do rio Tapajós, PA.

5.1.1 Caracterização do modelo

A metodologia de processos estocásticos baseia-se em mecanismos dinâmicos que proporcionem estruturas de análise de uma sequência de observações. Assim, um processo estocástico deve ser entendido como um modelo que descreve a estrutura probabilística de uma sequência de observações.

Box e Jenkins (1976) conceituaram série temporal como um conjunto de observações de uma variável disposta sequencialmente no tempo. Nesse conceito, pressupõe-se que exista um processo estocástico gerador da série e que cada possível realização aleatória da variável esteja associada a uma probabilidade de ocorrência da observação. A metodologia está assentada na suposição de que a série foi gerada por um processo estocástico que pode ser descrito e caracterizado, com base no comportamento passado da variável.

As análises das séries temporais foram feitas utilizando algoritmos implementados no software R da *R Foundation for Statistical Computing*, versão 2.14.1, que é uma linguagem e ambiente de computação estatística e de construção de gráficos. É um projeto GNU (*General Public License da Free Software Foundation*). A instalação do R é gratuita e pode ser feita diretamente a partir da página principal do *R Project for Statistical Computing* em <http://www.r-project.org/>.

O processo de construção e de ajuste do modelo proposto por Box & Jenkins está alicerçado em um ciclo iterativo. A Figura 5.1 resume, através de um fluxograma, a metodologia de Box e Jenkins, evidenciando as etapas inerentes ao processo de aplicação e utilização do modelo (BOX e JENKINS, 1976).

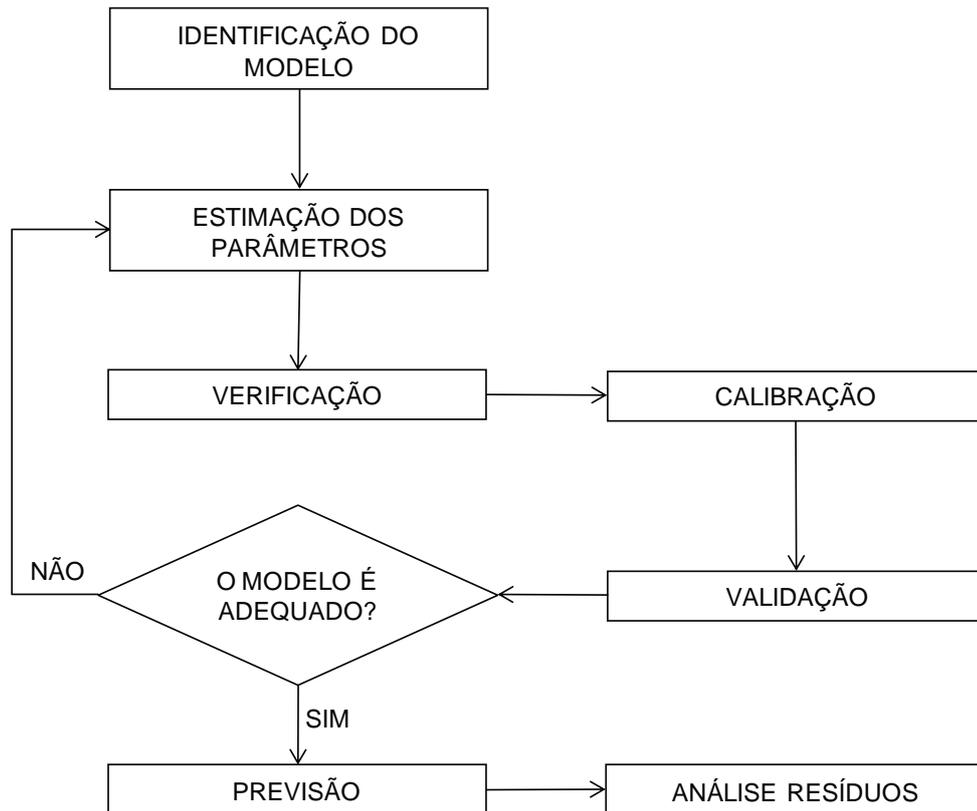


Figura 5.1: Fluxograma da metodologia de Box e Jenkins

O processo de construção e de ajuste do modelo proposto por Box & Jenkins está alicerçado em um ciclo iterativo, composto dos seguintes estágios (MORETTIN *et al.* 2011):

a) Especificação: Uma classe geral de modelo é considerada para a análise dados. Análises gráficas e numéricas foram realizadas;

b) Identificação: O modelo é identificado com base nas funções de autocorrelação e de autocorrelação parcial;

c) Estimação: Os parâmetros do modelo identificado são estimados;

d) Verificação: O modelo ajustado é analisado com base nos resíduos, para verificar se o modelo é adequado aos estudos e se os objetivos propostos foram atingidos;

e) Calibração: O modelo é calibrado através da aferição dos critérios de desempenho da função objetivo. É verificado se o modelo é adequado ou não;

f) Validação: O modelo calibrado é validado com base em critérios de desempenho da função objetivo. É validada a verificação de adequabilidade do modelo obtida na fase de calibração.

A metodologia propõe, caso os valores dos critérios de desempenho da função objetivo não sejam satisfatórios, que o ciclo seja repetido, voltando-se a fase de identificação

e repetindo-se o processo quantas vezes forem necessárias até que o alcance dos objetivos propostos. Um procedimento que é utilizado é o de identificar não só um único modelo, mas sim vários modelos que serão estimados e verificados, no sentido de fornecer o melhor ajuste dos dados e o menor erro quadrático médio na previsão (BOX *et al.*, 2004).

A fase crítica da aplicação da metodologia de Box e Jenkins é a da identificação, pois é possível identificar modelos diferentes para a mesma série temporal. Em geral os modelos ARIMA são parcimoniosos (BROCKWELL e DAVIS, 2002).

Modelos parcimoniosos são modelos que envolvem um número mínimo de parâmetros possíveis de serem estimados e que explicam bem o comportamento da série. Os valores dos parâmetros de modelos parcimoniosos são, em sua grande maioria, de baixa ordem, comumente iguais entre si e normalmente inferiores a dois (BROCKWELL e DAVIS, 2002).

Em grande número de séries temporais hidrológicas, é comum o aparecimento de algum comportamento cíclico de curto prazo, comumente de até um ano, chamado de sazonalidade. Assim sendo, para uma abordagem completa de séries temporais, torna-se necessário caracterizar e eliminar essa função cíclica de tempo para se obter condições de estacionariedade.

Sazonalidade significa uma tendência de repetição de um determinado comportamento da variável que ocorre com certa regularidade no tempo. Séries sazonais são, então, aquelas séries que apresentam variações similares de um espaço de tempo a outro, caracterizando-se por mostrarem alta correlação serial entre observações da variável distanciadas pelo período da sazonalidade, além, é claro, da correlação serial existente entre observações próximas.

O ajuste sazonal necessário requer alguma forma de eliminação da componente cíclica de curto prazo, ou seja, de eliminar a correlação entre valores sazonais periodicamente defasados.

Box e Jenkins (1976) sugerem a aplicação de um modelo ARIMA sazonal para descrever a série possuidora de correlação serial nos períodos sazonalmente defasados, conforme Equação (5.1).

$$\phi(B) \cdot \Phi(B^s) \cdot (1 - B^s)^D \cdot (1 - B)^d \cdot Y_t = \theta(B) \cdot \Theta(B^s) \cdot a_t \quad (5.1)$$

Em que:

B - é o operador translação, sendo $BZ_t = Z_{t-1}$ ou $B^m Z_t = Z_{t-m}$;

ϕ é o coeficiente auto regressivo não sazonal;

Φ é o coeficiente auto regressivo sazonal;

θ é o coeficiente média móvel não sazonal;

Θ é o coeficiente média móvel sazonal;

$\phi(B) = (1 - \phi_1 B - \phi_2 B^2 - \dots - \phi_p B^p)$ é o operador de translação auto regressivo não sazonal de ordem “p”;

$\Phi(B^S) = (1 - \Phi_1 B^S - \Phi_2 B^{2S} - \dots - \Phi_P B^{PS})$ é o operador de translação auto regressivo sazonal de ordem “P”;

$\theta(B) = (1 - \theta_1 B - \theta_2 B^2 - \dots - \theta_q B^q)$ é o operador de translação média móvel não sazonal de ordem “q”;

$\Theta(B^S) = (1 - \Theta_1 B^S - \Theta_2 B^{2S} - \dots - \Theta_Q B^{QS})$ é o operador de translação média sazonal de ordem “Q”;

S é o período sazonal da série, geralmente igual a 12 meses ($S=12$);

$\Delta^d = (1 - B)^d$ é o operador diferença não sazonal;

$\Delta_S^D = (1 - B^S)^D$ é o operador diferença sazonal.

A Equação (5.1), após a substituição do operador de translação e do operador diferença, pode ser escrita conforme a Equação (5.2).

$$\begin{aligned} & (1 - \phi_1 B - \phi_2 B^2 - \dots - \phi_p B^p) \cdot (1 - \Phi_1 B^S \\ & \quad - \Phi_2 B^{2S} - \dots - \Phi_P B^{PS}) \cdot (1 - B^S)^D \cdot (1 - B)^d \cdot Y_t \\ & = (1 - \theta_1 B - \theta_2 B^2 - \dots - \theta_q B^q) \cdot (1 - \Theta_1 B^S - \Theta_2 B^{2S} - \dots - \Theta_Q B^{QS}) \cdot a_t \end{aligned} \quad (5.2)$$

A equação característica (5.2) com a substituição e a operacionalização dos valores dos parâmetros p , d , q , P , D e Q de um modelo ARIMA, pode ser escrita em sua forma linear. A título de exemplo, para valores de $p=1$, $d=0$, $q=0$ e $P=1$, $D=1$, $Q=1$, a Equação (5.2) pode ser escrita conforme a Equação (5.3).

$$(1 - \phi_1 B) \cdot (1 - \Phi_1 B^{12}) \cdot (1 - B^{12}) \cdot Y_t = (1 - \Theta_1 B^{12}) \cdot a_t$$

$$(1 - \phi_1 B) \cdot (1 - \Phi_1 B^{12} - B^{12} + \Phi_1 B^{24}) \cdot Y_t = (1 - \Theta_1 B^{12}) \cdot a_t$$

$$(1 - \Phi_1 B^{12} - B^{12} + \Phi_1 B^{24} - \phi_1 B + \phi_1 \Phi_1 B^{13} + \phi_1 B^{13} - \phi_1 \Phi_1 B^{25}) \cdot Y_t =$$

$$= (1 - \Theta_1 B^{12}) \cdot a_t$$

$$\begin{aligned} Y_t - \Phi_1 Y_{t-12} - Y_{t-12} + \Phi_1 Y_{t-24} - \phi_1 Y_{t-1} + \phi_1 \Phi_1 Y_{t-13} + \phi_1 Y_{t-13} - \phi_1 \Phi_1 Y_{t-25} = \\ = a_t - \Theta_1 a_{t-12} \end{aligned}$$

$$Y_t = \Phi_1 Y_{t-12} + Y_{t-12} - \Phi_1 Y_{t-24} + \phi_1 Y_{t-1} - \phi_1 \Phi_1 Y_{t-13} - \phi_1 Y_{t-13} + \phi_1 \Phi_1 Y_{t-25} + a_t - \Theta_1 a_{t-12}$$

$$Y_t - a_t = \Phi_1 Y_{t-12} + Y_{t-12} - \Phi_1 Y_{t-24} + \phi_1 Y_{t-1} - \phi_1 \Phi_1 Y_{t-13} - \phi_1 Y_{t-13} + \phi_1 \Phi_1 Y_{t-25} - \Theta_1 a_{t-12}$$

$$\begin{aligned} \hat{Y}_t = \Phi_1 Y_{t-12} + Y_{t-12} - \Phi_1 Y_{t-24} + \phi_1 Y_{t-1} - \phi_1 \Phi_1 Y_{t-13} - \phi_1 Y_{t-13} \\ + \phi_1 \Phi_1 Y_{t-25} \\ - \Theta_1 a_{t-12} \end{aligned} \quad (5.3)$$

Em que:

$\hat{Y}_t = Y_t - a_t$ é a previsão das observações em um instante t ;

Y_t é a observação em um instante t ;

$a_t = \hat{Y}_t - Y_t$ é o resíduo entre a previsão e a observação em um dado instante t ;

ϕ é o coeficiente auto regressivo não sazonal;

Φ é o coeficiente auto regressivo sazonal;

θ é o coeficiente média móvel não sazonal;

Θ é o coeficiente média móvel sazonal.

5.1.2 Identificação do modelo

A identificação do modelo ARIMA para a previsão de níveis de água, com base em dados pretéritos, consistiu na adoção de procedimentos que tiveram como objetivo o estabelecimento das características básicas das séries e a estimativa inicial dos parâmetros envolvidos, através das funções de autocorrelação e de autocorrelação parcial.

Chatfield (2003) pontua que a observância dos gráficos da função de autocorrelação ACF e da função de autocorrelação parcial PACF de cada série temporal auxilia na verificação da estacionariedade e na proposição do modelo.

Segundo Montgomery *et al.* (1990), o coeficiente de autocorrelação (ρ_k), definido pela Equação (5.4), tem a função de medir como estão relacionadas as observações de uma série temporal afastadas k períodos entre si. Assim, por exemplo, o valor de ρ_1 demonstrará a existência ou não de correlação entre observações sucessivas de Y_t , sendo ρ_1 chamada de autocorrelação de defasagem (*lag*) 1 e o valor obtido por ρ_{12} determinará se há ou não relação entre dados afastados 12 períodos, ou se há autocorrelação de defasagem 12.

$$\rho_k = \frac{\sum_{t=k+1}^n (Y_t - \bar{Y})(Y_{t-k} - \bar{Y})}{\sum_{t=1}^n (Y_t - \bar{Y})^2} \quad (5.4)$$

Em que, \bar{Y} é a média das observações, k é o número de defasagens das observações e $\sum_{t=1}^n (Y_t - \bar{Y})^2$ é a variância σ^2 .

Com o cálculo dos coeficientes de autocorrelação ρ_k para diversas defasagens, obtém-se uma série que permite construir a função de autocorrelação (*autocorrelation function – ACF*) e quando se transporta os valores de ρ_k para um gráfico, pode-se verificar a existência ou não de autocorrelação em uma *lag* k . A sequência de pares (k, ρ_k) é denominada função de autocorrelação (ACF).

Tendo por base Makridakis *et al.* (1998), o teste de existência de autocorrelação em uma dada *lag* k , utilizando um gráfico de ACF, deu-se com base nos limites críticos da função, com confiança de 95% e definido por $\pm 1,96/\sqrt{n}$, onde n é o número de observações da série. Se o valor de ρ_k ultrapassasse esse limite, haveria forte indicação de existência de autocorrelação de defasagem k .

De acordo com Morettin *et al.* (2011), gráficos de uma função de autocorrelação ACF indicam o comportamento e a estacionariedade de uma série temporal. A ACF de uma série estacionária tende ao zero rapidamente, apresentando correlações significativas apenas para defasagens pequenas. Para as séries não estacionárias, a ACF tende a zero lentamente, com diversas correlações significativas. Se a série apresentar padrão de sazonalidade, o gráfico apresentará um formato senoidal, oscilando indefinidamente.

Box e Jenkins (1976) propuseram a utilização da função de autocorrelação parcial PACF como critério a ser utilizado na identificação do modelo. As autocorrelações parciais medem o nível de associação entre as observações Y_t e Y_{t-k} após a remoção dos efeitos das autocorrelações de defasagens 1, 2, 3, ..., $k - 1$.

Com base em Morettin *et al.* (2011), para se obter os coeficientes de autocorrelação parcial ϕ_{kk} , utilizou-se o sistema de equação de Yule-Walker, expresso em sua forma matricial na Equação (5.5).

$$\begin{bmatrix} \rho_1 \\ \rho_2 \\ \vdots \\ \rho_k \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & \rho_1 & \rho_2 & \cdots & \rho_{k-1} \\ \rho_1 & 1 & \rho_2 & \cdots & \rho_{k-2} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \rho_{k-1} & \rho_{k-2} & \rho_{k-3} & \cdots & 1 \end{bmatrix}^{-1} = \begin{bmatrix} \phi_{k1} \\ \phi_{k2} \\ \vdots \\ \phi_{kk} \end{bmatrix} \quad (5.5)$$

Em que, ϕ_{kj} é o j-ésimo coeficiente de um modelo auto regressivo AR (k), ϕ_{kk} é o último coeficiente de autocorrelação parcial e ρ_k é o coeficiente de autocorrelação.

Resolvendo o sistema da Equação (5.5) para $k = 1, 2, 3, \dots, n$ obteve-se os coeficientes de autocorrelação parcial ϕ_{kk} , conforme Equação (5.6).

$$\phi_{11} = \rho_1$$

$$\phi_{22} = \frac{\begin{vmatrix} 1 & \rho_1 \\ \rho_1 & \rho_2 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} 1 & \rho_1 \\ \rho_1 & 1 \end{vmatrix}} = \frac{\rho_2 - \rho_1^2}{1 - \rho_1^2}$$

$$\phi_{33} = \frac{\begin{vmatrix} 1 & \rho_1 & \rho_2 \\ \rho_1 & 1 & \rho_3 \\ \rho_2 & \rho_1 & \rho_3 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} 1 & \rho_1 & \rho_2 \\ \rho_1 & 1 & \rho_1 \\ \rho_2 & \rho_1 & 1 \end{vmatrix}}$$

$$\phi_{kk} = \left(\rho_k - \sum_{j=1}^{k-1} \phi_{k-1j} \rho_{k-j} \right) \cdot \left(1 - \sum_{j=1}^{k-1} \phi_{k-1j} \rho_j \right)^{-1} \quad (5.6)$$

De acordo com Box *et al.* (2004), as funções de autocorrelação parcial dos processos Auto Regressivos - AR (p), Média Móvel - MA (q) e Modelo Auto Regressivo e de Média Móvel - ARMA (p, q) possuem as seguintes características:

a) Para um processo auto regressivo AR (p), o coeficiente de autocorrelação parcial:

$$\phi_{kk} \neq 0, \text{ para } k \leq p \text{ e } \phi_{kk} = 0, \text{ para } k > p;$$

- b) Para um processo de médias móveis MA (q), o comportamento do coeficiente de autocorrelação parcial ϕ_{kk} é similar ao comportamento de um processo AR (p), onde a PACF é determinada por funções exponenciais ou senoides amortecidas;
- c) Para um processo ARMA (p, q) a PACF se comporta como a PACF de um processo MA (q) puro ou ARMA (0, q) ou ARIMA (0, 0, q).

Os gráficos das funções de autocorrelação parcial PACF auxiliaram na confirmação da existência ou não de autocorrelação nas séries temporais de dados de níveis de água. A verificação da existência de autocorrelações significativas de defasagem k deu-se quando os valores dos coeficientes de correlação parcial ϕ_{kk} ultrapassavam os limites críticos da função.

Analogamente aos critérios de análise da ACF, com o cálculo dos coeficientes de autocorrelação parcial ϕ_{kk} para diversas defasagens, a função de autocorrelação parcial (*partial autocorrelation function – PACF*) foi obtida. A sequência de pares (k, ϕ_{kk}) permitiu a construção de gráficos da função de autocorrelação parcial PACF, que evidenciaram a existência ou não de autocorrelação em uma *lag k*.

5.1.3 Estimação do modelo

Com base em Box *et al.* (1994), para os modelos selecionados na fase de identificação e que melhor representaram cada série observada, os parâmetros de cada modelo foram estimados para posterior utilização. A fase de estimação do processo consistiu em encontrar e aferir parâmetros aos modelos, através de critérios que levaram em consideração funções de probabilidade condicional e estimadores estatísticos às observações.

Box e Jenkins e Reinsel (2004), ressaltaram que embora os parâmetros auto regressivos sejam lineares, permitindo o uso de métodos simples de estimação como, por exemplo, o de mínimos quadrados ordinários, os parâmetros média móvel não são lineares, o que torna bastante mais complexos os processos de estimação. Por essa razão, a escolha da técnica usualmente utilizada recai no método de máxima verossimilhança.

A fundamentação do método de máxima verossimilhança consiste em se obter grandezas populacionais que gerem valores que mais se assemelhem aos da amostra observada. Esse método busca estabelecer os valores populacionais hipotéticos que maximizam a verossimilhança da amostra observada. O método consiste em selecionar estimadores que maximizam a probabilidade de se obter a amostra realmente observada (FISCHER, 1982).

A estimação dos parâmetros dos modelos ARIMA utilizados na previsão de níveis de água foi feita com base no método da máxima verossimilhança, através dos critérios de AIC (*Akaike Information Criterion*) e de AICC (*Akaike Information Criterion Corrected*), propostos por Akaike (1974), e do critério de BIC (*Bayesian Information Criteria*), proposto por Schwarz (1978). Esses critérios são expressos através das Equações (5.7), (5.8) e (5.9):

$$AIC = -2 \log \hat{L} + 2.k \quad (5.7)$$

$$AICC = -2 \log \hat{L} + \frac{2(p+q)T}{T-p-q-1} \quad (5.8)$$

$$BIC = -2 \log \hat{L} + (p+q) \log T \quad (5.9)$$

Em que, T é o número de observações, $k = p + q + 1$, se o modelo tiver um termo constante e $k = p + q$ para os demais modelos. \hat{L} é a verossimilhança maximizada.

Segundo Granger e Newbold (1986), o AIC superestima assintoticamente a ordem do modelo, propondo, na maioria dos casos, modelos super parametrizados.

O AICC é uma versão corrigida do AIC que incorpora uma correção de viés para amostras finitas, possuindo uma penalidade mais forte para modelos de ordem elevada. O BIC é um critério consistente, de forma que ele fornece estimativas de p e q que convergem em probabilidade para os valores verdadeiros à medida que T tende a infinito. O melhor modelo é aquele que apresentar o menor AIC, AICC e/ou o menor BIC (BROCKWELL e DAVIS, 2002).

5.1.4 Calibração e validação do modelo

A calibração de um modelo hidrológico é o processo através do qual seus parâmetros são ajustados, tendo como base a minimização ou maximização de coeficientes de desempenho de uma função objetivo (TUCCI, 2005).

A calibração dos modelos ARIMA utilizados nas previsões consistiu na utilização de parte das observações de uma série de dados para aferir os parâmetros de modelos pré-selecionados na fase de identificação. Analogamente à calibração, a validação dos modelos

consistiu no processo através do qual os parâmetros dos modelos, ajustado na calibração, foram aferidos com período de dados diferentes daqueles utilizados na calibração.

Para a calibração e validação do modelo de previsão de nível de água, a função objetivo teve como coeficientes de desempenho o coeficiente de determinação R^2 ou de Nash e Sutcliffe e o RMSE (*Root Mean Square Error*) ou raiz do erro relativo quadrático médio.

Os critérios de desempenho de Nash Sutcliffe – R^2 e da raiz do erro quadrático médio – RMSE são dados pelas Equações (5.10) e (5.11), respectivamente.

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{t=1}^n (Y_t - \hat{Y}_t)^2}{\sum_{t=1}^n (Y_t - \bar{Y})^2} \quad (5.10)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{t=1}^n \left(\frac{Y_t - \hat{Y}_t}{Y_t} \right)^2}{n}} \quad (5.11)$$

Em que, n é o número de observações, Y_t é a observação no instante t , \hat{Y}_t é a observação simulada e \bar{Y} é a média das n observações.

O coeficiente de determinação R^2 mede a qualidade do modelo em relação à sua capacidade de estimar corretamente valores da variável resposta \hat{Y}_t . Indica quanto da variância de \hat{Y}_t é explicada pela variância de Y_t , ou descreve a proporção da variância total dos dados observados que pode ser explicada pelo modelo. Quanto mais preciso for o modelo, mais próximo de 1 deverá ser o valor de R^2 .

O RMSE é uma indicação do quanto as observações simuladas \hat{Y}_t variam em relação às observações de referência Y_t . Tem sempre valor positivo e quanto mais próximo de zero, maior a qualidade dos valores simulados.

O RMSE fornece uma caracterização das estimativas em relação à dispersão dos valores, ou seja, mostra o grau de espalhamento entre valores preditos e observados. No presente estudo, para aferir o desempenho do modelo na calibração e na validação de forma não correlacionada, fez-se necessária a adoção do RMSE que é um critério de desempenho adimensional e independente da escala das vazões e dos níveis d'água observados.

5.2 Módulo de Previsão de Vazões

A previsão de vazões afluentes, utilizando dados singulares ou combinados, de precipitação, de evapotranspiração e de vazões pretéritas, obtidos em estações pluviométricas e fluviométricas de interesse ao SOUMA, foi feita através de um modelo chuva-vazão (MCV), que utiliza Redes Neurais Artificiais (RNA) do tipo *Multi-Layer Perceptron* (MLP), com algoritmos de treinamento do tipo *Backpropagation* (BP).

Um modelo chuva-vazão RNA-MLP/BP é utilizado na previsão de vazões afluentes a aproveitamentos hidrelétricos, sendo de fundamental importância na implementação e na precisão do SOUMA, onde a qualidade dos dados de saída depende diretamente da acurácia dos dados de entrada.

Modelos chuva-vazão RNA-MLP/BP vêm sendo sugeridos na previsão de vazões afluentes a AHE, devido a sua capacidade de tratar relações de entrada e de saída de dados não-lineares com precisão.

A transformação de chuva em vazão é um dos mais complexos fenômenos hidrológicos característicos de uma bacia hidrográfica, em função da grande variação temporal e espacial dos elementos do ciclo hidrológico. Modelos chuva-vazão buscam reproduzir, através de um conjunto de equações matemáticas e de procedimentos, as componentes do ciclo hidrológico que se desenvolvem na bacia hidrográfica (SEDKI, 2009).

Sob a ótica da modelagem hidrológica e da utilização de modelos chuva-vazão, modelos de Redes Neurais Artificiais – RNA tem sido utilizados com bastante sucesso na previsão de vazões, a partir de dados de precipitação, conjugados ou não com outras variáveis hidrológicas (NASSERI, 2008 e SEDKI *et al.*, 2009).

Modelos RNA tipo *Multi-Layer Perceptron* (MLP), com algoritmo *Backpropagation* (BP), vêm sendo cada vez mais utilizados na previsão de vazão a partir de dados de variáveis hidrológicas como precipitação e evaporação, uma vez que esses modelos são adequados a simulações de variáveis com comportamento não lineares (LI *et al.*, 2014).

5.2.1 Neurônio artificial

Um neurônio artificial é um modelo simplificado e simulado do neurônio real. Suas características básicas são a adaptação e a representação de conhecimentos baseados em conexões. O neurônio artificial é o elemento principal de processamento de uma RNA, sendo composto por três elementos básicos:

- a) Sinapses ou pesos sinápticos;
- b) Somador ou junção somatória; e
- c) Função de ativação.

Na Figura 5.2 é apresentado um modelo genérico de um neurônio artificial e de sua unidade de processamento.

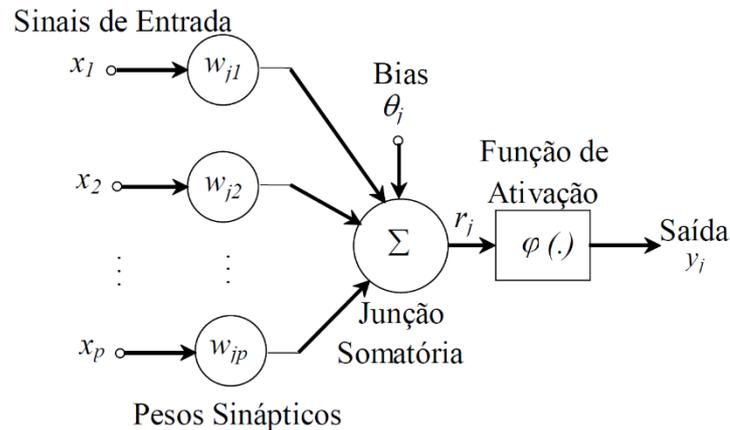


Figura 5.2: Neurônio artificial

Fonte: Adaptado de Haykin (2005)

A conectividade entre a fonte do sinal e o neurônio é estabelecida por pesos sinápticos, que amplificam, com a utilização de um fator de peso w_{ij} , um sinal de entrada x_i vindo de entradas externas ou de outros neurônios. A conexão sináptica ou peso sináptico w_{ij} será positivo se a sinapse pertinente for excitatória e negativo se ela for inibitória.

A junção somatória r_j executa o somatório dos sinais produzidos pelo produto entre os sinais de entrada x_i e os pesos de sinápticos de conexão w_{ij} de cada neurônio, conforme mostra a Equação (5.12).

$$r_j = \sum_{i=1}^p w_{ij}x_i + \theta_j \quad (5.12)$$

Em que, θ_j é um *bias* aplicado externamente que tem o efeito de incrementar ou reduzir o sinal da junção somatória.

A função de ativação $\varphi()$ é uma função que determina o nível de ativação do neurônio artificial, limitando a amplitude do sinal de saída do neurônio para uma faixa de valores finitos. Essa função recebe o sinal da junção somatória e calcula o estímulo interno ou nível de ativação do neurônio, produzindo uma saída, através de uma relação que pode ser

linear ou não linear. A amplitude de saída, limitada pela função de ativação, encontra-se na faixa de [0 1], ou alternadamente [-1 1].

Tendo por base uma função de ativação $\varphi()$, a saída do neurônio y_j pode ser calculada pela Equação (5.13).

$$y_j = \varphi \left(\sum_{i=1}^p w_{ij} x_i + \theta_j \right) \quad (5.13)$$

Em que, $\varphi()$ é a função de ativação, w_{ij} são os pesos de sinápticos, x_i são os sinais de entrada e θ_j é um *bias* aplicado externamente.

A função de ativação, geralmente utilizada com dois propósitos: limitar a saída do neurônio e introduzir não linearidade no modelo, é também conhecida como função de transferência e os quatro principais tipos são:

- a) Limiar: Definida pela Equação (5.14) e representada graficamente pela Figura 5.3.

$$\varphi(r_j) = \begin{cases} 1, & \text{se } r_j \geq 0 \\ 0, & \text{se } r_j < 0 \end{cases} \quad (5.14)$$

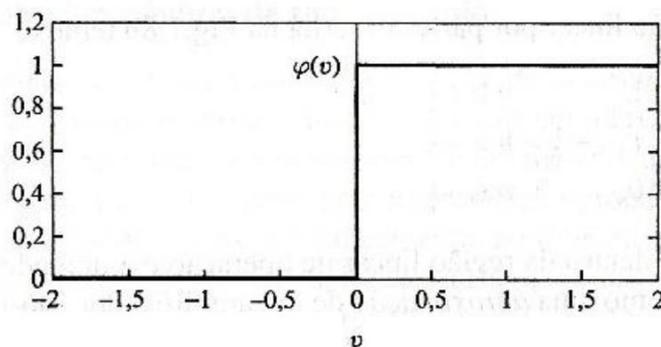


Figura 5.3: Função de ativação Limiar

Fonte: Adaptado de Haykin (2005)

- b) Linear por Partes: Definida pela Equação (5.15) e representada graficamente pela Figura 5.4.

$$\varphi(r_j) = \begin{cases} 1, & \text{se } r_j \geq 1/2 \\ r_j, & \text{se } 1/2 > r_j > -1/2 \\ 0, & \text{se } r_j \leq -1/2 \end{cases} \quad (5.15)$$

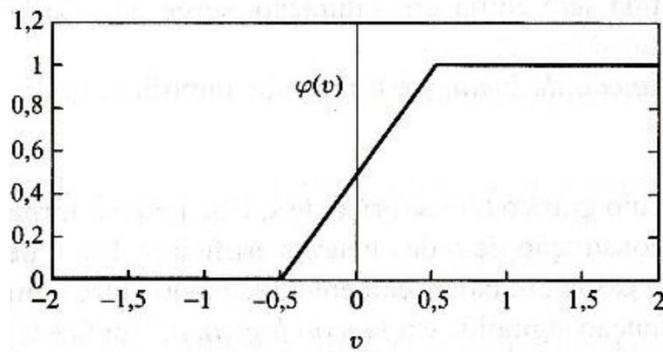


Figura 5.4: Função de ativação Linear por Partes

Fonte: Adaptado de Haykin (2005)

- c) Sigmoide logística: Definida pela Equação (5.16) e representada graficamente pela Figura 5.5.

$$\varphi(r_j) = \frac{1}{1 + e^{-ar_j}} \quad (5.16)$$

Em que, a é o parâmetro de declive da função e r_j é a junção somatória. A saída está limitada ao intervalo $[-1 \ 1]$.

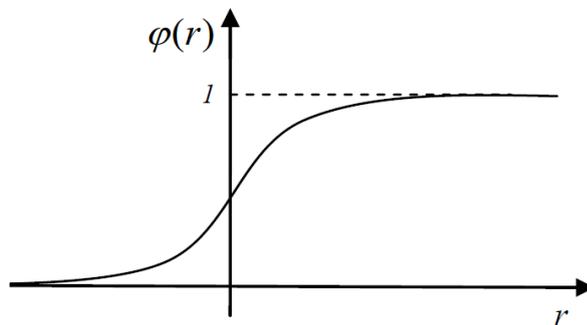


Figura 5.5: Função de ativação Sigmoide Logística

Fonte: Adaptado de Haykin (2005)

- d) Sigmoide Tangente Hiperbólica: Definida pela Equação (5.17) e representada graficamente pela Figura 5.6.

$$\varphi(r_j) = \frac{1 - e^{-ar_j}}{1 + e^{-ar_j}} \quad (5.17)$$

Em que, a é o parâmetro de declive da função e r_j é a junção somatória. A saída está limitada ao intervalo $[-1 \ 1]$.

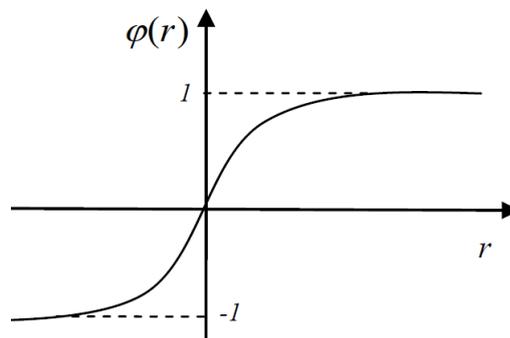


Figura 5.6: Função de ativação Sigmoide Tangente

Fonte: Adaptado de Haykin (2005)

Segundo Haykin (2005), em termos básicos, a diferenciabilidade é a única exigência que a função de ativação deve satisfazer. Um exemplo de uma função de ativação não-linear, continuamente diferenciável normalmente utilizada nos perceptrons de múltiplas camadas, é a função sigmoide, em função de sua diferenciabilidade, que é uma característica importante da teoria de aprendizado das redes neurais.

Uma função $g: \mathbb{R} \rightarrow \mathbb{R}$ é chamada de sigmoide positiva se o critério da Equação (5.18) for satisfeito. Logo uma função sigmoide positiva é representada pela Equação (5.19) e representada graficamente pela Figura 5.7.

$$\begin{cases} \lim_{r \rightarrow \infty} g(r) = 0 \text{ (não simétrico)} \\ \lim_{r \rightarrow \infty} g(r) = -1 \text{ (antissimétrico)} \\ \lim_{r \rightarrow \infty} g(r) = 1 \end{cases} \quad (5.18)$$

$$g(x) = \begin{cases} 1 - e^{-ax}, \text{ se } x \geq 0 \\ e^{ax} - 1, \text{ se } x < 0 \end{cases} \quad (5.19)$$

Em que, a é o parâmetro de declive da função. A saída é limitada no intervalo $[-1 \ 1]$.

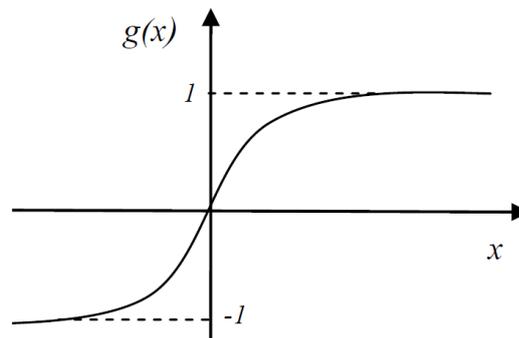


Figura 5.7: Função de ativação Sigmoide Positiva

Fonte: Adaptado de Haykin (2005)

5.2.2 Perceptron Multicamada - MLP

Segundo Haykin (2005) os perceptrons de múltiplas camadas têm sido aplicados com sucesso para resolver diversos problemas, através do seu treinamento de forma supervisionada com um algoritmo muito popular conhecido como algoritmo de retropropagação de erro (*error back-propagation*). Este algoritmo é baseado na regra de aprendizagem por correção de erro.

A aprendizagem por retropropagação de erro consiste de dois passos através de diferentes camadas da rede, sendo: a propagação, que é um passo para frente e a retropropagação, que é um passo para trás.

A rede Perceptron de Múltiplas Camadas (MLP) sendo a rede neural mais comumente utilizada e sendo considerada uma aproximadora universal, apresenta como características um algoritmo de aprendizado supervisionado com retropropagação de erro (*back-propagation*), que é considerado um marco no desenvolvimento das redes neurais. Na Figura 5.8 é apresentada uma arquitetura básica de uma RNA do tipo MLP.

As RNA do tipo MLP estão constituídas de três partes: a primeira parte é denominada camada de entrada (*input layer*), a qual é constituída de um conjunto de unidades sensoriais; a segunda parte é constituída de uma ou mais camadas escondidas (*hidden layers*); e a terceira parte é constituída de uma camada denominada camada de saída (*output layer*). Com exceção da camada de entrada, todas as outras camadas estão constituídas por neurônios, que implicam em um esforço computacional.

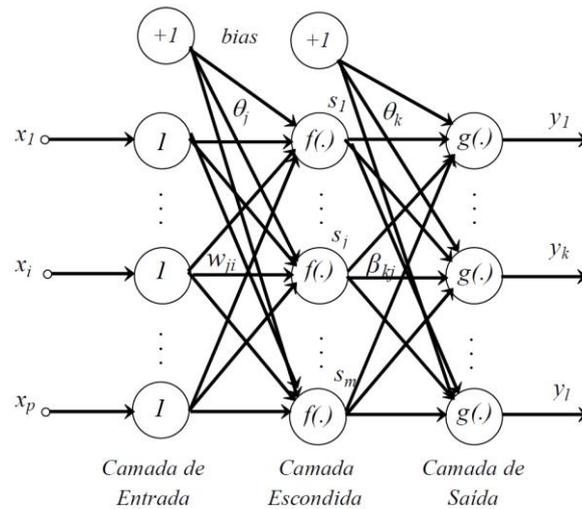


Figura 5.8: Rede Perceptron Multicamadas - MLP

Fonte: Adaptado de Haykin (2005)

Tendo como referência a RNA do tipo MLP da Figura 5.8 com apenas uma camada escondida, cada neurônio na camada escondida é obtido através da Equação (5.20).

$$s_j = f \left(\sum_{i=1}^p w_{ij} x_i + \theta_j \right) \quad (5.20)$$

Em que, x_i é a i -ésima entrada para a rede, w_{ij} é o peso da conexão do neurônio de entrada i para o neurônio escondido j , θ_j é o bias do j -ésimo neurônio escondido e $f(\cdot)$ é a função de ativação do neurônio.

Para a RNA do tipo MLP da Figura 5.8, considerando a camada de saída, cada neurônio na camada de saída é obtido através da Equação (5.21).

$$y_k = g \left(\sum_{j=1}^m \beta_{kj} s_j + \theta_k \right) \quad (5.21)$$

Em que, β_{kj} é o peso da conexão do neurônio escondido j com o neurônio de saída k , y_k é a k -ésima saída da rede, θ_k é o bias da k -ésima saída e $g(\cdot)$ é a função de ativação do neurônio.

A rede Perceptron Multicamadas da Figura 5.8 é uma generalização da rede Perceptron proposta por Rumelhart, com a adição de uma ou mais camadas intermediárias,

também conhecidas como camadas escondidas. Desta forma, os neurônios da rede neural serão dispostos em camadas, a saber:

- a) Camada de Entrada: recebe os dados de entrada e não realiza nenhum processamento, servindo apenas para distribuí-los na camada subsequente;
- b) Camada Escondida: onde os neurônios realizam o processamento dos dados, por meio de regras de propagação e funções de ativação sigmoideal (logística ou tangente hiperbólica), suas entradas e saídas permanecem dentro do sistema; e
- c) Camada de Saída: responsável pela resposta da rede e representa a variável desejada. Os neurônios também possuem uma função de ativação (logística ou tangente hiperbólica) ou uma simples função linear.

Ao se apresentar um determinado padrão de entrada e o respectivo padrão de saída a uma MLP não treinada, uma saída aleatória é produzida. A partir da saída produzida pela rede e calculado um erro, representando a diferença entre o valor obtido e o desejado. O objetivo do treinamento consiste em reduzir continuamente o erro até um determinado valor aceitável. Cada camada tem seus pesos ajustados de modo a minimizar o erro da rede.

5.2.3 Aprendizado – Algoritmo Backpropagation

Segundo Haykin (2005) a propriedade que é de importância primordial para uma rede neural é a sua habilidade de aprender a partir de seu ambiente e de melhorar o seu desempenho através da aprendizagem. A melhoria do desempenho ocorre com o tempo de acordo com alguma medida preestabelecida. Uma rede neural aprende acerca do seu ambiente através de um processo iterativo de ajustes aplicados a seus pesos sinápticos e níveis de bias. Idealmente, a rede se torna mais instruída sobre o seu ambiente após cada iteração do processo de aprendizagem.

A aprendizagem de uma rede neural é um processo pelo qual os parâmetros livres de uma rede neural são adaptados através de um processo de estimulação pelo ambiente no qual a rede está inserida. O tipo de aprendizagem é determinado pela maneira pela qual a modificação dos parâmetros ocorre (MENDEL e McCLAREN, 1970).

De acordo com Haykin (2005), tendo por referência a definição do processo de aprendizagem de uma rede neural estabelecido por Mendel e McClaren (1970), o processo de aprendizagem implica em uma sequência de eventos: a) A rede neural é estimulada por um ambiente; b) A rede neural sofre modificações nos seus parâmetros livres como resultado

desta estimulação; e c) A rede neural responde de uma maneira nova ao ambiente, devido às modificações ocorridas na sua estrutura interna.

A habilidade de aprender a partir de exemplos é a propriedade mais interessante de uma rede neural e é realizada através de um processo iterativo de ajustes aplicados aos seus pesos sinápticos e limiares.

Para realizar um processo de aprendizagem é preciso se ter um modelo do ambiente no qual a rede neural vai operar, ou seja, precisa-se saber qual informação está disponível para a rede neural. Este modelo é conhecido como paradigma da aprendizagem. De forma geral, existem dois principais paradigmas de aprendizagem: supervisionado e não-supervisionado.

Na aprendizagem supervisionada, a rede deverá possuir pares de entrada e saída. Toda vez que uma entrada for apresentada à RNA, uma saída será obtida as saídas da rede neural são comparadas com as saídas desejadas, chamadas também de saídas-alvo, o que permite a obtenção do erro. Os pesos são então ajustados de forma a minimizar esse erro.

Na aprendizagem não-supervisionada, os pesos são determinados como resultado de um processo de auto-organização. As conexões com os pesos da rede não são executadas por um agente externo. A rede por si só decide qual saída é a melhor para uma determinada entrada e a partir daí se reorganiza.

Dentre os algoritmos usados para executar aprendizado supervisionado, o *Back-propagation* emergiu como o mais largamente usado e bem-sucedido algoritmo para treinamento de redes MLP (HAYKIN, 2005).

A aprendizagem de uma RNA do tipo MLP, com a implementação do Algoritmo *Back-propagation*, dá-se em duas fases:

- a) Fluxo da informação da entrada para saída da rede (para frente): nesta fase a ativação dos neurônios escondidos são propagadas para os neurônios de saída. Então os erros entre as saídas desejadas e as saídas da rede são calculados; e
- b) Fluxo da informação da saída em direção dos neurônios escondidos (para trás): nesta fase o erro é propagado para trás e os pesos, conectando diferentes níveis, são atualizados.

Considerando a perceptron multicamadas da Figura 5.8, o sinal de erro na saída do neurônio j , na iteração n (isto é, na apresentação do n ésimo padrão ou exemplo de treinamento) é definido pela Equação (5.22).

$$e_j(n) = d_j(n) - y_j(n) \quad (5.22)$$

Em que, o neurônio j é um nó de saída, $e_j(n)$ é o sinal do erro na saída do neurônio j para a iteração n , $d_j(n)$ refere-se a resposta desejada para o neurônio j e $y_j(n)$ refere-se ao sinal funcional que aparece na saída do neurônio j na iteração n .

A soma dos erros quadráticos na iteração n , considerando todos os neurônios de saída da RNA pertencentes ao conjunto C (inclui todos os neurônios da camada de saída da rede), é dada pela Equação (5.23).

$$E(n) = \frac{1}{2} \sum_{j \in C} e_j^2(n) \quad (5.23)$$

Considerando que N represente o número total de padrões (exemplos) contidos no conjunto de treinamento. Para todos os N padrões apresentados para a RNA, o erro quadrático médio é definido pela Equação (5.24).

$$E_{med} = \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N E(n) \quad (5.24)$$

O erro quadrático médio E_{med} é uma função de todos os parâmetros livres da RNA e representa a função custo que deve ser minimizada durante o processo de aprendizagem.

O sinal funcional $y_j(n)$ que aparece na saída do neurônio j na iteração n é dada pela Equação (5.25).

$$y_j(n) = g_j(v_j(n)) \quad (5.25)$$

O campo local induzido $v_j(n)$ produzido na entrada da função de ativação associada ao neurônio j é definido pelas Equações (5.26) e (5.27).

$$v_j(n) = \sum_{i=1}^m w_{ji}(n)y_i(n) + \theta_j \quad (5.26)$$

$$v_j(n) = \sum_{i=0}^m w_{ji}(n)y_i(n) \quad (5.27)$$

O algoritmo *back-propagation* aplica uma correção ao peso sináptico $w_{ji}(n)$ que é proporcional à derivada parcial dada pela Equação (5.28).

$$\frac{\partial E(n)}{\partial w_{ji}(n)} = \frac{\partial E(n)}{\partial e_j(n)} \frac{\partial e_j(n)}{\partial y_j(n)} \frac{\partial y_j(n)}{\partial v_j(n)} \frac{\partial v_j(n)}{\partial w_{ji}(n)} \quad (5.28)$$

Para o cálculo da derivada parcial $\frac{\partial E(n)}{\partial e_j(n)}$ usa-se a Equação (5.23), obtendo-se a Equação (5.29).

$$\frac{\partial E(n)}{\partial e_j(n)} = \frac{\partial \frac{1}{2} \sum_{j \in C} e_j^2(n)}{\partial e_j(n)} = e_j(n) \quad (5.29)$$

Para o cálculo de $\frac{\partial e_j(n)}{\partial y_j(n)}$ usa-se a Equação (5.22), obtendo-se a Equação (5.30).

$$\frac{\partial e_j(n)}{\partial y_j(n)} = \frac{\partial (d_j(n) - y_j(n))}{\partial y_j(n)} = -1 \quad (5.30)$$

Para o cálculo de $\frac{\partial y_j(n)}{\partial v_j(n)}$ usa-se a Equação (5.25), obtendo-se a Equação (5.31).

$$\frac{\partial y_j(n)}{\partial v_j(n)} = \frac{\partial g_j(v_j(n))}{\partial v_j(n)} = g'_j(v_j(n)) \quad (5.31)$$

Para o cálculo de $\frac{\partial v_j(n)}{\partial w_{ji}(n)}$ usa-se a Equação (5.27), obtendo-se a Equação (5.32).

$$\frac{\partial v_j(n)}{\partial w_{ji}(n)} = \frac{\partial (\sum_{i=0}^m w_{ji}(n)y_i(n))}{\partial w_{ji}(n)} = y_i(n) \quad (5.32)$$

Substituindo as Equações (5.29), (5.30), (5.31) e (5.32) na Equação (5.28), obtém-se a Equação (5.33).

$$\frac{\partial E(n)}{\partial w_{ji}(n)} = -e_j(n)g'_j(v_j(n))y_i(n) \quad (5.33)$$

A correção $\Delta w_{ji}(n)$ aplicada a $w_{ji}(n)$ é definida pela Equação (5.34).

$$\Delta w_{ji}(n) = -\eta \frac{\partial E(n)}{\partial w_{ji}(n)} \quad (5.34)$$

Em que, η é o parâmetro da taxa de aprendizagem do algoritmo de retropropagação. O uso do sinal negativo indica a descida do gradiente no espaço de pesos.

O gradiente local $\delta_j(n)$ do neurônio j na iteração n é dado pela Equação (5.35).

$$\delta_j(n) = -\frac{\partial E(n)}{\partial v_j(n)} = \frac{\partial E(n)}{\partial e_j(n)} \frac{\partial e_j(n)}{\partial y_j(n)} \frac{\partial y_j(n)}{\partial v_j(n)} = e_j(n)g'_j(v_j(n)) \quad (5.35)$$

De acordo com a Equação (5.35), pode-se definir o gradiente local $\delta_j(n)$ do neurônio j na iteração n , para o neurônio oculto j através da Equação (5.36).

$$\delta_j(n) = -\frac{\partial E(n)}{\partial v_j(n)} = -\frac{\partial E(n)}{\partial y_j(n)} \frac{\partial y_j(n)}{\partial v_j(n)} = -\frac{\partial E(n)}{\partial y_j(n)} g'_j(v_j(n)) \quad (5.36)$$

Em função da localização do neurônio j na rede neural, ou seja, se esse neurônio é um nó de saída ou um nó oculto, dois distintos casos podem ocorrer:

- a) Caso 1: O neurônio j é um nó de saída. Este caso é simples de se tratar, porque cada nó de saída da rede é suprido com uma resposta desejada particular, fazendo com que o cálculo do sinal de erro associado seja direto; e

- b) Caso 2: O neurônio j é um nó oculto. Apesar de os neurônios ocultos não serem acessíveis diretamente, eles compartilham a responsabilidade por qualquer erro cometido na saída da rede. A questão, entretanto, é saber como penalizar ou recompensar os neurônios ocultos pela sua parcela de responsabilidade.

Conforme pode ser observado na Figura 5.9, quando o neurônio j está localizado na camada de saída da rede, ele é suprido com uma resposta desejada particular. Neste caso, utiliza-se a Equação (5.22) para calcular o sinal do erro $e_j(n)$ associado a este neurônio. Tendo-se determinado $e_j(n)$, calcula-se diretamente o gradiente local $\delta_j(n)$, usando a Equação (5.35).

Quando um neurônio j está localizado em uma camada oculta da rede, não existe uma resposta desejada especificada para aquele neurônio. O sinal de erro para esse neurônio oculto deve ser determinado recursivamente em termos dos sinais de erro de todos os neurônios, aos quais o neurônio oculto está diretamente conectado.

Dessa forma, considerando a situação apresentada na Figura 5.10, que representa o neurônio j como um nó oculto da rede, e tendo por base a Equação (5.35), podemos redefinir o gradiente local $\delta_j(n)$ para um neurônio oculto j através da Equação (5.36).

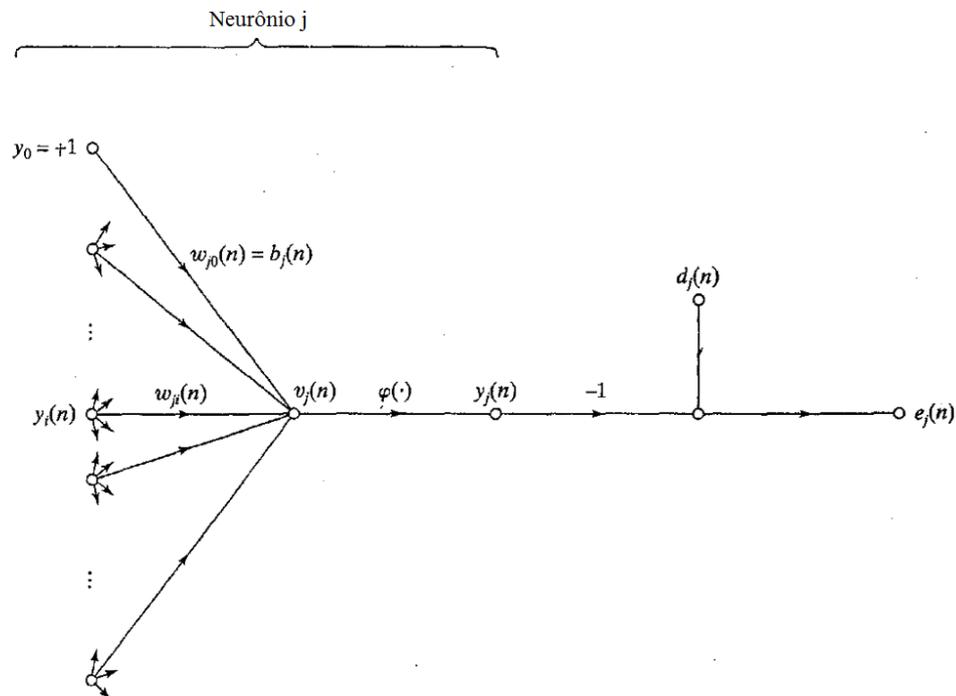


Figura 5.9: Fluxo de sinal, sendo o neurônio j um nó de saída

Fonte: Adaptado de Haykin (2005)

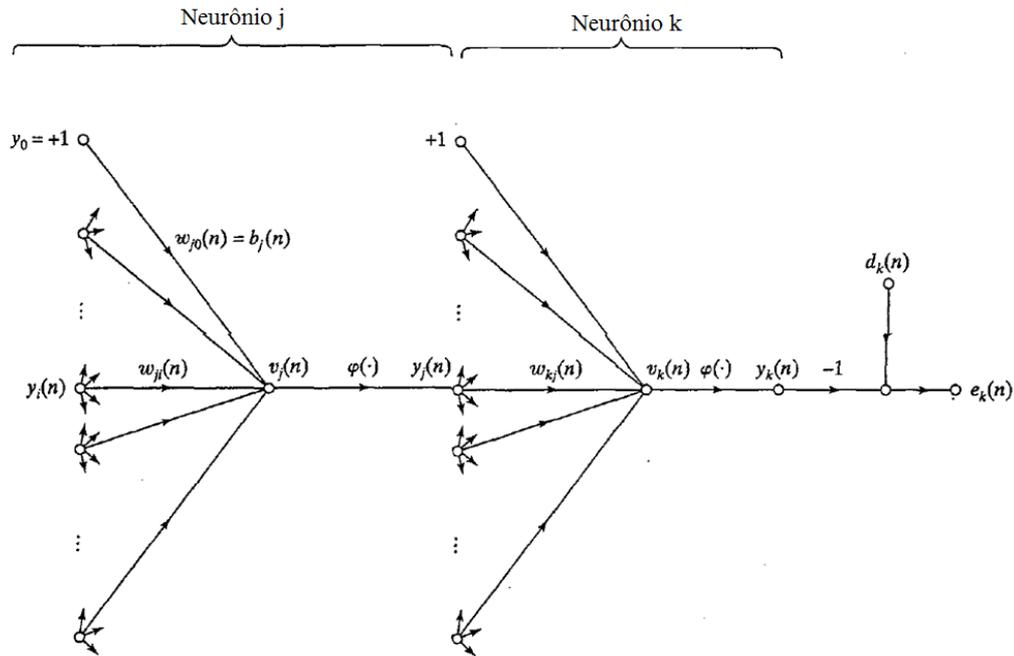


Figura 5.10: Fluxo de sinal, sendo o neurônio j um nó oculto

Fonte: Adaptado de Haykin (2005)

Considerando a camada de saída k , a soma dos erros quadráticos na iteração n é dada pela Equação (5.37).

$$E(n) = \frac{1}{2} \sum_{k \in C} e_k^2(n) \quad (5.37)$$

Para o cálculo de $\frac{\partial e_j(n)}{\partial y_j(n)}$ usa-se a Equação (5.37), obtendo-se a Equação (5.38).

$$\frac{\partial E(n)}{\partial y_j(n)} = \sum_k \frac{\partial E(n)}{\partial e_k(n)} \frac{\partial e_k(n)}{\partial y_j(n)} = \sum_k e_k(n) \frac{\partial e_k(n)}{\partial y_j(n)} = \sum_k e_k(n) \frac{\partial e_k(n)}{\partial v_k(n)} \frac{\partial v_k(n)}{\partial y_j(n)} = \quad (5.38)$$

Considerando o sinal funcional $y_k(n) = g_j(v_j(n))$ da Equação (5.25) aplicado ao neurônio de saída k na iteração n . Tendo por base a Figura 5.10 observa-se que:

$$e_k(n) = d_k(n) - y_k(n) = d_k(n) - g_k(v_k(n)) \quad (5.39)$$

$$\frac{\partial e_k(n)}{\partial v_k(n)} = -g'_k(v_k(n)) \quad (5.40)$$

O campo local induzido $v_k(n)$ aplicado ao neurônio de saída k na iteração n é dado pela Equação (5.41) e sua derivada parcial pela Equação (5.42).

$$v_k(n) = \sum_{j=0}^m w_{kj}(n)y_j(n) \quad (5.41)$$

$$\frac{\partial v_k(n)}{\partial y_j(n)} = w_{kj}(n) \quad (5.42)$$

Substituindo as Equações (5.40) e (5.42) na Equação (5.38), obtém-se:

$$\frac{\partial E(n)}{\partial y_j(n)} = - \sum_k e_k(n) g'_k(v_k(n)) w_{kj}(n) = - \sum_k \delta_k(n) w_{kj}(n) \quad (5.43)$$

Substituindo a Equação (5.43) na Equação (5.36), obtém-se a fórmula de retropropagação para o gradiente local $\delta_j(n)$ do neurônio oculto j na iteração n , através da Equação (5.44).

$$\delta_j(n) = - \frac{\partial E(n)}{\partial y_j(n)} g'_j(v_j(n)) = g'_j(v_j(n)) \sum_k \delta_k(n) w_{kj}(n) \quad (5.44)$$

Na Figura 5.11 é mostrada a representação por grafo de fluxo de sinal da Equação (5.44), assumindo que a camada de saída consista de neurônios m_L . O símbolo m_L representa o tamanho, isto é o número de nós da camada l .

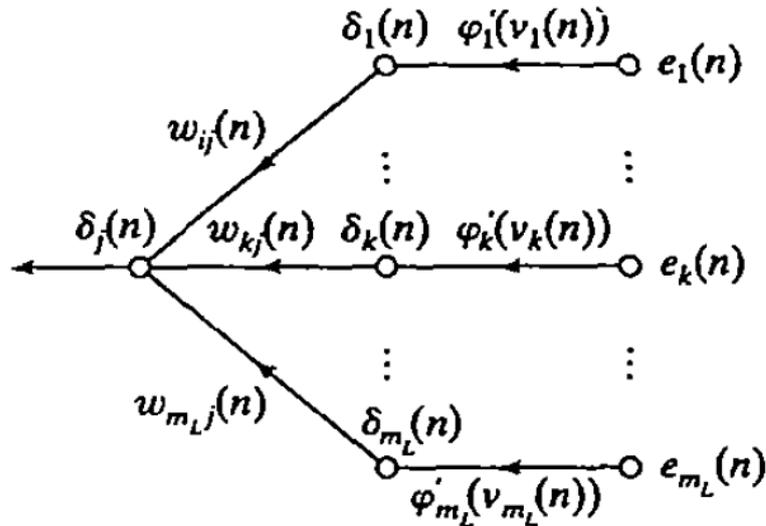


Figura 5.11: Retropropagação dos sinais de erro

Fonte: Adaptado de Haykin (2005)

O fator $g'_j(v_j(n))$ envolvido no cálculo do gradiente local $\delta_j(n)$ da Equação (5.44) depende unicamente da função de ativação associada ao neurônio oculto j . Se o neurônio j é um nó de saída, $\delta_j(n)$ é igual ao produto da derivada $g'_j(v_j(n))$ pelo sinal de erro $e_j(n)$, ambos sendo associados ao neurônio j , como mostra a Equação (5.35). Se o neurônio j é um nó oculto, $\delta_j(n)$ é igual ao produto da derivada associada $g'_j(v_j(n))$ pela soma ponderada dos $\delta_k(n)$ calculados para os neurônios na próxima camada oculta ou camada de saída que estão conectados ao neurônio j , de acordo com a Equação (5.44).

Segundo Haykin (2005) a correção $\Delta w_{ji}(n)$ aplicada ao peso sináptico conectando o neurônio i ao neurônio j é definida pela regra delta. O gradiente local $\delta_j(n)$ depende se o neurônio j é um nó de saída ou se é um nó oculto. A Equação (5.45) mostra a regra delta.

$$\begin{pmatrix} \text{correção} \\ \text{do peso} \\ \Delta w_{ji}(n) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \text{parâmetro} \\ \text{da taxa de} \\ \text{aprendizado } \eta \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \text{gradiente} \\ \text{local} \\ \delta_j(n) \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \text{sinal de entrada} \\ \text{do neurônio } j \\ y_i(n) \end{pmatrix} \quad (5.45)$$

De acordo com Haykin (2005) o aprendizado da rede resulta de muitas apresentações de um determinado conjunto de exemplos de treinamento para o perceptron de

múltiplas camadas. A apresentação completa do conjunto de treinamento inteiro é denominada uma época. O processo de aprendizagem é mantido em uma base de época em época até que os pesos sinápticos e os níveis de bias se estabilizarem e o erro médio quadrado sobre todo o conjunto de treinamento venha a convergir para um valor mínimo. É usual tornar aleatória a ordem de apresentação dos exemplos de treinamento, de uma época para a seguinte.

A aprendizagem por retropropagação, para um mesmo conjunto de treinamento, pode dar-se de dois modos: a) Modo Sequencial, onde a atualização do peso é realizada após a apresentação de cada padrão de treinamento (exemplo), requerendo menos memória; e b) Modo por Lote, onde a atualização do peso é realizada após a apresentação de todos os padrões de treinamento que constituem uma época, requerendo mais memória (HAYKIN, 2005).

A abordagem por padrão pelo modo sequencial é geralmente mais rápida, principalmente se o conjunto de treinamento for grande. Uma outra vantagem desta técnica é que ela requer menos memória. Na abordagem por lote o treinamento é menos influenciado pela ordem de apresentação dos padrões, mas ela pode ser lenta se o conjunto de treinamento for grande. Uma outra desvantagem é que ela requer mais memória (HAYKIN, 2005).

Quanto menor for o valor da taxa de aprendizado, menor serão as variações dos pesos sinápticos de uma iteração para outra, e mais suave será a trajetória no espaço de pesos – aprendizado lento. Quanto maior for o valor da taxa de aprendizado, maiores serão as variações dos pesos sinápticos de uma iteração para outra, o que torna a rede instável (HAYKIN, 2005).

O critério de parada do treinamento da rede pode dar-se de três maneiras: pelo número de ciclos de treinamento, onde o treinamento termina após a execução de um dado número de ciclos ou épocas de treinamento; pelo valor do erro, onde o treinamento termina quando valor do erro é menor ou igual a um dado valor previamente definido; e pelo critério de validação, onde o treinamento termina quando o erro, no conjunto de validação, para de decrescer.

5.2.4 Modelo Chuva-Vazão RNA

A transformação de chuva em vazão foi feita através de um modelo RNA tipo *Multi-Layer Perceptron* (MLP) com a utilização do algoritmo *Backpropagation* (MLP-BP). As

RNA compunham-se de três camadas, sendo uma de entrada, uma escondida e uma de saída. Os neurônios da camada intermediária possuem função de transferência do tipo sigmoide e camada de saída com função linear.

A operacionalização da metodologia RNA foi feita com a utilização de algoritmos e funções implementados no *software* MATLAB® - 2014b, que é uma linguagem de alto nível e um ambiente interativo para computação e programação, desenvolvida pela *MathWorks*.

As etapas do processo de modelagem, que possibilitou, nas estações de interesse do SOUMA, a transformação de chuva em vazão, através da utilização de cada uma das RNA dos modelos da Tabela 5.2, são apresentadas na Figura 5.12.

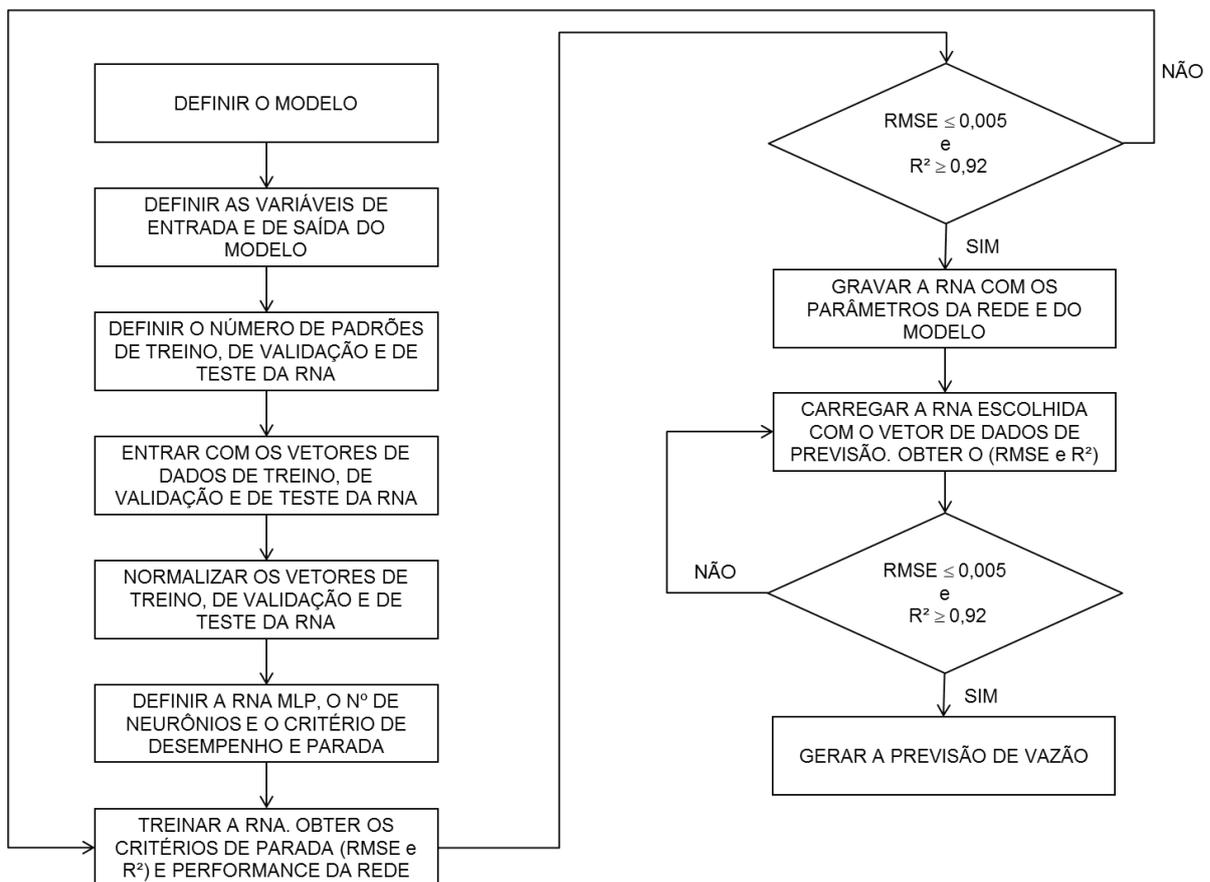


Figura 5.12: Etapas do modelo RNA chuva-vazão

Para a escolha da melhor arquitetura RNA, foram criados, em função das características das variáveis do vetor de entrada da RNA, cinco diferentes grupos de modelo. Esses grupos de modelo expressaram relações entre dados do vetor de entrada da rede e do vetor de saída, conforme é mostrado na Tabela 5.1. As variáveis adotadas para o vetor de

entrada, tiveram como critério de escolha a utilização de princípios comumente utilizados em hidrologia, que consistem em gerar vazões a partir de dados de precipitação e de evaporação.

Tabela 5.1: Entradas e saídas das RNA do modelo chuva-vazão

Modelo	Variáveis do Vetor de Entrada	Variável do Vetor de Saída
MCV1	$P_i(t), P_j(t) e P_k(t)$	$Q_1(t)$
MCV2	$P_i(t), P_j(t), P_k(t) e EV_m(t)$	$Q_2(t)$
MCV3	$P_i(t-1), P_j(t-1), P_k(t-1), (P_i(t) + P_j(t) + P_k(t)) e EV_m(t)$	$Q_3(t)$
MCV4	$P_i(t), P_j(t), P_k(t), (P_i(t) + P_j(t) + P_k(t)) e Q_i(t-1)$	$Q_4(t)$
MCV5	$P_i(t), P_j(t), P_k(t), (P_i(t) + P_j(t) + P_k(t)), EV_m(t) e Q_i(t-1)$	$Q_5(t)$

Em que:

- $P_i(t), P_j(t) e P_k(t)$: São as precipitações no mês t nas estações $i, j e k$;
- $EV_m(t)$: É a evapotranspiração média no mês t nas estações $i, j e k$;
- $P_i(t-1), P_j(t-1) e P_k(t-1)$: São as precipitações no mês $(t-1)$ nas estações $i, j e k$;
- $(P_i(t) + P_j(t) + P_k(t))$: É o somatório das precipitações no mês t nas estações $i, j e k$;
- $Q_i(t-1)$: É a vazão no mês $(t-1)$ na estação i ; e
- $Q_1(t), Q_2(t), Q_3(t), Q_4(t) e Q_5(t)$: São as vazões simuladas pelos modelos MCV1, MCV2, MCV3, MCV4 e MCV5, respectivamente, em um dado mês t .

Na Figura 5.13 é mostrada a arquitetura das RNA que compõem cada um dos grupos de modelo referenciados na Tabela 5.1. Em que, n_1 é o número de variáveis do vetor de entrada; n_2 é o número de neurônios na camada escondida; n_3 é o número de neurônios na camada de saída e n_4 é o número de variáveis do vetor de saída.

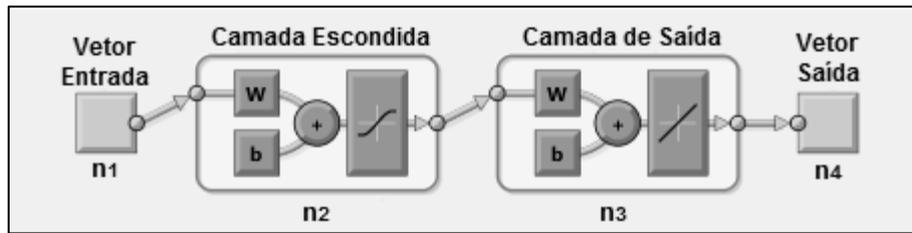


Figura 5.13: Arquitetura da RNA dos modelos chuva-vazão

Tendo por base as características das variáveis do vetor de entrada de cada um dos grupos de modelo da Tabela 5.1, na Tabela 5.2 é apresentada, em função da variação do número de neurônios na camada escondida n_2 , a topologia de cada uma das 20 RNA que foram treinadas e validadas, tendo como critério de parada um *Mean Square Error* (MSE) máximo de 0,004 e um *Regression Coefficient* (R^2) mínimo de 0,92, para a simulação das vazões nos postos fluviométricos de interesse ao SOUMA.

Tabela 5.2: Características das arquiteturas das RNA dos modelos chuva-vazão

Modelo	n_1	n_2	n_3	n_4	$Q_{Simulada}$
MCV1-5N	3	5	1	1	Q_1 -MCV1-5N
MCV1-8N	3	8	1	1	Q_1 -MCV1-8N
MCV1-10N	3	10	1	1	Q_1 -MCV1-10N
MCV1-15N	3	15	1	1	Q_1 -MCV1-15N
MCV2-5N	4	5	1	1	Q_2 -MCV1-5N
MCV2-8N	4	8	1	1	Q_2 -MCV2-8N
MCV2-10N	4	10	1	1	Q_2 -MCV2-10N
MCV2-15N	4	15	1	1	Q_2 -MCV2-15N
MCV3-5N	5	5	1	1	Q_3 -MCV2-5N
MCV3-8N	5	8	1	1	Q_3 -MCV3-8N
MCV3-10N	5	10	1	1	Q_3 -MCV3-10N
MCV3-15N	5	15	1	1	Q_3 -MCV3-15N
MCV4-5N	5	5	1	1	Q_4 -MCV3-5N
MCV4-8N	5	8	1	1	Q_4 -MCV4-8N
MCV4-10N	5	10	1	1	Q_4 -MCV4-10N
MCV4-15N	5	15	1	1	Q_4 -MCV4-15N
MCV5-5N	6	5	1	1	Q_5 -MCV4-5N
MCV5-8N	6	8	1	1	Q_5 -MCV5-8N
MCV5-10N	6	10	1	1	Q_5 -MCV5-10N
MCV5-15N	6	15	1	1	Q_5 -MCV5-15N

As RNA dos 20 modelos apresentados na Tabela 5.2 foram treinadas mediante a aplicação do algoritmo de otimização de *Levenberg-Maquardt*, que é uma variação do algoritmo *backpropagation* e uma boa técnica de aproximação de relações não-lineares. Durante o processo de treinamento das RNA, seus pesos e vieses foram ajustados até que o algoritmo de treinamento alcance algum critério de parada.

No processo de treinamento das RNA foi usado o método da validação cruzada, que utiliza um conjunto de dados independente para determinar o ponto de parada ótimo durante o treinamento, de forma a minimizar especialmente os riscos de super ajustamento (SAJIKUMAR e THANDAVESWARA, 1999).

O conjunto de dados foi dividido em três subconjuntos independentes, isto é, um conjunto para ajustar os pesos durante o treinamento, um conjunto para a validação e um conjunto para a verificação ou teste. Para cada modelo da Tabela 5.2, os dados utilizados na implementação algoritmo *backpropagation*, foram divididos em três subconjuntos:

- a) Treinamento: Na fase de treinamento da RNA foram utilizados 504 (quinhentos e quatro) padrões de entrada, tendo por base as características das variáveis dos vetores de entrada de cada modelo da Tabela 5.2;
- b) Validação: Na validação da RNA foram implementados 420 (quatrocentos e vinte) padrões de entrada, de acordo com as características dos vetores de entrada de cada modelo da Tabela 5.2; e
- c) Teste: No teste da RNA foram aferidos 24 (vinte e quatro) padrões de entrada de vazão em estações fluviométricas de interesse. O detalhamento das fases de treino, validação e teste das RNA, em função do número de padrões definidos para cada uma das fases, para as 20 arquiteturas RNA definidas na Tabela 5.2, é apresentado na Figura 5.14.

O detalhamento das fases de treino, validação e teste das RNA, é apresentado na Figura 5.14, em função do número de padrões definidos para cada uma das fases, para as 20 arquiteturas RNA que são apresentadas na Tabela 5.2.

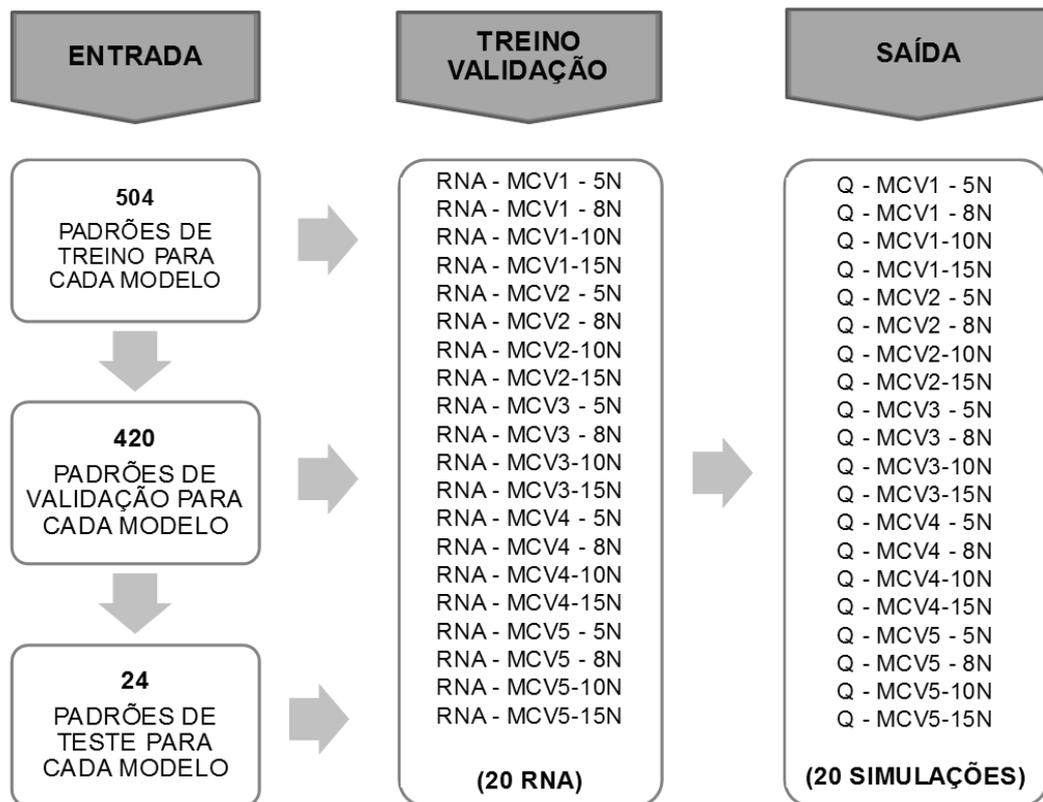


Figura 5.14: Processo de treinamento e validação das RNA

Como na maior parte dos modelos chuva-vazão RNA, observamos que os valores das variáveis dos vetores de entrada encontram-se fora dos limites máximo e mínimo do intervalo $[-1,1]$ das funções de transferência, uma transformação da escala real para uma escala compatível com a função de transferência utilizada é necessária. Essa transformação foi obtida através da utilização de técnicas de normalização. O critério de normalização aplicado aos valores de entrada das funções de transferência foi o apresentado na Equação (5.46).

$$x_{i \text{ norm}} = \frac{(x_i - x_{\min})}{(x_{\max} - x_{\min})} (L_{\max} - L_{\min}) + L_{\min} \quad (5.46)$$

Em que, x_i é o valor i do vetor de entrada da RNA a ser normalizado; $x_{i \text{ norm}}$ é o valor i do vetor de entrada já normalizado; x_{\max} é o valor máximo do vetor de entrada; x_{\min} é o valor mínimo do vetor de entrada; L_{\max} é o valor máximo da escala de normalização e L_{\min} é o valor mínimo da escala de normalização.

No presente trabalho as RNA foram treinadas e validadas com valores normalizados, foi adotado o intervalo $[0, 1]$ como valor mínimo (L_{min}) e valor máximo (L_{max}) da escala de normalização utilizada.

Segundo Valença *et al.* (2005a, b) todas as variáveis de entrada devem ser normalizadas para assegurar que elas recebam igual atenção durante o processo de treinamento. Neste estudo os dados de treino, validação e teste da RNA foram normalizados tendo por base o intervalo $[0, 1]$ com a adoção de transformação linear.

5.2.5 Calibração e Validação do Modelo

Para a calibração e a validação de todas as RNA utilizadas nos modelos apresentados na Tabela 5.2, foi utilizada uma função objetivo que teve como coeficientes de desempenho o coeficiente de determinação R^2 ou de Nash e Sutcliffe e o RMSE (*Root Mean Square Error*) ou raiz do erro relativo quadrático médio.

Os critérios de desempenho de Nash Sutcliffe – R^2 e da raiz do erro quadrático médio – RMSE são dados pelas Equações (5.47) e (5.48), respectivamente.

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{t=1}^n (Q_t - \hat{Q}_t)^2}{\sum_{t=1}^n (Q_t - \bar{Q})^2} \quad (5.47)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{t=1}^n \left(\frac{Q_t - \hat{Q}_t}{Q_t} \right)^2}{n}} \quad (5.48)$$

Em que, n é o número de vazões observadas, Q_t é a vazão observação no mês t , \hat{Q}_t é a vazão simulada pelas RNA no mês t e \bar{Q} é a média das n vazões observadas.

O coeficiente de determinação R^2 mede a qualidade do modelo de RNA em relação à sua capacidade de estimar corretamente valores da variável resposta \hat{Q}_t , indicando quanto da variância de \hat{Q}_t é explicada pela variância de Q_t . Quanto mais próximo for o modelo, mais próximo de 1 deverá ser o valor de R^2 .

O RMSE é uma indicação do quanto as vazões simuladas por cada modelo de RNA \hat{Q}_t variam em relação às vazões observadas de referência Q_t , onde quanto mais próximo de zero, maior é a qualidade das vazões simuladas pela RNA.

5.3 Módulo de Gerenciamento de Usos Múltiplos da Água

O gerenciamento de usos múltiplos da água na operação de reservatórios em aproveitamentos hidrelétricos, foi feita através de um modelo de otimização e de minimização de conflitos de usos, baseado em parâmetros de geração de energia e de despachos e na parametrização de cenários: de afluências hidrológicas; de afluências climáticas; de condições de navegabilidade; de retiradas consuntivas; de descargas ambientais e de controle de enchente.

Metodologias de otimização com programação não linear foram aplicadas ao gerenciamento de usos múltiplos da água, em função da operação de reservatórios, com a maximização e/ou minimização de funções objetivo que contemplaram não apenas a geração de energia, como também o atendimento racional de demandas consuntivas e não consuntivas da água e a manutenção de condições de navegabilidade e de limites de enchente a jusante de AHE.

Apresenta-se a seguir a metodologia adotada no dimensionamento hidroenergético de aproveitamentos hidrelétricos e no desenvolvimento e implementação do módulo de gerenciamento de usos e na composição dos cenários de análise.

Esse módulo apresenta como principal direcionamento a minimização de conflitos entre geração de energia e condições de navegabilidade a jusante de barramentos, que é hoje bastante impactada em rios da Amazônia em funções de empreendimentos de AHE.

5.3.1 Dimensionamento Hidroenergético de AHE

Para a representação e modelagem de sistemas de geração de energia em AHE, um conjunto de equações matemáticas precisam ser definidas, com base em parâmetros associados à operação, de forma que funções de geração de energia sejam definidas através do balanceamento do sistema e da mensuração de variáveis como: cota, área e volume do reservatório; vazão defluente, turbinada e vertida; nível de jusante; queda bruta e engolimento das turbinas (Figura 5.15).

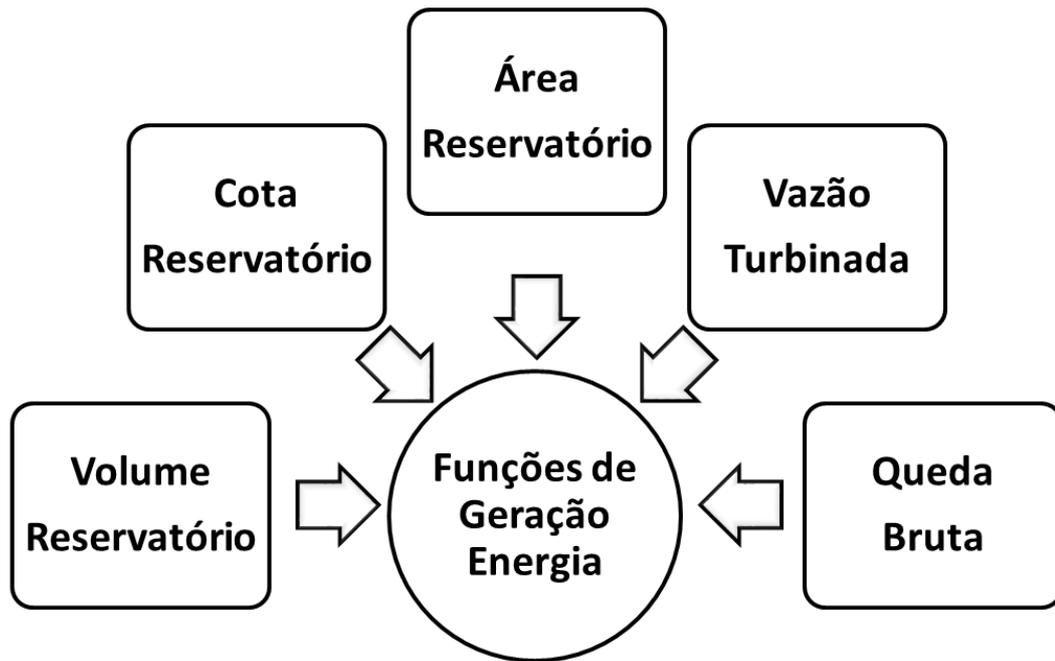


Figura 5.15: Variáveis da função de geração de energia em AHE

Na Figura 5.16 são mostradas, em uma seção hipotética de um AHE, as variáveis que compõem a formulação de funções de geração de energia utilizadas em dimensionamentos energéticos de usinas hidrelétricas.

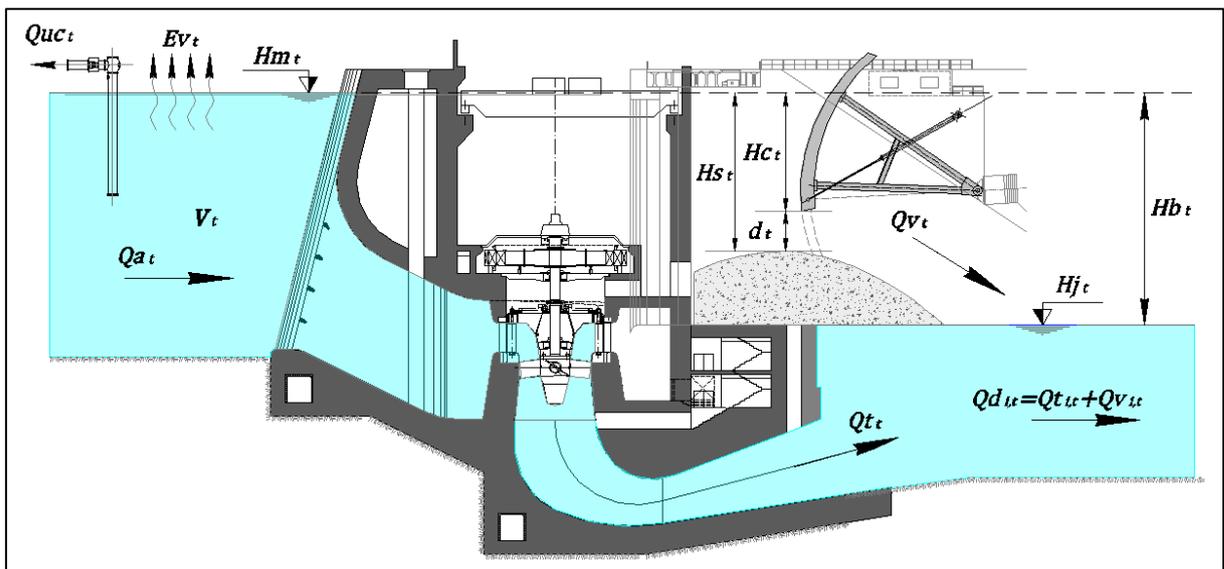


Figura 5.16: Seção esquemática de uma unidade geradora de um AHE

Fonte: Adaptado de ELETROBRAS/CENEC WORLEYPARSONS (2014)

Em que:

- V_t é o volume armazenado no reservatório no intervalo t ;
- Qa_t é a vazão afluente ao reservatório do AHE no intervalo t ;
- Ev_t é a perda por evaporação no reservatório do AHE no intervalo t ;
- A_t é a área do reservatório no intervalo t ;
- Hm_t é o nível de água do reservatório a fio d'água no intervalo t ;
- Hs_t é o desnível entre a cota da soleira do vertedouro e o nível de água do reservatório no intervalo t ;
- Hc_t é o desnível entre a cota inferior da comporta do vertedouro e o nível de água do reservatório no intervalo t ;
- d_t é a abertura da comporta do vertedouro no intervalo t ;
- Quc_t é a vazão retirada para uso consuntivo no intervalo t ;
- Qt_t é a vazão turbinada pelo AHE no intervalo t ;
- Qv_t é a vazão vertida pelo AHE no intervalo t ;
- Qd_t é a vazão defluente no AHE no intervalo t ;
- Hj_t é o nível de água a jusante do AHE no intervalo t ;
- Hb_t é a queda bruta média do AHE no intervalo t ; e
- P_t é a energia gerada pelo AHE no intervalo t .

A caracterização das defluências; dos turbinamentos; dos níveis de água a montante e a jusante do barramento e das áreas do reservatório foi feita através dos polinômios característicos do AHE, que definiram formulações paramétricas entre: cota e volume do reservatório; volume e área do reservatório; vazão defluente e cota do nível de água a jusante do AHE; e queda bruta e engolimento das turbinas. As Equações (5.49), (5.52), (5.50) e (5.51) apresentam as formulações adotadas aos polinômios.

$$Hm_t = \sum_{k=1}^n a_k \cdot V_t^k \quad (5.49)$$

$$Hj_t = \sum_{k=1}^n b_k \cdot Qd_t^k \quad (5.50)$$

$$Qt_t = \sum_{k=1}^n c_k \cdot Hb_t^k \quad (5.51)$$

$$A_t = \sum_{k=1}^n d_k \cdot V_t^k \quad (5.52)$$

Em que:

- Hm_t é o nível de água a montante do AHE a fio d'água no intervalo t ; e
- V_t é o volume armazenado no reservatório no intervalo t ;
- A_t é a área do reservatório no intervalo t ;
- Hj_t é o nível de água a jusante do AHE no intervalo t ;
- Qa_t é a vazão afluyente ao reservatório do AHE no intervalo t ;
- Qt_t é a vazão turbinada pelo AHE no intervalo t ; e
- Hb_t é a queda bruta média do AHE no intervalo t .
- k são os índices dos polinômios característicos do AHE;
- n são os valores máximos dos índices dos polinômios característicos do AHE;
- a_k são os coeficientes do polinômio da equação do nível de água do reservatório do AHE em função do volume armazenado;
- b_i são os coeficientes do polinômio da equação no nível de água no canal de fuga de jusante do AHE em função da vazão defluente;
- c_i são os coeficientes do polinômio da curva de engolimento das turbinas, que relaciona a vazão turbinada em função da queda bruta do AHE; e
- d_i são os coeficientes do polinômio da área do reservatório do AHE em função do volume armazenado.

Para o dimensionamento de usinas hidrelétricas uma das variáveis de maior importância é a vazão afluyente ao reservatório de AHE. A flutuabilidade das afluências, determinada por variantes climáticas e hidrológicas, leva a construção de reservatórios que tem a função de regularizar e de manter vazões afluyentes mínimas à geração de energia, mesmo em períodos severos de estiagem de anos secos.

A capacidade de armazenamento de reservatórios é limitada, pois em sua grande maioria, esses não absorvem a manutenção de defluências médias a gerações significativas de energia por um longo período de tempo em anos secos. Logo, visando à conservação de taxas

de geração de energia mínimas e capazes de viabilizar econômica e ambientalmente a construção de usinas hidrelétricas, o dimensionamento de AHE é realizado com base em afluências que permitam uma geração média de energia nos períodos críticos de operação do sistema.

Define-se como crítico, o período em que reservatórios, partindo cheios e sem reenchimentos totais intermediários, sejam deplecionados ao máximo. A energia gerada dentro do período crítico é chamada de energia firme ou carga crítica do sistema (ELETROBRAS, 2009).

Para o dimensionamento de usinas hidrelétricas, deve ser utilizado o direcionamento proposto no Modelo de Simulação a Usinas Individualizadas (MSUI) da ELETROBRAS. A energia firme do AHE deve ser considerada como sendo a média gerada no período crítico do Sistema Interligado Nacional (SIN), o qual se inicia em junho de 1949 e termina em novembro de 1956 (MME, 2004).

Na Figura 5.17 é mostrado um exemplo, para um reservatório hipotético, de um período crítico adotado pelo SIN, onde se observa o intervalo compreendido entre armazenamento e deplecionamento máximos, no período de junho de 1949 a novembro de 1956.

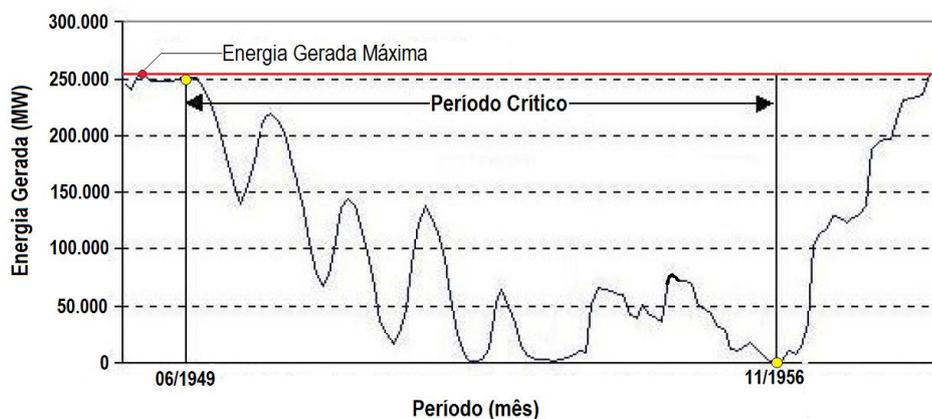


Figura 5.17: Exemplo de período crítico – SIN

Fonte: Adaptado de MME/EPE (2008)

No dimensionamento de usinas hidrelétricas uma das principais grandezas a serem mensuradas é a energia firme ou carga crítica do sistema. Através da carga crítica do sistema a potência instalada, a energia secundária, a ponta garantida e a motorização do sistema podem ser dimensionadas. As etapas a serem seguidas no cálculo da carga crítica são apresentadas a seguir.

- Obter as vazões afluentes ao reservatório;
- Obter as vazões afluentes no período crítico definido pelo SIN;
- Calcular a vazão média no período junho de 1949 a novembro de 1956;
- Definir o nível de água máximo no reservatório;
- Calcular os níveis de água a jusante para cada afluência do período junho de 1949 a novembro de 1956;
- Calcular as quedas brutas, em relação ao nível de água máximo do reservatório, para cada afluência do período junho de 1949 a novembro de 1956;
- Calcular a queda de referência, correspondente a queda bruta com permanência de 95% no período junho de 1949 a novembro de 1956;
- Obter o fator de reserva do sistema ou índice de disponibilidade das máquinas; e
- Calcular a energia firme.

A energia firme ou carga crítica do sistema foi obtida através da Equação (5.53).

$$E_f = g \cdot \rho \cdot \eta \cdot Hr_{95\%} \cdot Q_{am_{pc}} \cdot Id \cdot 10^{-6} \quad (5.53)$$

Em que:

- E_f é a energia firme ou carga crítica do sistema (MW);
- g é a aceleração da gravidade (m/s^2);
- ρ é o peso específico da água (Kg/m^3);
- η é o rendimento do conjunto turbina-gerador;
- $Hr_{95\%}$ é a queda bruta de referência, com permanência de 95% no período crítico do SIN (m);
- $Q_{am_{pc}}$ é a vazão afluente média no período crítico do SIN (m^3/s); e
- Id é o índice de disponibilidade das máquinas.

A potência instalada de um sistema estabelece a quantidade de energia máxima que pode ser gerada e, conseqüentemente, o nível de motorização do AHE. A potência instalada do sistema foi definida através da Equação (5.54).

$$P_{inst} = \frac{g \cdot \rho \cdot \eta \cdot Hr_{95\%} \cdot Qam_{pc} \cdot Id \cdot 10^{-6}}{Fcap_r} \quad (5.54)$$

Em que:

- P_{inst} é a potência instalada do AHE (MW);
- g é a aceleração da gravidade (m/s^2);
- ρ é o peso específico da água (Kg/m^3);
- η é o rendimento do conjunto turbina-gerador;
- $Hr_{95\%}$ é a queda bruta de referência, com permanência de 95% no período crítico do SIN (m);
- Qam_{pc} é a vazão afluente média no período crítico do SIN (m^3/s);
- Id é o índice de disponibilidade das máquinas; e
- $Fcap_r$ é o fator de capacidade de referência.

O fator de capacidade corresponde a relação entre a energia firme de uma usina, em relação ao período crítico definido pelo SIN e a capacidade de geração máxima de energia. Como valor inicialmente arbitrado, é comum em estudos de dimensionamento de aproveitamentos hidrelétricos, a adoção de um fator de capacidade de referência da ordem de 50% a 55% (MME/EPE, 2008).

A energia gerada em AHE sempre estará compreendida entre os valores aferidos para a energia firme e a potência instalada da usina. É comum, em função de características metodológicas conservadoras empregadas no cálculo da energia firme, que a energia gerada em um dado instante seja superior a energia firme. A diferença entre a energia média gerada e a energia firme, quando essa é maior que a energia firme, denomina-se energia secundária.

A energia secundária vem a ser a energia gerada além da energia firme, onde, em função de sua sazonalidade e não garantia de geração, pode variar sensivelmente ao longo do tempo. Em períodos de estiagem, onde praticamente não há sobras de energia, uma vez que as aflúncias se aproximam daquelas do período crítico, a energia secundária é quase nula. Já nos períodos úmidos, onde há excesso de água, os valores da energia secundária tendem a se maximizar.

Em função de variâncias sazonais de aflúncias, que suscitam incertezas em sua geração, a energia secundária apresenta um valor econômico inferior ao da energia firme. Para

diminuir a caracterização de benefício marginal, imputado a energia secundária, é comum a implantação de parques termoelétricos que complementam déficits existentes na geração de energia secundária.

A energia secundária de um AHE, em um dado intervalo de tempo, foi obtida através da Equação (5.55).

$$Es_t = (Hb_t \cdot Qt_t - Hr_{95\%} \cdot Qam_{pc}) \cdot g \cdot \rho \cdot \eta \cdot Id \cdot 10^{-6} \quad (5.55)$$

Em que:

- Es_t é a energia secundária gerada no AHE no intervalo t (MW);
- g é a aceleração da gravidade (m/s^2);
- ρ é o peso específico da água (Kg/m^3);
- η é o rendimento do conjunto turbina-gerador;
- Hb_t é a queda bruta média do AHE no intervalo t (m);
- Qt_t é a vazão turbinada pelo AHE no intervalo t (m^3/s);
- $Hr_{95\%}$ é a queda bruta de referência, com permanência de 95% no período crítico do SIN (m);
- Qam_{pc} é a vazão afluente média no período crítico do SIN (m^3/s); e
- Id é o índice de disponibilidade das máquinas.

A queda bruta ou estática de um AHE é determinada subtraindo a elevação do nível de água de jusante da elevação do nível de água do reservatório. Durante a operação da usina, os níveis de água do reservatório e de jusante variam e não permanecem constantes, logo a queda bruta instantânea do sistema também varia. Em projetos de AHE operados a fio d'água a elevação do reservatório se mantém praticamente constante. Em reservatórios de armazenamento, a elevação pode variar conforme o reservatório é regulado para atender a geração de energia hidráulica e a outras exigências de descarga.

O nível de água de jusante do AHE é função da vazão defluente, da geometria do canal de fuga e de efeitos de remanso. Turbinas hidráulicas, comumente, operam com um padrão de variação sazonal e limitado de queda bruta. A relação entre a queda bruta máxima e a queda bruta mínima não deve exceder a 50%. Essa fluutuabilidade de desnível entre o nível

de água do reservatório e o nível de água de jusante reflete diretamente na geração de energia e no tipo de turbina.

Quando a vazão turbinada é menor do que a vazão mínima necessária a prover o gerador com uma potência igual a sua capacidade instalada, afere-se que a turbina limita a operação do conjunto turbina-gerador. Quando a queda líquida é superior à queda de referência, o gerador limita a operação do conjunto turbina-gerador. Nesta situação, é comum que o distribuidor seja fechado para que a potência fornecida ao gerador não seja superior à potência instalada do mesmo. A Figura 5.18 mostra as duas possíveis situações de operação do sistema.

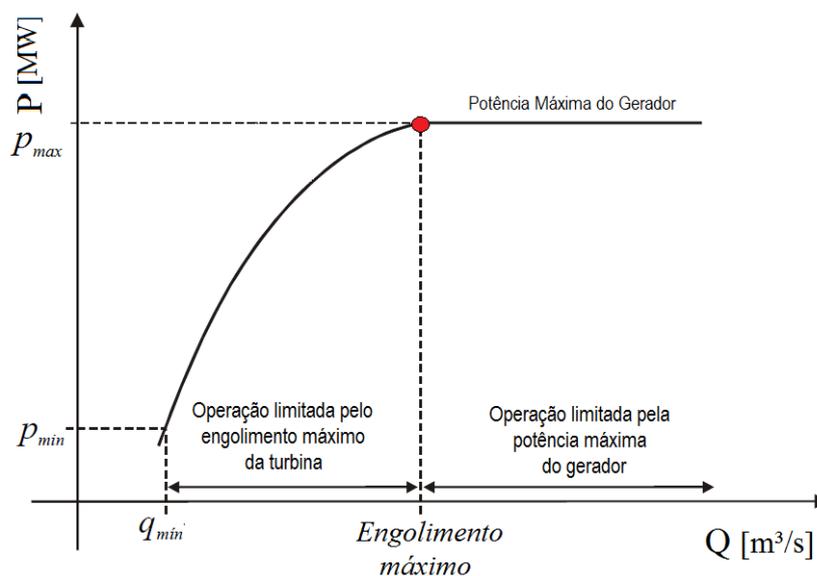


Figura 5.18: Situações de operação do sistema em relação ao engolimento e potência máximos

Fonte: Adaptado de ASCE (1985)

A queda bruta líquida mínima necessária para que a turbina, com o distribuidor totalmente aberto, consiga suprir o gerador com sua potência instalada é a chamada queda de referência. Assim sendo, a vazão que é turbinada quando essa está submetida à queda de referência, com o distribuidor totalmente aberto, que corresponde a máxima vazão turbinada, é chamada de vazão de referência ou engolimento efetivo.

Após o cálculo da energia firme, da potência instalada e da energia secundária, em função das afluições e da queda de referência, a turbina do AHE pode ser escolhida. Existem basicamente dois tipos de turbinas hidráulicas: turbinas de ação, onde a conversão da energia hidráulica em mecânica ocorre com o escoamento no rotor à pressão constante e turbinas de reação, em que a pressão no rotor varia durante a conversão hidromecânica de energia.

Para o dimensionamento das unidades geradoras de uma usina hidrelétrica, a obtenção da rotação específica das turbinas é de fundamental importância, pois é através dela e do conhecimento da curva-colina ou da curva característica da turbina a ser empregada, que se obtém a geometria do rotor, a rotação síncrona e as características e o número de polos do gerador. A Figura 5.19 mostra um exemplo de uma curva-colina de uma turbina Kaplan para diversas faixas de rendimento e de abertura do distribuidor.

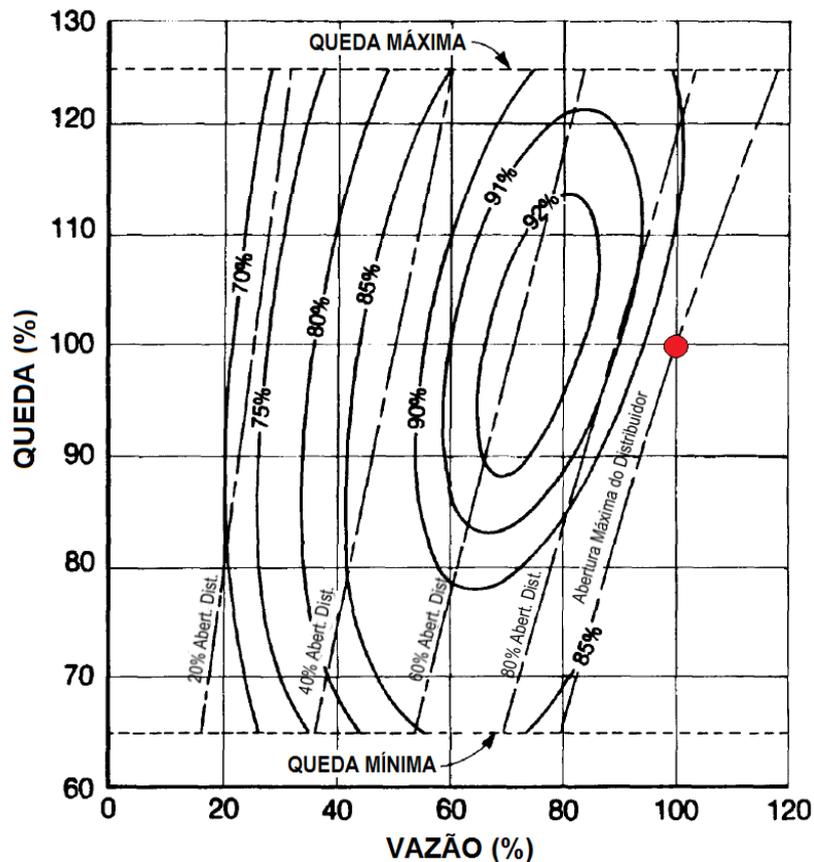


Figura 5.19: Curva característica de uma turbina Kaplan

Fonte: Adaptado de ASCE (1985)

O conhecimento da rotação do gerador, que comporá o conjunto turbina-gerador das diversas unidades geradoras do AHE, é de fundamental importância na etapa de escolha da turbina, uma vez que a faixa de rotação deverá ser compatível com a frequência do sistema de transmissão. Como a frequência do sistema elétrico brasileiro é de 60 Hz, a rotação síncrona do gerador é determinada pela Equação (5.56). A rotação específica da turbina a ser empregada foi definida pela Equação (5.57).

$$n = \frac{3600}{Z_p} \quad (5.56)$$

Em que:

- n é a rotação síncrona do gerador (rpm); e
- Z_p é o número de par de polos do gerador.

$$n_{esp} = 3. n. \frac{Qt_t^{1/2}}{Hb_t^{3/4}} \quad (5.57)$$

Em que:

- n é a rotação síncrona do gerador (rpm);
- Qt_t é a vazão turbinada pelo AHE no intervalo t (m³/s); e
- Hb_t é a queda bruta média do AHE no intervalo t (m).

É comum que a escolha do tipo de turbina a ser utilizado em AHE se dê a partir de faixas pré-definidas de vazão turbinada e queda bruta e de uma grandeza adimensional, denominada rotação específica, cujos valores são característicos à cada tipo de turbina.

O ábaco da Figura 5.20 norteia o processo de escolha do tipo de turbina que foi utilizado. O processo de escolha se deu através da vazão turbinada (engolimento máximo das turbinas) e da queda bruta de referência do AHE. Através do ábaco da Figura 5.21 foi possível selecionar previamente a turbina do sistema de geração de uma usina hidrelétrica, mediante o conhecimento da rotação específica da turbina e da queda bruta de referência.

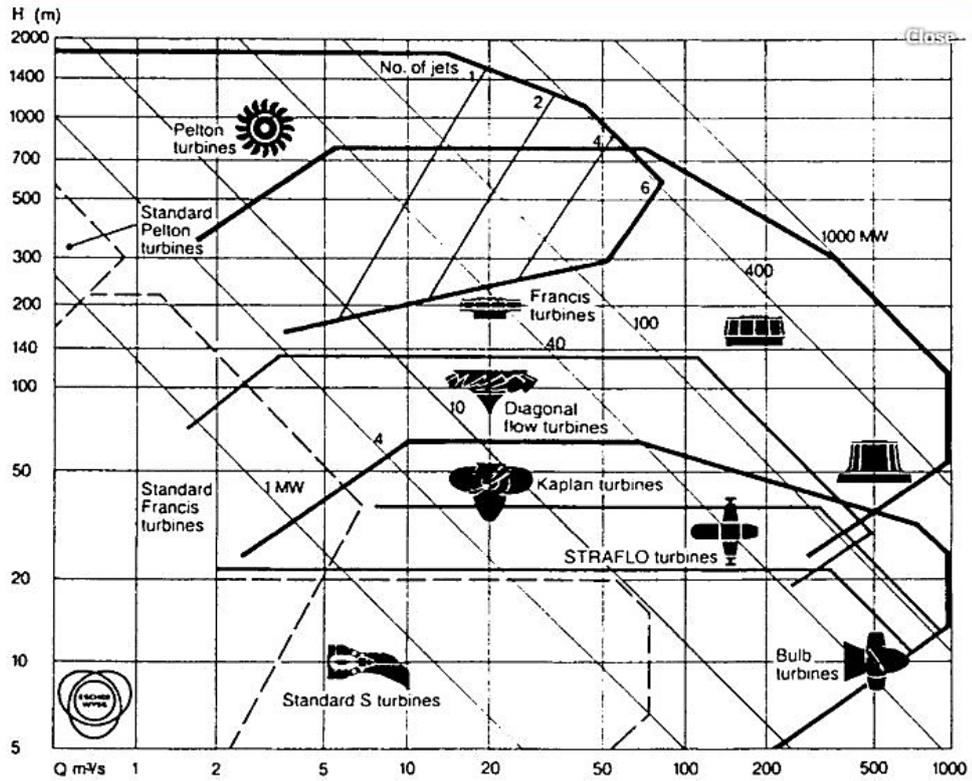


Figura 5.20: Ábaco de seleção de turbinas

Fonte: Adaptado de ASCE (1989)

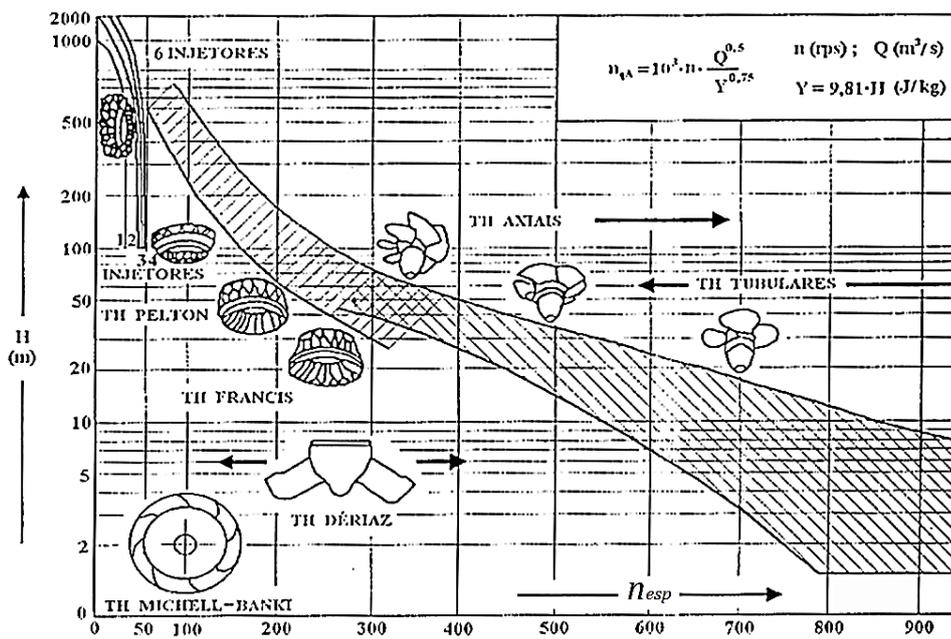


Figura 5.21: Diagrama de Cordier para seleção de turbinas

Fonte: Adaptado de SOUZA *et al.* (1999)

Após a escolha do tipo de turbina e da característica do gerador, que definem o engolimento máximo da turbina e a potência máxima gerada pelo conjunto turbina-gerador, é

possível realizar uma análise estática do sistema de geração do AHE, tendo por base as afluições de cada cenário hidrológico.

Na análise estática, definem-se a potência instalada e o número máximo de máquinas a serem utilizadas no AHE, onde é obtido mensalmente, para cada cenário de afluição, a vazão turbinada, o número de máquinas operantes e inoperantes e a energia gerada máxima.

5.3.2 Sistema de Otimização de Usos Múltiplos da Água - SOUMA

O desenvolvimento do Sistema de Otimização de Usos Múltiplos da Água – SOUMA, que consiste em um modelo de gerenciamento de usos múltiplos, teve por suporte à linguagem de programação estruturada GAMS, acoplada a um solver de programação não linear, desenvolvido pela Universidade de Stanford, USA, denominado MINOS. Rotinas em GAMS desenvolvidas para modelos de gerenciamento de recursos hídricos e gerenciamento de usos da água em rios, apresentadas em McKinney and Savitsky (2006), serviram de suporte a codificação do SOUMA.

O GAMS/MINOS é um sistema projetado para resolver problemas de otimização em grande escala, expressados da seguinte forma:

$$\text{Minimizar } x, y: F(x) + c^T x + d^T y \quad (5.58)$$

Sujeito a:

$$f(x) + A_1 y \sim b_1 \quad (5.59)$$

$$A_2 x + A_3 y \sim b_2 \quad (5.60)$$

$$l_x \leq x \leq u_x \quad (5.61)$$

$$l_y \leq y \leq u_y \quad (5.62)$$

Em que:

- c, d, b_1, b_2, l, u são vetores;
- $A_1, A_2,$ e A_3 são matrizes cujas componentes são números reais;
- $F(x)$ é uma função escalar contínua ou diferenciável; e
- $f(x)$ é um vetor de funções contínuas ou diferenciáveis.

Os sinais “ \sim ” significam que as restrições individuais podem ser definidas usando “ \leq ”, “ $=$ ” ou “ \geq ”, correspondendo aos operadores relacionais do GAMS $=l=$, $=e=$ ou $=g=$.

Os n_1 componentes de x são as variáveis não-lineares e os n_2 componentes de y são as variáveis lineares. Analogamente, as m_1 Equações (5.59) são as chamadas restrições não-lineares e as m_2 Equações (5.60) são as restrições lineares. As Equações (5.59) e (5.60) representam a totalidade das restrições do problema. Da mesma forma, m e n representam o número total de restrições e de variáveis do modelo. Assim sendo, A_3 tem $m - m_1$ linhas e $n - n_1$ colunas. As restrições representadas pelas Equações (5.61) e (5.62) indicam os limites superiores e inferiores de todas as variáveis.

Nos casos em que as funções $F(x)$ e $g(x)$ não existam, o problema se resume a uma aplicação de Programação Linear (PL). Nesse caso, o MINOS utiliza o método Simplex para solução do problema. Quando os aspectos não lineares estão confinados à função $F(x)$ da função-objetivo, tem-se um problema de Programação Não-Linear (PNL) com restrições lineares. O MINOS resolve este tipo de problema utilizando o método do gradiente reduzido em combinação com o método quase-Newton.

A não linearidade da função e/ou das restrições é responsável por um acréscimo de dificuldade muito significativo na resolução de problemas de otimização. É frequente recorrer-se a aproximações lineares para resolver problemas não lineares, onde essas aproximações podem ser de natureza muito diversa, baseando-se em dois processos fundamentais: O primeiro consiste na linearização de funções obtidas através da expansão em uma série de Taylor em que são desprezados os termos de ordem igual ou superior à segunda. O segundo consiste na consideração de polítopos¹ convexos que contêm o domínio não linear das soluções possíveis.

¹ Polítopos consistem em regiões, contidas em \mathbb{R} , resultantes da interseção de semi-espacos.

Métodos de otimização baseados em aproximações não lineares estão dentre os de melhor desempenho. O método do gradiente reduzido é um desses métodos que se baseia fundamentalmente no cálculo, em cada iteração, da derivada com restrições desta função.

No GAMS/MINOS as funções que arranjam restrições não lineares, definidas pela Equação (5.59), associadas ao problema de otimização composto pelas Equações (5.58), (5.59), (5.60), (5.61) e (5.62) são linearizadas usando a série de Taylor de primeira ordem, através das Equações (5.63) e (5.64).

$$f'(x, x_k) = f(x_k) + J(x_k)(x - x_k) \quad (5.63)$$

Ou resumidamente temos:

$$f' = f_k + J_k(x - x_k) \quad (5.64)$$

Em que, f_k e J_k são a função e a matriz Jacobiana avaliadas em x_k , respectivamente.

Uma função Lagrangeana é agregada aos problemas de otimização, determinado pelas Equações (5.58), (5.59), (5.60), (5.61) e (5.62), onde diferenças entre funções não lineares e suas linearizações são introduzidas na função objetivo. Dessa forma, as não linearidades são resolvidas com as Equações (5.65), (5.66), (5.67), (5.68) e (5.69), que são restritas linearmente.

$$\text{Minimizar } x, y: F(x) + \rho^T x + d^T y - \lambda^T (f - f') + \frac{1}{2} \rho (f - f')^T (f - f') \quad (5.65)$$

Sujeito a:

$$f(x) + A_1 y \sim b_1 \quad (5.66)$$

$$A_2 x + A_3 y \sim b_2 \quad (5.67)$$

$$l_x \leq x \leq u_x \quad (5.68)$$

$$l_y \leq x \leq u_y \quad (5.69)$$

A função objetivo da Equação (5.65) é denominada de função Lagrangeana Aumentada, λ é o vetor dos multiplicadores de Lagrange, ρ é o parâmetro de penalidade e que $(f - f')$ é utilizado no lugar da violação convencional da restrição.

O GAMS/MINS utiliza o método do Gradiente Reduzido conjuntamente com o algoritmo quase-Newton para resolver o problema de otimização definido pelas Equações (5.65), (5.66), (5.67), (5.68) e (5.69), o qual tem função objetivo não linear e restrições lineares.

O algoritmo utilizado para resolver o problema de otimização é composto por iterações interiores e exteriores. Na iteração interior o método do Gradiente Reduzido é utilizado para resolver o problema de otimização, onde valores fixos são atribuídos ao multiplicador de Lagrange λ e ao parâmetro de penalidade c . Desta forma, as restrições das Equações (5.66) e (5.67) são transformadas em igualdades através da adição de vetores de variáveis auxiliares positivas s_1 e s_2 . Os vetores dos termos independentes b_1 e b_2 , são incorporados a estas variáveis de folga e as restrições linearizadas são escritas através da Equação (5.70).

$$\begin{pmatrix} J_k & A_1 \\ A_2 & A_3 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} x \\ y \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} I & 0 \\ 0 & I \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} s_1 \\ s_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} J_k + f_k \\ 0 \end{pmatrix} \quad (5.70)$$

O sistema da Equação (5.70) poderá ser expresso através da Equação (5.71). As matrizes J_k , A_1 , A_2 e A_3 são tratadas com esparsas.

$$A \cdot x + I \cdot s = b \quad (5.71)$$

Na iteração exterior são atualizados os valores dos multiplicadores de Lagrange e do parâmetro de penalidade. Para a atualização do parâmetro de penalidade é implementada uma heurística. O parâmetro de penalidade é incrementado e repete-se até a iteração exterior, quando o problema não está convergindo ou as violações das restrições não lineares

aumentam muito. O parâmetro de penalidade e os multiplicadores de Lagrange tendem a zero, quando o problema apresenta convergência.

O modelo SOUMA consiste em um modelo estocástico de otimização baseado em programação não linear, que busca otimizar conflitos decorrentes de usos múltiplos da água em reservatórios de aproveitamentos hidrelétricos de bacias hidrográficas. Foram previamente escolhidos usos potenciais da água para serem otimizados. Os usos, cujas inter-relações consuntivas e não consuntivas estiveram em análise, foram:

- Geração de energia;
- Navegação;
- Controle de inundação;
- Retiradas consuntivas; e
- Vazão ambiental.

O SOUMA gerencia usos múltiplos da água e otimiza conflitos decorrentes da geração de energia sobre a navegação; o controle de inundação; as retiradas consuntivas e sobre as descargas ambientais, podendo ser aplicado em qualquer bacia hidrográfica. Leva em consideração a alocação conjunta de usos previamente selecionados, através da maximização e/ou minimização de funções objetivo, mediante cenários de afluência.

Na Figura 5.22 são mostradas, de forma esquemática, as inter-relações entre a geração de energia e os usos conflitantes oferecidos à otimização pelo modelo.

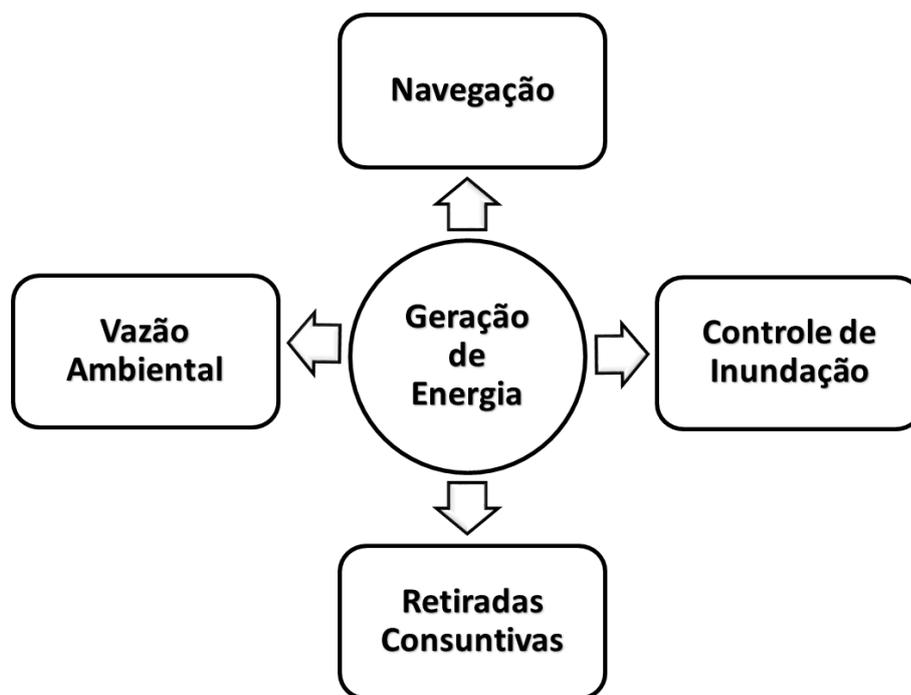


Figura 5.22: Geração de energia e usos conflitantes considerados

A GAMS é uma linguagem de modelagem algébrica, na qual sua estrutura computacional de alto nível permite a resolução de problemas de otimização em grande escala. O GAMS/MINOS foi utilizado na programação não linear do processo de otimização e nos grandes e complexos problemas de convergência do modelo.

O solver GAMS/MINOS foi adotado na implementação do SOUMA por ser um pacote de processamento que resolve uma variedade de problemas de otimização linear e não linear. Essa flexibilidade foi importante na procura e na otimização de soluções, em que grandezas e funções não lineares fizeram-se presentes em funções objetivo e nas restrições.

O SOUMA foi implementado tendo por base variáveis de decisão associadas direta ou indiretamente a funções objetivo e a equações de restrição, as quais se relacionavam com limitações impostas às variáveis de decisão. Com o acoplamento de estruturas genéricas de entrada de dados, o modelo pode ser aplicado a qualquer tipo de variáveis e de função objetivo e em qualquer sistema de reservatórios.

Na Figura 5.23 é mostrado, esquematicamente, a relação dos módulos de previsão de níveis de água e de vazão com o SOUMA.

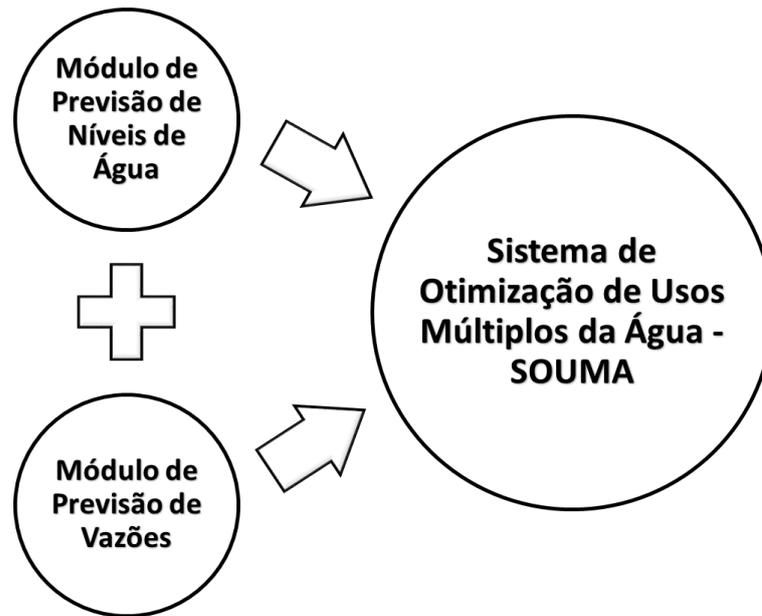


Figura 5.23: Módulos de previsão de níveis de água e vazão utilizados com o SOUMA

As etapas de implementação do modelo SOUMA podem ser observadas no fluxograma da Figura 5.24.

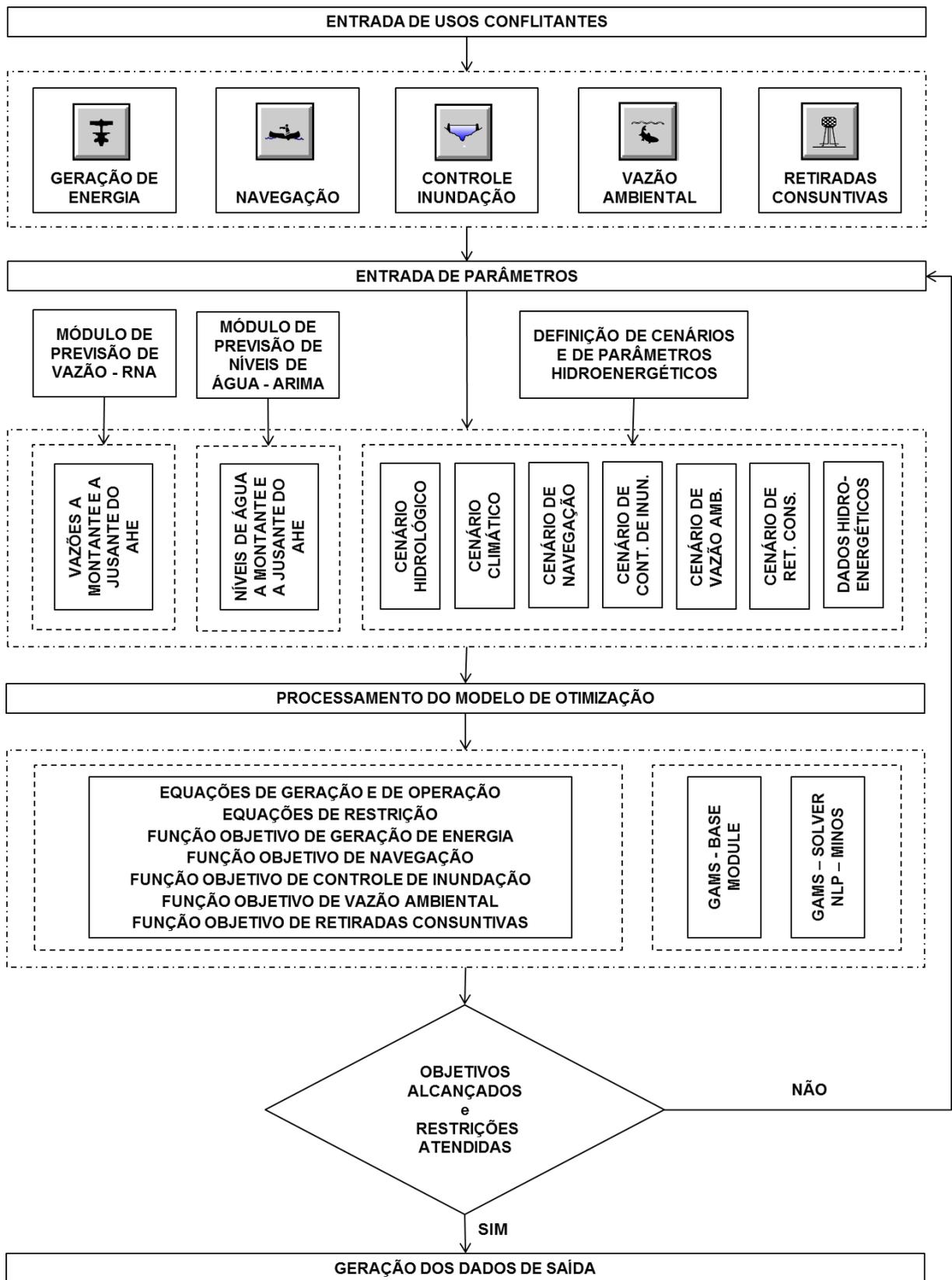


Figura 5.24: Fluxograma do modelo SOUMA

O conhecimento, a qualidade e a precisão de parâmetros hidroenergéticos e de dados hidrológicos como precipitação, evaporação líquida, níveis de água e vazão, utilizados como entrada no modelo SOUMA, foram critérios primários à satisfatória operacionalização do SOUMA.

O SOUMA gera soluções viáveis otimizadas por PNL, tendo por hipótese fundamental as relações e os conflitos inerentes aos usos múltiplos da água, quando da operação de reservatórios de AHE. Tendo por base o fluxograma da Figura 5.24, a implementação do modelo SOUMA, consistiu na consecução das seguintes etapas:

- Escolher usos conflitante a serem otimizados;
- Parametrizar os usos a serem otimizados;
- Prever níveis de água a montante e jusante do AHE, através do módulo de previsão de níveis de água ARIMA;
- Prever vazões a montante e a jusante do AHE, através do módulo de previsão de vazões RNA;
- Definir percentuais de permanência às afluências ao reservatório, para os cenários hidrológicos SECO, MÉDIO e ÚMIDO;
- Gerar vazões afluentes mensais, tendo por base os limites de permanência de cada cenário hidrológico;
- Definir percentuais de permanência às afluências ao reservatório, para os cenários climáticos EL NIÑO, NEUTRO e LA NIÑA;
- Gerar vazões afluentes mensais, tendo por base os limites de ocorrência de cada cenário climático;
- Definir níveis de referência ($Hlnj$), com limites de permanência, para os cenários de navegação BAIXO, MÉDIO e ALTO;
- Definir níveis de referência ($Hlci_j$), com limites de permanência, para os cenários de controle de inundação BAIXO, MÉDIO e ALTO;
- Definir níveis de referência ($Hlaj$), com limites de defluências ambientais, para os cenários de vazão ambiental BAIXO, MÉDIO e ALTO;
- Definir demandas de referência (Duc_t), como limites de retiradas consuntivas, para os cenários de retiradas consuntivas BAIXO, MÉDIO e ALTO;
- Definir parâmetros hidroenergéticos e operacionais para o AHE;

- Definir equações de geração e de operação do AHE;
- Definir equações de restrição à geração e a operação do AHE;
- Definir as funções objetivo de cada uso;
- Entrar com as perdas por evaporação no reservatório do AHE para os cenários hidrológicos e climáticos;
- Realizar o dimensionamento hidroenergético do AHE, de acordo com o Item 5.3.1;
- Entrar com os dados estáticos do AHE, como tipo de turbina, engolimento nominal das turbinas e potência nominal dos geradores;
- Definir o limite de máquinas operantes e inoperantes para os cenários hidrológicos e climáticos;
- Definir o limite de potência gerada para os cenários hidrológicos e climáticos;
- Definir o balanceamento entre afluências e defluências do sistema de armazenamento e de geração do AHE, para os cenários hidrológicos e climáticos;
- Compilação e processamento do modelo;
- Obter², através da maximização e/ou minimização de funções objetivo, considerando equações de restrição e a combinação de cenários de afluência, de usos e de operação, as seguintes variáveis: volume do reservatório; nível de água do reservatório; área do reservatório; vazão turbinada; vazão vertida; vazão defluente; nível de água a jusante do reservatório; queda bruta; energia gerada,
- Obter profundidades de navegação, a jusante do AHE, para os cenários hidrológicos e climáticos;
- Obter as capacidades de carga transportada, por cada comboio tipo, para os cenários hidrológicos e climáticos;
- Obter os níveis de inundação, a jusante do AHE, para os cenários hidrológicos e climáticos;
- Verificar o atendimento dos objetivos de otimização do modelo;
- Verificar o atendimento das restrições das variáveis de decisão;

² O termo “Obter” refere-se a um resultado do processo de otimização do SOUMA.

- Gerar e plotar os dados de saída do modelo.

A operacionalização do SOUMA, a caracterização do reservatório e a imposição de restrições às funções foram desenvolvidas através da implementação das Equações (5.84) a (5.96) apresentadas a seguir:

- a) Balanço do reservatório do AHE

- a.1) Para reservatórios de armazenamento

$$\text{Se } V_t \neq V_{t-1} \Rightarrow \frac{dV_t}{dt} = \frac{dV_{t-1}}{dt} + [Qa_t - Qd_t - Quc_t] - \frac{dEv_t}{dt} = 0 \quad (5.72)$$

- a.2) Para reservatórios operados a fio d'água

$$\text{Se } V_t = V_{t-1} \Rightarrow [Qa_t - Qd_t - Quc_t] - \frac{dEv_t}{dt} = 0 \quad (5.73)^3$$

- b) Evaporação no reservatório do AHE

$$Ev_t = A_t \cdot Iev_t \quad (5.74)$$

- c) Volume do reservatório do AHE (dam³)

$$\frac{dV_t}{dt} = \frac{dV_{t-1}}{dt} + \left[(Qa_t - Qt_t - Qv_t - Quc_t) - \frac{dEv_t}{dt} \cdot 10^{-3} \right] \cdot 10^{-6} \quad (5.75)$$

- d) Nível de água do reservatório do AHE

$$Hm_t = \sum_{k=1}^n a_k \cdot V_t^k \quad (5.76)$$

³ Equação da continuidade para usina com reservatório operando a fio d'água.

e) Nível de água médio do reservatório do AHE

$$\overline{Hm}_t = \left[\left(\sum_{k=1}^n a_k \cdot V_t^k \right) + \left(\sum_{k=1}^n a_k \cdot V_{t-1}^k \right) \right] / 2 \quad (5.77)$$

f) Área do reservatório do AHE

$$A_t = \sum_{k=1}^n d_k \cdot V_t^k \quad (5.78)$$

g) Área média do reservatório do AHE

$$\bar{A}_t = \left[\left(\sum_{k=1}^n d_k \cdot V_t^k \right) + \left(\sum_{k=1}^n d_k \cdot V_{t-1}^k \right) \right] / 2 \quad (5.79)$$

h) Nível de água a jusante do AHE

$$Hj_t = \sum_{k=1}^n b_k \cdot Qd_t^k \quad (5.80)$$

i) Queda bruta do AHE

$$Hb_t = \left[\left(\sum_{k=1}^n a_k \cdot V_t^k \right) + \left(\sum_{k=1}^n a_k \cdot V_{t-1}^k \right) \right] / 2 - \sum_{k=1}^n b_k \cdot Qd_t^k \quad (5.81)$$

$$Hb_t = \overline{Hm}_t - Hj_{i,t} \quad (5.82)^4$$

j) Engolimento das turbinas do AHE

⁴ Queda bruta média de usinas com reservatório operando a fio d'água.

$$Qt_t = \sum_{k=1}^n c_k \cdot Hb_t^k \quad (5.83)$$

k) Vazão afluyente ao reservatório do AHE

$$Qa_t = Qt_t + Qv_t + Quc_t \quad (5.84)$$

l) Vazão defluente do reservatório do AHE

$$Qd_t = Qt_t + Qv_t \therefore Qd^{min} \leq Qd_t \leq Qd^{max} \therefore Qd^{min} \geq Qda^{min} \quad (5.85)$$

m) Vazão turbinada no AHE

$$Qt_t = Qa_t - Qv_t - Quc_t \quad (5.86)$$

$$Se (Qa_t - Quc_t) > Eng_{max} \Rightarrow Qt_t = Qa_t - Quc_t - Qv_t \quad (5.87)$$

$$Se (Qa_t - Quc_t) \leq Eng_{max} \Rightarrow Qt_t = Qa_t - Quc_t \quad (5.88)$$

$$Qt^{min} \cdot Id_t \leq Qt_t \leq Qt^{max} \cdot Id_t \quad (5.89)$$

n) Vazão vertida do reservatório do AHE

$$Qv_t = C_t \cdot l \cdot \left(Hs_t^{\frac{3}{2}} - Hc_t^{\frac{3}{2}} \right) = Qa_t - Qt_t - Quc_t \therefore C = f(d_t/Hs_t) \quad (5.90)$$

$$Se (Qa_t - Quc_t) > Eng_{max} \Rightarrow Qv_t \neq 0 \quad (5.91)$$

$$Se (Qa_t - Quc_t) \leq Eng_{max} \Rightarrow Qv_t = 0 \quad (5.92)$$

o) Vazão de usos consuntivo retirada do reservatório do AHE

$$Quc_t = Qa_t - Qt_t - Qv_t \therefore Duc_i^{min} \leq Quc_{i,t} \leq Duc_i^{max} \quad (5.93)$$

p) Energia gerada pelo AHE

$$P_t = g \cdot \rho \cdot \eta \cdot Hb_t \cdot Qt_t \quad (5.94)$$

$$P_t \leq P^{max} \cdot Id \quad (5.95)$$

$$P_t \leq \left[Hb_t \cdot \left(\sum_{k=1}^n c_k \cdot Hb_t^k \right) \cdot Ku \right] \cdot Id \quad (5.96)$$

Em que:

- dt_t é o tempo de operação das turbinas do AHE no intervalo t ;
- A_t é a área do reservatório no intervalo t ;
- \bar{A}_t é a área média do reservatório no intervalo t ;
- $E\upsilon_t$ é a evaporação no reservatório do AHE no intervalo t ;
- Hb_t é a queda bruta média do AHE no intervalo t ;
- η é o rendimento médio do AHE;
- Hm_t é o nível de água do reservatório operado a fio d'água no intervalo t ;
- \overline{Hm}_t é o nível de água médio do reservatório operado a fio d'água no intervalo t ;
- Hs_t é o desnível entre a cota da soleira do vertedouro e o nível de água do reservatório no intervalo t ;
- Hc_t é o desnível entre a cota inferior da comporta do vertedouro e o nível de água do reservatório no intervalo t ;

- d_t é a abertura da comporta do vertedouro no intervalo t ;
- C_t é o coeficiente de descarga do vertedouro no intervalo t ;
- l é o comprimento do vertedouro;
- Hj_t é o nível de água a jusante do AHE no intervalo t ;
- Id é o índice de disponibilidade das máquinas do AHE no intervalo t ;
- Ku é o índice de produtividade gama da água;
- Iev_t é a evaporação líquida do reservatório no intervalo de tempo t ;
- P_t é a energia gerada pelo AHE no intervalo t ;
- Eng_{max} é o engolimento máximo das turbinas do AHE;
- Qa_t é a vazão afluyente ao reservatório do AHE no intervalo t ;
- P^{max} é a capacidade de geração máxima do AHE;
- Qv_t é a vazão vertida pelo AHE no intervalo t ;
- Qt_t é a vazão turbinada pelo AHE no intervalo t ;
- Quc_t é a vazão retirada para uso consuntivo no intervalo t ;
- Duc^{min} é a demanda de uso consuntivo mínima;
- Duc^{max} é a demanda de uso consuntivo máxima;
- Qt^{min} é a vazão turbinada mínima no AHE;
- Qt^{max} é a vazão turbinada máxima no AHE;
- Qd_t é a vazão defluente no AHE no intervalo t ;
- Qd^{min} é a vazão defluente mínima no AHE;
- Qda^{max} é a vazão defluente máxima no AHE;
- Qda^{min} é a vazão ambiental mínima no AHE;
- V_t é o volume armazenado no reservatório no intervalo t ;
- V^{max} é o volume armazenado máximo no reservatório;
- V^{min} é o volume armazenado mínimo no reservatório;
- k são os índices dos polinômios característicos do AHE;
- n são os valores máximos dos índices dos polinômios característicos do AHE;
- a_k são os coeficientes do polinômio da equação do nível de água do reservatório do AHE em função do volume armazenado;
- b_i são os coeficientes do polinômio da equação no nível de água no canal de fuga de jusante do AHE em função da vazão defluente;

- c_i são os coeficientes do polinômio da curva de engolimento das turbinas, que relaciona a vazão turbinada em função da queda bruta do AHE; e
- d_i são os coeficientes do polinômio da área do reservatório do AHE em função do volume armazenado.

5.3.3 Funções Objetivo do SOUMA

A operação de reservatórios de aproveitamentos hidrelétricos é comumente realizada através da aplicação de regras operacionais impostas ao sistema. Essas regras estabelecem critérios de geração de energia impostos à operação do AHE, em função de afluências e defluências, considerando ou não conflitos existentes entre usos múltiplos da água na operacionalização do sistema.

Na estruturação das regras operacionais, os usos múltiplos consuntivos ou não devem estar associados a variáveis de decisão e a equações de restrições. As variáveis de decisão devem estar associadas direta ou indiretamente com a função objetivo do modelo e as de restrição às limitações impostas às de decisão (JOHN, 2004).

Apresentam-se a seguir o equacionamento das relações entre os usos múltiplos e as funções objetivo propostas a cada uso, possíveis de serem adotadas pelo SOUMA.

5.3.3.1 Geração de Energia Hidrelétrica

A função objetivo está associada a produção de eletricidade no AHE, através da maximização da energia gerada, sendo função da vazão turbinada, da altura de queda e do rendimento das turbinas. A Equação (5.97) apresenta a função objetivo de geração de energia hidrelétrica utilizada.

$$\text{Max} \dots P_t = \sum_{t=1}^n g \cdot \rho \cdot \eta \cdot Hb_t \cdot Qt_t / n \quad (5.97)$$

Em que:

- P_t é a energia gerada pelo AHE no intervalo t ;
- η é o rendimento médio do AHE;
- Hb_t é a queda bruta média do AHE no intervalo t ;

- Qt_t é a vazão turbinada pelo AHE no intervalo t ; e
- n é o número de intervalos de tempo.

5.3.3.2 Controle de Inundação

A função objetivo utilizada para o controle de inundações a jusante do AHE, está diretamente relacionada com a vazão defluente e, conseqüentemente, com o nível de água a jusante do barramento. A função objetivo, quando $Hj_t \geq Hlcij$, minimiza a variação do acréscimo da lâmina de água em relação a um nível de água limite a jusante do AHE, onde acima do qual começam a ocorrer inundações a jusante do AHE ($Hlcij$), a qual pode ser expressa através da Equação (5.98).

$$\text{Min ... } \Delta Hcij_t = \sum_{t=1}^n (Hj_t - Hlcij), \text{ quando } Hj_t \geq Hlcij \quad (5.98)$$

Em que:

- Hj_t é o nível de água a jusante do AHE no intervalo t ;
- $Hlcij$ é o nível de água limite a jusante do AHE, onde acima do qual começam a ocorrer inundações a jusante do AHE;
- $\Delta Hcij_t$ é a variação de acréscimo da lâmina de água em relação a Hlj , no intervalo t .

5.3.3.3 Vazão Ambiental

A função objetivo utilizada para a manutenção da vazão ambiental a jusante do AHE, está associada a vazão defluente, de forma a assegurar uma vazão mínima a jusante do barramento, para que impactos ambientais sejam minimizados, conseqüentemente, com o nível de água a jusante do barramento. A função objetivo, quando $Hj_t \geq Hlaj$, maximiza a variação do acréscimo da lâmina de água em relação a um nível de água limite a jusante do AHE, onde abaixo do qual começa a ocorrer problemas ambientais ($Hlaj$). Quando $Hj_t < Hlaj$, a função objetivo minimiza a variação do decréscimo da lâmina de água em relação à $Hlaj$. As funções objetivos, para as duas situações, podem ser expressas através das Equações (5.99) e (5.100).

$$\text{Max ... } \Delta H_{aj_t} = \sum_{t=1}^n (H_{j_t} - H_{laj}), \text{ quando } H_{j_t} \geq H_{laj} \quad (5.99)$$

$$\text{Min ... } \Delta H_{aj_t} = \sum_{t=1}^n (H_{laj} - H_{j_t}), \text{ quando } H_{j_t} < H_{laj} \quad (5.100)$$

Em que:

- H_{j_t} é o nível de água a jusante do AHE no intervalo t ;
- H_{laj} é o nível de água limite a jusante do AHE, onde abaixo do qual começam a ocorrer problemas ambientais; e
- ΔH_{aj_t} é a variação de acréscimo ou decréscimo da lâmina de água em relação a H_{laj} , no intervalo t .

5.3.3.4 Navegação

A função objetivo empregada para a manutenção de condições de navegabilidade a jusante do AHE, que busca a manutenção de um calado mínimo necessário à navegação de uma embarcação tipo de projeto, está associada à vazão defluente e, conseqüentemente, ao nível de água a jusante do barramento. A função objetivo, quando $H_{j_t} \geq H_{lnj}$, maximiza a variação do acréscimo da lâmina de água em relação a um nível de água limite a jusante do AHE, onde abaixo do qual começa a ocorrer restrição na navegação (H_{lnj}). Quando $H_{j_t} < H_{lnj}$, a função objetivo minimiza a variação do decréscimo da lâmina de água em relação à H_{lnj} . As Equações (5.101) e (5.102) mostram as funções objetivo para as duas situações.

$$\text{Max ... } \Delta H_{nj_t} = \sum_{t=1}^n (H_{j_t} - H_{lnj}), \text{ quando } H_{j_t} \geq H_{lnj} \quad (5.101)$$

$$\text{Min ... } \Delta H_{nj_t} = \sum_{t=1}^n (H_{lnj} - H_{j_t}), \text{ quando } H_{j_t} < H_{lnj} \quad (5.102)$$

Em que:

- Hj_t é o nível de água a jusante do AHE no intervalo t ;
- $Hlnj$ é o nível de água limite a jusante do AHE, onde abaixo do qual começam a ocorrer restrição na navegação;
- ΔHnj_t é a variação de acréscimo ou decréscimo da lâmina de água em relação a $Hlnj$, no intervalo t .

5.3.3.5 Retiradas Consuntivas

A função objetivo empregada minimiza os desvios quadráticos da vazão retirada para usos consuntivos em relação a demanda por usos consuntivos, que pode ser expressa através da Equação (5.103).

$$\text{Min ... } \Delta Quc_t = \sum_{t=1}^n (Quc_t - Duc_t)^2 \quad (5.103)$$

Em que:

- Quc_t é a vazão retirada para uso consuntivo no intervalo t ;
- Duc_t é a demanda por usos consuntivos no intervalo de tempo t ; e
- ΔQuc_t é a relação entre oferta e demanda por vazão de uso consuntivo, no intervalo t .

5.3.4 Cenários do SOUMA

As demandas hídricas no Brasil têm sido intensificadas com o crescimento populacional e o desenvolvimento econômico, tanto no que se refere ao aumento das quantidades quanto no que se refere à variedade dos usos. Em consequência, nas áreas em que a água é mais limitada, vêm surgindo disputas e estabelecendo-se conflitos entre os usuários.

Mais recentemente, têm aumentado as pressões ambientais para que se mantenha o ambiente em seu estado natural, fato que se constitui num fator adicional na disputa pelo uso das águas.

As demandas de água para os usos consuntivos utilizados nesse trabalho, foram resultado de estimativas realizadas pela Agência Nacional de Água – ANA através de estudos de disponibilidade e de demandas de recursos hídricos, para cada Município, utilizando a base municipal do IBGE, referente ao Censo Demográfico de 2000 e ao Censo Agropecuário de 1996 (ANA, 2005a).

Neste estudo a elaboração de cenários foi necessária para definir tendências, ou melhor, formular alternativas de comportamento, segundo determinadas condições de demandas de recursos hídricos para usos consuntivos. Foi definido, para cada tipo de uso, um conjunto de hipóteses relacionadas com expectativas de consumos de água.

O objetivo da definição de cenários evolutivos foi o de alimentar o modelo SOUMA, através da projeção de situações de possíveis ocorrências hidrológicas e consuntivas. Pode-se avaliar a probabilidade de sucesso de uma determinada hipótese de ocorrência e verificar as consequências sobre determinado grupo de variáveis de decisão e de natureza socioeconômica, que implicassem na instalação de processos de mudança.

A seguir apresentam-se e caracterizam-se cada um dos cenários idealizados e que serviram de parâmetros de análise na otimização e na minoração de conflitos entre os usos conflitantes considerados no SOUMA.

5.3.4.1 Cenário Hidrológico

Variáveis hidrológicas como vazão e níveis de água têm como característica básica uma grande variabilidade no tempo. Para analisar a variação dessas variáveis, incluindo a sua variabilidade temporal, é necessário lançar mão de processos estatísticos que representam o comportamento hidrológico do rio ou bacia.

O principal objetivo da análise estatística em hidrologia é o de extrair informações significativas de uma dada massa de dados. As técnicas utilizadas em estatística aplicadas à hidrologia permitem avaliar a probabilidade de ocorrência de um fenômeno hidrológico com determinada magnitude.

Em hidrologia, análises probabilísticas baseiam-se em métodos de previsão associados a períodos de recorrência, tendo por base registros de séries históricas passadas. Na aplicação de modelos probabilísticos, quanto maior é a série, maior a segurança do modelo, uma vez que os eventos extremos estão diretamente relacionados ao período de retorno.

Séries de vazão e de níveis de água, quando observadas ao longo do tempo, apresentam sempre variações sazonais e não regulares. A observância de séries de longo período revela, sempre, eventos extremos, máximos e mínimos, e comportamentos sazonais cíclicos. A ocorrência de uma dada vazão ou nível de água está sempre associada a uma determinada probabilidade de ocorrência. Assim sendo, obras hidráulicas devem sempre ser dimensionadas para condições operacionais e altimétricas que atendam a padrões de probabilidade e de recorrência previamente definidos.

Período de retorno é o intervalo médio de tempo, em anos, que decorre entre duas ocorrências iguais e subsequentes. Corresponde ao número médio de anos necessários para que um acontecimento ocorra em um ano qualquer desses anos. É igual ao inverso da probabilidade anual de ocorrência desse acontecimento, conforme Equação (5.104).

$$T_r = \frac{1}{P} \quad (5.104)$$

Em que, T_r é o período de retorno e P é a probabilidade de ocorrência de um determinado evento hidrológico.

Tendo por base uma série de longo período de uma determinada variável hidrológica, a estimativa de um valor dessa variável, associada a um dado período de retorno, é função da média aritmética e do desvio padrão da série e da variável reduzida que depende da distribuição de probabilidade e do período de retorno. A Equação (5.105) mostra a expressão utilizada na estimativa de valor de uma variável hidrológica a partir de um T_r .

$$\hat{Y} = \bar{Y} \pm Z.S \quad (5.105)$$

Em que:

- \hat{Y} é o valor estimado da variável hidrológica associado a um dado período de retorno;
- \bar{Y} é a média aritmética da série de longo período da variável hidrológica;
- S é o desvio padrão da série de longo período da variável hidrológica; e
- Z é a variável reduzida que depende da distribuição de probabilidade, da probabilidade de excedência e do período de retorno.

Da observância da Equação (5.105), constata-se que o produto da variável reduzida com o desvio padrão pode assumir valores positivos ou negativos. Quando o objetivo da estimativa de valor da variável hidrológica requer projeções ao ano úmido, utiliza-se o sinal positivo e quando ao ano seco usa-se o sinal negativo.

Diagnósticos de flutuabilidade de níveis de água e de vazão, sob a ótica da navegação, são realizados considerando-se o ano seco, uma vez que, dessa forma, aumenta-se a segurança da navegação com a estimativa de níveis de água e de vazões mais baixos. Quando as análises são efetuadas visando o controle de enchentes ou a definição de elevações de estruturas hidráulicas, emprega-se o ano úmido, pois com maiores estimativas de níveis de água ou de vazões, aumenta-se a segurança quanto a ocorrência de inundações.

Os valores da variável reduzida Z e da probabilidade de excedência, associadas a um período de retorno T_r , considerando uma função de distribuição de probabilidade normal, são mostrados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3: Valores da variável reduzida em função do período de retorno

PERÍODO DE RETORNO (T_r)	PROBABILIDADE DE EXCEDÊNCIA	Z
2	50%	0,000
5	20%	0,842
10	10%	1,282
25	4%	1,751
50	2%	2,054
100	1%	2,326
500	0,2%	2,878
1.000	0,1%	3,090
10.000	0,01%	3,719

Fonte: Chow (1951).

Na Figura 5.25 é mostrado um gráfico de uma função de distribuição de probabilidade normal, com média zero e desvio padrão um com indicação da variável reduzida $Z = 1,282$ para um período de retorno de 10 anos. A área hachurada representa a probabilidade de 10% de ocorrer valores maiores que Z .

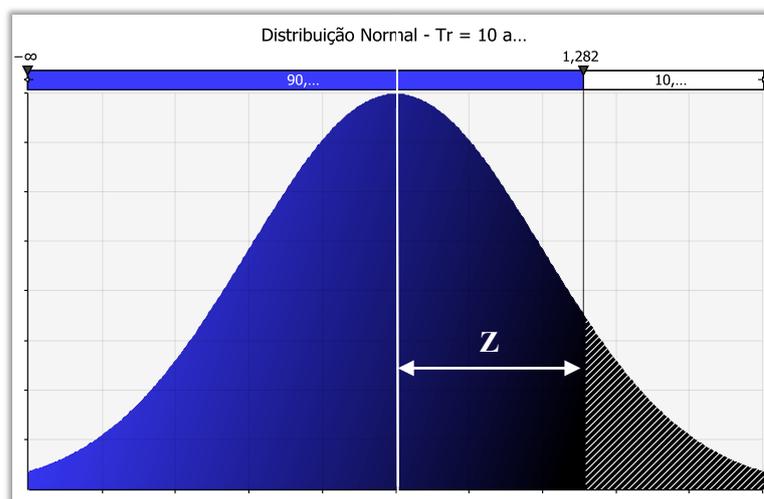


Figura 5.25: Função de distribuição de probabilidade normal, $Tr=10$ anos e Z positiva

Fonte: Próprio Autor

Na Figura 5.26 é mostrado o gráfico de uma função de distribuição de probabilidade normal, com média zero e desvio padrão um com indicação da variável reduzida $Z = -1,282$ para um período de retorno de 10 anos. A área hachurada representa a probabilidade de 10% de ocorrer valores menores que Z .

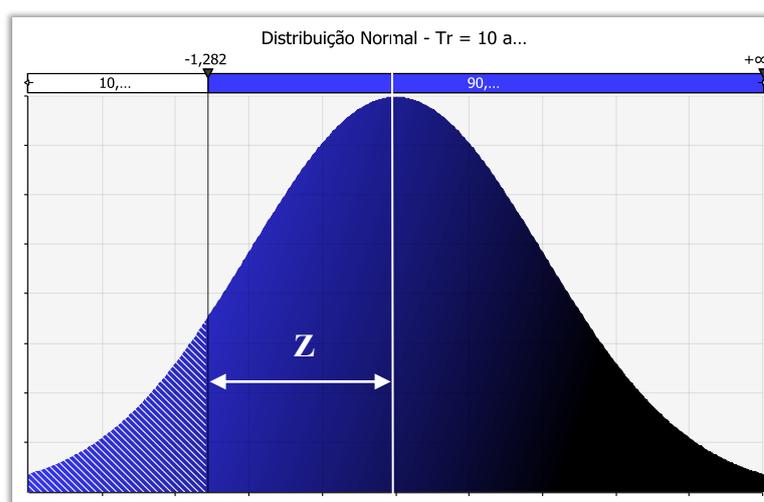


Figura 5.26: Função de distribuição de probabilidade normal, $Tr=10$ anos e Z negativa

Fonte: Próprio Autor

As simulações realizadas pelo SOUMA tiveram por base, além das variáveis de decisão e das equações de restrição, a observância a cenários hidrológicos previamente definidos que caracterizaram vazões afluentes, níveis de água a montante e níveis de água a jusante do barramento.

Os cenários hidrológicos previamente definidos à fase de processamento do SOUMA, para as vazões afluentes ao reservatório, tiveram como meta a obtenção de vazões afluentes mensais definidas para diversos períodos de recorrência e de permanência de tempo.

Para a afluência das vazões foram definidos 3 cenários hidrológicos: seco, médio e úmido. O detalhamento desses cenários é apresentado a seguir:

- a) CENÁRIO H1 SECO: Esse cenário assegura, que apenas 1% dos afluxos estiveram abaixo de cada valor mensal referenciado e, conseqüentemente, 99% das descargas permaneceram acima;
- b) CENÁRIO H2 MÉDIO: Esse cenário assegura, que 50% dos afluxos estiveram abaixo de cada valor mensal referenciado e, conseqüentemente, 50% das descargas permaneceram acima; e
- c) CENÁRIO H3 ÚMIDO: Esse cenário assegura, que 99% dos afluxos estiveram abaixo de cada valor mensal referenciado e, conseqüentemente, 1% das descargas permaneceram acima.

5.3.4.2 Cenário Climático

Segundo Oliveira (2001), em um sentido amplo, um sistema climático pode ser definido como um conjunto de processos físicos e químicos internos da atmosfera e suas interações com outros componentes do meio ambiente. Uma das componentes do sistema climático da terra é representada pela interação entre a superfície dos oceanos e a baixa atmosfera adjacente a ele. Os processos de troca de energia e umidade entre eles determinam o comportamento do clima, onde, alterações destes processos podem afetar o clima regional e global.

O El Niño é um fenômeno atmosférico-oceânico caracterizado por um aquecimento anormal das águas superficiais no oceano Pacífico Tropical, e que pode afetar o clima

regional e global, mudando os padrões de vento a nível mundial, e afetando assim, os regimes de chuva em regiões tropicais e de latitudes médias (OLIVEIRA, 2001).

Na Figura 5.27 podem-se observar as temperaturas anômalas da superfície do mar em dezembro de 1997. Os tons avermelhados indicam regiões com valores acima da média e os tons azulados as regiões com valores abaixo da média climatológica. Pode-se notar a região no pacífico central e oriental com valores positivos, indicando a presença do El Niño (OLIVEIRA, 2001).

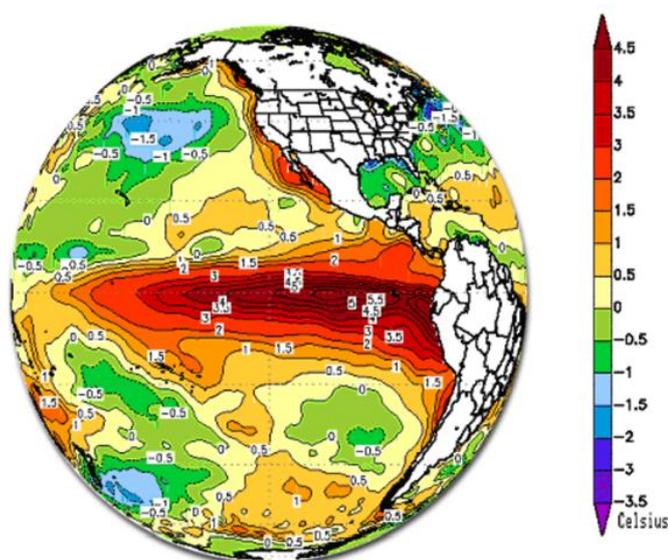


Figura 5.27: Anomalia de temperatura da superfície do mar (El Niño), em dezembro de 1997.

Fonte: Adaptado de OLIVEIRA (2001)

La Niña representa um fenômeno oceânico-atmosférico com características opostas ao EL Niño e que se caracteriza por um esfriamento anormal nas águas superficiais do oceano pacífico tropical. Alguns dos impactos de La Niña tendem a ser opostos aos de El Niño, mas nem sempre uma região afetada pelo El Niño apresenta impactos significativos no tempo e clima devido à La Niña. Na Figura 5.28 se observa anomalias na temperatura da superfície do mar em dezembro de 1988.

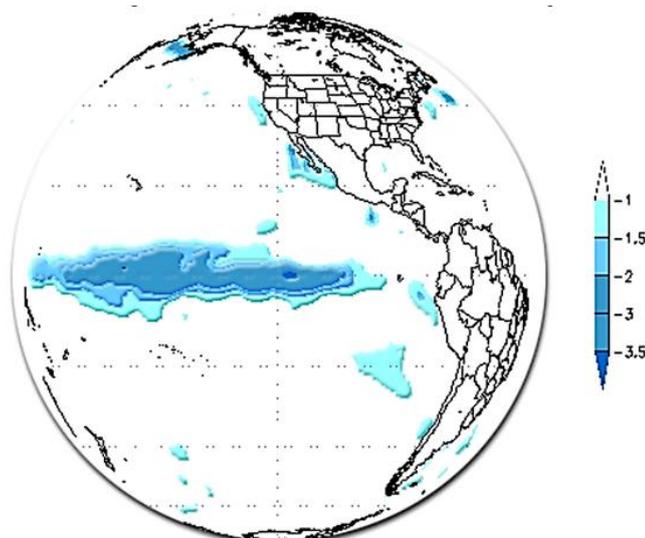


Figura 5.28: Anomalia de temperatura da superfície do mar (La Niña), em dezembro de 1988.

Fonte: Adaptado de OLIVEIRA (2001)

Na Figura 5.29, é mostrado o padrão de circulação no Oceano Pacífico Equatorial em anos sem a presença do El Niño ou La Niña, ou seja, anos normais. A célula de circulação com movimentos ascendentes no Pacífico Central/Ocidental e movimentos descendentes no oeste da América do Sul e com ventos de leste para oeste, próximos à superfície (ventos alísios, setas brancas) e de oeste para leste em altos níveis da troposfera é a chamada célula de Walker. No Oceano Pacífico, pode-se ver a região com águas mais quentes representadas pelas cores avermelhadas e mais frias pelas cores azuladas. Pode-se ver também a inclinação da termoclina, mais rasa junto à costa oeste da América do Sul e mais profunda no Pacífico Ocidental (INPE/CPTEC, 2015).

Na Figura 5.30, é apresentado o padrão de circulação observado em anos de El Niño na região equatorial do Oceano Pacífico. Nota-se que os ventos em superfície, em alguns casos, chegam até a mudar de sentido, ou seja, ficam de oeste para leste. Há um deslocamento da região com maior formação de nuvens e a célula de Walker fica bipartida. No Oceano Pacífico Equatorial, podem ser observadas águas quentes em praticamente toda a sua extensão. A termoclina fica mais aprofundada junto à costa oeste da América do Sul, principalmente, devido ao enfraquecimento dos ventos alísios (INPE/CPTEC, 2015).

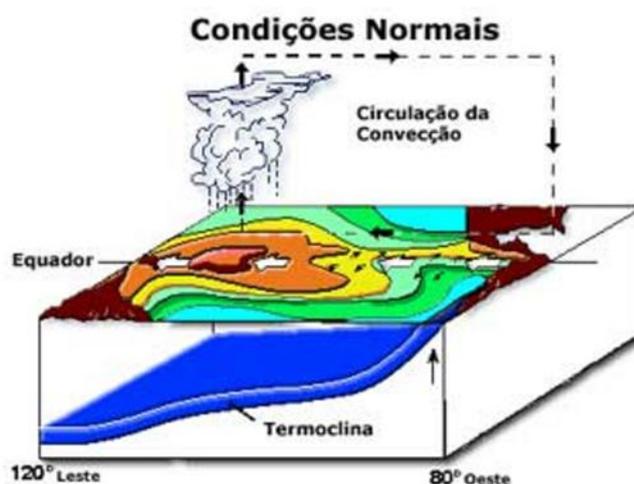


Figura 5.29: Circulação no oceano pacífico equatorial - condições normais, sem El Niño e sem La Niña.

Fonte: Adaptado de INPE/CPTEC (2015)

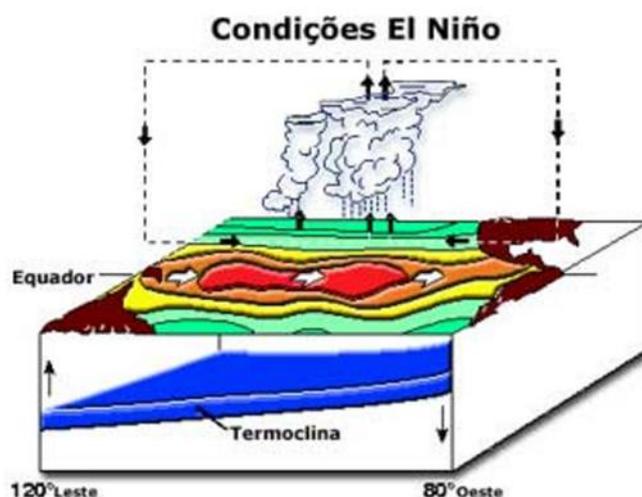


Figura 5.30: Circulação observada na região equatorial do Oceano Pacífico, em anos de El Niño.

Fonte: Adaptado de INPE/CPTEC (2015)

Na Figura 5.31, é apresentado o padrão de circulação observado em anos de La Niña na região equatorial do Oceano Pacífico. Devido a maior intensidade dos ventos alísios as águas mais quentes irão ficar represadas mais a oeste do que o normal. Águas mais quentes geram evaporação e conseqüentemente movimentos ascendentes, que por sua vez geram nuvens de chuva e que geram a célula de Walker mais alongada que o normal. Ocorre resfriamento das águas na costa Oeste da América do Sul, costa do Peru e Equador, devido à intensificação dos alísios do Leste do Pacífico (INPE/CPTEC, 2015).

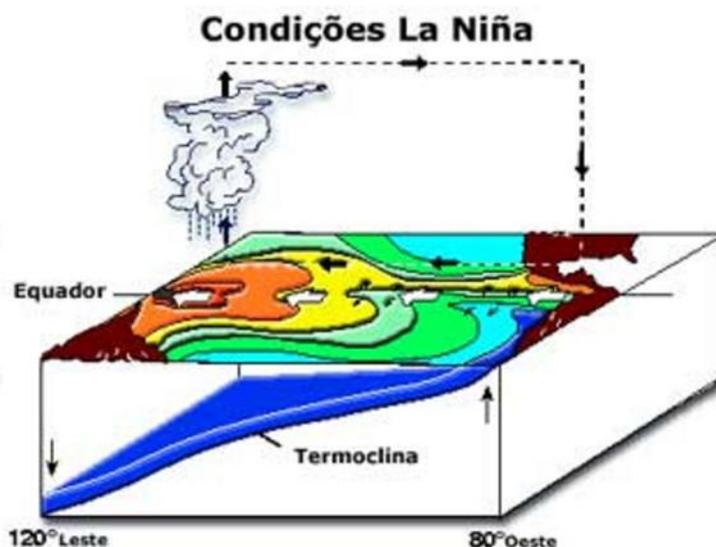


Figura 5.31: Circulação observada na região equatorial do Oceano Pacífico, em anos de La Niña.

Fonte: Adaptado de INPE/CPTEC (2015)

O ENOS ou El Niño-Oscilação Sul representa de forma mais genérica um fenômeno de interação oceano-atmosfera, associado a alterações dos padrões normais da temperatura da superfície do mar (TSM) e dos ventos alísios na região do Pacífico equatorial, entre a costa Peruana e no Pacífico equatorial oeste próximo à Austrália (INPE/CPTEC, 2015).

O ENOS, além de índices baseados em valores da temperatura da superfície do mar no Oceano Pacífico Equatorial, também pode ser quantificado pelo Índice Oceânico Niño (ION)⁵, que é definido como sendo a diferença entre a pressão ao nível do mar entre o Oceano Pacífico Central (Taiti) e o Pacífico do Oeste (Darwin/Austrália). O ION correlaciona-se com mudanças ocorridas na circulação atmosférica em baixos níveis da atmosfera, que é consequência do aquecimento e/ou resfriamento das águas superficiais na região (INPE/CPTEC, 2015).

O ION que é caracterizado pela diferença de pressão e temperatura existente entre o Taiti, na Polinésia Francesa, e Darwin, na Austrália, e está associado com o enfraquecimento ou a intensificação dos ventos alísios no Oceano Pacífico Equatorial. O ION é considerado positivo quando a pressão está maior no Taiti e negativo quando a pressão está maior em Darwin.

⁵ *Oceanic Niño Index (ONI)*, definido em *NATIONAL WEATHER SERVICE - CLIMATE PREDICTION CENTER (2015b). Monitoring & Data, Oceanic and Atmospheric Climate Data, El Niño / Southern Oscillation, Historical El Niño/ La Niña episodes, Cold & Warm Episodes by Season*. Disponível em: <http://www.cpc.ncep.noaa.gov/products/analysis_monitoring/ensostuff/ensoyears.shtml>

Valores negativos (em azul na Tabela 5.4) e positivos (em vermelho na Tabela 5.4) do ION são indicadores da ocorrência do La Niña e de El Niño, respectivamente. Os anos de ocorrência de El Niño e de La Niña são caracterizados através da observância de episódios anômalos na temperatura da superfície do mar no Oceano Pacífico Equatorial em quatro regiões. A localização das regiões NINO1+2, NINO3, NINO 3.4 e NINO 4 pode ser notada na Figura 5.32.

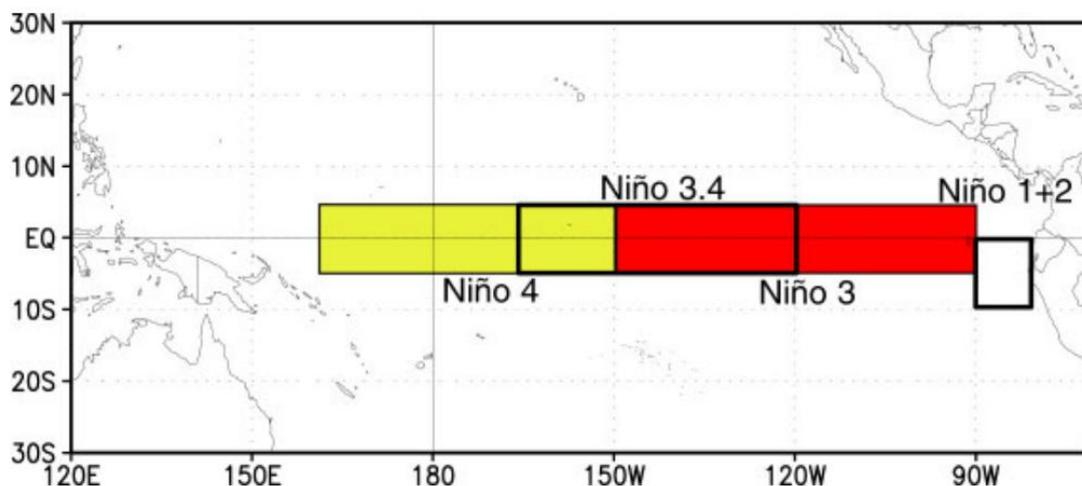


Figura 5.32: Localização das regiões de observância do El Niño no Oceano Pacífico Equatorial

Fonte: Adaptado de National Weather Service (2015a)

Na classificação mensal de cada fenômeno ENOS foi utilizado o critério de cinco meses de valores de ION dentro da mesma intensidade, ou seja, durante um evento é necessário que cinco ou mais meses tenham apresentado valores de ION dentro da mesma faixa de intensidade.

Quando um ION for maior que $+0,5^{\circ}$ C, por no mínimo cinco meses consecutivos, esse é caracterizado como um evento de El Niño, quando for menor que $-0,5^{\circ}$ C, por no mínimo cinco meses consecutivos, esse é caracterizado como um evento La Niña. Índices que apresentem valores dentro do intervalo de $-0,4^{\circ}$ C a $0,4^{\circ}$ C são classificados como eventos de Neutralidade Climática. A Tabela 5.4 apresenta os valores do ION para cada mês do período de 1950 a 2012, formulados por National Weather Service (2015b).

Tabela 5.4: Valores do Índice Oceânico Niño e classificação do ENOS

Ano	Trimestres											
	DJF	JFM	FMA	MAM	AMJ	MJJ	JJA	JAS	ASO	SON	OND	NDJ
1950	-1,4	-1,2	-1,1	-1,2	-1,1	-0,9	-0,6	-0,6	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8
1951	-0,8	-0,6	-0,2	0,2	0,2	0,4	0,5	0,7	0,8	0,9	0,7	0,6
1952	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,2	0,0	0,1	0,2	0,2	0,2	0,3
1953	0,5	0,6	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,7
1954	0,7	0,4	0,0	-0,4	-0,5	-0,5	-0,5	-0,7	-0,7	-0,6	-0,5	-0,5
1955	-0,6	-0,6	-0,7	-0,7	-0,7	-0,6	-0,6	-0,6	-1,0	-1,4	-1,6	-1,4
1956	-0,9	-0,6	-0,6	-0,5	-0,5	-0,4	-0,5	-0,5	-0,4	-0,4	-0,5	-0,4
1957	-0,3	0,0	0,3	0,6	0,7	0,9	1,0	1,2	1,1	1,2	1,3	1,6
1958	1,7	1,5	1,2	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,4	0,5	0,6	0,6
1959	0,6	0,5	0,4	0,2	0,1	-0,2	-0,3	-0,3	-0,1	-0,1	-0,1	-0,1
1960	-0,1	-0,2	-0,1	0,0	-0,1	-0,2	0,0	0,1	0,2	0,1	0,0	0,0
1961	0,0	0,0	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,1	-0,1	-0,3	-0,3	-0,2	-0,2
1962	-0,2	-0,2	-0,2	-0,3	-0,3	-0,2	-0,1	-0,2	-0,2	-0,3	-0,3	-0,4
1963	-0,4	-0,2	0,1	0,2	0,2	0,4	0,7	1,0	1,1	1,2	1,2	1,1
1964	1,0	0,6	0,1	-0,3	-0,6	-0,6	-0,7	-0,7	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8
1965	-0,5	-0,3	-0,1	0,1	0,4	0,7	1,0	1,3	1,6	1,7	1,8	1,5
1966	1,3	1,0	0,9	0,6	0,3	0,2	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,1	-0,3
1967	-0,4	-0,5	-0,5	-0,5	-0,2	0,0	0,0	-0,2	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5
1968	-0,7	-0,8	-0,7	-0,5	-0,1	0,2	0,5	0,4	0,3	0,4	0,6	0,8
1969	0,9	1,0	0,9	0,7	0,6	0,5	0,4	0,5	0,8	0,8	0,8	0,7
1970	0,6	0,4	0,4	0,3	0,1	-0,3	-0,6	-0,8	-0,8	-0,8	-0,9	-1,2
1971	-1,3	-1,3	-1,1	-0,9	-0,8	-0,7	-0,8	-0,7	-0,8	-0,8	-0,9	-0,8
1972	-0,7	-0,4	0,0	0,3	0,6	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	1,9
1973	1,7	1,2	0,6	0,0	-0,4	-0,8	-1,0	-1,2	-1,4	-1,7	-1,9	-1,9
1974	-1,7	-1,5	-1,2	-1,0	-0,9	-0,8	-0,6	-0,4	-0,4	-0,6	-0,7	-0,6
1975	-0,5	-0,5	-0,6	-0,6	-0,7	-0,8	-1,0	-1,1	-1,3	-1,4	-1,5	-1,6
1976	-1,5	-1,1	-0,7	-0,4	-0,3	-0,1	0,1	0,3	0,5	0,7	0,8	0,8
1977	0,7	0,6	0,4	0,3	0,3	0,4	0,4	0,4	0,5	0,6	0,8	0,8
1978	0,7	0,4	0,1	-0,2	-0,3	-0,3	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3	-0,1	0,0
1979	0,0	0,1	0,2	0,3	0,3	0,1	0,1	0,2	0,3	0,5	0,5	0,6
1980	0,6	0,5	0,3	0,4	0,5	0,5	0,3	0,2	0,0	0,1	0,1	0,0
1981	-0,2	-0,4	-0,4	-0,3	-0,2	-0,3	-0,3	-0,3	-0,2	-0,1	-0,1	0,0
1982	0,0	0,1	0,2	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0	1,5	1,9	2,1	2,1
1983	2,1	1,8	1,5	1,2	1,0	0,7	0,3	0,0	-0,3	-0,6	-0,8	-0,8
1984	-0,5	-0,3	-0,3	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3	-0,2	-0,3	-0,6	-0,9	-1,1
1985	-0,9	-0,7	-0,7	-0,7	-0,7	-0,6	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3	-0,2	-0,3
1986	-0,4	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,2	0,4	0,7	0,9	1,0	1,1
1987	1,1	1,2	1,1	1,0	0,9	1,1	1,4	1,6	1,6	1,4	1,2	1,1
1988	0,8	0,5	0,1	-0,3	-0,8	-1,2	-1,2	-1,1	-1,2	-1,4	-1,7	-1,8
1989	-1,6	-1,4	-1,1	-0,9	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,2	-0,1
1990	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,3	0,3	0,3	0,4	0,3	0,4	0,4
1991	0,4	0,3	0,2	0,2	0,4	0,6	0,7	0,7	0,7	0,8	1,2	1,4
1992	1,6	1,5	1,4	1,2	1,0	0,8	0,5	0,2	0,0	-0,1	-0,1	0,0
1993	0,2	0,3	0,5	0,7	0,8	0,6	0,3	0,2	0,2	0,2	0,1	0,1
1994	0,1	0,1	0,2	0,3	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,9	1,0
1995	0,9	0,7	0,5	0,3	0,2	0,0	-0,2	-0,5	-0,7	-0,9	-1,0	-0,9
1996	-0,9	-0,7	-0,6	-0,4	-0,2	-0,2	-0,2	-0,3	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5
1997	-0,5	-0,4	-0,2	0,1	0,6	1,0	1,4	1,7	2,0	2,2	2,3	2,3
1998	2,1	1,8	1,4	1,0	0,5	-0,1	-0,7	-1,0	-1,2	-1,2	-1,3	-1,4
1999	-1,4	-1,2	-1,0	-0,9	-0,9	-1,0	-1,0	-1,0	-1,1	-1,2	-1,4	-1,6
2000	-1,6	-1,4	-1,1	-0,9	-0,7	-0,7	-0,6	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,8
2001	-0,7	-0,6	-0,5	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	-0,1	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3
2002	-0,2	-0,1	0,1	0,2	0,4	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,3	1,1
2003	0,9	0,6	0,4	0,0	-0,2	-0,1	0,1	0,2	0,3	0,4	0,4	0,4
2004	0,3	0,2	0,1	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
2005	0,6	0,6	0,5	0,5	0,4	0,2	0,1	0,0	0,0	-0,1	-0,4	-0,7
2006	-0,7	-0,6	-0,4	-0,2	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,8	0,9	1,0
2007	0,7	0,3	0,0	-0,1	-0,2	-0,2	-0,3	-0,6	-0,8	-1,1	-1,2	-1,3
2008	-1,4	-1,3	-1,1	-0,9	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	-0,2	-0,3	-0,5	-0,7
2009	-0,8	-0,7	-0,4	-0,1	0,2	0,4	0,5	0,6	0,7	1,0	1,2	1,3
2010	1,3	1,1	0,8	0,5	0,0	-0,4	-0,8	-1,1	-1,3	-1,4	-1,3	-1,4
2011	-1,3	-1,1	-0,8	-0,6	-0,3	-0,2	-0,3	-0,5	-0,7	-0,9	-0,9	-0,8
2012	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,1	0,1	0,3	0,4	0,4	0,2	-0,2

Fonte: Adaptado de National Weather Service (2015b)

National Weather Service (2015b) classifica as intensidades dos eventos El Niño e La Niña em Fraca, Moderada e Forte. Eventos El Niño são considerados fracos quando apresentam ION entre 0,5° C e 0,9°C; moderados com ION entre 1,0° C e 1,4° C e fortes quando os valores do ION são maiores ou iguais a 1,5° C. Para eventos La Niña fracos o ION, situa-se entre -0,5° C e -0,9° C; para os moderados entre -1,0° C e -1,4° C e nos fortes o ION é menor ou igual a -1,5° C. A Tabela 5.5 apresenta as faixas utilizadas para a classificação das intensidades dos eventos ENOS.

Tabela 5.5: Classificação das intensidades dos eventos climáticos ENOS

Evento ENOS	Valor do ION	Intensidade
El Niño	0,5° C a 0,9° C	Fraca
	1,0° C a 1,4° C	Moderada
	≥ 1,5° C	Forte
La Niña	-0,5° C a -0,9° C	Fraca
	-1,0° C a -1,4° C	Moderada
	≤ -1,5° C	Forte

Fonte: Adaptado de National Weather Service (2015b)

Os cenários climatológicos previamente definidos à fase de processamento do SOUMA, para as vazões afluentes ao reservatório, tiveram como meta a obtenção de vazões afluentes mensais definidas para as três fases de eventos ENOS, ou seja, El Niño, Neutro e La Niña.

Para a afluência das vazões foram definidos 3 cenários climatológicos: El Niño, Neutro e La Niña. O detalhamento desses cenários é apresentado a seguir:

- a) CENÁRIO C1 EL NIÑO: Tendo por base *National Weather Service* (2015b) que afere e divulga valores mensais do Índice Oceânico Niño, esse cenário valora as afluências de vazões às condições mais severas de ocorrência do evento climatológicos El Niño, para o período de 1950 a 2012;
- b) CENÁRIO C2 NEUTRO: Tendo por base *National Weather Service* (2015b) que afere e divulga valores mensais do Índice Oceânico Niño, esse cenário

valora as afluições das vazões a condições de neutralidade do evento ENOS, ou seja, anos em que não ocorrem dos fenômenos de El Niño e de La Niña; e

- c) CENÁRIO C3 LA NIÑA: Tendo por base *National Weather Service* (2015b) que afere e divulga valores mensais do Índice Oceânico Niño, esse cenário valora as afluições de vazões às condições mais rigorosas de ocorrência do evento climatológicos La Niña, para o período de 1950 a 2012.

5.3.4.3 Cenário de Navegação

Sob a ótica da navegação, os cenários de otimização e de análise utilizados pelo SOUMA tiveram como referência os parâmetros adotados em projetos de obras hidroviárias elaborados pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT do Ministério dos Transportes – MT.

A análise da influência da operação de reservatórios sobre a navegação, em trecho de rios localizados a jusante de barramentos, teve como pressuposto a observância da relação de fluabilidade de níveis de água a jusante de barramentos em relação a níveis de referência utilizados como parâmetros de navegação.

Condições de navegabilidade, a jusante de barramentos, são função de defluências turbinadas e vertidas. Afluições em períodos de estiagem e o atendimento a baixas demandas energéticas foram limites observados na análise de navegabilidade, logo a variabilidade de vazões defluentes influência de forma direta nos níveis de água a jusante do barramento. Quando vazões defluentes ocasionam níveis de água abaixo do nível de água de referência de projeto, ocorrem:

- a) Restrições à navegação, em função da diminuição de profundidade;
- b) Diminuição da segurança da navegação, uma vez que podem ocorrer acidente e/ou encalhes, pela diminuição de profundidade;
- c) Diminuição da capacidade de transporte de carga, em função da diminuição de calado de embarcações; e
- d) Diminuição da receita líquida operacional de sistemas de transportes, com aumento do custo do frete, uma vez que os custos fixos serão mantidos e a quantidade de carga transportada diminuirá.

A navegabilidade de uma via navegável é função da profundidade e do calado⁶ de embarcações e de condicionantes morfológicas e hidrodinâmicas. A profundidade é uma das mais importantes variáveis à prospecção de condições de navegabilidade de uma hidrovia e à composição de investimentos e de custos de transporte. A profundidade de um curso de água é função da topografia do fundo e da flutuabilidade dos níveis de água.

Na Figura 5.33, em uma seção transversal de um canal de navegação hipotético, são mostradas duas situações: Na Situação – 01 ($H_{jt} \geq H_{lnj}$) não ocorrem interferências na navegação, pois o nível de água a jusante do AHE (H_{jt}) encontra-se acima do nível de água limite a jusante do AHE, onde abaixo do qual começam a ocorrer restrição na navegação (H_{lnj}). Na Situação – 02 ($H_{jt} < H_{lnj}$) ocorre circunstância inversa, pois o nível de água a jusante do AHE (H_{jt}) encontra-se abaixo do nível de água limite a jusante do AHE, onde abaixo do qual começam a ocorrer restrição na navegação (H_{lnj}).

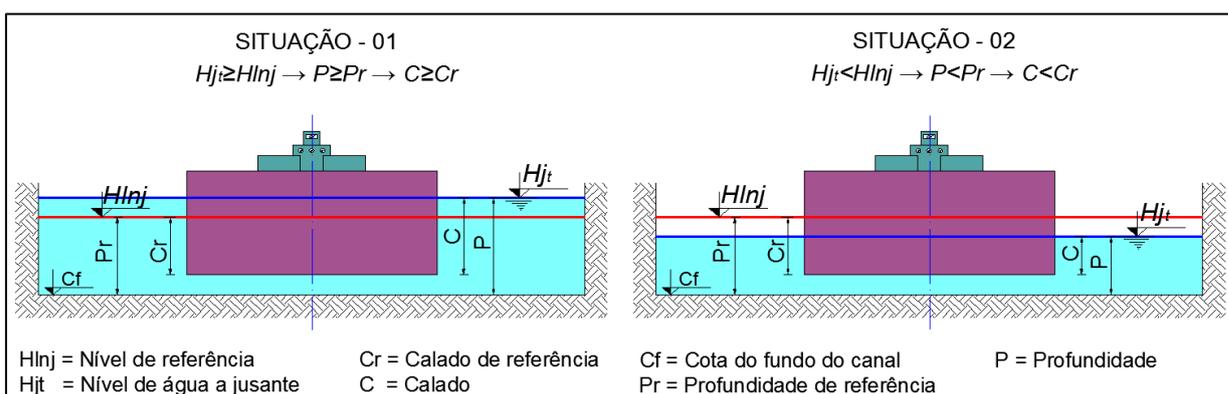


Figura 5.33: Seção transversal de canal hipotético com nível de água acima e abaixo do nível de referência

Fonte: Próprio Autor

O nível de água a jusante do AHE (H_{jt}) foi simulado através do SOUMA, considerando afluições hidrológicas e climáticas estabelecidas por cenários

Para a análise de conflitos entre os usos de geração de energia e de navegação, foram definidos e analisados 3 cenários de navegação: seco, médio e úmido. O detalhamento desses cenários é apresentado a seguir:

- CENÁRIO N1 BAIXO:** Nesse cenário, para um período de retorno de 10 anos e padrão seco, é definido um nível de referência (H_{lnj}) que assegura que

⁶ Altura da seção transversal de uma embarcação submersa, ou seja, abaixo da lâmina de água

poderão ocorrer interferências na navegação, a jusante do barramento, em 25% do tempo (90 dias);

- b) CENÁRIO N2 MÉDIO: Nesse cenário, para um período de retorno de 2 anos, é definido um nível de referência ($Hlnj$) que assegura que poderão ocorrer interferências na navegação, a jusante do barramento, em 25% do tempo (90 dias); e
- c) CENÁRIO N3 ALTO: Nesse cenário, para um período de retorno de 10 anos e padrão úmido, é definido um nível de referência ($Hlnj$) que assegura que poderão ocorrer interferências na navegação, a jusante do barramento, em 25% do tempo (90 dias).

5.3.4.4 Cenário de Controle de Inundação

A verificação dos conflitos entre geração de energia e controle de inundação foi feita com base na observância da relação existente entre os níveis de água a jusante do AHE (Hj_t), gerados pelo SOUMA, e o nível de água limite a jusante do AHE, onde acima do qual começam a ocorrer inundações a jusante do AHE ($Hlcij$). Duas situações podem ocorrer: A primeira situação é caracterizada pela não ocorrência de inundações, pois $Hj_t < Hlcij$. A segunda é marcada pela ocorrência de inundações a jusante do AHE, uma vez que $Hj_t \geq Hlcij$.

Na Figura 5.34 são mostradas, em uma seção transversal de um canal de navegação, as duas situações de conflito ou não entre geração de energia e o controle de inundação.

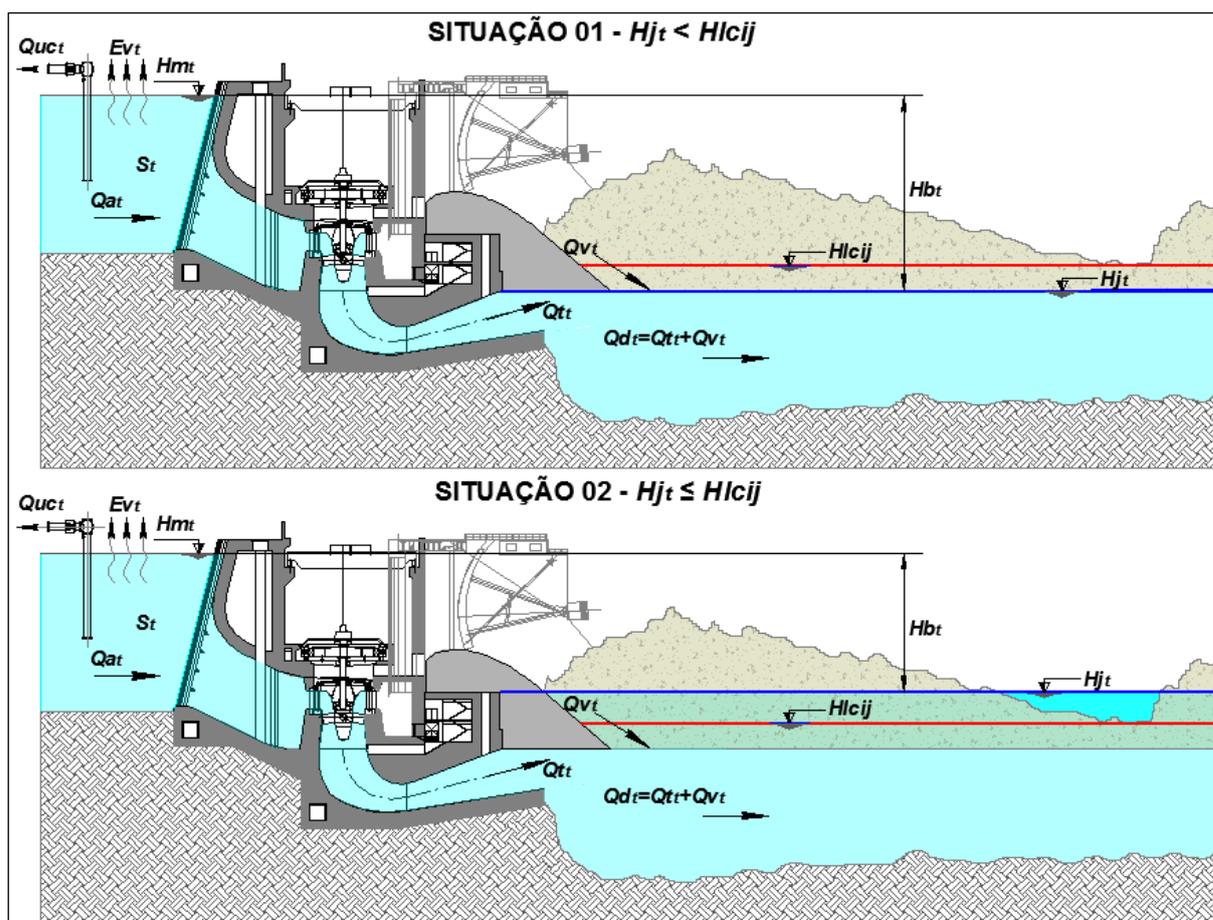


Figura 5.34: Situações de conflitos entre geração de energia e controle de inundação

Fonte: Próprio Autor

Para a análise de conflitos entre os usos de geração de energia e de controle de inundação, foram definidos e analisados 3 cenários de controle de inundação: seco, médio e úmido. O detalhamento desses cenários é apresentado a seguir:

- CENÁRIO CI1 BAIXO: Nesse cenário, para um período de retorno de 10 anos e padrão seco, é definido um nível de referência (H_{lcij}) que assegura que não ocorrerão inundações, a jusante do barramento, em 90% do tempo (324 dias);
- CENÁRIO CI2 MÉDIO: Nesse cenário, para um período de retorno de 2 anos, é definido um nível de referência ($lcij$) que assegura que não ocorrerão inundações, a jusante do barramento, em 90% do tempo (324 dias); e
- CENÁRIO CI3 ALTO: Nesse cenário, para um período de retorno de 10 anos e padrão úmido, é definido um nível de referência (H_{lcij}) que assegura que

não ocorrerão inundações, a jusante do barramento, em 90% do tempo (324 dias).

5.3.4.5 Cenário de Vazão Ambiental

A fim de conciliar os usos múltiplos da água nos corpos hídricos, mais do que nunca, é necessário quantificar as demandas e a disponibilidade hídrica de forma a compatibilizar o desenvolvimento socioeconômico com as demandas de água para manutenção dos ecossistemas aquáticos.

Para a análise de conflitos entre os usos de geração de energia e descarga ambiental, foram definidos e analisados 3 cenários que relacionam as vazões defluentes decorrentes da geração de energia com descargas ambientais obtidos através dos métodos $Q_{7,10}$ e $Q_{95\%}$. O detalhamento desses cenários é apresentado a seguir:

- a) CENÁRIO QA1 BAIXO: Nesse cenário foi obtido um valor mínimo a ser alcançado para a vazão defluente, baseado na vazão média mínima observada durante intervalos de 7 dias consecutivos ao longo de um ano hidrológico, para um período de retorno de 10 anos ($Q_{7,10}$);
- b) CENÁRIO QA2 MÉDIO: Nesse cenário foi obtido um valor mínimo a ser alcançado para a vazão defluente, correspondente ao valor de uma vazão com permanência de 95% ($Q_{95\%}$); e
- c) CENÁRIO QA3 ALTO: Nesse cenário foi obtido um valor mínimo a ser alcançado para a vazão defluente, correspondente ao valor de uma vazão com permanência de 90% ($Q_{90\%}$).

5.3.4.6 Cenário de Retiradas Consuntivas

Para a análise de conflitos entre os usos de geração de energia e retiradas consuntivas, foram definidos e analisados 3 cenários evolutivos que provisionam vazões de retiradas mensais ao reservatório do AHE para esse uso.

As projeções de consumo tiveram por base dados de vazão de retirada adotados para a bacia do rio Tapajós, constantes nos estudos de “Estimativa das Vazões para Atividades de Uso Consuntivo da Água em Bacias do Sistema Interligado Nacional – SIN, Relatório Final – Metodologia e Resultados Consolidados” (ONS, 2005) e de “Disponibilidade e Demandas Recursos Hídricos no Brasil” (ANA, 2005a). O detalhamento dos cenários para essas vazões de retirada é apresentado a seguir:

- a) CENÁRIO RC1 BAIXO: Para esse cenário foram prospectadas retiradas mensais do reservatório (Duc_t) do AHE, tendo por base projeções de consumo para o ano de 2020;
- b) CENÁRIO RC2 MÉDIO: Para esse cenário foram prospectadas retiradas mensais do reservatório (Duc_t) do AHE, tendo por base projeções de consumo para o ano de 2040; e
- c) CENÁRIO RC3 ALTO: Para esse cenário foram prospectadas retiradas mensais do reservatório (Duc_t) do AHE, tendo por base projeções de consumo para o ano de 2060.

6 ESTUDO DE CASO

6.1 Área de Estudo

O modelo SOUMA foi aplicado à bacia do rio Tapajós, a qual está inserida na Região Hidrográfica Amazônica. Neste capítulo apresenta-se uma descrição da região hidrográfica e da área de estudo, enfatizando suas principais características físicas e geomorfológicas, sua importância ao transporte fluvial, suas condições de navegabilidade e os principais problemas decorrentes dos obstáculos existentes à navegação.

6.1.1 Região Hidrográfica Amazônica

Segundo a Agência Nacional de Águas (2002) a região hidrográfica amazônica é constituída pela bacia hidrográfica do rio Amazonas situada no território nacional, pelas bacias hidrográficas dos rios existentes na Ilha de Marajó, além das bacias hidrográficas dos rios situados no Estado do Amapá que deságuam no Atlântico Norte, perfazendo um total de 3.870.000 km² (Resolução CNRH n° 32 de 15/10/2003), conforme mostrado na Figura 6.1.

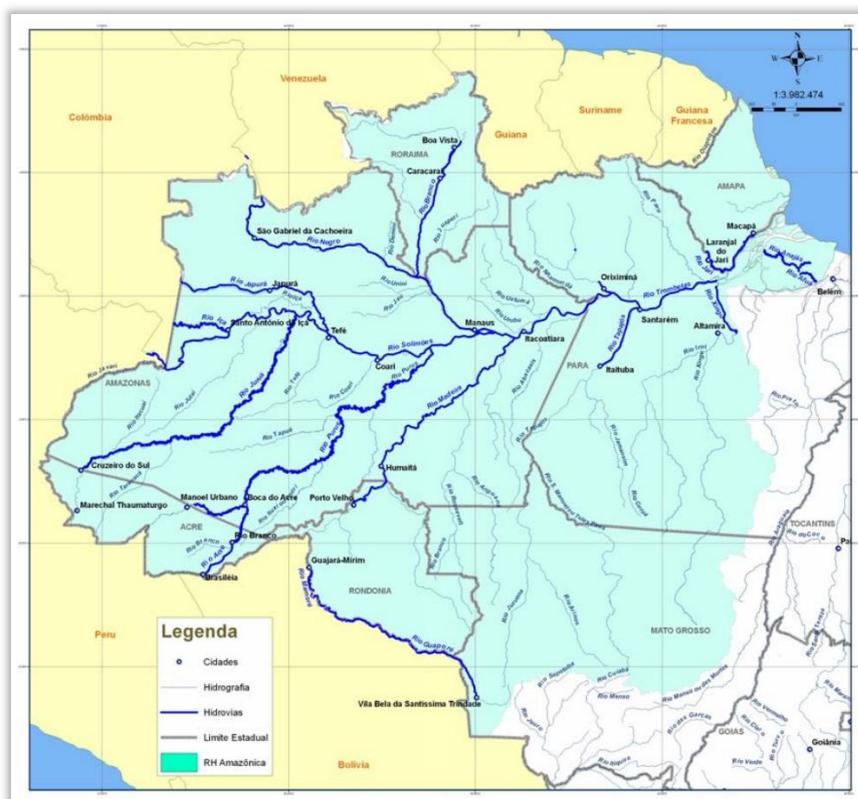


Figura 6.1: Região Hidrográfica Amazônica

Fonte: Agência Nacional de Águas – ANA (2005)

A bacia Amazônica ocupa 2/5 da América do Sul e 5% da superfície terrestre. Sua área, de aproximadamente 6,5 milhões de quilômetros quadrados, abriga a maior rede hidrográfica do planeta, que escoia cerca de 1/5 do volume de água doce do mundo. Sessenta por cento da Bacia Amazônica encontra-se em território brasileiro (ANA, 2002).

Na regulamentação adotada pela Agência Nacional de Águas, na subdivisão de bacias do território nacional, a bacia do rio Tapajós enquadra-se no grupo de mananciais integrantes da bacia do Rio Amazonas. Esta, por sua vez, é dividida em dez sub-bacias numeradas de 10 a 19, onde a bacia do rio Tapajós é identificada como a sub-bacia de número 17.

A população na Região Hidrográfica Amazônica, em 2006, era de cerca de 9.100.000 habitantes (4,9% da população do País) e a densidade demográfica de apenas 2,12 hab./km². As capitais Manaus, Rio Branco, Porto Velho, Boa Vista, Macapá, bem como os municípios de Santarém (PA) e Sinop (MT) são os centros urbanos que mais se destacam dentre os 304 municípios da Região Hidrográfica Amazônica (ANA, 2009).

A bacia hidrográfica do rio Amazonas é constituída pela mais extensa rede hidrográfica do globo terrestre, ocupando uma área total da ordem de 6.110.000 km², desde suas nascentes nos Andes Peruanos até sua foz no oceano Atlântico (na região norte do Brasil). Esta bacia continental se estende sobre vários países da América do Sul: Brasil (63%), Peru (17%), Bolívia (11%), Colômbia (5,8%), Equador (2,2%), Venezuela (0,7%) e Guiana (0,2%) (ANA, 2009).

Em termos de recursos hídricos, a contribuição média da bacia hidrográfica do rio Amazonas, em território brasileiro, é da ordem de 133.000 m³/s (73% do total do País). Adicionalmente, a contribuição de territórios estrangeiros para as vazões da região hidrográfica é da ordem de 76.000 m³/s. As maiores demandas pelo uso da água na região ocorrem nas sub-bacias dos rios Madeira, Tapajós e Negro, e correspondem ao uso para irrigação (39% da demanda total). A demanda urbana representa 17% da demanda da região (11.000 m³/s). De um modo geral, os consumos estimados são pouco significativos quando comparados com a disponibilidade hídrica por sub-bacia.

6.1.2 Bacia do Rio Tapajós

A bacia do rio Tapajós está situada nos estados do Pará, do Mato Grosso e uma pequena porção do Amazonas, entre latitudes 2° e 15° Sul e 53° e 61° oeste, possui uma área

de drenagem de aproximadamente 493.200 km², com configuração alongada no sentido longitudinal. Os rios formadores do Tapajós são o Juruena e o Teles Pires, com áreas de drenagem de 190.931 km² e 141.718 km², respectivamente (ANA, 2009).

Após a confluência desses dois rios, as águas passam a ser drenadas pelo rio Tapajós, o que ocorre, próximo ao paralelo 7° 30' de latitude sul. A partir deste ponto, depois de percorrer uma extensão de 851 km, as águas do rio Tapajós deságuam na margem direita do rio Amazonas. O trecho final do Tapajós tem seu regime de níveis e vazões afetado pelo remanso do Amazonas e pela influência da maré. Situa-se a leste da bacia do rio Madeira e a oeste da bacia do rio Xingu, sendo parte integrante da Região Norte e Centro-Oeste do território nacional, conforme mostrado na Figura 6.2 (ANA, 2009).

A localização da bacia do rio Tapajós abrange o Oeste do Estado do Pará, próximo à divisa com o Estado do Amazonas. O rio Tapajós é o principal rio que corta essa região, estendendo-se por 851 km. Nasce da confluência dos rios Juruena e Teles Pires (ou São Manuel), na divisa dos Estados do Pará, Amazonas e Mato Grosso, compreendendo a porção média da Bacia Amazônica (MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES, 2012).

A altitude varia de cerca de 900m, nas cabeceiras da bacia, até 50 m acima do nível do mar, junto a sua foz no rio Amazonas. Os formadores do Tapajós são os rios Juruena e Teles Pires, que drenam o norte do estado do Mato Grosso e correm em direção ao norte. Na região central da bacia, a mesma é cortada pela Serra do Cachimbo, a qual condiciona a drenagem do rio Teles Pires para oeste, de forma que o rio Tapajós corre um longo trecho bem próximo ao seu divisor de águas com a bacia do rio Madeira (MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES, 2012).

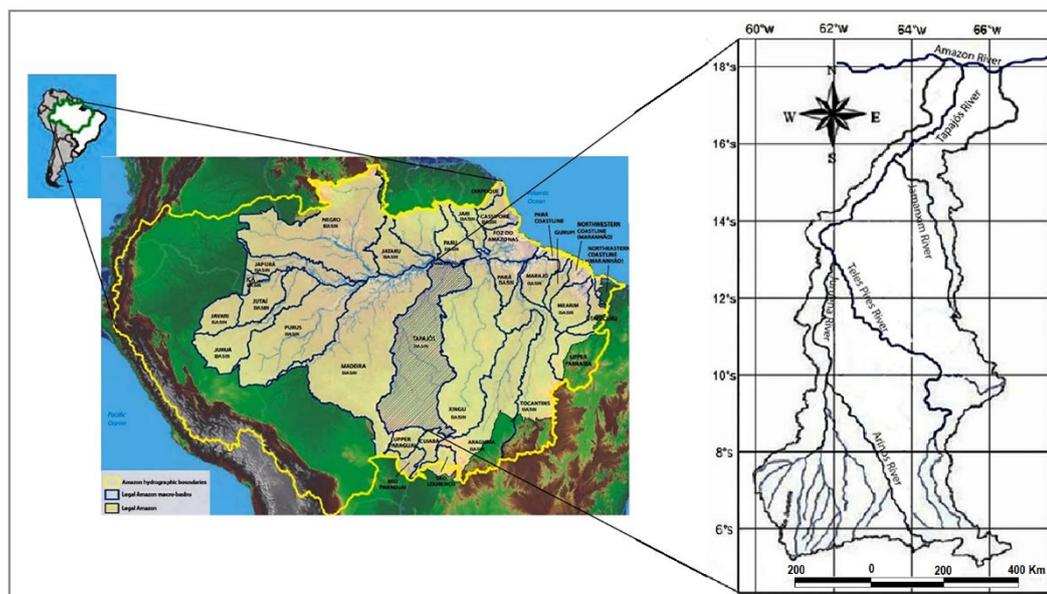


Figura 6.2: Bacia do rio Tapajós

Fonte: Adaptado de Agência Nacional de Águas – ANA (2002)

6.1.2.1 Drenagem e Clima

O rio Tapajós estende-se desde a confluência de seus formadores - rios Teles Pires e Juruena - no ponto de divisa entre os estados do Pará, Amazonas e Mato Grosso até a sua foz no rio Amazonas, na cidade de Santarém.

Os principais afluentes situados na margem direita são: Jamanxim, Crepori, Tropas, Codiriri e Cururu. Na porção Nordeste ainda há os rios Madeira e o Abacaxis, e no meio norte os rios Parauari e o Urupadi.

A conformação do rio Tapajós é assimétrica, seus tributários de maior porte afluem pela margem direita. Dentre os maiores tributários do rio Tapajós, destacam-se o rio Jamanxim que apresenta bacia contribuinte de 58.633 km² e o rio Arapiuns, com área de drenagem de 7.064 km², sendo o maior afluente de sua margem esquerda.

O baixo Tapajós, que compreende um trecho de 320 km desde as cachoeiras de São Luiz do Tapajós até sua foz, apresenta muitas ilhas cobertas por vegetação. Nos últimos 100 km forma um largo estuário, onde a distância entre as margens chega a alcançar mais de 20 km, afunilando-se em sua foz junto ao rio Amazonas, onde deságua através de um canal de 1,10 Km de largura. A influência da maré é registrada em todo este trecho de seu baixo curso, sendo que na região da sua foz o efeito deste fenômeno provoca uma oscilação de nível d'água de aproximadamente 0,40 m.

Quanto as propriedades da bacia de drenagem do rio Tapajós, para o trecho compreendido entre a junção dos rios Teles Pires e Juruena até as proximidades das

corredeiras de São Luiz, observa-se que essa encontra-se coberta por exuberante vegetação, que aliadas às condições do clima úmido com altos índices de precipitação, fazem com que a rede de drenagem seja extremamente densa, favorecendo o escoamento das chuvas para a alimentação dos rios. Na Figura 6.3 são mostradas as sub-bacias de drenagem da bacia do rio Tapajós.

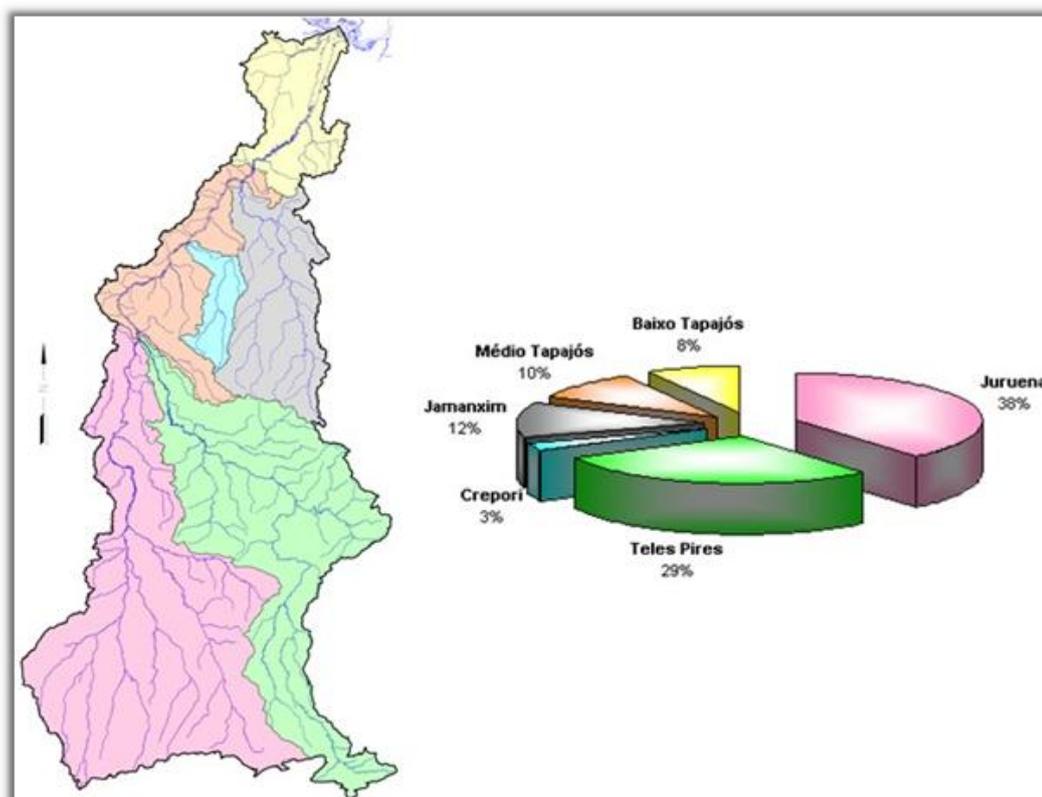


Figura 6.3: Sub-bacias de drenagem da bacia do rio Tapajós

Fonte: Adaptado de Agência Nacional de Águas – ANA (2002)

O rio Juruena nasce nas encostas setentrionais da Serra dos Parecis em altitudes próximas a 700 m, apresentado uma área de drenagem de 190.931 km². Até a confluência com o rio Arinos, o rio Juruena recebe grande número de tributários, tendo já percorrido cerca de 850 km. O rio Arinos, que percorre cerca de 760 km até unir-se com o rio Juruena, tem suas nascentes no tabuleiro de um contraforte da Serra Azul (cotas de aproximadas de 400 m), apresenta área de drenagem de 44.061 km² e sua declividade é acentuada nos primeiros 50 km, amenizando-se nos 710 km seguintes.

As nascentes do rio Teles Pires encontram-se na Serra Azul a uma altitude média de 800 m, seu sentido de desenvolvimento é SE-NW até a confluência com o rio Juruena (altitude aproximada de 95 m). Apresenta uma extensão total de 1.638 km e uma área total de

141.718 km². De montante para jusante, os principais afluentes do rio Teles Pires pela margem direita são os rios Paranatinga, Caiapó, Peixoto Azevedo, Cristalino, São Benedito, Cururu-Açu; e pela margem esquerda os rios Verde, Paranaíta, Apiacás e Ximari.

A bacia do rio Tapajós insere-se na zona equatorial da América do Sul. A área abrangida pela bacia se configura com um padrão uniforme de temperatura média do ar com médias anuais de 26,7°C, com uma pequena variação sazonal, não foram observadas médias mensais inferiores a 21°C.

Maiores valores de temperatura do ar são registrados normalmente de setembro a novembro, condicionadas pela reduzida cobertura de nuvens e alta incidência solar, entre outros fatores climáticos atuantes nesta região.

Nos meses de janeiro a abril, observa-se uma pequena redução nos valores da temperatura média do ar em função dos fatores meteorológicos provocadores das precipitações que estão em plena atividade durante o período chuvoso.

6.1.2.2 Precipitação

Na bacia do rio Tapajós o regime de precipitação é peculiar ao de regimes tropicais, caracterizado por um período chuvoso abrangendo o verão e o outono e um período seco compreendendo os meses de inverno e primavera.

O período chuvoso se caracteriza pela ocorrência de chuvas de grande intensidade, no qual as precipitações mensais chegam a ultrapassar 300 mm. No período seco, onde as chuvas são bastante reduzidas, são geralmente registrados totais mensais precipitados abaixo de 60 mm.

Conforme se pode observar no mapa de isoietas médias da bacia do rio Tapajós (Figura 6.4), a distribuição espacial das precipitações mostra um total anual médio da ordem de 1.900 mm. Para o sentido de latitudes decrescentes, observam-se valores crescentes de chuva à medida que se dirige para montante e em direção a confluência dos rios Juruena e Teles Pires. Nesta porção particular da bacia observa-se o posicionamento de um núcleo chuvoso regional, nos quais os índices pluviométricos chegam a totalizar 2.700 mm ao ano.

Quanto à periodicidade das maiores precipitações, observa-se que o período chuvoso abrange o verão e principalmente o outono, com início normalmente entre os meses de outubro a novembro, prolongando-se até abril ou maio. Este período caracteriza-se por chuvas de grande intensidade, quando os totais mensais, nos meses mais chuvosos, chegam a

ultrapassar os 300 mm. O semestre mais chuvoso é responsável por cerca de 80% do total precipitado no ano.

Na região do núcleo chuvoso da bacia, que se estende desde a confluência dos rios Teles Pires e Juruena até as proximidades de Itaituba, PA, a estação mais seca se estende de maio a setembro e a chuvosa de novembro a abril. O mês mais seco é julho – centro do trimestre mais seco – que vai de junho a agosto. O mês mais chuvoso é o de março e o trimestre mais chuvoso vai de janeiro a março. O trimestre de agosto a outubro é o mais seco e o de fevereiro a abril é o mais chuvoso. O mês mais seco é o de agosto e o mais chuvoso é o de março.

Nas cabeceiras do rio Tapajós, a estação seca se concentra entre maio e setembro e a chuvosa entre novembro e março. O mês mais seco é julho e o mais chuvoso é janeiro. Na Figura 6.4 é mostrado o mapa de isoietas médias anuais na bacia do rio Tapajós, cujas curvas delimitam regiões de mesma pluviosidade.

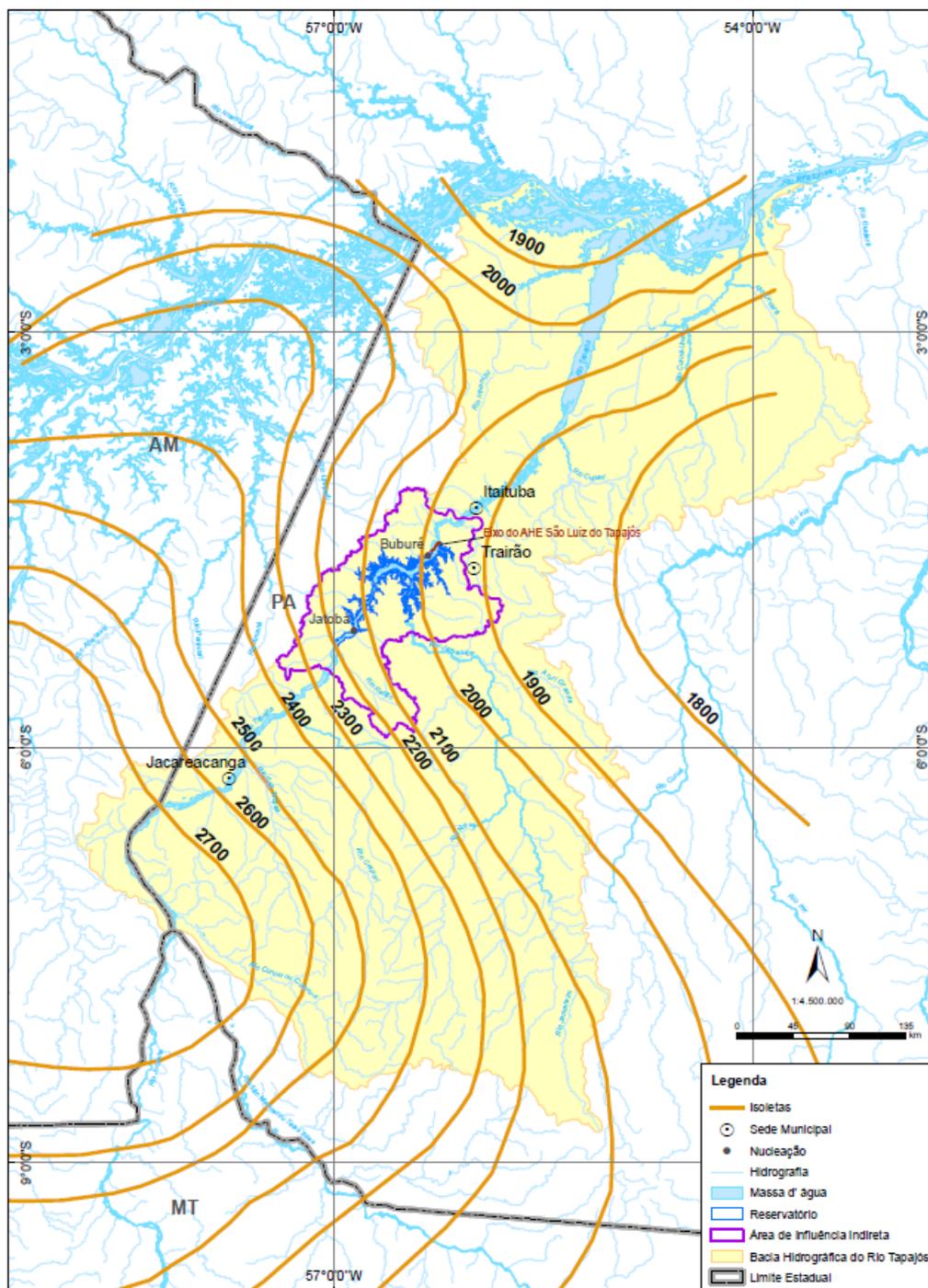


Figura 6.4: Mapa de isoietas da bacia do rio Tapajós

Fonte: Adaptado de ELETROBRAS/CENEC WORLEYPARSONS (2014)

6.1.2.3 Temperatura

Tendo como referência o posicionamento geográfico da bacia do rio Tapajós, o qual situa-se às proximidades da linha do equador, e o relevo da bacia marcado por baixas altitudes, o clima da bacia distingue-se como quente, ocorrendo de setembro a dezembro as temperaturas mais elevadas. Analogamente, para esse período, as temperaturas máximas

diárias também são mais altas, em função da presença de elevada umidade relativa ar e de intensa nebulosidade.

As temperaturas mais baixas dos meses mais frios ocorrem nos meses de junho a agosto. Ademais, mesmo sendo uma estação de temperaturas mais amenas, dificilmente ocorrem temperaturas abaixo de 22°C. Em algumas situações extremamente atípicas, como quando da invasão do ar polar continental, as mínimas absolutas podem chegar aos 8°C.

Da análise da distribuição espacial da variação térmica, observa-se que existe uma relação inversamente proporcional entre variações de temperatura e variações de latitude e altitude, pois quando da diminuição das temperaturas no sentido de jusante para montante, a latitude e cotas altimétricas do relevo da bacia aumentam. São observados valores de temperaturas médias anuais de 25,2°C na região de cabeceiras (maiores latitudes e cotas altimétricas) e valores médios de 26,6°C no baixo curso do rio Tapajós (menores latitudes e cotas altimétricas).

Os maiores valores de temperatura são registrados de setembro a novembro, provocados por uma alta incidência de radiação solar, decorrente de reduzida cobertura de nuvens; por uma baixa nebulosidade e por uma intensidade de ventos reduzida. As temperaturas médias do ar na região apresentam também uma pequena variação sazonal, não se observando ao longo do ano médias mensais inferiores a 21°C.

Os valores da temperatura do ar apresentam menores valores entre os meses de janeiro a abril, em função de fatores meteorológicos que ocasionam as precipitações do período chuvoso. O padrão sazonal da temperatura média do ar indica um trimestre relativamente mais quente nos meses de setembro a novembro, com máximas geralmente incidindo em outubro, onde são registrados valores médios mensais de 27,8°C. As temperaturas mínimas geralmente são observadas no mês de fevereiro, com valores médios de 25,8°C. Considerando-se os valores apresentados, verifica-se ao longo do ano uma variação média mensal de temperatura de apenas 2,0°C.

6.1.2.4 Evaporação

Tendo por base as distribuições sazonais de temperaturas e de precipitações, verificou-se que os índices de evaporação na bacia do rio Tapajós tendem a ser maiores no período seco, os quais estão condicionados a ocorrências de temperaturas médias do ar mais elevadas e a menores taxas de umidade relativa do ar. Em análise inversa, os menores índices

de evaporação da bacia são observados no período chuvoso, onde as temperaturas médias do ar são menos elevadas e as taxas de umidade relativa do ar são maiores.

Ao analisar-se a distribuição temporal e locacional das taxas de evaporação na bacia do rio Tapajós, constatou-se que na região do baixo curso do rio Tapajós, o comportamento sazonal da evaporação indica a ocorrência de taxas relativamente mais elevadas no período de setembro a novembro e mínimas observadas geralmente de fevereiro a abril. No alto curso, as taxas mais elevadas de evaporação são registradas normalmente no trimestre de julho a setembro, ou seja, dois meses antes do observado nas porções do baixo curso.

Da análise da relação existente entre variação térmica e taxa de evaporação, observa-se que existe uma tendência de inversa proporcionalidade, uma vez que quando da diminuição das temperaturas no sentido de jusante para montante do curso do rio Tapajós, as taxas de evaporação apresentam uma pequena tendência de aumento em direção as cabeceiras da bacia.

6.1.2.5 Regime Fluvial

A região da bacia do rio Tapajós é conhecida por sua grande disponibilidade hídrica, o que se dá por uma densa rede de drenagem entrecortando uma vasta região geográfica com rios, lagos e igarapés com grande variabilidade, tanto na extensão quanto na largura dos rios, bem como no volume de água por eles transportado, o qual é função do regime de vazões próprio de cada rio.

O regime de vazões da bacia do rio Tapajós é função direta do regime de suas vazões afluentes, ou seja, de vazões contribuintes de seus formadores (rios Teles Pires e Juruena) e de seus afluentes principais, onde em função dos fatores regionais associados a condicionantes físicas e climáticas, vem a favorecer uma elevada disponibilidade hídrica.

A bacia do rio Juruena, de forma alongada e assimétrica e com sentido de orientação de sul para norte, apresenta boa eficiência de drenagem com declividade média estimada em 70 cm/km e tempo de concentração de aproximadamente 27 dias. O seu principal caudal, rio Juruena com cerca de 850 Km, nasce em encostas da Serra dos Parecis, em altitudes próximas de 700 m.

Sendo um dos principais afluentes do rio Juruena, o rio Arinos tem suas nascentes no tabuleiro de um contraforte da Serra Azul, em cotas aproximadas de 400 m. Percorre cerca de 760 km até sua confluência com o rio Juruena. Sua declividade é acentuada nos primeiros

50 km, amenizando-se nos 710 km seguintes, para uma média de 18 cm/km. No contexto da bacia hidrográfica, o rio Arinos se destaca por sua maior vazão, apesar do rio Juruena se constituir no formador mais extenso do Tapajós.

6.1.2.6 Tipos de Solo na Bacia

Segundo Collischonn (2006), tendo por base a digitalização das cartas Cuiabá, Juruena, Tapajós e Santarém do RADAMBRASIL (Ministério das Minas e Energia, 1983), os principais tipos de solo que ocorrem na bacia do rio Tapajós são: solos litólicos, areias quartzosas, latossolos, podzólicos, solos de várzea, solos concrecionários e cambissolos. O mapa de solos da bacia é apresentado na Figura 6.5.

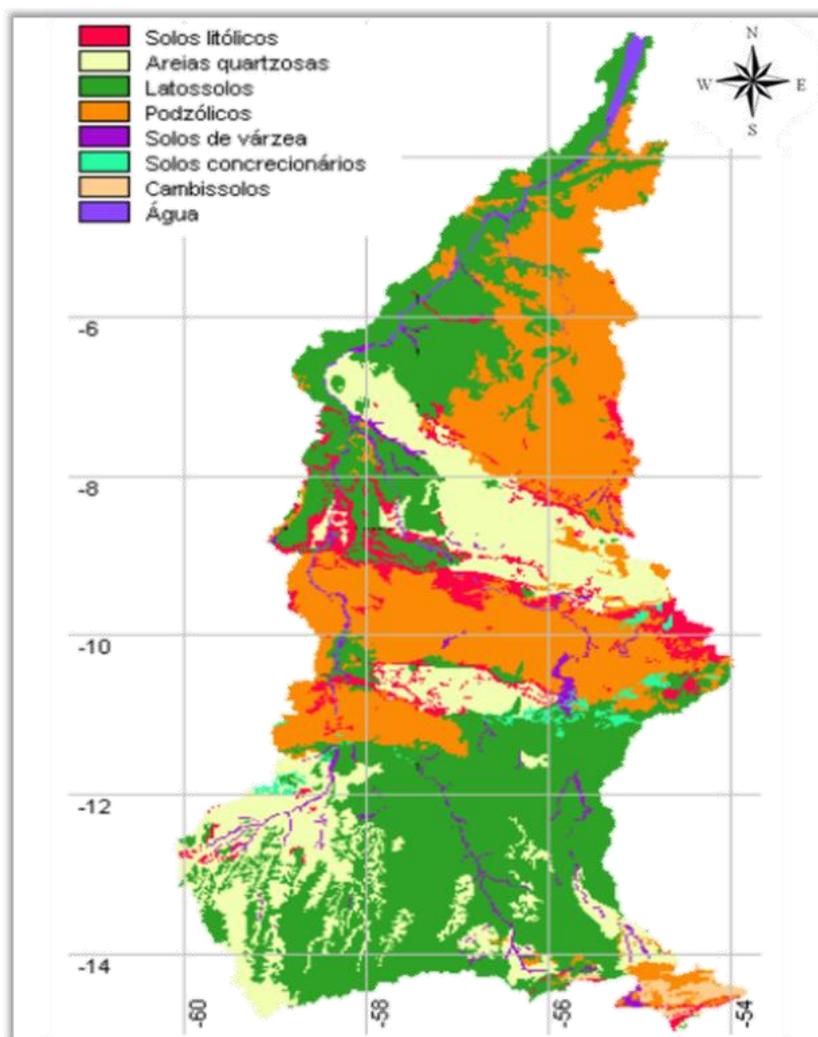


Figura 6.5: Tipos de solo da bacia do rio Tapajós

Fonte: Collischonn (2006)

Os latossolos têm a maior parcela de área da bacia, correspondendo a 41%. Solos podzólicos, em sua maioria argilosos, ocupam 29% da área da bacia, enquanto as areias quartzosas (Neossolos Quartzarênicos) têm 19%. Os solos litólicos, ou leptossolos, juntamente com os afloramentos rochosos, respondem por um percentual relativamente elevado, correspondente a 6%. Solos hidromórficos, aluviais e gleissolos correspondem a 2% do total, e cambissolos, solos concrecionários (plintossolos) e água ocupam 1% cada um (COLLISCHONN, 2001).

Segundo Collischonn (2006), em função do comportamento hidrológico e da capacidade de gerar escoamento, esses solos foram agrupados em cinco grupos.

O primeiro grupo caracteriza-se pela ocorrência dos solos com alta capacidade de escoamento superficial, em função de sua baixa profundidade, de sua satisfatória drenagem e de sua ocorrência em terrenos montanhosos. Todos os solos litólicos foram incluídos nesse grupo. Os afloramentos rochosos, apesar de serem ainda mais impermeáveis do que os solos litólicos, aparecem apenas em proporção ínfima na bacia, de forma que foram também incluídos nesse grupo.

Encontram-se no segundo grupo, os latossolos, que são solos de grande profundidade, grande capacidade de armazenamento e alto teor de argila. Ocorrem em áreas planas ou levemente onduladas. Podem ou não ter boa drenagem.

No terceiro grupo, concentram-se os solos argilosos. Esses solos são menos profundos do que os do segundo grupo. Apresentam capacidade de drenagem moderada. O solo mais representativo desse grupo é o podzólico. Os cambissolos e concrecionários (plintossolos) ocorrem em pequena proporção e por possuírem características semelhantes, também foram incluídos nesse grupo.

As areias quartzosas em geral, estão no quarto grupo. São solos muito porosos, com boa capacidade de armazenamento e boa drenagem.

Todos os solos típicos de várzea estão no quinto e último grupo. São solos profundos com relativa dificuldade de drenagem pela sua localização. Entre esses, destacam-se os solos gleisados, as areias quartzosas hidromórficas e os solos aluviais em geral.

6.1.2.7 Uso do Solo

Segundo Collischonn (2006), como resultado de diversos estudos desenvolvidos a partir das imagens LANDSAT TM com resolução de 30m, a classificação de uso do solo foi

elaborada com base na superposição de diversas bandas características de imagens. As características do uso do solo na bacia do Tapajós são mostradas na Figura 6.6.

Na Figura 6.6, observa-se uma predominância da ordem de 75% de cobertura de floresta. Essa predominância é mais latente ao norte, no baixo Tapajós. Ao Sul, junto ao norte do Mato Grosso, há uma área significativa de pastagens, correspondendo a cerca de 10% do total da área da bacia. Aproximadamente 7% do total da área, concentra um solo com pouca cobertura. Observa-se, para toda a bacia, que existem focos de cultivo agrícola ou vegetação rasteira, correspondendo a 10% do total. Os cursos d'água cobrem cerca de 1% da bacia.

À guisa da classificação dos tipos de solo, Collischonn (2006) classificou os diferentes usos do solo em categorias, que foram reagrupadas em classes hidrologicamente semelhantes. Essas classes foram: floresta e pastagem. Na primeira, foram incluídos a floresta e o cerrado, e na segunda estão pastagens, campo, agricultura, solo exposto e queimadas.

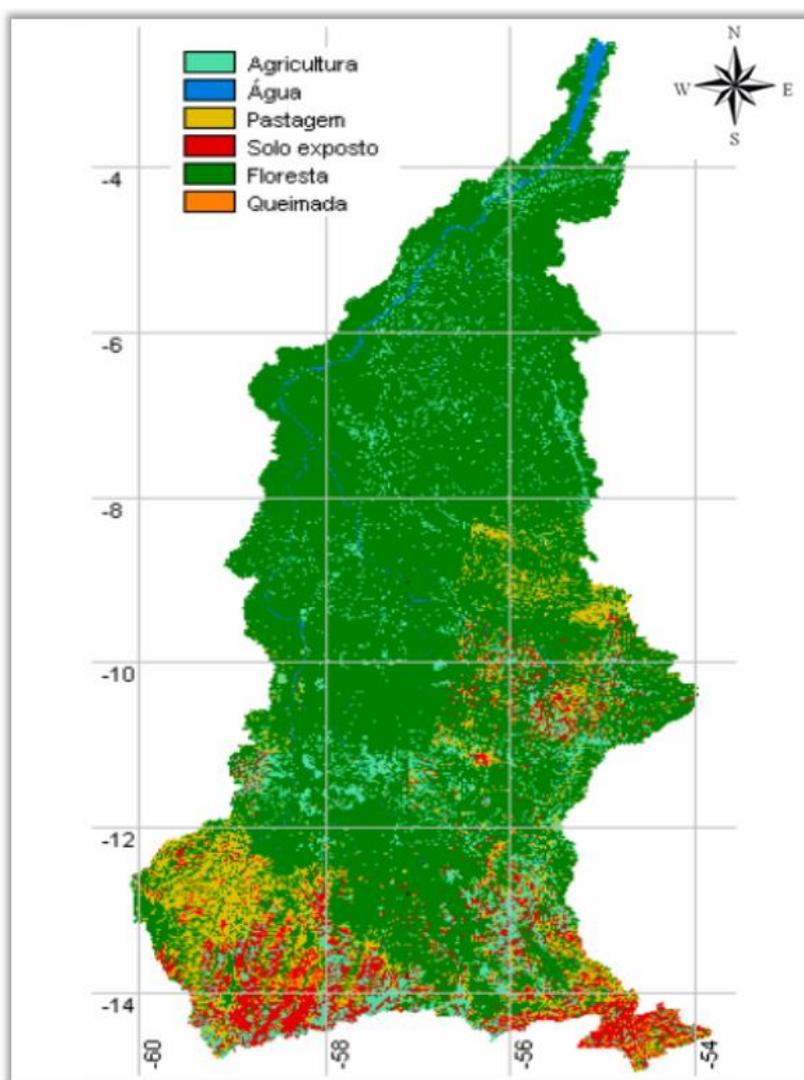


Figura 6.6: Uso do solo na bacia do rio Tapajós

Fonte: Collischonn (2006)

6.1.2.8 Navegação sem o AHE São Luiz do Tapajós

Segundo Ministério dos Transportes (2012) em função de sua morfologia fluvial e geológica a bacia do rio Tapajós apresenta cinco trechos distintos e com características próprias que delimitam o seu aproveitamento à navegação, a saber: Trecho do Baixo Tapajós, entre Santarém, PA, Km 0 e São Luiz do Tapajós, PA, Km 345 (Figura 6.7); Trecho das corredeiras de São Luiz do Tapajós, entre São Luiz do Tapajós, PA, Km 345 e Bujuré, PA, Km 373 (Figura 6.7 e Figura 6.8); Trecho do Médio Tapajós, entre Bujuré, PA, Km 373 e Jacareacanga, PA, Km 658 (Figura 6.7); Trecho do Alto Tapajós, entre Jacareacanga, PA, Km 658 e a confluência dos rios Teles Pires e Juruena, Km 851 (Figura 6.7) e Trecho do baixo Teles Pires, entre a confluência dos rios Teles Pires e Juruena, Km 851 e cachoeira Rasteira, MT, Km 1043 (Figura 6.7).



Figura 6.7: Trechos do rio Tapajós

Fonte: Administração das Hidrovias da Amazônia Oriental (2012)

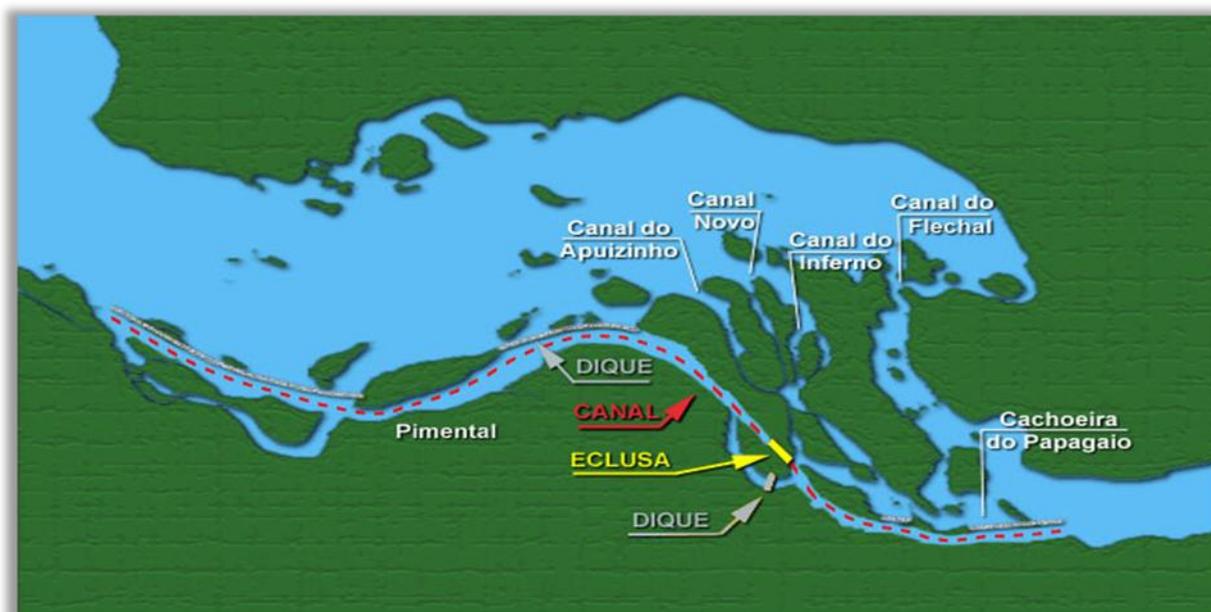


Figura 6.8: Trecho das corredeiras de São Luiz do Tapajós

Fonte: Administração das Hidrovias da Amazônia Oriental (2012)

O rio Tapajós é grande alternativa para o escoamento de cargas das regiões do Sudoeste do Estado do Pará, Sudeste do Estado de Rondônia e Norte e Centro Leste do Estado do Mato Grosso, caracterizando-se como um corredor hidroviário interligação entre essas regiões (MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES, 2011).

Segundo Ministério dos Transportes (2012) os obstáculos à navegação no rio Tapajós, que apresentam maior dificuldade de transposição, são os da região das cachoeiras de São Luiz do Tapajós e os das cachoeiras do Chacorão. Na região das cachoeiras de São Luiz do Tapajós é indicada a construção de sistemas de transposição de desnível, com construção de eclusa. Nas demais corredeiras, podem ser realizados derrocamentos, e nos locais de deposições de sedimentos, podem ser realizadas dragagem.

Conforme descrito em Ministério dos Transportes (2012) o rio Tapajós, em relação às condições naturais de navegabilidade, apresenta dois trechos distintos: o Baixo e o Médio Tapajós. Além destes dois trechos, existe também o trecho denominado Alto Tapajós, considerado como sendo constituído por um de seus formadores, possivelmente o Rio Juruena, até a confluência com o Rio Arinos, e deste até as suas nascentes.

O Baixo Tapajós apresenta uma extensão de 345 km, entre a foz no rio Amazonas e a vila de São Luiz do Tapajós, localizada próxima à cidade de Itaituba. Este trecho permite navegação comercial durante todos os meses do ano, apresentando uma declividade média de 9 cm/km.

O Médio Tapajós, por sua vez, com extensão de 506 km, inicia na localidade de São Luiz do Tapajós, e se estende até a confluência dos rios Teles Pires e Juruena. Nesta região, embora a navegação comercial ocorra em alguns trechos, esta se torna virtualmente impossível devido à dificuldade de transposição de diversas cachoeiras e corredeiras presentes ao longo do rio. Considera-se como francamente navegável apenas o trecho correspondente entre a foz do rio Tapajós e a cidade de Itaituba localizada a 271 km da cidade de Santarém.

As condições de navegabilidade nas proximidades de São Luiz do Tapajós são desfavoráveis devido à largura limitada do canal de acesso e a presença de alguns pedrais submersos. A montante da localidade de São Luiz, ocorre um trecho de aproximadamente 45 km de extensão impraticável para a navegação, denominado de “Região das Cachoeiras” (Figura 6.8) que se estende até a localidade de Buburé, nas proximidades da foz do Rio Jamanxim no km 373.

A montante de São Luiz do tapajós existe um trecho de aproximadamente 170 km, razoavelmente navegável, e que se estende até a foz do rio Crepori no km 535. A seguir, outro trecho de 50 km, impraticável para a navegação se estende até a cachoeira de Mangabalzinho no km 585, a jusante da foz do Rio Pacu.

A montante da cachoeira de Mangabalzinho verifica-se um trecho de 100 km, próximo à cidade de Jacareacanga, razoavelmente utilizado pela navegação até a Cachoeira do Chacorão no km 740, que consiste em um obstáculo de difícil transposição. A parte final do Médio Tapajós abrange um trecho de cerca de 110 km, o qual também não apresenta condições naturais apropriadas para a navegação, e termina na confluência dos rios Juruena e Teles Pires no km 851.

Como o Baixo Tapajós não apresenta maiores problemas para a navegação, esse trecho necessita apenas de dragagem em três passagens de areia, e de balizamento e sinalização em alguns pedrais próximos ao canal de navegação.

Para a implantação em caráter definitivo da navegação fluvial no rio Tapajós, além da transposição das corredeiras de São Luís, faz-se necessário o desenvolvimento de estudo do traçado do canal principal do referido rio na região do Chacorão, para se dispor de uma hidrovia que garanta, em águas baixas, um tirante de água compatível com a permanência de 90% do ano crítico seco de tempo de recorrência de 10 anos.

Segundo Ministério dos Transportes (2012) a navegabilidade do rio Tapajós na região do Chacorão será alcançada através de execução de obras de dragagem e derrocamento do canal navegável, além dos serviços de sinalização de margens e balizamento flutuante.

O trecho conhecido como “Região das Cachoeiras de São Luiz do Tapajós”, com cerca de 30 km, localizado logo a montante de São Luiz do Tapajós e que se estende até a localidade de Bujuré, encontra-se bastante encachoeirado, só sendo navegável em períodos de cheias, assim mesmo com grandes riscos.

A montante de Bujuré, segue-se um estirão de cerca de 170 Km, que apresenta condições razoáveis de navegação, com profundidades da ordem de 2,5 m na estiagem. A seguir encontra-se um trecho de 50 Km, quase que impraticável à navegação. Os 147 Km seguintes, que abrangem o município de Jacareacanga, voltam a apresentar condições razoáveis à navegação, até próximo da cachoeira de Chacorão (Km740), região que vem a ser um obstáculo de difícil transposição e objeto dos estudos de Pesquisa do Traçado do Canal Principal do rio nesta região.

Segundo Ministério dos Transportes (2012) para a implantação de navegação plena no rio Tapajós, são necessários melhoramentos em trechos de difícil transposição. Esses melhoramentos consistem, provavelmente, na construção de canais e eclusas, além da execução de dragagem, derrocamento e sinalização. Dos obstáculos no rio Tapajós, os que apresentam maior dificuldade de transposição são a “Região das Cachoeiras” no km 345, na qual é indicada a utilização de sistemas de transposição de desnível constituídos por eclusa, e a Cachoeira do Chacorão no km 740.

Segundo Ministério dos Transportes (2012) as intervenções necessárias no rio Tapajós para torna-lo navegável, sob a estrita ótica da navegação, sem considerar condicionantes de elevação de nível d’água dos reservatórios das usinas hidrelétricas a serem construídas no complexo Tapajós, são as descritas a seguir.

No baixo Tapajós, entre Santarém, PA e São Luiz do Tapajós, PA, numa extensão de 345 km, não haverá necessidade da execução de obras de dragagem e de derrocamento, precisando, apenas, da implantação de balizamento do canal de navegação.

No trecho das corredeiras de São Luiz do Tapajós, que se estende em 28 Km, haverá a necessidade da construção de eclusa para transposição do desnível existente.

No médio Tapajós, entre Bujuré, PA e Jacareacanga, PA, em uma extensão de 268 km, serão necessárias à execução de obras de dragagem e de derrocamento e a implantação de balizamento na via.

No alto Tapajós, entre Jacareacanga, PA e a confluência com os rios Teles Pires e Juruena, em um estirão de 196 km, haverá a necessidade de execução de obras de dragagem e de derrocamento e a implantação de balizamento na via.

No baixo Teles Pires, entre a confluência com os rios Teles Pires e Juruena e cachoeira Rasteira, numa extensão de 185 km, a navegação será, em corrente livre, sendo necessário, apenas, a execução de obras de dragagem e a implantação do balizamento da via.

6.2 AHE São Luiz do Tapajós

A aplicabilidade do SOUMA foi verificada na bacia do rio Tapajós, mediante a observância de resultados da simulação de diferentes cenários hidro operacionais, que permitiram a verificação da adequabilidade e da eficácia do modelo. Os dados e parâmetros técnicos, operacionais e hidrológicos de entrada do modelo, estão relacionados a operação do futuro aproveitamento hidrelétrico – AHE de São Luiz do Tapajós.

O conhecimento das características técnicas, mecânicas, operacionais e hidrológicas do barramento; das regras de operação do reservatório e das características do sistema de geração de energia do futuro AHE de São Luiz do Tapajós, fez-se necessário à parametrização do SOUMA.

As informações, os dados técnicos e os parâmetros operacionais concernentes ao planejamento e a operação do AHE São Luiz do Tapajós, não referenciados, a serem apresentados nos itens e subitens seguintes, tiveram como referência o Inventário Hidrelétrico da Bacia Hidrográfica do Rio Tapajós (ELETRONORTE/CNEC, 2007), o Estudo de Inventário do rio Tapajós (ANEEL, 2009) e os Estudos de Impacto Ambiental – EIA do AHE São Luiz do Tapajós (ELETROBRAS/CENEC WORLEYPARSONS, 2014).

6.2.1 O Complexo Tapajós

Segundo ANEEL (2009) o Complexo Hidrelétrico do Tapajós, ou simplesmente Complexo Tapajós, foi concebido prevendo a implantação de cinco das sete usinas hidrelétricas previstas em Estudos de Inventário da bacia do rio Tapajós. Das cinco usinas previstas, duas hão de ser construídas no rio Tapajós (UHE São Luiz do Tapajós e UHE Jatobá) e três no rio Jamanxim (UHE Jamanxim, UHE Cachoeira do Caí e UHE Cachoeira dos Patos.). O Complexo Tapajós acrescentará mais de 10.000 MW ao sistema elétrico brasileiro, se tornando um dos maiores complexos hidrelétricos do Brasil e do mundo.

O complexo localiza-se na bacia do rio Tapajós, entre a confluência dos rios Teles Pires e Juruena e a foz do Tapajós. Na Figura 6.9 é mostrada a localização dos

posicionadas na margem direita, aproveitando a morfologia do rio, reduzindo ao mínimo as interferências na margem esquerda. (ANEEL, 2009).

Tabela 6.1: Quedas e potências dos AHE nos rios Tapajós e Jamanxim

Rio	Aproveitamento		Níveis de Água		Potência (MW)
			Montante	Jusante	
Tapajós	TPJ-325	São Luiz do Tapajós	50,0	14,1	6.133
	TPJ-445	Jatobá	66,0	50,0	2.338
	TPJ-685	Chacorão	96,0	70,4	3.336
Jamanxim	JMX-043	Cachoeira do Cai	85,0	50,4	802
	JMX-166 [J]	Jamanxim	143,0	85,4	881
	JMX-212	Cachoeira dos Patos	176,0	143,0	528
	JMX-257	Jardim do Ouro	190,0	176,0	227

Fonte: ELETRONORTE/CNEC (2007)

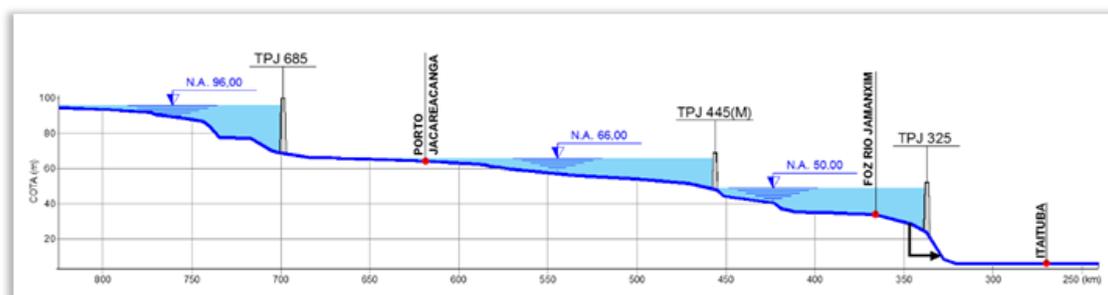


Figura 6.10: Divisão de Queda do Rio Tapajós

Fonte: Adaptado de ELETROBRAS/CENEC WORLEYPARSONS (2014)

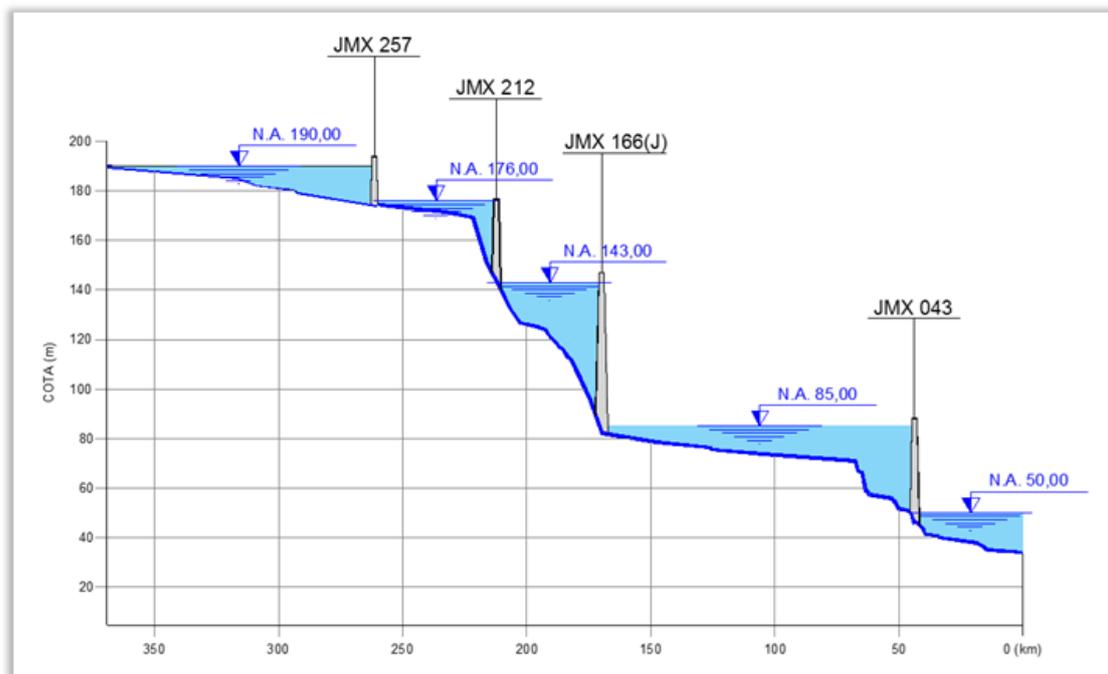


Figura 6.11: Divisão de Queda do Rio Jamanxim

Fonte: Adaptado de ELETROBRAS/CENEC WORLEYPARSONS (2014)

A concepção do AHE de São Luiz do Tapajós contida nos estudos de inventário previu uma usina operada a fio d'água, com queda bruta média da ordem de 36 m e nível de água máximo normal do reservatório na cota 50 m.

Nos estudos de inventário foi utilizado o conceito de usinas-plataforma, que surgiu da necessidade de exploração do potencial aliada à preocupação com os impactos socioambientais, ratificando a preocupação em promover desenvolvimento com sustentabilidade. O AHE São Luiz do Tapajós foi planejado com esse propósito, possibilitando a implantação do empreendimento com o mínimo de intervenção no bioma.

Segundo ELETROBRAS (2015) as usinas-plataforma são um novo conceito de construção e operação de hidrelétricas adotado pela ELETROBRAS para tornar esses empreendimentos ainda mais sustentáveis. Inspiradas no modelo de exploração de petróleo em alto-mar, as usinas-plataforma causarão impacto mínimo no meio ambiente.

A ideia é que essas usinas sejam cercadas de floresta por todos os lados. Durante a construção, as equipes de funcionários se revezarão em turnos, como acontece nas plataformas de petróleo, e não haverá grandes canteiros de obras associados a vilas de trabalhadores. Quando as obras chegarem ao fim, o canteiro será totalmente desmontado e será promovido um reflorestamento radical do local (ELETROBRAS, 2015).

Durante a fase de funcionamento da hidrelétrica, o trabalho por turnos continuará, com os trabalhadores sendo transportados para o local por helicóptero ou por terra. Boa parte

da operação será automatizada e a estrada de acesso à usina será controlada para evitar o surgimento de vilas e cidades no seu entorno. As cinco hidrelétricas que formam o Complexo Tapajós serão construídas usando o conceito de usinas-plataforma (ELETROBRAS, 2015).

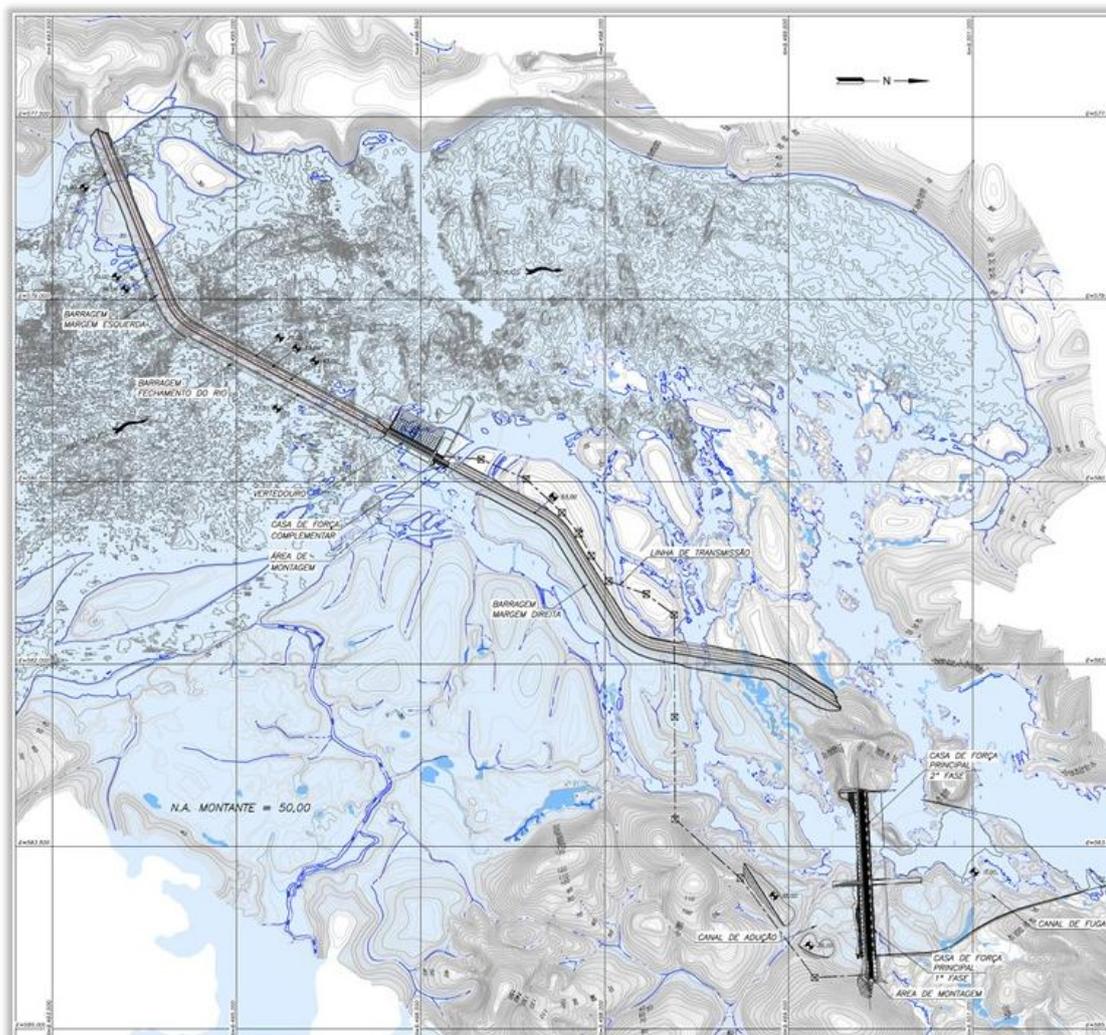


Figura 6.12: Esquema do Arranjo Final do AHE São Luiz do Tapajós

Fonte: Adaptado de ELETROBRAS/CENEC WORLEYPARSONS (2014)

6.2.3 Área Diretamente Afetada

Segunda ANEEL (2009) a Área Diretamente Afetada – ADA do AHE São Luiz do Tapajós, conforme pode ser observada na Figura 6.13, corresponde:

- a) A área do futuro reservatório, cujo nível máximo normal foi fixado à cota 50 m;
- b) A área do remanso definido por uma vazão equivalente à média das máximas;
- c) A área do acréscimo da faixa de 500m da APP-Área de Proteção Permanente;
- d) A área dos locais afetos ao Trecho de Vazão Reduzida - TVR a jusante; e

e) A uma área de aproximadamente 990 Km².

Também fazem parte da Área Diretamente Afetada – ADA aquelas constituintes do arranjo geral das estruturas principais do empreendimento; as áreas destinadas às obras de apoio, tais como alojamento, canteiro de obra, linha de transmissão para suprimento da obra e, também, aquelas destinadas ao escoamento da energia, ao canal de derivação lateral ou de transposição de peixes e as áreas de empréstimo.

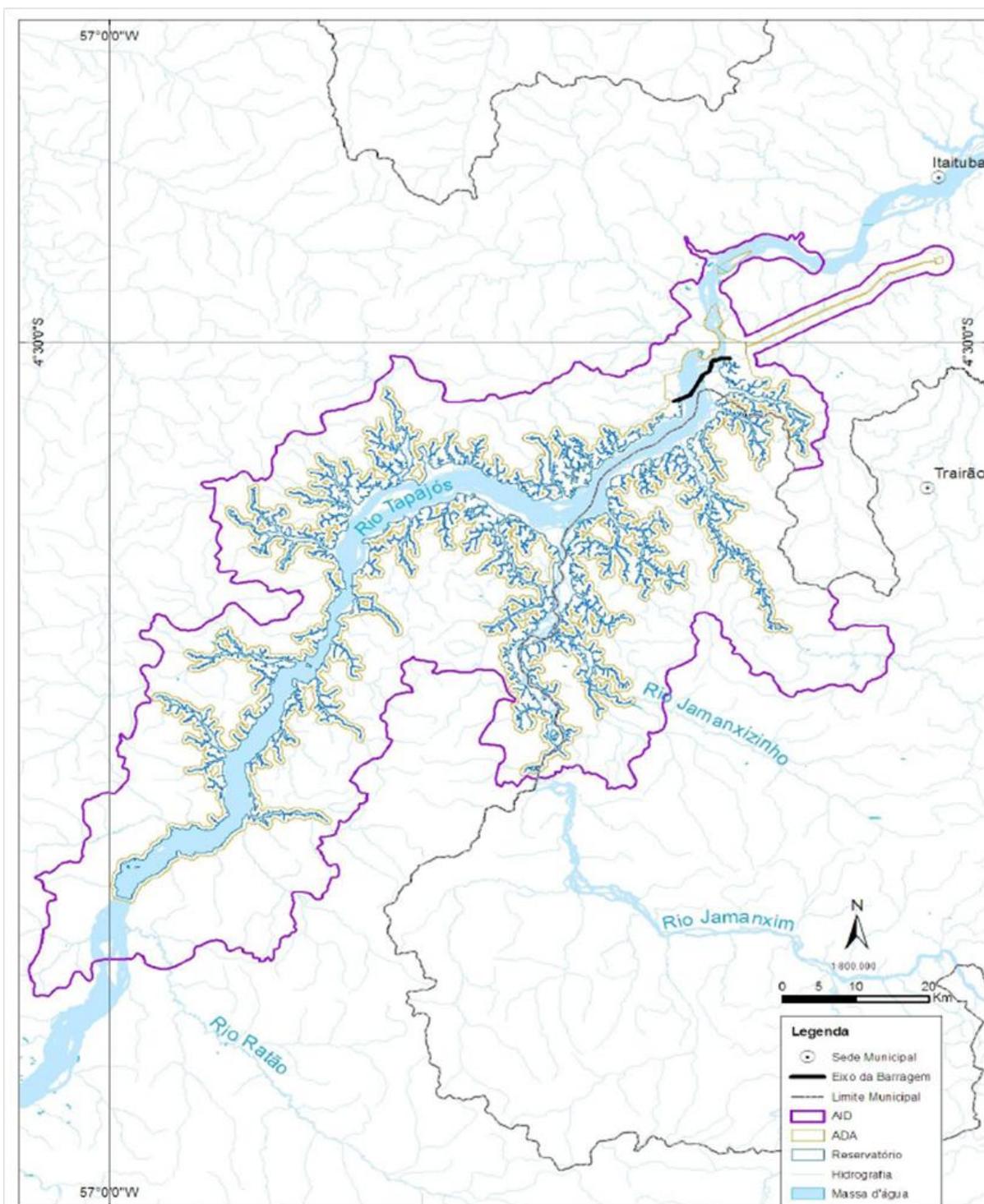


Figura 6.13: Área Diretamente Afetada do AHE São Luiz do Tapajós

Fonte: Adaptado de ELETROBRAS/CENEC WORLEYPARSONS (2014)

6.2.4 Arranjo das Obras

Segundo ANEEL (2009) a definição locacional do arranjo do AHE São Luiz do Tapajós respaldou-se em fatos que evidenciaram a grande potencialidade econômico-energética do local como: o desnível topográfico concentrado propiciado pela existência de uma sequência de corredeiras; a topografia das ombreiras; as condições de fundação e a expressiva disponibilidade hídrica do rio Tapajós.

Analisando-se a imagem de satélite da Figura 6.14, observa-se que as corredeiras de São Luiz do Tapajós têm configuração peculiar, funciona, no seu início, como um vertedouro lateral, dado que a jusante da Vila Pimental o curso d'água descreve uma longa curva de baixa declividade e depois inflete bruscamente para a direção oeste-leste, iniciando um trecho declivoso onde toda a descarga do rio transita em canais naturais, sendo os principais denominados localmente como Canal Principal, Canal das Cruzes e Canal do Inferno. Ao final das corredeiras, que acumula um desnível da ordem de 12 m, o curso do rio retoma a orientação sul-norte. Após ultrapassar as corredeiras em frente à Vila de São Luiz, onde destaca-se o Canal do Pereira, encaminha-se, com baixa declividade e águas tranquilas, em direção à cidade de Itaituba e ao rio Amazonas.

Em ANEEL (2009) verifica-se que a alternativa selecionada considerou um arranjo de obras que prevê a exploração hidro energética do desnível existente e a preservação dos canais, pedrais e corredeiras existentes a jusante do eixo do barramento. Na Figura 6.15 é apresentado o arranjo geral das obras selecionado.

Atualmente, a navegação no rio Tapajós não é possível na região das Corredeiras de São Luiz do Tapajós. Com a implantação do AHE São Luiz do Tapajós e do seu sistema de transposição de desnível, a navegação para esse trecho será reestabelecida. O dispositivo poderá ser implantado na margem direita e contará com duas câmaras de eclusa.

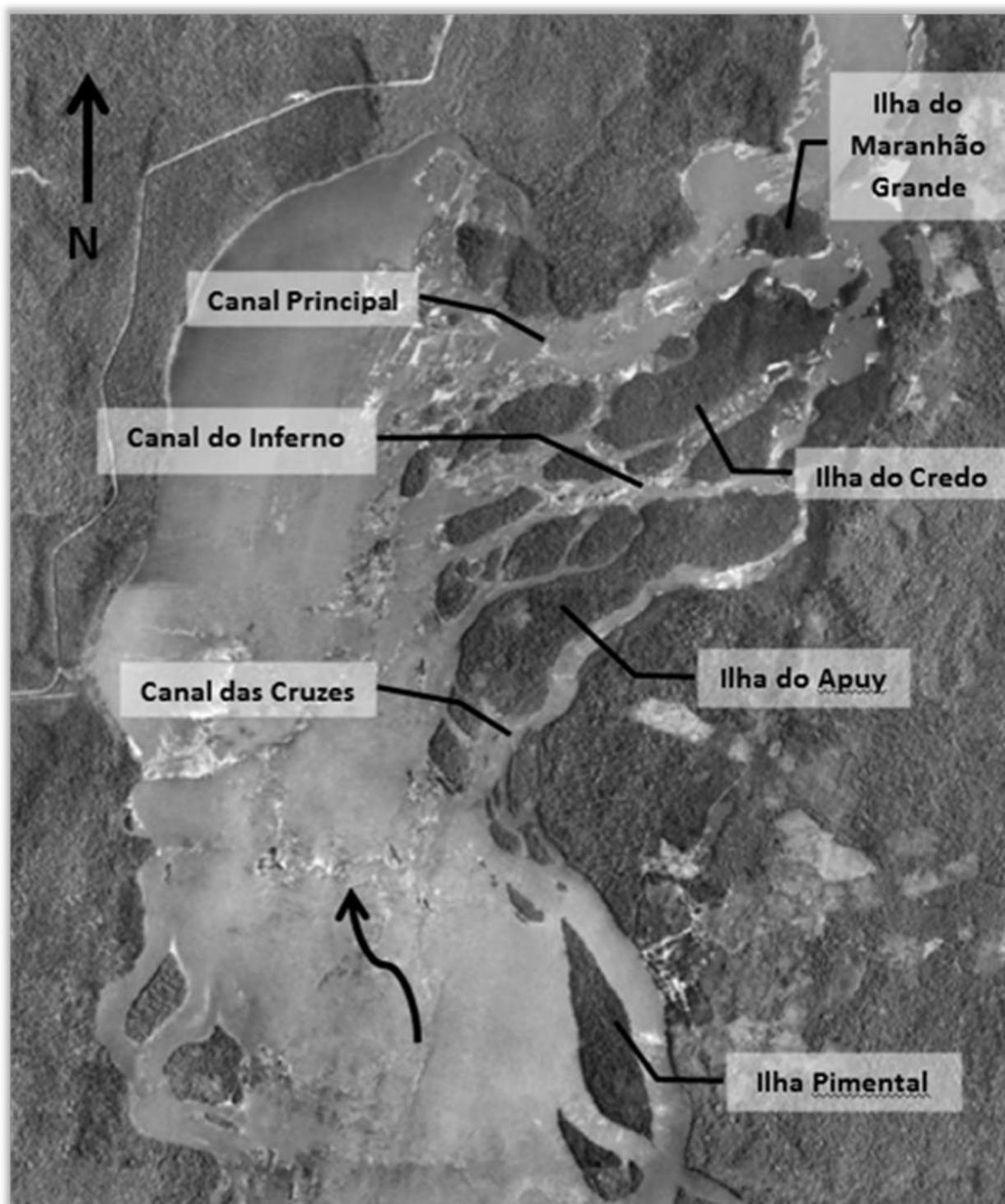


Figura 6.14: Corredeiras de São Luiz do Tapajós a partir da margem esquerda

Fonte: Adaptado de ELETROBRAS/CENEC WORLEYPARSONS (2014)

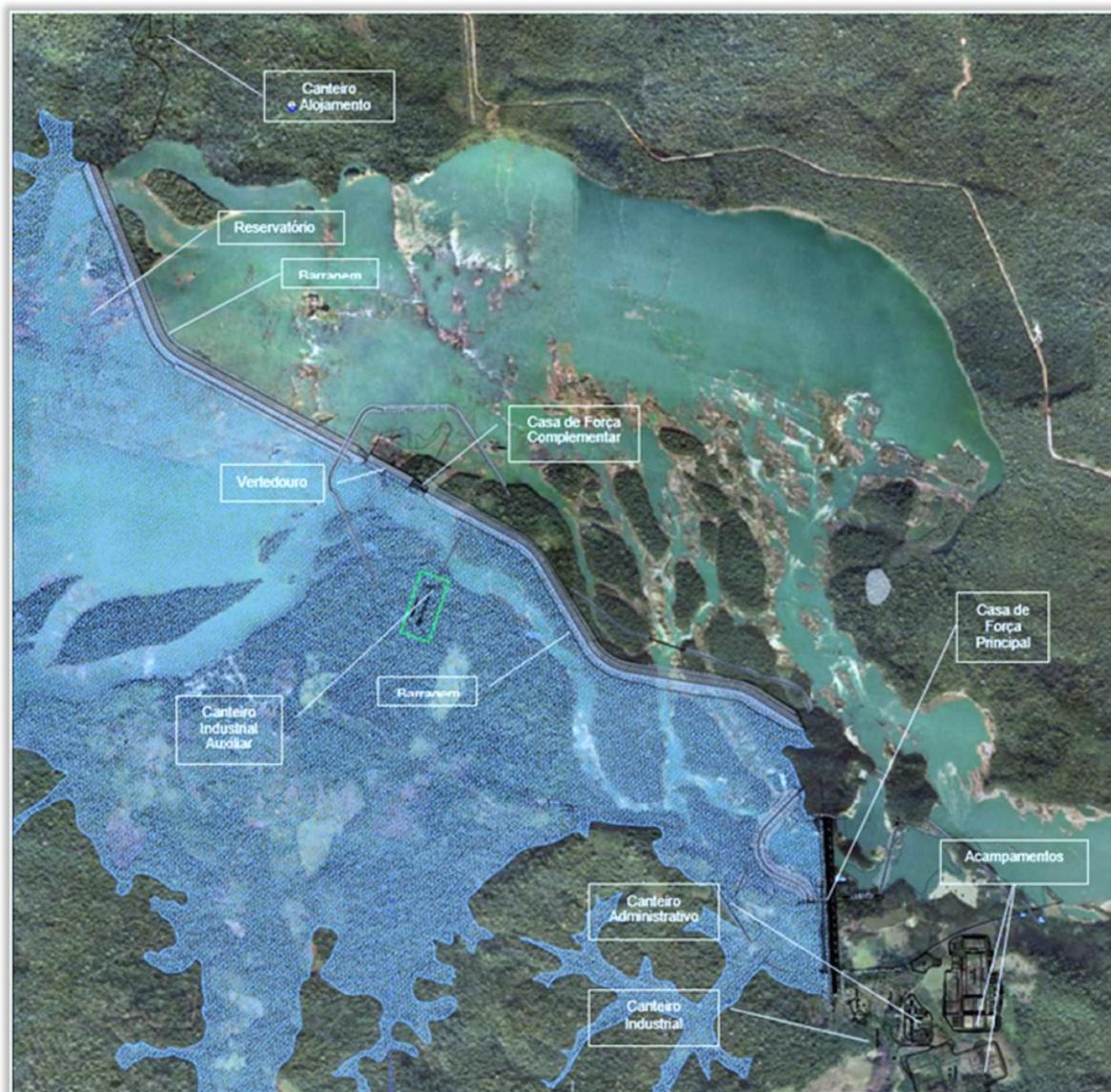


Figura 6.15: Arranjo Geral das Obras do AHE São Luiz do Tapajós

Fonte: Adaptado de ELETROBRAS/CENEC WORLEYPARSONS (2014)

6.2.5 Reservatório

Segundo ANEEL (2008) existem dois tipos de reservatórios: de acumulação e a fio d'água. Os de acumulação, por geralmente estarem localizados a montante de sistemas de reservatórios e por possuírem quedas elevadas, permitem o acúmulo de grande quantidade de água e regulam vazões afluentes de reservatórios localizadas a jusante, de forma a permitir a operação integrada de um conjunto de usinas. As unidades a fio d'água geram energia com o fluxo de água do rio, ou seja, pela vazão com mínimo ou nenhum acúmulo do recurso hídrico.

O AHE São Luiz do Tapajós, que deverá operar a fio d'água, não representa, comparativamente à sua potência instalada, um reservatório de grandes dimensões. Na Figura

6.16 e na Figura 6.17 são apresentadas imagens de satélite, que permitem visualizar e comparar áreas alagadas em condições “sem” e “com” o reservatório a ser formado pelo aproveitamento. A primeira mostra a situação atual e a segunda mostra a área que será ocupada pelo reservatório. Outra peculiaridade do reservatório é que o projeto do vertedouro permite a passagem de uma cheia decamilenar (período de retorno igual a dez mil anos) sem sobrelevação do nível d’água, ou seja, o reservatório poderá operar com níveis mínimo, máximo normal e máximo maximorum iguais.

O reservatório do AHE, para uma elevação na cota 50,00 m, acumula um volume total da ordem de 7.766 por 106 m³, ocupando uma área de 729 km². Dessa área, cerca de 353 km² correspondem à calha natural do rio, resultando uma área efetivamente inundada de 376 km². O reservatório formado pelo AHE tem uma extensão de 123 km ao longo do rio Tapajós, até encontrar o futuro eixo do AHE Jatobá, e uma extensão de 76 km ao longo do rio Jamanxim, até encontrar o futuro eixo do AHE Cachoeira do Caí.



Figura 6.16: Imagem do rio Tapajós antes do barramento do AHE São Luiz do Tapajós

Fonte: Adaptado de ELETROBRAS/CENEC WORLEYPARSONS (2014)



Figura 6.17: Imagem do rio Tapajós com o Reservatório do AHE São Luiz do Tapajós

Fonte: Adaptado de ELETROBRAS/CENEC WORLEYPARSONS (2014)

6.2.6 Descarga Ambiental

ANEEL (2009) propôs três cenários alternativos de vazão mínima a ser liberada a jusante do barramento. No primeiro, a vazão liberada para jusante é igual a $1.068 \text{ m}^3/\text{s}$ ($30\% \cdot Q_{7,10}$), correspondente ao valor da vazão ambiental a ser mantida durante a operação do aproveitamento. No segundo, a vazão para jusante é igual a $3.475 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondente à média das mínimas do período 1931 a 2008. No terceiro, a vazão para jusante é igual a $3.855 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondente à vazão de 95% de permanência.

De acordo com ANEEL (2009) em razão de um trecho de cerca de 7 km, compreendido entre o barramento e o canal de fuga da casa de força principal, o qual permanecerá com vazão reduzida em boa parte do tempo, foi definida uma vazão ambiental a ser mantida a fim de garantir, entre outras finalidades, a beleza cênica das Corredeiras de São Luiz do Tapajós na época de estiagem. Essa vazão, estabelecida em $1.068 \text{ m}^3/\text{s}$, corresponde ao valor de 30 % da $Q_{7,10}$ e será turbinada pela casa de força complementar.

6.2.7 Barragem

Conforme pode ser observado na Figura 6.18, o barramento do sítio do AHE São do Tapajós é composto por dois trechos de barragem, o primeiro, com extensão de 3.647 m, vai da ombreira esquerda, junto a margem esquerda, até o muro esquerdo do vertedouro e o segundo, com comprimento de 3.961 m, vai do muro direito da área de montagem da casa de força complementar, passando pela ilha do Apuy, até a ilha do Credo.

Na Figura 6.18 são mostrados os dois trechos da barragem juntamente com as estruturas do vertedouro e da casa de força complementar ao centro.

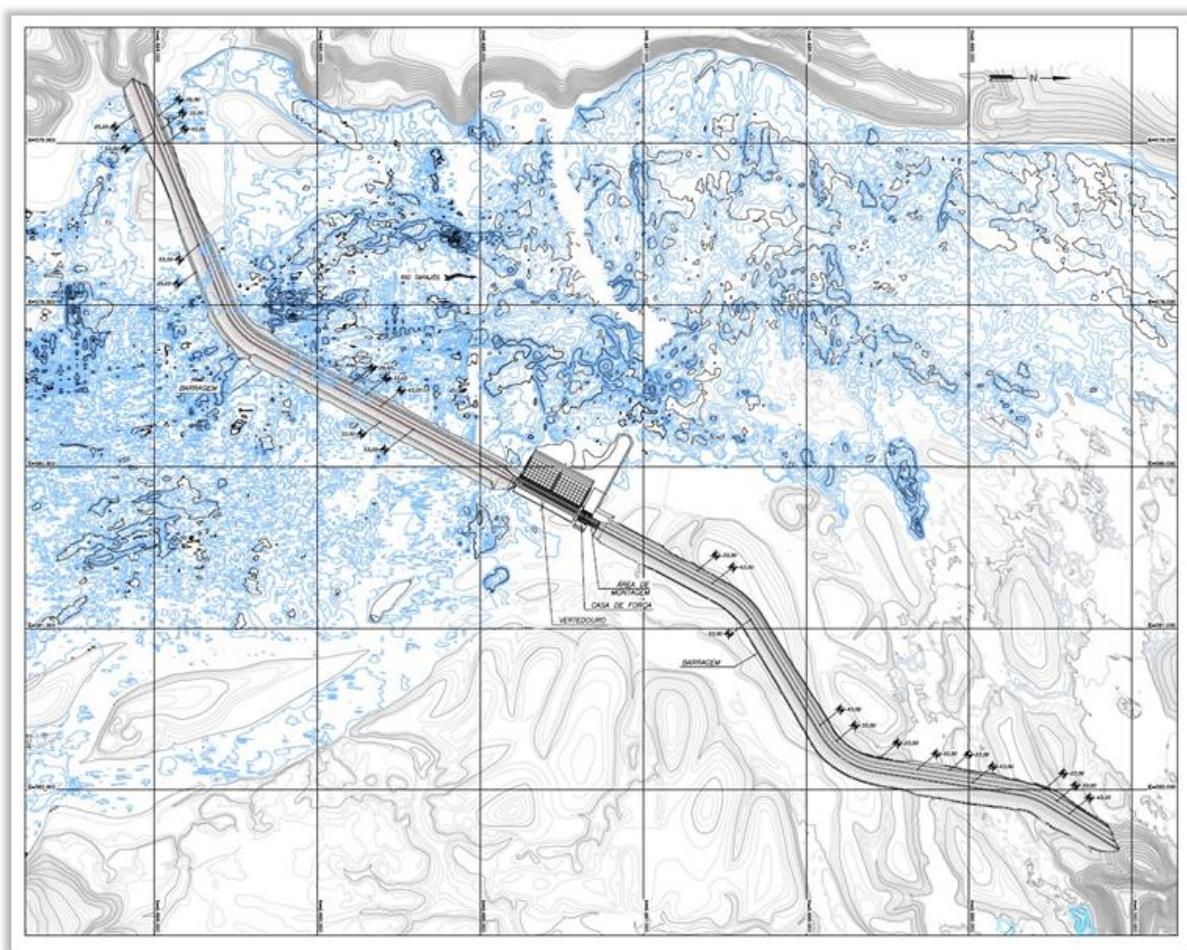


Figura 6.18: Barragens de terra do AHE

Fonte: Adaptado de ELETROBRAS/CENEC WORLEYPARSONS (2014)

6.2.8 Vertedouro

O sistema de extravasamento do AHE São Luiz do Tapajós será composto de vertedouro tipo superfície, constituído por 18 vãos, com dimensões de 18,50 m de largura por 20,00 m de altura, controlados por comportas tipo segmento, perfazendo uma extensão total de 434,00 m. Os blocos do conjunto extravasador serão dotados de soleiras com forma hidráulica convencional com perfil Creager, em concreto armado, com crista na cota 30,00 m. O vertedouro foi dimensionado para a uma cheia de decamilenar, que permitirá a defluência de uma vazão de 59.836 m³/s (ELETRONORTE/CNEC, 2007).

6.2.9 Casa de Força Principal

A casa de força será constituída de 36 unidades geradoras (turbina mais gerador) com potência nominal unitária de 215 MW nos bornes, perfazendo uma potência nominal total de 7.740 MW. As turbinas serão do tipo Kaplan de eixo vertical com potência nominal de 220 MW e gerador com potência nominal igual a 238,9 MVA (ELETRONORTE/CNEC, 2007).

Segundo ANEEL (2009), a montante o nível máximo maximorum em condições de cheias será de +50,0 m, o nível nominal máximo de +50,0 m e o nível mínimo de +50,0 m. A jusante, os níveis de água a e as vazões junto a casa de força principal são apresentados na Tabela 6.2.

Tabela 6.2: Níveis e queda bruta na casa de força principal

Características	Nível de Jusante	Vazão (m ³ /s)	Configuração Operacional
Máximo maximorum	+20,49 m	59,836	Cheia decamilenar
Normal	+16,22 m	27.816	36 unidades da CFP em funcionamento (100% de carga) mais a vazão ambiental de 1.068 m ³ /s
Mínimo	+7,05 m	3.475	Descarga natural mínima

Fonte: ELETRONORTE/CNEC (2007)

Os níveis de água de montante e de jusante e a queda bruta junto a casa de força principal são descritos na Tabela 6.3. A queda bruta da usina principal varia de 29,51 a 42,95 m. A queda líquida de referência com 95% de permanência, é de 32,45 m. Para esta queda cada unidade hidro geradoras (turbina mais gerador) gera uma potência nominal unitária de

215 MW nos bornes. Para a casa de força principal, o pré-dimensionamento foi baseado em trinta e seis grupos geradores e uma queda líquida de referência de 32,45 m. A potência e vazão nominal das turbinas são apresentadas na Tabela 6.4.

Tabela 6.3: Níveis e queda bruta na casa de força principal

Características	Nível de montante	Casa de Força Principal	
		Nível de jusante	Queda bruta
Queda bruta máxima	+50,0 m	+7,05 m	42,95 m
Queda bruta nominal	+50,0 m	+16,22 m	33,91 m
Queda de Referência (permanência de 95%)	+50,0 m	+16,65 m	33,35 m
Queda bruta mínima (cheia máxima)	+50,0 m	+20,49 m	29,51 m

Fonte: ELETRONORTE/CNEC (2007)

Tabela 6.4: Potências e fluxos nominais nas turbinas

Características	Casa de Força Principal
Potência elétrica na saída do gerador (32,45 m de queda líquida)	215 MW
Potência mecânica turbina (32,45 m de queda líquida)	220 MW
Vazão (32,45 m de queda líquida)	743 m ³ /s

Fonte: ELETRONORTE/CNEC (2007)

Segundo ANEEL (2009), as características das turbinas da casa de força complementar são apresentadas na Tabela 6.5.

Tabela 6.5: Características das turbinas da casa de força principal

Característica	Nomenclatura e unidade	Valor
Unidades geradoras do tipo Kaplan de eixo vertical	un	36
Queda líquida de referência	$H_{n\text{ nom}}$ (m.c.a)	32,45
Potência elétrica de referência na saída do gerador	$P_{\text{ unidade}}$ (MW)	215
Potência de referência da turbina	$P_{t\text{ nom}}$ (MW)	220
Vazão de referência da turbina	$Q_{t\text{ nom}}$ (m ³ /s)	743
Velocidade síncrona	N (rpm)	80
Nível a jusante mínimo	$Z_{\text{ jusante min}}$ (m)	+7,05
Submersão mínima (linha de centro do rotor da turbina)	$H_{s\text{ rotor}}$ (m)	+ 6,55

Fonte: ELETRONORTE/CNEC (2007)

6.2.10 Sistema de Transposição de Desnível

Em particular, a construção do AHE São Luiz do Tapajós permitirá a implantação futura de um sistema de transposição que fará parte da hidrovia prevista pelo Plano Hidroviário Estratégico. Essa hidrovia, após implantada, possibilitará a navegação rio acima, interligando o médio Tapajós até a foz do rio Tapajós em Santarém, PA.

Os estudos aqui apresentados estão fundamentados nesse plano estratégico, bem como nas diretrizes estabelecidas pelo documento “Diretrizes para Estudos de Arranjos de Obras de Transposição de desnível para Navegação”. Emitido pela Agência Nacional de Águas – ANA em julho de 2012, complementando o “Manual de Estudos de Disponibilidade Hídrica para Aproveitamentos Hidrelétricos”. Também foram utilizadas algumas definições do projeto da hidrovia Tapajós Teles Pires, desenvolvido pela Administração de Hidrovias da Amazônia Oriental – AHIMOR, em nível mais detalhado que o apresentado pelo plano estratégico.

O comboio tipo dos estudos de viabilidade do AHE São Luiz do Tapajós apresenta formação R-2x2, barcaças com 11 m de boca, 58 m de comprimento e calado de 2,5 m.

Para os estudos de viabilidade desenvolvidos, os canais de aproximação de montante e de jusante das eclusas do sistema de transposição foram dimensionados em função dos valores mínimos apresentados na Tabela 6.6. A largura mínima dos canais, considerando a via com mão dupla de tráfego, foi definida de acordo com a Equação (6.1).

$$L = 4,4 \times B \quad (6.1)$$

Em que,

L é a largura mínima do canal de aproximação das eclusas; e

B é a boca do comboio-tipo adotado.

O raio mínimo dos trechos em curvas dos canais de aproximação das eclusas foi definido conforme a Equação (6.2), considerando os valores de sobre larguras adicionais já inclusos.

$$R_{min} = 10 \times C \quad (6.2)$$

Em que,

R_{min} é o raio mínimo dos trechos em curva do canal; e

C é a comprimento do comboio-tipo adotado.

Tabela 6.6: Características dos canais de aproximação

Dimensões Características dos Canais (m)	
Largura Mínima na Reta	100,00
Largura Mínima na Curva	100,00
Raio de Curvatura Mínimo	1.200,00
Lâmina Mínima	3,5

Fonte: ELETRONORTE/CNEC (2007)

Os níveis de água adotados para o sistema de transposição são os níveis de água operacionais normais do reservatório:

- NA máx. Operacional = 50,00 m
- NA mín. Operacional = 50,00 m

Os níveis de água de jusante correspondem às seguintes condições:

- NA mín. = 7,63 m (correspondente a vazão de 3.787 m³/s)⁷
- NA máx. = 16,74 m (correspondente a vazão de 31.203 m³/s)⁸

Com base no comboio tipo, foram adotadas, para as câmaras, as dimensões constantes da Tabela 6.7.

Tabela 6.7: Características do sistema de transposição

Dimensões Características (m)	
Comprimento	140,50
Largura	26,00
Lâmina Mínima	3,50
Desnível - câmara de montante	21,50
Desnível máximo - câmara de jusante	20,87

Fonte: ELETRONORTE/CNEC (2007)

⁷ O nível mínimo a jusante corresponde à vazão com permanência 90%, para uma seca com 10 anos de recorrência.

⁸ O nível máximo operacional corresponde a uma cheia com 5 anos de recorrência.

O Sistema de Transposição de Desnível proposto para o AHE São Luiz do Tapajós, apresentado na Figura 6.19, está localizado na margem direita do rio Tapajós, próximo à Casa de Força Principal e possibilitará a transposição de embarcações compatíveis com o comboio tipo de projeto. Essas embarcações poderão então atravessar as corredeiras de São Luiz do Tapajós com facilidade e segurança em qualquer época do ano.

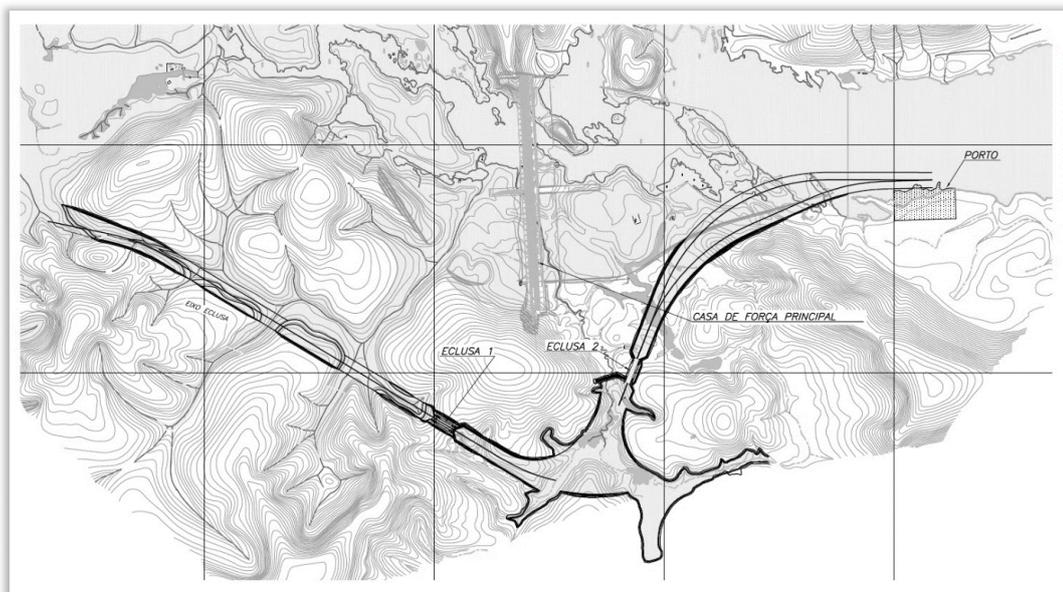


Figura 6.19: Arranjo do sistema de transposição

Fonte: Adaptado de ELETROBRAS/CENEC WORLEYPARSONS (2014)

6.3 Dados Pluviométricos e Fluviométricos

A precisão de modelos hidrológicos e de operação de reservatórios é função direta de diversos fatores relacionados ao conhecimento e a distribuição espacial e sazonal de variáveis hidrológicas. A base de dados utilizada em modelos hidrológicos é fator preponderante, para tal essa deve ser sólida e estar devidamente consistida, sob pena de gerenciar-se algo que não se conhece. A medida que se aumenta a competência e o conhecimento sobre a água, aumenta-se a utilidade da informação sobre as águas. Segundo a Organização Meteorológica Mundial, a relação de custo-benefício da informação hidrológica é da ordem de 40 vezes (FREITAS e COIMBRA, 1998).

Como citado por Freitas e Santos (1999), “um bom conhecimento das necessidades de seus usuários e da capacidade de oferta e renovação de suas fontes naturais, são fundamentais para a definição dos marcos regulatórios principais e da capacidade de suporte de cada bacia”. A rede de monitoramento de um país deve considerar tanto os aspectos

quantitativos como qualitativos das águas. Neste último caso, o monitoramento propicia o conhecimento e a identificação de relações causa-efeito entre os usos e atividades humanas e seus impactos sobre a qualidade das águas, sendo um dos componentes necessários para uma gestão ambiental integrada (SQA, 1999).

A base de dados utilizada no modelo de previsão ARIMA; no MCV RNA-MLP/BP e no modelo SOUMA, de frequência mensal, para o período de 1931 e 2011, foi obtida:

- a) Junto ao banco de dados da Agência Nacional de Águas - ANA, constituindo-se de séries históricas de precipitações médias diárias, de níveis de água médios diários e de vazões médias diárias. Esses dados encontram-se disponibilizados através do Sistema de Informações Hidrológicas – Hidro Web e dispostos no endereço eletrônico <http://hidroweb.ana.gov.br/>; e
- b) Junto ao Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa - BDMEP do Instituto Nacional de Meteorologia - INMET, constituindo-se de séries históricas de precipitações médias diárias, mensais e anuais. Esses dados encontram-se disponibilizados através do BDMEP que abriga dados meteorológicos diários referentes a séries históricas da rede de estação do INMET, os quais estão dispostos no endereço eletrônico <http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=bdmep/bdmep>.

6.3.1 Dados de Vazão

Os dados de vazão utilizados no desenvolvimento do modelo de previsão de afluência de vazão e de operação do reservatório do AHE São Luiz do Tapajós, teve por base a utilização de séries de vazões mensais, para um período de oitenta e um anos (1931 a 2012), em 5 estações fluviométricas localizadas nas bacias dos rios Tapajós e Jamanxim.

A relação, curso de água, município e coordenadas das estações fluviométricas com dados de vazão utilizadas nos estudos, são apresentadas na Tabela 6.8. A localização das estações fluviométricas, com dados de vazão, utilizadas nos estudos é apresentada na Figura 6.20.

Tabela 6.8: Dados das estações fluviométricas, com dados de vazão, utilizadas no estudo

Código	Posto	Rio	Município	UF	Coordenadas	
					Latitude	Longitude
17430000	Barra do São Manuel	Tapajós	Borba	AM	-07°20'23"	-58°09'19"
17500000	Fortaleza	Tapajós	Itaituba	PA	-06°02'43"	-57°38'34"
17650002	Acará do Tapajós	Tapajós	Itaituba	PA	-04°53'11"	-56°43'23"
17675000	Jardim do Ouro	Jamanxim	Itaituba	PA	-06°15'27"	-55°46'21"
17710000	Buburé	Tapajós	Itaituba	PA	-04°36'56"	-56°19'30"

Fonte: Agência Nacional de Águas – ANA (2012)

Além da utilização das dez estações fluviométricas, operadas pela Agência Nacional de Água – ANA, listadas na Tabela 6.8, fez-se necessária a utilização de séries de dados de vazão dos postos fluviométricos listados na Tabela 6.9, onde esses foram implantados e operados pela Agência Nacional de Energia Elétrica – ANEEL, quando da elaboração dos Estudos de Inventários do AHE São Luiz do Tapajós, no período de 2007 a 2012.

A complementação das séries de vazão para o período de 1931 a 2011, dos postos fluviométricos da Tabela 6.9, foi executada através da implementação de equações de correlação com estações fluviométricas de interesse contidas na Tabela 6.8.

Tabela 6.9: Dados dos postos fluviométricos da ANEEL

Posto	Rio	Município	UF	Coordenadas	
				Latitude	Longitude
PF Jusante	Tapajós	Itaituba	AM	07°20'23"	-58°09'19"
PF Casa de Força Principal	Tapajós	Itaituba	PA	04°29'40"	-56°14'07"

Fonte: Agência Nacional de Energia Elétrica – ANEEL (2009)

As áreas de drenagem das estações fluviométricas da Tabela 6.8 são apresentadas na Tabela 6.10, as quais foram obtidas junto ao banco de dados Hidro Web da Agência Nacional de Águas – ANA (ANA, 2013), as quais foram utilizadas como parâmetro de entrada no modelo estocástico chuva-vazão utilizado na complementação das séries de vazão. Para o AHE São Luiz do Tapajós a área de drenagem do aproveitamento é de 452.783 Km² (ANEEL, 2009).

Tabela 6.10: Áreas de drenagem das estações fluviométricas

Código	Nome do Posto	Rio	Área (km²)
17430000	Barra do São Manuel - Jusante	Tapajós	333.017
17500000	Fortaleza	Tapajós	363.430
17650002	Acará do Tapajós	Tapajós	390.046
17675000	Jardim do Ouro	Jamanxim	37.449
17710000	Buburé	Tapajós	450.975

Fonte: Agência Nacional de Águas – ANA (2012)

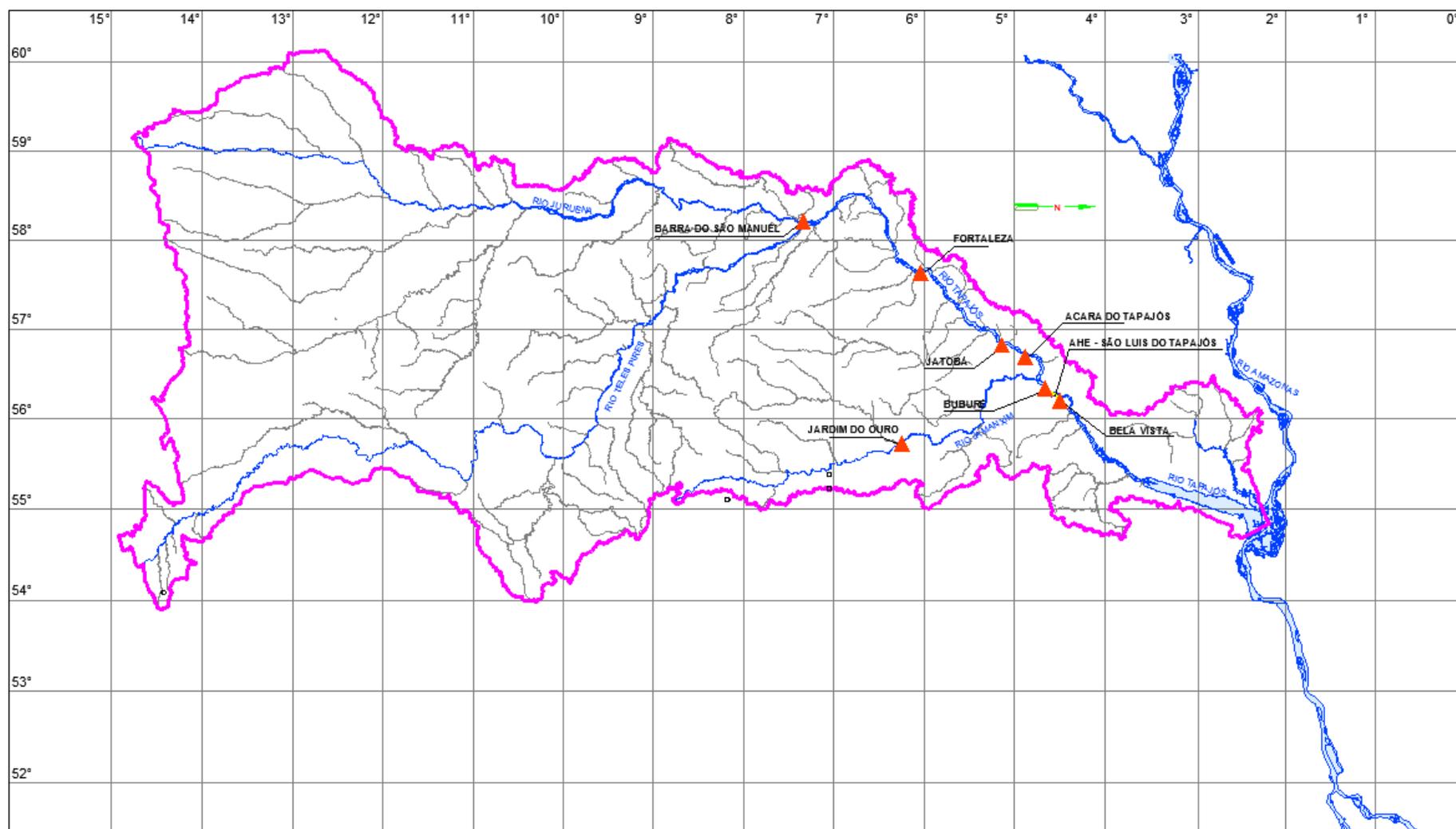


Figura 6.20: Localização dos postos fluviométricos utilizados nos estudos

Fonte: Adaptado de ELETROBRAS/CENEC WORLEYPARSONS (2014)

6.3.2 Dados de Níveis de Água

Os dados de níveis de água utilizados no desenvolvimento do modelo de previsão de afluência de vazão e de operação do reservatório do AHE São Luiz do Tapajós, teve por base a utilização de séries de vazões mensais, para um período de oitenta e um anos (1931 a 2012), em 4 estações fluviométricas localizadas nas bacias dos rios Tapajós e Jamanxim.

A relação, curso de água, município e coordenadas das estações fluviométricas com dados de níveis de água utilizadas nos estudos, são apresentadas na Tabela 6.11. Na Figura 6.20 é apresentada a localização das estações fluviométricas, com dados de níveis de água, utilizadas nos estudos.

Tabela 6.11: Dados das estações fluviométricas, com dados de níveis de água

Código	Posto	Rio	Município	UF	Coordenadas	
					Latitude	Longitude
17650000	Jatobá	Tapajós	Itaituba	PA	-05°09'09"	-56°51'14"
17650002	Acará do Tapajós	Tapajós	Itaituba	PA	-04°53'11"	-56°43'23"
17710000	Buburé	Tapajós	Itaituba	PA	-04°36'56"	-56°19'30"
17720000	Bela Vista	Tapajós	Itaituba	PA	-04°29'40"	-56°14'07"

Fonte: Agência Nacional de Águas – ANA (2012)

Analogamente aos dados de vazão, além da utilização das dez estações fluviométricas listadas na Tabela 6.8, fez-se necessária a utilização de séries de dados de níveis de água dos postos fluviométricos apresentados na Tabela 6.9. A complementação das séries de níveis de água para o período total de 1931 a 2011, dos postos fluviométricos da Tabela 6.9, foi executada, também, através da implementação de equações de correlação com estações fluviométricas de interesse contidas na Tabela 6.11.

6.3.3 Dados Pluviométricos

Os dados de precipitação utilizados no desenvolvimento do modelo de previsão de afluência de vazão e de operação do reservatório do AHE São Luiz do Tapajós, teve por base a utilização de séries de precipitações médias mensais, para um período de oitenta e um anos (1931 a 2012), em 5 estações pluviométricas localizadas nas bacias dos rios Tapajós e Jamanxim.

A relação, curso de água, município e coordenadas das estações pluviométricas com dados de precipitação utilizadas nos estudos, são apresentadas na Tabela 6.12. A Figura 6.21 mostra a localização das estações pluviométricas, com dados de precipitação, utilizadas nos estudos.

Tabela 6.12: Dados das estações pluviométricas utilizadas no estudo

Código	Posto	Município	UF	Coordenadas	
				Latitude	Longitude
01456005	Diamantino	Diamantino	MT	-14°24'21"	-56°26'47"
01260000	Vilhena	Vilhena	RO	-12°44'00"	-60°08'00"
00757000	Alto Tapajós	Itaituba	PA	-07°21'00"	-57°31'00"
00758000	Barra do São Manuel	Borba	AM	-07°20'20"	-58°09'18"
00556000	Jatobá	Itaituba	PA	-05°09'15"	-56°51'20"

Fonte: Agência Nacional de Águas – ANA (2012)

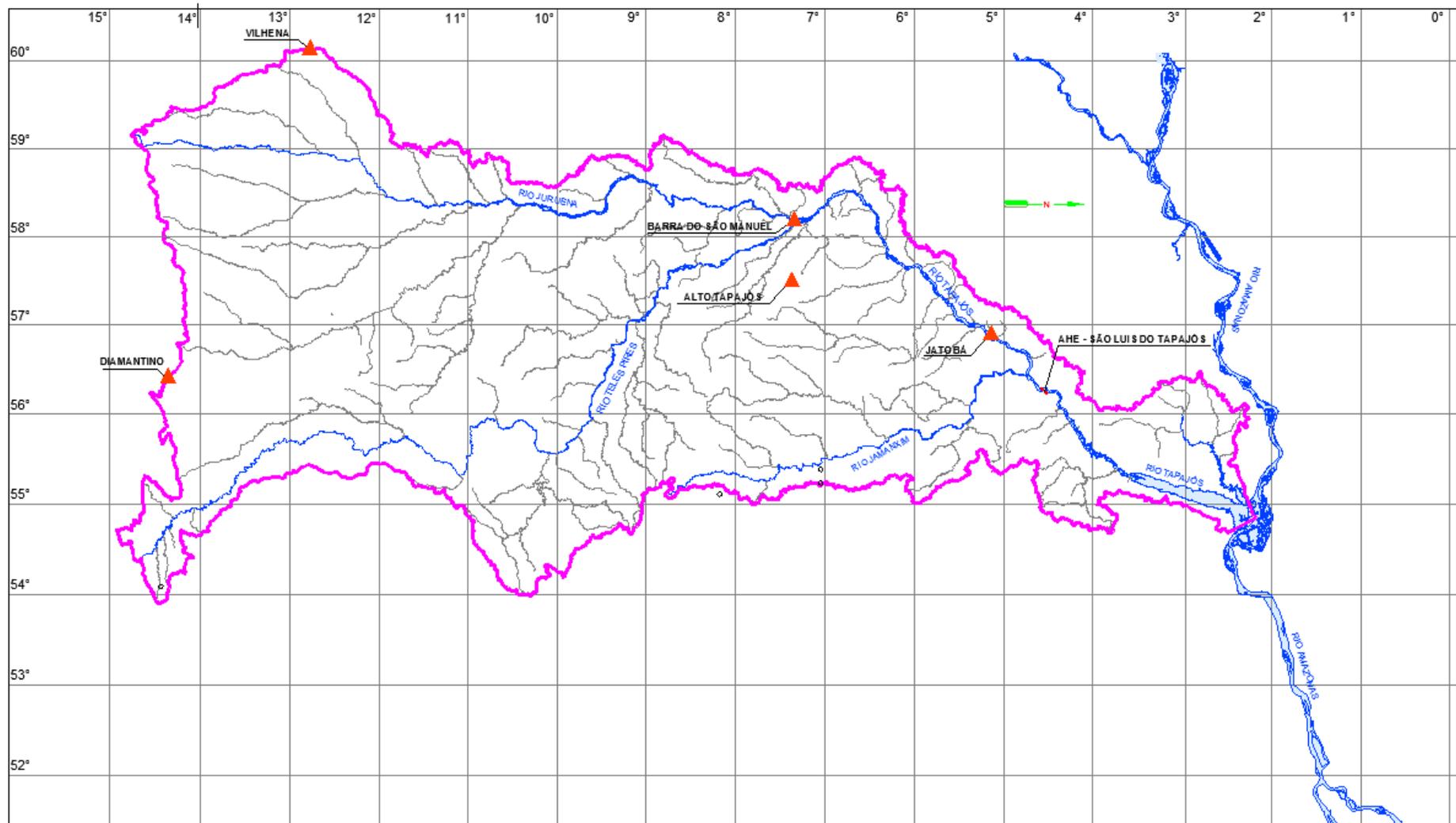


Figura 6.21: Localização dos postos pluviométricos utilizados nos estudos

Fonte: Adaptado de ELETROBRAS/CENEC WORLEYPARSONS, 2014

7 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo, apresentam-se os resultados da aplicação do módulo de previsão de níveis de água; do módulo de previsão de vazões e do módulo de gerenciamento de usos múltiplos da água ao Aproveitamento Hidrelétrico de São Luiz do Tapajós.

7.1 Módulo de Previsão de Níveis de Água

Devido a constatação de inconsistências e de falta de leituras nas séries de níveis de água, no período de 1931 a 2012, o módulo de previsão de níveis de água foi utilizado para previsão. A previsão de níveis de água, em postos fluviométricos de interesse ao SOUMA, foi feita com a utilização de modelo estocástico do tipo ARIMA, com base na metodologia desenvolvida por Box e Jenkins (1976).

A seguir apresentam-se os resultados e desempenhos aferidos, em cada uma das etapas de execução do módulo de previsão de níveis de água, tendo por base modelos do tipo ARIMA que foram identificados, calibrados e validados.

7.1.1 Identificação e Escolha do Modelo

A identificação dos modelos ARIMA utilizados na previsão de níveis de água, consistiu-se na adoção de procedimentos que se basearam na análise das funções de autocorrelação ACF, através dos coeficientes de autocorrelação ρ_k definidos pela Equação (5.4) e na verificação das funções de autocorrelação parciais PACF, por meio dos coeficientes de autocorrelação parcial ϕ_{kk} definidos pela Equação (5.6).

Após a obtenção dos coeficientes de autocorrelação ρ_k e dos coeficientes de autocorrelação parcial ϕ_{kk} , os gráficos da ACF e da PACF foram obtidos, os limites críticos de confiança de 95% (linhas pontilhadas) de cada função foram observados. A estimação dos parâmetros atribuídos a cada modelo foi aferida através de critérios estatísticos para as séries de níveis d'água. Os gráficos das funções de autocorrelação (ACF) e autocorrelação parcial (PACF) foram obtidos, com as sequências de pares (k, ρ_k) e (k, ϕ_{kk}) .

Na Figura 7.1, Figura 7.2, Figura 7.3 e na Figura 7.4 são mostradas as funções de autocorrelação (ACF) e as funções de autocorrelação parcial (PACF) das séries de níveis de água mensais observadas das estações relacionadas da Tabela 6.11.

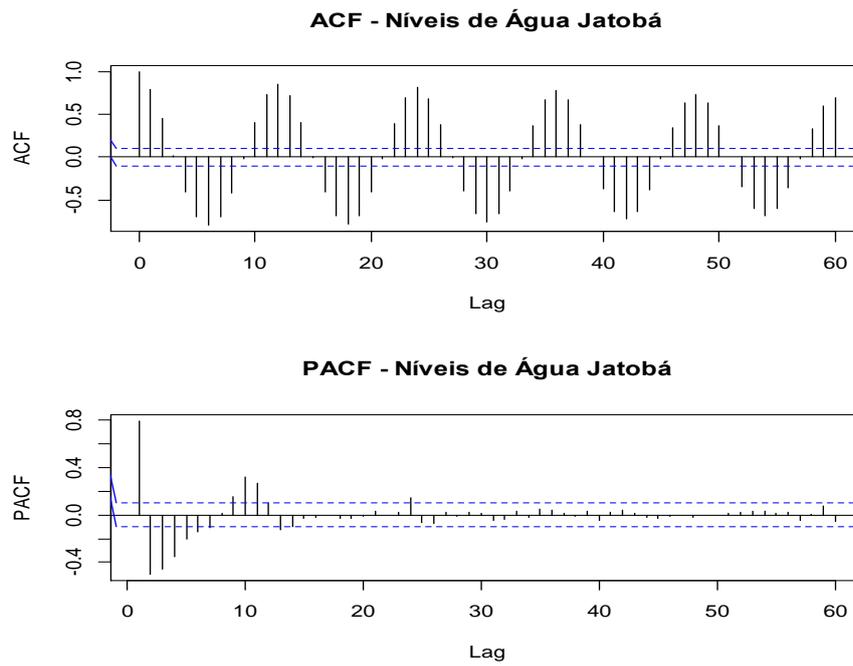


Figura 7.1: Função de autocorrelação (ACF) e função de autocorrelação parcial (PACF) – Série de níveis d'água da estação Jatobá

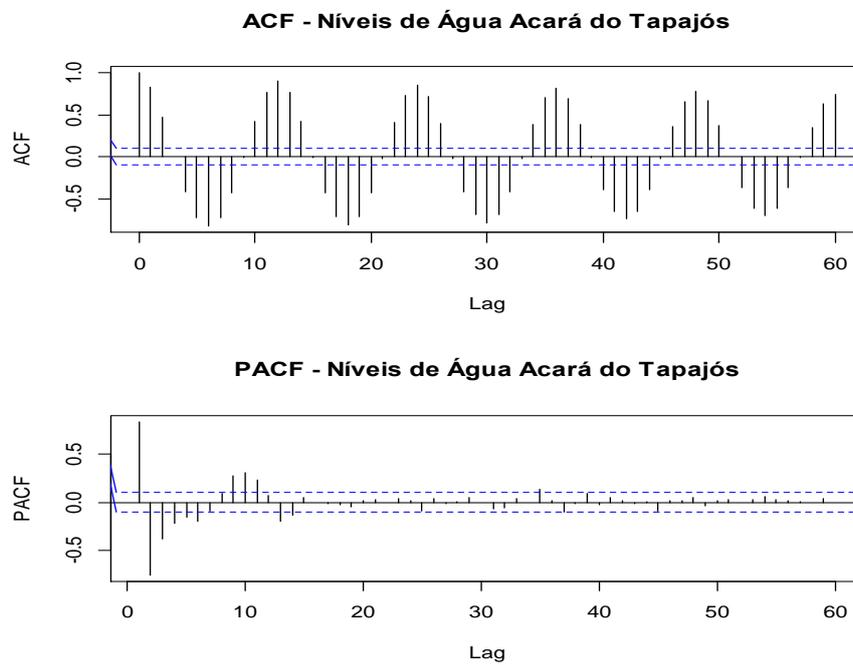


Figura 7.2: Função de autocorrelação (ACF) e função de autocorrelação parcial (PACF) – Série de níveis d'água da estação Acará do Tapajós

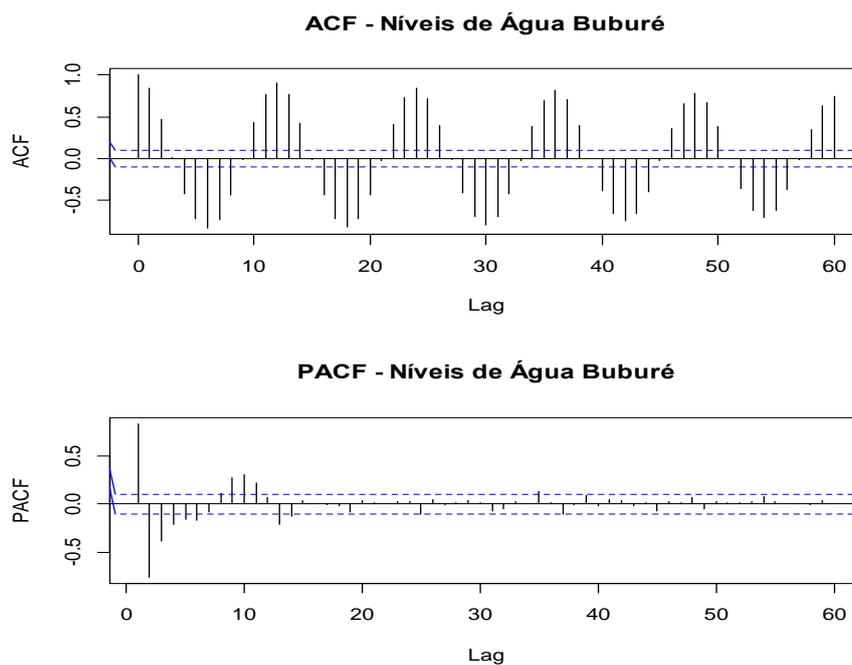


Figura 7.3: Função de autocorrelação (ACF) e função de autocorrelação parcial (PACF) – Série de níveis d'água da estação Buburé

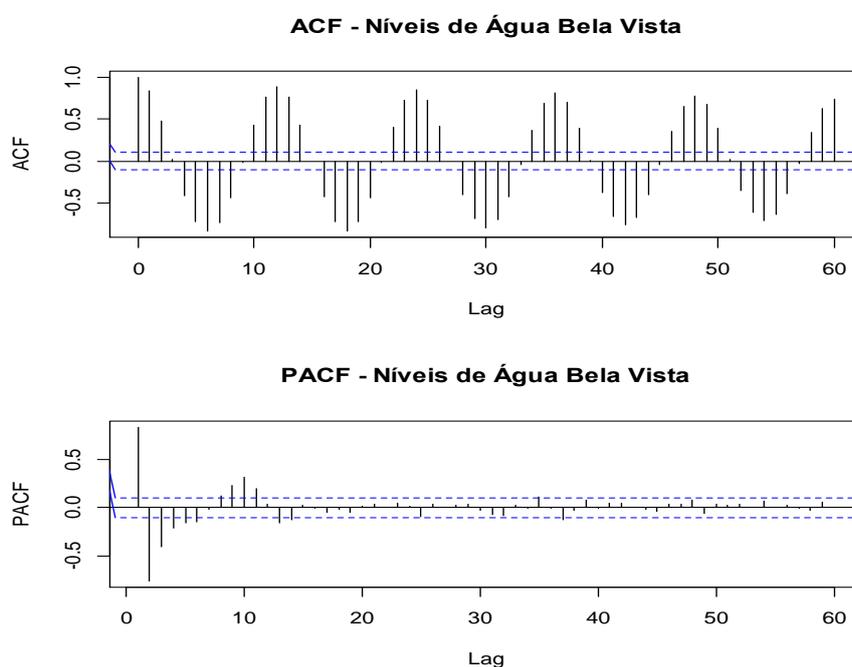


Figura 7.4: Função de autocorrelação (ACF) e função de autocorrelação parcial (PACF) – Série de níveis d'água da estação Bela Vista

Os gráficos da ACF e da PACF dos níveis d'água médios mensais observados mostram que as séries apresentam características não estacionárias, pois suas ACF não

tendem a zero logo nas primeiras defasagens e apresentam correlações significativas para todas as defasagens. A não estacionariedade é confirmada com as ACF apresentando evolução senoidal.

Observa-se nos gráficos da ACF das séries de níveis d'água que os coeficientes de correlação ultrapassam os limites de confiança de 95%, evidenciando a existência de autocorrelações para cada defasagem k . A extrapolação desses limites é mais evidenciada em *lags* intermediárias de cada período sazonal (12).

A estimação dos modelos compreendeu na aferição dos critérios de AIC, AICC e BIC, definidos, respectivamente, pelas Equações (5.7), (5.8) e (5.9). Dentre as diversas combinações de parâmetros atribuídas ao modelo ARIMA $(p,d,q)(P,D,Q)_s$, as que apresentaram menores valores para esses critérios foram: ARIMA $(0,0,0)(1,1,1)_{12}$ e ARIMA $(1,0,0)(1,1,1)_{12}$. Outras combinações de parâmetros apresentaram valores próximos, mas o princípio da parcimônia prevaleceu. Os valores dos critérios AIC, AICC e BIC aferidos para as séries de níveis de água são mostrados na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

Tabela 7.1: Critérios de AIC, AICc e BIC para as séries de níveis de água

Estação	Modelos ARIMA – Níveis de água	
	(0,0,0) (1,1,1)	(1,0,0) (1,1,1)
	AIC	AIC
Jatobá	3700,79	3640,47
Acará	3697,60	3512,64
Buburé	3466,26	3269,62
Bela Vista	3954,53	3751,36
	AICc	AICc
Jatobá	3700,86	3640,65
Acará	3697,67	3512,82
Buburé	3466,33	3269,80
Bela Vista	3954,60	3751,54
	BIC	BIC
Jatobá	3712,24	3659,54
Acará	3709,05	3530,52
Buburé	3477,71	3286,34
Bela Vista	3965,98	3769,03

Os valores dos critérios de estimação da calibração, constantes da Tabela 7.1, evidenciaram que o modelo ARIMA $(1,0,0)(1,1,1)_{12}$ foi o que apresentou melhor resultado.

7.1.2 Calibração do Modelo

A fase de calibração deu-se com a aplicação dos modelos identificados e estimados às séries de níveis de água para o período de 1931 a 2012. Os dados do período de 1931 a 2004 formaram a memória dos modelos e os de 2005 a 2006 foram utilizados na calibração.

O desempenho dos modelos na calibração foi aferido através do coeficiente de Nash e Sutcliffe R^2 , mediante da Equação (5.10), e da raiz do erro relativo quadrático médio RMSE, por meio da Equação (5.11). Os valores do R^2 e do RMSE, respectivamente, para as séries de níveis de água, para cada modelo analisado, são mostrados na Tabela 7.2.

Tabela 7.2: R^2 e RMSE para as séries de níveis de água na calibração

Estação	Modelo ARIMA – Níveis de água Calibração	
	(0,0,0) (1,1,1)	(1,0,0) (1,1,1)
	R^2	R^2
Jatobá	0,929	0,932
Acará	0,921	0,928
Buburé	0,917	0,923
Bela Vista	0,909	0,917
	RMSE	RMSE
Jatobá	0,065	0,063
Acará	0,090	0,084
Buburé	0,062	0,059
Bela Vista	0,155	0,137

Os valores do R^2 e do RMSE, constantes da Tabela 7.2, evidenciaram que na fase de calibração o modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1)₁₂ apresentou melhor desempenho.

Na Figura 7.5, Figura 7.6, Figura 7.7 e Figura 7.8 são mostrados os cotogramas dos níveis de água observados e simulados para as estações da Tabela 7.1, como resultado da aplicação do modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1)₁₂ na fase de calibração.

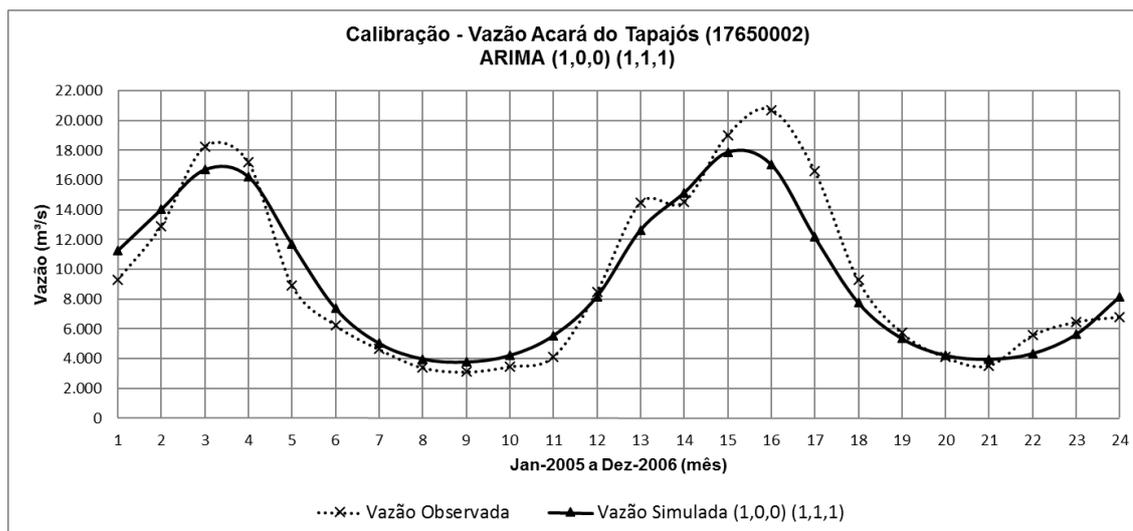


Figura 7.5: Cotogramas dos níveis de água observados e simuladas com o modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1)₁₂ na estação Jatobá – Calibração

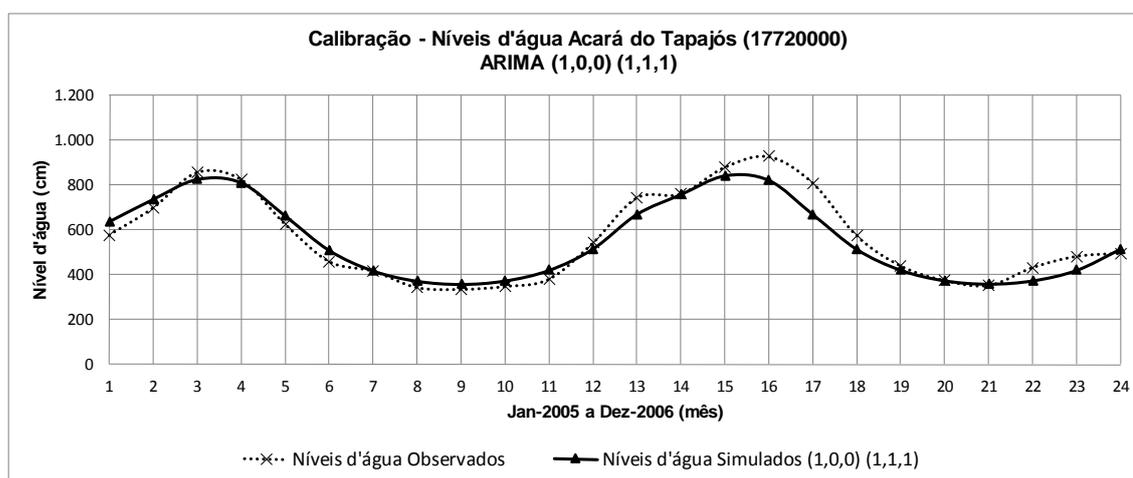


Figura 7.6: Cotogramas dos níveis de água observados e simuladas com o modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1)₁₂ na estação Acará do Tapajós – Calibração

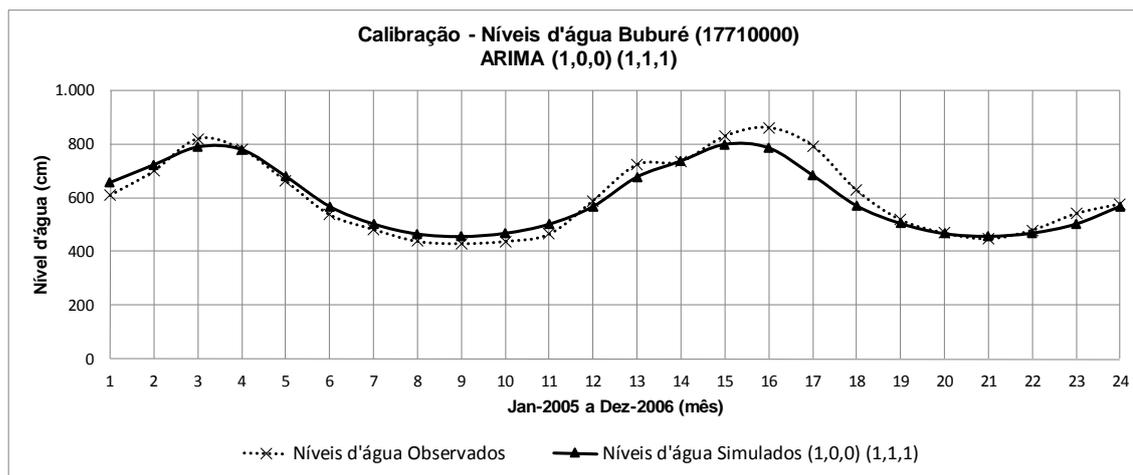


Figura 7.7: Cotagramas dos níveis de água observados e simuladas com o modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1)₁₂ na estação Buburé – Calibração

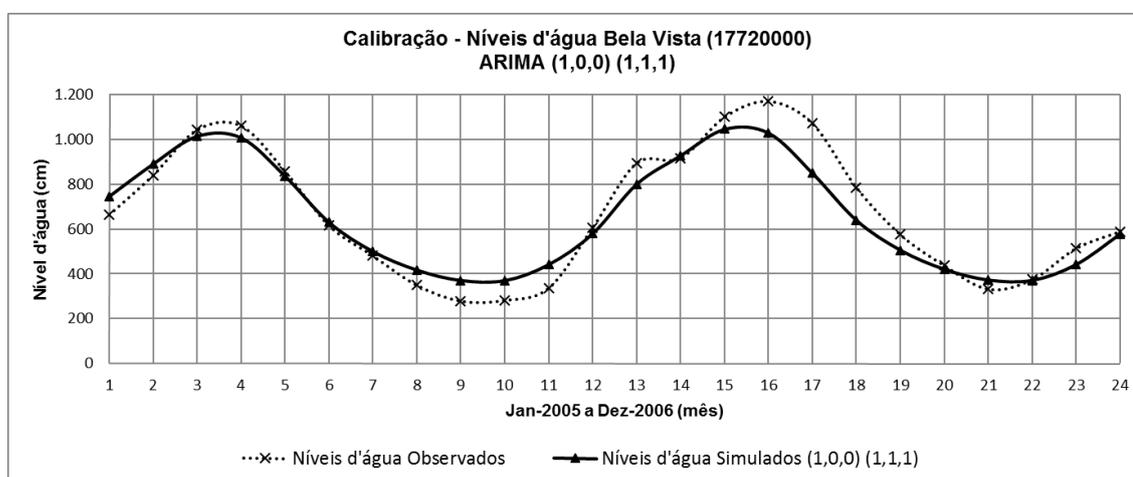


Figura 7.8: Cotagramas dos níveis de água observados e simuladas com o modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1)₁₂ na estação Bela Vista – Calibração

7.1.3 Validação do Modelo

A fase de validação deu-se com a aplicação dos modelos calibrados para as séries de níveis d'água. Os dados do período de 1931 a 2006 formaram a memória dos modelos; e os de 2007 a 2008 foram utilizados na validação.

Na validação, o desempenho dos modelos foi aferido igualmente aos da calibração, com a adoção do coeficiente de Nash e Sutcliffe R^2 e da raiz do erro relativo quadrático médio RMSE. A Tabela 7.3 apresenta os valores dos coeficientes para o modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1)₁₂ que apresentou melhor desempenho na calibração.

Tabela 7.3: R² e RMSE para as séries de níveis de água na validação.

Estação	Modelo ARIMA – Níveis de água Validação
	(1,0,0) (1,1,1)
	R²
Jatobá	0,952
Acará	0,940
Buburé	0,957
Bela Vista	0,952
	RMSE
Jatobá	0,052
Acará	0,078
Buburé	0,044
Bela Vista	0,099

Os valores do R² e do RMSE da função objetivo de validação do modelo, constantes da Tabela 7.3, ratificaram que o modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1)₁₂ apresentou desempenho mais satisfatório.

Na Figura 7.9, Figura 7.10, Figura 7.11 e Figura 7.12 são mostrados os cotogramas dos níveis de água observados e simulados para as estações da Tabela 7.1, como resultado da aplicação do modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1)₁₂ na fase de validação.

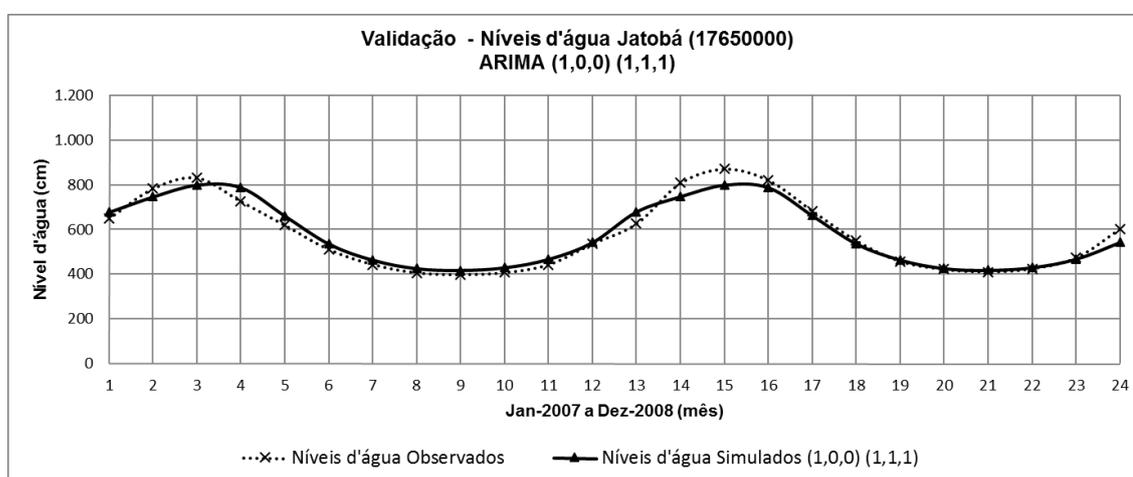


Figura 7.9: Cotogramas dos níveis de água observados e simuladas com o modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1)₁₂ na estação Jatobá – Validação

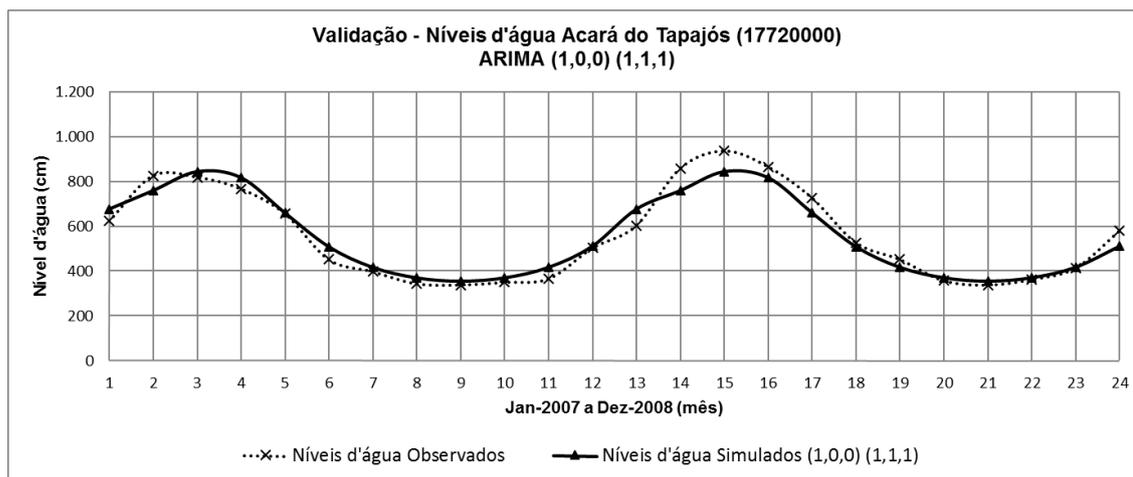


Figura 7.10: Cotogramas dos níveis de água observados e simuladas com o modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1)₁₂ na estação Acará do Tapajós – Validação

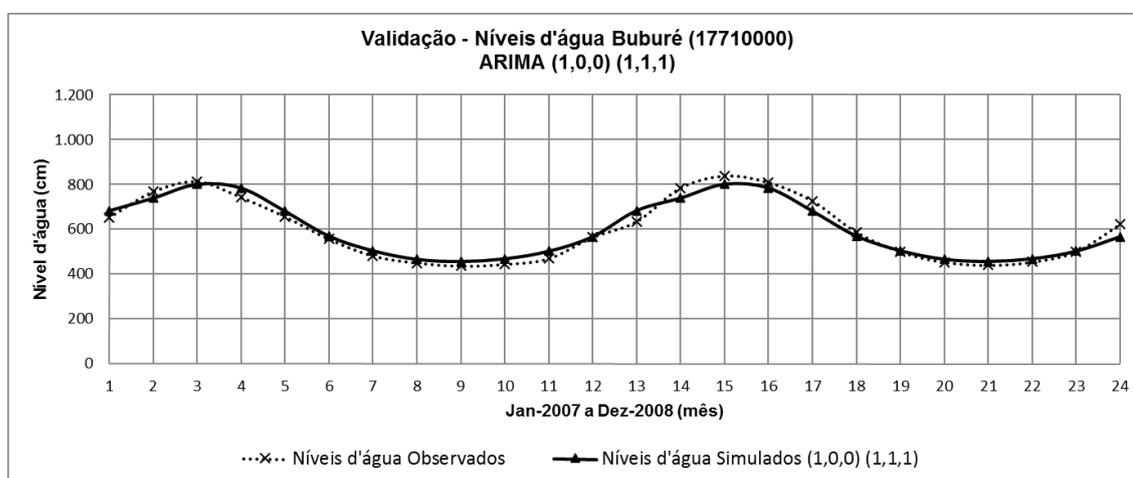


Figura 7.11: Cotogramas dos níveis de água observados e simuladas com o modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1)₁₂ na estação Buburé – Validação

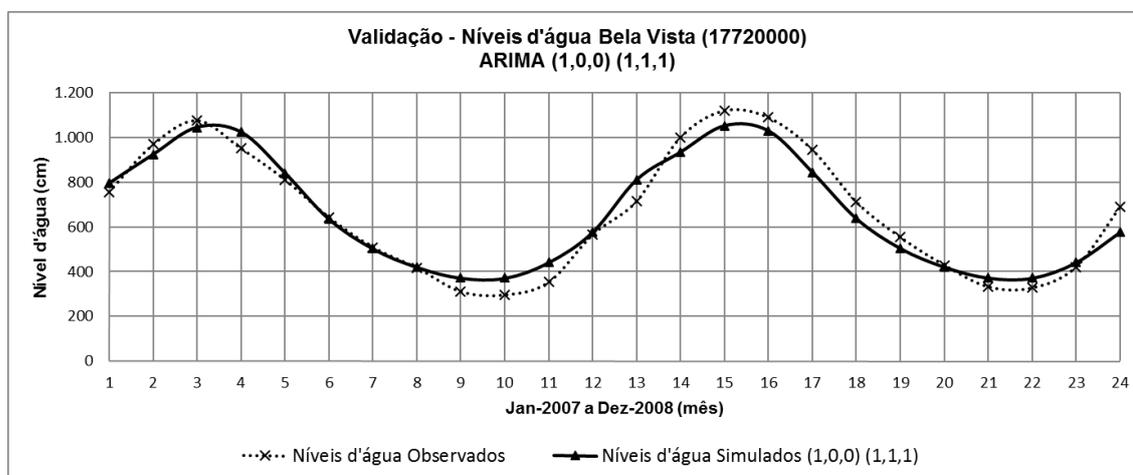


Figura 7.12: Cotogramas dos níveis de água observados e simuladas com o modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1)₁₂ na estação Bela Vista – Validação

O desempenho do modelo para as séries de níveis de água, nas fases de calibração e de validação, através dos R^2 e dos RMSE médios é, resumidamente, apresentado na Tabela 7.4.

Tabela 7.4: R^2 e RMSE médios das séries de níveis de água

Fase	Níveis de água	
	R^2	RMSE
Calibração	0,93	0,08
Validação	0,95	0,06

7.1.4 Previsão do Modelo

Os coeficientes auto regressivo e de média móvel, não sazonal e sazonal, obtidos por meio do modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1)₁₂ às séries de níveis de água, em cada estação, são mostrados na Tabela 7.5.

Tabela 7.5: Coef. auto regressivo e média móvel, não sazonal e sazonal – níveis de água.

Estação	Coeficientes ARIMA (0,0,0)(1,1,1) – Níveis de Água		
	ϕ_1	Φ_1	Θ_1
Jatobá	0,4038	0,0407	0,9673
Acará	0,6559	0,0230	0,9477
Buburé	0,6750	0,0234	0,9531
Bela Vista	0,6868	0,6868	0,9538

As equações de previsão de níveis de água \hat{Y}_t foram obtidas, respectivamente, com a substituição dos coeficientes da Tabela 7.5 na Equação (5.3). As Equações (7.1), (7.2), (7.3) e (7.4) apresentam, respectivamente, as equações de previsão de níveis de água geradas para os postos fluviométricos de Jatobá, Buburé, Bela Vista e Acará.

$$\begin{aligned} \hat{Y}_t = & 0,0407 \cdot Y_{t-12} + Y_{t-12} - 0,0407 \cdot Y_{t-24} + 0,4038 \cdot Y_{t-1} \\ & - 0,4038 \cdot (0,0407) \cdot Y_{t-13} - 0,4038 \cdot Y_{t-13} \\ & + 0,4038 \cdot (0,0407) \cdot Y_{t-25} - 0,9673 \cdot a_{t-12} \end{aligned} \quad (7.1)$$

$$\begin{aligned}\hat{Y}_t = & 0,0234.Y_{t-12} + Y_{t-12} - 0,0234.Y_{t-24} + 0,6750.Y_{t-1} \\ & - 0,6750.(0,0234).Y_{t-13} - 0,6750.Y_{t-13} \\ & + 0,6750.(0,0234).Y_{t-25} - 0,9531.a_{t-12}\end{aligned}\quad (7.2)$$

$$\begin{aligned}\hat{Y}_t = & -0,0053.Y_{t-12} + Y_{t-12} + 0,0053.Y_{t-24} + 0,6868.Y_{t-1} \\ & - 0,6868.(-0,0053).Y_{t-13} - 0,6868.Y_{t-13} \\ & + 0,6868.(-0,0053).Y_{t-25} - 0,9538.a_{t-12}\end{aligned}\quad (7.3)$$

$$\begin{aligned}\hat{Y}_t = & 0,0230.Y_{t-12} + Y_{t-12} - 0,0230.Y_{t-24} + 0,6559.Y_{t-1} \\ & - 0,6559.(0,0230).Y_{t-13} - 0,6559.Y_{t-13} \\ & + 0,6559.(0,0230).Y_{t-25} - 0,9477.a_{t-12}\end{aligned}\quad (7.4)$$

A verificação dos modelos foi feita através da análise dos limites de significância de 95% demarcados nos gráficos da ACF e da PACF dos resíduos. Os gráficos das funções da ACF e da PACF dos resíduos mostraram, em praticamente todas as defasagens, que os coeficientes de correlação se encontram entre os limites críticos de confiança de 95%. Dessa forma, constatou-se que o modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1)₁₂, incorporou de forma satisfatória as características das séries na previsão das observações de níveis de água.

Após a previsão de observações futuras, a verificação dos modelos foi feita através da análise dos limites de significância demarcados nos gráficos da ACF e da PACF dos resíduos e da análise das médias e da variância dos resíduos.

Na Figura 7.13, Figura 7.14, Figura 7.15e na Figura 7.16 são apresentadas as funções de autocorrelação (ACF) e as funções de autocorrelação parcial (PACF) dos resíduos resultantes da aplicação do modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1)₁₂, as séries de níveis d'água mensais.

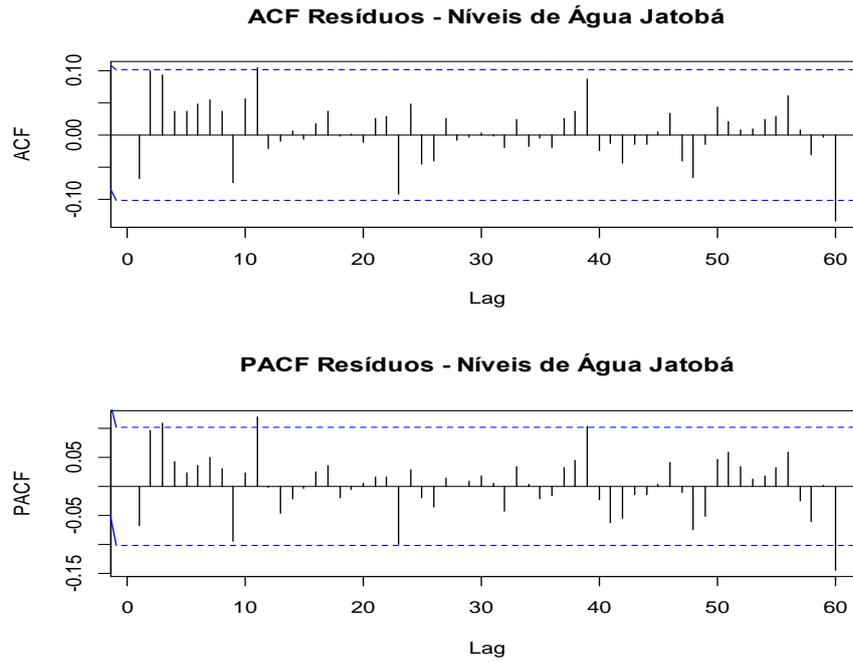


Figura 7.13: Função de autocorrelação (ACF) e função de autocorrelação parcial (PACF) – Resíduos Níveis d'água Jatobá

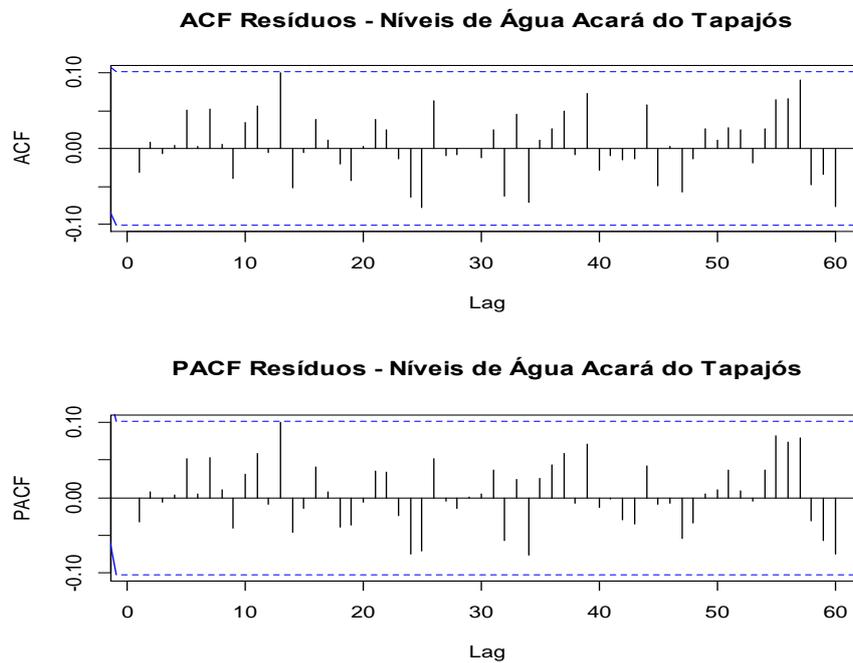


Figura 7.14: Função de autocorrelação (ACF) e função de autocorrelação parcial (PACF) – Resíduos Níveis d'água Acará do Tapajós

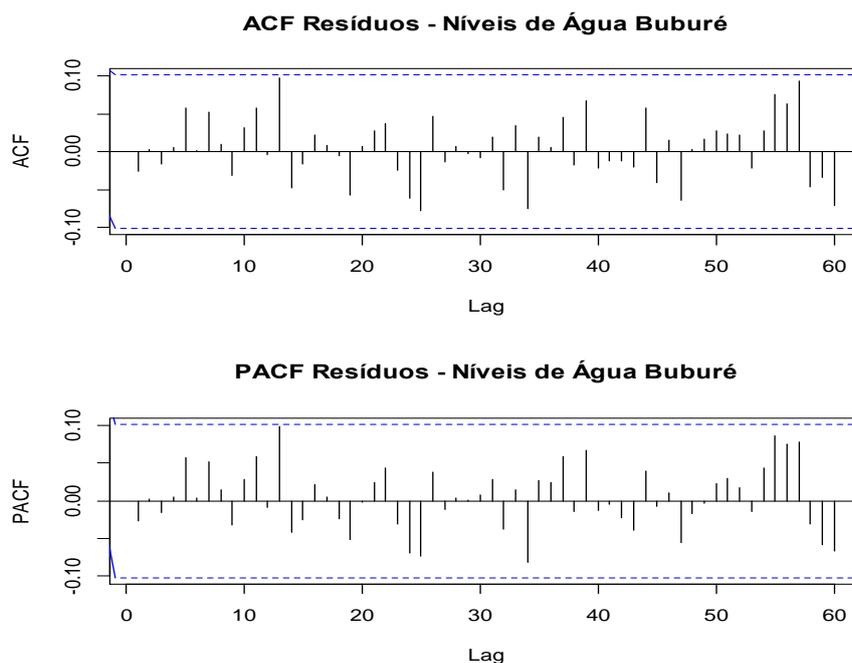


Figura 7.15: Função de autocorrelação (ACF) e função de autocorrelação parcial (PACF) – Resíduos Níveis d'água Buburé

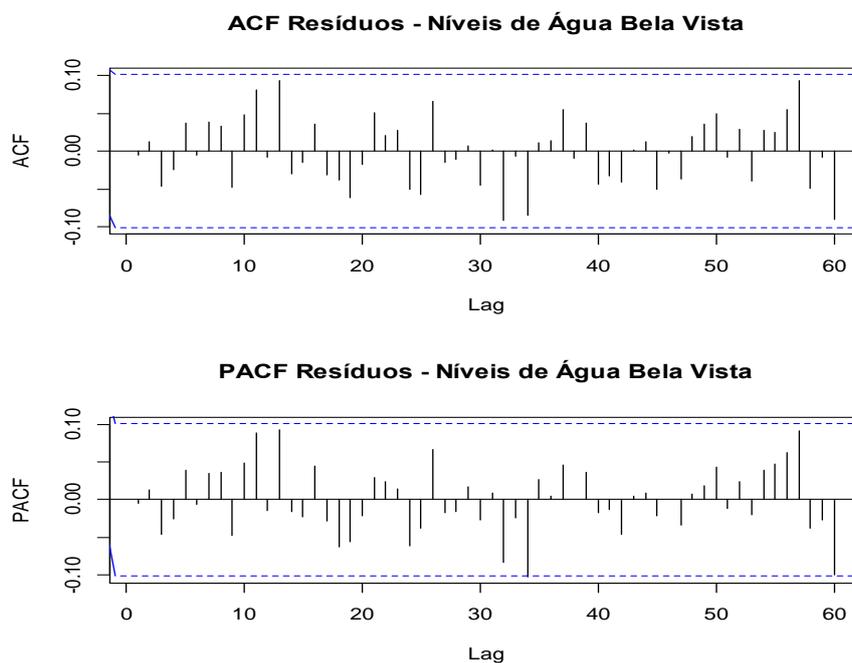


Figura 7.16: Função de autocorrelação (ACF) e função de autocorrelação parcial (PACF) – Resíduos Níveis d'água Bela Vista

Nos gráficos da Figura 7.13, Figura 7.14, Figura 7.15 e da Figura 7.16 é evidenciado que praticamente todos os coeficientes de autocorrelação ρ_k dos resíduos resultantes da aplicação do modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1)₁₂ nas séries de níveis de água, estão entre os

limites críticos de confiança de 95%. Para praticamente todas as defasagens, não há correlações significativas entre os resíduos, o que induz a uma estacionariedade da função com médias iguais ou próximas de zero e variâncias constantes dos resíduos.

Constata-se que o modelo ARIMA (1,0,0)(1,1,1)₁₂ aplicado às séries de níveis d'água, incorporou de forma satisfatória as características das séries na previsão das observações, pois as ACF e as PACF e os valores das médias e das variâncias dos resíduos demonstram uma estacionariedade da função.

O modelo ARIMA apresentou desempenho satisfatório, ajustando-se às séries de níveis de água do Rio Tapajós. A calibração e a validação do modelo apresentaram R² médio acima de 0,93 e RMSE abaixo de 0,08. Tais resultados evidenciaram que o modelo captou de forma satisfatória o comportamento das séries de níveis d'água. As simulações nas estiagens, em função de sua menor variabilidade interquartil, apresentaram melhores resultados. No período de cheias, o modelo deve ser aplicado com cautela, uma vez que grande parte dos eventos extremos foram um pouco subestimados.

7.2 Módulo de Previsão de Vazões

O modelo chuva-vazão desenvolvido, baseado em programação com RNA, foi utilizado para a previsão de vazões afluentes ao reservatório do AHE São Luiz do Tapajós, utilizando como entrada, dados combinados, de chuva, de evapotranspiração e de vazão obtidos em postos pluviométricas e fluviométricas de interesse, existentes na área de influência direta do AHE.

A aplicação do modelo chuva-vazão consistiu em modelar arquiteturas de RNA distintas para que essas fossem avaliadas entre si, de forma a subsidiar a seleção de um modelo que apresentasse previsões com melhores resultados. Em cada simulação executada o treinamento da RNA foi repetido várias vezes afim de otimizar os critérios de desempenhos da rede adotados.

O modelo chuva-vazão desenvolvido permitiu a obtenção de vazões afluentes por meio do treinamento de uma RNA que identificasse o comportamento temporal da inter-relação de grandezas hidrológicas com dados de vazão, para um dado período de tempo. A transformação de chuva em vazão foi feita através de modelo RNA tipo “*Multilayer Perceptron*” (MLP) com a utilização do algoritmo Backpropagation (MLP-BP).

Tendo por base os modelos e variáveis apresentados na Tabela 5.1, que permitiram a escolha da melhor arquitetura RNA, foram criados cinco diferentes grupos de modelo que expressaram relações entre o vetor de entrada, composto por precipitações, evaporações e vazões defasadas, e entre o vetor de saída, representado pelas vazões.

As vazões defasadas em um intervalo de tempo utilizadas na composição das variáveis dos vetores de entrada dos modelos MCV4 e MCV5, foram as dos postos pluviométricos de Buburé e de Jardim do Ouro, quando da previsão de vazões em cada um desses postos, respectivamente.

Em função da disponibilidade e da qualidade dos dados, no modelo chuva-vazão, para a composição das variáveis dos vetores de entrada dos modelos MCV1 a MCV5, foram utilizados, para as fases de treino, validação e teste das RNAs, dados de precipitação, referentes ao período de 1931 a 2009, do posto pluviométrico Alto Tapajós para a variável $P_i(t)$; do posto Diamantino para a variável $P_j(t)$; e do posto Vilhena para $P_k(t)$.

Tendo por base ONS (2004), que define os critérios a serem adotados para a reconstituição das séries de vazões naturais em aproveitamentos hidrelétrico e para as simulações energéticas, a evaporação líquida foi calculada como sendo a diferença entre a evaporação real do reservatório e a evapotranspiração real da bacia hidrográfica no local do reservatório antes da sua implantação.

As evaporações líquidas mensais do reservatório do AHE São Luiz do Tapajós ($EV_m(t)$), cujas variáveis foram utilizadas nos modelos MCV2, MCV3 e MCV5, foram obtidas pelo ONS com base a metodologia adotada pelo Sistema de Cálculo da Evaporação Líquida para os Reservatórios do Sistema Elétrico Brasileiro – SisEvapo, utilizando na regionalização as normais climatológicas do período 1961 a 1990. Os valores das evaporações líquidas mensais obtidas para o reservatório do AHE São Luiz do Tapajós são apresentados na Tabela 7.6.

Tabela 7.6: Evaporação líquida mensal do reservatório do AHE São Luiz do Tapajós

MÊS	Evaporações Médias Mensais (mm)
Jan	20
Fev	20
Mar	11
Abr	3
Mai	3
Jun	-8
Jul	-17
Ago	-14
Set	-3
Out	12
Nov	20
Dez	42

Fonte: Operador Nacional do Sistema - ONS (2004)

A geração das vazões de afluência ao reservatório do AHE e consequentemente das vazões de entrada ao modelo SOUMA, tiveram por base os dados de vazão dos postos fluviométricos de Buburé⁹, no rio Tapajós, e Jardim do Ouro¹⁰, no rio Jamanxim. A aplicação do modelo chuva-vazão foi feita nesses dois postos fluviométricos, tendo por base as arquiteturas das RNA empregadas a cada modelo proposto na Tabela 5.1.

As previsões de vazões afluentes ao AHE São Luiz do Tapajós foram obtidas com base na Equação (7.5), com previsões de vazão nos postos fluviométricos de Buburé e de Jardim do Ouro geradas pelo modelo chuva-vazão. As características da área de drenagem de cada estação fluviométrica tiveram por base as descritas na Tabela 6.10. Para o AHE São Luiz foi adotada uma área de drenagem de 452.783 Km² (ANEEL, 2009).

$$Q_{SLT} = Q_{BUB} + Q_{JDO} \cdot \left(\frac{(A_{SLT} - A_{BUB})}{A_{JDO}} \right) - Q_{uc} \quad (7.5)$$

Em que, Q_{SLT} é a vazão afluente ao AHE São Luiz do Tapajós, Q_{BUB} é a vazão no posto fluviométrico de Buburé, Q_{JDO} é a vazão no posto fluviométrico Jardim do Ouro, A_{SLT} é a área de drenagem do AHE São Luiz do Tapajós, A_{BUB} é a área de drenagem do posto

⁹ Postos fluviométrico de Buburé, localizado no rio Tapajós. Com código ANA de 17710000

¹⁰ Postos fluviométrico Jardim do Ouro, localizado no rio Jamanxim. Com código ANA de 17675000

fluviométrico de Buburé, A_{JDO} é a área de drenagem do porto fluviométrico Jardim do Ouro e Quc é a vazão de uso consuntivo.

Os dados de área de drenagem e de vazão dos postos fluviométricos de Buburé e de Jardim do Ouro foram obtidos junto a ANA e simulados através dos modelos auxiliares. As vazões de uso consuntivo foram simuladas tendo como referência ANA (2005a) e a área de drenagem do AHE São Luiz do Tapajós foi obtida em ANNEL (2009).

Visando a composição das vazões afluentes ao AHE São Luiz do Tapajós, onde a valoração das vazões nos postos fluviométricos de Buburé e de Jardim do Ouro faz-se necessária, o modelo chuva-vazão foi aplicado na simulação de vazões para esses postos. Desta forma, apresentam-se a seguir, para os postos fluviométricos de Buburé e de Jardim do Ouro, os resultados e os desempenhos obtidos com o treinamento dos modelos propostos na Tabela 5.1. Foram treinadas e validadas, para cada posto fluviométrico, 20 RNA, com 5, 8, 10 e 15 neurônios na camada escondida. Cada RNA ofereceu 948 padrões de entrada, sendo 420 padrões na fase de treinamento, 420 na validação e 24 no teste.

7.2.1 Aplicação do modelo Chuva-Vazão em Buburé

Para o posto pluviométrico de Buburé, através do modelo MCV1 foram treinadas, validadas e testadas 4 RNA, com 5, 8, 10 e 15 neurônios na camada escondida, a saber: MCV1_BUBURE_5N, MCV1_BUBURE_8N, MCV1_BUBURE_10N e MCV1_BUBURE_15N. Na Figura 7.17, Figura 7.18, Figura 7.19 e na Figura 7.20, os resultados de desempenhos dessas RNA, para cada fase de aprendizagem, são mostrados através de gráficos de regressão.

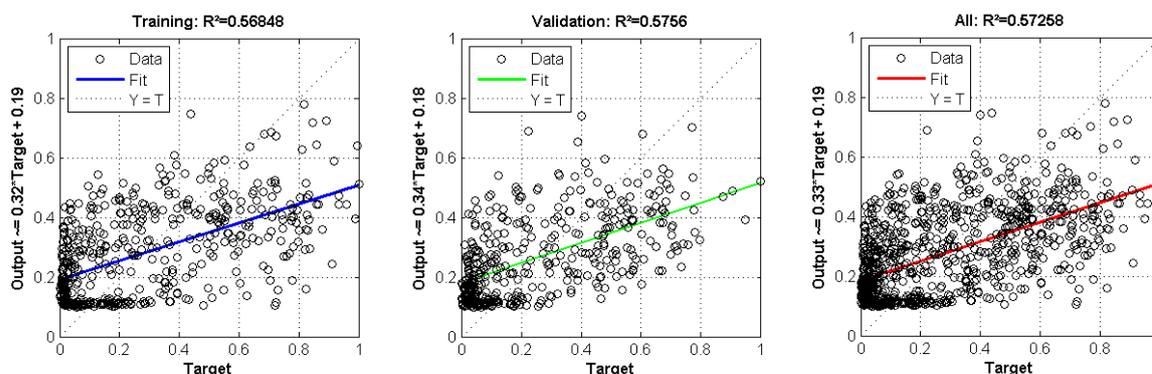


Figura 7.17: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste - MCV1 5 neurônios em Buburé

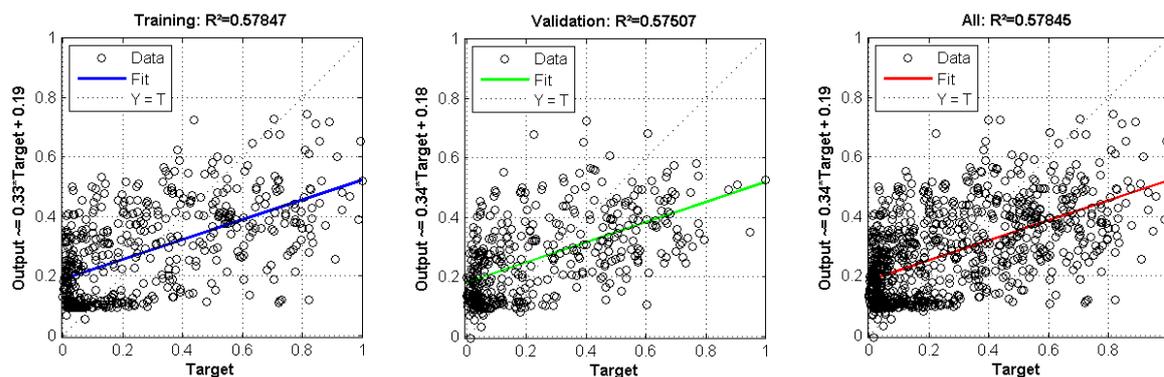


Figura 7.18: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste - MCV1 8 neurônios em Buburé

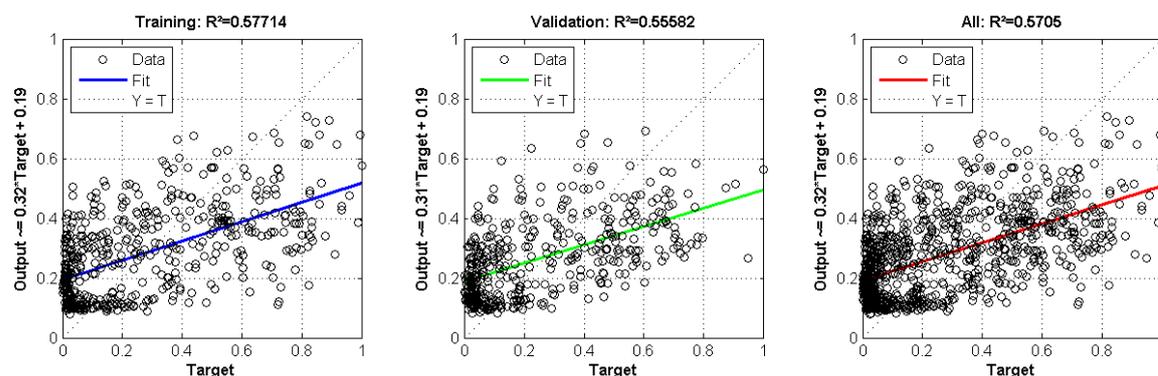


Figura 7.19: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste - MCV1 10 neurônios em Buburé

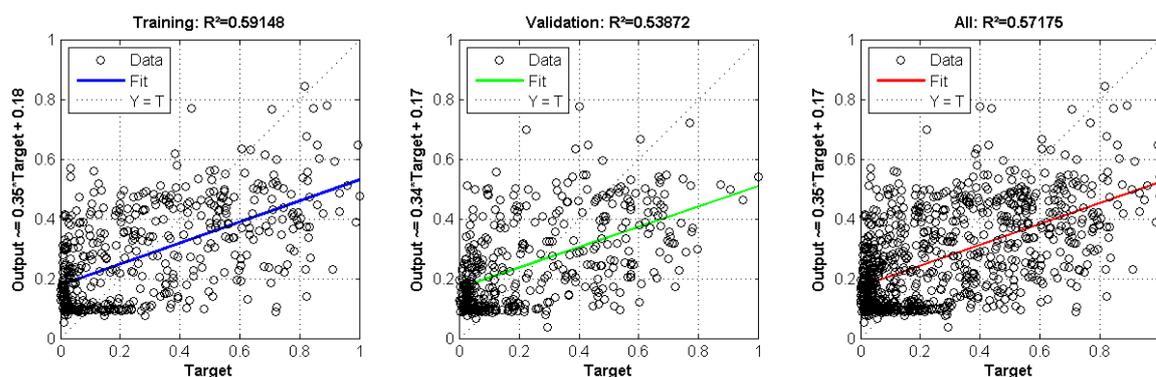


Figura 7.20: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste - MCV1 15 neurônios em Buburé

Por meio do modelo MCV2 foram treinadas, validadas e testadas 4 RNA, com 5, 8, 10 e 15 neurônios na camada escondida, a saber: MCV2_BUBURE_5N, MCV2_BUBURE_8N, MCV2_BUBURE_10N e MCV2_BUBURE_15N. Na Figura 7.21, Figura 7.22, Figura 7.23 e na Figura 7.24 são mostrados, através de gráficos de regressão linear, os resultados de desempenhos dessas RNA para cada fase de aprendizagem da RNA.

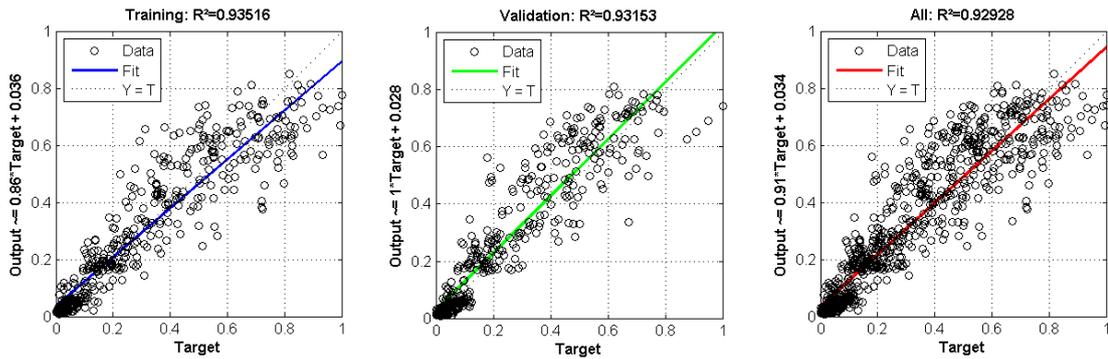


Figura 7.21: Regressão/R² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV2 5 neurônios em Buburé

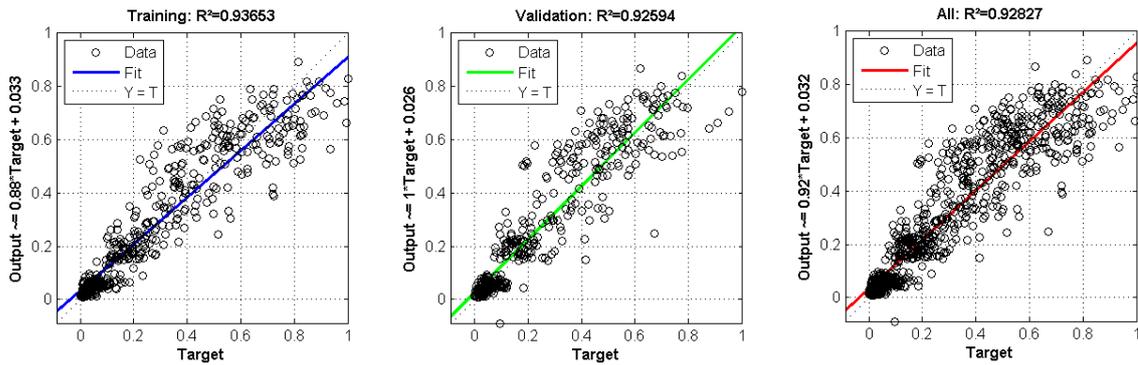


Figura 7.22: Regressão/R² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV2 8 neurônios em Buburé

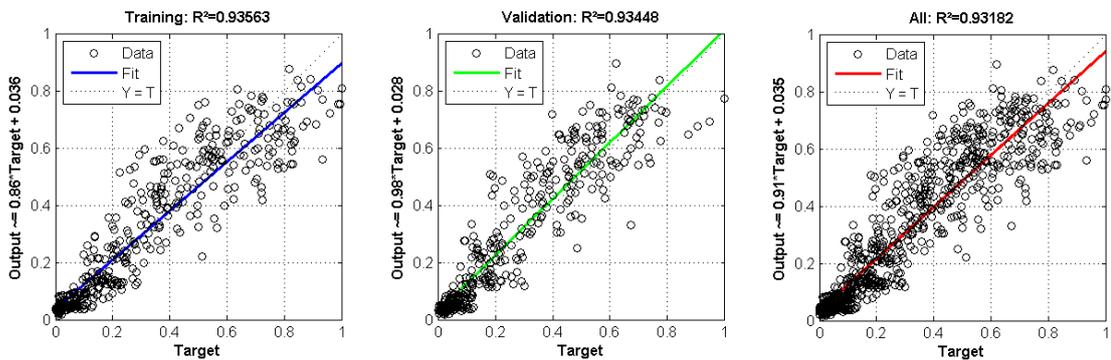


Figura 7.23: Regressão/R² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV2 10 neurônios em Buburé

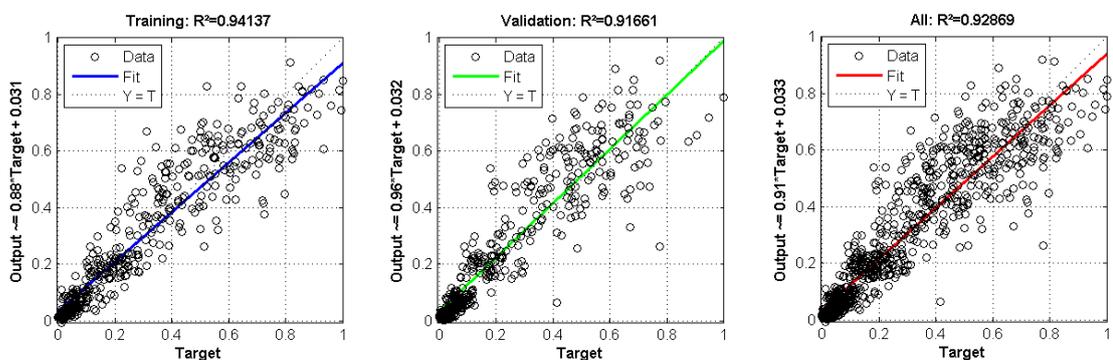


Figura 7.24: Regressão/R² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV2 15 neurônios em Buburé

Com a utilização do modelo MCV3 foram treinadas, validadas e testadas 4 RNA, com 5, 8, 10 e 15 neurônios na camada escondida, a saber: MCV3_BUBURE_5N, MCV3_BUBURE_8N, MCV3_BUBURE_10N e MCV3_BUBURE_15N. Os resultados de desempenhos das RNA, para cada fase de aprendizagem, são mostrados através na Figura 7.25, Figura 7.26, Figura 7.27 e na Figura 7.28, através de gráficos de regressão linear.

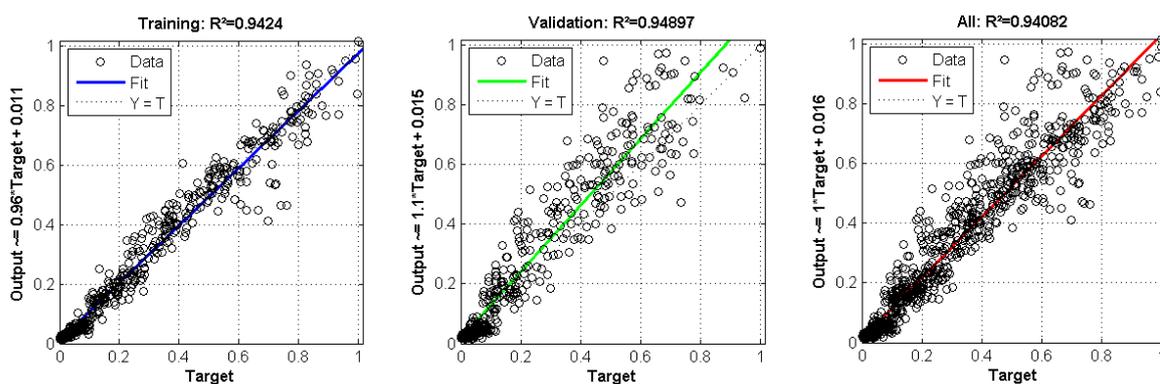


Figura 7.25: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV3 5 neurônios em Buburé

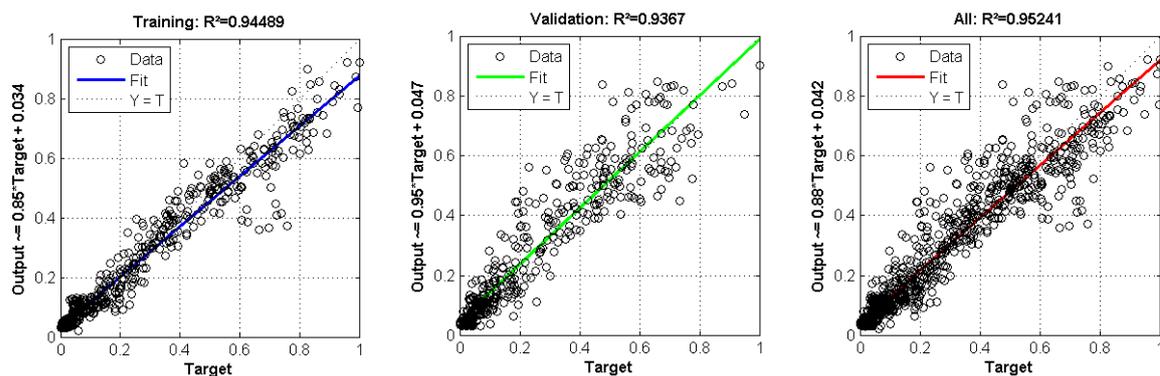


Figura 7.26: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV3 8 neurônios em Buburé

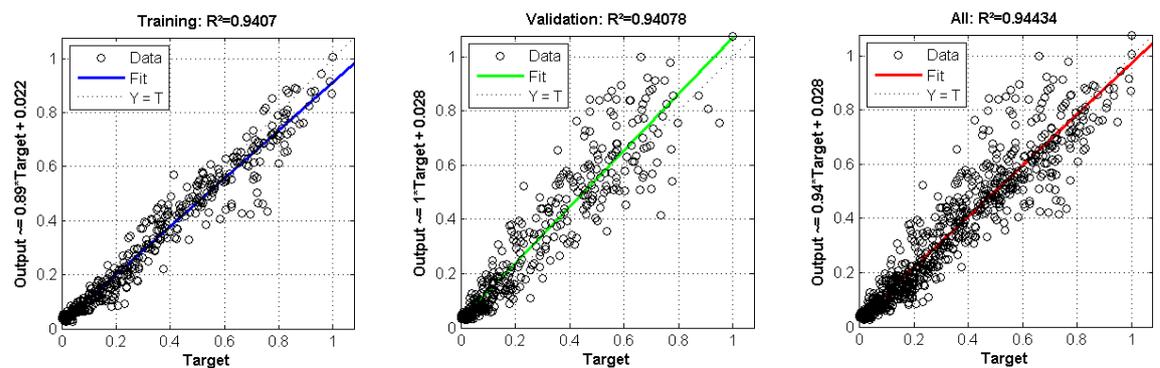


Figura 7.27: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV3 10 neurônios em Buburé

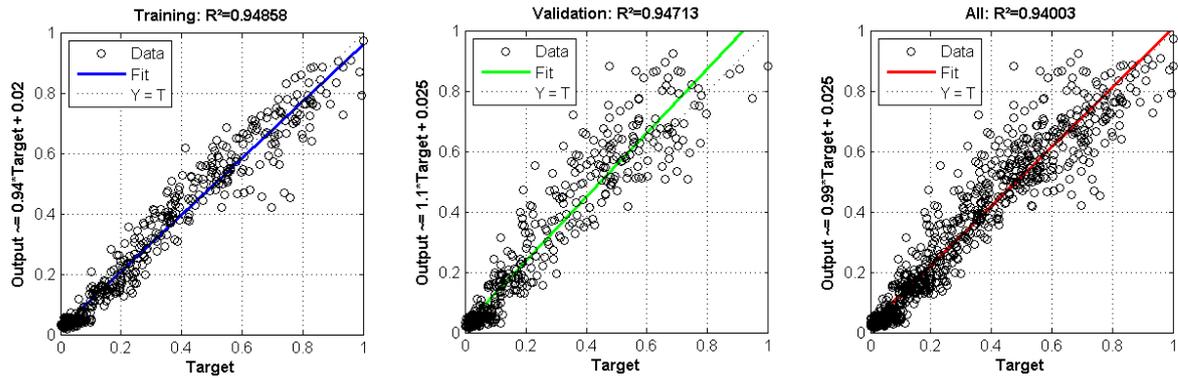


Figura 7.28: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV3 15 neurônios em Buburé

Com o modelo MCV4 foram treinadas, validadas e testadas 4 RNA, com 5, 8, 10 e 15 neurônios na camada escondida, a saber: MCV4_BUBURE_5N, MCV4_BUBURE_8N, MCV4_BUBURE_10N e MCV4_BUBURE_15N. A Figura 7.29, Figura 7.30, Figura 7.31 e Figura 7.32, mostram, através de gráficos de regressões lineares, os resultados de desempenhos dessas RNA para cada fase de aprendizagem da RNA.

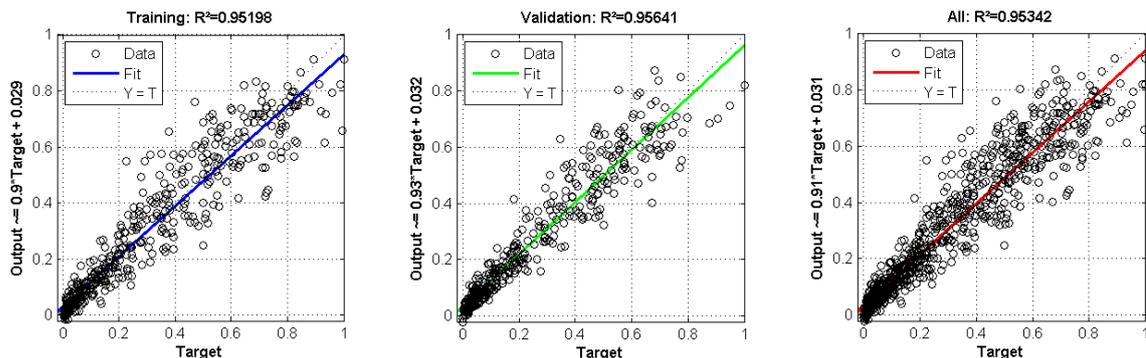


Figura 7.29: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV4 5 neurônios em Buburé

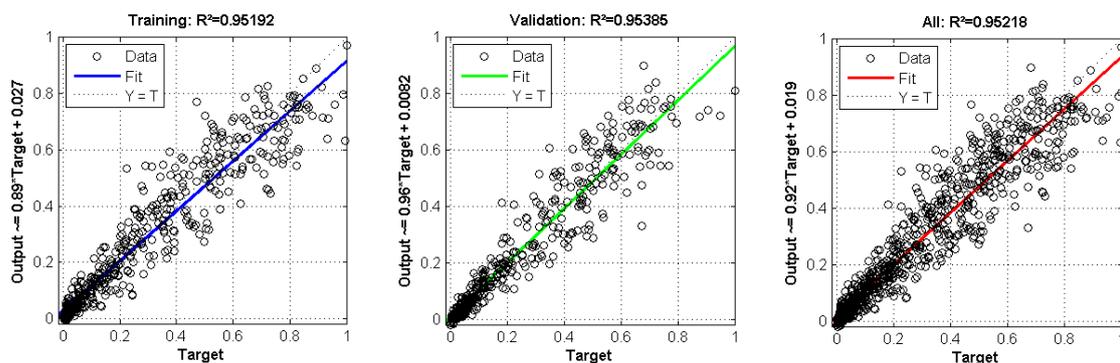


Figura 7.30: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV4 8 neurônios em Buburé

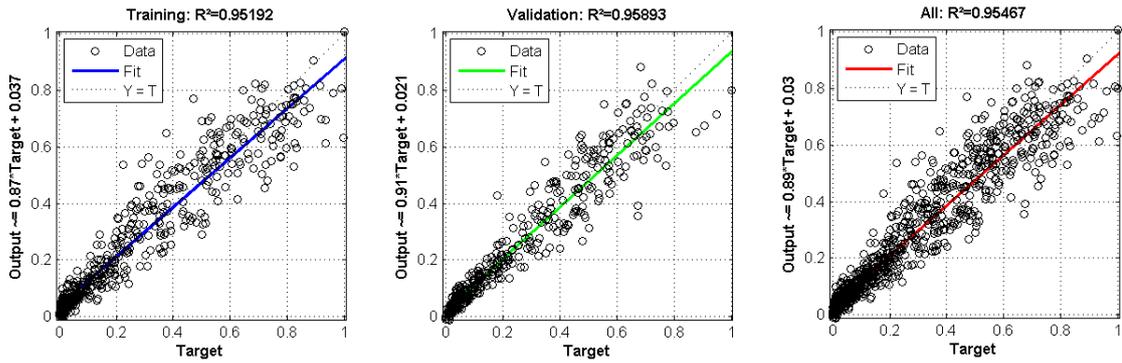


Figura 7.31: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV4 10 neurônios em Buburé

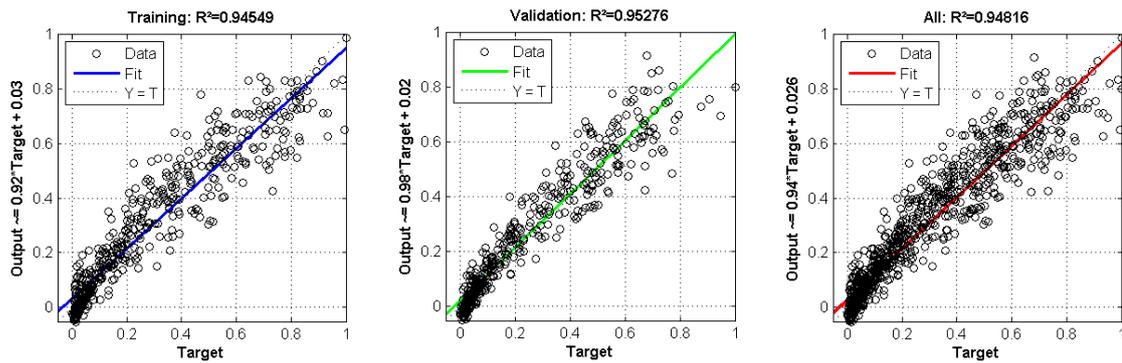


Figura 7.32: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV4 15 neurônios em Buburé

Através do modelo MCV5 foram treinadas, validadas e testadas 4 RNA, com 5, 8, 10 e 15 neurônios na camada escondida, a saber: MCV5_BUBURE_5N, MCV5_BUBURE_8N, MCV5_BUBURE_10N e MCV5_BUBURE_15N. Na Figura 7.33, Figura 7.34, Figura 7.35 e na Figura 7.36 são mostrados, através de gráficos de regressões lineares, os resultados de desempenhos dessas RNA para cada fase de aprendizagem da RNA.

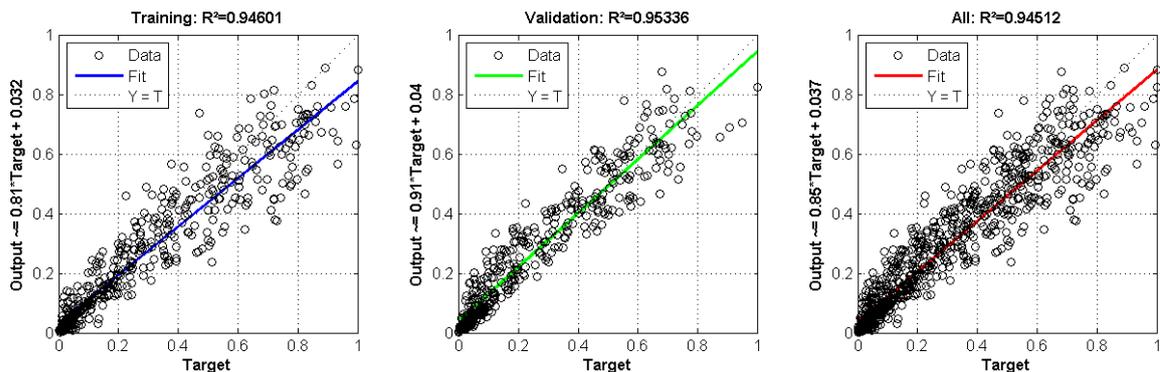


Figura 7.33: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV5 5 neurônios em Buburé

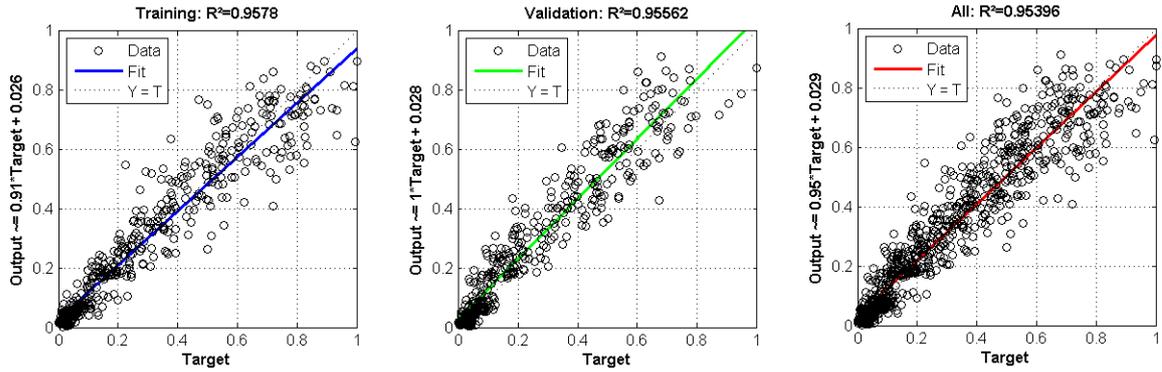


Figura 7.34: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV5 8 neurônios em Buburé

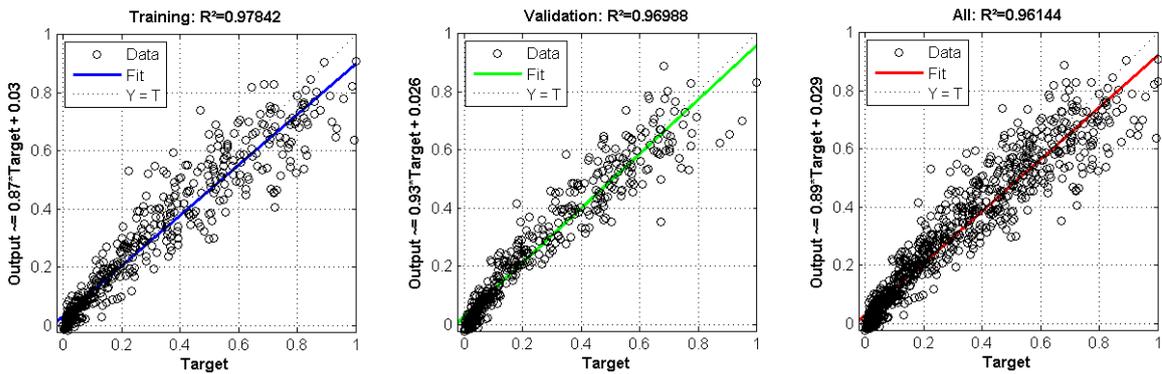


Figura 7.35: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV5 10 neurônios em Buburé

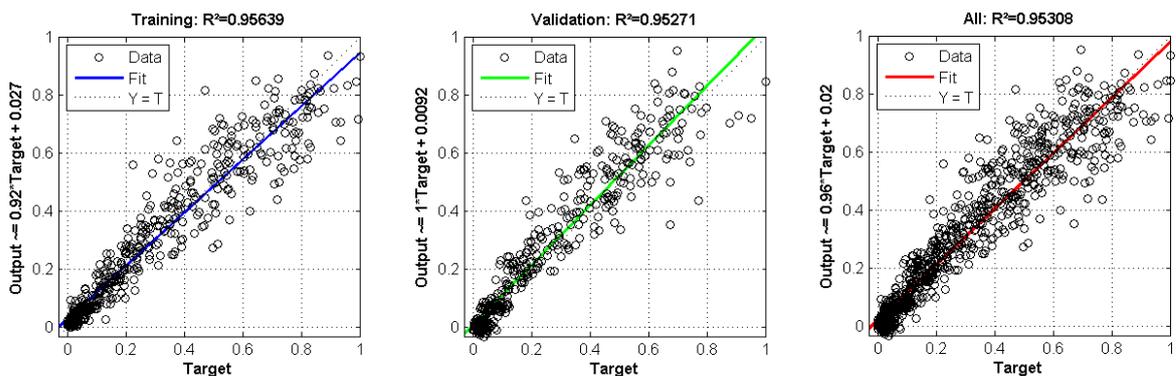


Figura 7.36: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV5 15 neurônios em Buburé

Tabela 7.7: Desempenho das RNA, nas fases de treino, validação e teste, com 5, 8, 10 e 15 neurônios, considerando cada modelo aplicado no posto fluviométrico de Buburé

Modelo	5 Neurônios			8 Neurônios		
	R ² Treino	R ² Validação	R ² Teste	R ² Treino	R ² Validação	R ² Teste
MCV1	0,56848	0,5756	0,57258	0,57847	0,57507	0,57845
MCV2	0,93516	0,93153	0,92928	0,93653	0,92594	0,92827
MCV3	0,9424	0,94897	0,94082	0,94489	0,9367	0,95241
MCV4	0,95198	0,95641	0,95342	0,95192	0,95385	0,95218
MCV5	0,94601	0,95336	0,94512	0,9578	0,95562	0,95396
Modelo	10 Neurônios			15 Neurônios		
	R ² Treino	R ² Validação	R ² Teste	R ² Treino	R ² Validação	R ² Teste
MCV1	0,57714	0,55582	0,5705	0,59148	0,53872	0,57175
MCV2	0,93563	0,93448	0,93182	0,94137	0,91661	0,92869
MCV3	0,9407	0,94078	0,94434	0,94858	0,94713	0,94003
MCV4	0,95192	0,95893	0,95467	0,94549	0,95276	0,94816
MCV5	0,97842	0,96988	0,96144	0,95639	0,95271	0,95308

Da análise dos gráficos de regressão da Figura 7.17 a Figura 7.36 e dos valores do coeficiente de Nash e Sutcliffe – R² referente a cada fase de aprendizado da RNA, constantes da Tabela 7.7, observa-se que o modelo MCV5 com arquitetura RNA (MCV5_BUBURE_10N) oferecendo 10 neurônios em sua camada escondida, apresentou melhor desempenho.

Mesmo após a verificação do desempenho de cada uma das 20 RNA analisadas, onde foi verificado que a RNA (MCV5_BUBURE_10N) apresentou melhor desempenho, cada uma dessas RNA foi testada. O desempenho dos modelos na calibração, onde foram oferecidos 24 padrões de teste a cada RNA, foi aferido através do coeficiente de Nash e Sutcliffe R², Equação (5.10), e da raiz do erro relativo quadrático médio RMSE, Equação (5.11). Na Tabela 7.8 e na

Tabela 7.9 são mostrados os valores do R² e do RMSE, respectivamente, para cada modelo analisado.

Tabela 7.8: R² na calibração dos modelos - posto fluviométrico de Buburé

Modelo	5 Neurônios	8 Neurônios	10 Neurônios	15 Neurônios
	R ²	R ²	R ²	R ²
MCV1	0,571704	0,631415	0,579339	0,565376
MCV2	0,957055	0,933002	0,943195	0,900208
MCV3	0,958274	0,925345	0,955726	0,959649

MCV4	0,947468	0,967052	0,968785	0,949099
MCV5	0,971362	0,960762	0,973099	0,965104

Tabela 7.9: RMSE na calibração dos modelos - posto fluviométrico de Buburé

Modelo	5	8	10	15
	Neurônios	Neurônios	Neurônios	Neurônios
	RMSE	RMSE	RMSE	RMSE
MCV1	0,282017	0,262119	0,277254	0,283049
MCV2	0,112785	0,128768	0,120441	0,152972
MCV3	0,117522	0,133043	0,117769	0,111449
MCV4	0,111382	0,095165	0,088039	0,110185
MCV5	0,094423	0,098061	0,081368	0,090273

Da análise dos valores do coeficiente de Nash e Sutcliffe – R^2 , constantes da Tabela 7.8, e da raiz do erro relativo quadrático médio RMSE,

Tabela 7.9, constata-se que o modelo MCV5 com arquitetura RNA (MCV5_BUBURE_10N) oferecendo 10 neurônios em sua camada escondida, apresentou melhor desempenho.

Na Figura 7.37, Figura 7.38, Figura 7.39, Figura 7.40 e na Figura 7.41, são mostrados os gráficos com as vazões observadas e simuladas, para o posto fluviométrico de Buburé, para os modelos MCV1, MCV2, MCV3, MCV4 e MCV5 que apresentaram melhores resultados. A Figura 7.41 mostra o modelo MCV5_BUBURE_10N que apresentou melhor desempenho, dentre os demais.

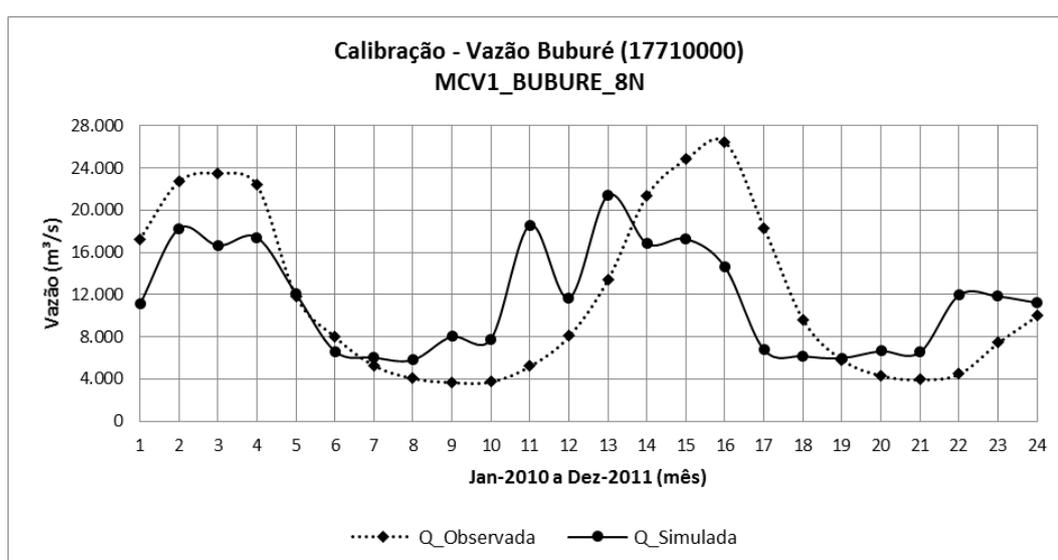


Figura 7.37: Previsão de vazão em Buburé com o modelo MCV1_BUBURE_8N

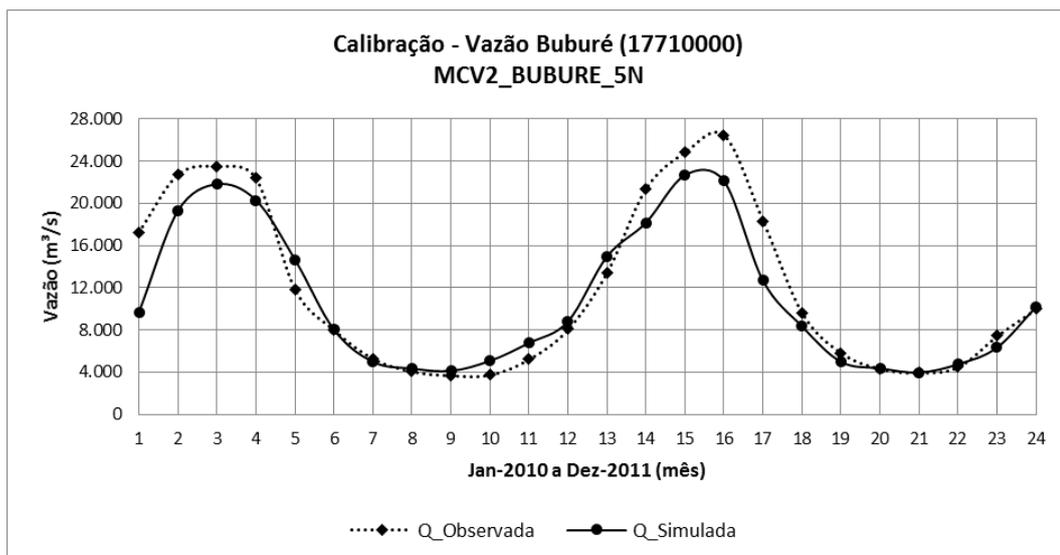


Figura 7.38: Previsão de vazão em Buburé com o modelo MCV2_BUBURE_5N

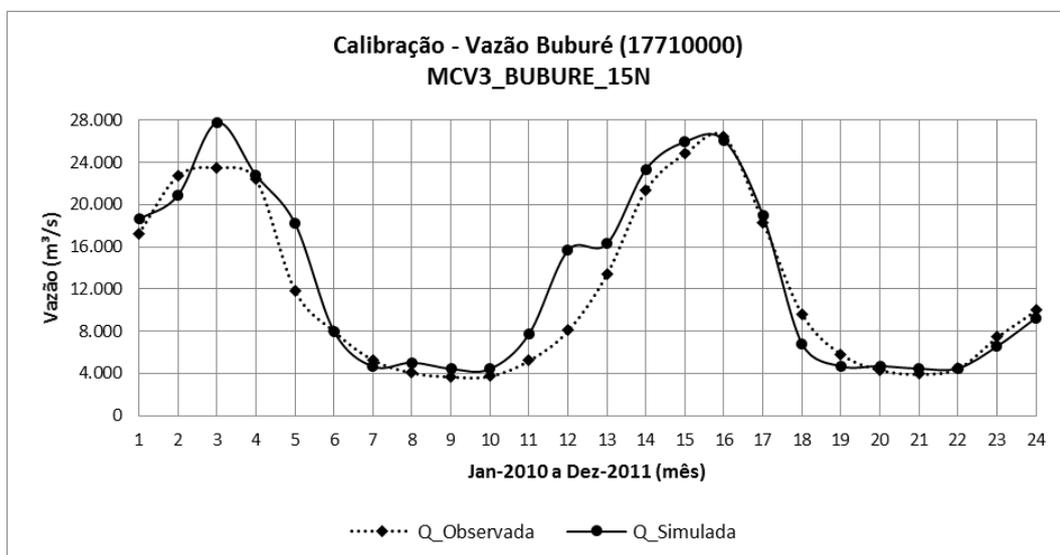


Figura 7.39: Previsão de vazão em Buburé com o modelo MCV3_BUBURE_15N

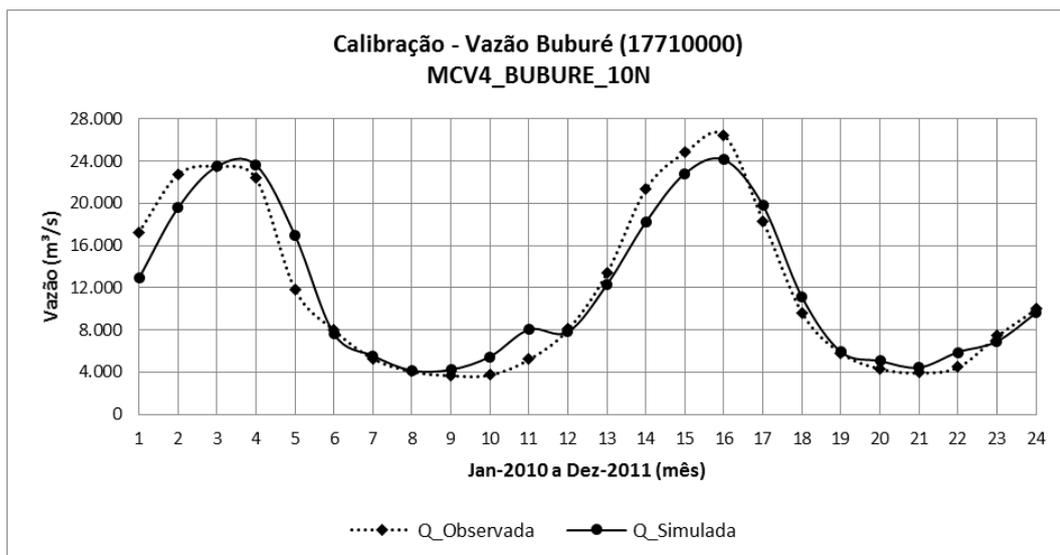


Figura 7.40: Previsão de vazão em Buburé com o modelo MCV4_BUBURE_10N

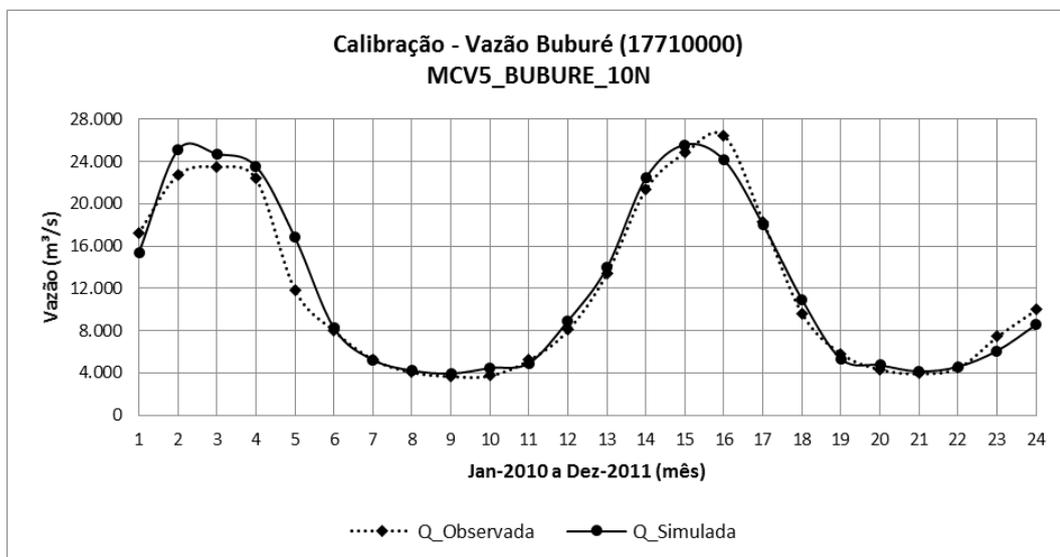


Figura 7.41: Previsão de vazão em Buburé com o modelo MCV5_BUBURE_10N

Da análise do gráfico da Figura 7.41, observa-se que as vazões no posto fluviométrico de Buburé foram bem simuladas pelo modelo chuva-vazão MCV5. No período de estiagem, compreendido entre os meses de agosto a outubro, nos dois períodos sazonais, o modelo apresentou melhor desempenho que nos períodos de águas altas. No entanto, em função da não linearidade de modelos do tipo RNA, as vazões no período de águas altas, também, apresentaram desempenho satisfatório.

7.2.2 Aplicação do modelo Chuva-Vazão em Jardim do Ouro

Com o modelo MCV1, para o posto fluviométrico de Jardim do Ouro, foram treinadas, validadas e testadas 4 RNA, com 5, 8, 10 e 15 neurônios na camada escondida, a saber: MCV1_JARDIM DO OURO_5N, MCV1_JARDIM DO OURO_8N, MCV1_JARDIM DO OURO_10N e MCV1_JARDIM DO OURO_15N. Na Figura 7.42, Figura 7.43, Figura 7.44 e na Figura 7.45, os resultados de desempenhos dessas RNA, para cada fase de aprendizagem, são mostrados através de gráficos de regressão.

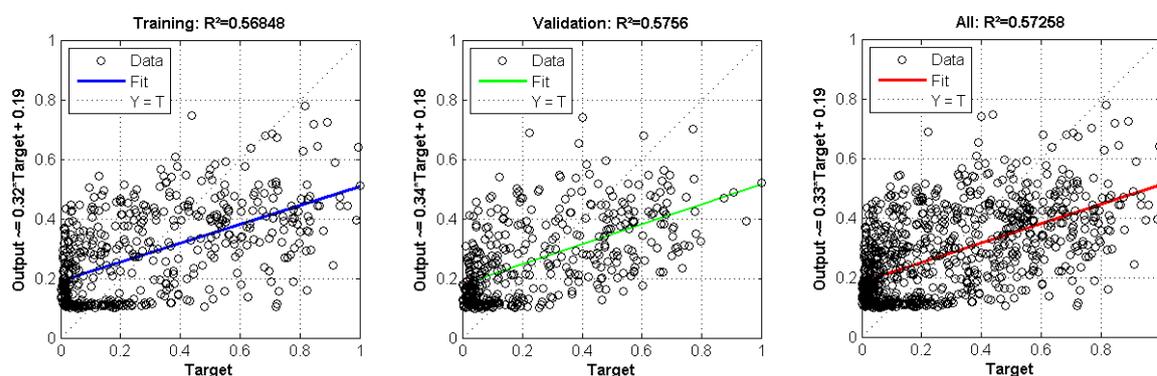


Figura 7.42: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste - MCV1 5 neurônios em Jardim do Ouro

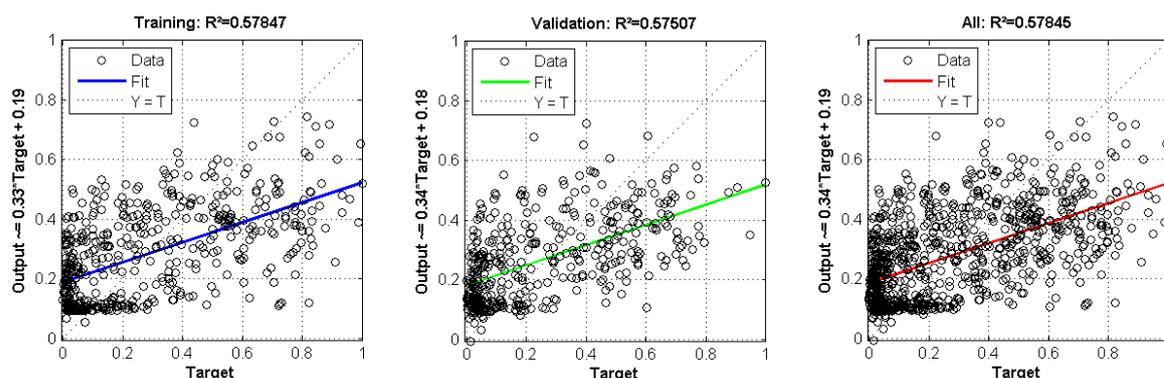


Figura 7.43: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste - MCV1 8 neurônios em Jardim do Ouro

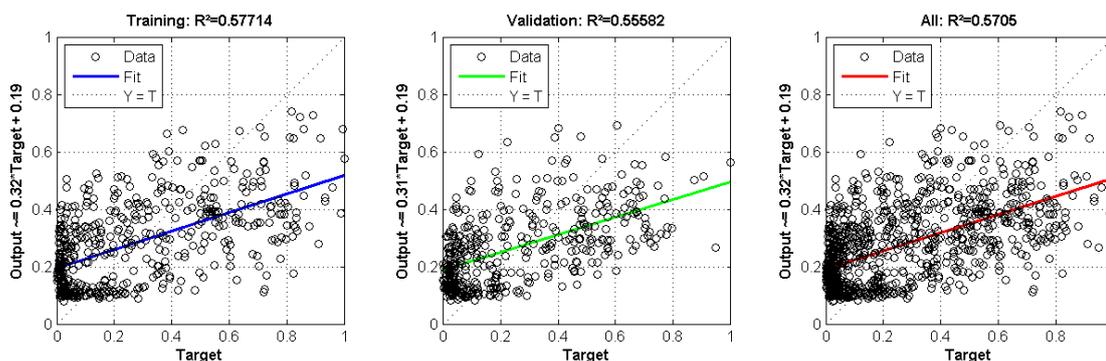


Figura 7.44: Regressão/R² - RNA fases de treino, validação e teste - MCV1 10 neurônios em Jardim do Ouro

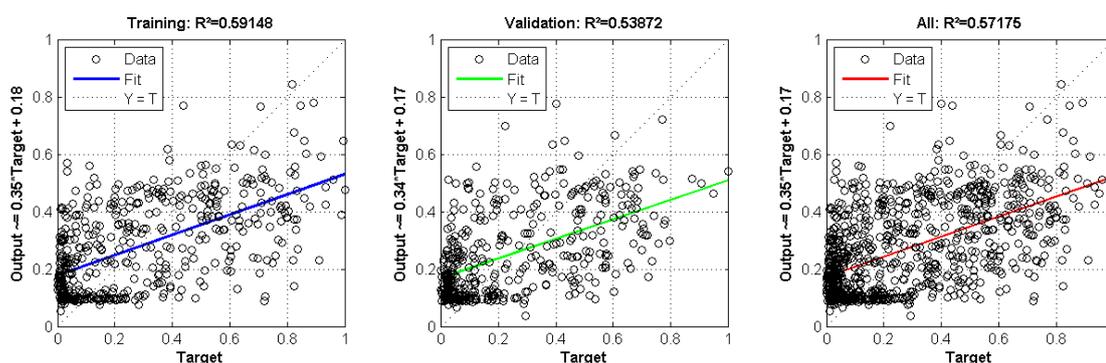


Figura 7.45: Regressão/R² - RNA fases de treino, validação e teste - MCV1 15 neurônios em Jardim do Ouro

Com a utilização do modelo MCV2 foram treinadas, validadas e testadas 4 RNA, com 5, 8, 10 e 15 neurônios na camada escondida, a saber: MCV2_JARDIM DO OURO_5N, MCV2_JARDIM DO OURO_8N, MCV2_JARDIM DO OURO_10N e MCV2_JARDIM DO OURO_15N. Na Figura 7.46, Figura 7.47, Figura 7.48 e na Figura 7.49 são mostrados, através de gráficos de regressão linear, os resultados de desempenhos dessas RNA para cada fase de aprendizagem da RNA.

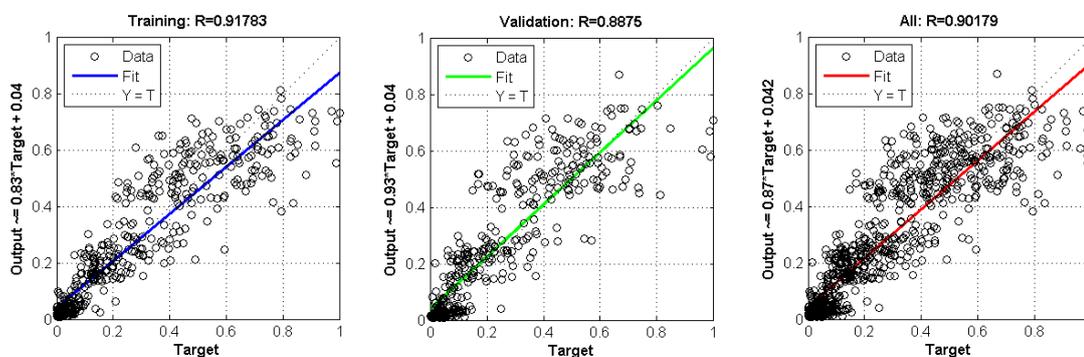


Figura 7.46: Regressão/R² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV2 5 neurônios em Jardim do Ouro

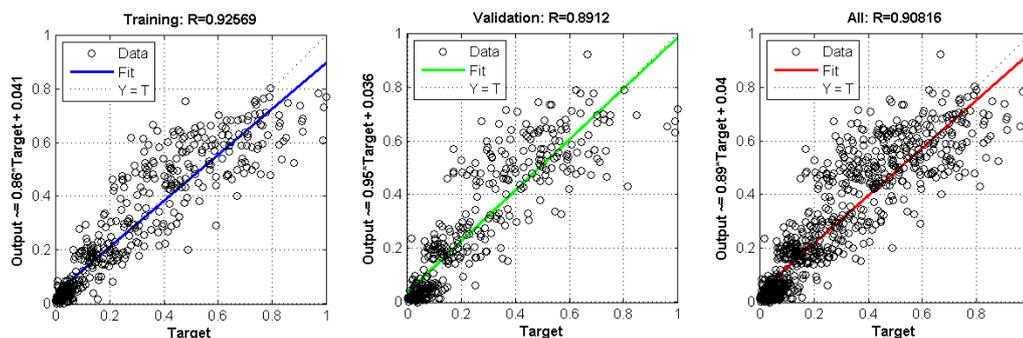


Figura 7.47: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV2 8 neurônios em Jardim do Ouro

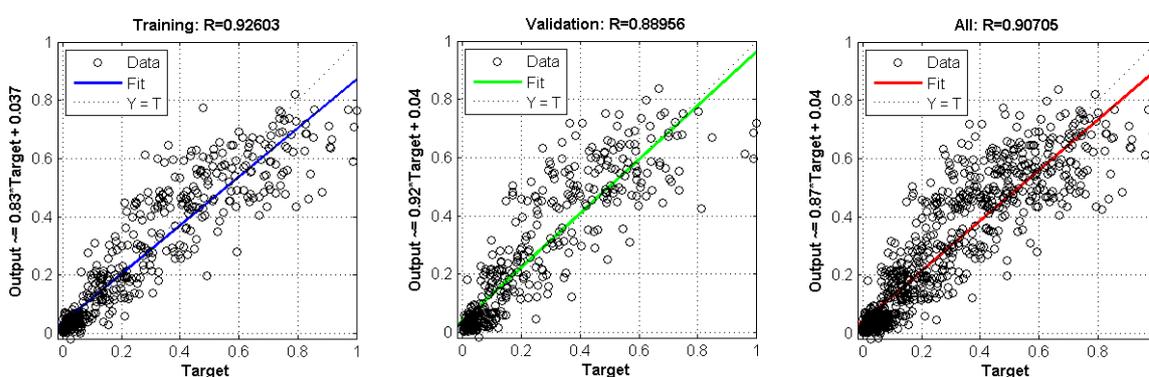


Figura 7.48: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV2 10 neurônios em Jardim do Ouro

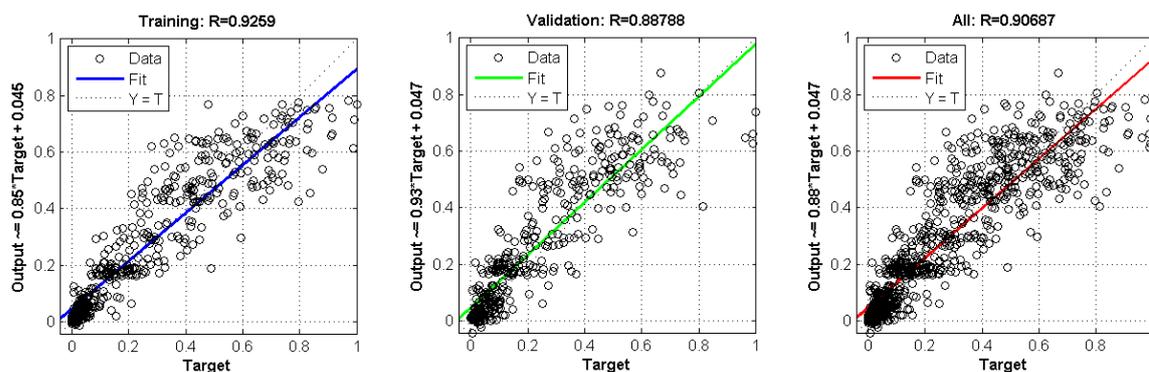


Figura 7.49: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV2 15 neurônios em Jardim do Ouro

Através do modelo MCV3 foram treinadas, validadas e testadas 4 RNA, com 5, 8, 10 e 15 neurônios na camada escondida, a saber: MCV3_JARDIM DO OURO_5N, MCV3_JARDIM DO OURO_8N, MCV3_JARDIM DO OURO_10N e MCV3_JARDIM DO OURO_15N. Os resultados de desempenhos das RNA, para cada fase de aprendizagem, são

mostrados através na Figura 7.50, Figura 7.51, Figura 7.52 e na Figura 7.53, através de gráficos de regressão linear.

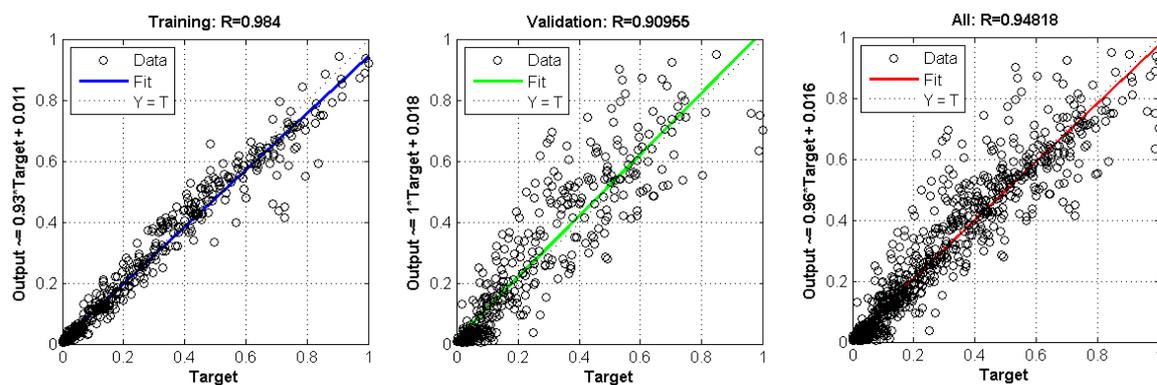


Figura 7.50: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV3 5 neurônios em Jardim do Ouro

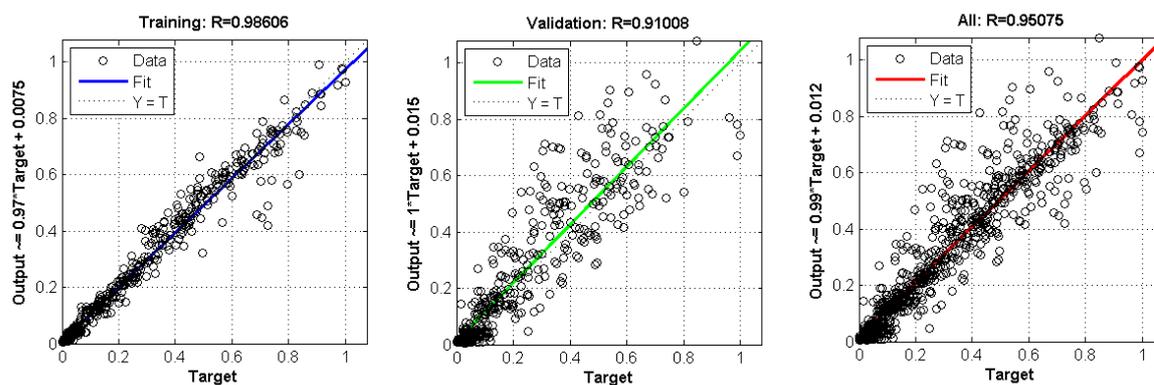


Figura 7.51: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV3 8 neurônios em Jardim do Ouro

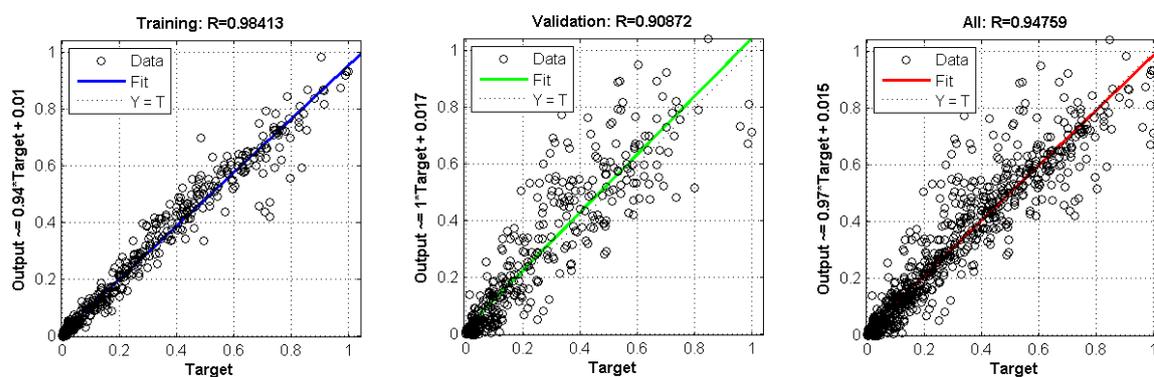


Figura 7.52: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV3 10 neurônios em Jardim do Ouro

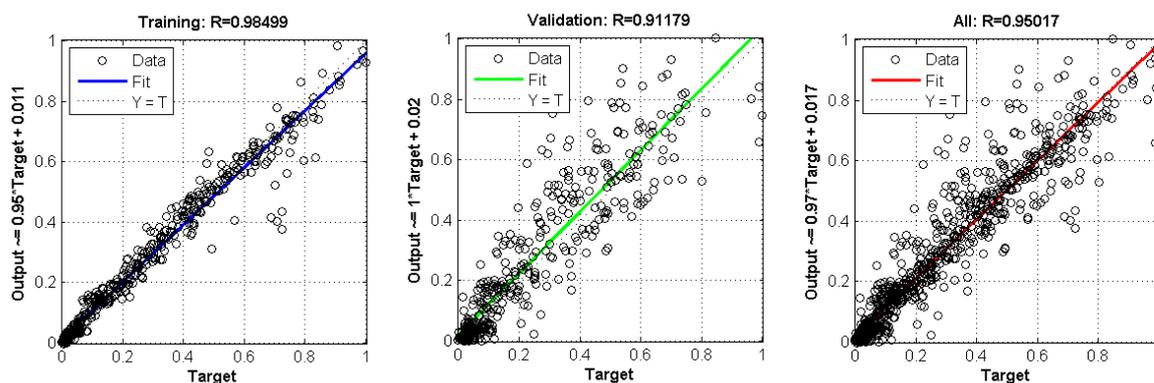


Figura 7.53: Regressão/R² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV3 15 neurônios em Jardim do Ouro

Com o modelo MCV4 foram treinadas, validadas e testadas 4 RNA, com 5, 8, 10 e 15 neurônios na camada escondida, a saber: MCV4_JARDIM DO OURO_5N, MCV4_JARDIM DO OURO_8N, MCV4_JARDIM DO OURO_10N e MCV4_JARDIM DO OURO_15N. Os gráficos de regressões, os resultados de desempenhos das RNA para cada fase de aprendizagem da RNA, são mostrados na Figura 7.54, Figura 7.55, Figura 7.56 e na Figura 7.57.

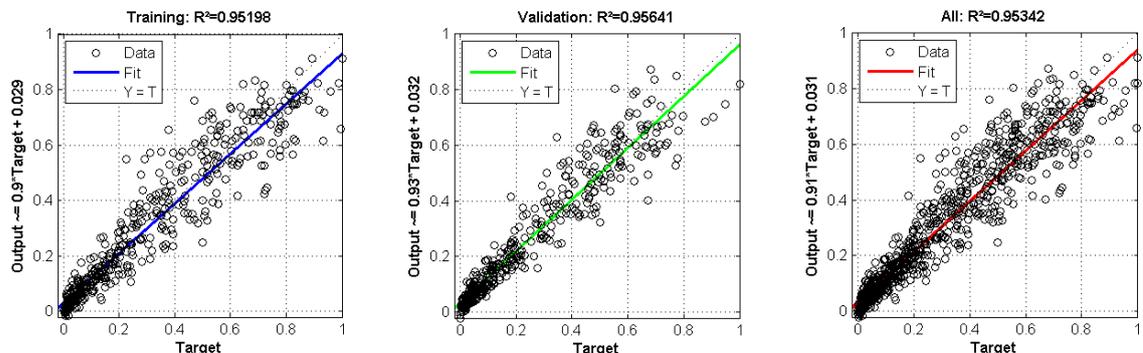


Figura 7.54: Regressão/R² - RNA fases de treino, validação e teste – MCV4 5 neurônios em Jardim do Ouro

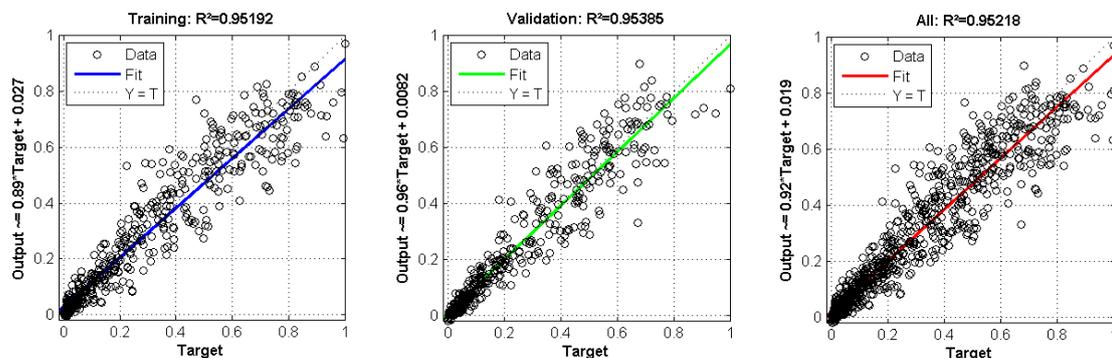


Figura 7.55: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV4 8 neurônios em Jardim do Ouro

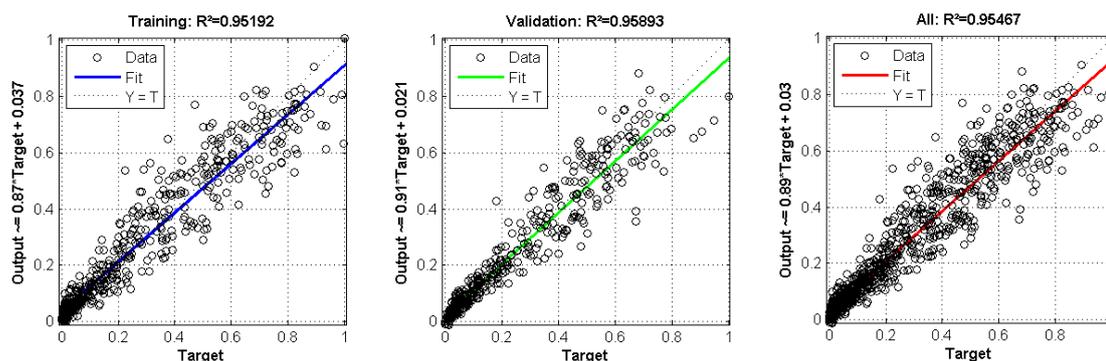


Figura 7.56: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV4 10 neurônios em Jardim do Ouro

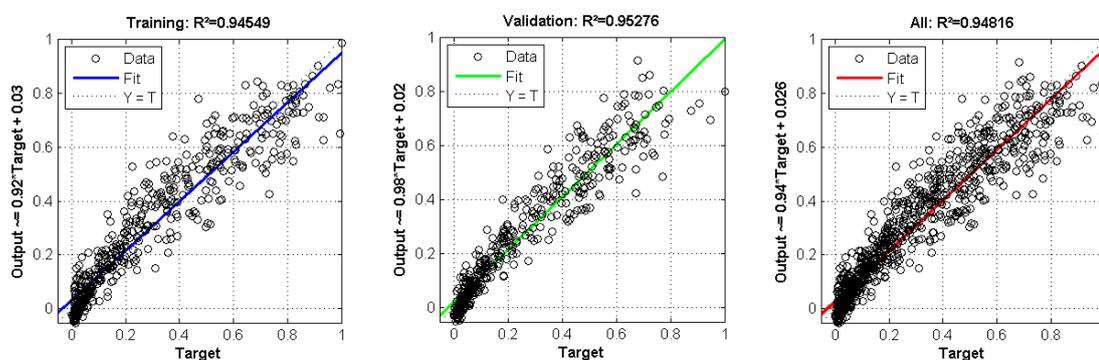


Figura 7.57: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV4 15 neurônios em Jardim do Ouro

Com a utilização do modelo MCV5 foram treinadas, validadas e testadas 4 RNA, com 5, 8, 10 e 15 neurônios na camada escondida, a saber: MCV5_JARDIM DO OURO_5N, MCV5_JARDIM DO OURO_8N, MCV5_JARDIM DO OURO_10N e MCV5_JARDIM DO OURO_15N. Na Figura 7.58, Figura 7.59, Figura 7.60 e na Figura 7.61 são mostrados, através de gráficos de regressões lineares, os resultados de desempenhos dessas RNA para cada fase de aprendizagem da RNA.

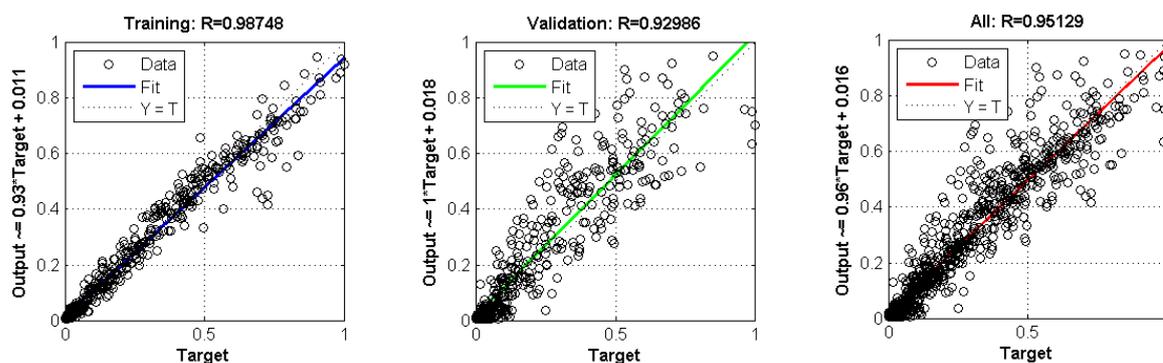


Figura 7.58: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV5 5 neurônios em Jardim do Ouro

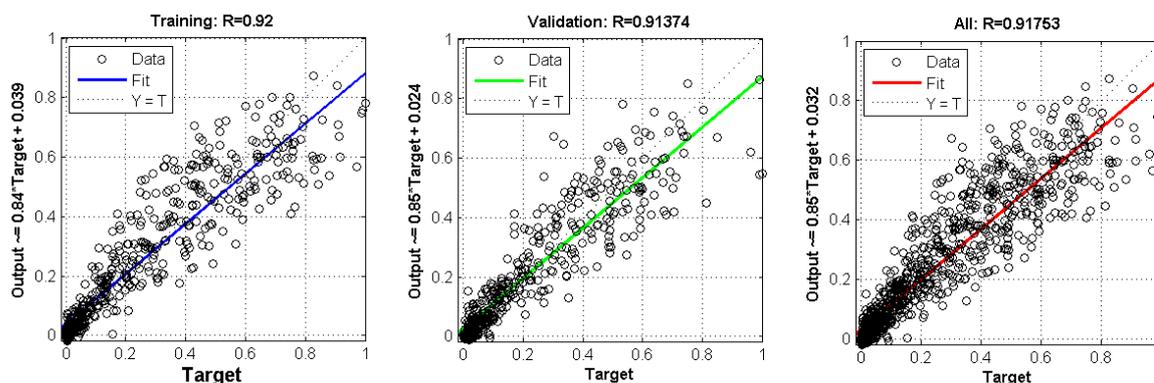


Figura 7.59: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV5 8 neurônios em Jardim do Ouro

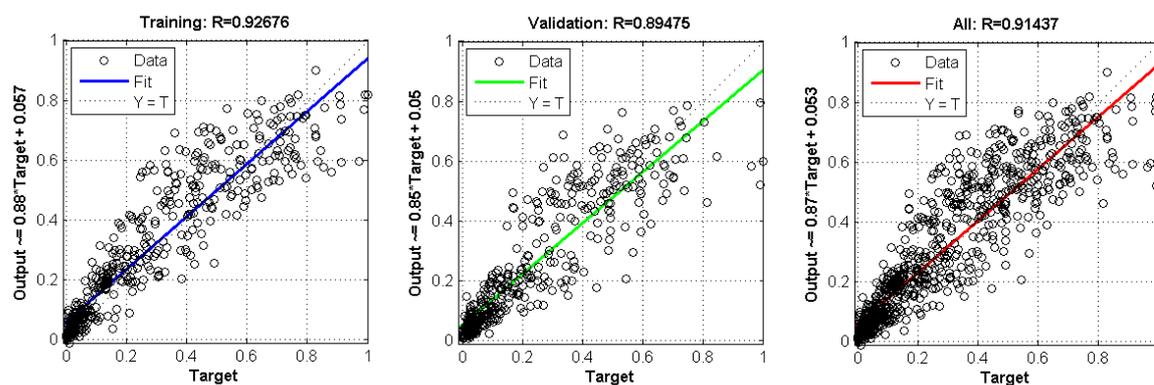


Figura 7.60: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV5 10 neurônios em Jardim do Ouro

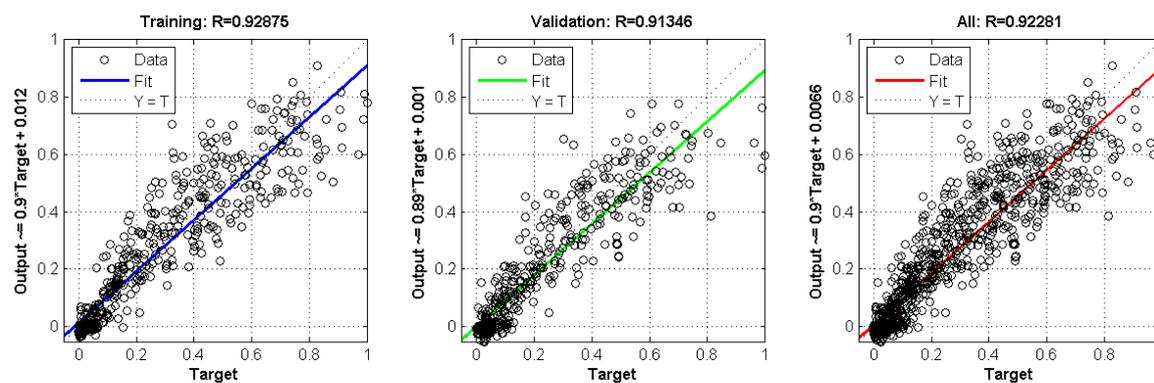


Figura 7.61: Regressão/ R^2 - RNA fases de treino, validação e teste – MCV5 15 neurônios em Jardim do Ouro

Tabela 7.10: Desempenho das RNA, nas fases de treino, validação e teste, com 5, 8, 10 e 15 neurônios, considerando cada modelo aplicado no posto fluviométrico de Jardim do Ouro

Modelo	5 Neurônios			8 Neurônios		
	R ² Treino	R ² Validação	R ² Teste	R ² Treino	R ² Validação	R ² Teste
MCV1	0,56848	0,57560	0,57258	0,57847	0,57507	0,57845
MCV2	0,91783	0,88750	0,90179	0,92569	0,89120	0,90816
MCV3	0,98400	0,90955	0,94818	0,98606	0,91008	0,95075
MCV4	0,91319	0,92844	0,91834	0,91950	0,91635	0,91824
MCV5	0,98748	0,92986	0,95129	0,92000	0,91374	0,91753
Modelo	10 Neurônios			15 Neurônios		
	R ² Treino	R ² Validação	R ² Teste	R ² Treino	R ² Validação	R ² Teste
MCV1	0,57714	0,55582	0,57050	0,59148	0,53872	0,57175
MCV2	0,92603	0,88956	0,90705	0,92590	0,88788	0,90687
MCV3	0,98413	0,90872	0,94759	0,98499	0,91179	0,95017
MCV4	0,91607	0,91798	0,91699	0,90928	0,92317	0,91470
MCV5	0,92676	0,89475	0,91437	0,92875	0,91346	0,92281

Da análise dos gráficos da Figura 7.42 a Figura 7.61 e dos valores do coeficiente de Nash e Sutcliffe – R² referente a cada fase de aprendizado da RNA, constantes da Tabela 7.10, observa-se que o modelo RNA MCV5, com arquitetura MCV5_JARDIM DO OURO_5N, oferecendo 5 neurônios em sua camada escondida, apresentou melhor desempenho.

Após a verificação do desempenho de cada uma das 20 RNA, foi constatado que a RNA (MCV5_JARDIM DO OURO_5N) apresentou melhor desempenho. O desempenho dos modelos na calibração foi aferido através do coeficiente de Nash e Sutcliffe R², Equação (5.10), e da raiz do erro relativo quadrático médio RMSE, Equação (5.11). Na Tabela 7.11 e na Tabela 7.12 são mostrados os valores do R² e do RMSE, respectivamente, para cada modelo analisado.

Tabela 7.11: R² na calibração dos modelos aplicado no posto fluviométrico de Jardim do Ouro

Modelo	5 Neurônios	8 Neurônios	10 Neurônios	15 Neurônios
	R ²	R ²	R ²	R ²
MCV1	0,6526	0,6464	0,6250	0,5786
MCV2	0,9147	0,9030	0,9263	0,9093
MCV3	0,8956	0,8689	0,8751	0,8774
MCV4	0,9071	0,8943	0,8976	0,8908
MCV5	0,9353	0,9097	0,8955	0,9284

Tabela 7.12: RMSE na calibração dos modelos aplicado no posto fluviométrico de Jardim do Ouro

Modelo	5	8	10	15
	Neurônios	Neurônios	Neurônios	Neurônios
	RMSE	RMSE	RMSE	RMSE
MCV1	0,2386	0,2392	0,2444	0,2555
MCV2	0,1265	0,1345	0,1193	0,1302
MCV3	0,1573	0,1835	0,1756	0,1746
MCV4	0,1323	0,1399	0,1386	0,1446
MCV5	0,1150	0,1316	0,1407	0,1249

Da análise dos valores do coeficiente de Nash e Sutcliffe – R^2 , constantes da Tabela 7.11, e da raiz do erro relativo quadrático médio RMSE, Tabela 7.12, constata-se que o modelo MCV5 com arquitetura RNA (MCV5_JARDIM DO OURO_5N) oferecendo 5 neurônios em sua camada escondida, apresentou melhor desempenho.

Os gráficos com as vazões observadas e simuladas no posto fluviométrico de Jardim do Ouro, para as melhores topologias dos modelos MCV1, MCV2, MCV3, MCV4 e MCV5 que apresentaram melhores desempenhos, são mostrados na Figura 7.62, Figura 7.63, Figura 7.64, Figura 7.65 e na Figura 7.66. A Figura 7.66 mostra o desempenho do modelo MCV5_JARDIM DO OURO_5N que apresentou melhor resultado, dentre os demais.

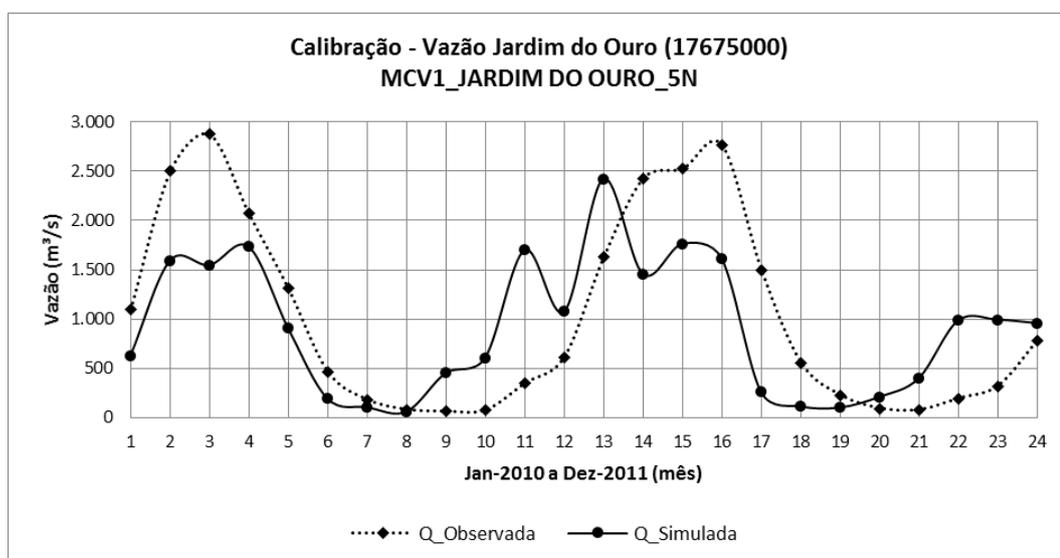


Figura 7.62: Previsão de vazão em Jardim do Ouro com o modelo MCV1_JARDIM DO OURO_5N

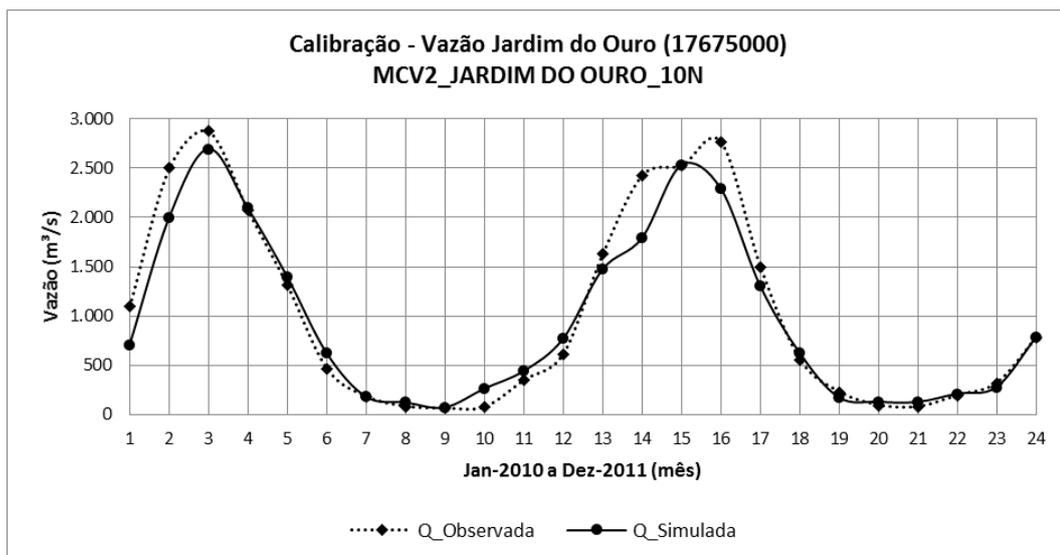


Figura 7.63: Previsão de vazão em Jardim do Ouro com o modelo MCV2_JARDIM DO OURO_10N

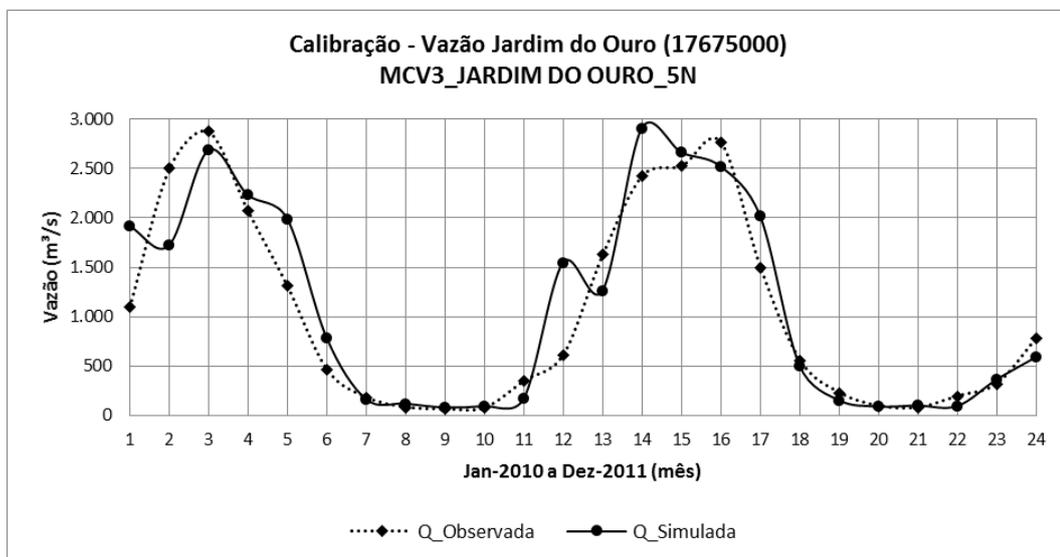


Figura 7.64: Previsão de vazão em Jardim do Ouro com o modelo MCV3_JARDIM DO OURO_5N

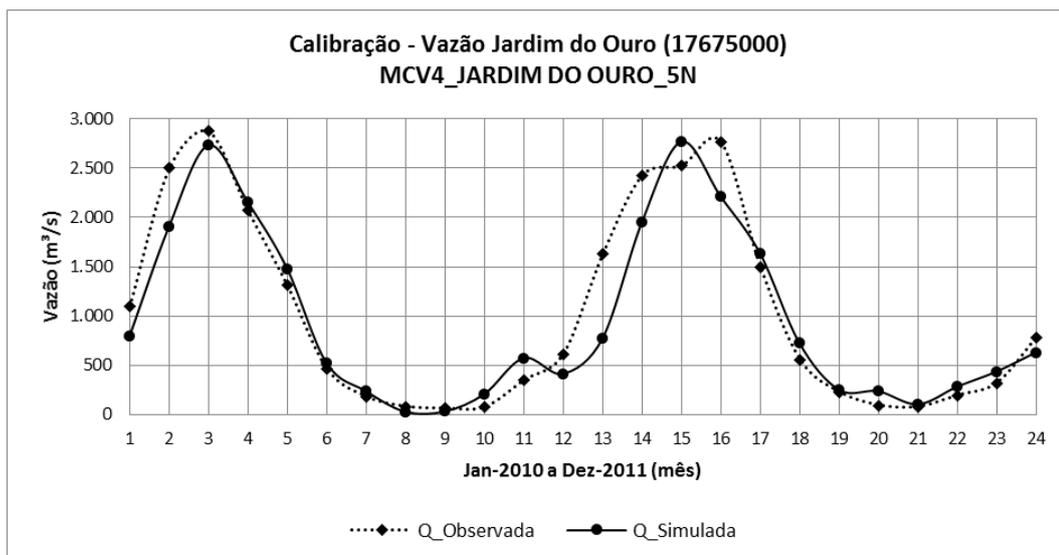


Figura 7.65: Previsão de vazão em Jardim do Ouro com o modelo MCV4_JARDIM DO OURO_5N

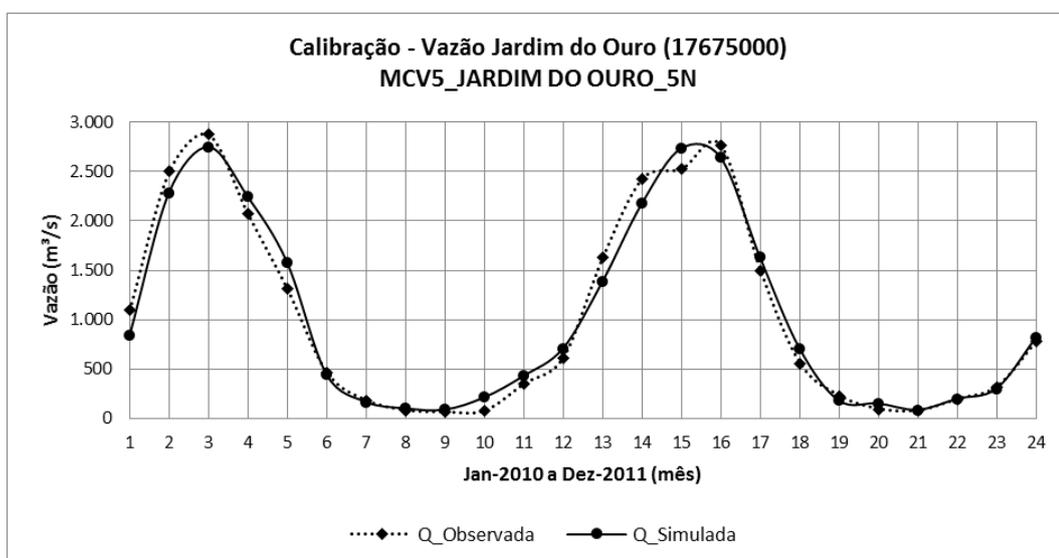


Figura 7.66: Previsão de vazão em Jardim do Ouro com o modelo MCV5_JARDIM DO OURO_5N

Da análise do gráfico da Figura 7.66 observa-se que as vazões no posto fluviométrico de Jardim do Ouro foram bem simuladas pelo modelo chuva-vazão MCV5. No período de estiagem, compreendido entre os meses de agosto a outubro, nos dois períodos sazonais, o modelo apresentou desempenho um pouco melhor que nos períodos de águas altas. Nos períodos de água altas, em função da não linearidade de modelos do tipo RNA, as vazões também foram simuladas de forma satisfatória.

O modelo chuva-vazão RNA que foi utilizado na previsão de vazões nos postos fluviométricos de Buburé e de Jardim do Ouro, também, apresentou bom desempenho. Na previsão de vazões para o posto fluviométrico de Buburé o modelo MCV5, que adota como

variáveis para o vetor de entrada dados de precipitação, de evaporação e de vazão defasada, com arquitetura RNA oferecendo 10 neurônios na camada escondida, apresentou melhor desempenho, com R^2 de 0,973 e RMSE de 0,081. Para o posto de Jardim do Ouro um modelo do tipo MCV5, com arquitetura RNA oferecendo 5 neurônios na camada escondida, também apresentou melhor desempenho, com R^2 de 0,935 e RMSE de 0,115.

Os modelos chuva-vazão RNA e ARIMA, na previsão de vazões nos períodos de estiagem, apresentaram desempenhos muito próximos. Nos períodos de cheias, nos quais variáveis hidrológicas inerentes as composições dos afluxos fluviais apresentam maiores variabilidade, o modelo RNA, em função da sua não linearidade, conseguiu captar melhor a flutuabilidade das vazões nesse período.

7.3 Módulo de Gerenciamento de Usos Múltiplos da Água

Neste capítulo, apresentam-se os resultados da aplicação do SOUMA, para diferentes cenários de afluência, com a utilização de dados pluviométricos, fluviométricos e operacionais do futuro Aproveitamento Hidrelétrico de São Luiz do Tapajós, localizado na bacia do rio Tapajós.

Os resultados e discussões a seguintes são decorrentes da operacionalização do SOUMA. Foram utilizados métodos e processos de otimização baseados em programação não linear, tendo por base a plataforma GAMS e o solver MINOS.

7.3.1 Vazões Afluentes ao AHE

As vazões mensais afluentes ao AHE São Luiz do Tapajós, como resultado da aplicação da Equação (7.5), obtidas com base nas vazões dos postos fluviométricos de Buburé e Jardim do Ouro para o período de 1931 a 2012, são resumidas na Tabela 7.13 que mostra as vazões mensais mínimas, médias e máximas afluentes ao AHE São Luiz do Tapajós.

A vazão de longo período, como sendo a média das vazões médias mensais para um dado período de análise foi calculada para o período de 1931 a 2012. As vazões de longo período mínimas, médias e máximas podem ser observadas na Tabela 7.13.

O gráfico das vazões apresentadas na Tabela 7.13 e as vazões de longo período mínima, média e máxima são mostrados na Figura 7.67. O gráfico da Figura 7.68 mostra a

permanência das vazões afluentes ao AHE com indicação das vazões de longo período mínima, média e máxima.

Tabela 7.13: Vazões mínimas, média e máximas afluentes ao AHE São Luiz do Tapajós

Mês	Vazão AHE São Luiz do Tapajós		
	Mínima (m ³ /s)	Média (m ³ /s)	Máxima (m ³ /s)
JAN	7.625	15.988	29.182
FEV	10.222	22.113	39.134
MAR	17.353	27.368	39.277
ABR	15.693	26.256	38.884
MAI	9.804	18.664	30.674
JUN	6.131	9.788	14.011
JUL	4.360	5.857	7.814
AGO	3.623	4.408	5.941
SET	3.535	4.069	5.186
OUT	3.475	4.688	8.187
NOV	3.875	6.547	11.798
DEZ	5.677	10.245	17.360
Q_{MLT}	8.064	12.999	17.677

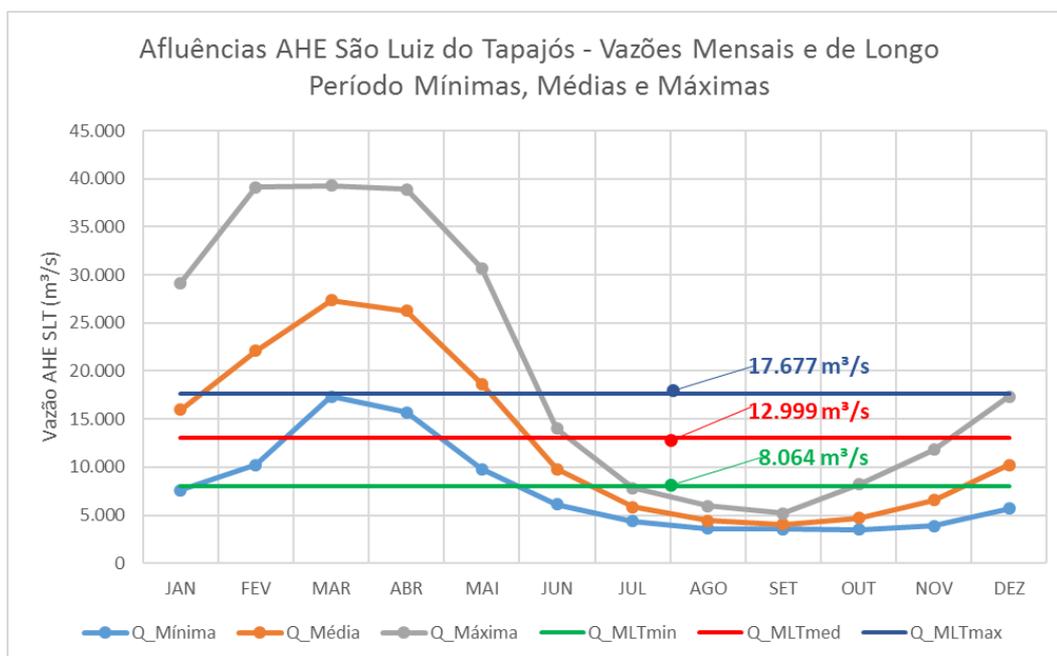


Figura 7.67: Vazões afluentes ao AHE São Luiz do Tapajós

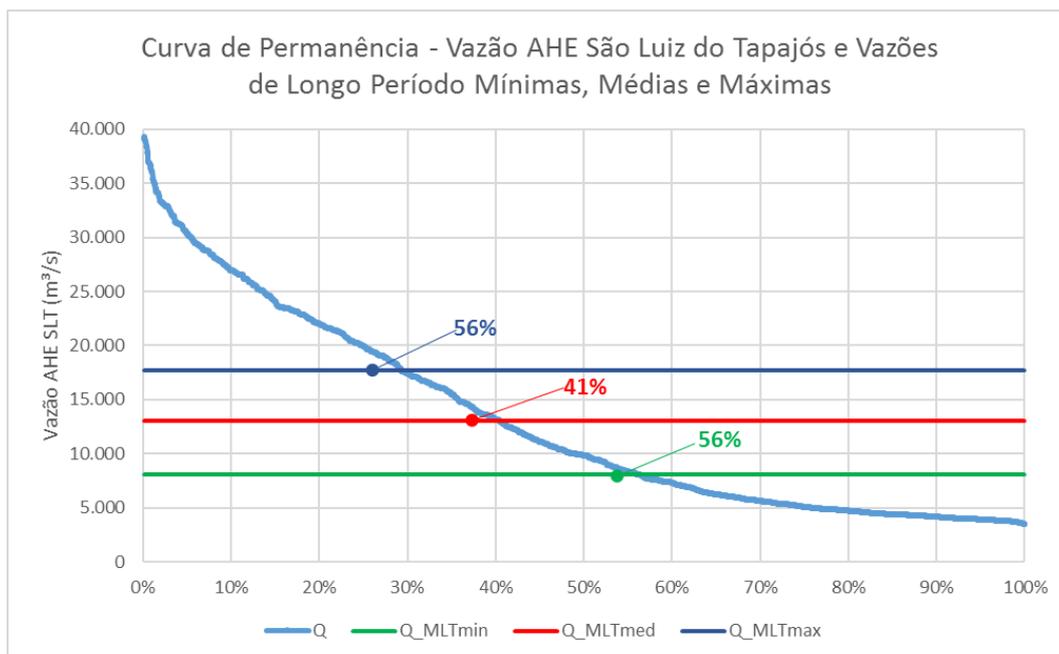


Figura 7.68: Permanência das vazões afluentes ao AHE São Luiz do Tapajós e das vazões de longo período

Tendo como objetivo a obtenção de dados de vazões afluentes ao AHE, através de correlações com dados de níveis de água em postos fluviométricos de interesse, foram elaboradas curvas-chave com base em dados hidrológicos obtidos junto a ANA.

As estações fluviométricas cujas séries de dados foram utilizadas na construção e na calibração das curvas-chave são relacionadas na Tabela 7.14.

Tabela 7.14: Estações fluviométricas utilizadas na obtenção das curvas chave

Código	Posto	Rio	Município	UF	Coordenadas	
					Latitude	Longitude
17710000	Buburé	Tapajós	Itaituba	PA	-04°36'56"	-56°19'30"
17675000	Jardim do Ouro	Jamanxim	Itaituba	PA	-06°15'27"	-55°46'21"

Fonte: Agência Nacional de Águas – ANA (2012)

Na Figura 7.69 e Figura 7.70 são mostradas as curvas-chave (vazão x nível de água) geradas para as estações fluviométricas de Buburé e Jardim do Ouro. As curvas-chave dos postos fluviométricos de Buburé e Jardim do Ouro, são representadas, respectivamente, pelas Equações (7.6) e (7.7).

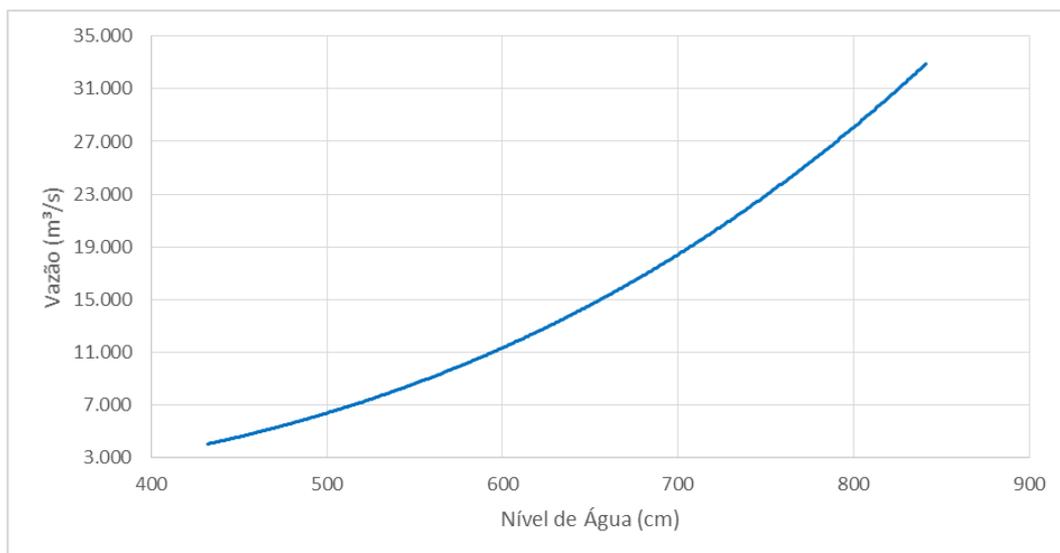


Figura 7.69: Curva Vazão x Nível de Água em Buburé

$$Q_{Buburé} = 0,00002 \cdot H_{Buburé}^{3,1568} \quad (7.6)$$

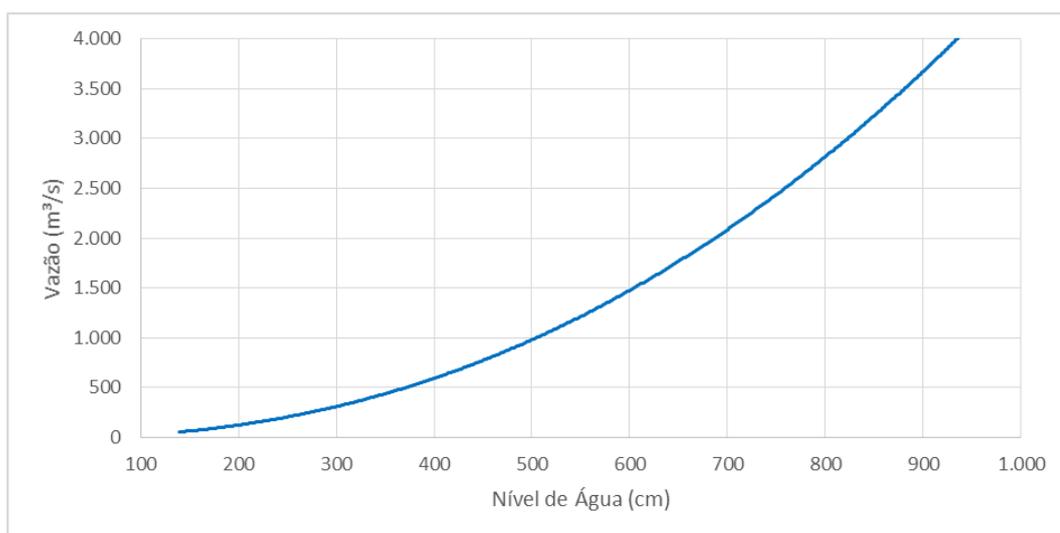


Figura 7.70: Curva Vazão x Nível de Água em Jardim do Ouro

$$Q_{JDO} = 0,0008 \cdot H_{JDO}^{2,2461} \quad (7.7)$$

Tendo por base as diretrizes estabelecidas no Modelo de Simulação a Usinas Individualizadas (MSUI) da ELETROBRAS e a adoção do Período Crítico do Sistema Interligado Nacional (SIN), a Tabela 7.15 apresenta as vazões afluentes ao AHE São Luiz do Tapajós, as médias mensais destas vazões e a vazão de longo período média, para o período crítico em referência.

Tabela 7.15: Vazões afluentes ao AHE no período crítico definido pelo SIN

Ano	Vazão Mensais Afluentes ao AHE São Luiz do Tapajós (m³/s)											
	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
1949						9.383	5.746	4.345	3.916	4.231	8.278	8.792
1950	19.087	36.888	35.383	34.487	29.403	10.943	6.136	4.462	3.909	3.954	5.746	11.490
1951	23.301	24.404	27.978	33.053	30.660	13.136	6.856	4.724	4.048	5.114	5.716	13.583
1952	16.349	18.677	26.673	26.578	17.572	8.898	5.432	4.155	3.794	3.841	4.353	7.520
1953	17.548	21.588	36.327	30.123	27.273	11.349	6.146	4.375	3.873	8.184	8.567	15.512
1954	23.651	22.485	31.808	30.111	16.715	8.679	5.317	4.130	3.758	4.119	4.504	12.170
1955	14.150	22.121	26.185	31.182	25.867	10.452	5.908	4.316	3.801	3.794	4.709	7.057
1956	16.518	21.542	23.514	22.175	22.116	13.616	6.989	4.729	4.047	4.631	8.986	
Média	18658	23958	29696	29673	24230	10807	6067	4405	3894	4734	6358	10875
Média	13.886											

7.3.2 Dimensionamento Hidroenergético de AHE

Conforme já ressaltado anteriormente, no dimensionamento de usinas hidrelétricas uma das principais grandezas a serem mensuradas é a energia firme do sistema. A energia firme do AHE São Luiz do Tapajós foi calculada com base na Equação (5.53).

Uma vez conhecida a vazão média afluente ao AHE São Luiz do Tapajós, calculada para o período crítico de junho de 1949 a novembro de 1956, fez-se necessário o cálculo da queda bruta de referência com permanência de 95% ($Hr_{95\%}$), no período crítico do SIN.

Para o cálculo da $Hr_{95\%}$ foi utilizada a Equação (5.81) e a Equação (5.82), em sua forma simplificada para usinas operadas a fio d'água, pressupondo um nível de água médio do reservatório operado a fio d'água (\overline{Hm}_t) igual a 50m.

No cálculo do nível de água a jusante do AHE (Hj_t) foi empregada a Equação (5.80). Os valores adotados para os coeficientes do polinômio da equação do nível de água no canal de fuga do AHE em função da vazão defluente (b_i), foram os constantes da Tabela 7.16.

Tabela 7.16: Coef. do polinômio nível de água de jusante em função da vazão defluente

Coeficientes	Valor
b_0	3,63613
b_1	1,3355E-03
b_2	-7,23801E-08
b_3	2,03529E-12
b_4	-2,09174E-17

Fonte: ELETRONORTE/CNEC (2007)

As vazões afluentes utilizadas no cálculo dos Hj_t mensais foram as referentes ao período crítico do SIN, constantes da Tabela 7.15. A Tabela 7.17 apresenta os níveis de água a jusante do AHE calculados para o período crítico definido pelo SIN.

Tabela 7.17: Níveis de água a jusante do AHE no período crítico definido pelo SIN

Ano	Nível de água a jusante do AHE (Hj_t) (m)											
	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
1949						11,32	9,28	8,23	7,87	8,14	10,79	11,04
1950	14,14	17,84	17,65	17,50	16,43	11,95	9,55	8,33	7,87	7,91	9,28	12,15
1951	15,04	15,29	16,10	17,24	16,72	12,68	10,00	8,53	7,99	8,83	9,26	12,81
1952	13,53	14,05	15,80	15,78	13,80	11,09	9,06	8,08	7,77	7,81	8,24	10,39
1953	13,80	14,67	17,78	16,60	15,94	12,10	9,55	8,26	7,84	10,74	10,93	13,32
1954	15,12	14,86	16,98	16,60	13,61	10,99	8,98	8,06	7,74	8,05	8,36	12,38
1955	12,97	14,79	15,69	16,84	15,62	11,76	9,39	8,21	7,77	7,77	8,52	10,12
1956	13,56	14,66	15,09	14,80	14,78	12,82	10,08	8,54	7,99	8,46	11,13	

A Tabela 7.18 apresenta as quedas brutas do AHE, calculadas para o período crítico do SIN, tendo por base os níveis de água a jusante do AHE, constantes da Tabela 7.17 e o nível médio do reservatório na EL. 50m.

Tabela 7.18: Quedas brutas do AHE no período crítico definido pelo SIN

Ano	Nível de água a jusante do AHE (Hb_t) (m)											
	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
1949						38,68	40,72	41,77	42,13	41,86	39,21	38,96
1950	35,86	32,16	32,35	32,50	33,57	38,05	40,45	41,67	42,13	42,09	40,72	37,85
1951	34,96	34,71	33,90	32,76	33,28	37,32	40,00	41,47	42,01	41,17	40,74	37,19
1952	36,47	35,95	34,20	34,22	36,20	38,91	40,94	41,92	42,23	42,19	41,76	39,61
1953	36,20	35,33	32,22	33,40	34,06	37,90	40,45	41,74	42,16	39,26	39,07	36,68
1954	34,88	35,14	33,02	33,40	36,39	39,01	41,02	41,94	42,26	41,95	41,64	37,62
1955	37,03	35,21	34,31	33,16	34,38	38,24	40,61	41,79	42,23	42,23	41,48	39,88
1956	36,44	35,34	34,91	35,20	35,22	37,18	39,92	41,46	42,01	41,54	38,87	

A Tabela 7.19 apresenta as permanências das quedas brutas do AHE, calculadas para o período crítico do SIN. Para a permanência de 95% o valor calculado para a queda bruta, no período em questão, foi de 32,89 m.

Tabela 7.19: Permanência das quedas brutas do AHE no período crítico do SIN

Prob.	Hb_t (m)								
1%	42,26	21%	41,74	41%	39,88	61%	37,03	81%	34,71
2%	42,23	22%	41,67	42%	39,61	62%	36,68	82%	34,38
3%	42,23	23%	41,64	43%	39,26	63%	36,47	83%	34,31
4%	42,23	24%	41,54	44%	39,21	64%	36,44	84%	34,22
6%	42,19	26%	41,48	46%	39,07	66%	36,39	86%	34,20
7%	42,16	27%	41,47	47%	39,01	67%	36,20	87%	34,06
8%	42,13	28%	41,46	48%	38,96	68%	36,20	88%	33,90
9%	42,13	29%	41,17	49%	38,91	69%	35,95	89%	33,57
10%	42,09	30%	41,02	50%	38,87	70%	35,86	90%	33,40
11%	42,01	31%	40,94	51%	38,68	71%	35,34	91%	33,40
12%	42,01	32%	40,74	52%	38,24	72%	35,33	92%	33,28
13%	41,95	33%	40,72	53%	38,05	73%	35,22	93%	33,16
14%	41,94	34%	40,72	54%	37,90	74%	35,21	94%	33,02
16%	41,92	36%	40,61	56%	37,85	76%	35,20	96%	32,76
17%	41,86	37%	40,45	57%	37,62	77%	35,14	97%	32,50
18%	41,79	38%	40,45	58%	37,32	78%	34,96	98%	32,35
19%	41,77	39%	40,00	59%	37,19	79%	34,91	99%	32,22
20%	41,76	40%	39,92	60%	37,18	80%	34,88	100%	32,16

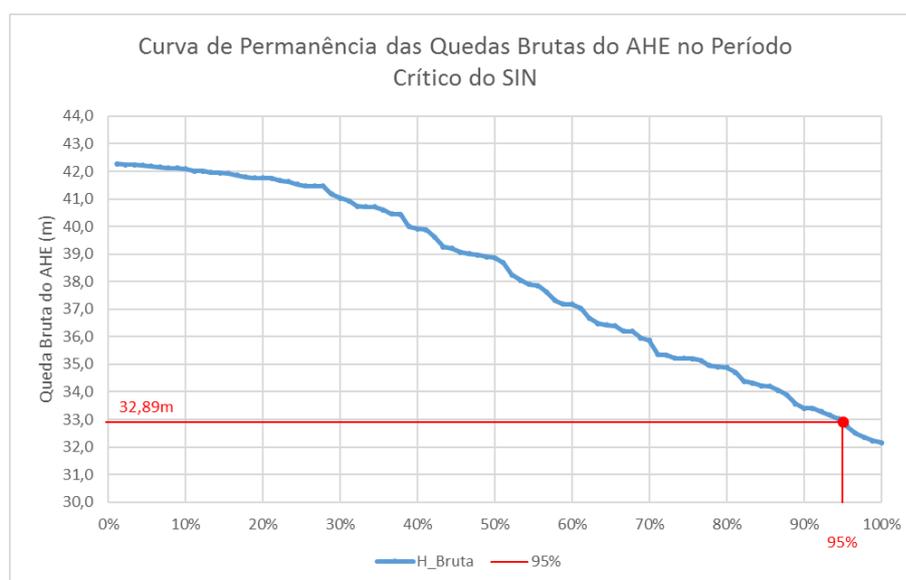


Figura 7.71: Curva de permanência das quedas brutas no período crítico do SIN

Após o cálculo das quedas brutas do AHE; da obtenção do valor referente a permanência de 95% da queda bruta; da vazão afluyente média no período crítico do SIN e da adoção de um Fator de Reserva (I_d) igual a 0,9708 a energia firme do AHE São Luiz do Tapajós foi calculada. O valor aferido para a energia firme ou carga crítica do AHE foi de 3.971 MW.

Após o cálculo da energia firme do AHE São Luiz do Tapajós, a potência instalada do AHE, que estabelece a quantidade de energia máxima que pode ser gerada, foi calculada com base na Equação (5.54). Considerando um fator de capacidade de referência ($Fcap_r$) igual a 50%, a potência instalada foi calculada. O valor aferido para a potência instalada do AHE foi de 7.492 MW.

Após o cálculo da energia firme e da potência instalada, em função das afluências e da queda de referência, a turbina do AHE pode ser escolhida. Através do ábaco da Figura 5.20, que norteia o processo de escolha do tipo de turbina, com o conhecimento da queda bruta de referência do AHE e de uma faixa de engolimento da turbina, o tipo de turbina a ser utilizado no AHE pode ser escolhido.

O tipo de turbina previamente aferido com o ábaco da Figura 5.20 foi ratificado com a turbina selecionada através do ábaco da Figura 5.21, mediante o conhecimento da rotação específica da turbina e da queda bruta de referência. A rotação específica (n_{esp}) da turbina foi aferida através da Equação (5.57).

De acordo com ELETRONORTE/CNEC (2007), para o AHE São Luiz do Tapajós foram selecionadas, para compor o sistema de geração da usina, turbinas do tipo Axial Kaplan com engolimento nominal de 740 m³/s e rotação específica de 475 rpm e geradores com de 90 polos com potência nominal de 215 MW e rotação síncrona de 80 rpm.

O sistema de geração de energia do AHE São Luiz do Tapajós aferido será, equipado com uma casa de força composta por 36 conjuntos turbina/gerador, que gerarão uma carga máxima de 7.740 MW e turbinarão uma vazão máxima de 26.640 m³/s. A Tabela 7.20 apresenta um resumo do dimensionamento aferido e das características do sistema Hidroenergético do AHE São Luiz do Tapajós.

Tabela 7.20: Característica do sistema hidroenergético do AHE São Luiz do Tapajós

Características	Valor
Número de unidades geradoras	36
Tipo de turbina	Axial - Kaplan
Potência de referência na saída do gerador (MW)	215
Número de polos do gerador (un)	90
Rotação síncrona do gerador (rpm)	80
Engolimento das turbinas (m ³ /s)	740
Vazão total turbinada (m ³ /s)	26.640
Queda Bruta de Referência (m)	33
Permanência da queda bruta de referência	95%
Rotação Específica (rpm)	475
Energia Firme (MW)	3.971
Potência Instalada (MW)	7.492
Vazão Turbinada Máxima (m ³ /s)	26.640

Fonte: ELETRONORTE/CNEC (2007)

7.3.3 Valoração dos Cenários

O SOUMA, para os cenários definidos no Capítulo 5, Item 5.3.5, otimizou conflitos inerentes aos usos múltiplos com o uso de funções objetivo de cada uso, dando ênfase ponderativa aos usos de geração de energia e de navegação.

Apresentam-se a seguir os valores de referência utilizados para cada um dos cenários utilizados no processo de otimização do SOUMA.

7.3.3.1 Cenário Hidrológico

No processo de operacionalização do SOUMA a entrada de dados de afluência no modelo teve por base a adoção de critérios de permanência e de recorrência que permitiram a definição de valores mensais às vazões afluentes.

Os cenários hidrológicos tiveram por meta a obtenção de vazões afluentes mensais para diversos períodos de recorrência e de permanência, que asseguraram a não ocorrência de afluxos abaixo de vazões mensais de referência e a permanência de descarga acima de valores de mensais de referência.

Os resultados de otimização do SOUMA tiveram como parâmetro de contorno, dentre outros, a adoção de vazões afluentes mensais ($Q_{a_{i,t}}$) para 3 cenários hidrológicos: H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO .

Na Tabela 7.21 são apresentados os valores das afluências de vazões adotadas para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO, para probabilidades de ocorrência acumuladas de 1%, 50% e 99%, respectivamente.

Tabela 7.21: Vazões afluentes mensais adotadas para os cenários hidrológicos

MÊS	Vazão (m ³ /s)		
	CENÁRIO H1 SECO	CENÁRIO H2 MÉDIO	CENÁRIO H3 ÚMIDO
Jan	7.625	16.052	29.182
Fev	10.222	21.896	39.134
Mar	17.353	26.790	39.277
Abr	15.693	25.737	38.884
Mai	9.804	17.579	30.674
Jun	6.131	9.584	14.011
Jul	4.360	5.759	7.814
Ago	3.623	4.346	5.941
Set	3.535	3.979	5.186
Out	3.475	4.599	8.187
Nov	3.875	6.253	11.798
Dez	5.677	9.951	17.360

Na Figura 7.72 é mostrado o gráfico de vazões afluentes mensais ($Q_{a_{i,t}}$) adotadas para os cenários hidrológicos SECO, MÉDIO e ÚMIDO.

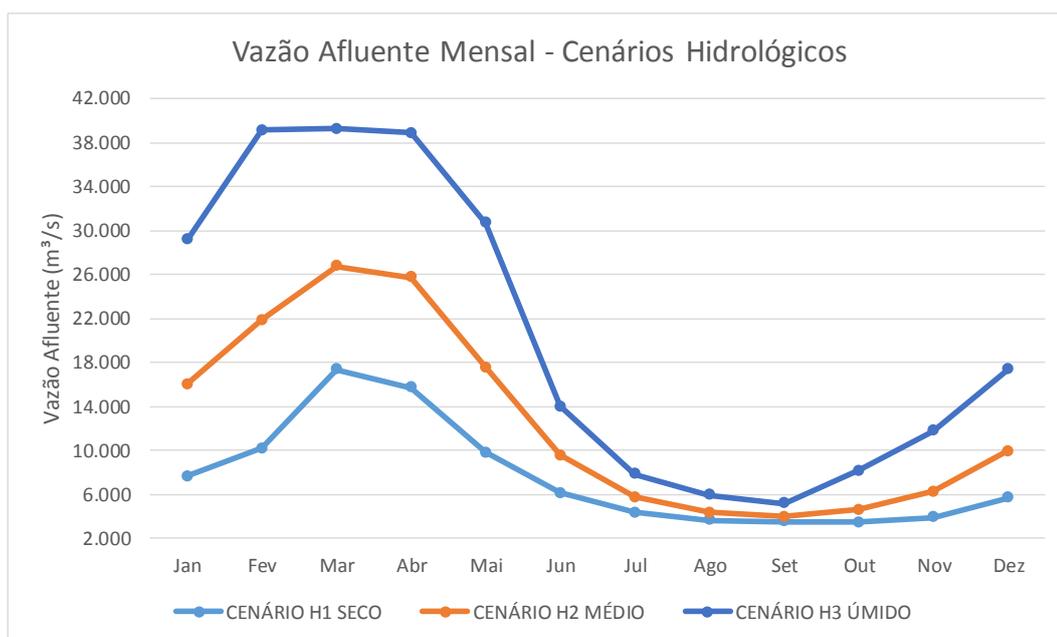


Figura 7.72: Afluência de vazões ao AHE São Luiz do Tapajós – Cenários Hidrológicos

7.3.3.2 Cenário Climático

Os cenários climáticos tiveram por meta a valoração de vazões afluentes mensais para períodos climatológicos sob influência dos eventos climatológicos El Niño e La Niña, onde ocorre na Amazônia uma diminuição e um aumento do volume precipitado, respectivamente, e conseqüentemente menores e maiores descargas. Períodos climáticos de neutralidade, onde os fenômenos El Niño e La Niña não se fazem presentes, também foram analisados.

A definição das vazões extremas mensais que compuseram cada um dos cenários climatológicos teve por base os valores do Índice Oceânico Niño (ION), apresentados na Tabela 5.4, que permitiu a classificação de eventos climatológicos ENOS em El Niño, Neutralidade Climática e La Niña, para o período de 1950 a 2012.

Na Tabela 7.22 as vazões afluentes ao AHE São Luiz do Tapajós, para o período de 1950 e 2012, são globalmente classificadas¹¹ quanto à ocorrência de eventos climatológicos El Niño, Neutralidade Climática e La Niña. Valores de vazão caracterizados na cor azul são representativos de que o National Weather Service (2015b) estabelece que no mês em questão

¹¹ De acordo com os valores de referência do *Oceanic Niño Index (ONI)*, definido em *NATIONAL WEATHER SERVICE - CLIMATE PREDICTION CENTER (2015b). Monitoring & Data, Oceanic and Atmospheric Climate Data, El Niño / Southern Oscillation, Historical El Niño/ La Niña episodes, Cold & Warm Episodes by Season.*

o evento La Niña se faz presente. Vazões caracterizadas na cor vermelha indicam a ocorrência do evento El Niño. Em períodos de neutralidade climática as vazões estão assinaladas em preto em sem hachura.

Tabela 7.22: Vazões afluentes ao AHE com classificação do evento ENOS

Ano	Vazão Mensais Afluentes ao AHE São Luiz do Tapajós (m³/s)											
	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
1950	19.087	36.888	35.383	34.487	29.403	10.943	6.136	4.462	3.909	3.954	5.746	11.490
1951	23.301	24.404	27.978	33.053	30.660	13.136	6.856	4.724	4.048	5.114	5.716	13.583
1952	16.349	18.677	26.673	26.578	17.572	8.898	5.432	4.155	3.794	3.841	4.353	7.520
1953	17.548	21.588	36.327	30.123	27.273	11.349	6.146	4.375	3.873	8.184	8.567	15.512
1954	23.651	22.485	31.808	30.111	16.715	8.679	5.317	4.130	3.758	4.119	4.504	12.170
1955	14.150	22.121	26.185	31.182	25.867	10.452	5.908	4.316	3.801	3.794	4.709	7.057
1956	16.518	21.542	23.514	22.175	22.116	13.616	6.989	4.729	4.047	4.631	8.986	17.353
1957	23.246	31.453	32.897	24.832	15.952	8.475	5.302	4.131	3.915	5.529	5.313	8.285
1958	14.633	21.887	29.429	34.273	25.093	12.006	6.463	4.571	3.946	4.002	5.829	11.626
1959	18.833	31.951	29.242	32.912	16.055	9.260	5.588	4.218	3.822	3.949	6.251	11.969
1960	14.810	22.942	32.473	32.907	19.422	10.000	5.758	4.293	3.835	3.944	7.394	10.747
1961	19.022	22.857	27.811	27.822	17.616	9.838	5.688	4.287	3.880	3.760	5.277	8.391
1962	21.319	26.981	32.895	26.543	21.699	10.421	5.921	4.345	3.921	6.153	7.433	11.116
1963	21.870	16.903	22.693	21.444	16.185	8.575	5.244	4.106	3.756	3.475	4.138	12.260
1964	17.415	28.786	31.982	25.186	13.916	9.477	5.592	4.207	3.800	4.494	9.470	12.426
1965	16.546	23.406	32.716	37.803	29.292	11.756	6.480	4.615	3.999	4.608	10.070	12.182
1966	12.425	16.965	30.036	23.612	15.314	8.658	5.295	4.147	3.810	4.559	7.180	10.123
1967	10.791	16.498	26.172	22.413	17.580	8.890	5.362	4.150	3.778	3.841	7.285	9.635
1968	11.205	12.769	19.988	25.136	25.803	8.268	5.035	4.003	3.952	4.477	6.237	10.055
1969	12.529	13.265	18.973	21.965	16.205	7.554	4.876	3.960	3.729	4.885	6.068	7.900
1970	16.278	11.511	20.240	21.750	16.637	7.976	5.046	4.021	3.782	4.020	6.015	5.676
1971	8.386	13.402	18.295	21.391	16.088	10.435	5.349	4.171	4.011	4.898	6.264	7.403
1972	10.075	19.691	25.128	23.565	17.942	11.663	5.961	4.514	4.688	5.101	5.701	10.453
1973	10.905	14.328	21.089	22.885	18.480	11.265	6.715	4.936	4.436	4.901	6.858	10.906
1974	13.597	19.370	23.441	26.915	22.188	11.041	6.262	4.693	4.482	4.783	5.472	9.879
1975	16.063	22.069	25.178	26.707	19.243	9.581	6.577	4.683	4.137	4.298	5.503	8.261
1976	11.592	19.111	23.571	21.590	16.341	9.622	5.899	4.349	3.952	4.924	6.620	9.931
1977	16.697	20.588	22.809	22.039	18.886	12.976	7.250	4.838	4.359	6.106	7.577	11.305
1978	26.940	22.860	35.186	28.756	21.159	12.720	7.546	5.522	4.795	5.732	6.953	11.132
1979	17.956	30.343	38.383	27.242	16.303	9.270	6.112	4.781	5.185	5.096	6.864	7.607
1980	14.785	25.222	36.653	24.578	12.809	7.699	5.646	4.510	4.326	5.031	6.280	9.226
1981	17.107	21.308	20.138	23.447	13.781	7.511	5.183	4.308	3.978	4.338	6.938	10.004
1982	17.921	29.378	30.535	26.893	19.488	10.085	6.485	4.952	4.918	5.444	5.606	6.790
1983	10.930	20.578	19.901	21.430	9.801	6.915	4.865	3.992	4.265	4.795	6.078	8.218
1984	12.304	14.817	20.344	25.726	20.249	9.892	5.868	4.518	4.364	4.675	6.415	8.604
1985	17.497	27.701	28.194	27.818	23.608	10.346	6.595	4.774	4.293	5.118	6.752	9.821
1986	21.077	26.206	25.430	23.453	17.054	9.220	6.420	5.002	4.802	6.273	7.484	8.525
1987	13.459	17.791	21.855	20.875	12.938	7.783	5.218	3.623	3.539	3.923	5.046	8.503
1988	14.670	18.291	28.035	26.852	19.187	10.613	6.329	4.648	4.166	4.788	6.457	13.164
1989	19.621	27.903	30.605	29.921	23.809	11.777	7.812	5.940	4.989	5.135	7.407	12.413
1990	20.255	20.778	29.096	15.687	10.062	6.383	4.658	3.922	3.862	5.501	6.238	7.993
1991	16.149	26.957	25.549	31.260	23.148	14.005	6.357	4.537	4.110	4.422	5.782	7.680
1992	10.658	18.207	21.640	23.476	15.761	8.457	4.853	4.069	4.169	5.377	5.368	9.948
1993	13.209	17.151	24.809	20.389	14.739	7.379	5.103	4.334	4.258	4.533	6.007	8.308
1994	20.198	22.778	28.067	26.547	16.375	9.806	7.048	4.874	4.423	4.821	5.706	10.270

Continuação da Tabela 7.22

Ano	Vazão Mensais Afluentes ao AHE São Luiz do Tapajós (m³/s)											
	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
1995	18.376	22.440	26.207	27.382	25.563	13.661	7.069	4.966	4.398	4.449	5.571	11.257
1996	15.438	16.750	21.433	22.986	19.666	9.916	5.632	5.036	4.358	4.850	7.345	9.439
1997	14.911	19.794	24.614	28.418	19.811	9.682	6.270	4.676	4.199	4.033	4.425	6.179
1998	7.623	10.218	17.346	15.959	10.368	6.129	4.359	3.663	3.535	3.820	5.380	8.332
1999	14.301	13.763	19.635	16.691	15.192	8.982	5.481	4.005	3.617	3.901	5.029	7.806
2000	15.687	20.719	26.569	23.468	15.084	7.667	5.413	4.369	4.169	4.486	6.999	10.561
2001	16.163	19.340	23.114	23.345	14.371	10.055	6.369	4.443	4.070	4.441	5.324	11.581
2002	20.389	19.382	20.064	17.504	11.331	7.397	4.710	4.102	3.709	4.145	5.198	6.655
2003	11.587	19.996	24.043	29.624	17.072	9.418	5.791	4.418	4.144	5.621	7.648	9.111
2004	13.787	22.316	34.095	28.711	16.077	9.290	6.143	4.540	4.317	4.600	6.007	7.549
2005	11.049	16.821	26.777	23.530	14.512	7.553	5.377	3.904	3.657	3.904	4.754	10.356
2006	18.466	19.454	27.501	30.735	24.569	12.441	6.803	4.918	4.199	5.263	7.681	9.500
2007	13.656	22.212	26.009	20.120	14.040	8.506	5.337	4.288	3.856	4.075	4.892	8.778
2008	12.529	23.566	28.375	25.826	18.888	10.008	6.030	4.381	3.958	4.397	6.020	11.833
2009	17.223	19.100	24.589	25.500	24.060	13.071	7.333	4.985	4.576	4.703	5.702	9.829
2010	17.361	22.858	21.587	22.487	11.936	8.052	5.322	4.116	3.723	3.780	5.255	8.095
2011	13.536	21.526	24.944	26.579	18.399	9.661	5.874	4.363	3.985	4.525	7.473	10.042
2012	19.097	27.452	27.399	21.676	13.719	9.462	6.268	4.476	3.866	4.734	5.530	9.810

Fonte: Aferida com base em ELETRONORTE/CNEC (2007) e em National Weather Service (2015b)

Com base nos valores do ION e na classificação do ENOS, apresentados na Tabela 5.4, correspondente a 63 anos de análise para o período de 1950 a 2012, a Tabela 7.23 resume o número de ocorrências temporais e o percentual de cada evento climático ENOS, ocorridos no período em análise.

Tabela 7.23: Ocorrências temporais de cada evento climático ENOS

Evento ENOS	Número de Meses de Ocorrência do ENOS	Percentual de Ocorrência de cada Evento
Neutralidade	359	47,5%
El Niño	201	27,6%
La Niña	196	24,9%
Total	756	100,0%

Conforme se observa na Tabela 7.23, excetuando-se as Neutralidades Climáticas, constata-se que o evento climatológico El Niño apresentou um percentual de ocorrência maior, quando comparado com a percentual de ocorrência do La Niña. De forma global verifica-se, para o universo da análise, que em 52,5% do tempo o evento ENOS se

manifestou. Em praticamente metade do tempo o padrão climático na Amazônia permanece sob Normalidade Climática, sem a presença de fenômenos El Niño ou La Niña.

Com base nos valores do ION da Tabela 5.4 e nas faixas de ION, definidas na Tabela 5.5, utilizadas na classificação das intensidades de eventos ENOS, a Tabela 7.24 apresenta a quantificação das ocorrências de cada evento, por intensidade.

Tabela 7.24: Ocorrências do evento ENOS segundo classificação de intensidade

Evento ENOS	Intensidade	Quantidade de Ocorrência do ENOS	Percentual de Ocorrência de cada Evento
El Niño	Fraca	117	58,21%
	Moderada	54	26,87%
	Forte	30	14,93%
La Niña	Fraca	122	62,24%
	Moderada	60	30,61%
	Forte	14	7,14%

A Tabela 7.24 evidencia que apenas cerca de 15% das ocorrências de eventos EL Niño são classificadas como forte e o maior número de ocorrências são de intensidade fraca. Para os eventos La Niña, ocorrências classificadas como forte ocorrem na menor parte do tempo e as intensidades fraca e moderada assumem maior destaque.

Na Amazônia, as maiores secas, decorrentes de eventos El Niño, ocorreram nos anos de 1998, 2005 e 2010 e as maiores cheias, segundo National Weather Service (2015b), ocorreram em 1950/51, 1954/1956, 1973/76, 1988/89, 1998/2001 e 2007/08.

Os resultados de otimização do SOUMA tiveram como parâmetro de contorno, dentre outros, a adoção de vazões afluentes mensais ($Qa_{i,t}$) para 3 cenários climatológicos: C1 EL NIÑO, C2 NEUTRO e C3 LA NIÑA.

Na Tabela 7.25 são apresentados os valores das afluências adotadas para os cenários climatológicos EL NIÑO, NEUTRO e LA NIÑA, definidos no Item 5.3.5.2. Estes cenários valoraram vazões que refletem as condições mais severas de ocorrência dos eventos climatológicos El Niño e La Niña, para o período de 1950 a 2012.

Tabela 7.25: Vazões afluentes mensais adotadas para os cenários climatológicos

MÊS	Vazão (m ³ /s)		
	CENÁRIO C1 EL NIÑO	CENÁRIO C2 NEUTRO	CENÁRIO C3 LA NIÑA
Jan	7.625	18.307	13.602
Fev	10.222	27.167	19.387
Mar	19.909	27.662	23.451
Abr	21.439	28.322	34.503
Mai	9.804	18.267	29.416
Jun	7.785	10.594	10.617
Jul	5.219	5.732	6.331
Ago	4.677	3.951	4.937
Set	4.200	3.992	4.437
Out	4.034	4.491	4.902
Nov	4.426	7.396	6.860
Dez	6.181	9.229	10.910

Na Figura 7.73, é mostrado o gráfico de vazões afluentes mensais ($Q_{a,i,t}$) adotadas para os cenários climatológicos EL NIÑO, NEUTRO e LA NIÑA.

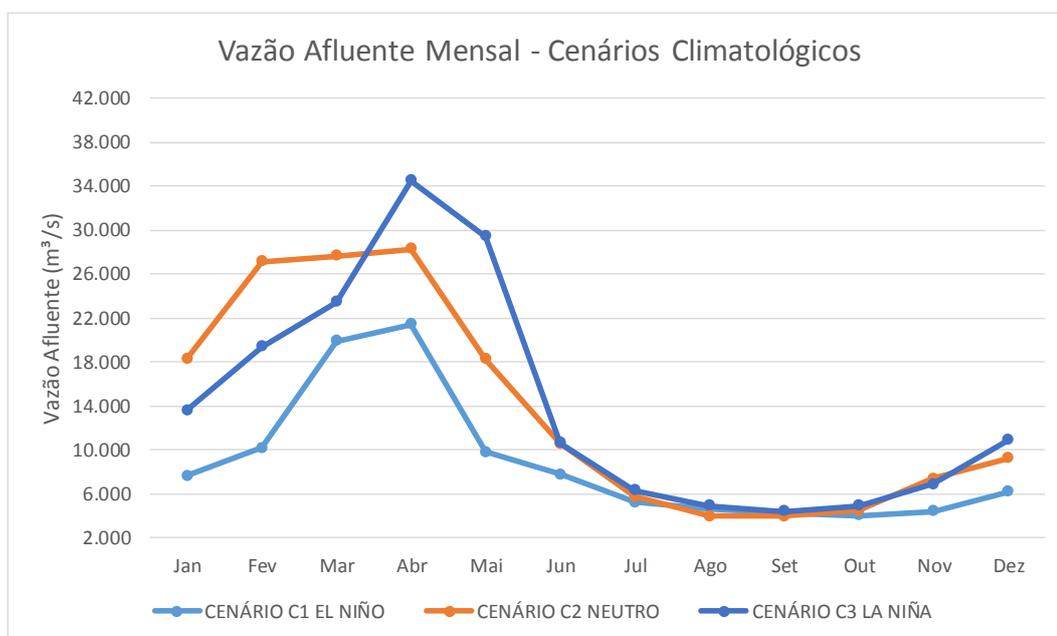


Figura 7.73: Afluência de vazões ao AHE São Luiz do Tapajós – Cenários Climatológicos

Da análise da Tabela 7.21, que apresenta as aflúncias do cenários hidrológicos H1, H2 e H3, e da Tabela 7.25, que define as vazões afluentes ao AHE para os cenários C1, C2 e C3, constatou-se que a adoção dos valores de aflúncia do cenário hidrológico, ao invés do cenário climatológico, nas otimizações desenvolvidas pelo SOUMA, levou a adoção de um maior fator de segurança, uma vez que nas estiagens e nas cheias o cenário hidrológico apresentou valores mais severos que os dos cenários El Niño e La Niña, respectivamente.

7.3.3.3 Cenário de Navegação

A valoração dos cenários de navegação teve por base a adoção dos critérios estabelecidos no Item 5.3.5.3, que definiram, para períodos de retorno previamente definidos, níveis de referência que assegurassem a não ocorrência de interferências na navegação a jusante do barramento, em permanências temporais estabelecidas.

Na Tabela 7.26 são mostrados os níveis de referência ($Hlnj$) que caracterizam os cenários de navegação, N1 BAIXO, N2 MÉDIO e N3 ALTO, utilizados pelo SOUMA na otimização dos conflitos entre os usos de geração de energia e de navegação.

Tabela 7.26: Nível de referência para os cenários de navegação

Cenários	Nr. ($Hlnj$) (El. m)	Probabilidade (%)	Tr (anos)	Padrão
CENÁRIO N1 BAIXO	10,02	25	10	Seco
CENÁRIO N2 MÉDIO	11,00	25	2	Indiferente
CENÁRIO N3 ALTO	11,98	25	10	Seco

7.3.3.4 Cenário de Controle de Inundação

A valoração dos cenários de controle de inundação foi baseada na adoção dos critérios estabelecidos no Item 5.3.5.4, que definiram, para períodos de retorno previamente definidos, níveis de referência que assegurassem a não ocorrência de inundações a jusante do barramento, em permanências temporais estabelecidas.

Na Tabela 7.27 são mostrados os valores dos níveis de referência ($Hlcij$) adotados para os cenários de controle de inundação, CI1 BAIXO, CI2 MÉDIO e CI3 ALTO, utilizados

pelo SOUMA na otimização dos conflitos entre os usos de geração de energia e de controle de inundação.

Tabela 7.27: Níveis de referência para os cenários de controle de inundação

Cenários	Nível de Ref. (El. m)	Probabilidade (%)	Tr (anos)	Padrão
CENÁRIO CI1 BAIXO	13,80	90	10	Seco
CENÁRIO CI2 MÉDIO	14,82	90	2	Indiferente
CENÁRIO CI3 ALTO	15,85	90	10	Seco

7.3.3.5 Cenário de Vazão Ambiental

A definição dos valores de referência adotados às defluências mínimas, a jusante de barramentos, foi estabelecida com base nos critérios definidos no Item 5.3.5.5, que definiram defluências mínimas a serem mantidas em cada cenário.

Na Tabela 7.28 são mostrados valores de defluências para os cenários de vazão ambiental, QA1 BAIXO, QA2 MÉDIO e QA3 ALTO, utilizados pelo SOUMA na otimização dos conflitos entre os usos de geração de energia e de descarga ambiental.

Tabela 7.28: Vazões defluentes para os cenários de descarga ambiental

Cenários	Vazão Defluente (m ³ /s)	Método
CENÁRIO QA1 BAIXO	3.676	$Q_{7,10}$
CENÁRIO QA2 MÉDIO	3.920	95% ($Q_{95\%}$)
CENÁRIO QA3 ALTO	4.140	90% ($Q_{90\%}$)

7.3.3.6 Cenário de Retiradas Consuntivas

As retiradas consuntivas mensais deste cenário, foram estabelecidas com base nos critérios apresentados no Item 5.3.5.6, que definiram os limites de retiradas em cada cenário.

Na Tabela 7.29 são mostradas as demandas (Drc_t) adotadas para os cenários de retiradas consuntivas, RC1 BAIXO, RC2 MÉDIO e RC3 ALTO, utilizados pelo SOUMA na otimização dos conflitos entre os usos de geração de energia e de retiradas consuntivas.

Tabela 7.29: Retiradas consuntivas mensais no AHE

Cenários	Vazões Médias Mensais – Retiradas Consuntivas (m ³ /s)											
	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
CENÁRIO RC1 BAIXO	4	4	4	10	28	36	44	40	34	12	4	4
CENÁRIO RC2 MÉDIO	6	6	6	14	44	58	74	68	56	18	6	6
CENÁRIO RC3 ALTO	6	6	6	20	60	78	100	92	78	24	8	6

Fonte: Aferida com base em NOS (2005) e ANA (2005a)

7.3.4 Variáveis e Dados de Saída do SOUMA

Para a operacionalização do SOUMA fez-se necessária à caracterização do AHE São Luiz do Tapajós e a parametrização das relações existentes entre:

- Cota e volume do reservatório;
- Volume e área do reservatório;
- Vazão defluente e cota do nível de água a jusante do AHE; e
- Queda bruta e engolimento das turbinas.

Essas relações foram expressas através de polinômios característicos de até quarto grau, referenciados como segue:

- a) PCV – Polinômio que relaciona a cota (elevação do nível de água) do reservatório com o volume do reservatório, definido pela Equação (7.8);

$$Hm_t = 36,20715 + 0,0021666103.V_{i,t} - 5,029009.10^{-8}.V_t^2 \quad (7.8)$$

Em que:

- Hm_t é o nível de água a montante do AHE a fio d'água no intervalo t ; e
- V_t é o volume armazenado no reservatório no intervalo t .

- b) PVA – Polinômio que relaciona o volume do reservatório com a área do reservatório, definido pela Equação (7.9);

$$A_t = 87,157 + 0,0807.V_t \quad (7.9)$$

Em que:

- A_t é a área do reservatório no intervalo t ;
- V_t é o volume armazenado no reservatório no intervalo t .

- c) PVC – Polinômio que relaciona a vazão defluente do AHE com a cota de jusante do barramento, definido pela Equação (7.10); e

$$Hj_t = 3,63613 + 0,00133551.Qd_t - 7,23801.10^{-8}.Qd_t^2 + 2,03529.10^{-12}.Qd_t^3 - 2,09174.10^{-17}.Qd_t^4 \quad (7.10)$$

Em que:

- Hj_t é o nível de água a jusante do AHE no intervalo t ;
- Qa_t é a vazão afluente ao reservatório do AHE no intervalo t ;

- d) PHP – Polinômio que relaciona a queda bruta do AHE com o engolimento máximo das turbinas do AHE, definido pela Equação (7.11).

$$Qt_t = 648316,562329868 - 30657,426226621.Hb_t + 364,604521553904.Hb_t^2 \quad (7.11)$$

Em que:

- Qt_t é a vazão turbinada pelo AHE no intervalo t ; e
- Hb_t é a queda bruta média do AHE no intervalo t .

Como resultado da observância e da implementação dos critérios de otimização; dos cenários de afluência e de demandas; das equações de restrição e das funções objetivo

individuais de cada uso, o SOUMA apresentou como dados principais de saída as seguintes variáveis:

- a) Vazão turbinada mensal (Qt_t);
- b) Vazão vertida mensal (Qv_t);
- c) Vazão defluente mensal (Qd_t);
- d) Potência gerada mensal (P_t);
- e) Nível de jusante mensal (Hj_t);
- f) Queda bruta mensal (Hb_t); e
- g) Nível de água médio do reservatório (Hm_t).

As otimizações implementadas no SOUMA tiveram por referência o dimensionamento hidroenergético do AHE São Luiz do Tapajós, definido no Item 7.3.2, que atribuiu ao sistema de geração do AHE a utilização de turbinas axiais tipo Kaplan vertical com as características e limites de turbinamentos e geração estabelecidos na Tabela 7.20.

Visando à otimização de variáveis de interesse e a aferição de inter-relações entre os usos múltiplos considerados no estudo, a análise dos conflitos foi desenvolvida através da utilização de funções objetivo em separado ou mediante a combinação de duas ou mais funções.

Apresentam-se a seguir os resultados de variáveis e dados de saída do SOUMA.

7.3.4.1 Otimização com Retiradas Consuntivas

No processo de otimização do SOUMA, com a observância de demandas mensais destinadas a usos consuntivos, foram adotadas as faixas de demanda mais desfavorável sob a ótica da geração de energia.

A Tabela 7.30 apresenta os valores das vazões de retirada consuntivas mensais adotadas nas simulações, considerando as projeções de demandas para o ano de 2060 relativas ao cenário RC3 ALTO, por ser mais desfavorável. A representatividade percentual das vazões de retirada consuntivas mensais, em relação a cada cenário de vazão afluente ao AHE, também é apresentada na Tabela 7.30.

Tabela 7.30 Vazões de uso consuntivo mensais adotadas na otimização

Mês	Vazão de Retirada Consuntiva RC3 (m ³ /s)	Vazão de Retirada Consuntiva RC3 / Afluente H1 SECO (%)	Vazão de Retirada Consuntiva RC3 / Afluente H2 MÉDIO (%)	Vazão de Retirada Consuntiva RC3 / Afluente H3 ÚMIDO (%)
Jan	22	0,3%	0,1%	0,1%
Fev	22	0,2%	0,1%	0,1%
Mar	22	0,1%	0,1%	0,1%
Abr	68	0,4%	0,3%	0,2%
Mai	214	2,2%	1,2%	0,7%
Jun	278	4,5%	2,9%	2,0%
Jul	354	8,1%	6,1%	4,5%
Ago	324	8,9%	7,5%	5,5%
Set	274	7,8%	6,9%	5,3%
Out	84	2,4%	1,8%	1,0%
Nov	24	0,6%	0,4%	0,2%
Dez	22	0,4%	0,2%	0,1%

No gráfico da Figura 7.74, são apresentadas as vazões afluentes ao AHE de São Luiz do Tapajós, referentes aos cenários H1, H2 e H3 e as vazões de retiradas consuntivas, referentes a cenário RC3 ALTO.

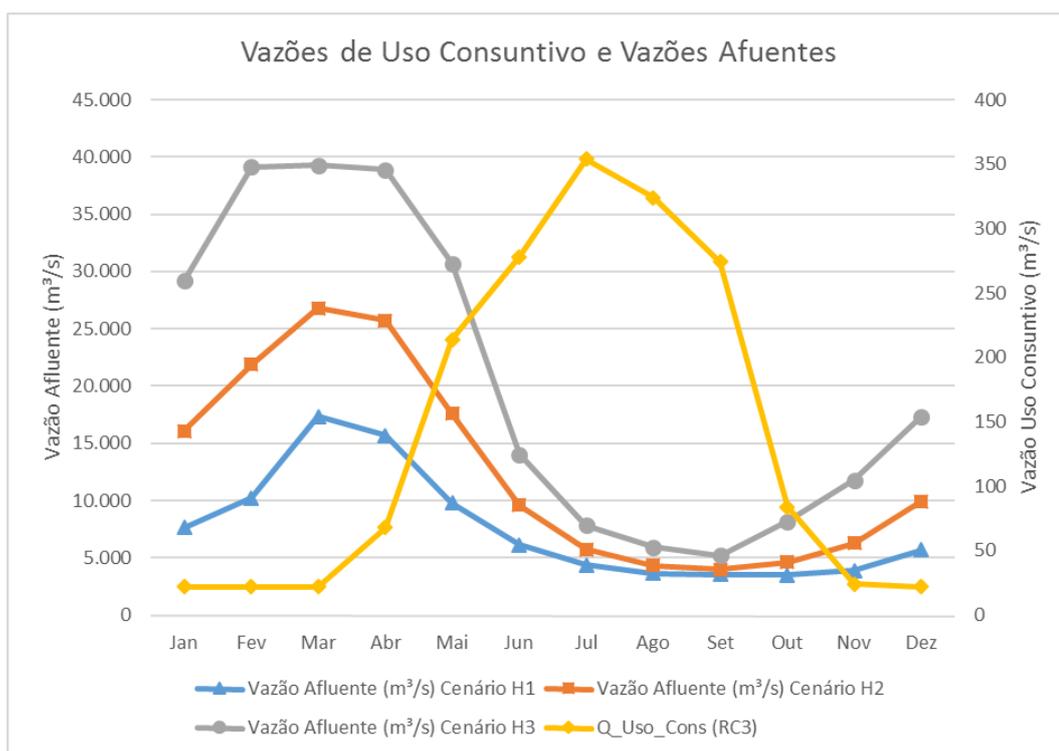


Figura 7.74: Vazões de uso consuntivo e vazões afluentes

Com base nos valores da Tabela 7.30 e no gráfico da Figura 7.74, observa-se que as maiores significâncias das vazões de retirada consuntiva ocorrem entre os meses de maio e outubro, que coincide com o período de estiagem. O efeito das retiradas consuntivas sobre as afluições não é significativo no período de janeiro a abril e de novembro a dezembro e é de moderada influência no período de junho a outubro, onde essas apresentam significâncias acima de 1% e abaixo de 9% em todos os cenários.

Considerando as retiradas consuntivas mensais da Tabela 7.31, apresentam-se a seguir os valores aferidos para as variáveis vazão turbinada mensal (Qt_t); vazão vertida mensal (Qv_t); vazão defluente mensal (Qd_t); potência gerada mensal (P_t); nível de jusante mensal (Hj_t); queda bruta mensal (Hb_t); e nível de água médio do reservatório (Hm_t).

Na Tabela 7.31 são apresentadas as vazões turbinadas mensais do AHE (Qt_t), gerados pelo SOUMA, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO, considerando retiradas destinadas a usos consuntivos.

Tabela 7.31 Vazão turbinada mensal pelo AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo

MÊS	Vazão Turbinada (m ³ /s)		
	CENÁRIO H1 SECO	CENÁRIO H2 MÉDIO	CENÁRIO H3 ÚMIDO
Jan	7.603	16.030	26.640
Fev	10.200	21.874	26.640
Mar	17.331	26.640	26.640
Abr	15.625	25.669	26.640
Mai	9.590	17.365	26.640
Jun	5.853	9.306	13.733
Jul	4.006	5.405	7.460
Ago	3.299	4.022	5.617
Set	3.261	3.705	4.912
Out	3.391	4.515	8.103
Nov	3.851	6.229	11.774
Dez	5.655	9.929	17.338

O gráfico da Figura 7.75 apresenta as vazões turbinadas mensais no AHE (Qt_t), constantes da Tabela 7.31, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO, considerando retiradas destinadas a usos consuntivos.

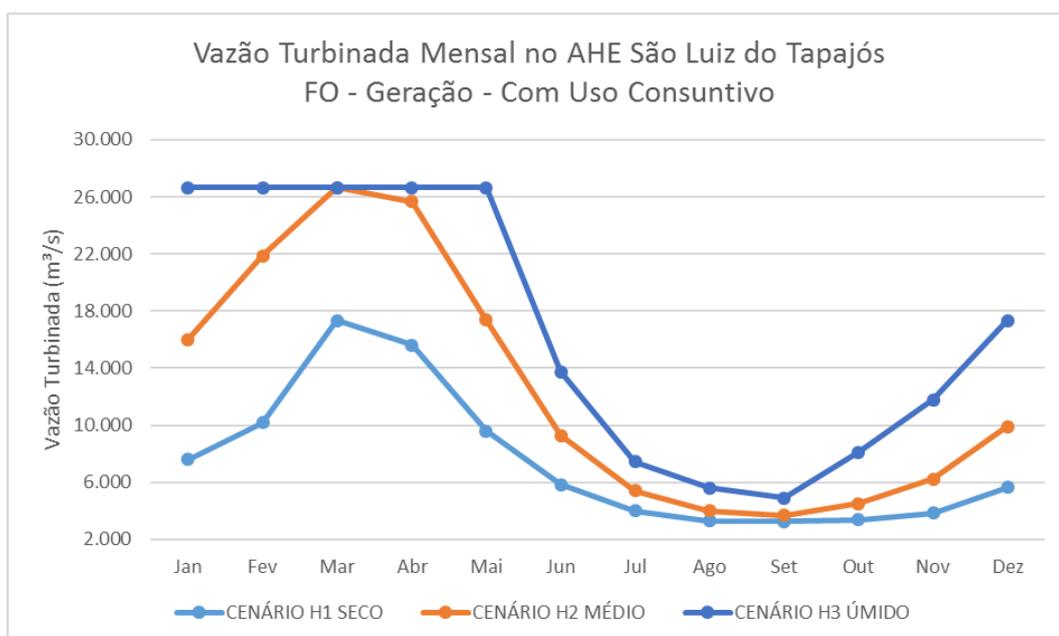


Figura 7.75: Vazão turbinada mensal no AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo

Na Tabela 7.32 são indicadas as vazões vertidas mensais do AHE (Qv_t), gerados pelo SOUMA, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

Tabela 7.32: Vazão vertida mensal pelo AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo

MÊS	Vazão Turbinada (m ³ /s)		
	CENÁRIO H1 SECO	CENÁRIO H2 MÉDIO	CENÁRIO H3 ÚMIDO
Jan	0	0	2.520
Fev	0	0	12.472
Mar	0	128	12.615
Abr	0	0	12.176
Mai	0	0	3.820
Jun	0	0	0
Jul	0	0	0
Ago	0	0	0
Set	0	0	0
Out	0	0	0
Nov	0	0	0
Dez	0	0	0

O gráfico da Figura 7.76 apresenta as vazões vertidas mensais no AHE (Qv_t), constantes da Tabela 7.32, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

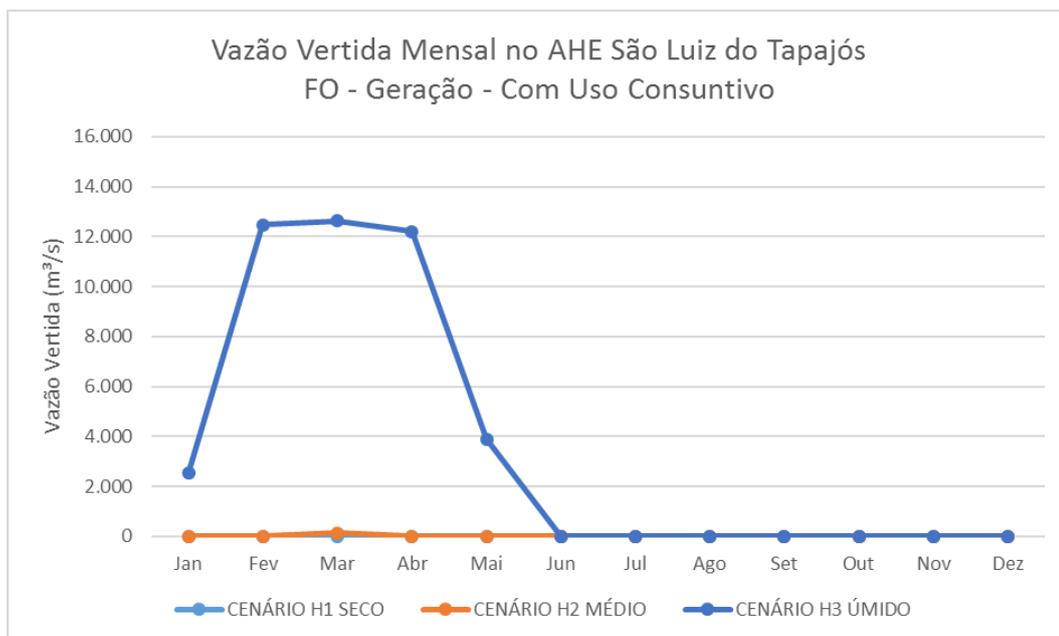


Figura 7.76: Vazão vertida mensal no AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo

Na Tabela 7.33 são apresentadas as vazões defluentes mensais do AHE (Qd_t), gerados pelo SOUMA, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO, considerando retiradas destinadas a usos consuntivos.

Tabela 7.33: Vazão defluente mensal pelo AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo

MÊS	Vazão Defluente (m³/s)		
	CENÁRIO H1 SECO	CENÁRIO H2 MÉDIO	CENÁRIO H3 ÚMIDO
Jan	7.603	16.030	29.160
Fev	10.200	21.874	39.112
Mar	17.331	26.790	39.255
Abr	15.625	25.669	38.816
Mai	9.590	17.365	30.460
Jun	5.853	9.306	13.733
Jul	4.006	5.405	7.460
Ago	3.299	4.022	5.617
Set	3.261	3.705	4.912
Out	3.391	4.515	8.103
Nov	3.851	6.229	11.774
Dez	5.655	9.929	17.338

O gráfico da Figura 7.77 apresenta as vazões defluentes mensais no AHE (Qv_t), constantes da Tabela 7.33, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

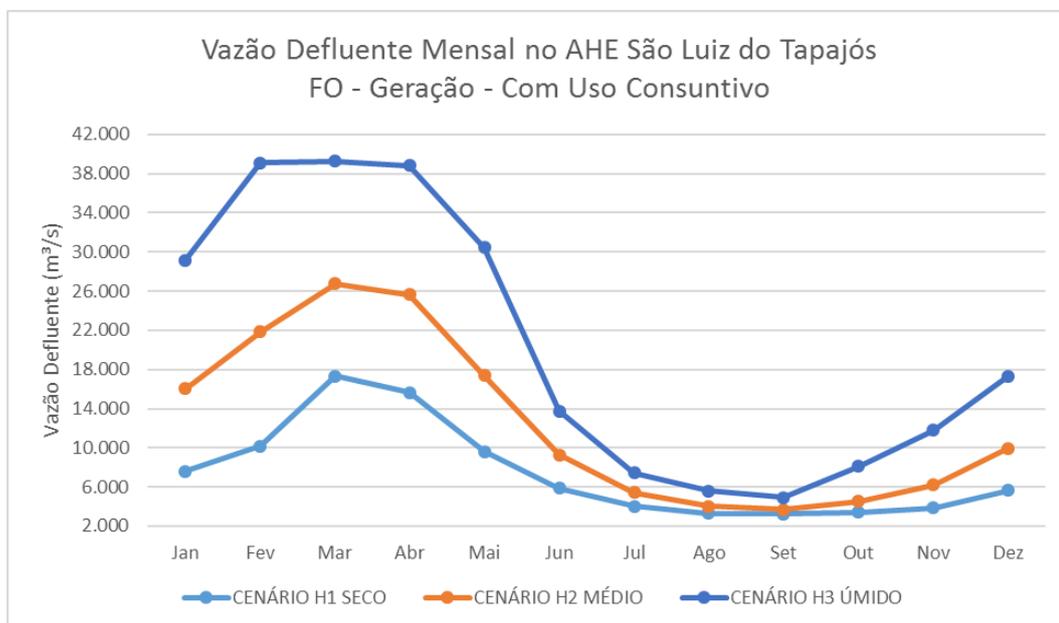


Figura 7.77: Vazão defluente mensal no AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo

Na Tabela 7.34 são mostradas as potências geradas mensais no AHE (P_t), otimizadas pelo SOUMA, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO, considerando retiradas destinadas a usos consuntivos.

Tabela 7.34: Energia gerada mensal pelo AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo

MÊS	Potência Gerada (MW)		
	CENÁRIO H1 SECO	CENÁRIO H2 MÉDIO	CENÁRIO H3 ÚMIDO
Jan	2.637	5.186	7.740
Fev	3.449	6.832	7.638
Mar	5.562	7.740	7.638
Abr	5.071	7.740	7.639
Mai	3.261	5.572	7.740
Jun	2.075	3.173	4.516
Jul	1.477	1.930	2.592
Ago	1.260	1.545	1.999
Set	1.247	1.407	1.769
Out	1.293	1.628	2.795
Nov	1.454	2.186	3.930
Dez	2.011	3.361	5.564

O gráfico da Figura 7.78 apresenta as potências geradas mensais no AHE (P_t), constantes da Tabela 7.34, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

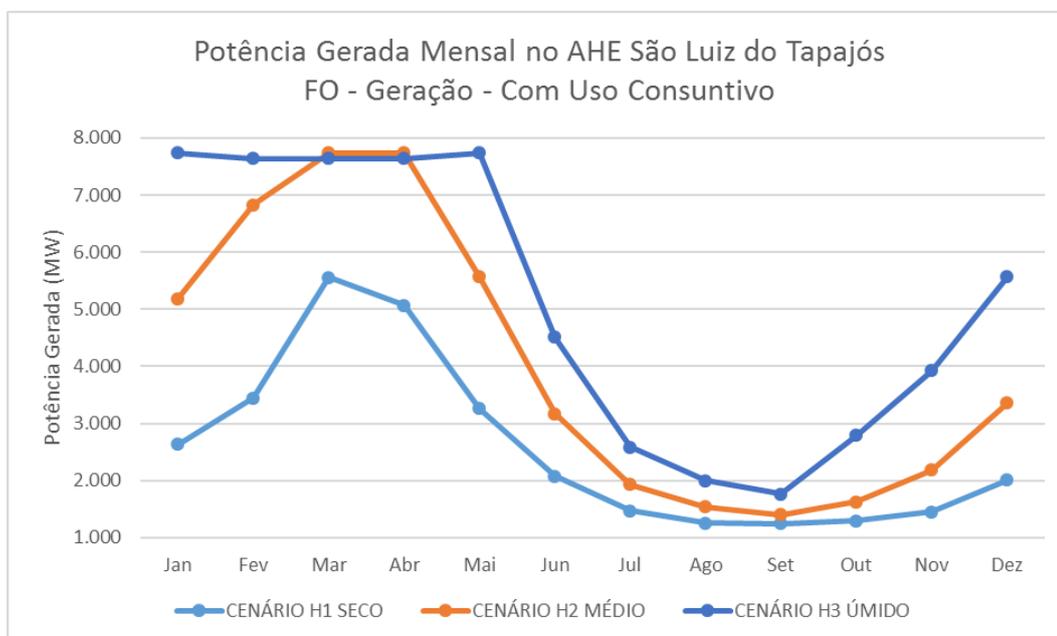


Figura 7.78: Potência gerada mensal no AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo

Os níveis de água mensais a jusante do AHE (H_{j_t}), gerados pelo SOUMA, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO, são apresentados na Tabela 7.35.

Tabela 7.35: Nível de água mensal a jusante do AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo

MÊS	Nível de Água a Jusante (m)		
	CENÁRIO H1 SECO	CENÁRIO H2 MÉDIO	CENÁRIO H3 ÚMIDO
Jan	10,43	13,45	16,38
Fev	11,66	14,73	17,97
Mar	13,75	15,82	17,97
Abr	13,35	15,57	17,97
Mai	11,41	13,76	16,67
Jun	9,36	11,28	12,85
Jul	7,95	9,04	10,35
Ago	7,32	7,09	9,19
Set	7,29	7,57	8,68
Out	7,41	8,37	10,70
Nov	7,82	9,61	12,25

Dez	9,22	11,55	13,75
-----	------	-------	-------

O gráfico com os níveis de água mensais a jusante do barramento (H_{j_t}), constantes da Tabela 7.35, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO é apresentado na Figura 7.79.

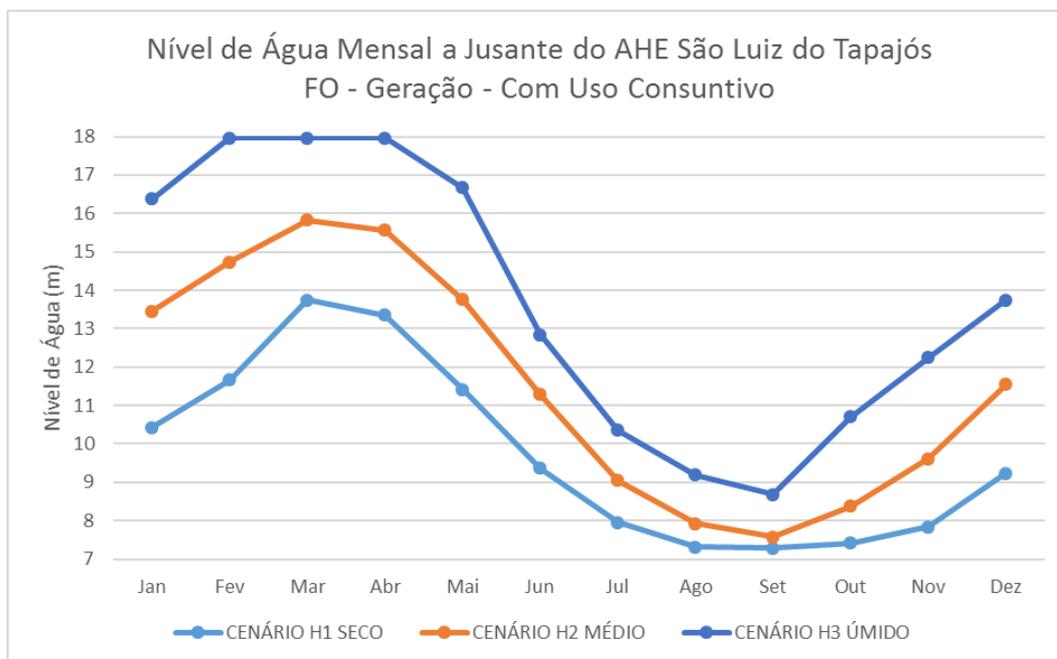


Figura 7.79: Nível de água mensal a jusante do AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo

Na Tabela 7.36, são apresentados os valores das quedas brutas mensais (Hb_t), otimizadas pelo SOUMA, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

Tabela 7.36: Queda bruta mensal do AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo

MÊS	Queda Bruta (m)		
	CENÁRIO H1 SECO	CENÁRIO H2 MÉDIO	CENÁRIO H3 ÚMIDO
Jan	38,74	36,14	32,46
Fev	37,77	34,89	32,03
Mar	35,85	32,46	32,03
Abr	36,25	33,68	32,03
Mai	37,98	35,84	32,46
Jun	39,61	38,08	36,73
Jul	41,20	39,88	38,81
Ago	42,68	42,11	39,75
Set	42,71	42,43	40,23
Out	42,59	40,28	38,54
Nov	42,18	39,20	37,28
Dez	39,72	37,81	35,85

O gráfico com as quedas brutas mensais (Hb_t), otimizadas pelo SOUMA, constantes da Tabela 7.36, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO é apresentado na Figura 7.80.

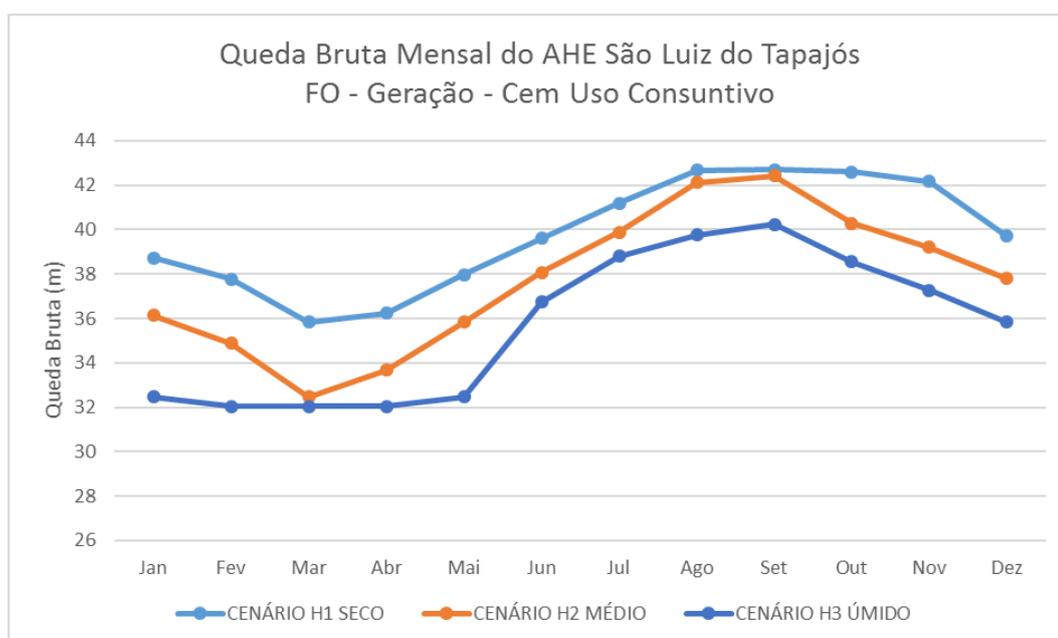


Figura 7.80: Queda bruta mensal do AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo

Na Tabela 7.37 são apresentados os valores dos níveis de água médios do reservatório (Hm_t), otimizadas pelo SOUMA, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

Tabela 7.37: Nível de água médio do reservatório do AHE – FO – Geração – Com Uso Consuntivo

MÊS	Nível Médio do Reservatório (m)		
	CENÁRIO H1 SECO	CENÁRIO H2 MÉDIO	CENÁRIO H3 ÚMIDO
Jan	49,17	49,59	48,83
Fev	49,44	49,62	50,00
Mar	49,60	48,28	50,00
Abr	49,60	49,25	50,00
Mai	49,39	49,60	49,13
Jun	48,96	49,36	49,59
Jul	49,15	48,92	49,16
Ago	50,00	50,00	48,93
Set	50,00	50,00	48,91
Out	50,00	48,65	49,23
Nov	50,00	48,81	49,53
Dez	48,94	49,36	49,60

7.3.4.1 Otimização sem Uso Consuntivo

Na Tabela 7.38 são apresentadas as vazões turbinadas mensais do AHE (Q_{t_t}), otimizadas pelo SOUMA, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

Tabela 7.38: Vazão turbinada mensal pelo AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo

MÊS	Vazão Turbinada (m ³ /s)		
	CENÁRIO H1 SECO	CENÁRIO H2 MÉDIO	CENÁRIO H3 ÚMIDO
Jan	7.625	16.052	26.640
Fev	10.222	21.896	26.640
Mar	17.353	26.640	26.640
Abr	15.693	25.737	26.640
Mai	9.804	17.579	26.640
Jun	6.131	9.584	14.011
Jul	4.360	5.759	7.814
Ago	3.623	4.346	5.941
Set	3.535	3.979	5.186
Out	3.475	4.599	8.187
Nov	3.875	6.253	11.798
Dez	5.677	9.951	17.360

O gráfico da Figura 7.81 apresenta as vazões turbinadas mensais no AHE (Q_{t_t}), constantes da Tabela 7.38, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

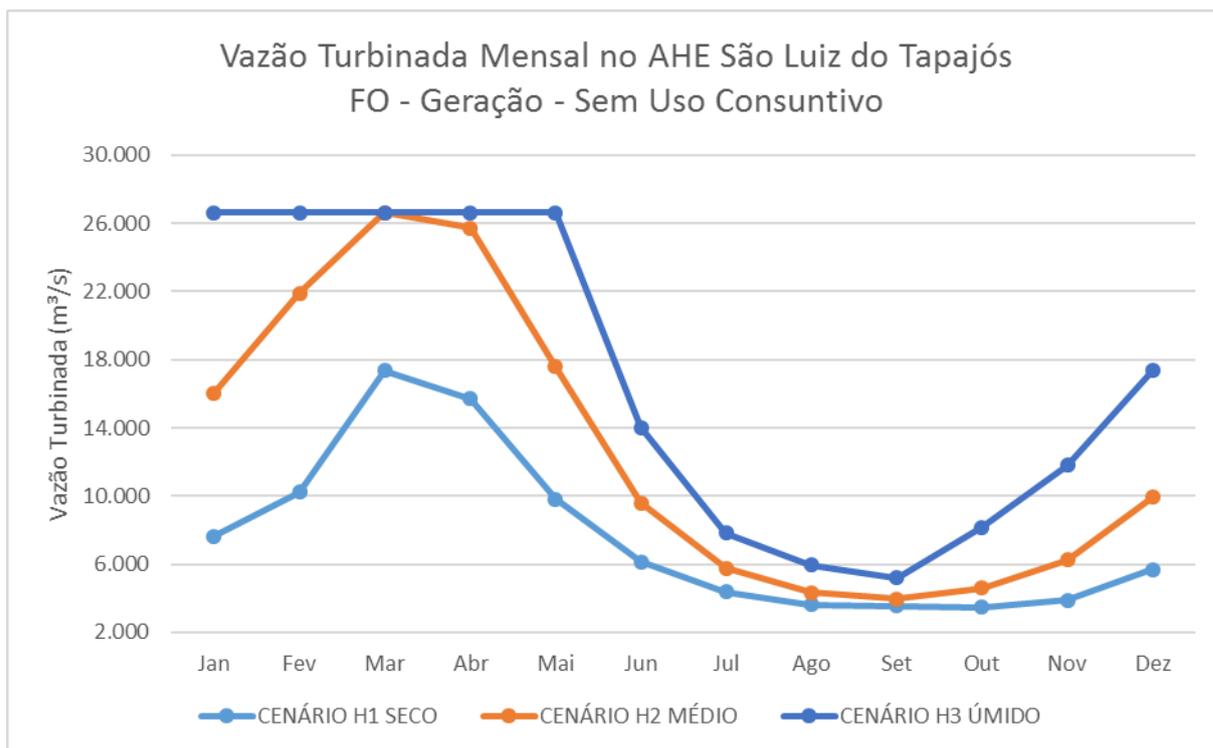


Figura 7.81: Vazão turbinada mensal no AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo

Na Tabela 7.39 são indicadas as vazões vertidas mensais do AHE (Qv_t), gerados pelo SOUMA, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

Tabela 7.39: Vazão vertida mensal pelo AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo

MÊS	Vazão Turbinada (m³/s)		
	CENÁRIO H1 SECO	CENÁRIO H2 MÉDIO	CENÁRIO H3 ÚMIDO
Jan	0	0	2.542
Fev	0	0	12.494
Mar	0	150	12.637
Abr	0	0	12.244
Mai	0	0	4.034
Jun	0	0	0
Jul	0	0	0
Ago	0	0	0
Set	0	0	0
Out	0	0	0
Nov	0	0	0
Dez	0	0	0

O gráfico da Figura 7.82 apresenta as vazões vertidas mensais no AHE (Qv_t), constantes da Tabela 7.39, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

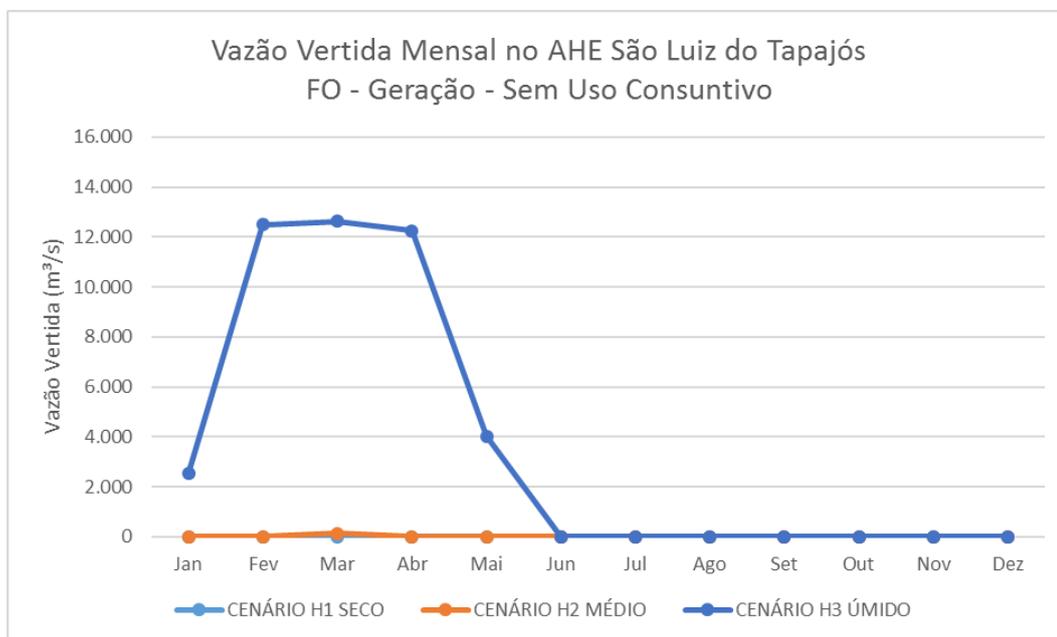


Figura 7.82: Vazão vertida mensal no AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo

Na Tabela 7.40 são apresentadas as vazões defluentes mensais do AHE (Qd_t), gerados pelo SOUMA, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

Tabela 7.40: Vazão defluente mensal pelo AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo

MÊS	Vazão Defluente (m³/s)		
	CENÁRIO H1 SECO	CENÁRIO H2 MÉDIO	CENÁRIO H3 ÚMIDO
Jan	7.625	16.052	29.182
Fev	10.222	21.896	39.134
Mar	17.353	26.790	39.277
Abr	15.693	25.737	38.884
Mai	9.804	17.579	30.674
Jun	6.131	9.584	14.011
Jul	4.360	5.759	7.814
Ago	3.623	4.346	5.941
Set	3.535	3.979	5.186
Out	3.475	4.599	8.187

Nov	3.875	6.253	11.798
Dez	5.677	9.951	17.360

O gráfico da Figura 7.83 apresenta as vazões defluentes mensais no AHE (Q_{vt}), constantes da Tabela 7.40, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

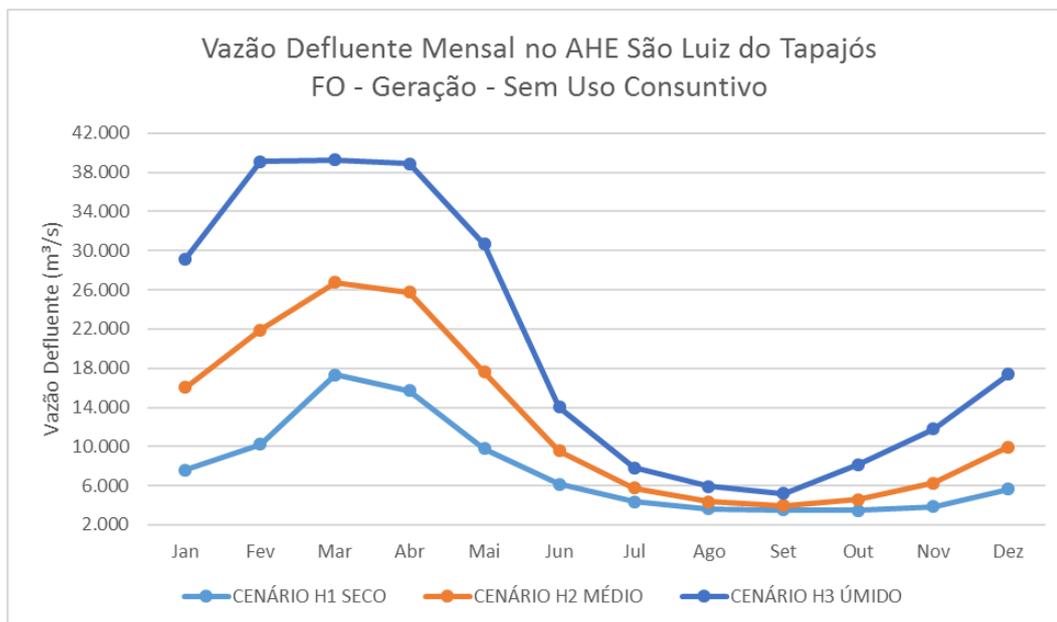


Figura 7.83: Vazão defluente mensal no AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo

Na Tabela 7.41 são mostradas as potências otimizadas mensais no AHE (P_t), otimizadas pelo SOUMA, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

Tabela 7.41: Energia gerada mensal pelo AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo

MÊS	Potência Gerada (MW)		
	CENÁRIO H1 SECO	CENÁRIO H2 MÉDIO	CENÁRIO H3 ÚMIDO
Jan	2.644	5.194	7.740
Fev	3.456	6.838	7.638
Mar	5.568	7.740	7.638
Abr	5.090	7.740	7.639
Mai	3.327	5.633	7.740
Jun	2.165	3.259	4.598
Jul	1.590	2.045	2.704
Ago	1.375	1.585	2.104

Set	1.344	1.499	1.858
Out	1.323	1.653	2.822
Nov	1.463	2.171	3.937
Dez	2.018	3.372	5.570

O gráfico da Figura 7.84 apresenta as potências geradas mensais no AHE (P_t), constantes da Tabela 7.41, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

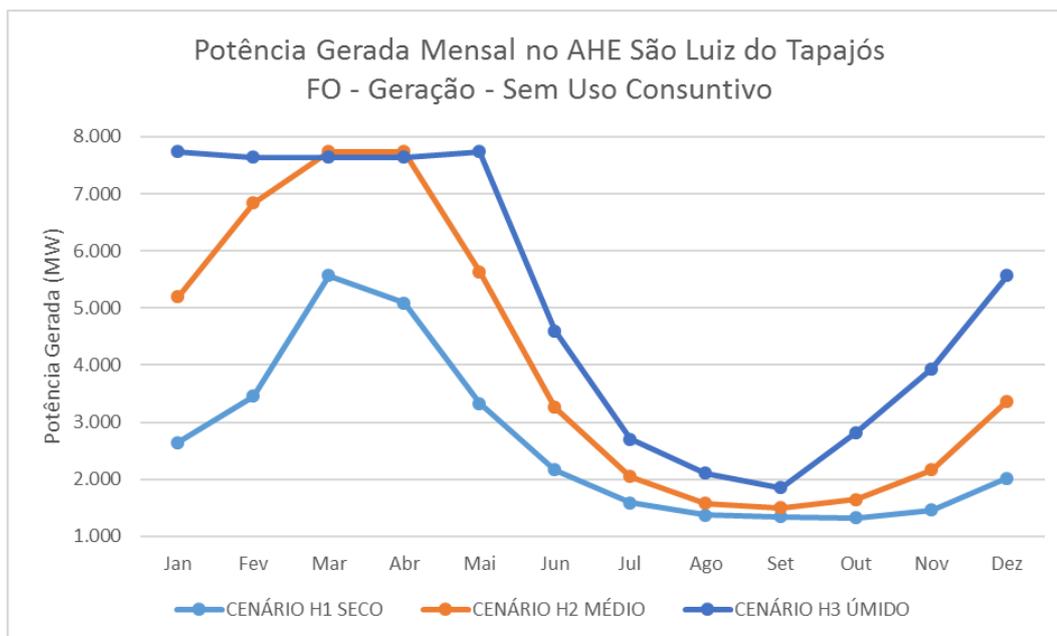


Figura 7.84: Potência gerada mensal no AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo

Os níveis de água mensais a jusante do AHE (H_{j_t}), gerados pelo SOUMA, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO, são apresentados na Tabela 7.42.

Tabela 7.42: Nível de água mensal a jusante do AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo

MÊS	Nível de Água a Jusante (m)		
	CENÁRIO H1 SECO	CENÁRIO H2 MÉDIO	CENÁRIO H3 ÚMIDO
Jan	10,44	13,45	16,38
Fev	11,67	14,73	17,97
Mar	13,75	15,83	17,97
Abr	13,37	15,58	17,97
Mai	11,50	13,80	16,72
Jun	9,54	11,40	12,93
Jul	8,24	9,29	10,55
Ago	7,62	8,23	9,42

Set	7,54	7,93	8,88
Out	7,49	8,44	10,74
Nov	7,84	9,62	12,25
Dez	9,24	11,56	13,76

O gráfico com os níveis de água mensais a jusante do barramento (H_{jt}), constantes da Tabela 7.42, para os cenários hidrológicos H1, H2 e H3 é apresentado na Figura 7.85.

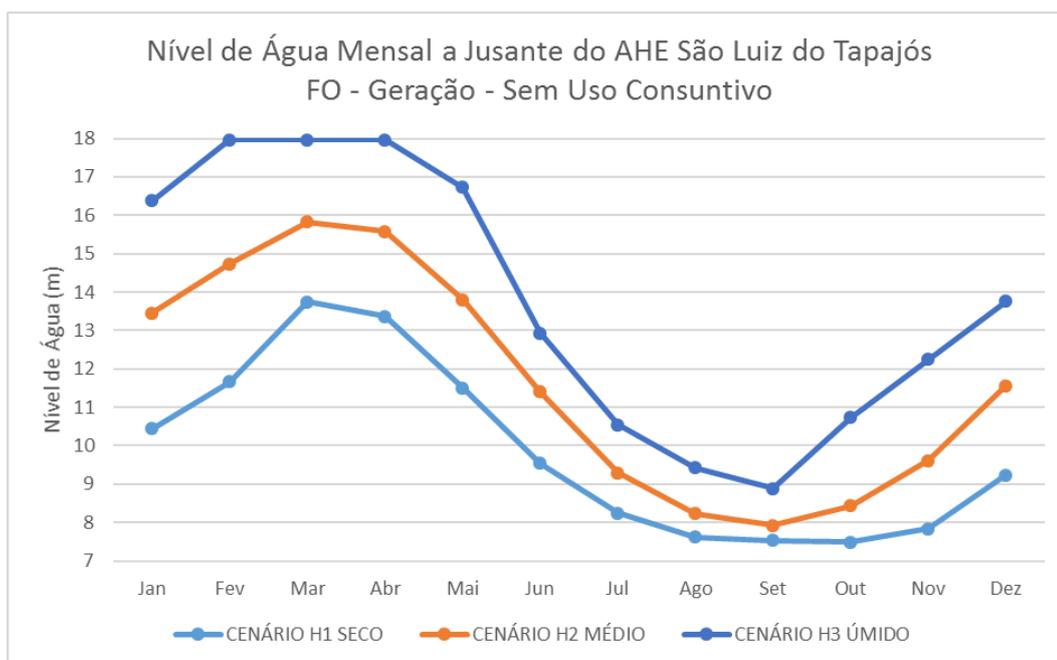


Figura 7.85: Nível de água mensal a jusante do AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo

Na Tabela 7.43 são apresentados os valores das quedas brutas mensais (Hb_t), otimizadas pelo SOUMA, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

Tabela 7.43: Queda bruta mensal do AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo

MÊS	Queda Bruta (m)		
	CENÁRIO H1 SECO	CENÁRIO H2 MÉDIO	CENÁRIO H3 ÚMIDO
Jan	38,73	36,14	32,46
Fev	37,77	34,88	32,03
Mar	35,84	32,46	32,03
Abr	36,23	33,59	32,03
Mai	37,91	35,79	32,46
Jun	39,45	37,98	36,66

Jul	40,73	39,66	38,66
Ago	42,38	40,74	39,55
Set	42,46	42,07	40,03
Out	42,51	40,15	38,50
Nov	42,16	38,79	37,27
Dez	39,70	37,85	35,84

O gráfico com as quedas brutas mensais ($Hb_{i,t}$), otimizadas pelo SOUMA, constantes da Tabela 7.43, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO é apresentado na Figura 7.86.

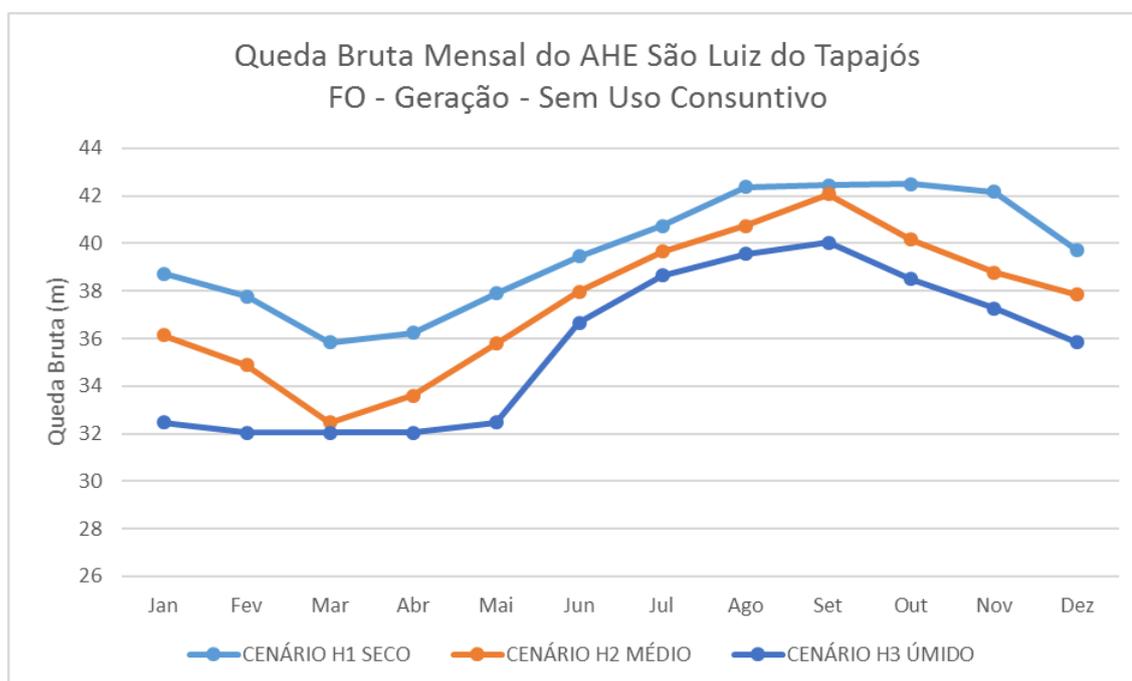


Figura 7.86: Queda bruta mensal do AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo

Na Tabela 7.31 são apresentados os valores dos níveis de água médios do reservatório (Hm_t), otimizadas pelo SOUMA, para os cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

Tabela 7.44: Nível de água médio do reservatório do AHE – FO – Geração – Sem Uso Consuntivo

MÊS	Nível Médio do Reservatório (m)		
	CENÁRIO H1 SECO	CENÁRIO H2 MÉDIO	CENÁRIO H3 ÚMIDO
Jan	49,17	49,60	48,84
Fev	49,44	49,62	50,00
Mar	49,60	48,28	50,00
Abr	49,60	49,18	50,00
Mai	49,40	49,60	49,18
Jun	48,99	49,39	49,59
Jul	48,98	48,95	49,20
Ago	50,00	48,97	48,97
Set	50,00	50,00	48,91
Out	50,00	48,59	49,24
Nov	50,00	48,41	49,53
Dez	48,94	49,41	49,60

7.3.5 Análise de Conflitos de Usos e de Escolha

Neste item apresentam-se os principais resultados das análises dos conflitos de escolha existentes entre usos múltiplos decorrentes da geração de energia hidrelétrica, com ênfase a navegação.

7.3.5.1 Energia x Navegação – Profundidade (N1 / N2 / N3) e (H1 / H2 / H3)

Na análise dos conflitos foi adotada uma profundidade de 3 m como referência na obtenção da lâmina de água necessária a navegação. Essa profundidade permite a utilização de embarcações com calado de 2,5 m mais uma folga (pé de piloto) de 50 cm entre o fundo da embarcação e o leito do rio.

Na Tabela 7.45 são apresentados os valores dos ganhos ou perdas de profundidades, em relação ao nível de referência do cenário N1, considerando as afluências dos cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO. Valores positivos representam ganhos de

profundidade, onde o nível de água a jusante (Hj_t) esteve acima do nível de referência ($Hlnj$) do cenário N1. Valores negativos, inversamente, representam perdas de profundidade.

Tabela 7.45: Ganhos ou perdas de profundidade – (H1 / H2 / H3) x N1

MÊS	Ganhos ou Perdas de Profundidade (m)		
	CENÁRIOS H1 e N1	CENÁRIOS H2 e N1	CENÁRIOS H3 e N1
Jan	0,42	3,43	6,36
Fev	1,65	4,71	7,95
Mar	3,73	5,81	7,95
Abr	3,35	5,56	7,95
Mai	1,48	3,78	6,70
Jun	-0,48	1,38	2,91
Jul	-1,78	-0,73	0,53
Ago	-2,40	-1,79	-0,60
Set	-2,48	-2,09	-1,14
Out	-2,53	-1,58	0,72
Nov	-2,18	-0,40	2,23
Dez	-0,78	1,54	3,74

Na Tabela 7.46 são apresentados os valores dos ganhos ou perdas de profundidades, em relação ao nível de referência do cenário N2, considerando as afluições dos cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

Tabela 7.46: Ganhos ou perdas de profundidade – (H1 / H2 / H3) x N2

MÊS	Ganhos ou Perdas de Profundidade (m)		
	CENÁRIOS H1 e N2	CENÁRIOS H2 e N2	CENÁRIOS H3 e N2
Jan	-0,56	2,45	5,38
Fev	0,67	3,73	6,97
Mar	2,75	4,83	6,97
Abr	2,37	4,58	6,97
Mai	0,50	2,80	5,72
Jun	-1,46	0,40	1,93
Jul	-2,76	-1,71	-0,45
Ago	-3,38	-2,77	-1,58
Set	-3,46	-3,07	-2,12

Out	-3,51	-2,56	-0,26
Nov	-3,16	-1,38	1,25
Dez	-1,76	0,56	2,76

Na Tabela 7.47 são apresentados os valores dos ganhos ou perdas de profundidades, em relação ao nível de referência do cenário N3, considerando as afluições dos cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

Tabela 7.47: Ganhos ou perdas de profundidade – (H1 / H2 / H3) x N3

MÊS	Ganhos ou Perdas de Profundidade (m)		
	CENÁRIOS H1 e N3	CENÁRIOS H2 e N3	CENÁRIOS H3 e N3
Jan	-1,54	1,47	4,40
Fev	-0,31	2,75	5,99
Mar	1,77	3,85	5,99
Abr	1,39	3,60	5,99
Mai	-0,48	1,82	4,74
Jun	-2,44	-0,58	0,95
Jul	-3,74	-2,69	-1,43
Ago	-4,36	-3,75	-2,56
Set	-4,44	-4,05	-3,10
Out	-4,49	-3,54	-1,24
Nov	-4,14	-2,36	0,27
Dez	-2,74	-0,42	1,78

Com base nas Tabela 7.45, Tabela 7.46, Tabela 7.47 e Tabela 7.41, nas Figura 7.87, Figura 7.88 e Figura 7.89 são apresentadas curvas de regressão que evidenciam conflitos existentes entre os usos de geração de energia hidrelétrica, considerando os cenários de afluência H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO e o de navegação, tendo como referência os níveis de referência dos cenários N1 BAIXO, N2 MÉDIO e N3 ALTO.

A linha em vermelho presente na Figura 7.87, Figura 7.88 e Figura 7.89 é representativa do limite de conflito entre geração de energia e navegação, ou seja, valores positivos acima desta linha representam ganhos de profundidade e valores negativos abaixo são perdas de profundidade e indicativos de conflitos entre os usos de geração de energia e de navegação.

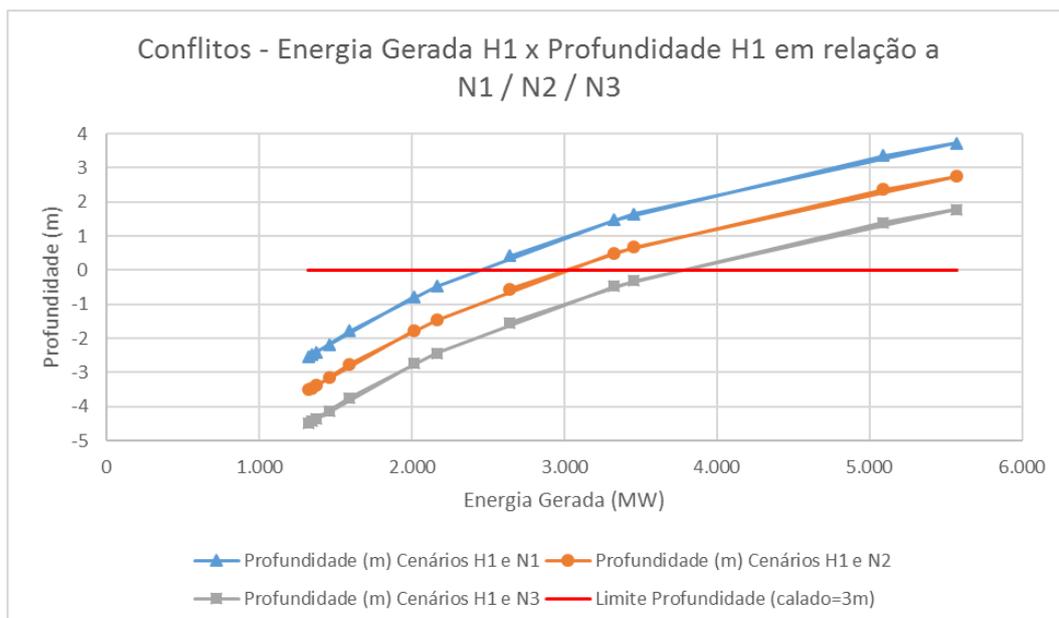


Figura 7.87: Conflitos entre geração de energia e profundidade – cenários H1 com N1/N2/N3

Para o cenário hidrológico H1 SECO, na Figura 7.87 são mostradas curvas de regressão que evidenciam relações de troca entre energia gerada no AHE e profundidades no rio Tapajós a Jusante do barramento. Gerações de energia que propiciem profundidades abaixo de 3m causarão interferências à navegação. Limites de geração que ocasionam interferências à navegação são apresentados a seguir:

- a) Considerando aflúências do cenário hidrológico H1 SECO e o nível de referência do cenário de navegação N1 BAIXO, observa-se na curva azul da Figura 7.87 que gerações de energia abaixo de 2.385 MW ocasionarão conflitos à navegação por originarem profundidades abaixo de 3m. Conflitos dessa relação de troca são estabelecidos pela Equação (7.12), que correlaciona ganhos ou perdas de profundidade a jusante do AHE em um dado mês t com a energia gerada na usina no mês t .

$$L_t = 4,3899 \cdot \ln(P_t) - 34,14 \quad (7.12)$$

- b) Considerando aflúências do cenário hidrológico H1 SECO e o nível de referência do cenário de navegação N2 MÉDIO, observa-se na curva laranja da Figura 7.87 que gerações abaixo de 2.981 MW ocasionarão conflitos à navegação por originarem profundidades abaixo de 3m. Conflitos dessa relação

de troca são estabelecidos pela Equação (7.13), que correlaciona ganhos ou perdas de profundidade a jusante do AHE em um dado mês t com geração no mês t .

$$L_t = 4,3899 \cdot \ln(P_t) - 35,12 \quad (7.13)$$

- c) Considerando aflúências do cenário hidrológico H1 SECO e o nível de referência do cenário de navegação N3 ALTO, observa-se na curva cinza da Figura 7.87 que gerações abaixo de 3.727 MW ocasionarão conflitos à navegação por originarem profundidades abaixo de 3m. Conflitos dessa relação de troca são estabelecidos pela Equação (7.14), que correlaciona ganhos ou perdas de profundidade a jusante do AHE em um dado mês t com a energia gerada no mês t .

$$L_{i,t} = 4,3899 \cdot \ln(P_{i,t}) - 36,10 \quad (7.14)$$

Em que:

- $L_{i,t}$ é a profundidade média mensal do rio Tapajós a jusante do AHE no mês t ; e
- $P_{i,t}$ é a potência gerada mensal pelo AHE no mês t .

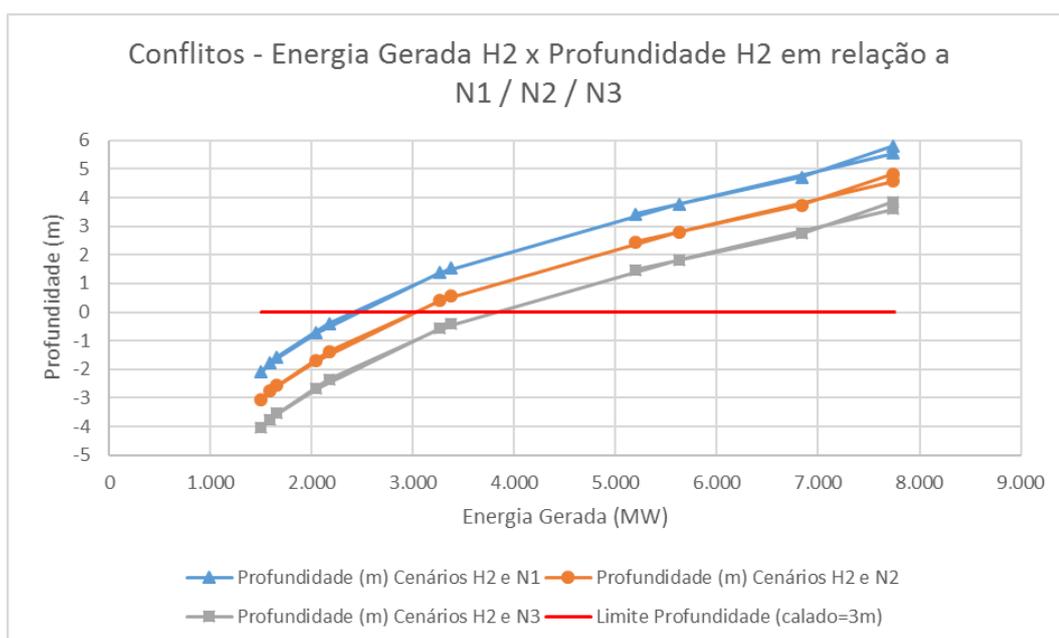


Figura 7.88: Conflitos entre geração de energia e profundidade – cenários H2 com N1/N2/N3

Para o cenário hidrológico H2 MÉDIO, na Figura 7.88 são mostradas curvas de regressão que evidenciam relações de troca entre energia gerada no AHE. Limites de geração que ocasionam interferências à navegação são apresentados a seguir, tal como foi apresentado para a Figura 7.87:

- a) Considerando aflúências do cenário hidrológico H2 MÉDIO e o nível de referência do cenário de navegação N1 BAIXO, observa-se na curva azul da Figura 7.88 que gerações de energia abaixo de 2.374 MW ocasionarão conflitos à navegação por originarem profundidades abaixo de 3m. Conflitos dessa relação de troca são estabelecidos pela Equação (7.15), que correlaciona ganhos ou perdas de profundidade a jusante do AHE em um dado mês t com a energia gerada na usina no mês t .

$$L_t = 4,6035 \cdot \ln(P_t) - 35,78 \quad (7.15)$$

- b) Considerando aflúências do cenário hidrológico H2 MÉDIO e o nível de referência do cenário de navegação N2 MÉDIO, observa-se na curva laranja da Figura 7.88 que gerações de energia abaixo de 2.937 MW ocasionarão conflitos à navegação por originarem profundidades abaixo de 3m. Conflitos dessa relação de troca são estabelecidos pela Equação (7.16), que correlaciona ganhos ou perdas de profundidade a jusante do AHE em um dado mês t com a energia gerada na usina no mês t .

$$L_t = 4,6035 \cdot \ln(P_t) - 36,764 \quad (7.16)$$

- c) Considerando aflúências do cenário hidrológico H2 MÉDIO e o nível de referência do cenário de navegação N3 ALTO, observa-se na curva cinza da Figura 7.88 que gerações de energia abaixo de 3.634 MW ocasionarão conflitos à navegação por originarem profundidades abaixo de 3m. Conflitos dessa relação de troca são estabelecidos pela Equação (7.17), que correlaciona ganhos ou

perdas de profundidade a jusante do AHE em um dado mês t com a energia gerada na usina no mês t .

$$L_t = 4,6035 \cdot \ln(P_t) - 37,744 \quad (7.17)$$

Em que:

- $L_{i,t}$ é a profundidade média mensal do rio Tapajós a jusante do AHE no mês t ; e
- $P_{i,t}$ é a potência gerada mensal pelo AHE no mês t .

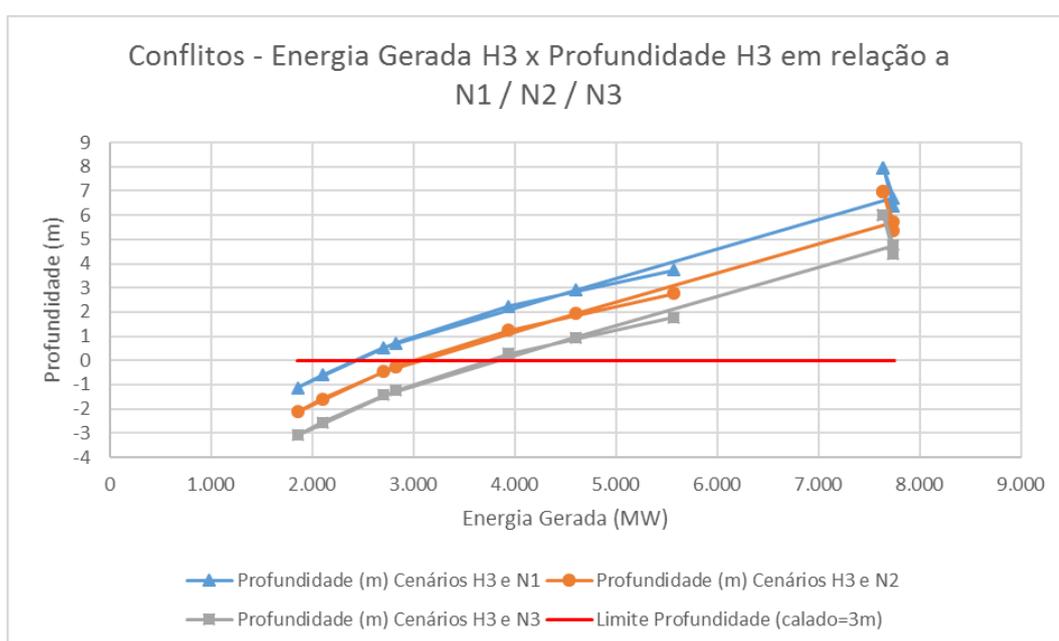


Figura 7.89: Conflitos entre geração de energia e profundidade – cenários H3 com N1/N2/N3

Tendo por base as afluições do cenário hidrológico H3 ÚMIDO, na Figura 7.89 são mostradas curvas de regressão que evidenciam relações de troca entre energia gerada no AHE. Limites de geração que ocasionam interferências à navegação são apresentados a seguir, tal como foi apresentado para a Figura 7.87:

- a) Considerando afluições do cenário hidrológico H3 ÚMIDO e o nível de referência do cenário de navegação N1 BAIXO, observa-se na curva azul da Figura 7.89 que gerações de energia abaixo de 2.473 MW ocasionarão conflitos à navegação por originarem profundidades abaixo de 3m. Conflitos dessa relação de troca são estabelecidos pela Equação (7.18), que

correlaciona ganhos ou perdas de profundidade a jusante do AHE em um dado mês t com a energia gerada na usina no mês t .

$$L_t = 6,175 \cdot \ln(P_t) - 48,25 \quad (7.18)$$

- b) Considerando aflúncias do cenário hidrológico H3 ÚMIDO e o nível de referência do cenário de navegação N2 MÉDIO, observa-se na curva laranja da Figura 7.89 que gerações de energia abaixo de 2.898 MW ocasionarão conflitos à navegação por originarem profundidades abaixo de 3m. Conflitos dessa relação de troca são estabelecidos pela Equação (7.19), que correlaciona ganhos ou perdas de profundidade a jusante do AHE em um dado mês t com a energia gerada na usina no mês t .

$$L_t = 6,175 \cdot \ln(P_t) - 49,226 \quad (7.19)$$

- c) Considerando aflúncias do cenário hidrológico H3 ÚMIDO e o nível de referência do cenário de navegação N3 ALTO, observa-se na curva cinza da Figura 7.89 que gerações de energia abaixo de 3.397 MW ocasionarão conflitos à navegação por originarem profundidades abaixo de 3m. Conflitos dessa relação de troca são estabelecidos pela Equação (7.20), que correlaciona ganhos ou perdas de profundidade a jusante do AHE em um dado mês t com a energia gerada na usina no mês t .

$$L_t = 6,175 \cdot \ln(P_t) - 50,206 \quad (7.20)$$

Em que:

- $L_{i,t}$ é a profundidade média mensal do rio Tapajós a jusante do AHE no mês t ; e
- $P_{i,t}$ é a potência gerada mensal pelo AHE no mês t .

Da análise dos resultados acima, inerentes aos conflitos entre geração de energia e profundidade de navegação, considerando afluências do cenário hidrológico H1 SECO, o SOUMA evidenciou a ocorrência de profundidades abaixo de 3m para:

- a) Gerações abaixo de 2.385 MW, considerando o nível de referência (NR) do cenário de navegação N1 BAIXO;
- b) Gerações abaixo 2.981 MW, para o NR do cenário de navegação N2 MÉDIO; e
- c) Gerações abaixo 3.727 MW, para o NR do cenário de navegação N3 ALTO.

Para as afluências do cenário hidrológico H2 MÉDIO, profundidades abaixo de 3m ocorrerão para:

- a) Gerações abaixo de 2.374 MW, para o NR do cenário de navegação N1 BAIXO;
- b) Gerações abaixo 2.937 MW, para o NR do cenário de navegação N2 MÉDIO;
- c) Gerações abaixo 3.634 MW, para o NR do cenário de navegação N3 ALTO.

E para afluências do cenário hidrológico H2 ÚMIDO, profundidades abaixo de 3m ocorrerão para:

- a) Gerações abaixo de 2.473 MW, para o NR do cenário de navegação N1 BAIXO;
- b) Gerações abaixo 2.898 MW, para o NR do cenário de navegação N2 MÉDIO; e
- c) Gerações abaixo 3.397 MW, para o NR do cenário de navegação N3 ALTO.

Na Figura 7.90, Figura 7.91 e Figura 7.92 são apresentados gráficos resultantes da análise de sensibilidade dos impactos da geração de energia, considerando afluências dos cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO, sobre os ganhos ou perdas de profundidade média anual, tendo como plano referencial o nível de referência (H_{lnj}) definido para o cenário de navegação N1.

**Perda ou Ganho de Profundidade x Gerações Mensais
Cenário de Afluência (H1) e de Navegação (N1)**

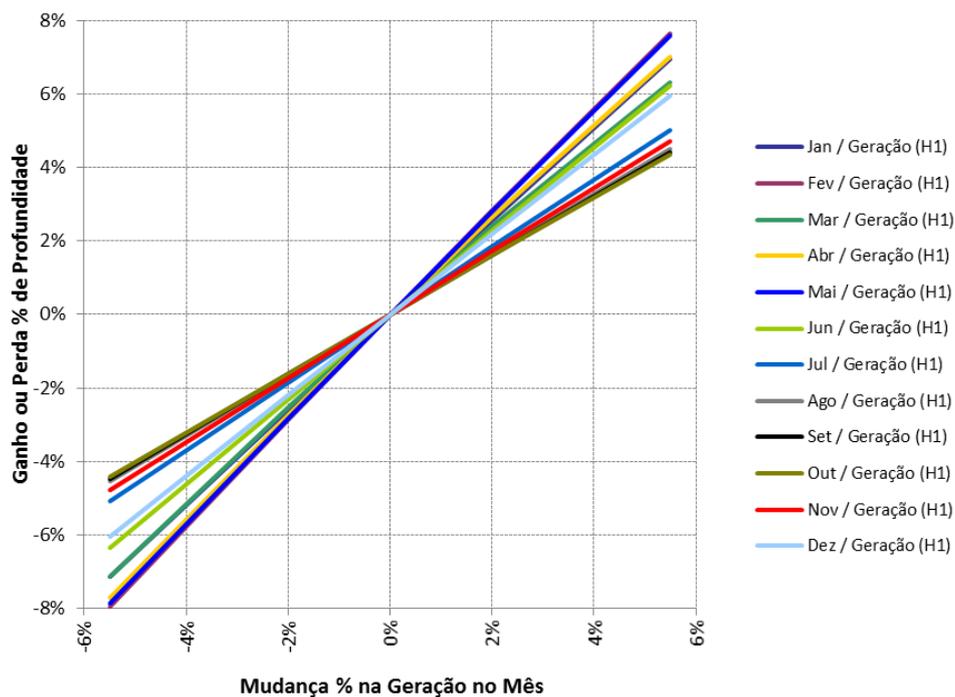


Figura 7.90: Impacto da geração mensal de energia (H1) sobre ganhos ou perdas de profundidades (N1)

**Perda ou Ganho de Profundidade x Gerações Mensais
Cenário de Afluência (H2) e de Navegação (N1)**

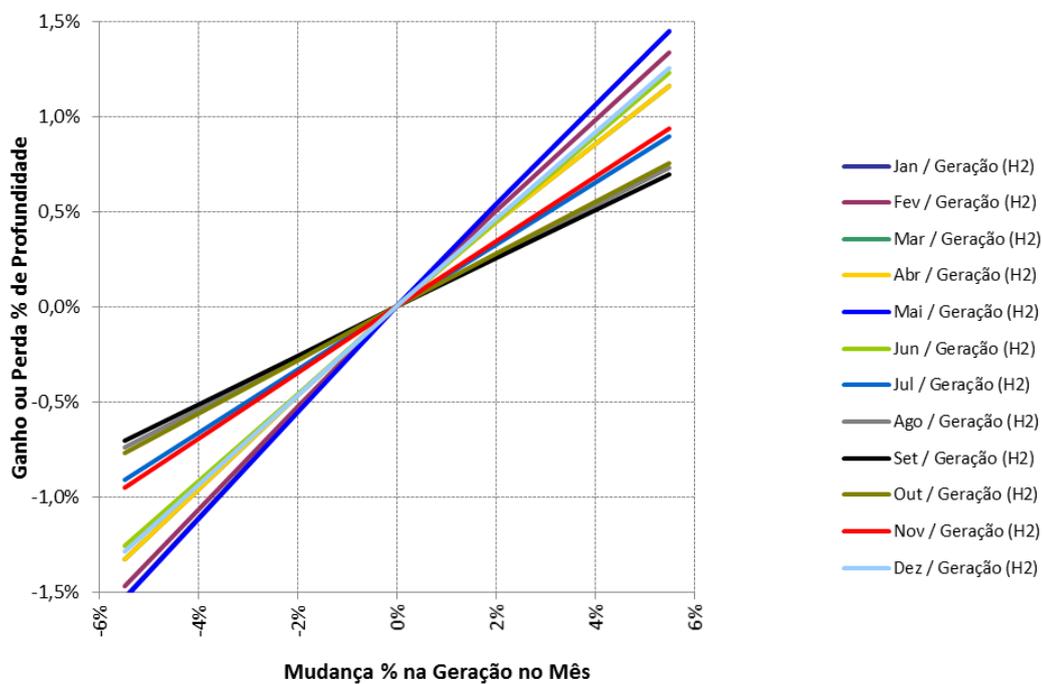


Figura 7.91: Impacto da geração mensal de energia (H2) sobre ganhos ou perdas de profundidades (N1)

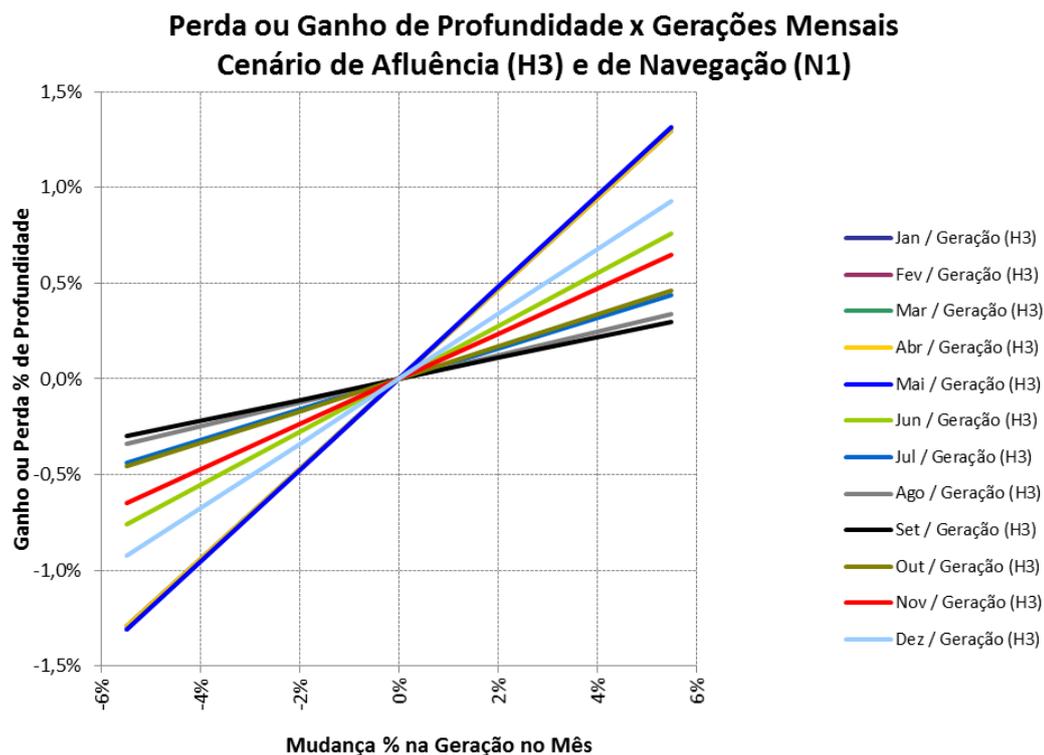


Figura 7.92: Impacto da geração mensal de energia (H3) sobre ganhos ou perdas de profundidades (N1)

Da análise das Figura 7.90, Figura 7.91 e Figura 7.92 observa-se que as maiores variações percentuais de ganhos ou de perdas de profundidade média anual, em função de mudanças nos percentuais de geração mensal, ocorrem nos meses de maiores afluências, com retas de sensibilidade apresentando maiores declividades. Padrões de afluência influenciam diretamente nos intervalos de variação de ganhos ou de perdas de profundidades média anual, uma vez que se verifica que essas grandezas apresentam comportamento inversamente proporcional.

Na Figura 7.93, Figura 7.94 e Figura 7.95 são apresentados gráficos resultantes da análise de sensibilidade dos impactos da geração de energia, considerando afluências dos cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO, sobre os ganhos ou perdas de profundidade média anual, tendo como plano referencial o nível de referência (H_{lnj}) definido para o cenário de navegação N2.

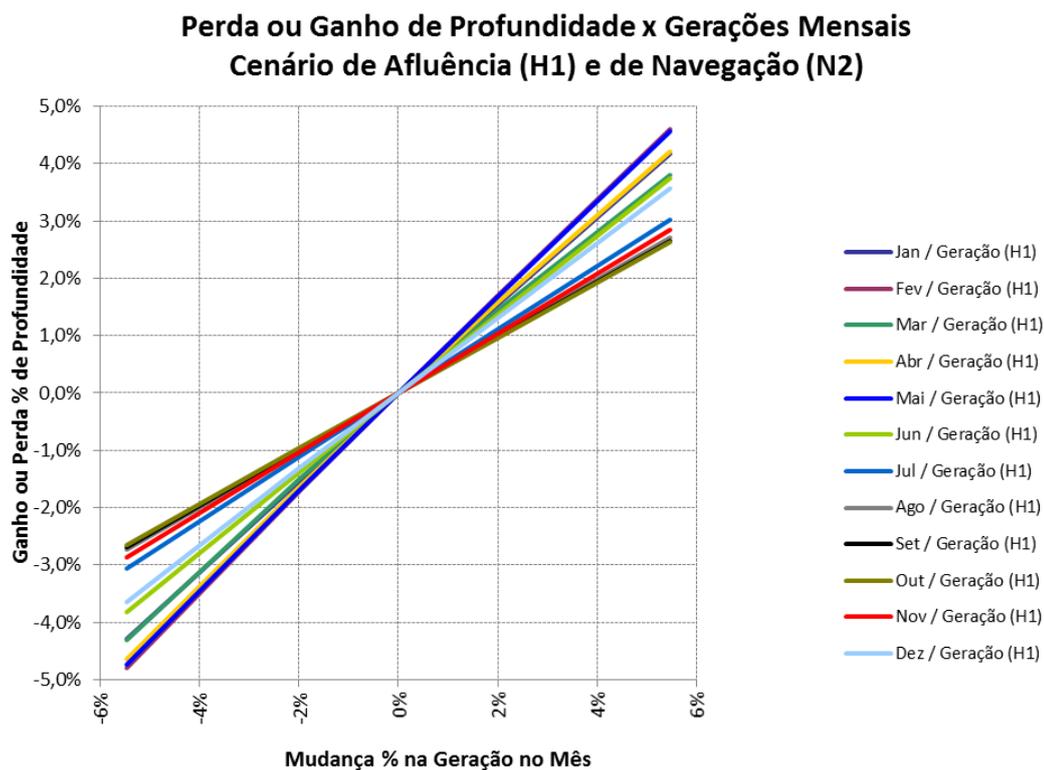


Figura 7.93: Impacto da geração mensal de energia (H1) sobre ganhos ou perdas de profundidades (N2)

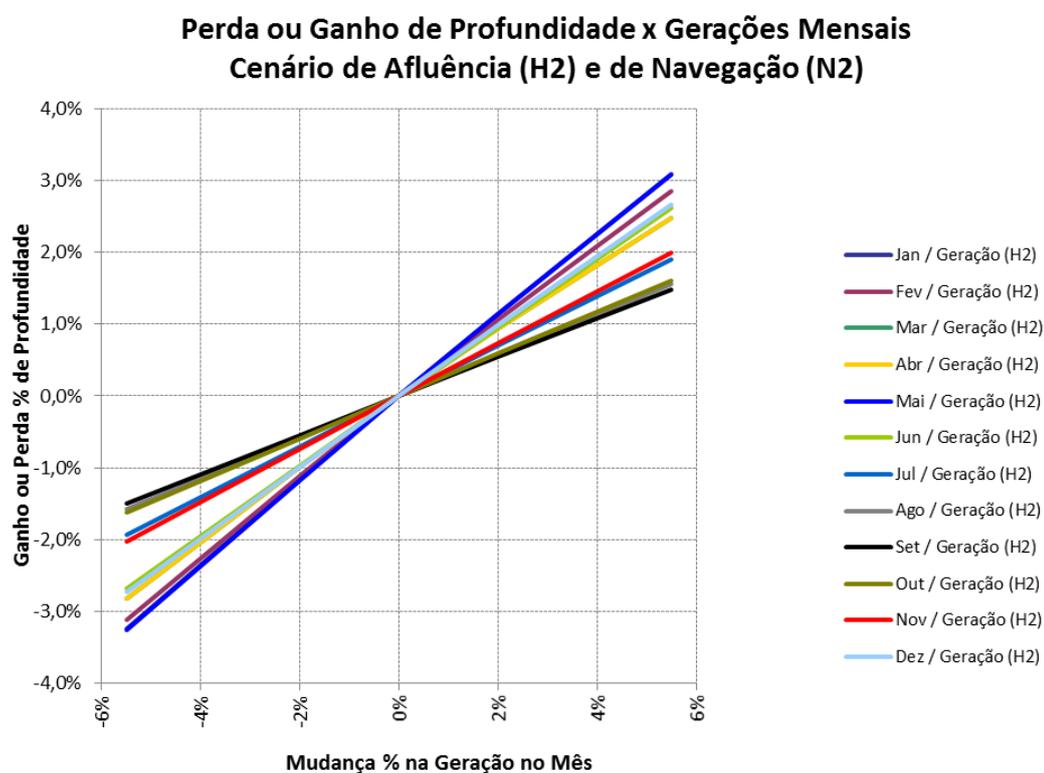


Figura 7.94: Impacto da geração mensal de energia (H2) sobre ganhos ou perdas de profundidades (N2)

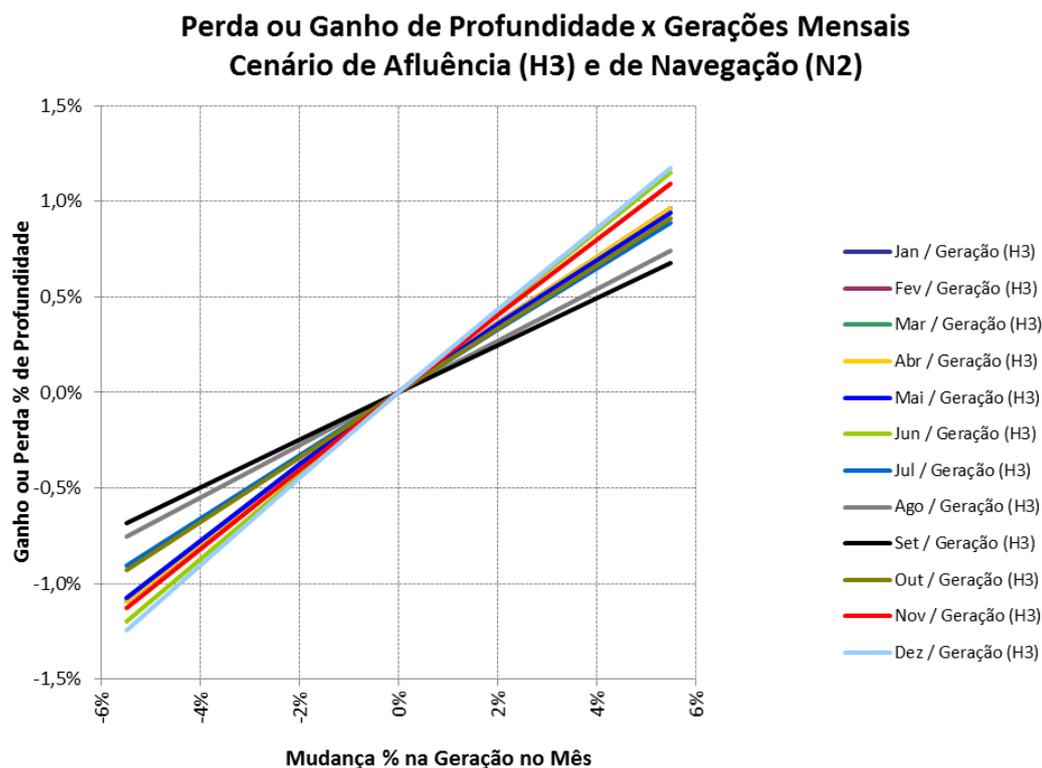


Figura 7.95: Impacto da geração mensal de energia (H3) sobre ganhos ou perdas de profundidades (N2)

Da análise das Figura 7.93, Figura 7.94 e Figura 7.95, consta-se, analogamente ao comportamento da análise de sensibilidade feita para o nível de referência ($Hlnj$) do cenário de navegação N1, que as menores variações percentuais de ganhos ou de perdas de profundidade, ocorrem nos meses de menores afluências. Observa-se, também, uma vez que o nível de referência ($Hlnj$) do cenário de navegação N2 é menos restritivo, que os limites de variação percentual dos ganhos ou perdas na profundidade média anual, para os cenários de afluência H1 BAIXO e H2 MÉDIO, é de baixa variabilidade.

Na Figura 7.96, Figura 7.97 e Figura 7.98 são apresentados gráficos resultantes da análise de sensibilidade dos impactos da geração de energia, considerando afluências dos cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO, sobre os ganhos ou perdas de profundidade média anual, tendo como plano referencial o nível de referência ($Hlnj$) definido para o cenário de navegação N3.

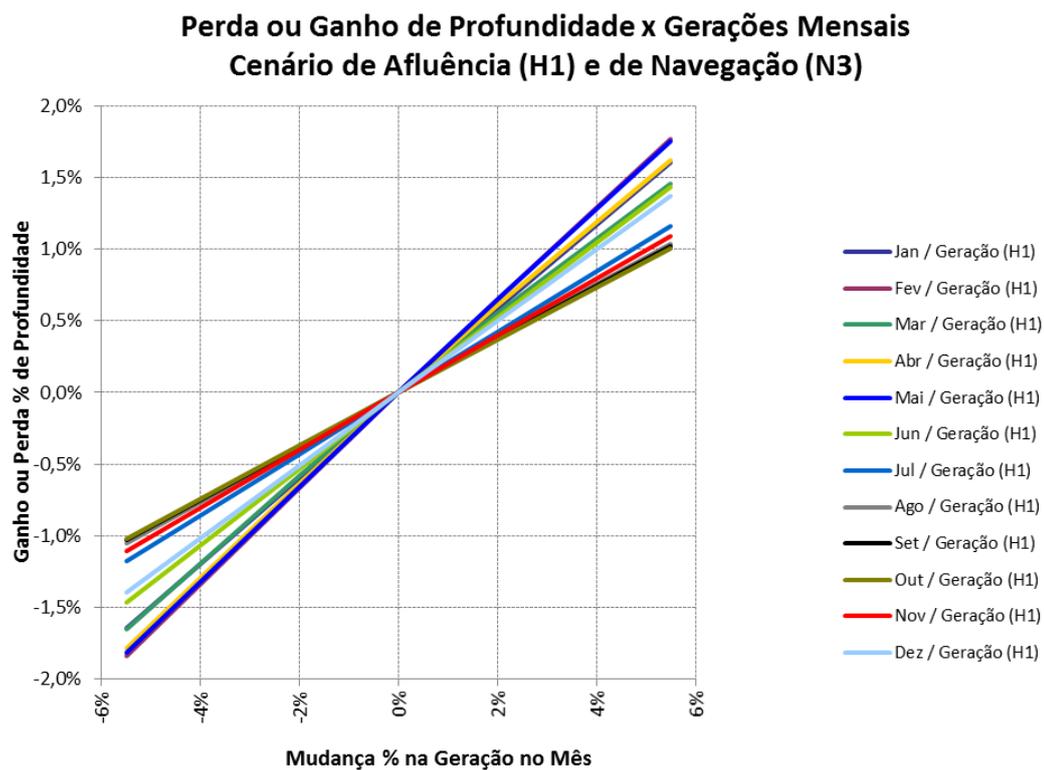


Figura 7.96: Impacto da geração mensal de energia (H1) sobre ganhos ou perdas de profundidades (N3)

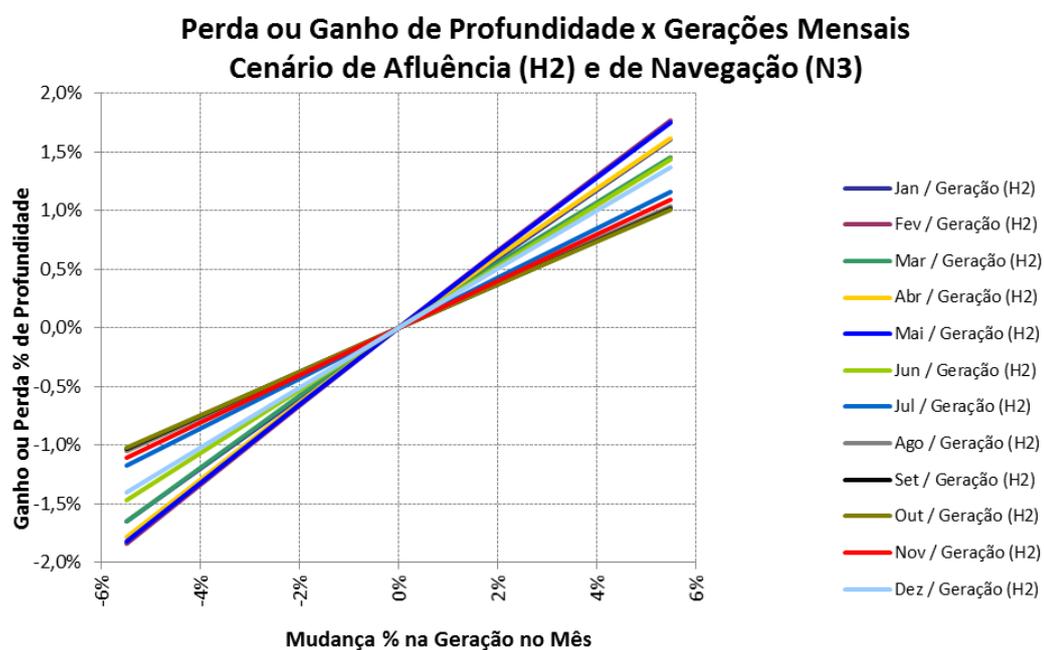


Figura 7.97 Impacto da geração mensal de energia (H2) sobre ganhos ou perdas de profundidades (N3)

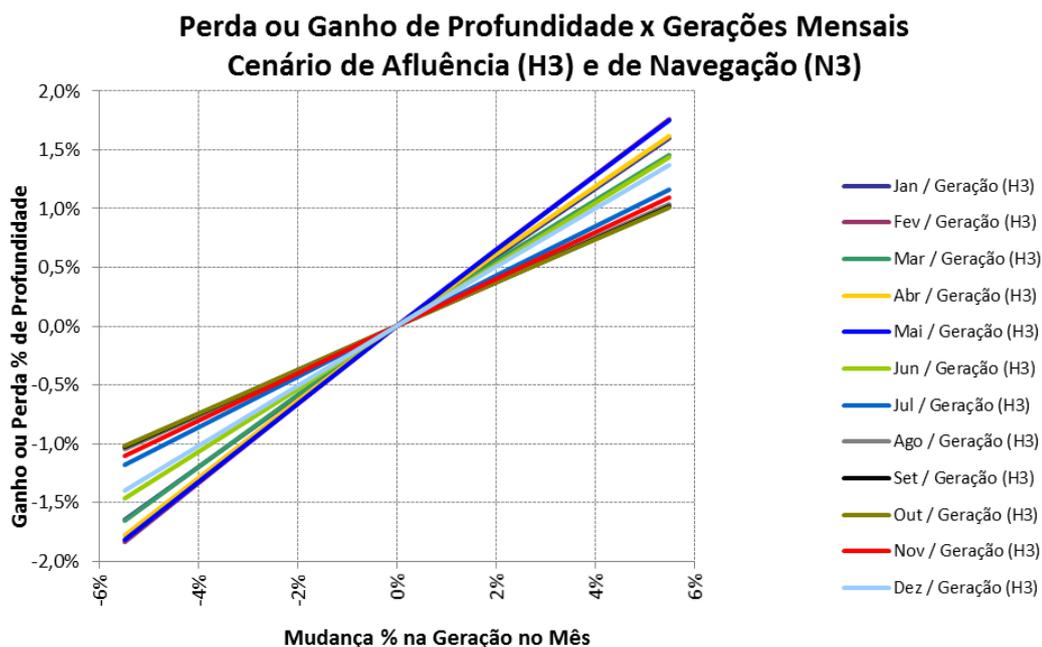


Figura 7.98: Impacto da geração mensal de energia (H3) sobre ganhos ou perdas de profundidades (N3)

Da análise das Figura 7.96, Figura 7.97 e Figura 7.98, observa-se, também, uma vez que o nível de referência (*Hlnj*) do cenário de navegação N3 é ainda bem menos restritivo que o N2, que os limites de variação percentual dos ganhos ou perdas na profundidade média anual, para os cenários de afluência H1 BAIXO, H2 MÉDIO e H3 úmido, não apresentam variabilidades expressivas.

7.3.5.2 Energia x Navegação – Carga (N1 / N2 / N3) e (H1 / H2 / H3)

Igualmente as análises desenvolvidas aos conflitos entre geração de energia e profundidade do item anterior, adota-se uma profundidade de 3 m como referência na obtenção da lâmina de água necessária a navegação, a qual permite uma navegação de comboios com calado de 2,5 m mais e pé de piloto de 50 cm.

A Figura 7.99 mostra o comboio padrão utilizado em rios da Amazônia que foi utilizado nos estudos, o qual é composto por seis chatas com 61,00 m de comprimento, 10,67 m de boca, 2,5 m de calado e capacidade de carga de cerca de 1.200 t. A capacidade total de carga do comboio, para calado de 2,5 m, é de aproximadamente 8.784 t.

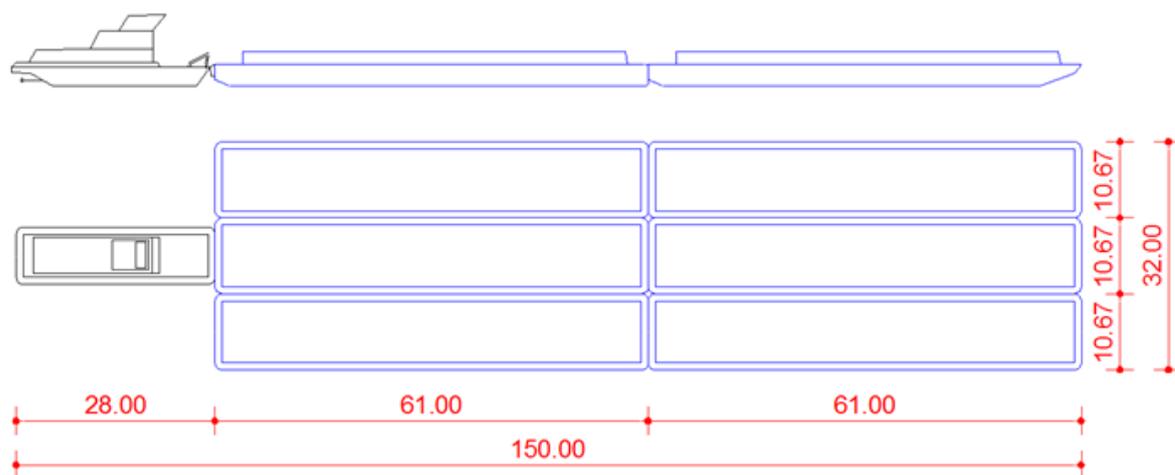


Figura 7.99: Comboio padrão em rios da Amazônia

Na Tabela 7.48 são apresentadas as capacidades de carga das balsas e do comboio da Figura 7.99 em função dos calados. A Figura 7.100 mostra a curva de capacidade de carga do comboio tipo adotado nos estudos.

Tabela 7.48: Capacidade de carga balsa e comboio em função do calado

Calado (m)	Capacidade Balsa (t)	Capacidade Comboio (t)
2,50	1.464	8.784
2,25	1.318	7.908
2,00	1.172	7.032
1,75	1.025	6.150
1,50	879	5.272
1,25	732	4.392
1,00	586	3.516
0,75	439	2.634

Na Tabela 7.53 são apresentadas quantidades de carga que podem ser transportadas para o comboio tipo em estudo, em relação ao nível de referência (H_{lnj}) do cenário N1, considerando as afluições dos cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO

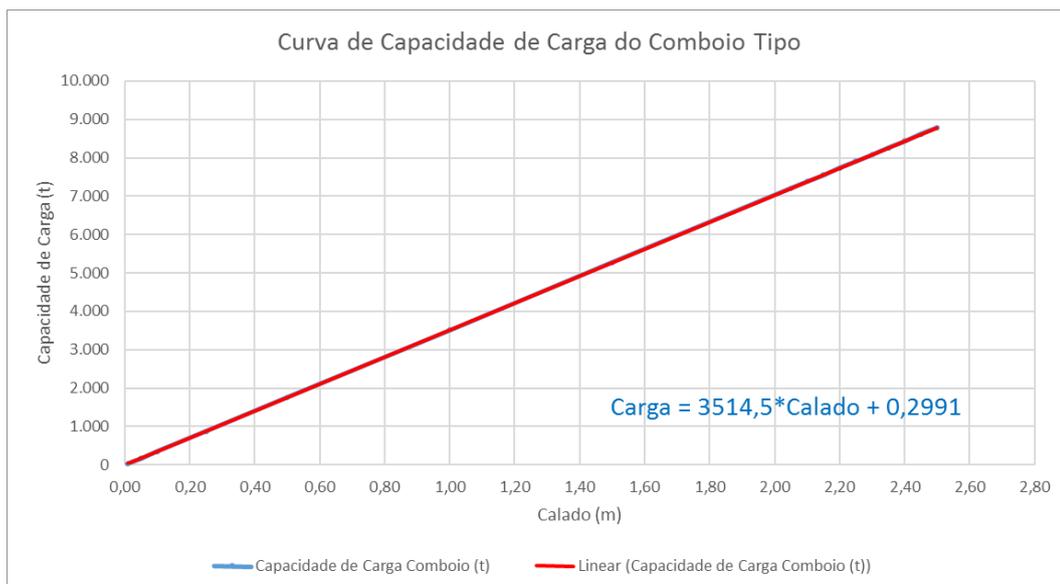


Figura 7.100: Curva de capacidade de carga do comboio tipo

Tabela 7.49: Carga transportada pelo comboio tipo – (H1 / H2 / H3) x N1

MÊS	Capacidade de Carga Transportada (t)		
	CENÁRIOS H1 e N1	CENÁRIOS H2 e N1	CENÁRIOS H3 e N1
Jan	8.784	8.784	8.784
Fev	8.784	8.784	8.784
Mar	8.784	8.784	8.784
Abr	8.784	8.784	8.784
Mai	8.784	8.784	8.784
Jun	7.100	8.784	8.784
Jul	2.531	6.221	8.784
Ago	352	2.496	6.678
Set	71	2.109	4.780
Out	0	3.234	8.784
Nov	1.687	7.381	8.784
Dez	6.045	8.784	8.784

Na Tabela 7.50 são apresentadas quantidades de carga que podem ser transportadas para o comboio tipo em estudo, em relação ao nível de referência (H_{lnj}) do cenário N2, considerando as afluições dos cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

Tabela 7.50: Carga transportada pelo comboio tipo – (H1 / H2 / H3) x N2

MÊS	Capacidade de Carga Transportada (t)		
	CENÁRIOS H1 e N2	CENÁRIOS H2 e N2	CENÁRIOS H3 e N2
Jan	6.818	8.784	8.784
Fev	8.784	8.784	8.784
Mar	8.784	8.784	8.784
Abr	8.784	8.784	8.784
Mai	8.784	8.784	8.784
Jun	3.655	8.784	8.784
Jul	0	2.777	7.205
Ago	0	0	3.234
Set	0	0	1.336
Out	0	0	7.873
Nov	0	3.937	8.784
Dez	2.601	8.784	8.784

Na Tabela 7.51 são apresentadas quantidades de carga que podem ser transportadas para o comboio tipo em estudo, em relação ao nível de referência (*Hlnj*) do cenário N3, considerando as afluições dos cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

Tabela 7.51: Carga transportada pelo comboio tipo – (H1 / H2 / H3) x N3

MÊS	Capacidade de Carga Transportada (t)		
	CENÁRIOS H1 e N3	CENÁRIOS H2 e N3	CENÁRIOS H3 e N3
Jan	3.374	8.784	8.784
Fev	7.697	8.784	8.784
Mar	8.784	8.784	8.784
Abr	8.784	8.784	8.784
Mai	7.100	8.784	8.784
Jun	211	6.748	8.784
Jul	0	0	3.761
Ago	0	0	0
Set	0	0	0
Out	0	0	4.429
Nov	0	492	8.784
Dez	0	7.310	8.784

O gráfico da Figura 7.101 apresenta os conflitos entre geração de energia e capacidade de carga transportada para o comboio tipo em análise, em relação aos níveis de referência (*Hlnj*) dos cenários N1, N2 e N3, considerando as afluições do cenário hidrológico H1.

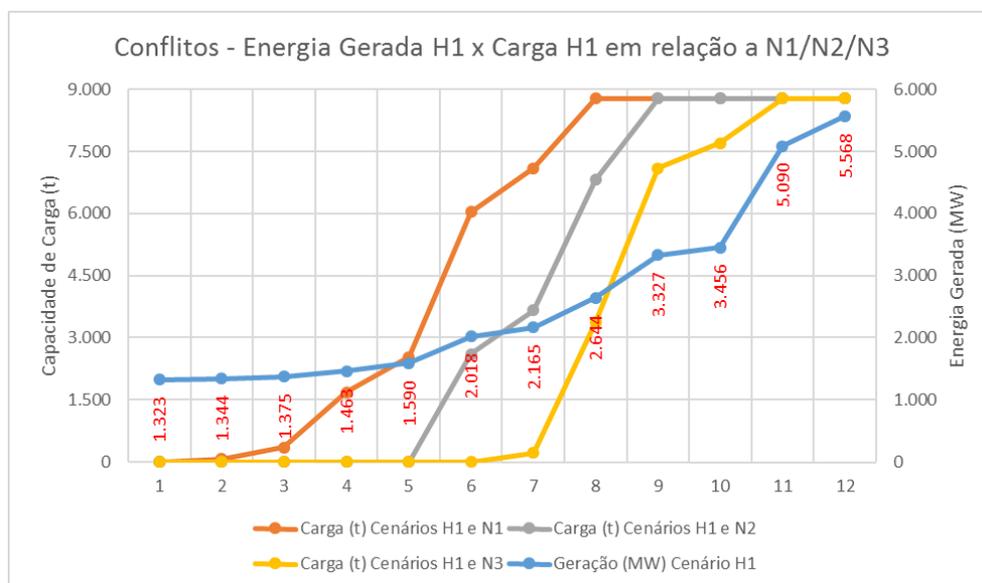


Figura 7.101: Conflitos entre geração de energia e capacidade de carga – cenários H1 com N1/N2/N3

O gráfico da Figura 7.102 apresenta os conflitos entre geração de energia e capacidade de carga transportada para o comboio tipo em análise, em relação aos níveis de referência (*Hlnj*) dos cenários N1, N2 e N3, considerando as afluições do cenário hidrológico H2.

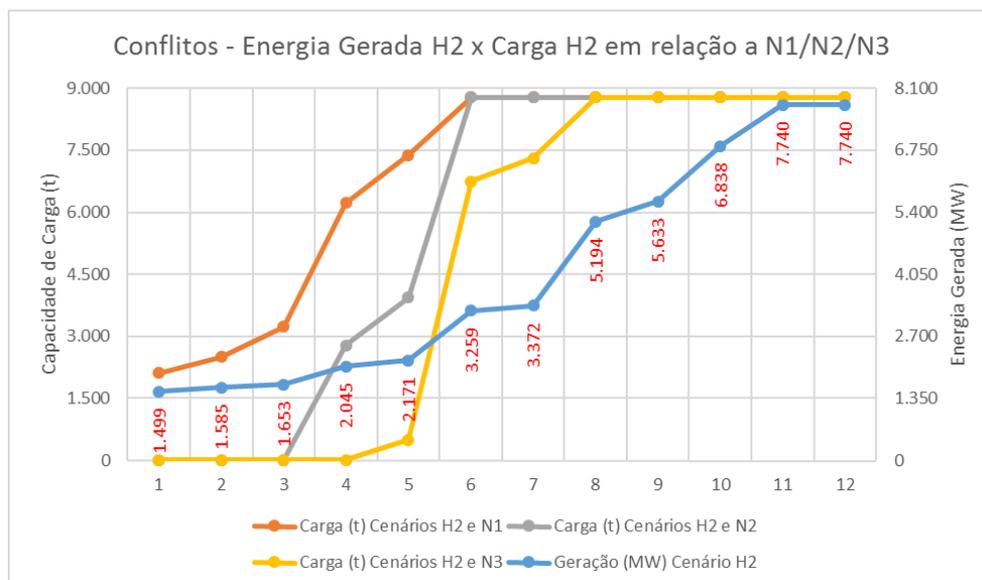


Figura 7.102: Conflitos entre geração de energia e capacidade de carga – cenários H2 com N1/N2/N3

O gráfico da Figura 7.103 apresenta os conflitos entre geração de energia e capacidade de carga transportada para o comboio tipo em análise, em relação aos níveis de referência ($Hlnj$) dos cenários N1, N2 e N3, considerando as afluições do cenário hidrológico H1.

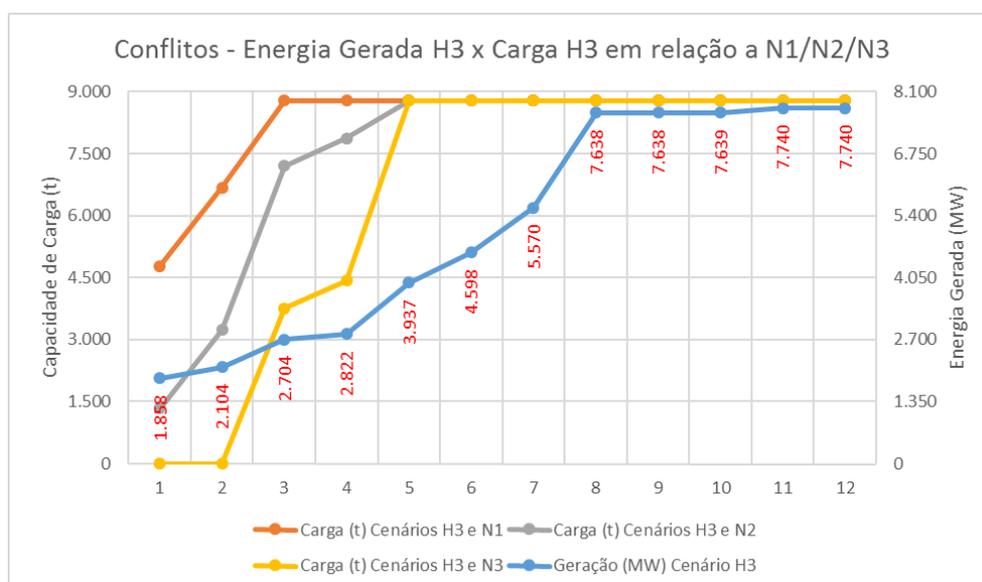


Figura 7.103: Conflitos entre geração de energia e capacidade de carga – cenários H3 com N1/N2/N3

Da análise dos resultados dos conflitos entre geração de energia e capacidade de carga transportada, que teve por base a adoção de um comboio tipo referenciado, considerando afluições do cenário hidrológico H1 SECO, o SOUMA evidenciou que:

- a) Em relação ao NR do cenário de navegação N1 BAIXO, gerações acima de 2.644 MW não geram ganhos de capacidade de carga transportada e gerações abaixo de 1.344 MW inviabilizam o transporte de carga;
- b) Para o NR do cenário de navegação N2 MÉDIO, gerações acima de 3.327 MW não agregam ganhos na capacidade de carga transportada e gerações abaixo de 1.590 MW inviabilizam o transporte de carga; e
- c) Tendo como referência o NR do cenário de navegação N3 ALTO, gerações acima de 5.090 MW não geram ganhos de capacidade de carga transportada e gerações abaixo de 2.018 MW inviabilizam o transporte de carga.

Quanto aos conflitos entre geração de energia e capacidade de carga transportada, para o cenário hidrológico H2 MÉDIO, o SOUMA demonstrou que:

- a) Em relação ao NR do cenário de navegação N1 BAIXO, gerações acima de 3.259 MW não geram ganhos de capacidade de carga transportada;
- b) Para o NR do cenário de navegação N2 MÉDIO, gerações acima de 3.259 MW não agregam ganhos na capacidade de carga transportada e gerações abaixo de 1.653 MW inviabilizam o transporte de carga; e
- c) Tendo como referência o NR do cenário de navegação N3 ALTO, gerações acima de 5.194 MW não geram ganhos de capacidade de carga transportada e gerações abaixo de 2.045 MW inviabilizam o transporte de carga.

Acerca dos conflitos entre geração de energia e capacidade de carga transportada, para o cenário hidrológico H3 ALTO, o SOUMA evidenciou que:

- a) Em relação ao NR do cenário de navegação N1 BAIXO, gerações acima de 2.704 MW não geram ganhos de capacidade de carga transportada;
- b) Para o NR do cenário de navegação N2 MÉDIO, gerações acima de 3.937 MW não agregam ganhos na capacidade de carga transportada; e

- c) Tendo como referência o NR do cenário de navegação N3 ALTO, gerações acima de 3.937 MW não geram ganhos de capacidade de carga transportada e gerações abaixo de 2.104 MW inviabilizam o transporte de carga.

7.3.5.3 Energia x Inundação (CI1 / CI2 / CI3) e (H1 / H2 / H3)

Na Tabela 7.52 são apresentados os valores da lâmina de água de inundação, em relação ao nível de referência do cenário CI1, considerando as afluições dos cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO. Valores positivos indicam a ocorrência de inundações, pois o nível de água a jusante (H_{jt}) esteve cima do nível de referência ($H_{lci j}$) do cenário CI1. Para valores negativos, inversamente, indicam a não ocorrência de inundações.

Tabela 7.52: Ganhos ou perdas de profundidade – (H1 / H2 / H3) x CI1

MÊS	Lâmina de Água de Inundação (m)		
	CENÁRIOS H1 e CI1	CENÁRIOS H2 e CI1	CENÁRIOS H3 e CI1
Jan	-3,36	-0,35	2,58
Fev	-2,13	0,93	4,17
Mar	-0,05	2,03	4,17
Abr	-0,43	1,78	4,17
Mai	-2,30	0,00	2,92
Jun	-4,26	-2,40	-0,87
Jul	-5,56	-4,51	-3,25
Ago	-6,18	-5,57	-4,38
Set	-6,26	-5,87	-4,92
Out	-6,31	-5,36	-3,06
Nov	-5,96	-4,18	-1,55
Dez	-4,56	-2,24	-0,04

Na Tabela 7.53 são apresentados os valores da lâmina de água de inundação, em relação ao nível de referência do cenário CI2, considerando as afluições dos cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

Tabela 7.53: Ganhos ou perdas de profundidade – (H1 / H2 / H3) x CI2

MÊS	Lâmina de Água de Inundação (m)		
	CENÁRIOS H1 e CI2	CENÁRIOS H2 e CI2	CENÁRIOS H3 e CI2
Jan	-4,38	-1,37	1,56
Fev	-3,15	-0,09	3,15
Mar	-1,07	1,01	3,15
Abr	-1,45	0,76	3,15
Mai	-3,32	-1,02	1,90
Jun	-5,28	-3,42	-1,89
Jul	-6,58	-5,53	-4,27
Ago	-7,20	-6,59	-5,40
Set	-7,28	-6,89	-5,94
Out	-7,33	-6,38	-4,08
Nov	-6,98	-5,20	-2,57
Dez	-5,58	-3,26	-1,06

Na Tabela 7.54 são apresentados os valores da lâmina de água de inundação, em relação ao nível de referência do cenário CI3, considerando as afluições dos cenários hidrológicos H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

Tabela 7.54: Ganhos ou perdas de profundidade – (H1 / H2 / H3) x CI3

MÊS	Lâmina de Água de Inundação (m)		
	CENÁRIOS H1 e CI3	CENÁRIOS H2 e CI3	CENÁRIOS H3 e CI3
Jan	-5,41	-2,40	0,53
Fev	-4,18	-1,12	2,12
Mar	-2,10	-0,02	2,12
Abr	-2,48	-0,27	2,12
Mai	-4,35	-2,05	0,87
Jun	-6,31	-4,45	-2,92
Jul	-7,61	-6,56	-5,30
Ago	-8,23	-7,62	-6,43

Set	-8,31	-7,92	-6,97
Out	-8,36	-7,41	-5,11
Nov	-8,01	-6,23	-3,60
Dez	-6,61	-4,29	-2,09

As curvas de regressão que evidenciam conflitos existentes entre os usos de geração de energia hidrelétrica, considerando os cenários de afluência H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO, e de controle de inundação, tendo como referência os níveis de referência dos cenários CI1 BAIXO, CI2 MÉDIO e CI3 ALTO, são apresentadas na Figura 7.104, na Figura 7.105 e na Figura 7.106.

Na análise dos conflitos foi adotado o nível 0 m como sendo um nível limite à ocorrência de inundações. Valores positivos do nível de inundação indicam que o nível de água do rio Tapajós, a jusante do AHE, estará cima do nível de referência do cenário de controle de inundação adotado. Para valores negativos de níveis de inundação, não ocorrerão inundações, pois o nível de água do rio estará abaixo do nível de referência do cenário de controle de inundação utilizado.

A linha em vermelho presente na Figura 7.104, Figura 7.105 e Figura 7.106 é representativa do limite de conflito entre geração de energia e inundação, ou seja, valores positivos acima desta linha representam conflitos entre os usos de geração de energia e de inundação e valores negativos abaixo indicam a não ocorrência de conflitos.

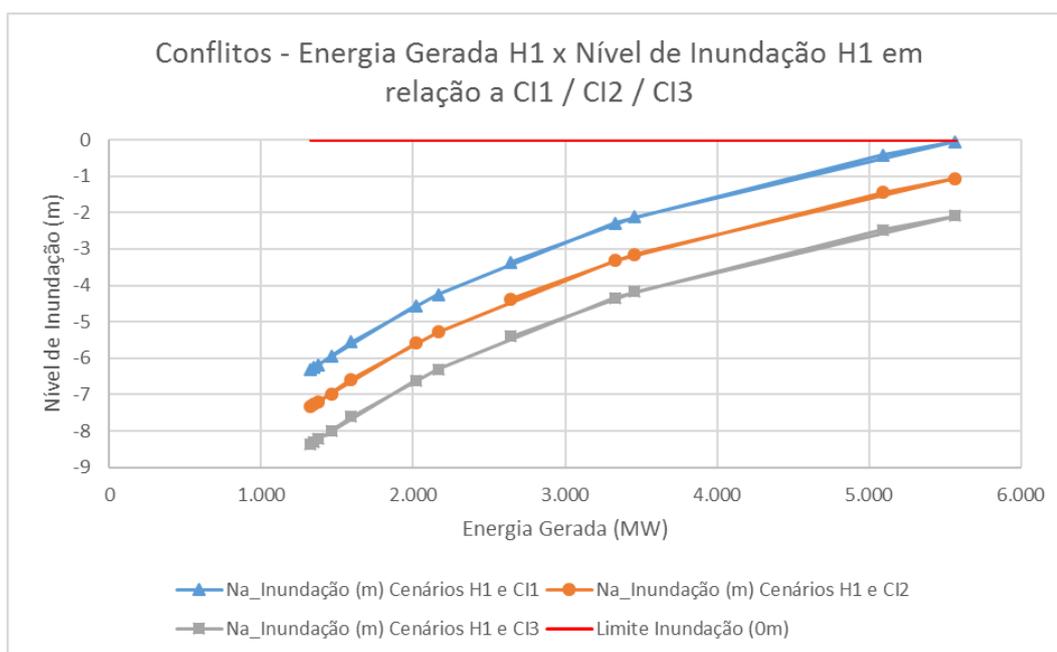


Figura 7.104: Conflito entre geração de energia e controle de inundação – cenários H1 com CI1/CI2/CI3

Conforme pode ser observado na Figura 7.104, considerando as vazões do cenário H1 SECO e os cenários de controle de inundação CI1 BAIXO, CI2 MÉDIO e CI3 ALTO, não ocorrem inundações a jusante, pois as curvas de regressão encontram-se abaixo do nível 0m.

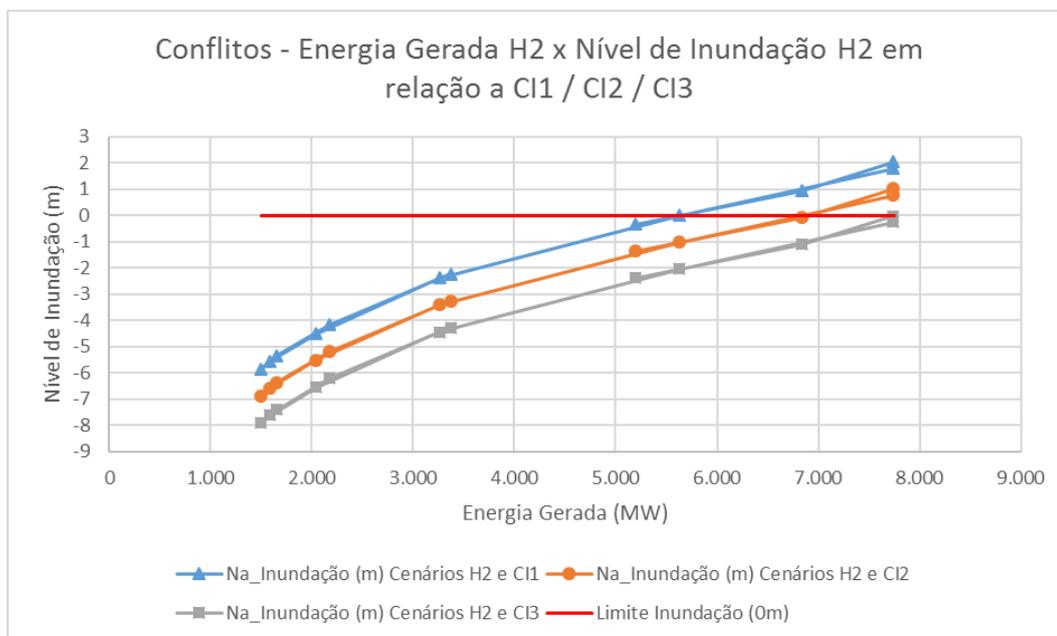


Figura 7.105: Conflito entre geração de energia e controle de inundação – cenários H2 com CI1/CI2/CI3

Conforme se observa na Figura 7.105 as curvas de regressão mostram relações de troca entre energia gerada no AHE e níveis de inundação no rio Tapajós a Jusante do barramento. Gerações de energia que propiciem níveis de água a jusante do AHE abaixo do nível de inundação 0 m não ocasionarão inundações. Limites de geração que ocasionam inundações, considerando aflúncias do cenário hidrológico H2 MÉDIO, são apresentadas a seguir:

- a) Para o cenário de controle de inundação CI1 BAIXO, observa-se na curva azul da Figura 7.105 que gerações de energia acima de 5.397 MW ocasionarão inundações a jusante do AHE. Conflitos dessa relação de troca são estabelecidos pela Equação (7.21), que correlaciona nível de inundação a jusante em um dado mês t com a energia gerada mês t .

$$N_t = 4,6035 \cdot \ln(P_t) - 39,56 \quad (7.21)$$

- b) Para o cenário de controle de inundação CI2 MÉDIO, observa-se na curva laranja da Figura 7.105 que gerações de energia acima de 6.736 MW ocasionarão inundações a jusante do AHE. Conflitos dessa relação de troca são estabelecidos pela Equação (7.22), que correlaciona nível de inundação a jusante em um dado mês t com a energia gerada mês t .

$$N_t = 4,6035 \cdot \ln(P_t) - 40,58 \quad (7.22)$$

- c) Para o cenário de controle de inundação CI3 ALTO, observa-se na curva cinza da Figura 7.105 que gerações de energia acima de 8.425 MW ocasionarão inundações a jusante do AHE. Conflitos dessa relação de troca são estabelecidos pela Equação (7.23), que correlaciona nível de inundação a jusante em um dado mês t com a energia gerada mês t .

$$N_t = 4,6035 \cdot \ln(P_t) - 41,61 \quad (7.23)$$

Em que:

- $N_{i,t}$ é o nível de inundação mensal no rio Tapajós a jusante do AHE no mês t ; e
- $P_{i,t}$ é a potência gerada mensal pelo AHE no mês t .

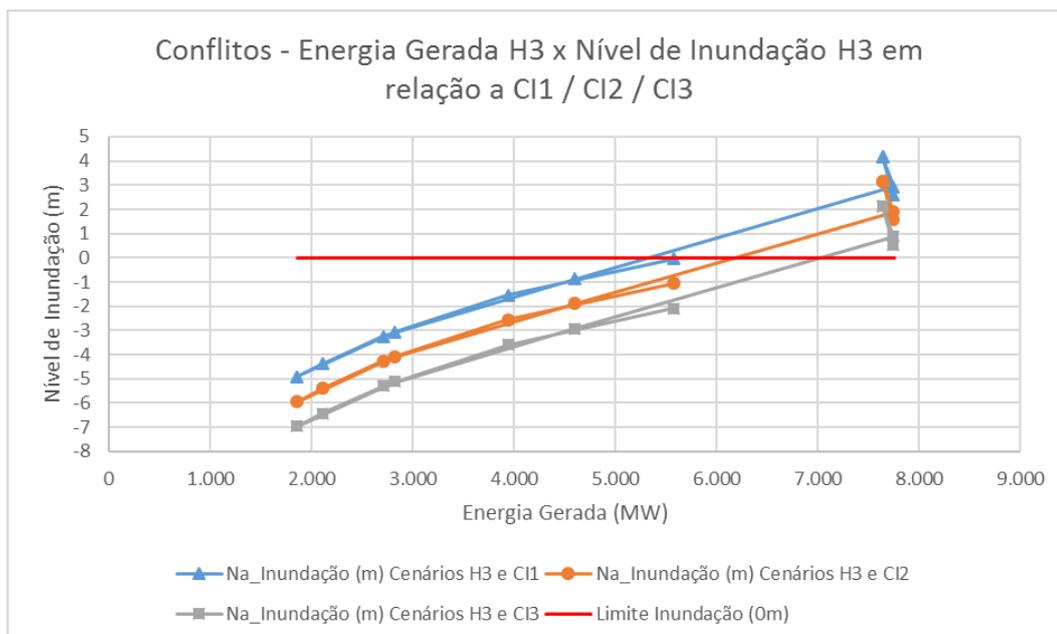


Figura 7.106: Conflito entre geração de energia e controle de inundação – cenários H3 com CI1/CI2/CI3

Conforme se observa na Figura 7.106 as curvas de regressão mostram relações de troca entre energia gerada no AHE e níveis de inundação no rio Tapajós a Jusante do barramento. Gerações de energia que propiciem níveis de água a jusante do AHE abaixo do nível de inundação 0 m não ocasionarão inundações. Limites de geração que ocasionam inundações, considerando afluências do cenário hidrológico H3 ÚMIDO, são apresentadas a seguir:

- Para o cenário de controle de inundação CI1 BAIXO, observa-se na curva azul da Figura 7.106 que gerações de energia acima de 4.558 MW ocasionarão inundações a jusante do AHE. Conflitos dessa relação de troca são estabelecidos pela Equação (7.24), que correlaciona nível de inundação a jusante em um dado mês t com a energia gerada mês t .

$$N_t = 6,175 \cdot \ln(P_t) - 52,02 \quad (7.24)$$

- Para o cenário de controle de inundação CI2 MÉDIO, observa-se na curva laranja da Figura 7.106 que gerações de energia acima de 5.378 MW ocasionarão inundações a jusante do AHE. Conflitos dessa relação de troca são estabelecidos pela Equação (7.25), que correlaciona nível de inundação a jusante em um dado mês t com a energia gerada mês t .

$$N_t = 6,175. \ln(P_t) - 53,04 \quad (7.25)$$

- c) Para o cenário de controle de inundação CI3 ALTO, observa-se na curva cinza da Figura 7.106 que gerações de energia acima de 6.354 MW ocasionarão inundações a jusante do AHE. Conflitos dessa relação de troca são estabelecidos pela Equação (7.26), que correlaciona nível de inundação a jusante em um dado mês t com a energia gerada mês t .

$$N_t = 6,175. \ln(P_t) - 54,07 \quad (7.26)$$

Em que:

- $N_{i,t}$ é o nível de inundação mensal no rio Tapajós a jusante do AHE no mês t ; e
- $P_{i,t}$ é a potência gerada mensal pelo AHE no mês t .

Quanto aos conflitos entre geração de energia e cota de inundação, considerando afluências do cenário hidrológico H2 MÉDIO, o SOUMA evidenciou a ocorrência de inundações a jusante do AHE para:

- a) Gerações acima de 5.397 MW, considerando o NR do cenário de controle de inundação CI1 BAIXO;
- b) Gerações acima 6.736 MW, para o NR do cenário de controle de inundação CI2 MÉDIO; e
- c) Gerações acima 8.425 MW, para o NR do cenário de controle de inundação CI3 ALTO.

Para afluências do cenário hidrológico H3 ÚMIDO, o modelo evidenciou a ocorrência de inundações a jusante do AHE para:

- a) Gerações acima de 4.558 MW, considerando o NR do cenário de controle de inundação CI1 BAIXO;

- b) Gerações acima 5.378 MW, para o NR do cenário de controle de inundação CI2 MÉDIO; e
- c) Gerações acima 6.354 MW, para o NR do cenário de controle de inundação CI3 ALTO.

Para o cenário hidrológico H1 SECO, não foram verificados conflitos entre geração de energia e cota de inundação.

7.3.5.4 Energia x Uso Consuntivo (UI1 IR1/ UI2 IR2 / UI3 IR3) e (H1 / H2 / H3)

A análise dos conflitos existentes entre a geração de energia e as retiradas para usos consuntivos teve por base os resultados obtidos, através de otimizações desenvolvidas pelo SOUMA, para a energia gerada pelo AHE, considerando afluências dos cenários H1, H2 e H3, com e sem a consideração de usos consuntivos.

Conforme se pode observar na Tabela 7.31 e no gráfico da Figura 7.74, as retiradas para usos consuntivos somente são significativas no período de junho a outubro, assim sendo, as análises foram realizadas apenas para esse intervalo mensal que é representativo, pois caracteriza-se por menores afluências.

Na Figura 7.107, são apresentadas curvas de regressão que evidenciam conflitos existentes entre os usos de geração de energia hidrelétrica e o de retiradas consuntivas, representados por vazões de usos consuntivos, considerando os cenários de afluência H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO.

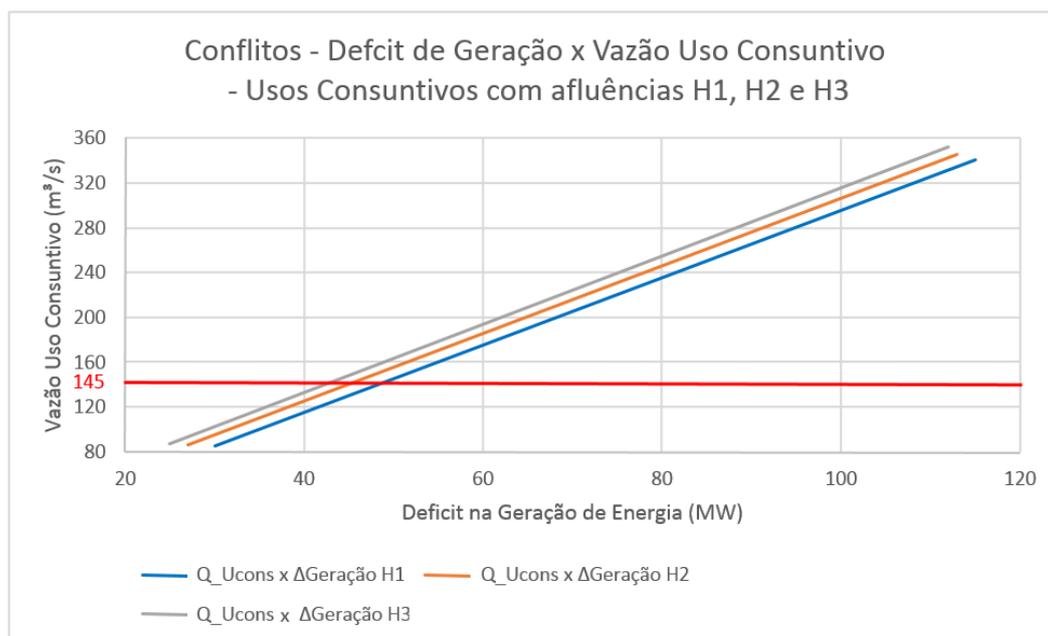


Figura 7.107: Conflito entre geração de energia e vazão de uso consuntivo

O gráfico da Figura 7.107 mostra as curvas de regressão de relações de troca entre déficit de energia no AHE e vazões de uso consuntivo. A linha em vermelho no gráfico da Figura 7.107 mostra a média das vazões de uso consuntivo no período de janeiro a dezembro, que é de 145 m³/s. As relações de troca entre esses usos são apresentadas a seguir:

- a) As relações de troca entre as vazões de uso consuntivo e os déficits de geração de energia, com afluência do cenário H1, são mostradas pela curva de regressão de cor azul da Figura 7.107. Conflitos dessa relação de troca são estabelecidos pela Equação (7.27), que correlaciona retiradas para usos consuntivos em um dado mês t com déficits na geração de energia no mês t .

$$Q_{uc_t} = 3,0504 \cdot P_t + 10,84 \quad (7.27)$$

- b) As relações de troca entre as vazões de uso consuntivo e os déficits de geração de energia, com afluência do cenário H2, são mostradas pela curva de regressão de cor laranja da Figura 7.107. Conflitos dessa relação de troca são estabelecidos pela Equação (7.28), que correlaciona retiradas para usos consuntivos em um dado mês t com déficits na geração de energia no mês t .

$$Quc_t = 3,0174 \cdot P_t + 4,5084 \quad (7.28)$$

- c) As relações de troca entre as vazões de uso consuntivo e os déficits de geração de energia, com afluência do cenário H1, são mostradas pela curva de regressão de cor cinza da Figura 7.107. Conflitos dessa relação de troca são estabelecidos pela Equação (7.29), que correlaciona retiradas para usos consuntivos em um dado mês t com déficits na geração de energia no mês t .

$$Quc_t = 3,0083 \cdot P_t - 4,942 \quad (7.29)$$

Em que:

- Quc_t é a vazão retirada para uso consuntivo no intervalo t ; e
- P_t é a energia gerada pelo AHE no intervalo t .

Análises da representatividade e da influência do atendimento de demandas consuntivas sobre as afluências, as gerações de energia e sobre a navegação foram desenvolvidas. O impacto de retiradas consuntivas sobre as afluências não é significativo nos períodos de janeiro a maio e de novembro a dezembro, sendo de moderada influência no período de junho a outubro, onde essas apresentam significâncias acima de 1% e abaixo de 9% em todos os cenários.

Para a média das vazões de uso consuntivo, aferidas para o período de janeiro a dezembro, que foi de 145 m³/s, o déficit na geração de energia para afluências do cenário hidrológico H1 SECO foi de 50 MW. Para o cenário hidrológico H2 MÉDIO, foi de 47 MW e para o cenário hidrológico H3 ÚMIDO, foi de 44 MW. Observa-se que a pequena variabilidade nos déficits de geração de energia entre os cenários H1 SECO, H2 MÉDIO e H3 ÚMIDO, decorrem do fato de que as maiores demandas consuntivas ocorrem nos períodos de menores afluências e de menores variações.

8 CONCLUSÕES

Com base nas discussões e nas análises dos resultados, conclui-se que o SOUMA é uma plataforma de subsídio à modelagem e à otimização operacionalização de reservatórios de aproveitamentos hidrelétricos, que minimiza conflitos entre usos múltiplos da água em bacias hidrográficas. Em períodos de cheia, de estiagem e de grandes demandas energéticas, permite a otimização de gerações e de defluências, com manutenção de condições de navegabilidade em trechos a jusante de barramentos, através de simulações operacionais sustentáveis que minimizam conflitos entre usos múltiplos.

O SOUMA como modelo de gerenciamento de usos múltiplos da água em bacias hidrográficas, proporciona: a alocação conjunta de usos consuntivos e não consuntivos da água, considerando cenários hidrológicos e climatológicos de afluência; a minimização de conflitos entre usos múltiplos da água, através da maximização e/ou minimização de funções objetivo; a gestão de conflitos de alocação da água em qualquer bacia hidrográfica, desde que parâmetros e variáveis de entrada possam ser definidos; a interface com modelos de análises econômicas, sociais e ambientais relacionadas a usos conflitantes da água; o controle de inundações em trechos e a jusante de reservatórios; a observância da manutenção de vazões ambientais mínimas; a interface operacional de gerações de energia com usos múltiplos da água; a identificação de déficits geração de energia em função de retiradas consuntivas; o controle e a prospecção de condições de navegabilidade em trechos a jusante de AHE; e a identificação e a quantificação de conflitos no transporte fluvial de cargas a jusante de barramentos.

Os modelos auxiliares desenvolvidos: ARIMA de previsão de níveis de água ou de vazões com entrada de dados pretéritos e o RNA do tipo chuva-vazão para a previsão de vazões afluentes em reservatórios, de fundamental importância a operacionalização e ao input de dados ao SOUMA, constituem-se em importantes ferramentas de modelagem hidrológica, por proporcionarem a previsão de variáveis hidrológicas em bacias hidrográficas.

Com base nos resultados aferidos da aplicação do modelo SOUMA ao AHE São Luiz do Tapajós e da aplicação dos modelos ARIMA e RNA aos dados fluviométricos e pluviométricos da bacia do rio Tapajós, constatou-se que os modelos desenvolvidos são ferramentas de fundamental importância à otimização operacional de sistemas de reservatórios com usos múltiplos, uma vez que esses buscam aprimorar ferramentas de

análise, que tenham como parâmetros demandas consuntivas e não consuntivas de uso da água e o equilíbrio operacional, econômico e ambiental desses reservatórios.

O SOUMA com plataforma de gestão de conflitos entre usos múltiplos da água em bacias hidrográficas, apresenta como principais limitações: a integração com sistemas de dimensionamento energéticos e de escolha de turbinas hidráulicas; a integração com sistemas de previsões climáticas direcionadas a usos preponderantes como navegação e enchentes; a ausência de uma plataforma de customização dos modelos de previsão de variáveis hidrológicas desenvolvidos; a ausência de saídas gráficas automatizadas dos resultados; e a ausência de uma plataforma que acople o SOUMA aos modelos de previsão e a uma interface iterativa e gráfica de entrada e de seleção de dados de saída.

9 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Quanto ao prosseguimento dos estudos relacionados com a linha de pesquisa em tese, que teve por base as metodologias fundamentadas e apresentadas na contemporaneidade da revisão bibliográfica, pode-se apresentar como sugestões de estudos futuros o que segue:

- a) Desenvolver modelo de otimização de sistemas de reservatórios e de gestão de conflitos entre usos múltiplos que acople, em um só sistema, as diretrizes e os objetivos dos modelos desenvolvidos e apresentados nessa pesquisa;
- b) Desenvolver análises comparativas direcionadas que permitam avaliar o desempenho do SOUMA com outros sistemas de otimização de processos não lineares e que utilizem outros solucionadores de programação não lineares, além do MINOS; e
- c) Desenvolver uma plataforma de customização para os modelos ARIMA, RNA e SOUMA, que permita uma interação com o usuário mais amigável, mediante o desenvolvimento de estruturas de entrada de dados e de processamento, baseados em plataformas e rotinas gráficas; e
- d) Elaborar e operacionalizar um software para os modelos desenvolvidos.

10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AA.VV. REALM, 2001. User's manual, Victoria University of Technology, Department of Natural Resources and Environment, Australia.

ABBOTT, M.B., BATHURST, J.C., CUNGE, J.A. et al., "An introduction to the European hydrological system - système hydrologique européen, 'SHE' 1. History and philosophy of a physically-based, di modelling system", *Journal of Hydrology*, 87, 45-59, 1986a;

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUA - ANA. Disponibilidade e demandas de recursos hídricos no Brasil. Estudo técnico. Cadernos de Recursos Hídricos. Brasília, 2005(a).

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS – ANA. A Evolução da Gestão dos Recursos Hídricos no Brasil / The Evolution of Water Resources Management in Brazil. Brasília: ANA, 2002;

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS – ANA. Conjuntura dos Recursos Hídricos no Brasil. Brasília: ANA, 2013;

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA – ANEEL (2009). Estudo de Inventário Hidrelétrico do rio Tapajós.

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA – ANEEL (2008). Atlas de Energia Elétrica do Brasil – 3ª. Disponível em < <http://www.aneel.gov.br/arquivos/PDF/atlas3ed.pdf> >.

AKAIKE, H. A new look at the statistical model identification. *IEEE Transactions on Automatic Control.*, Boston, v.19, n.6, p.716-723, Dec. 1974;

ALEMU, E. T., PALMER, R. N., POLEBITSKI, A., MEAKER, B., 2011. Decision Support System for Optimizing Reservoir Operations Using Ensemble Streamflow Predictions. *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, January/February 2011, 72-82.

ANDREU, J., CAPILLA, J., SANCHIS, E., 1996. AQUATOOL, a generalized decision-support system for water-resources planning and operational management. *Journal of Hydrology* 177 (3–4), 269–291.

ANMALA, J.; ZHANG, B.; GOVINDARAJU, R. S. Comparison of ANNs and empirical approaches for predicting watershed runoff. *Journal of Water Resources Planning and Management*, Reston: ASCE, v. 126. n.3, p. 156-166, May/June 2000.

ARMY CORPS OF ENGINEERS – ASCE (1985), Engineering and designing hydropower. N. 1110-2-1701. Army, Department of the Army. Washington, D.C., USA.

AMANAJÁS, J.C.; BRAGA, C.C. (2012). Padrões espaçotemporal pluviométricos na Amazônia oriental utilizando análise multivariada. *Revista Brasileira de Meteorologia* [online], v.27, p.423-434. [http:// dx.doi. org/ 10.1590/ s0102 – 77862012000400006](http://dx.doi.org/10.1590/s0102-77862012000400006).

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS – ASCE (1989), *Civil Engineering Guidelines for Planning and Designing Hydroelectric*. N. 10017-2398. Hydropower Committee of the ASCE. New York, D.C., USA.

BARROS, M. T. & BRAGA J., B. P. F., (1991), Otimização estocástica implícita da operação de sistemas de reservatórios considerando múltiplos objetivos. *Rev. Bras. Engenharia*, v. 9, n. 1, p. 33-35, Ago.

BARROS, M., ZAMBON, R., LOPES, J., BARBOSA, P., FRANCATO, A., and YEH, W. (2009) Impacts of the Upstream Storage Reservoirs on Itaipú Hydropower Plant Operation. *World Environmental and Water Resources Congress 2009: Great Rivers*. pp. 1-9.

BARROS, M.T.L., TSAI, F., LOPES, J.E., and YEH, W., (2003) Optimization of Large-Scale Hydropower System Operations, *J. Water Resources Plan. Man.*, 129(3), 178- 188.

BARTH, F. T., POMPEU, C. T., FILL, H. D., TUCCI, C. E. M., KELMAN, J., BRAGA JR., B. P. F.. *Modelos para gerenciamento de recursos hídricos*. São Paulo: Nobel: ABRH, 1987.

BAYER, DM; CASTRO, NM Dos R .; BAYER, FM; Modelagem e Previsão de Vazões Médias Mensais do rio Potiribu utilizando modelos da série temporais. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 17, n. 2, pp. 229-239, 2012.

BECKER, L. and YEH, W.G. (1974), ‘Optimization of real time operation of a multiple reservoir system’, *Water Resources Research*, Vol. 10, No.6, pp. 1107-1112.

BEVEN, K., LAMB, R., QUINN, P., ROMANOWICZ, R., FREER, J., TOPMODEL. In: SINGH, V.P. (ed.). *Computer Models of Watershed Hydrology*. Water Resource Publications, Colorado, p.627-668, 1995;

BHASKAR, N. R., and WHITLATCH, E. E. (1987). Comparison of reservoir linear operation rules using linear and dynamic programming. *Water Resour. Bull.*, 23(6), 1027-1036.

BIRINCI, V.; AKAY, O. (2010). A Study on Modeling Daily Mean Flow with MLR, ARIMA and RBFNN. In *Anais do BALWOIS: Water observation and information system for decision support*. Ohrid, República da Macedônia. 25-29 de maio de 2010.

BISWAS, A. K., 2004. *Integrated Water Resources Management: A Reassessment*. *Water International*, IWRA vol. 29, no. 2, June 2004, 248- 256.

BOOIJ, M.J., TOLLENAAR, D., VAN BEEK, E., KWADIJK, J. C. J. (2011) Simulating impacts of climate change on river discharges in the Nile basin. *Phys Chem Earth* 36:696–709

BOX, G. E. P., JENKINS, G. M. e REINSEL, G. C. (2004). Time Series Analysis: Forecasting and Control, 3th edn, Holden Day, Oakland, California, USA;

BOX, G. E. P.; JENKINS, G. M. (1976) Time series analysis: forecasting and control, 2nd ed. San Francisco: Holden-Day;

BRAGA, B. P. F.; YEH, W. W. G.; BEKER, L.; BARROS, M. T. L. (1991). Stochastic optimization of multiple-reservoir-system operation. Journal of Water Resources Planning and Management, v.117, n° 4, p471- 81;

BRAGA, B.; BARBOSA, P. S.; NAKAYAMA, P. T. (1998). Sistemas de suporte à decisão em Recursos hídricos. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 3, n. 3, p. 73-95. Jul/Set.

BROCKWELL, D. J. and DAVIS, R. A. (2002). Introduction to Time Series and Forecasting. Second Edition. New York: Springer.

BROOKE, A., D. KENDRICK, A. MEERAUS, and R. RAMAN, GAMS A Users Guide, GAMS Development Corporation, Washington D.C., 1998.

CAI, X.M., McKINNEY, D.C., LASDON, L.S. (2001) "Solving nonlinear water management models using a combined genetic algorithm and linear programming approach" Advances in Water Resources, Vol. 24, Issue 6, pp. 667–676 [doi:10.1016/S0309-1708(00)00069-5];

CAN, E. and HOUCK, M. (1984). “Real-Time Reservoir Operations by Goal Programming.” Journal of Water Resources Planning and Management, 110(3), 297-309.

CELESTE, A. B. (2004). Stochastic Optimization for Integrating Long And Short-Term Reservoir Operation Models, Matsuyama, Ehime, Japan. 215f. - Thesis in Engineering for Productions – Faculty of Engineering, Ehime University.

CELESTE, A. B., SUZUKI, K., KATODA, A. (2008) Integrating long- and short-term reservoir operation models via stochastic and deterministic optimization: case study in Japan. J Water Resour Plan Manag 134(5):440–448

CETINKAYA, C.P., FISTIKOGLU, O., FEDRA, K., HARMANCIOGLU, N.B., 2008. Optimization methods applied for sustainable management of water-scarce basins. Journal of Hydroinformatics 10, 69–95.

CHATFIELD, C. (2003), The Analysis of Time series – An introduction, 6th edn, Chapman & Hall/CRC, University of British Columbia, Canada;

CHEN, W., and CHAU, K. W. (2006). Intelligent manipulation and calibration of parameters for hydrological models. International Journal of Environment and Pollution, 28(3-4), 432-447. [doi:10.1504/IJEP.2006.011221];

CHENG, C. T., SHEN, J. J., WU, X. Y., and CHAU, K. W. (2012). Short-term hydroscheduling with discrepant objectives using multi-step progressive optimality algorithm. *JAWRA Journal of the American Water Resources Association*, 48(3), 464-479. [doi:10.1111/j.1752-1688.2011.00628.x];

CHU, W. S., YEH, W. W. G. (1978), A nonlinear programming algorithm for real time hourly reservoir operations, *Water Resour Bull.*

CLARKE, R.T., “A review of some mathematical models used in hydrology with observations on their calibration and use”, *Journal of Hydrology*, 19,1-20, 1973;

CLYDE, C.G. and KING, A.G. (1973), ‘Optimal allocation of water Resources in Uttah’, *Journal of Hydraulics Division, ASCE*, Vol. 99, No. 10, pp. 1777-1794.

COE, M. T., COSTA, M. H., BOTTA, A. and BIRKETT, C. (2002). Long-term simulations of discharge and floods in the Amazon basin, *J. Geophys. Res.*, 107, 8044, doi:10.1029/2001JD000740, 2002.

COLLISCHONN, B. (2006): Uso de precipitação estimada pelo satélite TRMM em modelo hidrológico distribuído, *Dissertação de mestrado, IPHUFGRS*, 193 páginas, anexos;

COLLISCHONN, W. (2001): Simulação Hidrológica de Grandes Bacias. Tese de doutorado, *IPHUFGRS*, 194 páginas, anexos;

CÔRTEZ, R. and ZAMBON, R. (2012) “Reservoir Operation with Robust Optimization for Hydropower Production”, *World Environmental and Water Resources Congress 2012*: pp. 2395-2405. doi: 10.1061/9780784412312.242

COX, D. R. and MILLER, H. D. (1996) *The Theory of Stochastic Processes*, 3rd and, New York: Wiley;

CRAWFORD, N.H., LINSLEY, R.K., *Digital simulation in hydrology, Stanford Watershed Model IV, Department of Civil Engineering, Stanford University, Technical Report 39, 1966;*

CRAWLEY, P.D. and DANDY, G.C. 1993. “Optimal operation of multiple-reservoir system.” *Journal of Water Resources Planning and Management*, New York, v.119, n.1, p.1-17;

CURI, W. F., CURI, R. C. e BATISTA, A. C. (1997). Alocação Ótima da Água do Reservatório Engenheiro Arco Verde para Irrigação via Programação Não-Linear. In: XII *Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*. Vitória. CD-ROM.

DAI, T. and LABADIE, J. (2001), “River basin network model for integrated water quantity/quality management, *Journal of Water Resources Planning and Management*, 127(5), 295-305;

DAWDY, D. R. e O'DONNELL, T., 'Mathematical models of catchment behaviour', *Journal of Hydraulics Division American Society of Civil Engineering*, 91, 123-137, 1965;

DEBNATH, D. (2014), "Integrating economic and hydrologic interdependence in reservoir management", *Lakes and Reservoir: Research and Management*, Vol. 19, 211-224;

DÍAZ, G.E., and FONTANE, D.G., 1989. Hydropower optimization via sequential quadratic programming. *ASCE, Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol. 115(6).

DIAZ, G.E., BROWN, T.C. & SVEINSSON O. G. B., (1997). *AQUARIUS: A Modelling System for River Basin Water Allocation*, Fort Collins CO, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Rocky Mountain Forest and Range Experiment Station.

DIAZ, G.E., BROWN, T.C. & SVEINSSON O. G. B., (2000). "AQUARIUS: A Modelling System for River Basin Water Allocation, General Technical Report, RM-GTR-299". Fort Collins, CO: U. S. Department of Agriculture, Forest Service, Rocky, Mountain Forest and Range Experiment Station.

DIAZ, G.E., BROWN, T.C. & SVEINSSON O. G. B., (2002). "AQUARIUS: A Modelling System for River Basin Water Allocation". *River Basin Water Allocation*, USDA Forest Service, General Technical Report RM-GTR-299 revised, found at <http://www.fs.fed.us/rm/value/aquariusdwnld.html>;

DORIGO, M., MANIEZZO, V., and COLORNI, A., 1996, 'The ant system: optimization by a colony of cooperating ants', *IEEE Trans. Sys. Man Cybern.* 26, 29–42.

DORIGO, M. and Di CARO, G., 1999, 'The ant colony optimization metaheuristic', in D. Corne, M. Dorigo, and F. Glover (eds.), *New ideas in optimization*, McGraw-Hill, London, 11–32.

DORIGO, M. and STÜTZLE, T., 2004, *Ant Colony Optimization*. Cambridge, MA: MIT Press.

DRAPER, A.J., JENKINS, M.W., KIRBY, K.W., LUND, J.R., HOWITT, R.E., 2003. Economic-engineering optimization for California water management. *Journal of Water Resources Planning and Management* 129, 155-164.

DRAPER, A.J., MUNEVAR, A., ARORA, S.K., REYES, E., PARKER, N.L., CHUNG, F.I., PETERSON, L.E., 2004. CalSim: generalized model for reservoir system analysis. *Journal of Water Resources Planning and Management* 130(6), 480–489.

DYRBAK, L., (2000) *Reservoir operation optimization*. Department of hydrodynamics and Water Resources. Technical University of Denmark, July 2000. <http://www.dhisoftware.com/mikebasin/publications/index.htm>;

EAGLESON, P., "The emergence of global-scale hydrology", *Water Resources Research*, 22, 46S-58S, 1986;

ELABD, S. and EL-GHANDOUR, H. (2014). "Multiobjective Optimization of Bigge Reservoir Operation in Dry Seasons." *Journal of Hydrologic Engineering*, Vol. 19, Issue 9, 05014008.

EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA (EPE), MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA (MME), (2007). *Matriz Energética Nacional 2030*. Brasília, MME/EPE.

ELETROBRAS – CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS (2009). *Modelos de Simulação a Usinas Individualizadas – MSUI, Manual de Metodologia, Versão 3.2, 2009*. Brasília, MME/ELETROBRAS;

ELETROBRAS – CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS/CENEC WorleyParsons (2014). *Estudo de Impacto Ambiental – EIA, AHE São Luiz do Tapajós*. Disponível em: <http://licenciamento.ibama.gov.br/Hidretricas/S%C3%A3o%20Luiz%20do%20Tapajos/EIA_RIMA/>. Acessado em outubro de 2014;

ELETRONORTE/ CNEC. 2007. *Inventário Hidrelétrico da Bacia Hidrográfica do Rio Tapajós*. Rel. VTAP/GE.00.

ELLIS, J.H. and ReVELLE, C. (1988), 'A separable linear algorithm for hydropower optimisation', *Journal of American water resources association*, Vol.24, No 2, pp. 435-447.

ELSANABARY, M. and GAN, T. (2015). "Weekly Streamflow Forecasting Using a Statistical Disaggregation Model for the Upper Blue Nile Basin, Ethiopia." *Journal of Hydrologic Engineering*, Vol. 20, May, 04014064.

ELSHORBAGY, A. SIMONOVIC, S. P.; PANU, U. S. Performance evaluation of artificialneural networks for runoff prediction. *Journal of Hydrologic Engineering*, Reston, v.5, n.4,p.424-427, Oct. 2000.

ERSHADI, A., KHIABANI, H., E LORUP, JK. Applications of Remote Sensing, GIS and River Basin Modelling in Integrated Water Resource Management of Kabul River Basin 2005. ICID 21st European Regional Conference 2005 - 15-19 May. 2005 - Frankfurt.

ESPINOZA, J.C., RONCHAIL, J., GUYOT, J.L., JUNQUAS, C., DRAPEAU, G., MARTINEZ, J.M., SANTINI, W., VAUCHEL, P., LAVADO, W., ORDONEZ, J. and ESPINOZA, R., 2011. From drought to flooding: understanding the abrupt 2010–2011 hydrological annual cycle in the Amazonas River and tributaries. *Environ. Res. Lett.* 7, 024008.

ETKIN, D., KIRSHEN, P., WATKINS, D., DIALLO, A., HOOGENBOOM, G., RONCOLI, M., SANFO, J., SANON, M., SOMÉ, L., and ZOUNGRANA, J. (2008) *Stochastic Linear Programming for Improved Reservoir Operations for Multiple Objectives in Burkina Faso, West Africa*. World Environmental and Water Resources Congress 2008: pp. 1-9. doi: 10.1061/40976(316)549

ETKIN, D., KIRSHEN, P., WATKINS, D., RONCOLI, C., SANON, M., SOME, L., DEMBELE, Y., SANFO, J., ZOUNGRANA, J., and HOOGENBOOM, G. (2015). "Stochastic Programming for Improved Multiuse Reservoir Operation in Burkina Faso, West Africa." *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 141(3), 04014056.

FELDMAN, A. D. (1981). "HEC models for water resources system simulation: Theory and experience, *Advances in Hydroscience*", edited by: Chow, V. T., vol.12, Academic Press, New York, 1981.

FIERING, M.B. (1964). Multivariate technique for synthetic hydrology. *Journal of the Hydraulic Division ASCE* 90, 43–60.

FIGUEIREDO, N. M., BLANCO, C. J. C., MORAES, H. B.; (2014); Forecasting navigability conditions of the Tapajós Waterway – Amazon – Brazil; *Maritime Technology and Engineering - Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-1-138-02727-5, DOI: 10.1201/b17494-18;*

FIGUEIREDO, N. M., BLANCO, C. J. C.; (2014); Simulação de Vazões e Níveis de Água [Médios Mensais para o Rio Tapajós Usando Modelos ARIMA]; *RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos* V. 19 nº 3 – Jul/Set, 111-126;

FISCHER, S. *Series Unvariantes de Tempo -Metodologia de Box & Jenkins*, Fundação de Economia e Estatística, Porto Alegre, 1982;

FISHER, F.M., ARLOSOROFF, S., ECKSTEIN, Z., HADDADIN, M., HAMATI, S.G., HUBER-LEE, A., JARRAR, A., JAYYOUSI, A., SHAMIR, U., WESSELING, H., 2002. Optimal water management and conflict resolution: The Middle East water project. *Water Resources Research* 38 (11);

FOUED, B. A., SAMEH, M.; (2001) "Application of goal programming in a multi-objective reservoir operation model in Tunisia", *European Journal of Operation Research*, Vol. 133, Issue 2, January, 352-361;

FOLEY, J.A.; BOTTA, M.T.; COE, M.H.C. (2002). The El Niño/southern oscillation and the climate, ecosystems and rivers of amazon. *Global Biogeochemical Cycles*, v.2, p.1-5.

FREITAS, M. A. V. de; COIMBRA, R. M. (1998) "Perspectivas da Hidrometeorologia no Brasil" *Seminário Brasileiro de Hidrometeorologia I Brasília Anais, CD-ROM, Atlas Hidrológico do Brasil, Brasília ANEEL-SRH/IBAMA Versão 1.0;*

FREITAS, M. A. V.; SANTOS, A. H. M. (1999) "Importância da Água e da Informação Hidrológica" In: FREITAS, M. A. V. (org.) "O Estado das Águas no Brasil – 1999" *Perspectivas de Gestão e Informação de Recursos Hídricos, Brasília ANEELSRH/MMA-OMM* p. 13–6;

GARBRECHT, J. (2006). "Comparison of Three Alternative ANN Designs for Monthly Rainfall-Runoff Simulation" *Journal of Hydrologic Engineering*, Vol. 11, Issue 5, September, 502-505;

GOODMAN, A. 1984. "Principles of water resources planning" Englewood Cliffs: Prentice-Hall.

GRANGER, C.W.J. & NEWBOLD, P. (1986). *Forecasting Economic Time Series*. New York: Academic Press;

GRIMMETT, G. R. and STIRZAKER, D. R. (2001), *Probability and Random Processes*, 3rd edn, Oxford University;

GRYGIER, J.C. AND STEDINGER, J.R (1985), 'Algorithms for optimizing hydro power systems', *Water Resources Research*, Vol. 21, No. 1, pp. 1-10.

HAROU, J.J., PULIDO-VELAZQUEZ, M., ROSENBERG, D.E., MEDELLIN-AZUARA, J., LUND, J.R., HOWITT, R.E., 2009. Hydroeconomic models: Concepts, design, applications, and future prospects. *Journal of Hydrology* 375, 627-643.

HAYKIN, S., *Neural Networks: A Comprehensive Foundation*, 9th Ed. Upper Saddle River, NJ, USA: Prentice Hall PTR, 2005.

HEBB, D. O. *The Organization of Behavior: A Neuropsychological Theory*. New York, EUA: Wiley, 1949;

HOLLINSHEAD, S.P. and LUND, J.R. (2006), "Optimization of Environmental Water Account Purchases with Uncertainty," *Water Resources Research*, Vol. 42, No. 8, W08403, August.

HSU, K. L.; GUPTA, H. V.; SOROOSHIAN, S. Artificial neural network modeling of the rainfall-runoff process. *Water Resources Research*. v. 31, n. 10, p. 2517-2530, Oct. 1995.

ISRAEL, M.S. and LUND, J.R. (1999). "Priority Preserving Unit Penalties in Network Flow Modeling." *Journal of Water Resources Planning and Management*, 125(4), 205-214.

INSTITUTO NACIONAL DE PESQUISAS ESPACIAIS/ CENTRO DE PREVISÃO DE TEMPO E ESTUDOS CLIMATICOS – INPE/CPTEC (2015). EL NIÑO E LA NIÑA. Disponível em: < <http://enos.cptec.inpe.br/elnino/pt>>. Acessado em novembro de 2015.

JAIN, S. K., DAS, D., SRIVASTAVA, D. K. (1999) Application of ANN for reservoir inflow prediction and operation. *J. Water Resour Plan Manage ASCE* 125 (5): 263-271.

JAIN, S.K., GOEL, M.K., AGARWAL, P.K., 1998. Reservoir operation studies of Sabarmati system, India. *J. Water Resour. Plann. Manage.* 124 (1), 31–38.

JHA, M.K., GUPTA, A.D., 2003. Application of Mike Basin for water management strategies in a watershed. *Water International* 28, 27-35.

JOHN, L., 2004, Optimal operation of multireservoir system: State-of-the-Art review. *Water Resources Planning and Management* 130(2): 93-111.

JOHNSTON, R., SMAKHTIN, V., "Hydrological Modeling of Large river Basins: How Much is Enough?", *Water Resources Management*, 2014, 2695-2730, DOI: 10.1007/s11269-014-0637-8;

KAMRUZZAMAN, M., METCALFE, A., and BEECHAM, S. (2014). "Wavelet-Based Rainfall–Stream Flow Models for the Southeast Murray Darling Basin." *Journal of Hydrologic Engineering*, Vol. 19, July, 1283–1293;

KANG, M. and PARK, S. (2014). "Combined Simulation-Optimization Model for Assessing Irrigation Water Supply Capacities of Reservoirs." *Journal of Irrigation Drainage Engineering*, Vol. 140, Issue 5, 04014005.

KARAMOUZ, M., HOUCK, M. H. (1987) Comparison of stochastic and deterministic dynamic programming for reservoir operating rule generation. *Water Resour Bull* 23:1-9

KELMAN, J.; STEDINGER, J. R.; COOPER, L. A.; HSU, E.; YUAN, S.- Q. Sampling stochastic dynamic programming applied to reservoir operation. *Water Resources Research*, v. 26, n. 3, p. 447–454, 1990. Dispon'ivel em: <<http://dx.doi.org/10.1029/WR026i003p00447>>.

KIRBY, M., MAINUDDIN, M. and EASTHAM, J. 2010a. Water Ruse accounts in CPWF basins: Model concepts and description. CPWF Working Paper: Basin Focal Project series BFP01. CGIAR Challenge Program on Water and Food, Colombo Sri Lanka

KIRBY, M., MAINUDDIN, M. and EASTHAM, J. 2010b. Water Ruse accounts in CPWF basins: Simple water Ruse accounting of the Mekong Basin. CPWF Working Paper: Basin Focal Project series BFP02. CGIAR Challenge Program on Water and Food, Colombo Sri Lanka;

KLEMES, V., "Conceptualization and scale in Hydrology", *Journal of Hydrology*, 65, 1-23, 1983;

KOUTROUMANIDIS, T.; SYLAIOS, G.; ZAFEIRIOU, E.; TSIHRINTZIS, V. A. (2009). Genetic modeling for the optimal forecasting of hydrologic time-series: Application in Nestos River, *Journal of Hydrology*, Volume 368, Issues 1–4, 30 April 2009, Pages 156-164, ISSN 0022-1694, 10.1016/j.jhydrol.2009.01.041.

KRAJEWSKI, W.F., LAKSHMI, V., GEORGAKAKOS, K.P. et al., "A Monte Carlo study of rainfall sampling effect on a distributed catchment model", *Water Resources Research*, 27, 1, 119-128, 1991;

KUCZERA, G., “Improved parameter inference in catchment models, 1, Evaluating parameter uncertainty”, *Water Resources Resources*, 19, 1151-1162, 1983a;

KUCZERA, G., “Improved parameter inference in catchment models, 2, Combining different kinds of hydrologic data and testing their compatibility”, *Water Resources Resources*, 19, 1163-1172, 1983b;

LABADIE, J.W., 2004, ‘Optimal operation of multireservoir systems: State-of-the-art review’, *J. Water Res. Plan. Manage. ASCE* 130(2), 93–111.

LABADIE, J.W., BALDO, M.L., LARSON, R., 2000. MODSIM: Decision Support System for river basin management. Documentation and User Manual. Colorado State University and U.S. Bureau of Reclamation, Ft Collins, CO.

LALL, U.; MILLER, C. W. An optimization model for screening multipurpose reservoir systems. *Water Resources Research*, v. 24, n. 7, p. 953–968, 1988.

LARSEN, H., MARK, O., JHA, M. K, AND DAS GUPTA, A. (2000). The application of models in Integrated River Basin Management, Internal publication, Asian Institute of Technology and DHI Water e Environment.

LEE, E. S., WAZIRUDDIN, S., 1970, Applying gradient projection and conjugate gradient to the optimum operation of reservoirs. *Water Resources Bulletin* 6: 713-724.

LEFKOFF, L. J. and KENDALL, D. R. (1996) Optimization modeling of a new facility for the California State Water Project. *Water Resource. Bull. Res.* 21(5), 631-641.

LI, L., DIALLO, I., XU, C., and STORDAL, F. (2015). "Hydrological projections under climate change in the near future by RegCM4 in Southern Africa using a large-scale hydrological model". *Journal of Hydrology*, Vol. 528, Issue 9, 1-16;

LI, Z., KAN, G., YAO, C., LIU, Z., LI, Q., and YU, S. (2014). “Improved Neural Network Model and Its Application in Hydrological Simulation” *Journal of Hydrologic Engineering*, Vol. 19, Issue 10, 04014019.

LIMA, H. V. C.; LANNA, A. E. L. (2005). Modelos para Operação de Sistemas de Reservatórios: Atualização do Estado da Arte. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos - RBRH*, Vol. 10, nº 3, Julho/Setembro, 5-22.

LOHANI, A.K.; KUMAR, R.; SINGH, R.D. (2012). Hydrological time series modeling: A comparison between adaptive neurofuzzy, neural network and autoregressive techniques, *Journal of Hydrology*, Volumes 442–443, 6 June 2012, Pages 23-35, ISSN 0022-1694, 10.1016/j.jhydrol.2012.03.031.

LOPES, J. E. G., BARROS, M. T. L. (2009). Modelo de Planejamento da Operação de Sistemas Hidrotérmicos de Produção de Energia Elétrica. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Vol. 14, n. 2, p. 19-32.

LOUCKS, D. P., FALKSON, L.M. 1970. "A comparison of some dynamic, linear and policy iteration methods for reservoir operation." *Water Resources Bulletin*, Bethesda, v.6, n.3, p.384-400 152;

LOUCKS, D. P., SALEWICZ, K. A., and Taylor, M. R.: *IRIS: An Interactive River System Simulation Model, General Introduction and Description*, International Institute for Applied Systems Analysis, Laxenburg, Austria, 1989.

LOUCKS, D.; STEDINGER, J. R.; HAITH, D. A. (1981). *Water Resources Systems Planning and Analysis*. [S.l.]: Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J, 1981. 559 p.

LUENBERGER, D. 1973. "Introduction to linear and nonlinear programming". Reading: Addison-Wesley.

LUND, J.R. e FERREIRA, I., "Operating Rule Optimization for the Missouri River Reservoir System," *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol. 122, No. 4, pp. 287-295, July/August 1996.

MAASS, A., HUFSCHMIDT, M. M., DORFMAN, R., THOMAS, H. A., Jr., MARGLIN, S. A., and FAIR, G. M. (1962). *Design of water resources systems*, Harvard University Press, Cambridge, Mass

MAKRIDAKIS, S.; WHEELWRIGHT, S. C.; HYDMAN R. J. (1998). *Forecasting methods and applications*. 3 th edition. New Jersey: John Wiley & Sons. 642p; McGraw-Hill. 802p.

MARENGO, J.A. (2006). Interannual variability of surface climate in the Amazon basin. *International Journal of Climatology*. Volume 12, Issue 8, pages 853–863, Copyright © 1992 de John Wiley & Sons, Ltd. DOI: 10.1002 / joc.3370120808.

MARTIN, Q. W. (1982), "Multireservoir Simulation and Optimization Model SIM-V: Program Documentation and User's Manual. Report UM-38, Texas Department of Water Resources, Austin;

McCULLOCH, W. S. and PITTS, W., *A Logical Calculus of the Ideas Immanent in Nervous Activity*, *Bulletin of Mathematical Biophysics*, Vol. 5, p. 115-133, 1943.

McKinney, D.C., and A. Savitsky, *Basic Optimization Models for Water and energy management*, Technical Report, Center for Research in Water Resources, University of Texas at Austin, 2006

McMAHON, T.A. and MEIN, R.G., 1986. *River and Reservoir Yield*. *Water Resour. Publ.*, Littleton, Colo.

MENDEL, J. M. and McLAREN ,R. W., "Reinforcement learning control and pattern recognition systems", In *Adaptative, learning and Patter Recognition Sytems: Theory and Applications*, New York: Academic Press, 1970.

MENDES, L., de BARROS, M., ZAMBON, R. and YEH, W. (2015). "Trade-Off Analysis among Multiple Water Uses in a Hydropower System: Case of São Francisco River Basin, Brazil." *Journal of Water Resources Planning Management*, 10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000527 , 04015014

MINE, M.R.; TUCCI, C.E. (1999). Previsão em tempo real de vazões afluentes a reservatório de usinas hidrelétricas. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Vol. 9, n. 2, p. 73-99.

MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA (MME) (2004). Nota Técnica MMME/SPD/05. Garantias Físicas de Energia e Potência – Metodologia, Diretrizes e Processos de Implantação. Brasília: MME.

MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA (MME), EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA (EPE) (2007). Matriz Energética Nacional 2030. Brasília, MME/EPE.

MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA (MME), EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA (EPE) (2010). Plano Decenal de Expansão de Energia 2019. Brasília: MME/EPE.

MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA (MME), EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA (EPE) (2008). Nota Técnica DEN 03/08. Repotenciação e Modernização de Usinas Hidrelétricas. Brasília: MME/EPE 2008.

MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE (MMA), SECRETARIA DE RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTE URBANO (SRHU), AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUA (ANA) (2011). Plano Nacional de Recursos Hídricos: Prioridades 2012 – 2015;

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES, Administração das Hidrovias da Amazônia Oriental – AHIMOR, 2011. Disponível em < <http://www.ahimor.gov.br/tapajos/index.htm> >, index.htm 23-May-2011 16:23 171K. Acessado em 25 out. 2012;

MINSKY, M. L.; PAPERT, S. A. *Perceptrons*. Cambridge - Massachusetts: MIT Press, 1969;

MOMOH, J.A., EL-HAWARY, M.E. and ADAPA, R. (1999a). " A review of selected optimal power flow literature to 1993, Part I: Nonlinear na quadratic programming Approaches, " *IEEE Transactions on Power Systems*, 14 (1), 96-104.

MOMOH, J.A., EL-HAWARY, M.E. and ADAPA, R. (1999b). " A review of selected optimal power flow literature to 1993, Part II: Newton, linear programming and interior point methods, " *IEEE Transactions on Power Systems*, 14 (1), 105-111.

MONTGOMERY, D. C.; JOHNSON, L. A. & GRADINER, J. S. – *Forecasting and Time Series Analysis*, 2. nd ed., 1990, McGraw-Hill Inc., New York, 375 p;

MORETTIN, P. A. ; TOLOI, C. M. C. ; CHIANN, C. ; MIRANDA, J. C. S. . Wavelet Estimation of Copulas for Time Series. *Journal of Time Series Econometrics*, v. 3, p. 1-29, 2011;

MUKERJI, A., CHATTERJEE, C., and RAGHUWANSHI, N. (2009). "Flood Forecasting Using ANN, Neuro-Fuzzy, and Neuro-GA Models." *Journal of Hydrologic Engineering*, VI. 14, June, 647–652.

MURTAGH, B. A. and SAUNDERS, M. A. (1995), MINOS 5.4 User's Guide. Technical Report SOL 83-20R, Stanford, Calif., Systems Optimization Laboratory, Department of Operations Research, Stanford University.

MURTAGH, B. A. and SAUNDERS, M. A. (1995), MINOS 5.4 User's Guide. Technical Report SOL 83-20R, Stanford, Calif., Systems Optimization Laboratory, Department of Operations Research, Stanford University.

MURTAGH, B.A.; SAUNDERS, M.A. (1982). A Projected Lagrangian Algorithm and its Implementation for Sparse Nonlinear Constraints. *Mathematical Programming*. 84-117.

NATIONAL WEATHER SERVICE - CLIMATE PREDICTION CENTER (2015a). Monitoring & Data, Oceanic and Atmospheric Climate Data, El Niño regions. Disponível em: < http://www.cpc.noaa.gov/products/analysis_monitoring/ensostuff/nino_regions.shtml>. Acessado em novembro de 2015.

NATIONAL WEATHER SERVICE - CLIMATE PREDICTION CENTER (2015b). Monitoring & Data, Oceanic and Atmospheric Climate Data, El Niño / Southern Oscillation, Historical El Nino/ La Nina episodes, Cold & Warm Episodes by Season. Disponível em: <http://www.cpc.ncep.noaa.gov/products/analysis_monitoring/ensostuff/ensoyears.shtml>. Acessado em dezembro de 2015.

NASH, J.E.; SUTCLIFF, J. (1970). "River flow forecasting through conceptual models". *Journal of Hydrology*, v. 10, pp. 282-290;

NASSERI, M., ASGHARI, K. and ABEDINI, M. Optimized scenario for rainfall forecasting using genetic algorithm coupled with artificial neural network. *Expert Systems with Applications*, 35(3):1415-1421, October 2008.

NAYAK, S. C.; ARORA, S. R. Optimal capacities for a multi-reservoir system using the linear rule control. *Water Resources Research*, v.7, n.3, p.483-494, Jun. 1971.

NEEDHAM, J., WATKINS, D., LUND, J.R., and NANDA, S.K. (2000). "Linear Programming for Flood Control on the Iowa and Des Moines Rivers." *Journal of Water Resources Planning and Management*, 126(3), 118-127.

NEELAKANTAN, T. R.; PUNDARIKANTHAN, N. V. Neural network-based simulation optimization model for reservoir operation. *Journal of Water Resources Planning and Management*, Reston: ASCE, v. 126, n.2, p. 57-64, Mar/Apr. 2000.

NGO, L. L., MADSEN, H., and ROSBJERG, D. 2007. Simulation and optimisation modelling approach for operation of the Hoa Binh Reservoir, Vietnam. *Journal of Hydrology*, 336(3-4), 269-281. [doi:10.1016/j.jhydrol.2007.01.003];

NICKLOW, J., REED, P., SAVIC, D., DESSALEGNE, T., HARRELL, L., CHAN-HILTON, A., et al. Evolutionary, A.T.C., 2010. State of the art for genetic algorithms and beyond in water resources planning and management. *J. Water Resour. Plan. Manag.-Asce* 136 (4), 412e432. [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)wr.1943-5452.0000053](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)wr.1943-5452.0000053);

NOURANI, V., KOMASI, M. , and ALAMI, T. M. (2012). “Hybrid wavelet-genetic programming approach to optimize ANN modeling of rainfall-runoff process.” *Journal Hydrologic Engineering*, Vol. 17, June, 724-741;

NOURANI, V.; BAGHANAM, A. H.; ADAMOWSKI, J.; GEBREMICHAEL, M. (2013). Using self-organizing maps and wavelet transforms for space–time pre-processing of satellite precipitation and runoff data in neural network based rainfall–runoff modeling, *Journal of Hydrology*, Volume 476, 7 January 2013, Pages 228-243, ISSN 0022-1694, 10.1016/j.jhydrol.2012.10.054.

OLIVEIRA, R. & LOUCKS, D.P. (1997). Operating rules for multireservoir systems. *Water Resources Research*, Vol.33, No.4, (Apr. 1997), pp. (839-852).

OLIVEIRA, G.S. (2001). *O El Niño e Você - o fenômeno climático*. Editora Transtec, São José dos Campos, março de 2001.

OPERADOR NACIONAL DO SISTEMA ELÉTRICO (ONS), 2004, *Evaporações Líquidas nas Usinas Hidrelétricas*, ONS RE 3/214/2004, Rio de Janeiro, RJ, Brasil;

OPERADOR NACIONAL DO SISTEMA ELÉTRICO (ONS), 2005, *Estimativa das Vazões para Atividades de Uso Consuntivo da Água em Bacias do Sistema Interligado Nacional – SIN, Relatório Final – Metodologia e Resultados Consolidados*, ONS GPD-CT-017/05-1-2, Brasil. Disponível em: <<http://www.ceivap.org.br/downloads/Relatorio%20final%20ONS.pdf>>. Acessado em setembro de 2015;

OPERADOR NACIONAL DO SISTEMA ELÉTRICO (ONS), 2014, *Relatório Annual de Avaliação das Previsões de Vazões – 2013*, ONS RE 3/096/2014, Rio de Janeiro, RJ, Brasil;

PALMER, R.N. and HOLMES, K.J. (1988), ‘Operational guidance during draughts: Expert system approach’, *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, Vol. 114, No. 6, pp. 647-666.

PALMER, R.N., SMITH, J.A., COHON, J.L. and REVELLE, C.S (1982), ‘Reservoir management in Potamac river basin’, *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, Vol. 108, No. 1. pp. 47-66.

PAPOULIS, A. (1984), *Probability, random variables, and stochastic processes*, 3rd edn, McGraw-Hill, New York;

PARZEN, E. (1992), *Statistical Methods for Data with Long-Range Dependence: Coment. Statistical Science*, 7, n°. 4, 420. doi:10.1214/ss/1177011124;

PENG, C. and BURAS, N. (2000). Dynamic Operation of Surface Water Resources System. *Water Resources Research*, 36(9), 2701-2709.

PHILBRICK JR., C. R., and KITANIDIS, P. K. (1999). Limitations of deterministic optimization applied to reservoir operations. *ASCE (WRPM)*, 125(3), 135-142.

PIERLEONI, A., CASADEI, S., BELLEZZA, M. A., 2008. Mathematical Simulation Model for Water Resources Management in Multipurpose Scenarios. In: Ogwu F. J. (Ed.), *modelling and Simulation AfricaMS*. Gaborone, Botswana, 256-262.

PONNAMBALAM, K. & ADAMS, B.J. (1996). Stochastic optimization of multireservoir systems using a heuristic algorithm: case study from India. *Water Resources Research*, Vol.32, No.3, (Mar. 1996), pp. (733-741);

PRICE, E. and OSTFELD, A. (2012) A Successive Linear Programming Scheme for Optimal Operation of Water Distribution Networks. *World Environmental and Water Resources Congress 2012*: pp. 2964-2970. doi: 10.1061/9780784412312.297

RAMOS, T. P., MARCATO, A. L. M., BRANDI, R. B. S., DIAS, H. D., SILVA JUNIOR, I. C., (2015) “Comparison between piecewise linear and non-linear approximations applied to the disaggregation of hydraulic generation in long-term operation planning”, *International Journal of Electrical Power & Energy Systems*, Vol. 71, October, 364-372;

RANDALL, D., CLELAND, L., KUEHNE, C.S., LINK, G.W., SHEER, D.P., 1997. Water supply planning simulation model using mixed-integer linear programming ‘engine’. *Journal of Water Resources Planning and Management – ASCE* 123 (2), 116–124.

ReVELLE, C. (2000). Research challenges in environmental management, *European Journal of Operational Research* 121(2), 218 – 231.

REBOITA, M.S.; GAN, M.A.; ROCHA, R.P. da; AMBRIZZI, T. 2010. Regimes de precipitação na América do Sul: uma revisão bibliográfica. *Revista Brasileira de Meteorologia*, v.25(2), p.185-204.

RHEINHEIMER, D., NULL, S., and LUND, J. (2015). “Optimizing Selective Withdrawal from Reservoirs to Manage Downstream Temperatures with Climate Warming.” *Journal of Water Resources Planning Management*, Vol. 141, April, 04014063.

RIPPL, W., 1883. The capacity of storage reservoirs for water supply, *Minutes Proc. Inst. Civ. Eng.*, 71: 270-278.

ROCKWOOD, D. M. Columbia basin streamflow routing by computer. *Journal of Waterway and Harbors Division, ASCE*, v. 2, n. 1, 1958;

ROS, D. A.; BARROS, M. (2003). Estratégias Operacionais de Sistemas Hidroenergeticos: Impactos de Diferentes Objetivos. In: *XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*. Curitiba. CD-ROM;

ROSENBLATT, F. Perceptron simulation experiment. Proceedings of the Inst. of radio Eng., n. 48, p. 301–309, 1958;

ROSENTHAL, R. E. (2010). GAMS - A user's guide, Tutorial, General Algebraic Modeling System (GAMS) Development Corporation, Washington, DC, (Dec. 18, 2012).

ROSS, S. M. (1997), Introduction to probability Models, 6th edn, San Diego: Academic Press;

RUMELHART, D. E.; MCCLELLAND, J. Parallel Distributed Processing: Exploration in the microstructure of cognition, 1,2,3. Bradford book. Cambridge, Massachusetts: MIT Press, 1986.

RYDZEWSKI, J.R. and RASHID, H.A.H. (1981), 'Optimisation of water resources for irrigation in East Jordan', Water Resources Bulletin, Vol. 17, No. 3, pp. 367 - 371.

SAJIKUMAR, N.; THANDAVESWARA, B.S. A non-linear rainfall-runoff model using artificial neural network, Journal of Hydrology, London: Elsevier, v. 216, n. 1-2, p. 32-55, Mar. 1999.

SANTOS, D.C.; MEDEIROS, R.M.; BRITO, J.I.B. (2013). Análise de índices de precipitação na Amazônia Ocidental. Revista Brasileira de Geografia Física, v.6, p.1336-1355.

SCHWARZ, G. (1978). Estimating the dimension of a model. Ann. Statist. , 6, 461-464;

SECHI, G.M., SULIS, A., 2009. Water System Management through a Mixed Optimization-Simulation Approach. J. of wat. res. management and planning, ASCE 135(3), 160-170.

SEDKI, A., OUAZAR, D. and ELMAZOUZI, E. Evolving neural network using real coded genetic algorithm for daily rainfall runoff forecasting. Expert Systems with Applications, 36(3):4523-4527, April 2009.

SIGVALDASON. (1976). "A Simulation Model for Operating a Multipurpose Multi-reservoir System." Water Resources Research, 12(2), 263-278.

SILVA, L. and ZAMBON, R. (2013) Nonlinearities in Reservoir Operation for Hydropower Production. World Environmental and Water Resources Congress 2013: pp. 2429-2439. doi: 10.1061/9780784412947.239

SIMONOVIC, S. P., 1992, 'Reservoir systems analysis: Closing gap between theory and practice', J. Water Res. Plan. Manage. ASCE 118(3), 262–280.

SINHA, A. K., RAO, B. V., and LALL, U. (1999). "Yield model for screening multipurpose reservoir systems." J. Water Resour. Plan. Manage., 125(6), 325–332.

SIVAPALAN, M., BEVEN, K., WOOD, E., “On hydrologic similarity 2. A scaled model of storm runoff production”, *Water Resources Research*, 23,12,2266-2278,1987;

SIVAPALAN, M., *Scale Problems in Rainfall, Infiltration, and Runoff Production*, Ph.D. Thesis, Princeton University, New Jersey, USA, 1986;

SIVAPALAN, M., WOOD, E., BEVEN, K., “On hydrologic similarity 3. A dimensionless flood frequency model using a generalized geomorphologic unit hydrograph and partial area runoff generation”, *Water Resources Research*, 26,1,43-58,1990;

SOLOMON, S.I., GUPTA, S.K., “Distributed numerical model for estimating runoff and sediment discharge of ungaged rivers 2. Model development”, *Water Resources Research*, 13,3,619-629,1977;

SOROOSHIAN, S. and V.K. GUPTA, "Automatic Calibration of Conceptual Rainfall-Runoff Models: The Question of Parameter Observability and Uniqueness", *Water Resources Research*, 19(1): 260-268, doi: 10.1029/WR019i001p00251, 1983

SOROOSHIAN, S., e ARFI, F., “Response surface parameter sensitivity analysis methods for postcalibration studies”, *Water Resources Research*, 18, 1531-1538, 1982. 115;

SOROOSHIAN, S., e DRACUP, J.A. , “Stochastic parameter estimation procedures for hydrologic rainfall-runoff models: correlated and heteroscedastic error cases”, *Water Resources Research*, 16, 430-442, 1980;

SOROOSHIAN, S., GUPTA, H., 1995. Model calibration. In: Singh, V.P. (Ed.), *Computer Models of Watershed Hydrology*. Water Resources Publications, pp. 23-68.

SOUTH FLORIDA WATER MANAGEMENT DISTRICT, 1997. DRAFT Documentation for the South Florida Water Management Model - SFWMM. Hydrologic Systems Modeling Division, Planning Department, SFWMD, West Palm Beach, Florida.

SOUZA, Z. de. SANTOS, A. H. M. BORTONI, E. C. (1999). *Centrais Hidrelétricas – Estudos para Implantação*. Rio de Janeiro: eletróbrás,1999.

SOUZA, E.B., KAYANO, M.T., TOTA, J., PEZZI, L. and FISCH, G., (2000). On the influence of the El Niño, La Niña and Atlantic dipole pattern on the Amazonian Rainfall during 1960–1998. *Acta Amazon.* 30 (2), 305–318.

SOUSA, A. M. L.; ROCHA, E. J. P.; VITORINO, M. I.; SOUZA, P. J. O. P.; BOTELHO, M. N., Variabilidade Espaço-Temporal da Precipitação na Amazônia Durante Eventos ENOS. *Revista Brasileira de Geografia Física*, v. 08, p. 13-24, 2015.

SQA (1999) Secretaria de Qualidade Ambiental nos Assentamentos Humanos “Subcomponente Monitoramento da Qualidade da Água” Brasília MMA Programa Nacional do Meio Ambiente II, Manual de Operações 46p junho;

SRINIVAS, V. V. and SRINIVASAN, K. (2006). Hybrid Matched-Block Bootstrap for Stochastic Simulation of Multiseason streamflows. *Journal of Hydrology*, Elsevier, Vol.329, Issues 1-2, pp.1-15.

STEPHENSON, G.R., FREEZE, R.A . (1974), “Mathematical simulation of subsurface flow contributions to snowmelt runoff, Reynolds Creek Watershed, Idaho”, *Water Resources Research*, 10,2,284-293;

SUZUKI, A., ZAMBON, R., and YEH, W. (2015) Water Supply Planning and Operation in the Metropolitan Region of São Paulo: Worst Drought in History, Conflicts, Response, and Resilience. *World Environmental and Water Resources Congress 2015*: pp. 2226-2235. doi: 10.1061/9780784479162.219

TAYFUR, G. and SINGH, V. (2006). “ANN and Fuzzy Logic Models for Simulating Event-Based Rainfall-Runoff.” *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 132, December, 1321–1330.

TEEGAVARAPU, R. S. V. and SIMONOVIC, S., 2000, Short Term Operation Model for Coupled Hydropower Reservoirs. *J. Water Resour. Plng. And Mgmt.*, ASCE, 126(2), 98-106.

TEEGAVARAPU, R. S. V. and SIMONOVIC, S., 2002, ‘Optimal operation of reservoir systems using simulated annealing’, *Water Resources Management* 16, 401–428.

TEJADA-GUIBERT, J.; JOHNSON, S. A.; STEDINGER, J. R. Comparison of two approaches for implementing multireservoir operating policies derived using dynamic programming. *Water Resources Research*, v. 29, n. 12, p. 3969–3980, 1995.

TILMANT, A., PINTE, D., GOOR, Q., 2008. Assessing marginal water values in multipurpose multireservoir systems via stochastic programming. *Water Resources Research* 44, W12431.

TODINI, E., SHUMANN, A., ASSIMACOPOULOS, D., 2006. The Water Strategy Man decision support system. In: Koundouri, P., Karousakis, K., Assimacopoulos, D., Jeffrey, P., Lange, M. (Eds.), *Water Management in Arid and Semi-arid Regions: Interdisciplinary Perspectives*. Edward-Elgar Publishing Ltd., Cheltenham, UK.

TOKAR, A. and JOHNSON, P. (1999). “Rainfall-Runoff Modeling Using Artificial Neural Networks.” *Journal of Hydrologic Engineering*, Vol. 4, Issue 3, 232–239;

TOLLENAAR, D. (2009) Simulation of present and future discharges at the Nile River upstream Lake Nasser. Master Thesis, submitted to University of Twente, The Netherlands.

TROUTMAN, B. M., Errors and parameter estimation in precipitationrunoff modeling, 1, Theory, *Water Resour. Res.*, 21, 1195-1213, 1985a.

TROUTMAN, B. M., Errors and parameter estimation in precipitationrunoff modeling, 2, Case study, *Water Resour. Res.* 21, 1195-1213, 1985b.

TROUTMAN, B.M., “Runoff prediction errors and bias in parameter estimation induced by spatial variability of precipitation”, *Water Resources Research*, 19,3,791-810, 1983;

TU, M. Y.; HSU, N. S.; TSAI, F. T. C.; YEH, W. W. G. Optimization of Hedging Rules for Reservoir Operations. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 134, n.1, p. 3-13, Jan./Feb. 2008.

TUCCI, 2005, *Modelos Hidrológicos, Segunda Edição*, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, RS, 2005;

TUCCI, C. E. M. *Modelos hidrológicos*. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ABRH, 1998. 669p

USACE: *SSARR Users Manual: Streamflow Synthesis and Reservoir Regulation*, US Army 5 Corps of Engineers, Portland, Oregon, USA, 1987.

VALENÇA, M., LUDERMIR, T. E VALENÇA, A. (2005a). “River Flow for Reservoir Management Through Neural Networks”, *Fifth International Conference on Hybrid Intelligent Systems (HIS2005)*, ed. Nedjah, N., Mourelle, L., Vellasco, M., Abraham, A. E Köppen, M., IEEE Computer Society, Rio de Janeiro, Brazil;

VALENÇA, M., LUDERMIR, T. E VALENÇA, A. (2005b). “Modeling of the rainfall-runoff relationship with artificial neural network”, *Fifth International Conference on Hybrid Intelligent Systems (HIS2005)*, ed. Nedjah, N., Mourelle, L., Vellasco, M., Abraham, A. E Köppen, M., IEEE Computer Society, Rio de Janeiro, Brazil;

VIEIRA, J., CUNHA, M., NUNES, L., MONTEIRO, J., RIBEIRO, L., STIGTER, T., NASCIMENTO, J., and LUCAS, H. (2011). “Optimization of the Operation of Large-Scale Multisource Water-Supply Systems.” *Journal Water Resources Planning Management*, Vol. 137, Issue 2, March, 150–161.

VOTRUBA, L. 1988. “Analysis of water resources systems” Amsterdam: Elsevier;

VOTRUBA, L., and BROZA, V., *Water Management in Reservoirs, Developments in Water Science*, Vol. 33, Elsevier Science Publishers, Amsterdam, Netherlands, 1989.

WANG, J., LIU, S., and ZHANG, Y. (2015). “Quarter-Hourly Operation of Large-Scale Hydropower Reservoir Systems with Prioritized Constraints.” *Journal of Water Resources Planning Manage*, Vol. 141, Issue 1, 04014047;

WANG, J., WU, H., SHEN, J., CHENG, C., and LUO, Q. (2015) *Simulation Based Optimal Practical Trajectory for Reservoir Operation*. *World Environmental and Water Resources Congress 2015*: pp. 1944-1951. doi: 10.1061/9780784479162.190;

WERBOS, P. J. *Beyond Regression: New tools for prediction and analysis in behavioral sciences*. Tese (Doutorado) — Harvard university, Cambridge, Massachusetts, 1974;

WINDSOR, J. S., and CHOW, V. T., 1972. Multireservoir optimization model. *American Society of Civil Engineers* 98(HY10): 1827-1845.

WINDSOR, J.S. (1973), 'Optimisation model for the operation of flood control systems', *Water Resources Research*, Vol. 9, No. 9, pp. 1219-1226.

WOOD, E.F., HEBSON, C.S., "On hydrologic similarity 1. Derivation of the dimensionless flood frequency curve", *Water Resources Research*, 22,11,1549-1554, 1986;

WU, C.L.; CHAU, K.W. (2010). Data-driven models for monthly streamflow time series prediction, *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, Volume 23, Issue 8, December 2010, Pages 1350-1367, ISSN 0952-1976, 10.1016 /j.engappai.2010.04.003.

WURBS, R.A., 1993. Reservoir-system simulation and optimization models. *Journal of Water Resources Planning and Management-ASCE*, 119(4): 455-472.

WURBS, R. A., 1996, 'Modeling and Analysis of Reservoir Systems Operations', Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.

XIE, W., JI, C. M., YANG, Z. J., and ZHANG, X. X. (2012). Short-term power generation scheduling rules for cascade hydropower stations based on hybrid algorithm. *Water Science and Engineering*, 5(1), 46-58. [doi:10.3882/j.issn.1674-2370. 2012.01.005];

YATES, D., PURKEY, D., SIEBER, J., HUBER-LEE, A., GALBRAITH, H., 2005a. WEAP21-A Demand-, priority-, and preferencedriven water planning model -- Part 2: Aiding freshwater ecosystem service evaluation. *Water International* 30, 501-512.

YAZICIGIL, H., HOUCK, M., and TOEBES, G. (1983). "Daily Operation of a Multipurpose Reservoir System." *Water Resources Research*, 19(1), 1-13.

YEH, W.W.G., 1985. Reservoir Management and Operations Models - a Stateof-the-Art Review. *Water Resources Research*, 21(12): 1797-1818.

YEN, J.H.; CHEN, C.Y. Allocation Strategy Analysis of Water Resources Management. *Water Resources Research*, v.15, n.5, p.283-297, Oct. 2001.

ZAMBON, R., BARROS, M., LOPES, J., BARBOSA, P., FRANCATO, A., and YEH, W. (2012). "Optimization of Large-Scale Hydrothermal System Operation." *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol. 138, Issue 2, March, 135–143.

ZAMBON, R.C. Planejamento da operação de sistemas hidrotérmicos de grande porte. 2008. 104 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

ZENG, N.; YOON, J.; MARENGO, J. A.; SUBRAMANIAM, A.; NOBRE, C. A.; MARIOTTI, A.; NEELIN, J. D. Causes and impacts of the 2005 Amazon drought. *Environmental Research Letters*, v. 3, n. 1, p. 014002, 2008.