



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
PROGRAMA INSTITUCIONAL DE DOUTORADO TEMÁTICO
DOUTORADO EM RECURSOS NATURAIS



**MODELO DE SIMULAÇÃO QUALI-QUANTITATIVO MULTIOBJETIVO PARA O
PLANEJAMENTO INTEGRADO DOS SISTEMAS DE RECURSOS HÍDRICOS.**

TESE DE DOUTORADO
ALLAN SARMENTO VIEIRA

CAMPINA GRANDE
2011

ALLAN SARMENTO VIEIRA

**MODELO DE SIMULAÇÃO QUALI-QUANTITATIVO MULTIOBJETIVO PARA O
PLANEJAMENTO INTEGRADO DOS SISTEMAS DE RECURSOS HÍDRICOS.**

Tese submetida ao Programa de Doutorado em Recursos Naturais da Universidade Federal de Campina Grande, como requisito para obtenção do título de Doutor em Recursos Naturais.

ORIENTADOR: PROF. DR. WILSON FADLO CURI

**CAMPINA GRANDE
2011**

ALLAN SARMENTO VIEIRA

**MODELO DE SIMULAÇÃO QUALI-QUANTITATIVO MULTI OBJETIVO PARA O
PLANEJAMENTO INTEGRADO DOS SISTEMAS DE RECURSOS HÍDRICOS.**

APROVADA EM 12 DE AGOSTO DE 2011

**Professor Dr. Wilson Fadlo Curi (UFCG)
ORIENTADOR**

**Professor Dr. Nilson Campos (UFC)
EXAMINADOR EXTERNO**

**Professor Dr. Antonio Marozzi Righetto (UFRN)
EXAMINADOR EXTERNO**

**Professora Dra. Rosires Catão Curi (UFCG)
EXAMINADOR INTERNO**

**Professor Dr. Carlos Alberto Vieira de Azevedo (UFCG)
EXAMINADOR INTERNO**

**CAMPINA GRANDE
2011**

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, Terezinha Sarmiento e José Vieira da Costa, aos meus irmãos, Alex Sarmiento Vieira e Bugaria Sarmiento Vieira, à minha noiva Iana Karla Marques Costa, e ao professor Wilson Fadlo Curi, dedico-lhes esta conquista.

AGRADECIMENTOS

Inicialmente agradeço ao senhor Deus, por me dar a vida, saúde, oportunidades para guiar os meus passos e cada vitória alcançada em minha vida.

À minha Noiva, Iana Karla Marques Costa, pelo seu amor e apoio em todo o tempo que estive me dedicando a esse trabalho.

A minha mãe e meu pai, meus irmãos, pelo carinho, apoio e incentivo em mais uma etapa da minha vida.

Em especial o professor Wilson Fadlo Curi, pela sábia orientação e disposição em colaborar durante todo o desenvolvimento deste trabalho.

Ao meu grande amigo, Valterlin da Silva Santos, pela amizade, disposição em ajudar-me na elaboração de artigos e pelos momentos agradáveis compartilhados.

A todos os professores do programa Pós-graduação em Recursos Naturais pelas experiências transmitidas durante o período em que fui aluno.

Ao professor Janiro Costa Rêgo, do Curso de Engenharia Civil, pelas experiências transmitidas durante o estágio à docência.

Aos funcionários do Laboratório de Recursos Hídricos/UFGC e da Secretaria da Pós-graduação em Recursos Naturais, em especial, a bibliotecária Alrezinha e secretária Cleide, sempre dispostas a ajudar.

Ao programa da Fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo apoio financeiro durante o 2º ano de pesquisa.

Enfim, a todos que direta ou indiretamente, contribuíram e acrescentaram para a concretização deste trabalho.

RESUMO

A utilização de modelos matemáticos na análise de sistemas de recursos hídricos é bastante discutida na literatura, entretanto todos apresentam simplificações quanto a representação matemática da dinâmica dos seus processos ou nas aproximações numéricas das equações não-lineares que descrevem o seu comportamento.

Dependendo da aplicabilidade, tais simplificações podem comprometer uma tomada de decisão. Em geral, os modelos de simulação disponíveis para planejamento de sistemas de recursos hídricos a nível de bacia hidrográfica, apesar de serem bastante versáteis, não conseguem considerar certas complexidades devido a algumas limitações matemáticas dos seus algoritmos.

Neste contexto foi proposto um modelo de simulação para esta finalidade, que tem como principais características o desenvolvimento de um modelo quali-quantitativo integrado com os múltiplos usos de águas superficiais, a incorporação de não-linearidades dos processos hidráulicos e operacionais e uma função multiobjetivo que otimize, segundo critérios de prioridade, o atendimento das demandas quantitativas hídricas dos diferentes usos e qualitativas relativas ao atendimento de metas de enquadramento para uso, segundo as normas do CONAMA, assim como o atendimento de outras metas operacionais.

Os parâmetros de qualidade da água envolvidos são: Demanda Bioquímica de Oxigênio, Oxigênio Dissolvido, Fósforo Total, Nitrogênio Total, Clorofila-a e Coliformes Fecais. As limitações operacionais e hidráulicas foram incluídas no modelo através de restrições lineares (balanço hídrico nos nós, volumes metas, volumes mínimos, capacidade dos componentes, etc.) e não-lineares (vazão vertida máxima, vazão descarregada máxima, área da superfície líquida do reservatório, etc.).

As restrições não-lineares foram tratadas a partir de aproximações por segmentos lineares (artifícios de linearização) e resolvidas num processo iterativo (programação linear sequencial) até a convergência do processo a uma tolerância desejada para o erro relativo da função objetivo. As equações do balanço de massa para os parâmetros de qualidade da água, que geralmente requerem o produto de variáveis de decisão, foram linearizadas pelo Método das Aproximações Lineares e agregadas, num mesmo algoritmo, às equações do balanço hídrico.

Para avaliar o desempenho do atendimento das demandas hídricas, foram incluídos, no modelo, alguns indicadores de análise de desempenho, como a confiabilidade, vulnerabilidade, resiliência e sustentabilidade. Sua aplicabilidade foi verificada através de uma análise sistêmica dos reservatórios Engenheiro Ávidos e São Gonçalo da bacia hidrográfica do Rio Alto Piranhas - PB e suas demandas quali-quantitativas.

A análise deste sistema foi realizada através da idealização de quatro cenários de operação que envolvia o uso de prioridades diferentes e a inclusão de uma Estação de Tratamento de Esgoto - ETE no último cenário. O horizonte de tempo foi de 360 meses.

Foram analisados o atendimento às demandas e o enquadramento dos níveis de concentração dos parâmetros de qualidade da água à Classe II do CONAMA 357/05. Os resultados demonstraram que todas as restrições do sistema foram satisfeitas e que as demandas quantitativas obtiveram diferentes garantias de atendimento de acordo com o cenário utilizado. A inclusão da ETE considerada no cenário 04 foi imprescindível para aumentar o atendimento aos usos da água e melhorar a qualidade da água no sistema. O modelo proposto mostrou-se eficiente, quer seja quanto ao tempo de processamento quanto ao atendimento de todas as restrições impostas ao sistema. Apresentou, também, um erro numérico relativamente baixo.

Palavras-Chave: Simulação; Otimização; Quali-quantitativo, Multiobjetivo; Planejamento.

ABSTRACT

The use of mathematical models in the analysis of water resources systems has been widely discussed in the literature, although all of them present simplifications regarding or to the mathematical representation of its dynamic processes or numerical approximations of the nonlinearities that describe their behavior.

Depending upon the model applicability, such simplifications may compromise a decision making. All simulation models available for riverbasin water resources system planning, although being very versatile, are not able to include certain complexities due to some mathematical limitations of their algorithms.

Based on this context, to deal with these problems, a new simulation model has been proposed, which has, as main characteristics, the development of an integrated quali-quantitative multiuse surface water systems model, the inclusion of nonlinearities of hydraulic and operational processes and a multiobjective function that optimizes, according to priorities criteria, the fulfillment of water demands for the different uses and the targeted water quality levels, according to the CONAMA norms as well as of other operational targets.

The considered water quality parameters were the Biochemical Oxygen Demand, the Dissolved Oxygen, the Total Phosphorus, the Total Nitrogen, the Chlorophyll-a and the Faecal Coliform. The operational and hydraulic limitations were included in the model through linear constraints (water balance, target volumes, minimum volumes, component capacities, etc.) and nonlinear ones (maximum reservoir spillage and discharge flows, reservoir surface water, etc.).

The nonlinear constraints were approximated by linear segments (linearization artifices) and solved in an iterative process (sequential linear programming) until a desired tolerance for the objective function relative error was reached. The mass balance for water quality parameters, which requires a multiplication of decision variables, were linearized by the Linear Approximation Method and interacted, in the same algorithm, with the water balance equations.

To evaluate the performance of the fulfillment of water demand requirements, some performance indicators, such as reliability, resilience, vulnerability and sustainability, were included in the model. The model's applicability were tested in a systemic analysis of two reservoirs, Engenheiro Avidos and São Gonçalo ones, and their water quali-quantitative demands, which are located in Alto Piranhas riverbasin, PB.

The analysis of this system was accomplished through the idealization of 4 operation scenarios, which made use of different priorities and the inclusion of a Waste Water Treatment Plant (ETE) in the last scenario. The simulation time horizon was 360 months.

The fulfillment of water demand requirements and of the CONAMA 375/05 Class II targeted concentration level for water quality parameters were analyzed. The results have shown the all constraints were satisfied and the reliability of water demands requirement fulfillment were different for each of the simulated scenario. The ETE inclusion scenario helped to improve the fulfillment of water demand uses requirement and to improve the system water quality. The new model proved to be efficient regarding to the computer time requirement to achieve a solution as well as to satisfy all constraints of the system. It also presented a small numerical error.

Keywords: Simulation, Optimization, Quali-quantitative, Multiobjective; Planning.

SUMÁRIO

DEDICATÓRIA.....	i
AGRADECIMENTOS.....	ii
RESUMO.....	iii
ABSTRACT.....	iv
LISTA DE FIGURAS.....	v
LISTA DE TABELAS.....	xiii
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO.....	1
CAPÍTULO II - OBJETIVOS, CONTRIBUIÇÕES E MULTIDISCIPLINARIDADE ..	5
2.1 - OBJETIVOS.....	5
2.1.1 - GERAL.....	5
2.1.2 - ESPECÍFICOS.....	5
2.2 - CONTRIBUIÇÕES CIENTÍFICAS.....	6
2.3 - CARACTER MULTIDISCIPLINAR.....	7
CAPÍTULO III - REVISÃO DA LITERATURA.....	8
3.1 - RECURSOS HÍDRICOS E SUAS COMPLEXIDADES.....	8
3.2 - PLANEJAMENTO E GERENCIAMENTO DOS RECURSOS HÍDRICOS.....	9
3.3 - SIMULAÇÃO.....	12
3.4 - OTIMIZAÇÃO.....	13
3.4.1 - Programação Linear.....	13
3.4.2 - Programação Não linear.....	21
3.4.3 - Programação Dinâmica.....	23
3.4.4 - Programação Multiobjetivo.....	24
3.5 - INDICADORES DE DESEMPENHO.....	25
3.6 - EQUAÇÕES DIFERENCIAIS LINEARES DE PRIMEIRA ORDEM.....	26
3.7 - QUALIDADE DA ÁGUA.....	27
3.7.1 - Fontes de Poluição.....	28
3.7.2 - Parâmetros de Qualidade das Águas.....	30
3.7.3 - Impactos causados pela poluição das águas.....	33
3.8 - MODELOS DE SIMULAÇÃO.....	44
CAPÍTULO IV - METODOLOGIA.....	56
4.1 – ASPECTOS MATEMÁTICOS DO MODELO.....	59
4.1.1 – Níveis de prioridades.....	59
4.1.2 – Demandas máximas fixas e variáveis.....	59
4.1.3 – Vazão de retorno.....	64
4.1.4 – Características hidro climáticas.....	65
4.1.5 – Aspectos Quantitativos.....	65
4.1.6 – Aspectos Qualitativos.....	80
4.1.7 – Cálculo dos indicadores de desempenho do sistema.....	99
4.1.8 – Análise de convergência do modelo de simulação.....	99
CAPÍTULO V - ESTUDO DE CASO.....	101
5.1 - BACIA HIDROGRÁFICA DO ALTO PIRANHAS.....	101
5.1.1 - Localização.....	101
5.1.2 - Vegetação.....	101
5.1.3 - Climatologia.....	102
5.1.4 - Fisiografia.....	102
onde: F é fator de forma; Kc é coeficiente de compacidade; L e l são os comprimentos do retângulo equivalente.....	103

5.1.5 - Rede Hidrográfica	103
5.1.6 - Qualidade das Águas	105
5.2 - ADEQUAÇÕES DO SUBSISTEMA ESCOLHIDO AO MODELO	107
5.2.1 - Layout do subsistema sob aspecto quantitativo.....	107
5.2.2 - Layout do subsistema sob aspecto qualitativo.....	108
5.3 - DADOS DE ENTRADA DO SUBSISTEMA PARA O MODELO	109
5.3.1 - Período de simulação.....	109
5.3.2 - Precipitação	109
5.3.3 – Evaporação.....	110
5.3.4 - Vazões Afluentes.....	110
5.3.5 - Abastecimento Urbano	110
5.3.6 – Irrigação	111
5.3.7 - Reservatórios	112
5.3.8 - Aspectos Qualitativos	114
5.3.9 - Definições dos cenários	117
CAPÍTULO VI - RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	128
6.1 - RESULTADOS DA APLICAÇÃO DO MODELO DE SIMULAÇÃO.....	128
6.1.1 - CENÁRIO 01	128
6.1.2 - CENÁRIO 02	155
6.1.3 - CENÁRIO 03	181
6.1.4 - CENÁRIO 04	206
6.2 - RESULTADO DA CONVERGÊNCIA DO NOVO MODELO DE SIMULAÇÃO.....	231
CAPÍTULO VII - VALIDAÇÃO DO MODELO	232
CAPÍTULO VIII - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	250
8.1 - CONCLUSÕES	250
8.1.1 - Do Modelo de Simulação Quali-Quantitativo.....	250
8.1.2 - Do Subsistema Engenheiro Ávidos e São Gonçalo.....	252
8.2 - RECOMENDAÇÕES	256
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	257
ANEXOS.....	270
ANEXO 01 – Vazões Afluentes do reservatório Engenheiro Ávidos.	271
ANEXO 02 – Vazões Afluentes do reservatório São Gonçalo.....	272
ANEXO 03 – Vazões Afluentes do Riacho do Catolé.....	273
ANEXO 04 – Cota x Área x Volume do reservatório Engenheiro Ávidos.	274
ANEXO 05 – Cota x Área x Volume do reservatório São Gonçalo.....	275

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1	– Função meta.....	20
Figura 3.2	– Duração e volumes de déficit em período de falhas.....	25
Figura 3.3	– Comportamento das zonas de autodepuração em função do oxigênio dissolvido.....	34
Figura 3.4	– Comportamento das zonas de autodepuração em função da matéria orgânica.....	34
Figura 3.5	– Comportamento das zonas de autodepuração em função das bactérias.....	35
Figura 3.6	– Balanço de massa de volume de controle qualquer.....	40
Figura 4.1	– Fluxograma de funcionamento do modelo de simulação quali-quantitativo.....	58
Figura 4.2	– Representação dos componentes hidráulicos do sistema.....	59
Figura 4.3	– Linearização da curva área x volume de um determinado reservatório i.....	69
Figura 4.4	– Linearização da curva área x volume de um determinado reservatório i ponto a ponto.....	71
Figura 4.5	– Linearização da curva descarga x volume armazenado no reservatório i.....	76
Figura 4.6	– Linearização da curva descarga x volume armazenado ponto a ponto.....	78
Figura 5.1	– Subacia do Alto Piranhas.....	103
Figura 5.2	– Curva Hipsométrica da sub-bacia do Alto Piranhas.....	104
Figura 5.3	– Layout do subsistema com as variáveis quantitativas.....	108
Figura 5.4	– Layout do subsistema com as variáveis qualitativas.....	108
Figura 6.1	– Comportamento do volume armazenado do açude Eng. Ávidos no Cenário 01.....	129
Figura 6.2	– Comportamento do volume vertido do açude Eng. Ávidos no Cenário 01.....	129
Figura 6.3	– Vazões liberadas por descarga de fundo no açude Eng. Ávidos no Cenário 01.....	130
Figura 6.4	– Retiradas para abastecimento no açude Eng. Ávidos no Cenário 01....	130

Figura 6.5	– Retiradas para regularizar o atendimento dos ecossistemas do rio no açude Eng. Ávidos no Cenário 01.....	131
Figura 6.6	– Retiradas para as culturas perenes no açude Eng. Ávidos no Cenário 01.....	131
Figura 6.7	– Retiradas para as culturas sazonais no açude Eng. Ávidos no Cenário 01.....	132
Figura 6.8	– Comportamento da DBO no açude Eng. Ávidos no Cenário 01.....	133
Figura 6.9	– Comportamento do OD no açude Eng. Ávidos no Cenário 01.....	133
Figura 6.10	– Comportamento do NT no açude Eng. Ávidos no Cenário 01.....	134
Figura 6.11	– Comportamento do FT no açude Eng. Ávidos no Cenário 01.....	134
Figura 6.12	– Comportamento da CLA no açude Eng. Ávidos no Cenário 01.....	135
Figura 6.13	– Comportamento do CF no açude Eng. Ávidos no Cenário 01.....	135
Figura 6.14	– Comportamento das vazões no Trecho 01, Cenário 01.....	136
Figura 6.15	– Comportamento das vazões afluentes do Riacho Catolé, Cenário 01.	137
Figura 6.16	– Comportamento das vazões no Trecho 02, Cenário 01.....	137
Figura 6.17	– Comportamento da DBO no Trecho 01 do rio no Cenário 01.....	138
Figura 6.18	– Comportamento da DBO no PC1 situado no rio, no Cenário 01.....	138
Figura 6.19	– Comportamento da DBO no Trecho 02 do rio no Cenário 01.....	139
Figura 6.20	– Comportamento do OD no Trecho 01 do rio no Cenário 01.....	140
Figura 6.21	– Comportamento do OD no PC1 situado no rio, no Cenário 01.....	140
Figura 6.22	– Comportamento do OD no Trecho 02 do rio no Cenário 01.....	141
Figura 6.23	– Comportamento do NT no Trecho 01 do rio no Cenário 01.....	141
Figura 6.24	– Comportamento do NT no PC1 situado no rio, no Cenário 01.....	142
Figura 6.25	– Comportamento do NT no Trecho 02 do rio no Cenário 01.....	142
Figura 6.26	– Comportamento do FT no Trecho 01 do rio no Cenário 01.....	143
Figura 6.27	– Comportamento do FT no PC1 situado no rio, no Cenário 01.....	143
Figura 6.28	– Comportamento do FT no Trecho 02 do rio no Cenário 01.....	144
Figura 6.29	– Comportamento do CLA no Trecho 01 do rio no Cenário 01.....	144
Figura 6.30	– Comportamento do CLA no PC1 situado no rio, no Cenário 01.....	145
Figura 6.31	– Comportamento do CLA no Trecho 02 do rio no Cenário 01.....	145
Figura 6.32	– Comportamento do CF no Trecho 01 do rio no Cenário 01.....	146
Figura 6.33	– Comportamento do CF no PC1 situado no rio, no Cenário 01.....	146
Figura 6.34	– Comportamento do CF no Trecho 02 do rio no Cenário 01.....	147
Figura 6.35	– Comportamento do volume armazenado do açude São Gonçalo no	148

	Cenário 01.....	
Figura 6.36	– Comportamento do volume vertido do açude São Gonçalo no Cenário 01.....	148
Figura 6.37	– Vazões liberadas por descarga de fundo no açude São Gonçalo no Cenário 01.....	149
Figura 6.38	– Retiradas para abastecimento no açude São Gonçalo no Cenário 01....	149
Figura 6.39	– Retiradas para regularizar o atendimento dos ecossistemas do rio no açude São Gonçalo no Cenário 01.....	150
Figura 6.40	– Retiradas para as culturas perenes no açude São Gonçalo no Cenário 01.....	150
Figura 6.41	– Retiradas para as culturas sazonais no açude São Gonçalo no Cenário 01.....	151
Figura 6.42	– Comportamento da DBO no açude São Gonçalo no Cenário 01.....	152
Figura 6.43	– Comportamento do OD no açude São Gonçalo no Cenário 01.....	152
Figura 6.44	– Comportamento do NT no açude São Gonçalo no Cenário 01.....	153
Figura 6.45	– Comportamento do FT no açude São Gonçalo no Cenário 01.....	153
Figura 6.46	– Comportamento da CLA no açude São Gonçalo no Cenário 01.....	154
Figura 6.47	– Comportamento da CF no açude São Gonçalo no Cenário 01.....	154
Figura 6.48	– Comportamento do volume armazenado do açude Eng. Ávidos no Cenário 02.....	156
Figura 6.49	– Comportamento do volume vertido do açude Eng. Ávidos no Cenário 02.....	156
Figura 6.50	– Vazões liberadas por descarga de fundo no açude Eng. Ávidos no Cenário 02.....	157
Figura 6.51	– Retiradas para abastecimento no açude Eng. Ávidos no Cenário 02....	157
Figura 6.52	– Retiradas para regularizar o atendimento dos ecossistemas do rio no açude Eng. Ávidos no Cenário 02.....	158
Figura 6.53	– Retiradas para as culturas perenes no açude Eng. Ávidos no Cenário 02.....	158
Figura 6.54	– Retiradas para as culturas sazonais no açude Eng. Ávidos no Cenário 02.....	159
Figura 6.55	– Comportamento da DBO no açude Eng. Ávidos no Cenário 02.....	160
Figura 6.56	– Comportamento do OD no açude Eng. Ávidos no Cenário 02.....	160
Figura 6.57	– Comportamento do NT no açude Eng. Ávidos no Cenário 02.....	161

Figura 6.58	–	Comportamento do FT no açude Eng. Ávidos no Cenário 02.....	161
Figura 6.59	–	Comportamento da CLA no açude Eng. Ávidos no Cenário 02.....	162
Figura 6.60	–	Comportamento do CF no açude Eng. Ávidos no Cenário 02.....	162
Figura 6.61	–	Comportamento das vazões no Trecho 01, Cenário 02.....	163
Figura 6.62	–	Comportamento das vazões no Trecho 02, Cenário 02.....	164
Figura 6.63	–	Comportamento da DBO no Trecho 01 do rio no Cenário 02.....	164
Figura 6.64	–	Comportamento da DBO no PC1 situado no rio, no Cenário 02.....	165
Figura 6.65	–	Comportamento da DBO no Trecho 02 do rio no Cenário 02.....	165
Figura 6.66	–	Comportamento do OD no Trecho 01 do rio no Cenário 02.....	166
Figura 6.67	–	Comportamento do OD no PC1 situado no rio, no Cenário 02.....	166
Figura 6.68	–	Comportamento do OD no Trecho 02 do rio no Cenário 02.....	167
Figura 6.69	–	Comportamento do NT no Trecho 01 do rio no Cenário 02.....	167
Figura 6.70	–	Comportamento do NT no PC1 situado no rio, no Cenário 02.....	168
Figura 6.71	–	Comportamento do NT no Trecho 02 do rio no Cenário 02.....	168
Figura 6.72	–	Comportamento do FT no Trecho 01 do rio no Cenário 02.....	169
Figura 6.73	–	Comportamento do FT no PC1 situado no rio, no Cenário 02.....	169
Figura 6.74	–	Comportamento do FT no Trecho 02 do rio no Cenário 02.....	170
Figura 6.75	–	Comportamento do CLA no Trecho 01 do rio no Cenário 02.....	170
Figura 6.76	–	Comportamento do CLA no PC1 situado no rio, no Cenário 02.....	171
Figura 6.77	–	Comportamento do CLA no Trecho 02 do rio no Cenário 02.....	171
Figura 6.78	–	Comportamento do CF no Trecho 01 do rio no Cenário 02.....	172
Figura 6.79	–	Comportamento do CF no PC1 situado no rio, no Cenário 02.....	172
Figura 6.80	–	Comportamento do CF no Trecho 02 do rio no Cenário 02.....	173
Figura 6.81	–	Comportamento do volume armazenado do açude São Gonçalo no Cenário 02.....	174
Figura 6.82	–	Comportamento do volume vertido do açude São Gonçalo no Cenário 02.....	174
Figura 6.83	–	Vazões liberadas por descarga de fundo no açude São Gonçalo no Cenário 02.....	175
Figura 6.84	–	Retiradas para abastecimento no açude São Gonçalo no Cenário 02....	175
Figura 6.85	–	Retiradas para regularizar o atendimento dos ecossistemas do rio no açude São Gonçalo no Cenário 02.....	176
Figura 6.86	–	Retiradas para as culturas perenes no açude São Gonçalo no Cenário 02.....	176

Figura 6.87	– Retiradas para as culturas sazonais no açude São Gonçalo no Cenário 02.....	177
Figura 6.88	– Comportamento da DBO no açude São Gonçalo no Cenário 02.....	178
Figura 6.89	– Comportamento do OD no açude São Gonçalo no Cenário 02.....	179
Figura 6.90	– Comportamento do NT no açude São Gonçalo no Cenário 02.....	179
Figura 6.91	– Comportamento do FT no açude São Gonçalo no Cenário 02.....	180
Figura 6.92	– Comportamento da CLA no açude São Gonçalo no Cenário 02.....	180
Figura 6.93	– Comportamento da CF no açude São Gonçalo no Cenário 02.....	181
Figura 6.94	– Comportamento do volume armazenado do açude Eng. Ávidos no Cenário 03.....	182
Figura 6.95	– Comportamento do volume vertido do açude Eng. Ávidos no Cenário 03.....	182
Figura 6.96	– Vazões liberadas por descarga de fundo no açude Eng. Ávidos no Cenário 03.....	183
Figura 6.97	– Retiradas para abastecimento no açude Eng. Ávidos no Cenário 03....	183
Figura 6.98	– Retiradas para regularizar o atendimento dos ecossistemas do rio no açude Eng. Ávidos no Cenário 03.....	184
Figura 6.99	– Retiradas para as culturas perenes no açude Eng. Ávidos no Cenário 03.....	184
Figura 6.100	– Retiradas para as culturas sazonais no açude Eng. Ávidos no Cenário 03.....	185
Figura 6.101	– Comportamento da DBO no açude Eng. Ávidos no Cenário 03.....	186
Figura 6.102	– Comportamento do OD no açude Eng. Ávidos no Cenário 03.....	186
Figura 6.103	– Comportamento do NT no açude Eng. Ávidos no Cenário 03.....	187
Figura 6.104	– Comportamento do FT no açude Eng. Ávidos no Cenário 03.....	187
Figura 6.105	– Comportamento da CLA no açude Eng. Ávidos no Cenário 03.....	188
Figura 6.106	– Comportamento do CF no açude Eng. Ávidos no Cenário 03.....	188
Figura 6.107	– Comportamento das vazões no Trecho 01, no Cenário 03.....	189
Figura 6.108	– Comportamento das vazões no Trecho 02, no Cenário 03.....	189
Figura 6.109	– Comportamento da DBO no Trecho 01 do rio no Cenário 03.....	190
Figura 6.110	– Comportamento da DBO no PC1 situado no rio, no Cenário 03.....	190
Figura 6.111	– Comportamento da DBO no Trecho 02 do rio no Cenário 03.....	191
Figura 6.112	– Comportamento do OD no Trecho 01 do rio no Cenário 03.....	191
Figura 6.113	– Comportamento do OD no PC1 situado no rio, no Cenário 03.....	192

Figura 6.114	–	Comportamento do OD no Trecho 02 do rio no Cenário 03.....	192
Figura 6.115	–	Comportamento do NT no Trecho 01 do rio no Cenário 03.....	193
Figura 6.116	–	Comportamento do NT no PC1 situado no rio, no Cenário 03.....	193
Figura 6.117	–	Comportamento do NT no Trecho 02 do rio no Cenário 03.....	194
Figura 6.118	–	Comportamento do FT no Trecho 01 do rio no Cenário 03.....	194
Figura 6.119	–	Comportamento do FT no PC1 situado no rio, no Cenário 03.....	195
Figura 6.120	–	Comportamento do FT no Trecho 02 do rio no Cenário 03.....	195
Figura 6.121	–	Comportamento do CLA no Trecho 01 do rio no Cenário 03.....	196
Figura 6.122	–	Comportamento do CLA no PC1 situado no rio, no Cenário 03.....	196
Figura 6.123	–	Comportamento do CLA no Trecho 02 do rio no Cenário 03.....	197
Figura 6.124	–	Comportamento do CF no Trecho 01 do rio no Cenário 03.....	197
Figura 6.125	–	Comportamento do CF no PC1 situado no rio, no Cenário 03.....	198
Figura 6.126	–	Comportamento do CF no Trecho 02 do rio no Cenário 03.....	198
Figura 6.127	–	Comportamento do volume armazenado do açude São Gonçalo no Cenário 03.....	199
Figura 6.128	–	Comportamento do volume vertido do açude São Gonçalo no Cenário 03.....	199
Figura 6.129	–	Vazões liberadas por descarga de fundo no açude São Gonçalo no Cenário 03.....	200
Figura 6.130	–	Retiradas para abastecimento no açude São Gonçalo no Cenário 03....	200
Figura 6.131	–	Retiradas para regularizar o atendimento dos ecossistemas do rio no açude São Gonçalo no Cenário 03.....	201
Figura 6.132	–	Retiradas para as culturas perenes no açude São Gonçalo no Cenário 03.....	201
Figura 6.133	–	Retiradas para as culturas sazonais no açude São Gonçalo no Cenário 03.....	202
Figura 6.134	–	Comportamento da DBO no açude São Gonçalo no Cenário 03.....	203
Figura 6.135	–	Comportamento do OD no açude São Gonçalo no Cenário 03.....	203
Figura 6.136	–	Comportamento do NT no açude São Gonçalo no Cenário 03.....	204
Figura 6.137	–	Comportamento do FT no açude São Gonçalo no Cenário 03.....	204
Figura 6.138	–	Comportamento da CLA no açude São Gonçalo no Cenário 03.....	205
Figura 6.139	–	Comportamento da CF no açude São Gonçalo no Cenário 03.....	205
Figura 6.140	–	Comportamento do volume armazenado do açude Eng. Ávidos no Cenário 04.....	206

Figura 6.141	–	Comportamento do volume vertido do açude Eng. Ávidos no Cenário 04.....	207
Figura 6.142	–	Vazões liberadas por descarga de fundo no açude Eng. Ávidos no Cenário 04.....	207
Figura 6.143	–	Retiradas para abastecimento no açude Eng. Ávidos no Cenário 04....	208
Figura 6.144	–	Retiradas para regularizar o atendimento dos ecossistemas do rio no açude Eng. Ávidos no Cenário 04.....	208
Figura 6.145	–	Retiradas para as culturas perenes no açude Eng. Ávidos no Cenário 04.....	209
Figura 6.146	–	Retiradas para as culturas sazonais no açude Eng. Ávidos no Cenário 04.....	209
Figura 6.147	–	Comportamento da DBO no açude Eng. Ávidos no Cenário 04.....	210
Figura 6.148	–	Comportamento do OD no açude Eng. Ávidos no Cenário 04.....	211
Figura 6.149	–	Comportamento do NT no açude Eng. Ávidos no Cenário 04.....	211
Figura 6.150	–	Comportamento do FT no açude Eng. Ávidos no Cenário 04.....	212
Figura 6.151	–	Comportamento da CLA no açude Eng. Ávidos no Cenário 04.....	212
Figura 6.152	–	Comportamento do CF no açude Eng. Ávidos no Cenário 04.....	213
Figura 6.153	–	Comportamento das vazões no Trecho 01, Cenário 04.....	214
Figura 6.154	–	Comportamento das vazões no Trecho 02, Cenário 04.....	214
Figura 6.155	–	Comportamento da DBO no Trecho 01 do rio no Cenário 04.....	215
Figura 6.156	–	Comportamento da DBO no PC1 situado no rio, no Cenário 04.....	215
Figura 6.157	–	Comportamento da DBO no Trecho 02 do rio no Cenário 04.....	216
Figura 6.158	–	Comportamento do OD no Trecho 01 do rio no Cenário 04.....	216
Figura 6.159	–	Comportamento do OD no PC1 situado no rio, no Cenário 04.....	217
Figura 6.160	–	Comportamento do OD no Trecho 02 do rio no Cenário 04.....	217
Figura 6.161	–	Comportamento do NT no Trecho 01 do rio no Cenário 04.....	218
Figura 6.162	–	Comportamento do NT no PC1 situado no rio, no Cenário 04.....	218
Figura 6.163	–	Comportamento do NT no Trecho 02 do rio no Cenário 04.....	219
Figura 6.164	–	Comportamento do FT no Trecho 01 do rio no Cenário 04.....	219
Figura 6.165	–	Comportamento do FT no PC1 situado no rio, no Cenário 04.....	220
Figura 6.166	–	Comportamento do FT no Trecho 02 do rio no Cenário 04.....	220
Figura 6.167	–	Comportamento do CLA no Trecho 01 do rio no Cenário 04.....	221
Figura 6.168	–	Comportamento do CLA no PC1 situado no rio, no Cenário 04.....	221
Figura 6.169	–	Comportamento do CLA no Trecho 02 do rio no Cenário 04.....	222

Figura 6.170	–	Comportamento do CF no Trecho 01 do rio no Cenário 04.....	222
Figura 6.171	–	Comportamento do CF no PC1 situado no rio, no Cenário 04.....	223
Figura 6.172	–	Comportamento do CF no Trecho 02 do rio no Cenário 04.....	223
Figura 6.173	–	Comportamento do volume armazenado do açude São Gonçalo no Cenário 04.....	224
Figura 6.174	–	Comportamento do volume vertido do açude São Gonçalo no Cenário 04.....	224
Figura 6.175	–	Vazões liberadas por descarga de fundo no açude São Gonçalo no Cenário 04.....	225
Figura 6.176	–	Retiradas para abastecimento no açude São Gonçalo no Cenário 04....	225
Figura 6.177	–	Retiradas para regularizar o atendimento dos ecossistemas do rio no açude São Gonçalo no Cenário 04.....	226
Figura 6.178	–	Retiradas para as culturas perenes no açude São Gonçalo no Cenário 04.....	226
Figura 6.179	–	Retiradas para as culturas sazonais no açude São Gonçalo no Cenário 04.....	227
Figura 6.180	–	Comportamento da DBO no açude São Gonçalo no Cenário 04.....	228
Figura 6.181	–	Comportamento do OD no açude São Gonçalo no Cenário 04.....	228
Figura 6.182	–	Comportamento do NT no açude São Gonçalo no Cenário 04.....	229
Figura 6.183	–	Comportamento do FT no açude São Gonçalo no Cenário 04.....	229
Figura 6.184	–	Comportamento da CLA no açude São Gonçalo no Cenário 04.....	230
Figura 6.185	–	Comportamento da CF no açude São Gonçalo no Cenário 04.....	230

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1	– Principais modelos de simulação e suas principais características.....	45
Tabela 3.2	– Principais modelos de simulação e suas principais características.....	46
Tabela 3.3	– Principais modelos de simulação e suas principais características.....	47
Tabela 3.4	– Principais modelos de simulação e suas principais características.....	47
Tabela 3.5	– Principais modelos de simulação e suas principais características.....	48
Tabela 5.1	– Valores Característicos da Forma da Bacia.....	103
Tabela 5.2	– Dados de qualidade de água do reservatório Engenheiro Ávidos.....	106
Tabela 5.3	– Dados de qualidade de água do reservatório São Gonçalo.....	107
Tabela 5.4	– Precipitação Mensal Média em Engenheiro Ávidos (mm).....	109
Tabela 5.5	– Precipitação Mensal Média em São Gonçalo (mm).....	109
Tabela 5.6	– Evaporação Mensal Média em Engenheiro Ávidos (mm).....	110
Tabela 5.7	– Evaporação Mensal Média em São Gonçalo (mm).....	110
Tabela 5.8	– Distribuição dos coeficientes de cultivos (kc) e plano de cultivo das culturas no ano hidrológico.....	111
Tabela 5.9	– Dados do sistema de irrigação aplicado às culturas.....	111
Tabela 5.10	– Dados dos reservatórios estudados.....	112
Tabela 5.11	– Dados dos reservatórios estudados.....	113
Tabela 5.12	– Dados físicos dos descarregadores de fundo dos reservatórios.....	113
Tabela 5.13	– Dados das características físicas dos vertedouros dos reservatórios.....	114
Tabela 5.14	– Dados das concentrações nos reservatórios estudados.....	114
Tabela 5.15	– Dados dos coeficientes calibrados e corrigidos para os reservatórios...	115
Tabela 5.16	– Dados das concentrações da vazão afluyente.....	115
Tabela 5.17	– Concentrações e Vazões de Retorno das cidades.....	116
Tabela 5.18	– Vazões de Retorno em hm ³ do Perímetro para Reservatório.....	116
Tabela 5.19	– Concentrações das Vazões de Retorno do Perímetro.....	116
Tabela 5.20	– Características físicas do Rio Piranhas.....	116
Tabela 5.21	– Dados dos coeficientes nos trechos do rio Piranhas.....	117
Tabela 5.22	– Vazões de Retorno e Concentrações.....	117
Tabela 5.23	– Prioridades na função-objetivo.....	118
Tabela 5.24	– Prioridades na função-objetivo.....	119
Tabela 5.25	– Prioridades na função-objetivo.....	120

Tabela 5.26	– Prioridades na função-objetivo.....	120
Tabela 5.27	– Prioridades na função-objetivo.....	121
Tabela 5.28	– Prioridades na função-objetivo.....	122
Tabela 5.29	– Prioridades na função-objetivo.....	123
Tabela 5.30	– Prioridades na função-objetivo.....	123
Tabela 5.31	– Prioridades na função-objetivo.....	124
Tabela 5.32	– Prioridades na função-objetivo.....	125
Tabela 5.33	– Prioridades na função-objetivo.....	126
Tabela 5.34	– Prioridades na função-objetivo.....	127
Tabela 6.1	– Indicadores de Desempenho das Demandas Simuladas.....	132
Tabela 6.2	– Indicadores de Desempenho das Demandas Simuladas.....	151
Tabela 6.3	– Indicadores de Desempenho das Demandas Simuladas.....	159
Tabela 6.4	– Indicadores de Desempenho das Demandas Simuladas.....	177
Tabela 6.5	– Indicadores de Desempenho das Demandas Simuladas.....	185
Tabela 6.6	– Indicadores de Desempenho das Demandas Simuladas.....	202
Tabela 6.7	– Indicadores de Desempenho das Demandas Simuladas.....	210
Tabela 6.8	– Indicadores de Desempenho das Demandas Simuladas.....	227
Tabela 7.1	– Balanço Hídrico do Reservatório Engenheiro Ávidos validado.....	233
Tabela 7.2	– Balanço Hídrico do Ponto de Controle PC1 validado.....	233
Tabela 7.3	– Balanço Hídrico do Reservatório São Gonçalo validado.....	234
Tabela 7.4	– Balanço de Massa do Reservatório Engenheiro Ávidos validado.....	234
Tabela 7.5	– Equação de Validação da Autodepuração no Trecho 01.....	235
Tabela 7.6	– Balanço de Massa no Ponto de Controle PC1 validado.....	235
Tabela 7.7	– Equação de Validação da Autodepuração no Trecho 02.....	236
Tabela 7.8	– Balanço de Massa do Reservatório São Gonçalo validado.....	236
Tabela 7.9	– Balanço de Massa do Reservatório Engenheiro Ávidos validado.....	237
Tabela 7.10	– Equação de Validação da Autodepuração no Trecho 01.....	237
Tabela 7.11	– Balanço de Massa no Ponto de Controle PC1 validado.....	238
Tabela 7.12	– Equação de Validação da Autodepuração no Trecho 02.....	238
Tabela 7.13	– Balanço de Massa do Reservatório São Gonçalo validado.....	239
Tabela 7.14	– Balanço de Massa do Reservatório Engenheiro Ávidos validado.....	239
Tabela 7.15	– Equação de Validação da Autodepuração no Trecho 01.....	240
Tabela 7.16	– Balanço de Massa no Ponto de Controle PC1 validado.....	240
Tabela 7.17	– Equação de Validação da Autodepuração no Trecho 02.....	241

Tabela 7.18	–	Balanço de Massa do Reservatório São Gonçalo validado.....	241
Tabela 7.19	–	Balanço de Massa do Reservatório Engenheiro Ávidos validado.....	242
Tabela 7.20	–	Equação de Validação da Autodepuração no Trecho 01.....	242
Tabela 7.21	–	Balanço de Massa no Ponto de Controle PC1 validado.....	243
Tabela 7.22	–	Equação de Validação da Autodepuração no Trecho 02.....	243
Tabela 7.23	–	Balanço de Massa do Reservatório São Gonçalo validado.....	244
Tabela 7.24	–	Balanço de Massa do Reservatório Engenheiro Ávidos validado.....	244
Tabela 7.25	–	Equação de Validação da Autodepuração no Trecho 01.....	245
Tabela 7.26	–	Balanço de Massa no Ponto de Controle PC1 validado.....	245
Tabela 7.27	–	Equação de Validação da Autodepuração no Trecho 02.....	246
Tabela 7.28	–	Balanço de Massa do Reservatório São Gonçalo validado.....	246
Tabela 7.29	–	Balanço de Massa do Reservatório Engenheiro Ávidos validado.....	247
Tabela 7.30	–	Equação de Validação da Autodepuração no Trecho 01.....	247
Tabela 7.31	–	Balanço de Massa no Ponto de Controle PC1 validado.....	248
Tabela 7.32	–	Equação de Validação da Autodepuração no Trecho 02.....	248
Tabela 7.33	–	Balanço de Massa do Reservatório São Gonçalo validado.....	249

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

A água é um dos recursos naturais essencial à vida na terra. Ela, em grande quantidade, pode causar destruição e inundação, e, em escassez ou poluída, provoca limitações no abastecimento e na produção de alimentos, sendo, assim, necessária a implementação de ações racionais que visem à minimização destes impactos. Com a globalização, esta discussão ganhou força à medida que o processo de desenvolvimento econômico não sustentado requer, cada vez mais, água em quantidade e qualidade, enquanto tende a provocar maiores desigualdades sociais e bem como o aumento da degradação ambiental, principalmente nas regiões mais pobres. Nessas condições, a avaliação do problema da água não pode mais se restringir a um simples balanço entre a oferta e demanda ou a uma simples estimativa da poluição, mas deve considerar as inter-relações e atender os usos e as peculiaridades geo-ambientais e sócio-culturais, visando alcançar e garantir um certo nível de qualidade de vida de uma região.

A escassez de água é um problema que atinge todo o planeta, já se fala que a água se tornará cada vez mais um insumo estratégico neste século, tal como o petróleo foi no século XX e é atualmente e como foi o carvão no século XIX. Segundo dados da Organização das Nações Unidas (ONU), nos últimos setenta anos a população do mundo triplicou, enquanto a demanda por água aumentou seis vezes. Estima-se que a humanidade use atualmente 50% das reservas de água potável do mundo. Se o padrão de consumo for mantido serão 75% em 2025. Esse índice chegaria a 90% se os países em desenvolvimento alcançassem o consumo igual ao dos países desenvolvidos. A escassez de água potável atinge hoje dois bilhões de pessoas (TEICH, 2002).

Para agravar ainda mais a situação, o mundo está vivenciando a degradação do meio ambiente devido à intervenção nefasta do homem nas bacias hidrográficas, que geram, conseqüentemente, a poluição do solo, ar e dos corpos d' água. A ONU já não tem dúvida que a degradação ambiental é o fator mais importante para a deterioração da saúde humana e para a redução da qualidade de vida das populações. A falta de qualidade ambiental é, hoje, diretamente responsável por 25% das doenças evitáveis, destacando-se as diarreias e as doenças respiratórias. Globalmente, 7% de todas as mortes e doenças são devidas a problemas

de qualidade da água, saneamento e higiene, enquanto que 5% são causadas pela má qualidade do ar.

Um relatório da Agência Nacional de Águas (ANA) do ano 2007 mostra que poluição está fora de controle em oito Estados Brasileiros, demonstrando que 70% dos corpos hídricos analisados apresentavam altos índices de contaminação.

Fica notório que a escassez hídrica aumentará devido à poluição dos corpos d' água, devendo, para tanto, ser qualificada e quantificada, por tipo de usuário, considerando a sua variabilidade no tempo e no espaço, para que possa entender o problema. Em bacias hidrográficas complexas, com grande diversidade de usuários e conflitos, o gerenciamento quali-quantitativo é necessário para manutenção ou melhoria dos cursos d'água, lagos e represas, cujas modificações sofridas ao longo do tempo envolvem aspectos físicos, químicos e biológicos, citando-se problemas de estratificação térmica, oscilações de pH, turbidez, cor, oxigênio dissolvido, demanda química e bioquímica de oxigênio, condutividade, quantidade de nitrogênio amoniacal dissolvido, dentre outros.

Com o aumento da demanda, devem-se analisar possíveis formas de gerenciamento, que somente serão possíveis via o uso de modelos matemáticos com concepções holísticas, dentro de uma visão sistêmica, que contemple os múltiplos interesses dos diferentes setores da sociedade. Deve-se, também, levar em consideração possíveis incertezas devido aos processos hidrológicos, tornando a representação matemática mais próxima da realidade. A crise da água, que hoje já é uma realidade na maioria das regiões e afeta os seus vários usos, pode agravar-se cada vez mais se não ocorrer um planejamento e gerenciamento visando à sustentabilidade.

Uma bacia hidrográfica só atingirá a sustentabilidade sonhada se nos processos de planejamento e no gerenciamento conseguir representar e integrar os efeitos de diferentes agentes naturais e antrópicos situados à montante e à jusante de qualquer escoamento de um corpo d'água. Para Larentis et. al (2008) a avaliação quantitativa dos recursos hídricos deve considerar desde o comportamento hidrológico resultante da precipitação e a evaporação, passando pelas interferências dos usos da água e as obras hidráulicas, entre outras ações antrópicas. Na avaliação da qualidade da água é necessário integrar o modelo quantitativo com a representação das fontes de poluição e seu transporte nos rios e reservatórios para representar os efeitos integrados ou sinérgicos dos impactos sobre a qualidade da água.

Para Moraes et. al. (2008) o planejamento e o gerenciamento de sistemas hídricos têm natureza multidisciplinar requerendo uma integração de aspectos técnicos, econômicos,

ambientais, sociais e legais numa mesma plataforma, contemplando, enfim, os aspectos quantitativos e qualitativos dos recursos hídricos.

Na busca de soluções para os complexos problemas de planejamento e gerenciamento dos recursos hídricos lança-se mão da utilização de técnicas e ferramentas capazes de auxiliarem nos processos de análise, operação, planejamento e tomadas de decisão em sistema de recursos hídricos. Os estudos de planejamento e gerenciamento em sistemas de recursos hídricos são comumente feitos através de aplicação de complexas metodologias matemáticas e computacionais, incluindo técnicas de otimização e simulação. No entanto, já não é tão aceitável a utilização, apenas, de um modelo de simulação ou de um modelo clássico de otimização com apenas um objetivo como, por exemplo, a maximização da eficiência econômica. Seguindo as novas tendências no tratamento dos problemas de recursos hídricos, torna-se necessária uma subdivisão de objetivos mais genéricos em atributos que possam, de alguma forma, serem quantificados, permitindo a consideração de aspectos econômicos, sociais, políticos, ambientais e outros. Os modelos que contemplam este tipo de análise são denominados de modelos multiobjetivos. O interesse por estes procedimentos matemático-computacionais está na busca de uma solução ideal ou ótima que contemple, numa tomada de decisão sobre os usos dos recursos hídricos, o desenvolvimento sustentável através da compatibilização, no espaço e no tempo, de interesses voltados ao crescimento econômico, à conservação do meio ambiente, a qualidade de vida e a equidade social (YEH, 1985; SIMONOVIC, 1992; WURBS, 2005).

Segundo Albano (2004) alguns modelos matemáticos utilizados para o planejamento e gerenciamento de recursos hídricos genericamente têm como principal função objetivo o atendimento a determinadas demandas quantitativas de água, outros modelos têm como função-objetivo o atendimento as demandas qualitativas. No entanto, é raro a ocorrência de modelos matemáticos com função multiobjetivo que otimize e atenda restrições qualitativas e quantitativas de forma integrada. Em termos de modelos de simulação, os que existem na literatura são integrações de módulos, como o Acquanet, HEC 5, entre outros.

Apesar da maioria dos modelos, em especial os de simulações, serem bastantes versáteis e difundidos, não conseguem, ainda, incorporar características como as não-linearidades dos processos hidráulicos e operacionais e o caráter multiobjetivo que considerem os aspectos qualitativos e quantitativos dos recursos hídricos numa mesma função objetivo.

Seguindo esta linha de raciocínio, esta pesquisa teve como motivação desenvolver um modelo de simulação que combina técnicas de simulação e otimização, que seja utilizando

técnicas programação linear seqüencial para incorporar as não-linearidades dos processos hidráulicos e operacionais, bem como a inclusão do carácter multiobjetivo (otimização das alocações e concentrações) e a aplicação a um sistema de recursos hídricos, para, enfim, diminuir a lacuna existente entre os desenvolvimentos teóricos e práticos da modelagem matemática.

Este modelo de simulação é uma proposta que visa auxiliar o gestor numa tomada de decisão de carácter multidisciplinar e contempla aspectos que os outros modelos disponíveis na literatura não conseguiram representar, e podendo servir como instrumento que ajude a delinear Planos Diretores de Recursos Hídricos, e até mesmo dar apoio à implantação da Política Nacional dos Recursos Hídricos, que visam garantir água em quantidade suficiente e qualidade adequada para as futuras gerações.

CAPÍTULO II

OBJETIVOS, CONTRIBUIÇÕES E MULTIDISCIPLINARIDADE

2.1 - OBJETIVOS

2.1.1 - GERAL

O objetivo desta pesquisa é desenvolver um modelo multiobjetivo quali-quantitativo para sistemas de recursos hídricos em nível de bacia hidrográfica com base de tempo mensal, utilizando técnicas combinadas de simulação e otimização, que seja em programação linear seqüencial. O modelo contempla, como objetivos, a maximização do atendimento às demandas quali-quantitativas de água, aos requerimentos de volumes meta e do oxigênio dissolvido em pontos de controle e a minimização do vertimento em reservatórios e das concentrações da demanda bioquímica de oxigênio, do fósforo, do nitrogênio, do coliforme fecal e da clorofila-a. São consideradas as não-linearidades dos processos hidráulicos, as restrições operacionais e as equações do balanço de massa para cada parâmetro, utilizando os artifícios de linearização e programação linear seqüencial. A aplicabilidade do modelo é verificada no subsistema de reservatórios Engenheiro Ávidos e São Gonçalo da Bacia do Alto Piranhas – PB, através de cenários idealizados, a fim de verificar a adequabilidade, eficiência e eficácia do modelo.

2.1.2 - ESPECÍFICOS

Dentre os objetivos específicos ao modelo, podem ser relacionados:

- Estabelecer as equações do balanço hídrico e do balanço de massa dos parâmetros (Demanda Bioquímica de Oxigênio, Nitrogênio, Fósforo, Oxigênio Dissolvido, Clorofila-a e Coliformes Fecais) nos reservatórios e nos rios considerados, utilizando uma escala de tempo mensal;
- Definir a função multiobjetivo, contemplando os aspectos operacionais, quantitativos e qualitativos, para os reservatórios e pontos de controle distribuídos ao longo do rio;

- Representar as limitações físicas e operacionais dos reservatórios e rios;
- Integrar vários tipos de demandas (Abastecimento, Irrigação, entre outras) e concentrações (Demanda Bioquímica de Oxigênio, Nitrogênio, Fósforo, Oxigênio Dissolvido, Clorofila-a e Coliformes Fecais) considerando a sua variação temporal e espacial, quando possível;
- Obter uma representação matemática das não linearidades de seus componentes e linearizar através de artifícios matemáticos, entre outras, as funções matemáticas do balanço de massa para cada parâmetro considerado de cada componente, para, que se possa aplicar a programação linear seqüencial;
- Validar e analisar a convergência e eficiência do modelo através de um problema teste.

Quanto ao sistema de recursos hídricos em estudo, procurar-se-á:

- Levantar os dados necessários da Bacia Hidrográfica do Alto Piranhas, em especial o subsistema reservatórios Engenheiro Ávidos e São Gonçalo, localizado no Estado da Paraíba;
- Definir políticas operacionais que possam melhorar o uso da água e minimizar problemas como déficit hídrico e de poluição;
- Escolher cenários de operação utilizando diferentes níveis de prioridades;
- Analisar o comportamento do sistema para cada cenário através de gráficos e indicadores de desempenho.

2.2 - CONTRIBUIÇÕES CIENTÍFICAS

Os sistemas hídricos apresentam uma enorme complexidade, requerendo novas tecnologias capazes de representar de forma mais fiel à realidade, satisfazendo tanto o interesse científico como prático. Assim, buscou-se nesta pesquisa desenvolver um modelo de simulação multiobjetivo que sirva como instrumento de apoio e forneça subsídio aos processos de planejamento a fim de atender novos e mais complexos requerimentos dos gestores de recursos hídricos, em nível de bacia hidrográfica. Este modelo, diferentemente de outros, incorpora algumas não-linearidades no processo de otimização de aspectos integrados de qualidade (balanço de massa) e quantidade (volume precipitado e evaporado) da água, através de técnicas de programação linear seqüencial. Já é comprovado, através da literatura, nos trabalhos de Labadie (2004), de Curi e Curi (2005), de Santos (2007), de Firmino (2007),

Vieira (2007), entre outros, que o uso de técnicas combinadas de simulação e otimização, no planejamento e gerenciamento dos sistemas de recursos hídricos, vem avançando, principalmente na mediação dos conflitos e no fortalecimento de políticas que venham garantir o atendimento de demandas de água atuais e futuras.

2.3 - CARÁTER MULTIDISCIPLINAR

O caráter multidisciplinar do modelo de simulação desenvolvido e sua aplicação estão na consideração de aspectos hidrológicos da bacia, ambientais, sócio-econômicos e técnico-operacionais. Para o desenvolvimento deste trabalho, faz mister representar dos aspectos hidrológicos da bacia hidrográfica e a operação, incluindo suas limitações físicas e operacionais, dos componentes hidráulicos do sistema (reservatórios, canais, tomadas d'água, etc.) a fim de garantir água para os diferentes usos, proporcionando um planejamento sustentável. Com relação ao aspecto ambiental o modelo contempla através da análise multiobjetivo, os aspectos qualitativos (níveis de poluição) e quantitativos (incluindo necessidades biológicas) da água, que estão diretamente ligados aos ecossistemas aquáticos e terrestres. No âmbito social tem-se o fornecimento e atendimento do aporte de água em quantidade e qualidade para os usos múltiplos (demandas humana, animal, industriais e agrícolas, etc.) a fim de evitar os possíveis conflitos. Com relação ao aspecto econômico buscou-se dar subsídios para estabelecer práticas racionais no uso da água na irrigação, indústria e piscicultura, garantindo, assim, a geração de renda, emprego e a equidade social.

Assim as formulações matemáticas envolvem vários conceitos de diferentes áreas do conhecimento, como: engenharia de recursos hídricos e ambiental, engenharia agrícola, meteorologia, economia, otimização, métodos numéricos, sociologia, entre outras. Além disso, procurou-se harmonizar a integração e interdependência entre os critérios ambientais, econômicos e sociais visando à minimização de possíveis conflitos pela água, caracterizando, assim, a interdisciplinaridade.

CAPÍTULO III

REVISÃO DA LITERATURA

3.1 - RECURSOS HÍDRICOS E SUAS COMPLEXIDADES

A disponibilidade da água na terra é imprescindível para que os sistemas naturais mantenham, de forma contínua, os seus funcionamentos. Devido às peculiaridades climáticas, as água não são distribuídas de forma igualitária no espaço e no tempo, estimulando homem a construir obras de infraestrutura com a finalidade de aumentar a disponibilidade de água em quantidade e qualidade e adequá-la as demandas hídricas.

Segundo Lanna (2002), o padrão qualitativo das águas, assim como o aspecto quantitativo, deve ser objeto de consideração e de adequação das disponibilidades às demandas. Não basta a água estar disponível na quantidade certa, a qualidade também importa. Isto tem sido uma preocupação com relação à crise da água no século XXI, onde os padrões quantitativos de disponibilidade da água estão intrinsecamente vinculados a padrões qualitativos. Por exemplo, 49,7% da população urbana do Brasil, quase a metade do país, não tem coleta de esgoto e 68,7% não tinha tratamento de esgoto. No Nordeste esse último dado chega a 96,4% (SNIS, 2004), comprometendo os aspectos qualitativos das águas de rios e reservatórios e, conseqüentemente, seu uso.

A grande complexidade é garantir a integração harmônica entre a oferta e demanda de água a nível de bacia hidrográfica, considerada unidade de gestão segundo a Lei 9433/97, em termos quali-quantitativos. As principais categorias de demandas da água são: a dessedentação animal, a navegação, os usos domésticos, a recreação, os usos públicos, a agricultura irrigada, a pecuária, a aquicultura, a mineração, a geração de energia, a diluição e depuração de efluentes e a vazão ecológica, entre outros. Estas demandas podem ter caráter consuntivo ou não consuntivo e podem apresentar variabilidades espaço-temporal que se contrapõe as variabilidades da oferta, a exemplo da irrigação, que é um uso consuntivo que requer mais água em períodos de estiagens (menor oferta de água). Tais situações, aliadas ao aumento dos usos e a limitação da disponibilização dos recursos hídricos, podem levar ao não suprimento de algumas demandas, gerando, conseqüentemente, conflitos.

3.2 - PLANEJAMENTO E GERENCIAMENTO DOS RECURSOS HÍDRICOS

Segundo Lima e Lanna (2005), uma das principais áreas de aplicação dos modelos de análise de sistemas de recursos hídricos é no planejamento e gerenciamento dos recursos hídricos. Loucks (2000) faz alusão à importância da inclusão dos melhores procedimentos científicos disponíveis no processo decisório e a constante pesquisa por novos métodos que promovam o aperfeiçoamento do conhecimento para o planejamento e gerenciamento dos sistemas hídricos.

Para Campos (2001), o gerenciamento dos recursos é definido como um conjunto de ações governamentais (leis, medidas provisórias, normas e regulamentos) destinadas a administrar o armazenamento, uso, aproveitamento e preservação da água. E também deve ser integrado, considerando todas as fases do ciclo hidrológico e observando seus aspectos quantitativos e qualitativos.

Os trabalhos de Yeh (1985) e Wurbs (1993) apresentam uma revisão extensiva e detalhada sobre o gerenciamento de reservatórios e modelos de operação. Eles afirmam que a análise de sistemas complexos de recursos hídricos pode envolver um grande número de variáveis e restrições e que não existe ainda extensivo aos dias de hoje, um procedimento de solução universal para todos os tipos de problemas. Simonovic (1992) afirma que a simulação e otimização são ferramentas essenciais para o desenvolvimento de uma base quantitativa para diversas decisões em gerenciamento de reservatórios e que a utilização dessas técnicas no planejamento de operações em projetos reais se encontra em constante crescimento.

Outra ação comum no planejamento dos recursos hídricos é a operação dos reservatórios. Os estudos de alternativas operacionais em sistemas de recursos hídricos, na literatura, são comumente feitos através de aplicação de complexas metodologias matemáticas e computacionais, incluindo técnicas de otimização e simulação (YEH, 1985; SIMONOVIC, 1992; LABADIE, 2004).

Segundo Wurbs (2005), os modelos de sistemas de recursos hídricos aplicados na operação de reservatórios têm como objetivos:

- Minimizar os danos causados pelas inundações e enchentes;
- Minimizar os riscos e conseqüências da escassez de água, tanto no aspecto qualitativo como no quantitativo;
- Avaliar o comportamento do armazenamento dos reservatórios e múltiplos usos;
- Simular ou otimizar o uso, benefícios, energia elétrica e dos recursos da terra;
- Controlar, preservar e conservar os recursos ambientais;

- Em sistemas já conhecidos, expandir para múltiplas finalidades e usos, e
- Formular estratégias operacionais diárias, mensais, anuais ou sazonais.

Os contínuos avanços da computação, aliados ao aumento de complexidade nos problemas de gerenciamento de recursos hídricos, têm estimulado a prática de utilizar modelos matemáticos e computacionais integrados como ferramentas para auxiliar as tomadas de decisão. Estes, além de prover uma integração de modelos matemáticos, devem armazenar um grande número de dados e executar rotinas apropriadas de interpretação (processam os dados de entrada), simulação e otimização (descrevem o comportamento físico e operacional do sistema), além de apresentação dos resultados em formato fácil de ser interpretado. Tal conjunto pode ser chamado de Sistemas de Apoio à Decisão (BRAGA, 1987).

Entretanto, as principais limitações desse tipo de modelo estão na discretização de processos contínuos e na dificuldade de representação matemática de alguns fenômenos físicos que sejam computacionalmente eficientes (tempo de execução e precisão dos resultados). Um dos motivos está no fato que nenhum processo físico poderá ser completamente observado e os dados que geram seu modelo matemático certamente envolverão alguns elementos de incerteza, portanto, nenhuma expressão matemática poderá representá-lo com precisão. Por outro lado, ao fazer uso de uma representação matemática mais complexa para descrever um fenômeno, o risco de não representar bem o sistema é minimizado, mas aumenta-se a dificuldade para obter uma solução (aumento dos requerimentos computacionais como memória, devido ao aumento do requerimento de dados, e a velocidade de processamento, devido ao aumento da quantidade de cálculos numéricos envolvidos em, por exemplo, processos de linearizações, discretizações e convergência de processos iterativos). Tais fatores são evidenciados até hoje e podem levar a exceder as disponibilidades de recursos humanos, financeiros e de tempo (OVERTON e MEADOWS, 1976).

Segundo Loucks (2000), sistemas sustentáveis de recursos hídricos são aqueles planejados e gerenciados para satisfazerem as suas demandas, variáveis no tempo, e contribuir para os objetivos da sociedade, agora e no futuro, enquanto mantêm as suas integridades ambientais e hidrológicas.

Apesar de se reconhecer que a simulação, a otimização e os métodos associados são ferramentas essenciais para o desenvolvimento de bases quantitativas para a tomada de decisão, autores como Yeh (1985) e Wurbs (1993) notaram que existia uma lacuna entre a pesquisa e a aplicação dessas teorias na prática, que se acredita, continuar a existir. Isto se deve às características complexas, dinâmicas e multidisciplinares dos problemas de recursos

hídricos e a necessidade de se representar o sistema real em um formato matemático apropriado para as técnicas de otimização e simulação (SIMONOVIC, 1992).

Labadie (2004) aponta outras razões para esta lacuna:

- Desconfiança dos operadores em relação a modelos que propõem trocar o seu julgamento por outras estratégias operacionais;
- Restrições computacionais (software e hardware) no passado impuseram simplificações e aproximações que os operadores se recusavam a aceitar;
- A enorme variedade de métodos cria confusão na hora de selecionar algum para uma aplicação específica;
- Alguns métodos necessitam programação para poderem ser utilizados;
- Muitos métodos de otimização não conseguem gerar regras de operação.

Teegavarapu e Simonovic (2001) ainda afirmam que os operadores estão interessados em:

- Modelos amplos, mas também fáceis de usar;
- Transferência no ambiente de modelagem para que sejam possíveis a adoção, modificação e execução de uma variedade de situações em tempo real;
- Interface interativa do modelo com o usuário e ferramentas adicionais para obter cenários operacionais em tempo real;
- Recursos computacionais razoáveis e tempo dentro do qual as decisões operacionais possam ser obtidas;
- Qualidade de soluções aceitáveis contanto que o desempenho do sistema seja melhor do que o obtido com decisões operacionais existentes.

Vale, ainda, salientar que os novos modelos matemáticos requerem uma quantidade de dados cada vez maior (hidrometeorológicos, hidráulicos, de qualidade de água, de agricultura, da indústria, de abastecimento humano e animal, etc.), que, por sua vez, requer que se faça uso de ferramentas computacionais mais complexas (banco de dados, técnicas de matrizes esparsas, etc.), assim como da disponibilização de dados, que, ainda, é incipiente no Brasil dado as poucas estações ou séries de medições disponíveis, e de técnicos cada vez mais especializados (conhecimento mais abrangente, dada a característica interdisciplinar, e profundo, devido a modelos mais completos).

Labadie (2004) apresenta uma revisão sobre modelos para operação ótima de sistemas de reservatórios, assim como a inclusão dos mesmos em sistemas de suporte a decisão (SSD). Discute, também, as futuras direções da pesquisa e aplicações na área e descreve métodos de programação linear, não linear, dinâmica e heurística (algoritmos genéticos, redes neural e lógica fuzzy).

Lima e Lanna (2005) ressaltam que a escolha da metodologia dependerá das particularidades do sistema em análise. Tanto os modelos que utilizam programação matemática (linear, dinâmica ou não linear) como os modelos de simulação serão importantes em situações específicas.

3.3 - SIMULAÇÃO

A simulação tenta representar um sistema físico e prever seu comportamento sob um determinado conjunto de condições, não apresentando, praticamente, nenhuma exigência quanto à natureza do problema, a não ser a de que ele possa ser formulado matematicamente (Wurbs, 2005).

A maioria dos modelos de simulação, especialmente em casos de dimensionamento de obras hídricas, assume um dado conjunto de vazões históricas para representar a série histórica inteira. Na operação de reservatórios, as liberações são determinadas com base num conjunto pré-estabelecido de afluxos e regras (Celeste 2006). Dessa forma a simulação, tanto de processos simples ou mais complexos, não gera, diretamente, políticas ótimas de operação, mas, em compensação, pode permitir uma representação matemática bem mais detalhada e realística do sistema, devido as equações serem geradas para a determinação das variáveis num instante de tempo t , conhecendo-se seus valores no instante de tempo $t-1$. Por isso, possibilita ao tomador de decisão examinar o desempenho do sistema considerando várias entradas e regras de decisão, que podem ser modificadas até que os resultados se aproximem do ótimo.

Braga Jr. (1987) afirma que existem dois tipos básicos de modelos de simulação em recursos hídricos. O primeiro diz respeito à simulação dos processos hidrológicos (exemplo: os de transformação de chuva em vazão) e de qualidade da água, onde equações diferenciais e relações empíricas são utilizadas para representação de vários aspectos quantitativos e qualitativos do ciclo hidrológico. O segundo tipo de modelo de simulação é referido aos aspectos de dimensionamento e operação de sistemas de recursos hídricos. Modelos de simulação associados com a operação de reservatórios consideram regra geral, um cálculo de balanço hídrico entre as afluências, efluências e variações no armazenamento, podendo, ainda, incluir avaliações econômicas de prejuízos decorrentes de enchentes, benefícios de geração de energia hidrelétrica, benefícios de irrigação, pesca e outras características similares.

Segundo Barth (1987), a grande aplicação dos modelos de simulação em recursos hídricos tem sido na área do dimensionamento e operação de vários reservatórios.

Notadamente quando se deseja levar em conta a aleatoriedade das seqüências de vazões afluentes e eventuais correlações cruzadas entre postos em uma bacia, o enfoque mais utilizado, na prática, tem sido a simulação.

De modo geral, pode-se dizer que modelos de simulação são mais apropriados para análise do desempenho de alternativas operacionais, principalmente, de longo prazo, sendo úteis para representar a operação do sistema com um grau elevado de segurança. Apesar de não serem capazes de gerar diretamente uma solução ótima, pode revelar uma solução pelo menos próxima da ótima, ou seja, ideal (SANTOS, 2007).

3.4 - OTIMIZAÇÃO

Os modelos de otimização são formulados para encontrar os valores de um conjunto de variáveis de decisão que otimizem (maximizem e minimizem) uma função objetivo sujeita a restrições. A função objetivo e as restrições são representadas por expressões matemáticas em função das variáveis de decisão.

Não existe, porém, um procedimento de otimização geral que possa resolver eficientemente qualquer tipo de problema. A maioria das técnicas depende da forma e propriedades matemáticas da função objetivo e restrições (MATEUS e LUNA, 1986; DAHLQUIST e BJORCK, 1974).

Os modelos de otimização levam em consideração algum tipo de técnica de programação matemática e são classificados em: programação linear; programação dinâmica; programação não-linear e métodos heurísticos (algoritmos genéticos, redes neurais, lógica fuzzy, etc.).

Ros e Barros (2003) ressaltam que cada uma dessas técnicas pode ser resolvida de forma determinística ou estocástica, implícita ou explícita. A otimização determinística utiliza como variáveis de entrada, séries históricas, dados observados (as condições hidrológicas são perfeitamente conhecidas), a otimização estocástica implícita utiliza como variáveis de entrada séries geradas sinteticamente ou por métodos de previsão, ou seja, com base na série histórica, a otimização estocástica explícita utiliza na formulação da otimização procedimentos estocásticos aplicados à série histórica original como variável de entrada (a otimização é realizada sem a presunção do perfeito conhecimento de eventos futuros).

3.4.1 - Programação Linear

A programação linear é a técnica que mais se desenvolveu e uma das mais aplicadas em gerenciamento de recursos hídricos, além de ser considerada por alguns autores como um dos mais importantes avanços científicos da segunda metade do século XX (BARBOSA, 2002; SIMONOVIC, 1992).

Segundo Yeh (1985) e Labadie (2004) as razões que tornam a programação linear atrativa são:

- converge sempre para um ótimo global;
- abstração de tratar problemas complexos;
- teoria da dualidade bem desenvolvida para análise de sensibilidade;
- códigos computacionais disponíveis.

A forma padrão de um problema de programação linear é dada pela Equação 3.0 abaixo:

$$\begin{aligned} \min F^t x \\ A * x = b \\ x \geq 0 \end{aligned} \tag{3.0}$$

onde:

A – é a matriz $m \times n$ dos coeficientes das restrições;

x – é o vetor n -dimensional das variáveis de decisão;

b – é o vetor m -dimensional com os valores dos recursos disponíveis;

F – é o vetor n -dimensional dos coeficientes da função objetivo.

Para transformar as restrições de desigualdade ($<$, \leq , $>$ e \geq) em igualdade ($=$) utilizam-se variáveis de folga ou artificiais, convertendo, assim, a representação do problema original para a forma padrão.

As aplicações pioneiras da programação linear na área de recursos hídricos remontam à década de 1960, no contexto dos trabalhos do Harvard Water Resources Group, especificamente num problema de gerenciamento de água subterrânea. A primeira aplicação da programação linear em problemas de operação determinística de reservatório foi feita em 1962, sendo usada para um problema simplificado de um reservatório sem armazenamento plurianual (DORFMAN, citado por SIMONOVIC, 1992). As razões da grande utilização da programação linear, na área de recursos hídricos, estão na flexibilidade de sua adaptação a

uma grande variedade de problemas, maior facilidade de entendimento, capacidade de enquadrar problemas de grande porte e disponibilidade de pacotes computacionais para pronta utilização, em nível comercial. Em contrapartida, a principal restrição da aplicação desta técnica é a exigência de linearidade das funções, o que não se verifica em muitos problemas de recursos hídricos (BARBOSA, 2002). A programação linear vem sendo amplamente utilizada no planejamento e manejo dos recursos hídricos, mesmo para os que possuem processos não lineares que, nesses casos, são representados matematicamente via artifícios de linearização.

A programação linear é usada largamente em problemas de planejamento de atividades na agricultura, na indústria petrolífera, nos transportes, no setor financeiro, no setor hidroelétrico e na área de telecomunicações.

Kuczera (1989) utilizou formulações matemáticas que foram usadas em programas lineares de rede para determinar a liberação de água em um sistema de múltiplos reservatórios. Uma metodologia que usava tanto programação linear quanto simulação foi desenvolvida por Martin (1995) para o controle de reservatório com a finalidade de geração de energia elétrica no rio Colorado, Texas.

Righetto e Guimarães Filho (2003) apresentaram um estudo preliminar da operação dos reservatórios Cruzeta e Armando Ribeiro Gonçalves, RN, via programação linear, no sentido de verificar a magnitude de oferta hídrica destes reservatórios quando se dispõe de vazão firme proveniente de fonte exógena.

Dantas Neto (1994) utilizou modelos de programação linear com o intuito de desenvolver e comparar dois sistemas de equações matemáticas. Para tal, empregou-se a formulação padrão da programação linear, utilizando dois modelos, onde um considera a lâmina de água fixa e o outro as lâminas de água alternativas. A função objetivo utilizada neste trabalho foi à maximização da receita líquida de projeto e as restrições utilizadas foram às limitações de área, água e produção das culturas.

Curi e Curi (2001) desenvolveram o modelo matemático CISDERGO - “Cropping and Irrigation System Design with Reservoir and Groundwater (Optimal) Operation”, que utiliza técnica em programação linear, destinado a maximizar múltiplos benefícios ou objetivos relativos ao uso da água de reservatório, poços e rios, em conjunção com o planejamento ou gerenciamento de perímetros irrigados.

Curi et al. (2005) utilizaram a técnica de programação linear para a maximização da receita líquida sob condições de intermitências hídricas e econômicas em um perímetro

irrigado no sertão da Paraíba, considerando, inclusive, o custo da água bruta na viabilidade da produção das culturas.

Celeste (2006) analisou o planejamento e a operação de seis sistemas de reservatórios individualmente, pertencentes à bacia hidrográfica do Rio Piancó na região semiárida da Paraíba, utilizando técnicas de programação linear. A investigação tinha como objetivo o uso potencial dos recursos hídricos para irrigação, e com isso calcular indicadores que visem à sustentabilidade. Os resultados dos indicadores de desempenho das áreas potencialmente irrigadas pelos reservatórios apresentaram-se satisfatórios em relação aos valores ideais.

Getirana et al. (2007) realizaram, através de técnicas de programação linear, uma análise econômica de propostas para o setor da agricultura irrigada quando o recurso é limitado e insuficiente para suprir todas as demandas, potencializando conflitos entre irrigantes. Observaram que a obtenção dos resultados ótimos na utilização dos recursos hídricos para os diferentes cenários idealizados seria garantida através das propriedades das técnicas de programação linear. Com base, nos cenários concluíram que a adoção de multiculturas, ao invés da monocultura, e com alocação otimizada dos recursos hídricos é a situação que melhor apresenta retorno líquido ótimo global.

Silva et al. (2008) desenvolveram um algoritmo de hierarquização de investimento em saneamento, utilizando técnicas de programação linear com o objetivo de maximizar as condições de salubridade ambiental das comunidades situadas na bacia do Rio Gramame. O algoritmo gerou resultados sobre várias opções de investimentos para comunidades analisadas.

Schardong et al. (2009) apresentaram uma ferramenta desenvolvida no Excel, na qual possui um módulo em programação linear para análise dos sistemas complexos dos recursos hídricos. Para avaliar e testar o desempenho do algoritmo, o mesmo foi utilizado na solução de alocação das águas dos reservatórios o sistema Jacarecica-Ori que apresentou resultados satisfatórios.

Alencar (2009) fez uma comparação multiobjetivo, com base em programação linear, entre os sistemas agrícolas convencional de produção e o de produção orgânica. Observou-se que o manejo orgânico apresentou um ganho maior, quando foram considerados aspectos como a mão-de-obra, receita líquida, saúde humana e preservação ambiental.

Vieira et. al. (2010) promoveram uma análise sistêmica do subsistema de reservatórios da bacia do Alto Piranhas no semiárido nordestino, através de técnicas de programação linear, e observaram que as alocações de água atenderam as demandas requeridas dos reservatórios estudados.

Santos et. al. (2010) fizeram uma análise otimizada, com técnicas de programação linear, do desempenho de um pequeno açude no semiárido paraibano a fim de minimizar perdas hídricas do sistema e maximizar o atendimento das demandas. Os resultados apresentados mostraram-se satisfatórios.

Barros (2010) otimizou, com técnicas de programação linear, os múltiplos usos em pequenos açudes na bacia de Sumé no estado da Paraíba. O objetivo principal do seu trabalho foi minimizar as perdas hídricas do sistema, maximizar o atendimento das demandas hídricas atuais e aumentar o uso destes recursos em outras atividades compatíveis com a cultura da região, como irrigação e piscicultura para melhorar o nível sócio-econômico da população da região, dando subsídios para uma tomada de decisão. Concluíram que águas dos pequenos açudes estavam sendo subutilizadas, já que foram observadas grandes perdas por evaporação e vertimento, que poderiam ser minimizadas com a implementação de políticas públicas que trariam melhores benefícios econômicos e sociais para região.

Nos sistemas de recursos hídricos é comum se ter processos descritos por expressões não lineares, o que limitaria a aplicabilidade de técnicas de programação linear. Uma forma de tratar esses tipos de problemas é através da linearização das funções não lineares, o que permite o uso de programação linear, em geral, na forma seqüencial. Para linearizar funções não lineares existem diferentes metodologias dentre as quais se destacam: programação sucessiva, programação linear separável, programação por aproximação linear e função meta.

Programação Linear Seqüencial ou Sucessiva

Segundo Barbosa (2002), a programação linear seqüencial é uma forma para contornar o problema das não linearidades, adotando um processo iterativo e sucessivo até atingir a convergência desejada.

Consiste num artifício de linearização de funções não lineares convexas, para problemas de minimização, e côncavas, para problemas de maximização.

A estratégia é transformar o problema original de funções não lineares em um problema equivalente de programação linear por meio da redefinição das funções e das variáveis. Entretanto, este artifício de linearização aumenta o número de variáveis e requer a atualização das variáveis através de um processo iterativo. Tal procedimento reduz a velocidade de convergência, problema que pode ser parcialmente superado pelo avanço tecnológico dos computadores. No entanto, tem-se verificado, na prática, que tal processo é mais eficiente

que a aplicação da programação não linear, pois a programação linear não requer cálculos numéricos de derivadas para determinação da solução.

Esse tipo de linearização pode ser realizado, através da determinação de coeficientes de retas, atualizados seqüencialmente a cada iteração, que são tangentes a um ponto ou secantes obtidas através do conhecimento de dois pontos da função. A escolha da linearização mais apropriada depende da busca ou manutenção da convexidade (ou concavidade) do problema de programação linear.

Programação Linear Separável

Um problema é dito de programação linear separável quando pode ser expresso como a soma de funções de variáveis simples. Logo, a linearização da função pode ser feita introduzindo pontos de grade, dividindo-a em trechos lineares. Esta técnica pode ser utilizada na linearização da curva área-volume, da vazão de descarga de fundo máxima e da vazão dos vertedouros de um determinado reservatório.

Programação por aproximações lineares

O Método de Programação por Aproximações, desenvolvido por Griffith e Stewart (1961) apud Cirilo (2002), fundamenta-se na expansão de funções em séries de Taylor e consiste em solucionar problemas de PNL por sucessivos sistemas lineares com aplicação da programação linear. Firmino (2007) aplicou esse método para o desenvolvimento do modelo META-F, destinado à otimização quali-quantitativa dos recursos hídricos em uma escala mensal.

A forma geral do problema de Programação Linear é:

$$\text{minimizar } f(X) \quad X \in E^{nj} \quad (3.1)$$

$$\text{sujeito a: } h_w(X) = 0 \quad w=1,2,\dots,m \quad (3.2)$$

$$g_w(X) \leq 0 \quad w= m+1, \dots, mp \quad (3.3)$$

onde:

$f(X)$ – é definido como sendo a função objetivo,

X – é um vetor com n_j variáveis de decisão;
 E^{n_j} – é o espaço da função;
 $h_w(X)$ – é a w -ésima restrição de igualdade;
 $g_w(X)$ – é a w -ésima restrição de desigualdade.

Na estrutura de Programação por Aproximações, segundo Cirilo (2002), tem-se em cada iteração u :

$$\text{minimizar} \quad f(X^u) - f(X^{u-1}) = \sum_{j=1}^{n_j} \frac{\partial f(X^{u-1})}{\partial x_j} (X^u - X^{u-1}) \quad (3.4)$$

sujeito a

$$\begin{cases} \sum_{w=1}^{n_j} \frac{\partial h_w(X^{u-1})}{\partial x_w} (X^u - X^{u-1}) = -h_w(X^{u-1}) & w = 1, 2, \dots, m \\ \sum_{w=1}^{n_j} \frac{\partial g_w(X^{u-1})}{\partial x_w} (X^u - X^{u-1}) \geq -g_w(X^{u-1}) & w = m+1, \dots, mp \end{cases} \quad (3.5)$$

onde:

X^u - é um vetor com n_j variáveis de decisão na iteração u .

A partir da estimativa do valor inicial, ou aqui simulado, X^0 monta-se e obtém-se a solução do sistema linearizado. Repete-se o processo sucessivamente até atingir uma convergência desejada. Para evitar que surjam soluções não viáveis do problema não linear original, restringe-se a variação entre sucessivas soluções lineares da forma

$$\left| X_j^u - X_j^{u-1} \right| \leq \delta_j \quad (3.6)$$

sendo:

δ_j - o limite do passo de cálculo na iteração u , nas várias direções de busca, estabelecida para que a solução permaneça na região viável.

Função Meta ou Pós-Contratual

Vários trabalhos como Porto et. al. (2005), Vieira (2007), Santos (2007) e Firmino (2007) utilizaram esta técnica no conceito do volume meta para reservatórios e na concentração meta em rios. Foi descrita por Lanna (1998) e é aplicada quando o operador deseja atingir uma meta, sendo penalizada quando ultrapassar essa meta. Esta condição pode ser representada por:

$$\text{minimizar } \{f(X) = \alpha[D - X]\} \quad (3.7)$$

onde: D é meta a ser atingida.

Graficamente a função é representada pela Figura 3.1.

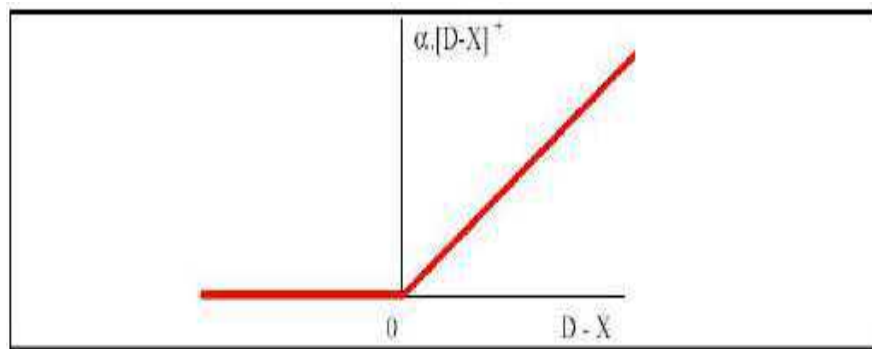


Figura 3.1 - Função meta (fonte: Lanna, 1998).

O artifício de linearização inicia pela definição de duas variáveis auxiliares, U e V, ambas não negativas ($U > 0$ e $V > 0$) e fazendo:

$$X - V + U = D \quad (3.8)$$

onde:

V - é a variável auxiliar que está acima da meta estabelecida;

U - é a variável auxiliar que está abaixo da meta estabelecida;

D - é a variável auxiliar que estabelece a meta desejada;

Assim a Equação 3.8 é incluída como restrição do problema de otimização. Então a função objetivo deverá ser substituída por:

$$\text{minimizar } Y = \alpha U \quad (3.9)$$

A razão pela qual o artifício funciona é que, no ponto ótimo, quando houver excesso de suprimento, ou $D - X < 0$, então $U - V < 0$, sendo que U será igual zero e $-V = D - X$, ou $V = X - D$. Também, sempre que houver falta de suprimento, ou $X - D > 0$, então $U - V > 0$, e V será igual a zero, sendo $U = D - X$, ou a carência de suprimento será penalizada. Em outras palavras, quando $D - X < 0$, o valor negativo será totalmente "carregado" na variável V ; quando $D - X > 0$ o valor positivo será totalmente "carregado" em U . A garantia de que isto ocorrerá no ótimo pode ser provada pela análise da hipótese oposta. Suponha que $D - X > 0$ e que em vez de V ser nulo, tenha um valor qualquer maior que zero e igual a ε . Como $U - V = D - X$, para que esta igualdade seja mantida, $U = D - X + \varepsilon$, então a função objetivo ficaria penalizada, sem necessidade, por $\alpha\varepsilon$. Melhor seria se $U = D - X$ e V igual a zero como acima foi disposto. Da mesma forma, quando $D - X < 0$, se U for não nulo, a função objetivo estaria sendo penalizada sem necessidade.

3.4.2 - Programação Não linear

A programação não linear não goza da mesma popularidade que a programação linear e a programação dinâmica têm na análise de sistemas de recursos hídricos. O fato é explicado em razão de que o processo de otimização requer maior tempo de processamento, quando comparado à programação linear, uma vez que a matemática envolvida nos modelos não lineares é muito mais complicada do que nos casos de programação linear (YEH, 1985). O desenvolvimento crescente dos recursos computacionais, embora o artifício da linearização ainda seja bastante utilizado, vem facilitando a aplicação da programação não linear na prática de solução de problemas de sistemas de recursos hídricos, mas ainda tem-se o problema de garantia de que a solução encontrada não seja a ótima global.

O modelo de otimização ORNAP (Optimal Reservoir Network Analysis Program), desenvolvido por Curi e Curi (1999), utiliza-se de técnicas de programação não linear e trabalha a nível mensal. O processo de otimização foi resolvido numericamente, através de programação não linear, contemplando uma função objetivo para a maximização da receita líquida anual advinda da agricultura irrigada, avaliando-se, também, o retorno financeiro da

piscicultura extensiva nos reservatórios. Todos os requerimentos de ordem legal, sócio-econômicos e de sustentabilidade hídrica, além das restrições físicas e condições climáticas, foram considerados no modelo. Foi utilizado, acoplado a modelos de otimização de áreas irrigadas e usos de água para piscicultura, a geração de energia, o controle de cheias e o abastecimento urbano, com resultados bastante satisfatórios quando aplicado a esta classe de problemas.

Azevedo et. al. (1997) desenvolveram um modelo matemático de ondas cinemáticas utilizando técnicas de otimização não linear, para solucionar o problema inverso da irrigação por sulco, que consiste na determinação das características de infiltração de água no solo, a partir de dados de medição da fase do avanço. Este modelo consegue minimizar as discrepâncias entre os tempos de avanço simulado e medidos, solucionando o problema inverso.

Segundo Cirilo (2002), a programação não linear pode ser dividida quanto aos métodos utilizados na solução dos problemas em:

- técnicas analíticas - as soluções ótimas são obtidas pela resolução das equações que representam um determinado sistema, utilizando os conceitos de derivadas, podendo a otimização ser reduzida à procura das raízes desses sistemas;
- técnicas de busca numérica - são metodologias que utilizam informações passadas em um processo iterativo, com intuito de gerar melhores soluções no processo de otimização. Essa técnica de otimização permite ainda o emprego de métodos numéricos para resolver problemas dos quais não se conhece a solução analítica.

Para Labadie (2004), os algoritmos de programação não linear que são considerados, geralmente, como os mais poderosos e robustos são: (i) o método do gradiente reduzido generalizado; (ii) a programação quadrática sucessiva (ou método Lagrangeano projetado); (iii) o método Lagrangeano aumentado (ou método dos multiplicadores), e (iv) o método da programação sequencial. Nas pesquisas de Cirilo (2002) estão citados alguns programas como o ADS, da Universidade da Califórnia; o GAMS, da GAMS Development Corporation; o LANCELOT, o SOLVER do EXCEL, entre outros.

Andrade (2006) utilizou um algoritmo desenvolvido em programação não linear com intuito de maximizar a receita líquida anual advinda da agricultura irrigada e o retorno financeiro da piscicultura extensiva nos reservatórios da bacia do rio Capibaribe. A

metodologia adotada apresentou resultados satisfatórios que poderão subsidiar no processo de tomada de decisão na busca da eficiência do uso da água.

Rosal (2007) usou técnicas de programação não linear para otimizar redes pressurizadas de abastecimento de água. Os resultados demonstram que o algoritmo desenvolvido mostrou satisfatório, já que obedeceram todas as restrições.

Moraes et al. (2008) desenvolveram um algoritmo matemático, com técnicas de programação não-linear, que utiliza uma metodologia de decomposição por temas (*Piece-by-Piece Approaching*), onde consideram na função objetivo e nas restrições, aspectos referentes a alocação (irrigação) e a qualidade de água (salinidade). O principal objetivo desta ferramenta é a maximização dos benefícios líquidos dos usuários da bacia hidrográfica do Pirapama do Estado do Pernambuco. Os resultados demonstraram que, quando for considerado o aspecto qualitativo da água, em conjunto com outros aspectos, observou-se uma redução considerável nos benefícios líquidos totais da bacia do Rio Pirapama.

Outras contribuições importantes sobre aplicação de técnicas de programação não linear em sistemas de reservatórios podem ser encontradas nos trabalhos de Yeh (1985), Simonovic (1992), Wurbs (1993), Labadie (2004) e Lima e Lanna (2005).

3.4.3 - Programação Dinâmica

Segundo Barros (1997), a programação dinâmica é uma técnica também usada para solucionar problemas em recursos hídricos, que podem ser vistos como processos de decisão seqüencial em vários estágios, não significando que “estágio” seja necessariamente um intervalo de tempo, mas pode representar atividades, localidades, etc., sendo melhor entendido como ponto do processo no qual uma decisão deve ser feita. A vantagem da programação dinâmica é que ela pode ser utilizada num grande número de problemas de programação discreta, não necessitando de muita precisão numérica, podendo ser utilizada em alguns problemas de recursos hídricos (BARROS, 1997).

A desvantagem marcante da programação dinâmica é a chamada praga da dimensionalidade que aparece quando há discretização elevada das variáveis de estado, quando a busca do ótimo em cada estágio exige enormes requerimentos de memória e de tempo de processamento (BELLMAN, citado por BARROS, 1997).

Lima e Lanna (2005) e Labadie (2004) apresentam diversos algoritmos de PD e suas aplicações em sistemas de recursos hídricos, dando ênfase aos problemas de operação de reservatórios.

Aplicações de programação dinâmica em sistemas de recursos hídricos são ilustradas nos trabalhos de Young (1967), Mujumdar e Ramesh (1997), Perera e Codner (1996), Lima e Lanna (2001) entre outros.

3.4.4 - Programação Multiobjetivo

O tomador de decisão, em algumas situações, necessita considerar simultaneamente vários objetivos, que podem apresentar unidades e escalas de medidas heterogêneas. Este tipo de problema requer na busca de sua solução, técnicas de programação multiobjetivo. Esta pode ser definida como um conjunto de procedimentos matemáticos destinados a buscar soluções ótimas para problemas com múltiplos objetivos ou metas a serem otimizados. Bravo et al. (2005) cita as técnicas mais utilizadas que, geram uma solução não dominada, são: o método das ponderações, o método das restrições e algoritmo genético multiobjetivo.

O método das ponderações é bastante utilizado para tratar de um problema multiobjetivo. Os objetivos, expressos pelas funções objetivos $f_1(x)$, $f_2(x)$, ..., $f_n(x)$, são ponderados através de pesos, w_i , assim temos:

$$\max \text{ ou } \min = \sum_{i=1}^n w_i * f_i(x) \quad (3.10)$$

O método das ponderações permite avaliar um número maior de objetivos, mas é preciso definir, a priori, os coeficientes de ponderação.

Uma vantagem deste método é que os fatores de ponderação podem ser variados de forma paramétrica até que se obtenha o conjunto de soluções não dominadas (x^*). A melhor solução de compromisso terá um conjunto w_1, w_2, \dots, w_n que indica a importância relativa de cada objetivo.

Para Santos (2007) no que diz respeito à utilização destes métodos na otimização da operação de sistemas de reservatórios com usos múltiplos, o método das ponderações é o mais utilizado e mais simples na sua formulação, mas precisa de uma unidade comum entre os diferentes objetivos. Para lograr isso, são utilizados fatores implícitos cujos valores, muitas vezes, são difíceis de justificar. O método das restrições apresenta bons resultados e não precisa de uma unidade comum nos diferentes objetivos, mas só podem ser considerados três objetivos, já que um número superior torna muito ineficiente o processo de busca de solução pelo algoritmo. Entretanto, os algoritmos genéticos multiobjetivo superam ambos os inconvenientes ao não precisar dessas transformações, já que trabalham com os valores das

funções objetivo em suas verdadeiras unidades e não se vê prejudicado seu desempenho pelo incremento do número de funções objetivo (BRAVO et al., 2005), porém as desvantagens de se utilizar algoritmos genéticos esta na dificuldade de levar em conta explicitamente às restrições (principalmente as desigualdades), de manter soluções viáveis na população (LABADIE, 2004) e alto requerimento de tempo computacional para atingir uma solução.

3.5 - INDICADORES DE DESEMPENHO

Os indicadores confiabilidade, resiliência e vulnerabilidade utilizados para avaliação de risco ao atendimento às demandas hídricas foi proposto por Hashimoto et al. (1982). Estes indicadores de desempenho do sistema (Celeste et. al, 2006), ao longo do tempo, são determinados, utilizando a série temporal X_t , $t = 1, \dots, NT$, e os respectivos valores limite X_{0t} especificados, separando os valores satisfatórios dos insatisfatórios de modo que uma falha ocorra quando $X_t < X_{0t}$. Seja NF o número total de intervalos de tempo no qual $X_t < X_{0t}$ e sejam d_j e s_j , respectivamente, a duração e o volume de déficit do j -ésimo evento de falhas, $j = 1, \dots, M$, onde M é o número de eventos insatisfatórios (Figura 3.2).

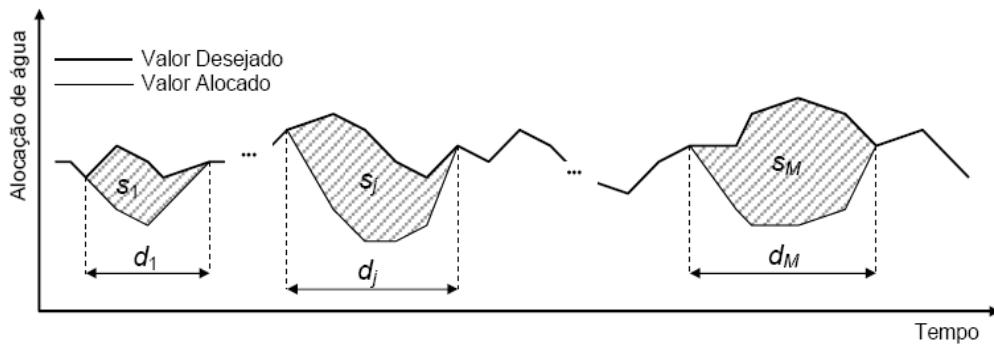


Figura 3.2 – Duração e volumes de déficit em período de falhas.

A confiabilidade (Conf) é a probabilidade da série temporal permanecer em estado satisfatório durante o horizonte de operação, ou seja, a percentagem do tempo em que o sistema funciona sem falhas.

$$\text{Conf} = \Pr\{X_t \geq X_{0t}\} = 1 - \frac{\text{NF}}{\text{NT}} \quad (3.11)$$

A resiliência (Res) é a forma como o sistema recupera-se de uma falha, uma vez que esta tenha ocorrido, ou seja, é a probabilidade de haver um estado satisfatório no período $t+1$ dado um valor insatisfatório no período t . Pode ser, ainda, definida como o inverso do valor esperado do tempo em que o sistema permanece em estado insatisfatório, $E[d]$.

$$\text{Res} = \frac{1}{E[d]} = \left[\frac{1}{M} \sum_{j=1}^M d_j \right]^{-1} \quad (3.12)$$

A vulnerabilidade (Vul) é a magnitude das falhas a que o sistema está sujeito.

$$\text{Vul} = E\{s\} = \frac{1}{M} \sum_{j=1}^M s_j \quad (3.13)$$

Loucks (2000) propôs um índice de sustentabilidade geral definido pelo produto entre a confiabilidade, a resiliência e parte não vulnerável.

$$\text{Sust} = \text{Conf} * \text{Res} * [1 - \text{Vul}] \quad (3.14)$$

3.6 - EQUAÇÕES DIFERENCIAIS LINEARES DE PRIMEIRA ORDEM

Uma equação diferencial pode ser definida por uma expressão matemática, onde a incógnita é uma função y , continuamente diferenciável com relação a uma variável x num intervalo $[a,b]$, pertencendo ao conjunto dos reais e a equação envolve termos desta função e suas derivadas. Assim a fórmula geral de equação diferencial linear de primeira ordem pode ser representada pela equação (3.15).

$$\frac{dy}{dx} + P(x) * y = Q(x) \quad (3.15)$$

onde: $P(x)$ e $Q(x)$ são funções de x ou constantes.

Quando $Q(x)$ é igual a zero a equação será chamada de linear e homogênea, devido à analogia com sistemas de equações algébricas lineares homogêneas, que são iguais a zero. Assim podem ser resolvidas facilmente integrando os dois lados ou pelo fator de integração que é obtido através da derivada do produto de funções, como pode ser observado pela Equação 3.16.

$$\eta(x) = e^{\int P(x) dx} \quad (3.16)$$

Portanto, a formula geral pode ser escrita da seguinte forma:

$$y = e^{-\int P(x)dx} \int Q(x)e^{\int P(x)dx} dx + Ce^{-\int P(x)dx} \quad (3.17)$$

onde: C é uma constante.

3.7 - QUALIDADE DA ÁGUA

Vários estudiosos constataam que a água limpa está cada vez mais rara no mundo e a água de beber cada vez mais cara. Essa situação resulta da forma como a água disponível vem sendo usada: com desperdício - que chega entre 50% e 70% nas cidades -, e sem muitos cuidados com a qualidade. Assim, parte da água no Brasil já perdeu a característica de recurso natural renovável (principalmente nas áreas densamente povoadas), em razão de processos de urbanização, industrialização e produção agrícola, que são incentivados, mas pouco estruturados em termos de preservação ambiental e da água.

Nas cidades os problemas de abastecimento estão diretamente relacionados ao crescimento da demanda, ao desperdício e à urbanização descontrolada – que atinge regiões de mananciais. Na zona rural os recursos hídricos também são explorados de forma irregular, além de parte da vegetação protetora da bacia (mata ciliar) é destruída para a realização de atividades como agricultura e pecuária. Não raramente os agrotóxicos e dejetos utilizados nessas atividades também acabam por poluir a água. A baixa eficiência das empresas de abastecimento se associa ao quadro de poluição: as perdas na rede de distribuição por roubos e vazamentos atingem entre 40% e 60%, além de 64% das empresas não coletarem o esgoto gerado. O saneamento básico não é implementado de forma adequada, já que 90% dos esgotos domésticos e 70% dos afluentes industriais são jogados sem tratamento nos rios, açudes e águas litorâneas, o que tem gerado um nível de degradação nunca imaginado (ISA, 2007).

Em 2008, 66,00% dos domicílios brasileiros não tinham acesso à rede coletora de esgotos e apenas 68,80% deste esgoto controlado recebia algum tipo de tratamento. Nesse mesmo ano, quase 12 milhões de domicílios no país não tinham acesso à rede geral de abastecimento de água, observando um aumento somente de apenas 0,1% do ano 2000 para 2008. Com relação à coleta de lixo, apenas 27% dos municípios fazem a destinação correta dos resíduos sólidos. Este quadro foi apresentado em 2008 no Atlas de Saneamento do IBGE, que teve como base os dados da Pesquisa Nacional de Saneamento Básico (PNSB), divulgada em 2008, combinando com informações do Censo 2000 e de instituições do governo e universidades.

A situação atual dos serviços de saneamento no Brasil mostra que as metas eram ambiciosas e que a universalização destes serviços deve ser encarada como prioritária para o desenvolvimento do País. A ausência de investimentos em itens tão fundamentais como os serviços de saneamento têm impactos sobre a saúde da população e o meio ambiente. O estudo do IBGE (2008) estima que, 18% da população brasileira está exposta ao risco de contrair doenças em decorrência da inexistência de rede coletora de esgoto.

A avaliação da abrangência dos serviços de saneamento no país feita pelo IBGE (2008) considerou a existência ou não de serviços de saneamento nos municípios, independentemente de sua extensão, eficiência e quantidade de domicílios atendidos. O resultado é que a maioria dos municípios brasileiros (áreas urbanas), 99,4%, conta com serviços de abastecimento de água. Ainda segundo o atlas, mais de 77,8% dos domicílios brasileiros tinham acesso à água potável em 2008. Ainda segundo esta pesquisa, dos 5 256 municípios brasileiros que declararam possuir manejo de águas pluviais, 74,4% informaram utilizar cursos d'água (rios) permanentes como corpos receptores; 16,9%, cursos d'água intermitentes; 2,9%, mar; 10,0%, lagoas; 20,7%, áreas livres públicas ou particulares, que são áreas constituídas por logradouros e terrenos livres, de natureza pública ou privada; e 5,3%, outros corpos receptores. A coleta de lixo apesar de ser amplamente difundida, porém a grande maioria dos municípios (50,80%) deposita seus resíduos em lixões a céu aberto e sem nenhum tratamento. Os aterros sanitários estão presentes em apenas 27,70% dos municípios brasileiros, e apenas 22,50% deles afirmam ter aterro controlado.

3.7.1 - Fontes de Poluição

Existem dois tipos de definição para descrever uma água poluída. Do ponto de vista econômico, a poluição da água é uma alteração da qualidade que afeta o bem-estar do consumidor e reduz os lucros do produtor, exigindo-se assim o estabelecimento de um nível ótimo de poluição. Em termos ambientais, a poluição da água é uma alteração do ambiente que afeta os ecossistemas e, direta ou indiretamente, o homem. Portanto, a classificação de água poluída depende do seu uso e do equilíbrio que existe entre o meio aquático e a sua fauna e flora. Assim sendo, uma água pode ser imprópria para consumo humano, mas estando em equilíbrio com o seu meio não pode ser classificada como poluída. Um exemplo é a água dos oceanos, que, devido a sua composição mineral e iônica, não se encontra dentro dos padrões definidos para consumo humano, mas, no entanto, não pode ser considerada como poluída.

A classificação dos poluentes da água pode ser feita de acordo com suas origens e dividem-se em Pontual; tais como os esgotos urbanos, industriais, mistos, de minas; e Difusa; tais como a drenagem agrícola, águas pluviais, escoamento de lixeiras, etc.. Segundo a natureza dos contaminantes, eles dividem-se em:

Agentes Químicos

- Orgânicos (biodegradáveis ou persistentes): proteínas, gorduras, hidratos de carbono, ceras, detergentes, óleos, tintas, pesticidas e solventes;
- Inorgânicos: ácidos, alcoóis, tóxicos e sais solúveis ou inertes.

Agentes físicos

- Radioatividade; calor e modificação do sistema terrestre, através de movimentação de terras ou afins.

Agentes Biológicos

- Bactérias; vírus; animais e plantas não pertencentes ao habitat natural e sobre-exploração.

As principais fontes de poluição das águas são (Tucci, 2005): atmosférica, pontuais, difusa e mista. As fontes atmosféricas são de efeitos mais globais e influenciam o corpo d'água de acordo com o regime de precipitação. A poluição hídrica pontual refere-se ao lançamento específico e de forma individual e quantificada com padrões bem definidos. A poluição hídrica difusa se dá quando a poluição ocorre de forma não controlada, em termos de quantidade, frequência ou composição. Por esse motivo, as poluições hídricas, atmosférica e difusa são de difícil controle em comparação com a pontual. As poluições mistas são aquelas que englobam características de cada uma das fontes anteriormente descritas. Já Larentis (2004) classifica as fontes como pontuais e não pontuais, onde as, não pontuais incluem as difusas, atmosféricas e mistas. Sperling (1996) classificou a origem devido a condições naturais, resultado do escoamento superficial da água e infiltração (exemplo: íons oriundos da dissolução de rochas) e a interferência do homem, de forma concentrada, como geração de

despejos domésticos ou industriais, ou de forma dispersa, como aplicação de defensivos agrícolas.

3.7.2 - Parâmetros de Qualidade das Águas

A avaliação das fontes de poluição geralmente é feita através de diversos parâmetros, ao ver, exprime as suas principais características química, físicas e biológicas. No Brasil essas características são limitadas pelo enquadramento e uso preponderante da água, através da Resolução do CONAMA 357/2005.

Os parâmetros físicos da água são aqueles que afetam os sentidos humanos, exemplo: temperatura da água, densidade e turbidez. Alguns dos parâmetros químicos são resultados de ciclos e processos que ocorrem na água, exemplo: oxigênio dissolvido, demanda bioquímica de oxigênio, nitrogênio e fósforo. Estes são essenciais no controle dos diferentes usos da água e para preservação ambiental. Os parâmetros biológicos representam os organismos patogênicos, de importante relevância para saúde pública. São exemplos destes: bactérias, vírus, protozoários e vermes. (TUCCI, 2005; LARENTIS, 2004; VON SPERLING, 1996; PEREIRA, 2004a, apud FIRMINO, 2007).

Gastaldini e Mendonça (2003) apresentam os parâmetros mais utilizados na avaliação dos componentes receptores:

- **Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO):** é definido como um parâmetro que mede de forma aproximada a quantidade de matéria orgânica biodegradável presente em uma amostra de água. Representa a quantidade de oxigênio necessária para microorganismos presentes na amostra oxidarem a matéria orgânica para uma forma estável inorgânica. A DBO é medida através de um procedimento laboratorial padrão que mede a quantidade de oxigênio consumida após incubação da amostra a uma temperatura especificada, geralmente 20°C, por específico período de tempo, geralmente de cinco dias. Segundo Sperling (1996), as DBO são geralmente de origem domésticas e industriais, importantíssimos na caracterização do grau de poluição de um corpo d' água e de águas residuárias brutas e tratadas, e são medidos em mg/l. Os valores de DBO dos esgotos domésticos estão em torno de 300 mg/l, os industriais variam de acordo com tipo de processo e para florestas virgens e perímetros irrigados está em torno de 1 a 3 mg/l, quando considerado as vazões afluentes provenientes das precipitações.

• **Oxigênio Dissolvido (OD):** O oxigênio é um dos parâmetros mais importantes, por ser essencial para todas as formas de vida aquática, incluindo os organismos responsáveis pela autodepuração em águas naturais. A quantidade de oxigênio presente na água depende da temperatura, salinidade, turbulência, atividade fotossintética de algas e plantas e da pressão atmosférica. A solubilidade do oxigênio diminui com o aumento da temperatura e da salinidade. O oxigênio dissolvido pode ser expresso também em porcentagem do teor de saturação. O oxigênio dissolvido varia sazonalmente e dentro do período de 24 horas, de acordo com a temperatura e atividade biológica (fotossíntese e respiração). É mensurado em mg/l e utilizado no controle operacional de estações de tratamento e na caracterização dos corpos d' água. Geralmente, ao nível do mar e na temperatura de 20°C, a concentração de saturação do OD é igual a 9,2 mg/l. Valores de OD superiores à saturação são indicativos da presença de algas fazendo fotossíntese. Valores de OD inferiores à saturação são indicativos da presença, principalmente, da matéria orgânica (provavelmente efluentes). Com valores de OD em torno de 4,5 mg/l morrem os peixes mais exigentes e com OD igual a 2mg/l todos os peixes estão mortos e com condições próximas de 0 mg/l tem-se condições de anaerobiose (Sperling, 1996).

Coliformes Fecais (CF): Este parâmetro está diretamente ligado à saúde humana. Esses tipos de bactérias pertencem ao grupo coliforme e habitam, normalmente, nos intestinos de homens e animais, servindo como indicadores da contaminação de uma água por fezes. Tendo em vista que a maior parte das doenças associadas com a água é transmitida por via fecal, através de organismos patogênicos que são eliminados pelas fezes, atingem o ambiente aquático e voltam a contaminar as pessoas que se abastecem indevidamente desta água, conclui-se que as bactérias coliformes podem ser usadas como indicadoras desta contaminação. São mensurados geralmente em unidades fecais para cada 100 ml. São caracterizadas como indicadores de qualidade em corpos d' água e são bastante utilizados no controle das águas nas estações de tratamento de água.

• **Fósforo Total (FT):** Este parâmetro está ligado à nutrição dos organismos vivos e existe na água na forma dissolvida e de material particulado e é bastante utilizado na estimativa da clorofila-a. É, geralmente, o nutriente limitante para o crescimento de

algas. Em águas naturais ocorrem principalmente nas formas de ortofosfatos, polifosfatos e fosfatos organicamente ligados. Fontes naturais de fosfatos são, principalmente, do intemperismo de rochas contendo fósforo e da decomposição de matéria orgânica. Esgotos, particularmente aqueles contendo detergentes, efluentes industriais e fertilizantes contribuem para aumento da concentração de fósforo em corpos d'água. Altas concentrações de fosfatos são indicativas de presença de poluição e são responsáveis por condições eutróficas. Segundo Sperling (1996), o fósforo apresenta-se basicamente na água em três formas básicas: ortofosfatos, polifosfatos e o fósforo orgânico. Os ortofosfatos são diretamente ligados ao metabolismo biológico dos seres vivos e dependem do PH da água. Os polifosfatos são moléculas mais complexas com dois ou mais átomos de fósforo e o fósforo orgânico é normalmente de menor importância com relação o ponto vista sanitário. Tucci (2005) apresenta alguns valores médios de carga produzida de fósforo total, provenientes das vazões afluentes em kg/ha.ano, para a floresta, que é de 0,4, para área urbana que é em torno de 1,0 e para área agrícola que é de 0,5.

Nitrogênio Total (NT): Este parâmetro químico é também importante, pois as reações biológicas só podem ocorrer com presença da quantidade de nitrogênio suficiente. Dividem-se de acordo com seu ciclo em: molecular (escapando para a atmosférica) e orgânico (dissolvido e em suspensão). Está presente na água em quatro formas: nitrogênio orgânico, amoniacal, nitrito e nitrato. Água contendo altas concentrações de nitrogênio orgânico e nitrogênio amoniacal e pequenas concentrações de nitratos e nitritos não podem ser consideradas seguras, porque em certas condições conduzem ao fenômeno da eutrofização de lagos naturais, barragens e rios. Por outro lado, amostra sem nitrogênio orgânico nem nitrogênio amoniacal e com algum nitrato pode ser considerada relativamente segura pelo fato de que a nitrificação já ocorreu e a poluição não é recente. Segundo Sperling (1996), o nitrogênio, nos processos de conservação da amônia a nitrito e este a nitrato, implica no consumo de oxigênio dissolvido no corpo de água receptor. Na forma de amônia livre é diretamente tóxico aos peixes e na forma de nitrato está associado a doenças como a metahemoglobinemia. Tucci (2005) apresenta os valores médios de carga produzida, provenientes das vazões afluentes, em kg/ha.ano, na floresta natural está em torno de 3,0, para área urbana em torno de 5,0 e para área agrícola de 5,0.

3.7.3 - Impactos causados pela poluição das águas

Para Blum (2003) não existe ainda métodos definidos de análise para identificação e quantificação da associação de substâncias. O que se tem na literatura é o tratamento individual dos processos de transporte de massa nos corpos hídricos. O que se deseja conhecer nos modelos de qualidade de água são os processos da autodepuração, eutrofização e a contaminação da água por microorganismo.

Autodepuração

O processo da autodepuração pode ser definido como a capacidade de um corpo hídrico recuperar o equilíbrio, por meio de processos naturais, após as alterações causadas pelo lançamento dos efluentes. Uma água pode ser considerada depurada quando suas características atingirem novamente as condições de equilíbrio num ecossistema aquático (Eiger, 2003a).

Segundo Sperling (1996), a presença ou ausência de poluição pode, também, ser identificada através do conceito de diversidade de espécies: nos *ecossistemas em condições naturais* são observados uma elevada diversidade de espécies, mas com uma pequena quantidade de indivíduos, e nos *ecossistemas em condições perturbadas* são observados baixa diversidade de espécies, mas com uma grande quantidade de indivíduos.

Na presença da carga poluidora o ecossistema aquático é alterado, acarretando modificação das comunidades aquáticas lá presentes. Neste sentido, a autodepuração pode ser entendida como um fenômeno de sucessão ecológica, com uma seqüência sistemática de substituições de uma comunidade por outra, até que uma comunidade estável se estabeleça em equilíbrio com as condições locais.

Vários parâmetros de qualidade de água são tradicionalmente utilizados no planejamento e nos permitem conhecer o grau de poluição e de autodepuração em corpos d' água. A sua mensuração pode ser expressa em termos de concentrações, quantificáveis e passíveis a modelagem matemática. A estrutura da maioria destes modelos, geralmente, são formulações clássicas proposta por Streeter-Phelps. Estas formulações clássicas fundamentam-se nos processos de produção e/ou no consumo, que se desenvolve ao longo do tempo, a partir da dimensão do corpo d' água e de parâmetros como: o oxigênio dissolvido, matéria orgânica e bactérias, entre outros.

Para Sperling (1996), o conhecimento do fenômeno da autodepuração e da sua quantificação deve ter em vista os seguintes objetivos: utilizar a capacidade de assimilação dos corpos d' água e o impedimento do lançamento de efluentes acima do que o corpo d' água possa suportar. Deve-se levar em consideração os estágios de sucessão ecológica que podem ser associadas a quatro zonas fisicamente identificáveis num corpo d' água (águas limpas, degradação, decomposição ativa e recuperação), conforme mostrados nas Figuras 3.3, 3.4 e 3.5.

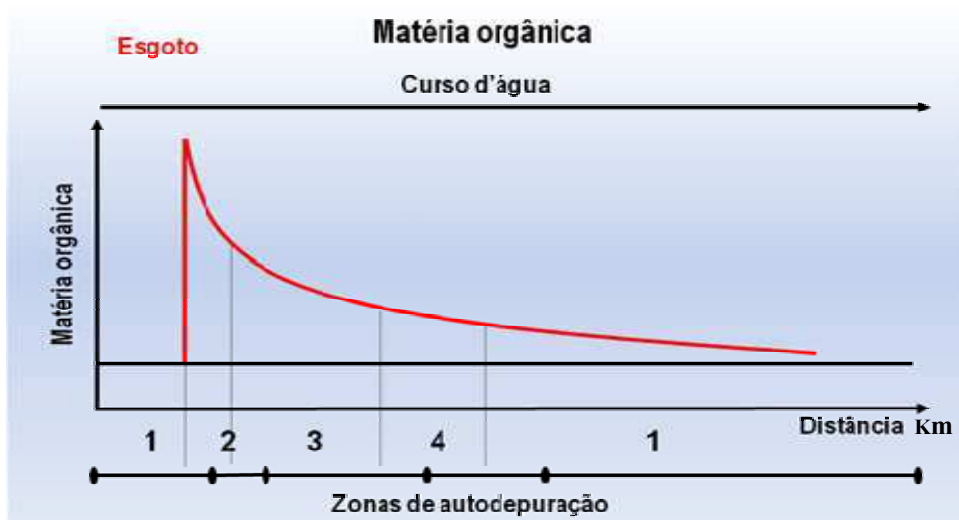


Figura 3.3 – Comportamento das zonas de autodepuração em função da matéria orgânica.



Figura 3.4– Comportamento das zonas de autodepuração em função do oxigênio dissolvido.

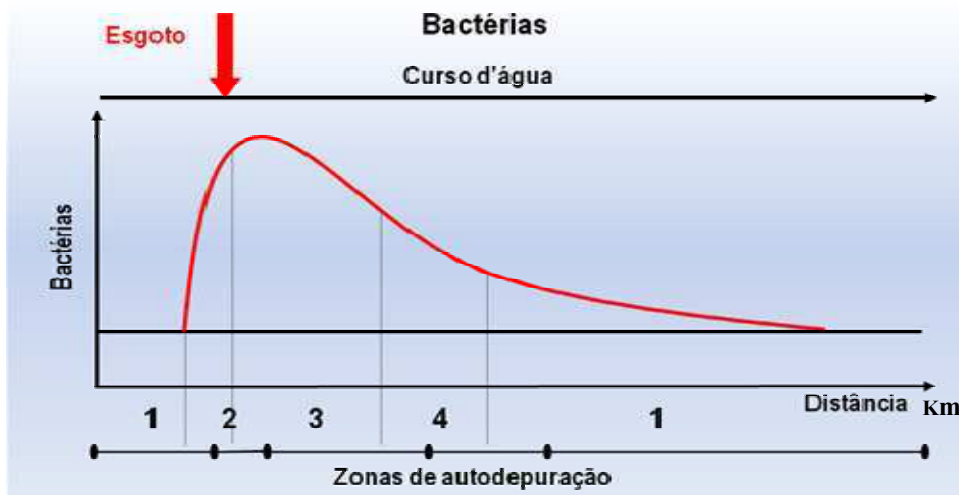


Figura 3.5 – Comportamento das zonas de autodepuração em função das bactérias.

Na modelagem algorítmica deve ser levado em consideração, também, o regime hidráulico, que está ligado com a dimensão dos corpos d' água. Há basicamente dois tipos de modelos para um corpo de água:

- **fluxo em pistão** – este tipo de geometria (paralelogramo) caracteriza predominantemente um rio, onde as partículas de fluídos entram continuamente em uma extremidade do tanque de base retangular e longo, passam através do mesmo e são descarregadas na outra extremidade, na mesma sequência em que entraram. As partículas mantêm a sua identidade e permanecem no tanque por um período igual ao tempo de detenção hidráulica (SPERLING, 1996);
- **mistura completa** – este tipo de geometria (cubo) caracteriza predominantemente um reservatório, onde as partículas que entram no tanque são imediatamente dispersas em todo o volume de controle e sai também de forma contínua. A mistura completa pode ser obtida em tanque circulares ou quadrados se o conteúdo do tanque for contínuo e uniformemente distribuído (SPERLING, 1996).

As formulações matemáticas só serão entendidas completamente a partir do estudo do comportamento dos parâmetros (matéria orgânica, oxigênio dissolvido e bactérias) no regime hidráulico. É importante saber como evolui a cinética das reações, que descrevem o desaparecimento ou a formação de um determinado composto ou espécie química, e compreender a relação entre a taxa de reação, a concentração do reagente e a ordem da

reação, que são representadas por equações potenciais, em especial as exponenciais, que pode ser de ordem zero, de primeira ordem e segunda ordem (SPERLING, 1996).

A cinética da matéria orgânica, onde predomina a desoxigenação, processa numa reação de primeira ordem, na qual a taxa de mudança da concentração de uma substância é proporcional à primeira potência da concentração. Assim, formula-se a equação da progressão da matéria orgânica para o rio de acordo com a seguinte equação diferencial:

$$\frac{dL}{dt} = -K_1 * L \quad (3.18)$$

onde:

L- é concentração da matéria orgânica (mg/l);

t - tempo (dia);

K₁ - é o coeficiente de desoxigenação (dia⁻¹).

Integrando a equação 3.18, nos limites L=L₀ e L=L e t=0 e t=t e utilizando as propriedades dos logaritmos, conduz a seguinte equação 3.19.

$$L = L_0 * e^{-K_1 * t} \quad (3.19)$$

O coeficiente de desoxigenação K₁ depende das características da matéria orgânica, da temperatura e da presença de substância inibidoras. É geralmente determinado em laboratórios e tabelado para uma temperatura a 20°C.

Quando a água é exposta a um gás, ocorre um contínuo intercâmbio de moléculas da fase líquida para a gasosa e vice-versa nos processos de turbulência ou por difusão. O processo da reaeração atmosférica se desenvolve segundo esse conceito. O consumo do oxigênio nos processos de estabilização da matéria orgânica faz com que as concentrações deste meio líquido estejam abaixo da concentração de saturação do oxigênio que dependem da solubilidade do meio líquido e da altitude do local. A cinética da reaeração pode ser caracterizada também por uma reação de primeira ordem, segundo a equação a seguir:

$$\frac{dD}{dt} = -K_2 * D \quad (3.20)$$

onde:

D - é o déficit de oxigênio, ou seja, a diferença entre a concentração de saturação (Cs) e a concentração existente em um tempo t (C) em (mg/l);

t - tempo (dia);

K2 - é o coeficiente de aeração (dia^{-1}).

Da mesma forma integrando e aplicando as propriedades dos logaritmos, logo a equação ficará:

$$D = D_0 * e^{-K_2 * t} \quad (3.21)$$

O coeficiente de aeração K2 tem maior influência nos resultados do balanço de oxigênio dissolvido do que o coeficiente K1. É, geralmente, determinado em laboratórios e tabelado para uma temperatura a 20°C, mas pode ser estimado em função das características hidráulicas dos corpos d' água ou correlacionado com a vazão.

Neste contexto, os pesquisadores Streeter e Phelps, em 1925, estabeleceram as bases matemáticas que representa a curva de oxigênio em curso de um rio. Nesta se considera a taxa de variação do déficit de oxigênio dissolvido igual ao consumo de oxigênio dissolvido menos a produção de oxigênio dissolvido com o tempo. Assim pode ser representado pela equação:

$$\frac{dD}{dt} = K_1 * L - K_2 * D \quad (3.22)$$

Organizando a equação 3.22, teremos:

$$\frac{dD}{dt} + K_2 * D = K_1 * L \quad (3.23)$$

sendo: $P(t) = K_2$ e $Q(t) = K_1 * L$

A equação 3.23 ficará representada por: uma equação diferencial de 1º ordem, que terá como fator de integração $\mu(t) = e^{\int K_2 dt} = e^{k_2 t}$:

$$\frac{dD}{dt} + P(t) * D = Q(t) \quad (3.24)$$

Multiplicando pelo fator de integração e resolvendo a equação 3.24 ficará:

$$e^{k_2 t} * \left[\frac{dD}{dt} + P(t) * D \right] = e^{k_2 t} * K_1 * L \quad (3.25)$$

assim,

$$e^{k_2 t} * D = \int e^{k_2 t} * K_1 * L * dt + cte \quad (3.26)$$

Resolvendo a integral da equação 3.26 pela técnica de integração por parte, será obtido o resultado conforme mostrado a seguir:

$$\int e^{k_2 t} * K_1 * L * dt = \frac{K_1}{K_2 - K_1} * L * e^{K_2 t} \quad (3.27)$$

Substituindo a equação 3.27 na equação 3.26, a equação apresentará a seguinte forma:

$$e^{K_2 t} * D = \frac{K_1}{K_2 - K_1} * L * e^{K_2 t} + cte \quad (3.28)$$

Estabelecendo os limites $D=D_0$ e $L=L_0$ e $t=t_0$, será obtido a constante (cte) a partir da equação 3.29.

$$cte = e^{K_2 t_0} * D_0 - \frac{K_1}{K_2 - K_1} * L_0 * e^{K_2 t_0} \quad (3.29)$$

Logo após o cálculo da constante (cte) e substituindo na equação 3.28 a equação será apresentada da seguinte forma:

$$e^{K_2 * t} * D = \frac{K_1}{K_2 - K_1} * L * e^{K_2 * t} + e^{K_2 * t_0} * D_0 - \frac{K_1}{K_2 - K_1} * L_0 * e^{K_2 * t_0} \quad (3.30)$$

Organizando a equação 3.30 e considerando a equação da matéria orgânica última da mistura $L = L_0 * e^{K_1 * \Delta t}$ será obtida a seguinte equação do déficit:

$$D = \frac{K_1}{K_2 - K_1} * L_0 * \left[e^{K_1 * \Delta t} - e^{K_2 * \Delta t} \right] + D_0 * e^{-K_2 * \Delta t} \quad (3.31)$$

Como $D = C_s - C$, logo a equação que irá descrever a curva do oxigênio dissolvido em rios será representada pela equação 3.32 a seguir:

$$C = C_s - \left\{ \frac{K_1}{K_2 - K_1} * L_0 * \left[e^{K_1 * \Delta t} - e^{K_2 * \Delta t} \right] + (C_s - C_0) * e^{-K_2 * \Delta t} \right\} \quad (3.32)$$

onde:

- C - oxigênio dissolvido no instante de tempo t;
- C₀- concentração do oxigênio num instante t-1;
- C_s - concentração de saturação do oxigênio dissolvido;
- L₀- demanda de oxigênio última no instante t-1;

Com relação a modelagem matemática no planejamento dos reservatórios, devido ao intervalo de tempo considerado, geralmente segue o regime hidráulico da mistura total, onde não existe estratificação da concentração em várias dimensões, tornando a análise zero - dimensional, que considera os lagos naturais ou artificiais como volumes de controles simples, como geometria do tipo quadrada (ARAUJO et al, 2003, e TUCCI, 2005).

Nos reservatórios o balanço de massa também é fundamentado na lei da conservação da massa. A expressão básica do balanço de massa deve ser desenvolvida num determinado volume, pode ser um tanque ou um reator como um todo, quanto qualquer volume elementar dos mesmos (Tchobanoglous e Schoeder, 1985), conforme mostrado na Figura 3.6.

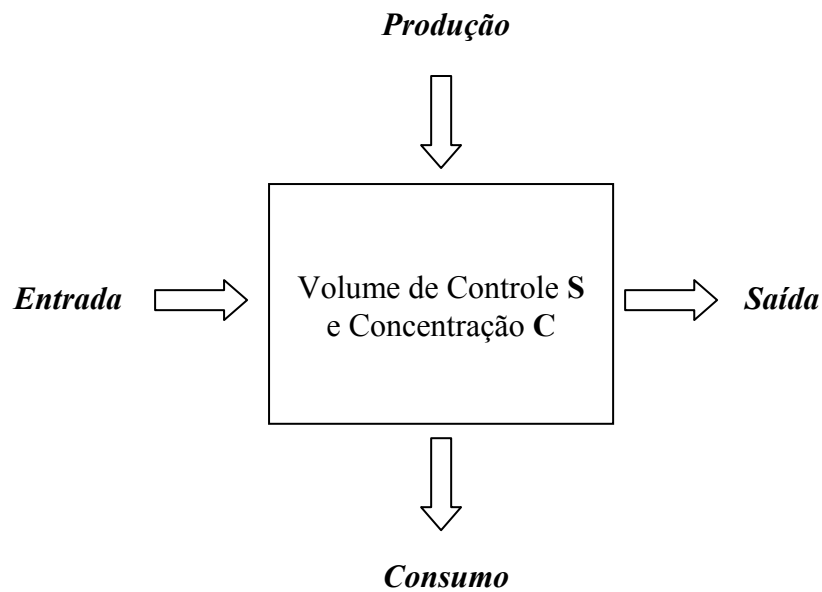


Figura 3.6 – Balanço de massa um volume de controle qualquer

Assim, em termos gerais, o balanço de massa pode ser expresso da seguinte forma:

$$\text{Acumulação} = \text{Entrada} - \text{Saída} + \text{Produção} - \text{Consumo} \quad (3.33)$$

As equações básicas a serem utilizadas são a da continuidade (Equação 3.34) e de transporte (Equação 3.35), considerando só o consumo para alguns parâmetros (Tucci, 2005), ou seja,

$$\frac{dS_i(t)}{dt} = I_i(t) - Qs_i(t) + \sum_{j=1}^n Qr_{ij}(t) \quad (3.34)$$

onde:

$S_i(t)$ – é volume do reservatório i ;

$I_i(t)$ – é o volume de entrada no reservatório i no tempo dt ;

$Qs_i(t)$ – é o volume de saída do reservatório i no tempo dt e

$Qr_{ij}(t)$ – é o volume de retorno que chega ao reservatório i de uma fonte de poluição j no tempo dt .

Em termos de balanço de massa, tem-se:

$$\frac{d[S_i(t) * C_i(t)]}{dt} = I_i(t) * CI_i(t) + \sum_{j=1}^n Q_{r_{ij}}(t) * Cr_{ij}(t) - Q_{s_i}(t) * C_i(t) - Ksl * S_i(t) * C_i(t) \quad (3.35)$$

onde:

$C_i(t)$ - é a concentração do reservatório i ;

$CI_i(t)$ - é a concentração do volume afluyente que chega ao reservatório i ;

$Cr_{ij}(t)$ - é a concentração do volume de retorno que chega ao reservatório i proveniente de fonte de poluição j .

Desenvolvendo a equação 3.35, substituindo a equação 3.34 e considerando o volume constante resulta na seguinte equação diferencial ordinária linear:

$$S_i(t) * \frac{dC_i(t)}{dt} = \sum_{j=1}^n Q_{r_{ij}}(t) * [Cr_{ij}(t) - C_i(t)] + I_i(t) * [CI_i(t) - C_i(t)] - Ksl * S_i(t) * C_i(t) \quad (3.36)$$

que pode ser transformada para a seguinte forma:

$$\frac{dC_i(t)}{dt} + W * C_i(t) = M \quad (3.37)$$

$$\text{onde: } W = \frac{I_i(t) + \sum_{j=1}^n Q_{r_{ij}}(t) + Ksl * S_i(t)}{S_i(t)} \quad \text{e } M = \frac{I_i(t) * CI_i(t) + \sum_{j=1}^n Q_{r_{ij}}(t) * Cr_{ij}}{S_i(t)}$$

Para resolver a equação diferencial linear de primeira ordem é necessário utilizar o fator de integração $\eta(t) = e^{\int P(t)dx}$ que multiplica os dois membros da equação 3.37, considerando $P(t) = W$ e $Q(t) = M$, o que gera:

$$e^{w*t} * \frac{dC_i(t)}{dt} + W * e^{w*t} * C_i(t) = e^{w*t} * M \quad (3.38)$$

O primeiro membro da equação diferencial é produto da derivada de duas funções, que fica da seguinte forma:

$$\frac{d[C_i(t) * e^{w*t}]}{dt} = e^{w*t} * M \quad (3.39)$$

Integrando a equação 3.39 teremos:

$$C_i(t) = \frac{M}{W} + cte * e^{-w*t} \quad (3.40)$$

Para $t = t_0$ e $C_i(t) = C_{o_i}(t-1)$ é a concentração do reservatório i do período $t-1$, logo é obtido o valor constante cte , conforme a solução a seguir:

$$cte = C_{o_i}(t-1) * e^{w*t_0} - \frac{M}{W} * e^{w*t_0} \quad (3.41)$$

Assim a solução da equação diferencial, será definida pela equação 3.42, conforme mostrado a seguir:

$$C_i(t) = \frac{M}{W} * [1 - e^{-w*\Delta t}] + C_{o_i}(t-1) * e^{-w*\Delta t} \quad (3.42)$$

Considerando a produção no balanço de massa, na equação 3.36 os valores de M e W são dados por:

$$W = \frac{I_i(t) + \sum_{j=1}^n Q_{r_{ij}}(t) + K_{s2} * S_i(t)}{S_i(t)} \quad (3.43)$$

$$M = \frac{I_1(t) * CI_1(t) + \sum_{j=1}^n Qr_{ij}(t) * Cr_{ij} - Ks1 * S_1(t) * Ccd_1(t) + Ks2 * CS_1(t) * S_1(t)}{S_1(t)} \quad (3.44)$$

onde:

$Ccd_1(t)$ – é a concentração a ser consumida no reservatório i;

$Ks2$ – é coeficiente de aeração do reservatório i;

$Ks1$ – é coeficiente de desoxigenação do reservatório i;

$CS_1(t)$ - concentração de saturação do oxigênio dissolvido no reservatório i.

Eutrofização

O processo da eutrofização pode ser definido como o aumento da concentração de nutrientes, em particular o fósforo e nitrogênio, nos ecossistemas aquáticos, que o conduz a um aumento de produtividade, ou seja, aumento da biomassa no sistema. As elevações das quantidades destes nutrientes levam ao aumento do número de microorganismos e a consequente deterioração da qualidade da água. Em alguns casos a disponibilidade de nutrientes é tão grande que os organismos vegetais chegam a cobrir completamente o espelho d'água de lagos e represas. Nos rios a eutrofização é menos frequente devido às altas velocidades, com um baixo tempo de residência (tempo de permanência), elevada turbidez, que se tornam condições desfavoráveis para a proliferação de plantas aquáticas. As principais fontes de eutrofização são: efluentes domésticos, efluentes industriais, escoamento superficial e a chuva.

A eutrofização pode ser classificada em função do seu estado trófico como: oligotróficos (lagos com baixa produtividade de nutrientes), mesotróficos (lagos com intermediária produtividade de nutrientes) e eutrófico (lagos com alta produtividade de nutrientes).

O processo de eutrofização decorre de forma natural ou artificial. A eutrofização natural corresponde ao que se poderia chamar de “envelhecimento natural” de lagos (Esteves, 1998). Quando ocorre artificialmente, ou seja, quando é desencadeada pela ação do homem, a eutrofização é denominada antrópica, artificial ou cultural. A eutrofização artificial das águas leva a uma progressiva deterioração de sua qualidade, devido ao crescimento maciço de

plantas aquáticas, o que repercute sobre todo o metabolismo do corpo d'água afetado, (VOLLENWEIDER, 1968, apud EIGER, 2003a).

Os modelos de eutrofização em reservatórios consideram principalmente as correntes de ventos, o tempo de residência da água e a entrada e saída de água no reservatório. Em simulações hidrodinâmicas foi observado que a circulação do lago é dominada pela ação do vento e que as vazões dos tributários têm importância secundária. As correntes induzidas nos reservatórios pela descarga de rios são de uma ordem de grandeza menor que as correntes geradas pela ação do vento, assim somente rios relativamente grandes são capazes de gerar correntes que influencie, de forma significativa, a circulação em lagos (LIU, et. al., 2006; GOBBI, et. al., 2003; SMAHA e GOBBI, 2003; e KOELMANS, 2001).

Controle dos esgotos

As estratégias de controle são usualmente de âmbitos preventivas (redução das fontes externas) e corretivas (processos químicos, físicos e biológicos). A remoção dos poluentes no tratamento é estabelecida de acordo com o padrão de qualidade e está associada aos conceitos de níveis de tratamento (preliminar, primário, secundário e terciário) e eficiência do tratamento. O grau ou eficiência de remoção é estabelecido pelo tipo de poluente e pelo sistema de tratamento utilizado (VON SPERLING, 1996).

3.8 - MODELOS DE SIMULAÇÃO

A tendência atual da modelagem matemática é utilizar a simulação combinando com as técnicas de otimização. Para Simonovic (1992) esta abordagem contribui para reduzir ou eliminar a distância entre prática e teoria na análise de sistema de recursos hídricos. Para Wurbs (2005) várias soluções e estratégias podem ser obtidas com a utilização de técnicas combinadas de simulação e otimização. Vários exemplos bem sucedidos com uso combinado destas técnicas foram empregados na resolução de problema de planejamento e gerenciamento dos recursos hídricos.

A otimização normalmente é utilizada para descobrir regras de operações ótimas e, na sequência, simula-se para ver como o sistema se comporta em políticas de longo prazo (vale lembrar que modelos de otimização envolvem a solução de um grande número de equações e variáveis, o que inviabiliza a sua aplicação para um número grande de anos). Para viabilizar a aplicabilidade das metodologias a sistemas de grande porte, optou-se por fazer otimização a

nível mensal, para fins de planejamento, o que requer um número menor de equações e variáveis e, ao mesmo tempo, fazer uso do conceito de atendimento a 'prioridades', que é parâmetro da função objetivo.

Outra tendência nos modelos de simulação é a incorporação do aspecto qualitativo da água. Alguns dos modelos observados na literatura são integrações de softwares de alocação e qualidade da água. Em geral é feita a alocação de água e, na seqüência, determinada as concentrações de diferentes parâmetros de qualidade da água em pontos de controle nos rios.

Segundo Tucci (2005), a escolha de um modelo matemático para simular as condições de qualidade da água num sistema de rios depende: da característica do sistema; do nível de precisão desejado em função dos objetivos do projeto; dos dados disponíveis sobre o sistema e da disponibilidade de metodologias para representar os processos identificados.

Para Firmino (2007), deve-se ter em mente que nenhum modelo responderá todas as questões ao mesmo tempo e, por esta razão, existem várias classes de modelos de qualidade de água, cada um com aplicação específica. As principais características a serem levadas em conta na escolha de um modelo de qualidade das águas são: tipo do corpo d'água, escala espacial e temporal e parâmetros de qualidade das águas disponíveis.

A Tabela 3.1 mostra os principais modelos que usam técnicas combinadas de simulação e otimização com suas principais características e limitações.

Tabela 3.1– Principais modelos de simulação e suas principais características.

MODELOS	ANO	ESCALA DE TEMPO			OPERAÇÕES DOS RESERVATÓRIOS		
		Mensal	Diária	Eventual	Níveis Metas	Zonas Múltiplas	Curvas Guias
HEC-3	1985	X	X	X		X	
HEC-5	1985	X	X	X		X	
HEC-ResSim	1991	X	X	X		X	
IRIS	1990	X	X				X
IRAS	1994	X	X				X
AQUATOOL	1996	X					X
WATERWARE	1996		X	X			X
QUAL2E	1970	X					
HEC-PRM	1991	X	X				X
AQUARIUS	2000	X					X

WEAP21	1988	X					X
MIKE BASIN	2005	X	X				X
RIVERWARE	1998	X	X	X	X		
MODSIM DDS	1984	X	X	X	X		X
ACQUANET	1986	X			X		
RIVERHELP	2007	X	X				X
CALSIM	2000	X			X		

Fonte: Vieira (2010)

Tabela 3.2– Principais modelos de simulação e suas principais características.

MODELOS	TÉCNICAS DE PROGRAMAÇÃO				SIG	LINGUAGEM DE PROGRAMAÇÃO
	Linear	Não-linear	Dinâmica	Heurísticas		
HEC-3		X				FORTRAN
HEC-5		X				FORTRAN
HEC-ResSim		X				JAVA
IRIS		X				
IRAS		X				
AQUATOOL	X	X				C++
WATERWARE		X			X	JAVA
QUAL2E		X				FORTRAN
HEC-PRM		X				BASIC
AQUARIUS	X	X				C++
WEAP21	X	X				
MIKE BASIN	X	X			X	BASIC
RIVERWARE	X	X				C++
MODSIM DDS	X	X			X	C++
ACQUANET	X	X				BASIC
RIVERHELP	X	X			X	BASIC
CALSIM	X					JAVA

Fonte: Vieira (2010)

Tabela 3.3 – Principais modelos de simulação e suas principais características.

MODELOS	TIPO	DEMANDAS		PLANEJAMENTO AGRÍCOLA		ARTÍFICIOS DE LINEARIZAÇÃO
		consun-tivas	não-consun-tivas	Sim	Não	
HEC-3	MSO	X	X		X	
HEC-5	MSO	X	X		X	
HEC-ResSim	MSO	X	X		X	
IRIS	MSO	X	X		X	
IRAS	MSO	X	X		X	
AQUATOOL	MSO	X	X		X	X
WATERWARE	MSO	X	X		X	X
QUAL2E	MSO					
HEC-PRM	RF	X	X		X	X
AQUARIUS	SOM	X	X	X		
WEAP21	RF	X	X		X	X
MIKE BASIN	RF	X	X		X	X
RIVERWARE	MSO	X	X		X	X
MODSIM DDS	RF	X	X	X		X
ACQUANET	RF	X	X	X		X
RIVERHELP	RF	X	X		X	X
CALSIM	SOM	X	X		X	X

RF – Rede de fluxos; MSO – Uso de modelo de simulação e otimização; SOM – Simulação com otimização mensal.

Fonte: Vieira (2010)

Tabela 3.4– Principais modelos de simulação e suas principais características.

MODELOS	Processos hidrológicos				Representação dos componentes dos reservatórios			
	E	P	I	Q	Vertedouro	Descarga de fundo	Tomada d' água	Comportas
HEC-3	X	X	X	X				
HEC-5	X	X	X	X			X	

HEC-ResSim	X	X	X	X				X
IRIS	X	X		X				
IRAS	X	X	X	X				
AQUATOOL	X	X	X	X				
WATERWARE	X	X	X	X				
QUAL2E				X				
HEC-PRM	X	X		X				
AQUARIUS	X	X		X	X			X
WEAP21	X	X	X	X				
MIKE BASIN	X	X	X	X				
RIVERWARE	X	X		X				
MODSIM DDS	X			X				
ACQUANET	X							
RIVERHELP	X	X	X	X				
CALSIM	X			X				

E – Evaporação; P – Precipitação; I – Infiltração e Q – Vazão Afluente.

Fonte: Vieira (2010)

Tabela 3.5– Principais modelos de simulação e suas principais características.

MODELOS	Módulo de Qualidade de Água						
	DBO	OD	FT	NT	CF	Eutrofização	Sedimentos
HEC-3							
HEC-5		X					
HEC-ResSim							
IRIS	X	X					
IRAS	X	X					
AQUATOOL							
WATERWARE	X	X					X
QUAL2E	X	X	X	X	X		
HEC-PRM							
AQUARIUS							
WEAP21							
MIKE BASIN	X	X					

RIVERWARE	X	X					X
MODSIM DDS	X	X					
ACQUANET	X	X					
RIVERHELP	X	X					
CALSIM							

DBO – Demanda Bioquímica de Oxigênio; **OD** – Oxigênio Dissolvido; **NT** – Nitrogênio Total; **FT** – Fósforo Total e **CF** – Coliformes Fecais.

Fonte: Vieira (2010)

Segundo S. Mohan et. al. (1993), a Índia, na década de 90, operava os sistemas hídricos com aproximações convencionais com base em experiências. Assim foi proposto à simulação de quatro regras de operação padrão com modelo HEC-3, considerando-se as demandas para o setor elétrico e para irrigação, para, em seguida, calcular a confiabilidade do sistema. Suiadee et. al. (2007) propuseram a determinar regras de operação mensal para o reservatório de Nam Oon da Tailândia com um modelo desenvolvido com algoritmo genético, considerando um projeto de irrigação, e comparou com os resultados obtidos com aqueles obtidos pelo modelo HEC-3. Beard et. al. (2007) analisou o desempenho dos reservatórios em Sacramento na bacia de San Joaquin no Estado da Califórnia, Estados Unidos, onde foram simuladas várias situações de cheias com o modelo HEC-3.

O'Neill et. al. (1990) utilizaram o modelo de simulação HEC-5 para estabelecer estratégias de operação para um reservatório numa bacia hidrográfica nos Estados Unidos, com a finalidade de atender demandas industriais, urbanas e demanda ecológica do rio. Já Mousav et. al. (2004) combinaram um modelo de otimização, que utiliza técnica de programação dinâmica, com o modelo de simulação HEC-5, visando o planejamento da operação ao longo prazo de um sistema de reservatórios de Karoon-Dez, no Irã, e observaram que o modelo HEC-5 apresentou resultados satisfatórios. Em respostas as inundações que ocorreram nos anos 1983, 1986, 1995 e 1997 no Estado Califórnia, Estados Unidos. Hickey et. al. (2003) propuseram um estudo para avaliar as inundações e a redução da vazão no rio San Joaquin da bacia hidrográfica de Sacramento com o modelo HEC-5.

Nani et. al. (2003) desenvolveram um trabalho utilizando o modelo HEC-ResSim, para recuperar níveis de água, nos pântanos, próximos dos rios Tigre e Eufrates, no Iraque, considerando a liberação de vazões, de um sistema de seis reservatórios, com o intuito de atender demandas como: a irrigação e energia elétrica, liberação de descarga e controle de cheias. Rivera et. al. (2005) desenvolveram uma ferramenta para geração de vazões sintéticas que foram simuladas com o auxílio do HEC-ResSim com o intuito de prever possíveis

inundações em tempo real, no sistema de reservatório de Addicks e de Barker em Houston, no Estado do Texas, Estados Unidos, determinando, assim, a probabilidade de ocorrer uma inundação. ADampitiyawatta et. al. (2008) avaliaram regras de operação com modelo HEC-ResSim, para um sistema de reservatórios, que teve como objetivo a geração de energia elétrica, e, para isso, utilizou-se três cenários (seco, normal e úmido), com três horas de intervalos de tempo e verificaram que o modelo forneceu respostas esperadas para as regras simuladas.

Nandalal et. al. (2003) fizeram referência ao modelo IRIS como uma ferramenta capaz de analisar e diagnosticar sistemas de recursos hídricos. Kim et. al. (2000) desenvolveram um modelo de otimização para fazer o planejamento de transferência de água entre bacias e referenciou alguns modelos, dentre ele o modelo de simulação IRIS, argumentando que não representam bem a realidade dos sistemas hídricos. Shnaydman (2004) propôs uma agregação de alguns modelos de simulação, dentre eles o modelo IRIS para construir regras de operação para sistemas complexos de recursos hídricos.

O modelo IRAS foi utilizado por Mauad (2000) num estudo em Alqueva, Portugal. Os resultados da simulação computacional forneceram a resiliência, confiabilidade e vulnerabilidade do sistema para os diversos usos da água. Brandão et. al. (2000), utilizaram o modelo IRAS para caracterizar os usos futuros da água à jusante do rio Guadiana, que atenda às condições hidrológicas e os períodos de seca, de forma que sejam compatíveis com a sustentabilidade ecológica do rio. Peixoto (2002) aplicou o modelo IRAS para a Bacia do Rio Sapucaí-Mirim/Grande no Estado de São Paulo, Brasil.

Heinz et. al. (2007) combinaram o módulo de otimização do AQUATOOL com indicadores econômicos e analisaram algumas de suas aplicações nos recursos hídricos da Europa. Andreu et. al. (2007) propuseram uma metodologia que gerencia a água na bacia do Mediterrâneo em período de estiagem, definindo níveis de alertas a fim de aliviar as conseqüências da seca. Bruen (2002) referenciou o AQUATOOL como um sistema de apoio a decisão, utilizado para planejamento e gerenciamento de bacias hidrográficas complexas.

Freda (2004) utilizou o sistema WATERWARE para o gerenciamento das águas do litoral sul do Mediterrâneo visando à sustentabilidade da região. Fedra et. al. (2005) utilizaram o modelo WATERWARE para simular e otimizar os recursos hídricos do litoral sul do Mediterrâneo a fim de minimizar os conflitos entre os usos como abastecimento, turismo, irrigação, considerando a contribuição da água subterrânea e a poluição e a infraestrutura insuficiente. Fedra et. al. (2007) utilizaram, novamente, o modelo WATERWARE

para o gerenciamento dos recursos hídricos no sul do Mediterrâneo, levando em consideração uma análise multiobjetivo e multicriterial para avaliar o desempenho econômico da região.

Garcia (2001) estudou o comportamento do selênio proveniente da agricultura irrigada na Bacia do Rio Colorado nos Estados Unidos, estabelecendo regras de operação para agricultura irrigada a partir do modelo StateMOD. Parsons et. al. (2006) utilizaram o modelo StateMOD para definir regras de operações que foram utilizadas na prática levando em consideração os múltiplos usos da bacia do rio Colorado, em seguida avaliaram os benefícios gerados. Margane (2003) desenvolveu um projeto em conjunto com o Centro de Estudo Árabe e a Universidade de Hannover na Alemanha, com intuito de promover o gerenciamento, a proteção e sustentabilidade dos recursos naturais (água subterrânea e solo) e referenciou o modelo StateMOD para gerenciamento e planejamento dos recursos hídricos superficiais.

Faber et. al. (2007) propuseram a utilização integrada dos modelos HEC-PRM e HEC-ResSim para otimização multiobjetivo na parte superior dos reservatórios do Mississipi. Draper et. al. (2003) e Jenkins et. al. (2004) utilizaram e descreveram as técnicas de otimização do modelo HEC-PRM em estudos de sistema de recursos hídricos do estado da Califórnia.

Reca et. al. (2001) desenvolveram um modelo de otimização para alocação de água para os sistemas de irrigação e referenciaram e usaram o modelo AQUARIUS. Roman (2005) referenciou e usou o modelo AQUARIUS na sistematização dos modelos de alocação de água.

Lévite et. al. (2003) aplicaram o modelo para avaliação de alternativas de cenários para alocação de água na bacia do rio de Olifants, na África do Sul, e concluíram que o WEAP é um modelo amigável e útil para a avaliação rápida das decisões para alocação da água e para encontrar soluções para regiões da bacia onde os problemas de falta de água são prováveis de ocorrer. Ojekunle et. al. (2007) aplicaram o modelo WEAP com vários cenários (seco, normal e úmido) no planejamento da água na bacia hidrográfica Hengshui da China. Fonseca et. al. (2008) aplicaram o modelo WEAP na bacia dos rios Gramame, Mamuaba, Mumbaba e Marés, na Paraíba, para analisar os atendimentos as demandas hídricas da região.

O modelo MIKE BASIN 2000 foi utilizado por Dyrbak (2000) num estudo da operação de reservatórios na Polônia. Kjelds et. al. (2001) descreveram alguns exemplos, utilizando o modelo MIKE BASIN 2000 no planejamento e gerenciamento dos recursos hídricos. Jha et. al. (2003) aplicaram MIKE BASIN 2000 ao rio de Mun na Tailândia para avaliar o desempenho da bacia e recomendar práticas ótimas de alocação.

Zagona et. al. (2001) referenciaram o modelo RIVERWARE para o planejamento e gerenciamento de sistemas complexos de recursos hídricos. Wheeler et. al. (2002) aplicaram o modelo RIVERWARE na bacia do rio de Colorado nos Estados Unidos, para simular diversas políticas de gerência da água, incluindo reduções graduais da água, a fim melhorar realocação entre as finalidades e retiradas. Carron et. al. (2004) utilizaram o modelo RIVERWARE para definir várias políticas de operação, com intuito de determinar a vazão adequada a ser mantida no rio.

Triana e Labadie (2007) descrevem a nova versão do MODSIM DDS integrado a um banco de dados geo-referenciado ARCVIEW, dando a possibilidade de representar os dados num espectro espacial. Yancheva et. al. (2006) utilizaram o modelo MODSIM DDS para simular do sistema de recursos hídricos na bacia Iskar na Bulgária tanto na escala de tempo mensal como a sazonal.

Vieira (2007) cita o modelo ACQUANET como um modelo que utiliza técnicas de rede de fluxos e apresenta suas limitações. Schardong (2006) descreve o modelo ACQUANET e apresenta uma ferramenta de otimização para análise de problemas de alocação de água em bacias hidrográficas utilizando técnicas de programação linear, integradas a um modelo de amortecimentos de ondas em canais. A ferramenta está sendo acoplada e incorporada ao ACQUANET. Albano (2004) propôs a integração do modelo ACQUANET com o modelo de qualidade de água (CE-QUAL-R1) para reservatórios e aplicou para o reservatório Jaguari-Jacareí no sistema Cantareira, no estado de São Paulo.

O ACQUANET possui um módulo que trata da qualidade das águas para rios, considerando lançamentos de efluentes pontuais de indústrias e cidades, podendo simular concentrações DBO, OD, Coliformes Totais, Fósforo Total, Algas, Nitrogênio Orgânico, Amônia, Nitrito e Nitrato. A variação das concentrações só é feita de forma espacial (ao longo do rio – variando-nos diversos arcos da rede de fluxo) e que a variação temporal está embutida através da utilização do módulo de alocação, que trabalha com a variação mensal de vazão. Essa alocação é determinada, utilizando algoritmo de otimização Out-of-Kilter mês a mês, para em seguida, de forma direta, simular a qualidade da água, somente em trechos dos rios (LABSID, 2004).

Ferreira et. al. (2005) fizeram algumas reflexões sobre o modelo de simulação CALSIM II para definir políticas de operação para um sistema hídrico no estado da Califórnia nos Estados Unidos.

Vieira et. al. (2007) utilizaram o modelo de simulação M-SIMISH na análise da eficiência da regra de operação integrada de reservatórios e perímetros irrigados no semi-

árido brasileiro. Vieira et. al. (2010) utilizaram o modelo de simulação M-SIMISH na determinação e análise de regras de operação ideais e integradas para subsistema de reservatórios da Bacia do Alto-Piranhas.

Para Araújo (2005) a construção de modelos de qualidade de água contribuiu para o aprendizado, porque permitiu ao modelador expressar suas concepções e exercitar formas de pensamento, de modo a aprofundar o conhecimento do sistema e de seu comportamento.

Rodrigues (2007) desenvolveu um modelo que é a integração de outros modelos que faz uma análise quali-quantitativa simplificada, possibilitando o cálculo de cargas e vazões de diluição para o processo de outorga e cobrança pelo uso da água.

Boas (2008) propôs uma ferramenta que constitui na integração da modelagem de qualidade de água ao modelo MODECEL e depois aliou a um SIG (Sistema de Informações Geográficas), com o intuito de apoiar na tomada de decisão da gestão dos recursos hídricos.

Bárbara (2006) apresentou as principais limitações do modelo de simulação para qualidade de água QUAL2E, dentre elas podemos citar: as simulações só podem ser realizadas em regime permanente, tanto em nível de quantidade quanto de parâmetros de qualidade da água; só permite a incorporação de até sete elementos de cabeceira e de até seis elementos de junção; o máximo de trechos possíveis de serem modelados é de 25; cada trecho pode ser dividido em, no máximo, vinte elementos computacionais, perfazendo o total de 250 elementos e o programa só permite até 25 elementos computacionais de descarga ou captação. Além disso, não se consegue fazer uma análise multiobjetivo, só serve para simular a qualidade das águas de rios e possui uma grande robustez na modelagem matemática e na requisição de dados para simulação.

Souza et al (2000) apresentaram vários critérios para escolha de modelos matemáticos de qualidade de água para serem utilizados no gerenciamento dos recursos hídricos. Escolheram dois modelos um mais simples (Streeter-Phelps) e outro mais complexo (QUAL 2E) e averiguaram que o modelo de Streeter-Phelps prevê com melhor aproximação os valores de DBO, em relação aos dados obtidos em campo.

O LABSID (2004) externou as inúmeras dificuldades na utilização dos modelos de qualidade de água já existentes, tal como o Qual2E e o OTIS, a partir de vários cenários idealizados. Foi observado que tais modelos não são podem ser integrados ao módulo de alocação do Acquanet.

Silva (2007) efetuou uma modelagem matemática para qualidade de água, utilizando o modelo QUAL2E, para investigar a redução da vazão do Rio Araguari em Minas Gerais, enfocando parâmetros, como: oxigênio dissolvido (OD), demanda bioquímica de oxigênio

(DBO), série nitrogenada, fósforo (orgânico e inorgânico), algas (clorofila a) e coliformes termotolerantes. Concluiu que, caso venha reduzir a vazão no trecho do rio, ocorrerá um aumento nas cargas poluidoras, comprometendo as atividades locais.

Bezerra et al (2008) desenvolveram um modelo matemático no MATLAB utilizando o modelo de Streeter Phelps de autodepuração, onde foram incorporadas condições de contorno, sugeridas por Chapra, que propiciam: a simulação do perfil de OD e DBO5 considerando várias entradas de efluentes ao longo do curso d'água e a correção para condições de anaerobiose, condições estas que contribuem com o surgimento de concentrações negativas de OD e conduzem a previsões errôneas. Para testar o programa foram feitas várias simulações: uma para testar o método de calibração automática e outras duas para testar as condições de contorno. Em todos os casos, os resultados obtidos produziram bons desempenhos.

Larentis et al (2008) avaliaram diversos cenários existentes na bacia hidrográfica do rio Taquari-Antas no Rio Grande do Sul, identificando e estimando os impactos das fontes difusas e pontuais de poluição, além dos efeitos de modificação do regime fluvial por obras hidráulicas. A referida avaliação se deu pela utilização de um modelo hidrológico e de qualidade da água que permitiram a simulação dos cenários de intervenção da bacia. Com a integração, o modelo IPH-MGBq permite, a partir de dados de precipitação, o cálculo e a representação da variabilidade temporal da vazão e da concentração de OD, DBO, nitrogênio e fósforo totais e coliformes fecais ao longo da rede de drenagem.

Nahon et al (2009) desenvolveram um sistema de apoio à análise de outorga de lançamento de efluentes para a variável Demanda Bioquímica de Oxigênio. Esse sistema partiu da premissa de quatro problemas nacionais: crescente poluição dos corpos hídricos, falta de dados para conhecimento do comportamento do corpo receptor, equipe técnica reduzida nos órgãos outorgantes e falta de uma metodologia para análise de outorga de lançamento de efluentes. O sistema utilizou as equações do Modelo de Streeter-Phelps para fazer uma análise na Bacia do Alto Iguaçu, utilizando coeficientes conservadores para proteção dos corpos aquáticos e o Modelo QUAL2E calibrado para esta bacia. O sistema testou quatro coeficientes e fez uma análise de erros em dados hidráulicos (velocidade média). Assim, pode-se dizer que este sistema pode auxiliar inicialmente, em ocasiões e locais com deficiência de dados para calibração de modelos, nos processos de outorga de lançamento de efluentes até que haja condições suficientes (dados, equipe técnica, metodologia consolidada) para se utilizar novos modelos que representem melhor a qualidade das águas.

É notório que existem diversos modelos e inúmeras aplicações em diferentes bacias hidrográficas no Brasil e no mundo, mas, na sua maioria, nenhum deles promove,

simultaneamente, a análise otimizada integrada dos aspectos quali-quantitativos (análise espacial e temporal dos volumes e concentrações) dos diferentes componentes do sistema num único módulo, inclusão das não linearidades dos componentes hidráulicos, análise de carácter multiobjetivo e serem totalmente desenvolvidos com técnicas de programação linear.

CAPÍTULO IV

METODOLOGIA

A revisão bibliográfica feita neste trabalho mostra uma parte do universo de metodologias de simulação que podem ser utilizadas na modelagem e análise dos sistemas de recursos hídricos. Assim, nesta secção serão detalhadas as formulações matemáticas utilizadas no desenvolvimento de um modelo de simulação com enfoque em aspectos qualitativos da água, multiobjetivo e utiliza técnicas de programação linear. Tem, por finalidade, simular a alocação de água em atendimento aos requerimentos de seus múltiplos usos e das concentrações, respeitando as limitações dos componentes (reservatórios e rios) e a manutenção do padrão requerido de qualidade dos corpos d' água.

Apesar dos sistemas hídricos apresentarem, na sua maioria, fenômenos não lineares, o modelo de simulação proposto foi desenvolvido utilizando técnicas de programação linear. Estas técnicas permitem ter uma grande flexibilidade na modelagem, apresentam, nas suas aplicações, um baixo tempo de processamento, convergem sempre para uma solução ótima global e são largamente utilizadas na solução de problemas de sistemas hídricos de grande porte. Muitas das não linearidades dos problemas podem ser incorporadas através de processos de linearização e busca de soluções via processos iterativos.

A linguagem de programação utilizada foi o MATLAB (Matrix Laboratory) versão 6.5 com o Método do Ponto Interior para a busca da solução ótima. Esse ambiente computacional permite efetuar análise numérica, cálculo matricial, processamentos de sinais e gráficos, e é de fácil utilização. Possui, também, um pacote de otimização de programação linear em sua biblioteca, bastante útil na alocação ótima de recursos.

O modelo de simulação proposto trabalha com escala de tempo mensal (Figura 5.1) e possui, em seu núcleo, um algoritmo de otimização que utilizam técnicas como a Programação Linear Seqüencial e o Método por Aproximações Lineares. É um modelo de simulação, apesar de estar incluído um processo de otimização, possui um planejamento que é realizado no mês t e se dá em função das condições do sistema no mês $t-1$, ou seja, não considera outros dados a priori do mês $t-1$ e a posteriori do mês t .

O modelo proposto permite otimizar mensalmente os usos múltiplos de sistemas de reservatórios, considerando as variáveis relacionadas aos aspectos hidroclimáticos

(precipitação, evaporação), hidráulicos (características dos componentes hidráulicos do sistema), as demandas (abastecimento, agrícolas, etc.) e aos níveis de concentrações de parâmetros de qualidade da água (a demanda bioquímica de oxigênio, oxigênio dissolvido, nitrogênio total, fósforo total, clorofila-a e coliforme termotolerante).

As leis de conservação da massa são aplicadas aos reservatórios e aos nós, assim como são implementadas as limitações físicas e operacionais dos componentes do sistema. A demanda hídrica para o setor da irrigação é determinada com base na necessidade suplementar líquida de cada cultura e pelo tipo de sistema de irrigação utilizado. As concentrações são determinadas, mês a mês de forma integrada com os volumes disponíveis em todos os componentes considerados (reservatórios e/ou pontos de controle), procurando satisfazer metas que estão de acordo com as normas do CONAMA 357/05, que estabelecem os padrões de qualidade dos corpos hídricos por classe.

A função multi-objetivo consegue integrar, ao mesmo tempo, tanto os aspectos qualitativos como os quantitativos. Esta função objetivo baseia-se no Método das Ponderações, que, dado as características do problema, requer a normalização de cada objetivo. Os objetivos são aliados a pesos, que permitirá a definição de cada prioridade de atendimento e de operação.

Dada a natureza das principais fontes poluidoras que são, em geral, esgotos e drenagem de irrigação; o modelo desenvolvido considera os parâmetros base de qualidade de água para o planejamento do uso de água em uma bacia hidrográfica como a demanda bioquímica de oxigênio, nitrogênio total, fósforo total, oxigênio dissolvido, clorofila-a e coliformes fecais. Para estimar a qualidade da água de rios e reservatórios e avaliar os níveis de poluição, devem-se, também, conhecer as fontes de poluição e os processos de autodepuração associados aos parâmetros de qualidade de água considerados.

A execução do modelo proposto inicia-se com simulação quantitativa (que é linearizada num processo iterativo), determinando os volumes ótimos mês a mês. Com os volumes alocados ótimos encontrados (sem a preocupação dos componentes de qualidade da água), determinam-se as concentrações nos reservatórios e nos pontos de controle (nós) do sistema, que servirá como valor inicial do processo iterativo a vir a seguir. Neste processo iterativo, onde todas as equações do balanço hídrico e do balanço de massa estão linearizadas e integradas, alteram-se simultaneamente os volumes e as concentrações no sentido a satisfazer as restrições impostas e otimizar a função objetivo quali-quantitativa proposta mês a mês.

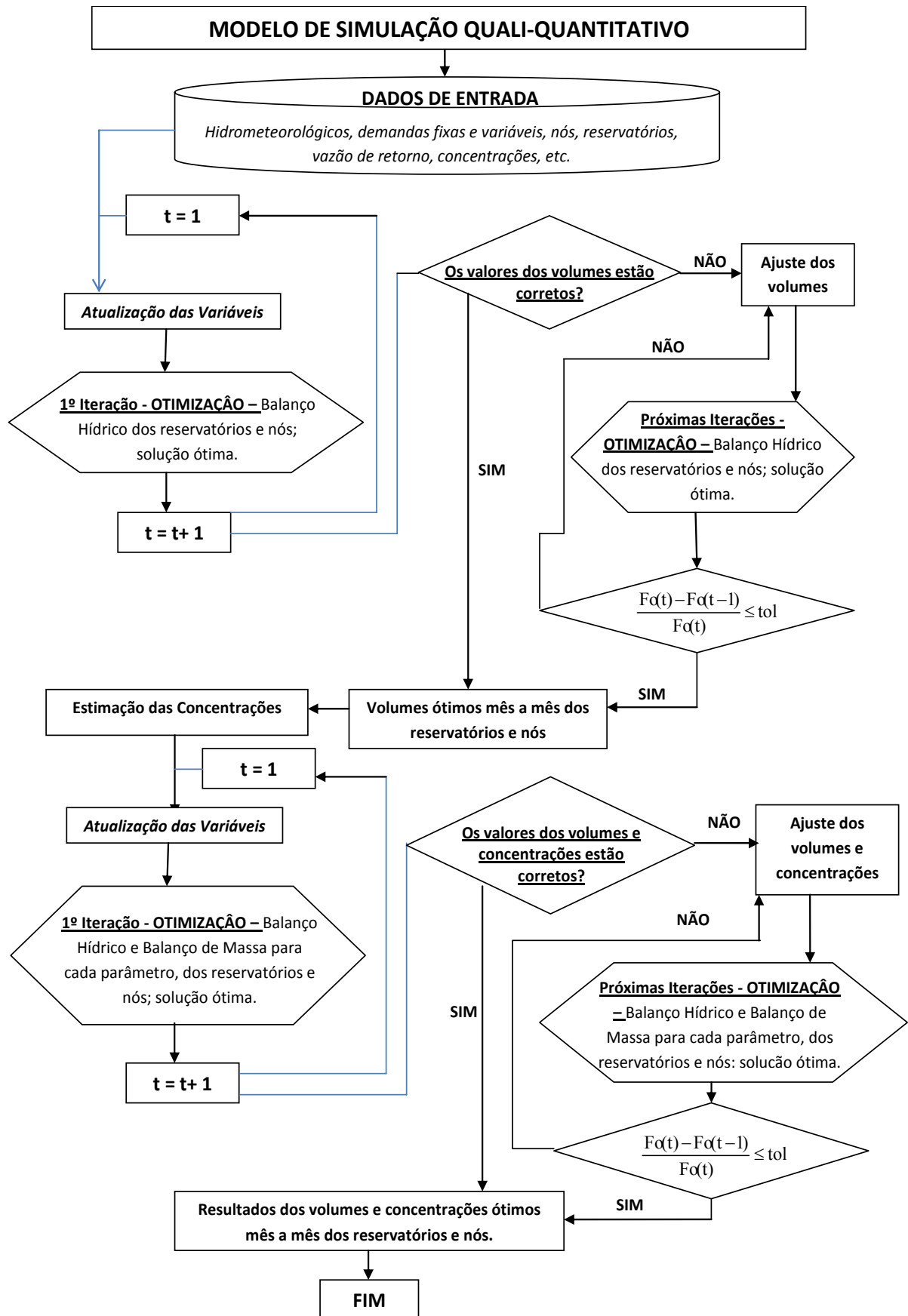


Figura 4.1 – Fluxograma de funcionamento do modelo de simulação quali-quantitativo.

Na modelagem matemática dos sistemas hídricos os componentes hidráulicos são representados por ícones, conforme mostrados a Figura 4.2.

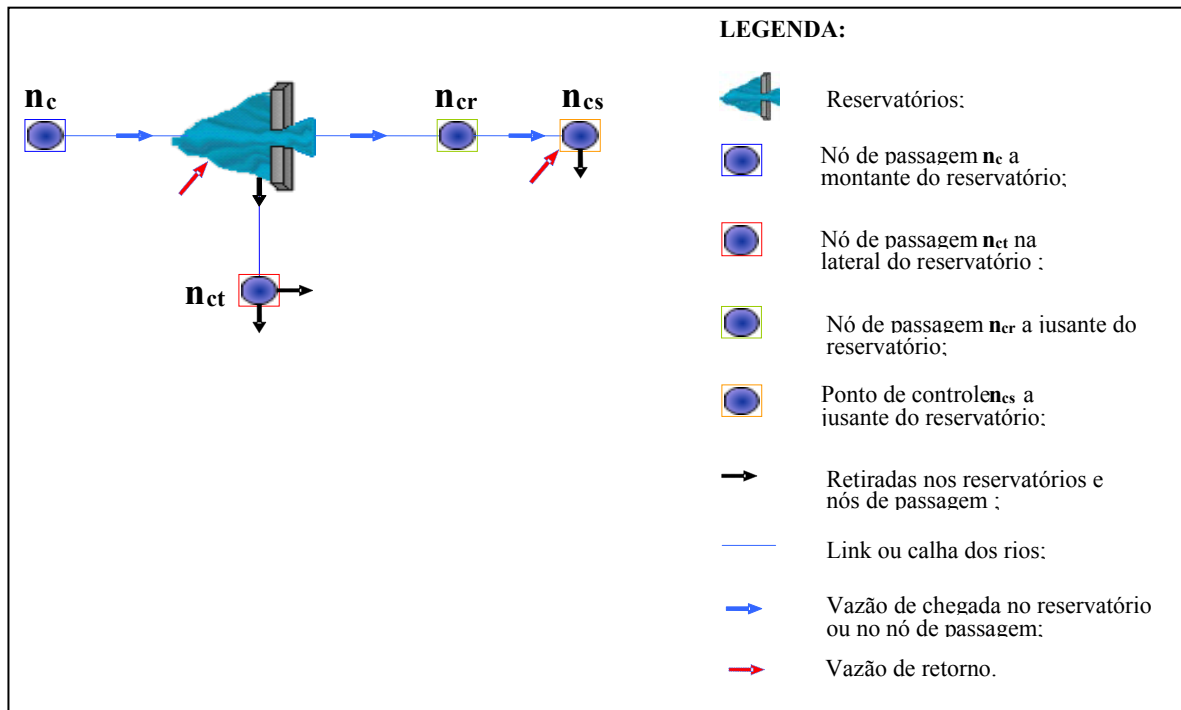


Figura 4.2 – Representação dos componentes hidráulicos do sistema.

4.1 – ASPECTOS MATEMÁTICOS DO MODELO

4.1.1 – Níveis de prioridades

As prioridades são valores que multiplicam as variáveis de decisão da função objetivo considerada no modelo, a fim de demonstrar o grau de preferência de uma variável com relação às outras, podendo inclusive ter o mesmo nível de preferência. Esses valores são, geralmente, de natureza inteira e positiva. Quando não ajustados pelo usuário, podem, internamente, devido a busca da satisfação de algum requerimento, atingir valores de grande proporção, a fim de atingir preferência desejada, chamados de Big M. É importante lembrar que o BigM é um valor definido e superior a qualquer outro coeficiente da função objetivo, a fim de satisfazer uma restrição.

4.1.2 – Demandas máximas fixas e variáveis

4.1.2.1 – Abastecimento urbano

A demanda máxima de abastecimento urbano foi considerada, neste modelo, como a soma das necessidades hídricas de todas as cidades atendidas por um determinado reservatório ou rio (fio d' água), totalizando um limite volumétrico máximo $Da_{max_{ic}}$ em m^3 para um mês t . Geralmente, este valor pode ser obtido de Planos Diretores de Recursos Hídricos de Bacias Hidrográficas, de concessionárias de abastecimento de água ou estimado pelo tamanho da população de uma região.

4.1.2.2 – Irrigação

As demandas volumétricas máximas para um mês t , em m^3 , estimadas para irrigação de culturas sazonais e permanentes, $Dis_{max_{ic}}$ e $Dip_{max_{ic}}$, respectivamente, são os limites a serem retirados em cada mês t e são estimadas a partir da metodologia proposta na literatura especializada, a qual estabelece os seguintes passos:

1 - Cálculo da evapotranspiração potencial mensal da cultura j no mês t e perímetro k

Estima-se, de forma aproximada, em função da taxa de evapotranspiração de referência no mês t no perímetro k , Eto_{kt} , em $mm/mês$ que, por sua vez, pode ser representada por:

$$Eto_{kt} = C_{tk} * Ev_{kt} \quad (4.1)$$

sendo:

t - indica o mês, $t = 1, \dots, nm$;

nm - é o número de meses em estudo;

C_{tk} - é o coeficiente do tanque evaporimétrico no perímetro k e

Ev_{kt} - é a taxa de evaporação média mensal em $mm/mês$ de um tanque evaporimétrico, normalmente do tipo classe A, colocado no perímetro.

Logo:

$$Evp_{jkt} = Kc_{jt} * Eto_{kt} \quad (4.2)$$

sendo:

$E_{vtp_{jkt}}$ - é a evapotranspiração potencial mensal (mm/mês) da cultura j, num perímetro k ;

$K_{c_{jt}}$ - é o coeficiente de cultivo da cultura j que reflete a necessidade hídrica em função de sua fase de crescimento.

2 - Cálculo da precipitação efetiva no mês t no perímetro k, $P_{ef_{kt}}$, em mm/mês

A taxa da precipitação, sob o ponto de vista agrônômico, que infiltra no solo e efetivamente permanece à disposição das raízes das plantas é a precipitação efetiva no mês t no perímetro k, na região a ser irrigada, que é estimada com base em metodologia da FAO, 1998, para terrenos com declividade de 4% a 5%, é dada por:

$$P_{ef_{kt}} = (0,8 * P_{kt}) - 25, \text{ se } P_{kt} \geq 75 \text{ mm} \quad (4.3)$$

ou

$$P_{ef_{kt}} = (0,6 * P_{kt}) - 10, \text{ se } P_{kt} < 75 \text{ mm} \quad (4.4)$$

sendo:

P_{kt} - é a taxa de precipitação no mês em mm/mês que ocorre no perímetro k.

3 - Cálculo da lâmina de rega da cultura j, no mês t, cultivada no perímetro k, LR_{jkt}

A lâmina de rega suplementar que a planta necessita para cada intervalo de tempo do seu ciclo vegetativo, LR_{jkt} , pode ser determinada por:

$$LR_{jkt} = E_{vtp_{jkt}} - P_{ef_{kt}} - G_{jkt} - W_{kt}, \dots LR_{jkt} \geq 0 \quad (4.5)$$

sendo:

G_{jkt} - é a dotação de água à zona radicular da cultura j no mês t por capilaridade em mm que depende do tipo de solo e do nível do aquífero do perímetro k, e

W_{kt} - é a reserva de água no solo no início do mês t em mm, que depende da capacidade de armazenamento de água no solo no perímetro k .

Os valores G_{jkt} e W_{kt} , não foram considerados no modelo.

4 - Cálculo da eficiência do sistema de irrigação, $E_{irr_{jk}}$

A quantidade de água a ser captada para cada tipo de cultura j dependerá, também, da eficiência do sistema de irrigação, $E_{irr_{jk}}$, que, por sua vez, é resultado do produto entre a eficiência do sistema de distribuição de água para cada perímetro, $E_{sis_{jk}}$, e da eficiência de aplicação da irrigação por cultura, E_{p_j} , assim tem-se que:

$$E_{irr_{jk}} = E_{sis_{jk}} * E_{p_j} \quad (4.6)$$

5 - Cálculo da Lâmina mensal de água, Lm_{jkt}

A lâmina mensal de água, Lm_{jkt} de irrigação da cultura j no mês t para o perímetro k , a ser fornecida pelo sistema será obtida por:

$$Lm_{jkt} = \frac{LR_{jkt}}{(1 - LR_{jkt}) * E_{irr_{jk}}} \quad (4.7)$$

6 - Cálculo das demandas máximas mensais por perímetro

- Culturas permanentes

$$Dip_{max_{kt}} = \sum_{j=1}^{jp} (Lm_{jkt} * A_{max_{jk}}) \quad (4.8)$$

- Culturas sazonais

$$Dis_{max_{kt}} = \sum_{j=1}^{js} (Lm_{jkt} * A_{max_{jk}}) \quad (4.9)$$

sendo:

$A_{max_{jk}}$ - é área máxima irrigável para cada cultura j , no perímetro k , em m^3 ;

$L_{m_{jkt}}$ - é lâmina de irrigação da cultura j , no mês t , no perímetro k , em m ;

jp - é o número de culturas permanentes;

js - é o número de culturas sazonais;

4.1.2.3 – Indústria

A demanda volumétrica máxima para indústria $D_{in\ max_{ic}}$, em m^3 , caso seja utilizada pelo modelo de simulação proposto, pode ser estimada de acordo com as metodologias propostas dos Planos Diretores das Bacias Hidrográficas. Essa demanda é o limite máximo para que o modelo determine a retirada ótima, no mês t , para esse tipo de setor.

4.1.2.4 – Vazão defluentes

Com relação ao volume defluente $S_{d\ max_{ic}}$ no mês t , em m^3 , os reservatórios só liberam água quando atender as demandas de maiores prioridades. Quando isso acontecer é liberada água pelos descarregadores de fundo e vertimento, quando este último ocorrer.

4.1.2.5 – Piscicultura, lazer e energia elétrica

Esses tipos de demandas dependem de um nível meta, ou seja, um volume meta que deve ser mantido no reservatório para garantir o atendimento destas demandas. O modelo desenvolvido contempla também este tipo de modalidade.

4.1.2.6 – Vazão Ecológica

O modelo contempla também, a complementação da demanda de vazão ecológica no mês t para garantir a sobrevivência dos ecossistemas aquáticos, em algum trecho do rio, representado por 'links', e que pode ser estimada a partir de várias metodologias apresentada no trabalho de Benetti e Lanna (2003). Assim, nesta pesquisa, a vazão ecológica será a soma das vazões provenientes do vertimento, da liberação por descarga de fundo e 10% da vazão

regularizada Q90%. Segundo Souza et al (2004), a definição da chamada vazão ecológica em rios é um problema ainda sem solução definitiva, uma vez que vários são os aspectos relacionados ao meio ambiente aquático.

4.1.3 – Vazão de retorno

Vazão doméstica média de esgoto

Para calcular a vazão doméstica média de esgoto, devem-se fazer algumas considerações, dentre elas temos: a rede de coleta de esgoto é sistema separador absoluto, a ocorrência de ligações clandestinas dos esgotos à rede pluvial, a infiltração devido às perdas e a ocorrências de fossas. Assim, Von Sperling (1996) propôs o cálculo da vazão média de esgotos por:

$$Q_{dméd} = \frac{Pop * QPC * R}{86400} \quad (4.10)$$

sendo:

$Q_{dméd}$ - indica a vazão doméstica média de esgoto (l/s);

Pop - população em hab.;

QPC - é a quota per capita de água (l/hab.d), geralmente tabelado; e

R - é o coeficiente de retorno de esgoto que variam de 60% a 100%, sendo usualmente adotado em 80%.

Vazão média de retorno do perímetro irrigado

Para estimar a vazão média de esgoto de um perímetro irrigado devem-se fazer distinção de dois tipos de vazões, uma proveniente a aplicação da irrigação e estimada geralmente pelo tipo de sistema de irrigação utilizado e outra vazão ocorre devido a precipitação que cai no perímetro. Existem várias metodologias das mais simples as mais complexas para estimar essa vazão de retorno. No modelo de simulação proposto a metodologia utilizada para estimar a vazão de retorno foi o Modelo Racional, apesar de

representar uma aproximação relativamente grosseira para pequenas bacias, mas que pode ser aplicado à bacia hidrográfica em estudo devido a baixa contribuição desta vazão. Este método pode ser utilizado para chuvas de diferentes intensidades e é definido por: (VILLELA e MATTOS, 1975):

$$Q_{pméd} = C * i * A \quad (4.11)$$

sendo:

$Q_{pméd}$ - indica a vazão de pico média de retorno do perímetro irrigado, em m^3/s ;

C - é o coeficiente de deflúvio que depende da natureza da superfície, no caso áreas agrícolas, e é geralmente tabelado;

i - é a intensidade média da chuva que cai no perímetro, em mm/h ; e

A - é a área do perímetro, em m^2 .

4.1.4 – Características hidro climáticas

Com relação à precipitação e a evaporação para cada reservatório considerado, estas devem entrar no modelo em $mm/mês$, para serem convertidas, em seguida, para $m/mês$. Já com relação às vazões afluentes, estas devem entrar em m^3/s e logo convertidas para $m^3/mês$ (SCIENTEC, 1997).

4.1.5 – Aspectos Quantitativos

4.1.5.1 – Função Objetivo

Os múltiplos objetivos a serem alcançados num determinado sistema são estabelecidos segundo uma função matemática que contemple os interesses dos diferentes setores de usuários. Neste caso, a função objetivo utilizada contempla os aspectos quantitativos, caracterizados por maximizar a satisfação do atendimento dos requerimentos hídricos (vazões e volumes) dos usos múltiplos e outros aspectos da operação. Logo, a função objetivo que contempla os aspectos quantitativos é composta por três partes:

A função $F01$ tem por objetivo maximizar o atendimento do requerimento hídrico dos diferentes usuários, em cada componente considerado, e é chamada para cada mês t , sendo representada pela Equação 4.12.

Maximizar

$$FO1(t) = \sum_{i=1}^{NR} \left[\sum_{c=1}^{NA} \alpha_{ca} * Ra_{ic}(t) + \sum_{c=1}^{NP} \alpha_{cip} * Rip_{ic}(t) + \sum_{c=1}^{NS} \alpha_{cis} * Ris_{ic}(t) + \sum_{c=1}^{NI} \alpha_{cin} * Re_{ic}(t) \right] \quad (4.12)$$

sendo:

c - componentes existentes em um determinado sistema;

i - reservatórios em um determinado sistema;

α_{ca} - coeficiente que representa a prioridade no atendimento ao abastecimento a;

α_{cip} - coeficiente que representa a prioridade no atendimento a irrigação de culturas perenes p;

α_{cis} - coeficiente que representa a prioridade no atendimento a irrigação de culturas sazonais s;

α_{cin} - coeficiente que representa a prioridade no atendimento aos ecossistemas aquáticos n;

NR - número de reservatórios;

NA - número de demandas de abastecimento existente em um determinado sistema;

NP - número de demandas de irrigação com culturas perenes existentes em um determinado sistema;

NS - número de demandas de irrigação com culturas perenes existentes em um determinado sistema;

NI - número de demandas dos ecossistemas aquáticos existentes em um determinado sistema;

$Ra_{ic}(t)$ - variável de decisão que representa a retirada de água para o c-ésimo abastecimento humano e num determinado mês t;

$Rip_{ic}(t)$ - variável de decisão que representa a retirada de água para irrigação das culturas perenes do c-ésimo perímetro irrigado em um determinado mês t;

$Ris_{ic}(t)$ - variável de decisão que representa a retirada de água para irrigação das culturas sazonais do c-ésimo perímetro irrigado em um determinado mês t;

$Re_{ic}(t)$ - variável de decisão que representa a retirada de água para o ecossistema aquático no trecho do rio a jusante dos reservatórios, no mês t;

Já o objetivo da função F02 é atender as metas operacionais estabelecidas para os reservatórios, para que venham a satisfazer os usos múltiplos do sistema.

Maximizar

$$FO2(t) = \sum_{i=1}^{NR} [\alpha_{vmin,i} * SC_i^-(t) + \alpha_{vmeta,i} * SM_i^-(t)] \quad (4.13)$$

sendo:

$\alpha_{vmin,i}$ - coeficiente que representa a prioridade no atendimento ao requerimento de volume mínimo do reservatório i;

$\alpha_{vmeta,i}$ - coeficiente que representa a prioridade no atendimento ao requerimento de volume meta do reservatório i;

$SC_i^-(t)$ - variável de decisão que representa o volume mínimo que deve ser mantido no reservatório i, no mês t (pode ser utilizado para a piscicultura extensiva);

$SM_i^-(t)$ - variável de decisão associada ao atendimento do volume meta em um reservatório i, no mês t (pode ser utilizado para a energia elétrica ou lazer);

Na função F03 o objetivo é minimização das perdas por vertimento.

Minimizar

$$FO3(t) = \sum_{i=1}^{NR} [\alpha_{vvert,i} * Sp_i(t)] \quad (4.14)$$

sendo:

$\alpha_{vvert,i}$ - coeficiente que representa a penalização do vertimento no reservatório i;

$Sp_i(t)$ - variável de decisão que contempla o volume vertido de um determinado reservatório i, no mês t;

O balanço hídrico e as restrições operacionais de cada componente a ser considerado no modelo de simulação são estabelecidas numa rotina de otimização que é baseada na programação linear sequencial, acionada a nível mensal, a fim de determinar para cada mês t os valores ótimos das variáveis de decisão. Essas equações (restrições de igualdade e desigualdade) e suas representações são tratadas a seguir.

4.1.5.2 – Restrições de igualdade

Reservatórios

No modelo, os reservatórios podem ser conectados a nós de passagem a sua jusante, via descarregador de fundo, vertedores e tomadas d'água, e nós de passagem a sua montante chamados de fonte, onde recebem suas afluições ou vazões residuais de outros reservatórios. Portanto, os reservatórios são representados matematicamente pela equação do balanço hídrico. Para determinar a variação mensal do volume armazenado nos reservatórios, quando não estiverem em série, usa-se a equação do balanço hídrico expressa abaixo:

$$S_i(t) + R_{ic}(t) + Qf_i(t) + Sp_i(t) = S_i(t-1) + I_i(t) + [P_i(t) - E_i(t)] * Am_i(t) \quad (4.15)$$

sendo:

$S_i(t)$ - volume armazenado do reservatório i no fim do mês t ;

$S_i(t-1)$ - volume armazenado do reservatório i no início do mês t ;

$R_{ic}(t)$ - retirada de água pela tomada d'água no reservatório i no mês t ;

$Qf_i(t)$ - retirada d'água pela descarga de fundo do reservatório i no mês t ;

$Sp_i(t)$ - vertimento do reservatório i no mês t ;

$I_i(t)$ - volume afluente ao reservatório i no mês t ;

$P_i(t)$ - taxa de precipitação no reservatório i no mês t ;

$E_i(t)$ - taxa de evaporação no reservatório i no mês t ;

$Am_i(t)$ - área média do espelho d'água no reservatório i no mês t .

Caso o reservatório esteja em série à equação do balanço hídrico computará a vazão defluente $Sd_{ci}(t)$ advinda do reservatório a montante e, portanto, ficará:

$$-Sd_{ci}(t) + S_i(t) + R_{ic}(t) + Qf_i(t) + Sp_i(t) = S_i(t-1) + I_i(t) + [P_i(t) - E_i(t)] * Am_i(t) \quad (4.16)$$

Para calcular a área média $Am_i(t)$ apresentada no balanço de massa dos reservatórios, usa-se a Equação 4.17 abaixo:

$$Am_i(t) = \left[\frac{A_i(t) + A_i(t-1)}{2} \right] \quad (4.17)$$

sendo:

$A_i(t)$ - é área da superfície líquida do reservatório i , em m^2 , no final mês t ;

$A_i(t-1)$ - é área da superfície líquida do reservatório i , em m^2 , no início do mês t .

No entanto, as áreas da superfície líquida do reservatório estão relacionadas aos seus volumes de forma não linear. Portanto, para levar em consideração, na equação do balanço hídrico, o volume precipitado e evaporado nos reservatórios é necessário fazer uso das relações área x volume, numa forma linearizada, e determinar, em seguida, a área média da superfície líquida do reservatório i no mês t , $Am_i(t)$, como descrito a seguir.

A determinação da área média $Am_i(t)$, na primeira iteração da rotina de otimização do modelo de simulação proposto, é realizada através de uma única reta, começando de forma relaxada como apresentada Figura 4.3.

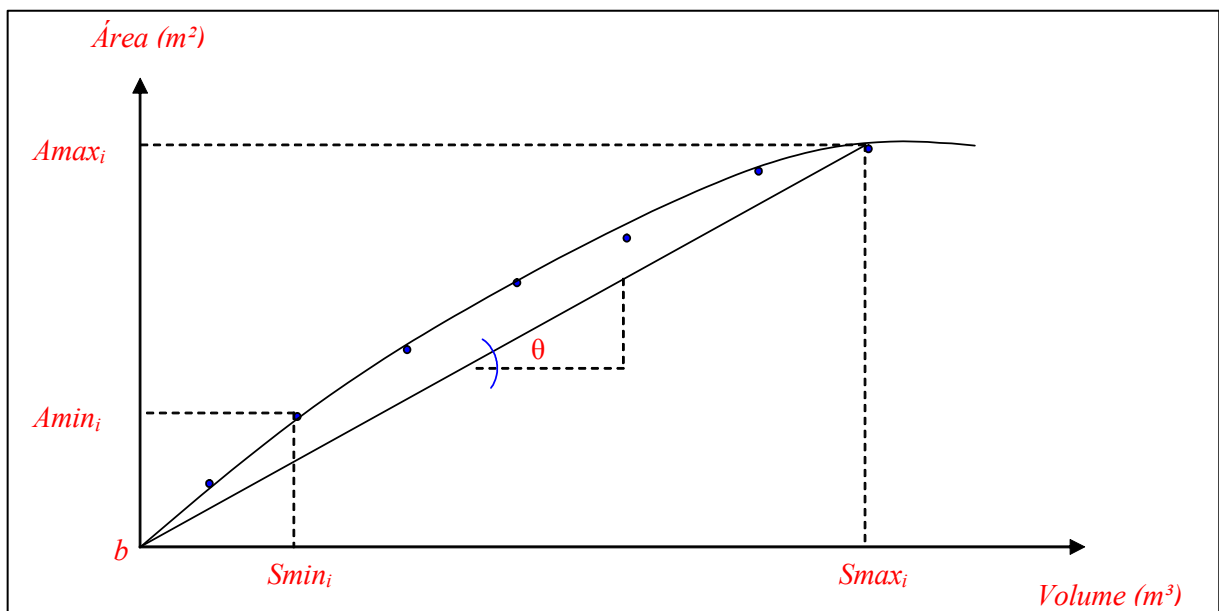


Figura 4.3 – Linearização da curva área x volume de um determinado reservatório i .

Em seguida, é determinada a inclinação e a intercessão da reta, pelas equações abaixo:

$$a = \operatorname{tg}\theta = \left(\frac{A \max_i}{S \max_i} \right) \quad (4.18)$$

$$b = A \max_i - a * S \max_i \quad (4.19)$$

sendo:

a - é a inclinação da reta;

b - é a intercessão da reta;

$A \max_i$ - é área máxima da superfície líquida, em m^2 , no reservatório i;

$A \min_i$ - é área mínima da superfície líquida, em m^2 , no reservatório i;

$S \max_i$ - é o armazenamento máximo, em m^3 , do reservatório i;

$S \min_i$ - é o armazenamento mínimo, em m^3 , do reservatório i;

Logo a área média da superfície líquida, em m^2 , será:

$$A_{m_i}(t) = \left[\frac{a * S_i(t) + b + a * S_i(t-1) + b}{2} \right] \quad (4.20)$$

É determinada de acordo com o seguinte procedimento: Nas iterações seguintes, utilizando-se da programação seqüencial, a área média da superfície líquida é determinada a partir dos volumes obtidos pela primeira iteração. Com esses volumes acham-se, por interpolação, as áreas correspondentes no gráfico da curva área x volume dos reservatórios, para, em seguida, capturar os seus pontos superiores e inferiores e definir para cada instante uma reta. A intercessão e a inclinação da reta variam, em cada instante t, como pode ser visto na Figura 4.4 abaixo, até que a convergência do processo seja atingida:

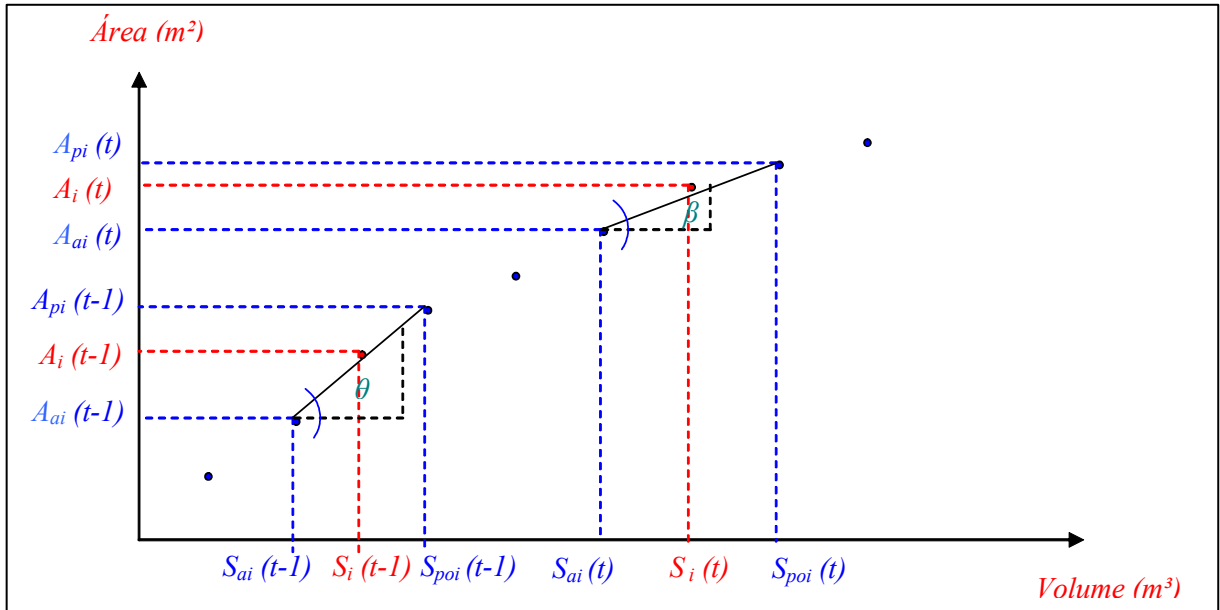


Figura 4.4 – Linearização da curva área x volume de um reservatório i ponto a ponto.

As intercessões e as inclinações, para cada valor de $S_i(t)$ e $A_i(t)$, são determinadas pelas equações abaixo:

$$a(t) = \text{tg}\beta = \left[\frac{A_{pi}(t) - A_{ai}(t)}{S_{poi}(t) - S_{ai}(t)} \right] \quad (4.21)$$

$$b(t) = A_{pi}(t) - a(t) * S_{poi}(t) \quad (4.22)$$

$$a(t-1) = \text{tg}\theta = \left[\frac{A_{pi}(t-1) - A_{ai}(t-1)}{S_{poi}(t-1) - S_{ai}(t-1)} \right] \quad (4.23)$$

$$b(t-1) = A_{pi}(t-1) - a(t) * S_{poi}(t-1) \quad (4.24)$$

sendo:

$a(t)$ - a inclinação da reta, no final do mês t ;

$a(t-1)$ - a inclinação da reta, no início do mês t ;

$b(t)$ - a intercessão da reta, no final do mês t ;

$b(t-1)$ - a intercessão da reta, no início do mês t ;
 $A_{pi}(t)$ - ponto posterior a área do espelho d'água $A_i(t)$, no final do mês t ;
 $A_{ai}(t)$ - ponto anterior a área do espelho d'água $A_i(t)$, no final do mês t ;
 $A_{pi}(t-1)$ - ponto posterior a área do espelho d'água $A_i(t-1)$, no início do mês t ;
 $A_{ai}(t-1)$ - ponto anterior a área do espelho d'água $A_i(t-1)$, no início do mês t ;
 $S_{poi}(t)$ - ponto posterior ao volume armazenado $S_i(t)$, no final do mês t ;
 $S_{ai}(t)$ - ponto anterior ao volume armazenado $S_i(t)$, no final do mês t ;
 $S_{poi}(t-1)$ - ponto posterior ao volume armazenado $S_i(t-1)$, no início do mês t ;
 $S_{ai}(t-1)$ - ponto anterior ao volume armazenado $S_i(t-1)$, no início do mês t ;

Logo a área média da superfície líquida, em m^2 , será determinada por:

$$Am_i(t) = \left[\frac{a(t) * S_i(t) + b(t) + a(t-1) * S_i(t-1) + b(t-1)}{2} \right] \quad (4.25)$$

Para contemplar os objetivos de volumes meta nos reservatórios, a fim de atender os requerimentos operacionais do setor energético, de lazer, contenção de cheias e piscicultura, incluiu-se, neste modelo de simulação, o conceito do volume meta, que é definida pela equação 4.26.

$$S_i(t) = S_{meta_i} + SM_i^+(t) - SM_i^-(t) \quad (4.26)$$

sendo:

$SM_i^+(t)$ - é o volume útil armazenado acima do volume meta S_{meta_i} em um reservatório i , no mês t ;

$SM_i^-(t)$ - é o volume útil armazenado abaixo do volume meta S_{meta_i} em um reservatório i , no mês t ;

Um problema que ocorre normalmente em regiões semiáridas é a alta taxa de evaporação atuante, fazendo com que os reservatórios atinjam o volume mínimo rapidamente, podendo chegar à condição de completamente vazios. A maioria dos modelos simulação

vistos na literatura repetem o valor do volume mínimo de um mês para outro quando ocorre a situação do reservatório estar com água armazenada igual ao volume mínimo. Para considerar essa possibilidade perante a cota mínima variável no modelo de simulação, utilizou-se também o conceito de volume meta, de acordo com a metodologia da Função Pós-Contratual, discutido anteriormente, sendo que a restrição do volume mínimo passa a ser um volume meta S_{min_i} , que o modelo procura manter no reservatório no mês t com alta prioridade. Portanto, a Equação 4.27 representa o volume mínimo a ser atingindo:

$$S_i(t) = S_{min_i} + SC_i^+(t) - SC_i^-(t) \quad (4.27)$$

sendo:

$SC_i^+(t)$ - é o volume útil armazenado acima do volume mínimo S_{min_i} em um reservatório i , no mês t ;

$SC_i^-(t)$ - é o volume útil armazenado abaixo do volume mínimo S_{min_i} em um reservatório i , no mês t ;

Outros componentes do sistema

O nó de passagem é também um componente do sistema. Esse tipo de elemento permite a conexão de outros dois ou mais componentes (reservatório, links, etc.), e permite realizar o balanço hídrico, sem precisar utilizar o conceito de redes de fluxo. Num sistema qualquer, os nós de passagem podem ser considerados em diferentes situações.

Para representar o balanço hídrico no nó de passagem n_{cr} foi inserida, na rotina de otimização seqüencial, a Equação 4.28.

$$Qf_i(t) + Sp_i(t) + Re_i(t) = Sd_{ic}(t) \quad (4.28)$$

sendo:

$Sd_{ic}(t)$ - é o volume defluente, no mês t , no nó de passagem n_{cr} , ou seja, a soma do volume vertido, do volume liberado pela descarga de fundo e retirada para os ecossistemas aquáticos liberada pelo reservatório i e chega ao nó de passagem n_{cr} ;

$Re_i(t)$ - é a retirada de água para o ecossistema aquático no trecho do rio a jusante dos reservatórios, no mês t ;

Seguindo o mesmo princípio proposto anteriormente para representar o balanço hídrico no nó de passagem n_{cs} foi utilizada a Equação 4.29 abaixo:

$$Sd_{ic}(t) + Qa_c(t) = Sd_{ci}(t) \quad (4.29)$$

sendo:

$Qa_c(t)$ - é o volume afluyente do rio ou riacho, no mês t , no nó de passagem n_{cs} ;

$Sd_{ci}(t)$ - é o volume defluente no mês t que sai do nó de passagem n_{cs} ou ponto de controle PC1 e chega ao reservatório i ;

Outra situação para o nó de passagem está representada na tomada d' água que chega ao nó de passagem n_{ct} . Para esta situação, a representação matemática do balanço hídrico é dada pela Equação 4.30.

$$R_{ic}(t) = Ra_{ic}(t) + Rip_{ic}(t) + Ris_{ic}(t) \quad (4.30)$$

sendo:

$Ra_{ic}(t)$ - é a retirada de água para o abastecimento no nó n_{ct} no mês t ;

$Rip_{ic}(t)$ - é a retirada de água para a irrigação para cultura perene, no nó n_{ct} , no mês t ;

$Ris_{ic}(t)$ - é a retirada de água para a irrigação para cultura sazonal, no nó n_{ct} , no mês t ;

4.1.5.3 – Restrições de desigualdade

Reservatórios

Ainda, para os reservatórios, será necessário inserir as limitações operacionais das variáveis de decisão $S_i(t)$, $R_{ic}(t)$, $Qf_i(t)$ e $Sp_i(t)$, para que o modelo de simulação possa determinar os valores ótimos correspondentes em cada mês t . Os intervalos estão representados pelas restrições de desigualdade abaixo:

$$0 \leq R_{ic}(t) \leq D \max_{ci} \quad (4.31)$$

$$0 \leq S_i(t) \leq S \max_i \quad (4.32)$$

$$0 \leq Qf_i(t) \leq Qf \max_i \quad (4.33)$$

$$0 \leq Sp_i(t) \leq Sp \max_i \quad (4.34)$$

sendo:

$D \max_{ic}$ - é a demanda volumétrica máxima na tomada d'água em um reservatório i ;
 $Qf \max_i$ - é descarga máxima proveniente do volume máximo em um reservatório i ;
 $Sp \max_i$ - é o vertimento máximo proveniente da soleira superior do vertedouro em um reservatório i .

As vazões liberadas por descarregadores de fundo são estimadas pela equação abaixo, (QUINTELA, 1981):

$$Qf \max_i(t) = Cf_i * Af_i * (H_i(t) - Hg_i)^{0,5} \quad (4.35)$$

sendo:

Cf_i - é o coeficiente de vazão do descarregador de fundo do reservatório i ;
 $Qf \max_i(t)$ - é o volume máximo que pode ser aduzida pelo descarregador de fundo do reservatório i , no mês t ;
 Af_i - é a área da secção transversal do descarregador de fundo;
 Hg_i - é a cota a jusante da geratriz inferior do descarregador de fundo;

$H_i(t)$ - é a cota do reservatório i , no mês t ;

O vertimento máximo foi estimado pela equação a seguir (QUINTELA, 1981):

$$Sp_{\max_i}(t) = C_{v_i} * B_{v_i} * (H_{v_{\max_i}}(t) - H_{sol_i})^{1,5} \quad (4.36)$$

sendo:

C_{v_i} - é o coeficiente de descarga que depende da forma do vertedouro i ;

B_{v_i} - é a largura de base do vertedouro;

$H_{v_{\max_i}}(t)$ - é cota o nível máximo do reservatório i que gera a lâmina vertente máxima projetada para o vertedouro;

H_{sol_i} - é a cota da soleira do vertedouro;

Com o auxílio desta equação do descarregador de fundo foi construído o gráfico da descarga de fundo x volume (Figura 4.5), para em seguida usar o mesmo artifício que foi utilizado para o cálculo da área média da superfície líquida dos reservatórios.

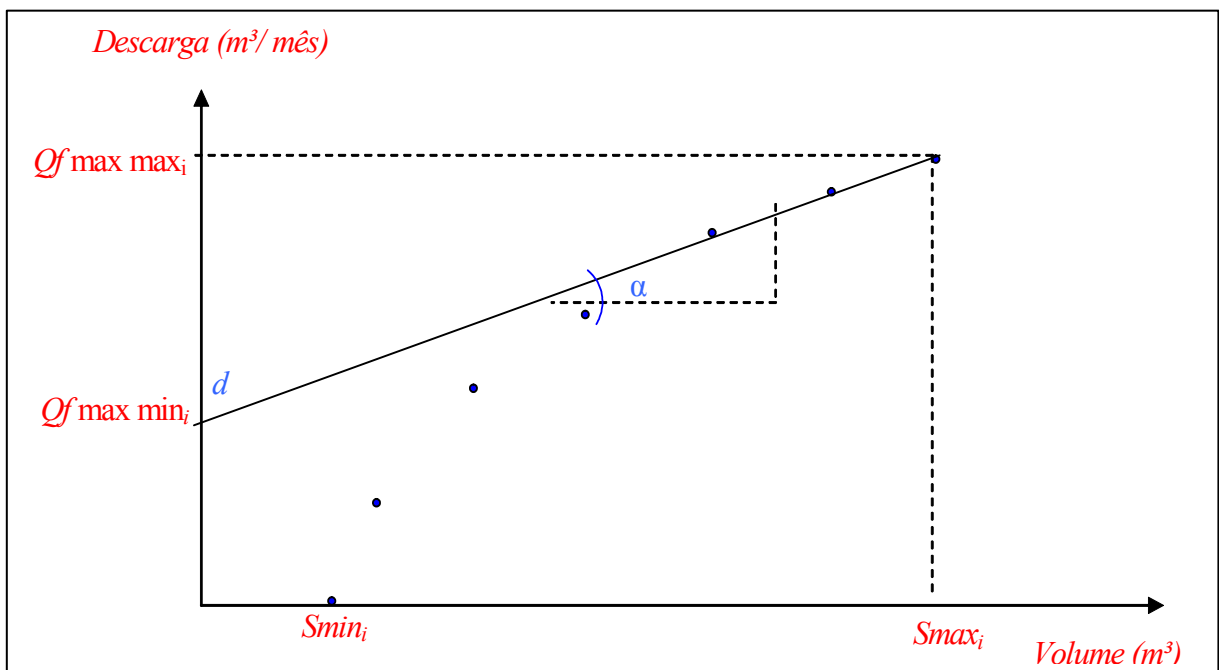


Figura 4.5 – Linearização da curva descarga x volume armazenado no reservatório i .

A inclinação e a intercessão da reta são determinadas por:

$$z = \operatorname{tg}\alpha = \left(\frac{Qf \max \max_i - Qf \max \min_i}{S \max_i} \right) \quad (4.37)$$

$$d = Qf \max \max_i - z * S \max_i \quad (4.38)$$

sendo:

z - é a inclinação da reta;

d - é a intercessão da reta;

$Qf \max \max_i$ - é a descarga máxima para a cota máxima, em m^3 , de um reservatório i , no mês t ;

$Qf \max \min_i$ - é a descarga máxima para cota mínima, em m^3 , de um reservatório i , no mês t ;

$S \max_i$ - é o armazenamento máximo, em m^3 , do reservatório i ;

$S \min_i$ - é o armazenamento mínimo, em m^3 , do reservatório i ;

Logo o volume defluente, para cada mês t , de um determinado reservatório i , via descarregador de fundo, será representado pela combinação da inequação 4.33 e a equação da reta representada na Figura 4.5, ou seja:

$$0 \leq Qf_i(t) - z * S_i(t) \leq d \quad (4.39)$$

Com os volumes armazenados $S_i(t)$ determinados na primeira iteração, pode-se determinar por interpolação as descargas máximas correspondentes $Qf \max_c(t)$, a partir do gráfico: descargas de fundo máxima x volume, para em seguida construir retas com os pontos posteriores e anteriores de $S_c(t)$ e $Qf \max_c(t)$, em cada mês t , como se pode observar na Figura 4.6.

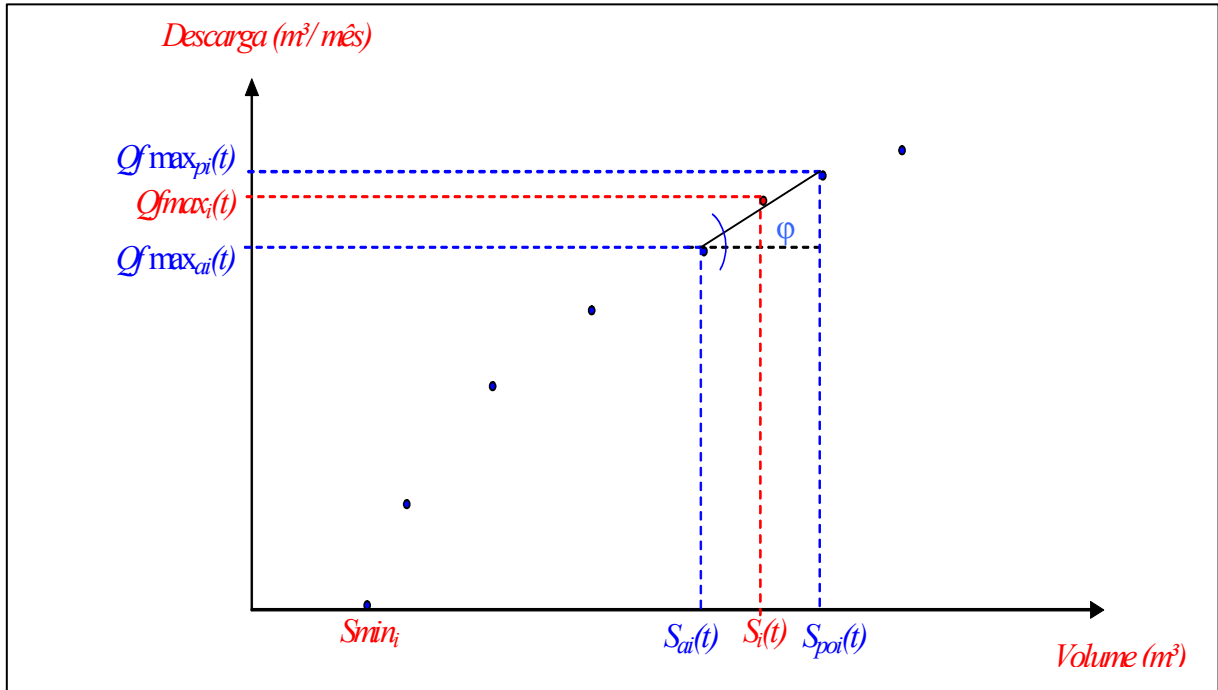


Figura 4.6 – Linearização da curva descarga x volume armazenado ponto a ponto.

As intercessões e as inclinações para cada valor $S_i(t)$ e $Qf_{max_i}(t)$ podem ser determinadas pelas equações abaixo:

$$z(t) = \text{tg}\varphi = \left[\frac{Q_{f_{max_{pi}}}(t) - Q_{f_{max_{ai}}}(t)}{S_{poi}(t) - S_{ai}(t)} \right] \quad (4.40)$$

$$d(t) = Q_{f_{max_{pi}}}(t) - z(t) * S_{poi}(t) \quad (4.41)$$

sendo:

$z(t)$ - a inclinação da reta, no final do mês t ;

$d(t)$ - a intercessão da reta, no final do mês t ;

$S_{poi}(t)$ - ponto posterior ao volume armazenado $S_i(t)$, no final do mês t ;

$S_{ai}(t)$ - ponto anterior ao volume armazenado $S_i(t)$, no final do mês t ;

$Q_{f_{max_{pi}}}(t)$ - ponto posterior a descarga volumétrica máxima, no final do mês t ;

$Q_{f_{max_{ai}}}(t)$ - ponto anterior a descarga volumétrica máxima, no final do mês t ;

Logo a descarga máxima de fundo, em m³ para cada mês t em um determinado reservatório i, será representada pela combinação da inequação 4.42 e a equação da reta.

$$0 \leq Qf_i(t) - z(t) * S_i(t) \leq d(t) \quad (4.42)$$

Com relação a volume meta operacional e volume meta mínimo as seguintes restrições de desigualdades são:

$$0 \leq SM_i^-(t) \leq S_{meta_i} \quad (4.43)$$

$$0 \leq SM_i^+(t) \leq S_{max_i} - S_{meta_i} \quad (4.44)$$

$$0 \leq SC_i^-(t) \leq S_{min_i} \quad (4.45)$$

$$0 \leq SC_i^+(t) \leq S_{max_i} - S_{min_i} \quad (4.46)$$

Outros componentes do sistema

Para o nó de passagem $n_{cr.}$, a variável Re_{ic} está entre a demanda mínima zero e demanda máxima $De_{max_{ic}}$ é a soma dos volumes vertidos e volumes liberados pela descarga de fundo e com relação Sd_{ic} a restrição de desigualdade é:

$$0 \leq Sd_{ic}(t) \leq Sd_{max_i} \quad (4.47)$$

sendo:

Sd_{max_i} - é o limite máximo volumétrico defluente $Sd_{ic}(t)$;

$De_{max_{ic}}$ - Demanda máxima para os ecossistemas aquáticos no nó n_{ct} ;

Para o nó de passagem $n_{cs.}$ as restrições de desigualdade são:

$$0 \leq Sd_{ci}(t) \leq Sdj_{max_c} \quad (4.48)$$

$$0 \leq Qa_c(t) \leq Qa_{max_c} \quad (4.49)$$

sendo:

Sd_{jmax_c} - é o limite máximo volumétrico defluente $Sd_{ci}(t)$;

Qa_{max_c} - é o limite máximo para o volume $Qa_c(t)$.

Para o nó de passagem n_{ct} , as restrições de desigualdade são:

$$0 \leq Ra_{ic}(t) \leq Da_{max_{ic}} \quad (4.50)$$

$$0 \leq Rip_{ic}(t) \leq Dip_{max_{ic}} \quad (4.51)$$

$$0 \leq Ris_{ic}(t) \leq Dis_{max_{ic}} \quad (4.52)$$

sendo:

$Da_{max_{ic}}$ - Demanda máxima de abastecimento no nó n_{ct} ;

$Dip_{max_{ic}}$ - Demanda máxima para a irrigação de culturas perenes estimada no nó n_{ct} ;

$Dis_{max_{ic}}$ - Demanda máxima para a irrigação de culturas sazonais estimada no nó n_{ct} ;

4.1.6 – Aspectos Qualitativos

Para a modelagem dos aspectos qualitativos, cada componente terá uma concentração na entrada e outra na saída. As concentrações serão divididas em duas categorias: autodepuradas (Cad) e não autodepuradas (Cnd). Com a determinação inicial dos volumes de cada componente a partir da simulação quantitativa, o modelo fará uma estimativa inicial das concentrações, que entrarão no processo de otimização iterativo mês a mês, com base em programação linear, onde as não linearidades, tanto dos aspectos quantitativo como o qualitativo, são tratadas por aproximações lineares. O regime hidráulico considerado para os reservatórios foi de mistura completa e nos rios foi do tipo pistão. Assim, a representação matemática do modelo é descrita a seguir.

4.1.6.1 – Função Objetivo

As funções objetivo dos aspectos qualitativos representam as metas de concentrações para atender os requerimentos do enquadramento dos pontos de controles distribuídos nos rios e reservatórios, de acordo com os tipos de uso, e é composta por duas partes:

A função F04 tem por objetivo minimizar os níveis de poluição da Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO), do Nitrogênio Total (NT), do Fósforo Total (FT) e dos Coliformes Fecais (CF), para valores metas estabelecidas, e é chamada para cada mês t , sendo representada pela Equação 4.53.

Minimizar

$$FO4(t) = \sum_{i=1}^{NR} [\alpha_i * C_i^{+DBO}(t) + \phi_i * C_i^{+NT}(t) + \beta_i * C_i^{+FT}(t) + \eta_i * C_i^{+CF}(t)] + \dots \quad (4.53)$$
$$+ \sum_{c=1}^{NC} [\alpha_c * C_c^{+DBO}(t) + \phi_c * C_c^{+NT}(t) + \beta_c * C_c^{+FT}(t) + \eta_c * C_c^{+CF}(t)]$$

sendo:

α_i , ϕ_i , β_i e η_i - Pesos atribuídos as concentrações do reservatório i e no mês t ;

α_c , ϕ_c , β_c e η_c - Pesos atribuídos as concentrações no nó de passagem n_{cs} ou no ponto de controle c e no mês t ;

NC - número de pontos de controle representado por n_{cs} ;

$C_i^{+DBO}(t)$ - Concentração da DBO acima do valor estipulado para o enquadramento requerido no reservatório i e no mês t ;

$C_i^{+NT}(t)$ - Concentração do NT acima do valor estipulado para o enquadramento requerido no reservatório i e no mês t ;

$C_i^{+FT}(t)$ - Concentração do FT acima do valor estipulado para o enquadramento requerido no reservatório i e no mês t ;

$C_i^{+CF}(t)$ - Concentração do CF acima do valor estipulado para o enquadramento requerido no reservatório i e no mês t ;

$C_c^{+DBO}(t)$ - Concentração da DBO acima do valor estipulado para o enquadramento requerido no ponto de controle c e no mês t ;

$C_c^{+NT}(t)$ - Concentração do NT acima do valor estipulado para o enquadramento requerido no ponto de controle c e no mês t;

$C_c^{+FT}(t)$ - Concentração do FT acima do valor estipulado para o enquadramento requerido no ponto de controle c e no mês t;

$C_c^{+CF}(t)$ - Concentração do CF acima do valor estipulado para o enquadramento requerido no ponto de controle c e no mês t.

A função F05 tem por objetivo a maximização do Oxigênio Dissolvido (OD) nos pontos de controles distribuídos nos rios e reservatórios.

Maximizar

$$FO5(t) = \sum_{i=1}^{NR} [\lambda_i * C_i^{+OD}(t)] + \sum_{c=1}^{NC} [\lambda_c * C_c^{+OD}(t)] \quad (4.54)$$

sendo:

λ_i - Peso atribuído a concentração do OD no reservatório i e no mês t;

λ_c - Peso atribuído a concentração do OD no ponto de controle c e no mês t;

$C_i^{+OD}(t)$ - Concentração do OD acima do valor estipulado para o enquadramento requerido no reservatório i e no mês t;

$C_c^{+OD}(t)$ - Concentração do OD acima do valor estipulado para o enquadramento requerido no ponto de controle c e no mês t.

4.1.6.2 – Restrições de igualdade

Rios ou Riachos

Para os rios ou riachos, o balanço de massa é realizado para todos os parâmetros nos pontos de controle c, distribuídos ao longo do comprimento do rio, considerando todas as vazões de entrada e saída. Assim, as formulações matemáticas para cada parâmetro **P** (Demanda Bioquímica de Oxigênio, Oxigênio Dissolvido, Nitrogênio Total, Fósforo Total e Coliforme Fecal) são apresentadas de acordo com a equação geral 4.55 a seguir.

$$Sd_{ic}(t) * Cad_{ic}^P(t) + \sum_{j=1}^{NV} Qr_{cj}(t) * Cr_{cj}^P(t) + \sum_{j=1}^{NV} Qaf_{cj}(t) * Caf_{cj}^P(t) = Sd_{ci}(t) * Cnd_{ci}^P(t) \quad (4.55)$$

sendo:

$Cad_{ic}^P(t)$ - Concentração de um determinado parâmetro P autodepurada que sai do reservatório i que chega ao ponto de controle c no mês t;

$Qr_{cj}(t)$ - Volume de retorno que chega ao ponto de controle c no mês t;

$Cr_{cj}^P(t)$ - Concentração de um determinado parâmetro P do volume de retorno que chega ponto de controle c *in natura* no mês t;

$Qaf_{cj}(t)$ - Volume afluente proveniente de rio ou riacho que chega ao ponto de controle c, no mês t;

$Caf_{cj}^P(t)$ - Concentração de um determinado parâmetro P do volume afluente que chega ponto de controle c *in natura*, no tempo t;

$Cnd_{ci}^P(t)$ - Concentração de um determinado parâmetro P não depurada que sai do ponto de controle c, no mês t.

Na concentração autodepurada $Cad_{ic}^P(t)$, caso o parâmetro sejam do tipo DBO, NT, FT e CF, serão calculadas pelo modelo Streeter-Phelps (1925), apud Tucci (2005), apresentado a seguir.

$$Cad_{ic}^P(t) = C_i^P(t) * \exp(-k1 * z) \quad (4.56)$$

$$\text{onde: } z = \frac{Li * Bmi * Pmi}{Sd_{ic}(t)} \quad (4.57)$$

sendo:

Li - Comprimento do trecho do rio ou riacho;

$k1$ - Coeficiente de desoxigenação do parâmetro P, no trecho Li do rio ou riacho;

z - é o *travel time*;

B_{mi} - Largura média do trecho L_i do rio ou riacho;

P_{mi} - Profundidade média do trecho L_i do rio ou riacho;

$C_i^P(t)$ - Concentração de um determinado parâmetro P que sai do reservatório i , no tempo t .

Combinando as Equações 4.56 e 4.57 teremos a concentração em função da vazão no trecho.

$$Cad_{ic}^P(t) = C_i^P(t) * \exp\left(-\frac{k1 * L_i * B_{mi} * P_{mi}}{Sd_{ic}(t)}\right) \quad (4.58)$$

O coeficiente de desoxigenação $k1$ depende do tipo de parâmetro e é obtido a partir do coeficiente de desoxigenação nominal $kn1$, que é tabelado para uma temperatura base de 20°C, para a temperatura média local TM_i , no caso da DBO é calculada pela equação:

$$k1 = kn1_{(20^\circ)} * 1,047^{(TM_i - 20)} \quad (4.59)$$

Agora, caso a concentração $Cad_{ic}^P(t)$ autodepurada, a ser calculada, seja o oxigênio dissolvido (OD), será utilizada a equação de Streeter-Phelps (1925), apud Tucci (2005) apresentada a seguir:

$$Cad_{ic}^{OD}(t) = CS - \left[\frac{k1 * Loi(t)}{k2 - k1} * \langle \exp(-k1 * z) - \exp(-k2 * z1) \rangle + \dots \right] + (CS - C_i^{OD}(t)) * \exp(-k2 * z1) \quad (4.60)$$

Substituindo-se o valor de z tem-se:

$$Cad_{ic}^{OD}(t) = CS - \left[\frac{k1 * Loi(t)}{k2 - k1} * \left\langle \exp\left(-\frac{k1 * L_i * B_{mi} * P_{mi}}{Sd_{ic}(t)}\right) - \exp\left(-\frac{k2 * L_i * B_{mi} * P_{mi}}{Sd_{ic}(t)}\right) \right\rangle + \dots \right] + (CS - C_i^{OD}(t)) * \exp\left(-\frac{k2 * L_i * B_{mi} * P_{mi}}{Sd_{ic}(t)}\right) \quad (4.61)$$

sendo:

$Cad_{ic}^{OD}(t)$ - Concentração do OD autodepurada que chega ao ponto de controle c no mês t;

$C_i^{OD}(t)$ - Concentração do OD não depurada que sai do reservatório i no mês t;

k_2 - Coeficiente de aeração no trecho L_i do rio ou riacho;

$Loi(t)$ - concentração última ou concentração remanescente da DBO do volume de água que sai do reservatório i, no mês t;

A concentração de saturação (CS) do local é calculada pela equação a seguir e é válida para a temperatura TM_i entre 0° a 40°C.

$$CS = 14,652 - 0,41022 * TM_i + 0,00799 * TM_i^2 - 0,00007714 * TM_i^3 \quad (4.62)$$

Após determinar a concentração CS, o efeito da altitude Z é incluído através do fator $-0,0001167 * Z$. O efeito da salinidade não foi considerado.

O coeficiente de aeração nominal kn_2 é tabelado para uma temperatura base de 20°C e é corrigido, para outras temperaturas, por:

$$k_2 = kn_{2(20^\circ)} * 1,047^{(TM_i - 20)} \quad (4.63)$$

Com base na Equação 4.55, obtém-se o balanço de massa na forma linearizada no ponto de controle c, para cada parâmetro P, que são inseridas na rotina de otimização que integram tanto as equações dos aspectos quantitativos e qualitativos, conforme mostrado a seguir:

$$\begin{aligned} & Cad_{ic}^{Pu-1}(t) * Sd_{ic}^u(t) + Sd_{ic}^{u-1}(t) * Cad_{ic}^{Pu}(t) - Cnd_{ci}^{Pu-1}(t) * Sd_{ci}^u(t) - Sd_{ci}^{u-1}(t) * Cnd_{ci}^{Pu}(t) = \\ & Sd_{ic}^{u-1}(t) * Cad_{ic}^{Pu-1} - Sd_{ci}^{u-1}(t) * Cnd_{ci}^{Pu-1} - \sum_{j=1}^{NV} Qr_{cj}(t) * Cr_{cj}^P(t) - \sum_{j=1}^{NV} Qaf_{cj}(t) * Caf_{cj}^P(t) \end{aligned} \quad (4.64)$$

sendo: u - é a iteração atual; $u - 1$ - é a iteração anterior;

No caso da Equação 4.58, tem-se a equação linearizada para a concentração de um parâmetro P autodepurada, exceto o oxigênio dissolvido.

$$\begin{aligned}
& \text{Cad}_{ic}^P(t) - \exp\left(-\frac{k1*Li*Bmi*Pmi}{Sd_{ic}^{u-1}(t)}\right) * C_i^{Pu}(t) - C_i^{Pu-1}(t) * \exp\left(-\frac{k1*Li*Bmi*Pmi}{Sd_{ic}^{u-1}(t)}\right) * \dots \\
& * \left(\frac{k1*Li*Bmi*Pmi}{[Sd_{ic}^{u-1}(t)]^2}\right) * Sd_{ic}^u(t) = -C_i^{Pu-1}(t) * \exp\left(-\frac{k1*Li*Bmi*Pmi}{Sd_{ic}^{u-1}(t)}\right) * \dots \\
& \left(\frac{k1*Li*Bmi*Pmi}{[Sd_{ic}^{u-1}(t)]^2}\right) * Sd_{ic}^{u-1}(t)
\end{aligned} \tag{4.65}$$

Linearizando a Equação 4.61, obtém-se:

$$\begin{aligned}
& \text{Cad}_{ic}^{ODu}(t) - \exp\left(-\frac{k2*Li*Bmi*Pmi}{Sd_{ic}^{u-1}(t)}\right) * C_i^{ODu}(t) + \dots \\
& + \left(\frac{k1}{k2 - k1}\right) * \left[\exp\left(-\frac{k1*Li*Bmi*Pmi}{Sd_{ic}^{u-1}(t)}\right) - \exp\left(-\frac{k2*Li*Bmi*Pmi}{Sd_{ic}^{u-1}(t)}\right)\right] * Lo_i^u(t) + \dots \\
& + \left\{ \begin{aligned} & \left[CS * \exp\left(-\frac{k2*Li*Bmi*Pmi}{Sd_{ic}^{u-1}(t)}\right) * \left(\frac{k2*Li*Bmi*Pmi}{[Sd_{ic}^{u-1}(t)]^2}\right) \right] - \dots \\ & - \left[C_i^{ODu-1}(t) * \exp\left(-\frac{k2*Li*Bmi*Pmi}{Sd_{ic}^{u-1}(t)}\right) * \left(\frac{k2*Li*Bmi*Pmi}{[Sd_{ic}^{u-1}(t)]^2}\right) \right] + \dots \\ & + \left[\left(\frac{k1}{k2 - k1}\right) * Lo_i^{u-1}(t) * \exp\left(-\frac{k1*Li*Bmi*Pmi}{Sd_{ic}^{u-1}(t)}\right) * \left(\frac{k1*Li*Bmi*Pmi}{[Sd_{ic}^{u-1}(t)]^2}\right) \right] - \dots \\ & - \left[\left(\frac{k1}{k2 - k1}\right) * Lo_i^{u-1}(t) * \exp\left(-\frac{k2*Li*Bmi*Pmi}{Sd_{ic}^{u-1}(t)}\right) * \left(\frac{k2*Li*Bmi*Pmi}{[Sd_{ic}^{u-1}(t)]^2}\right) \right] \end{aligned} \right\} * Sd_{ic}^u(t) = \\
& = CS * \left[1 - \exp\left(-\frac{k2*Li*Bmi*Pmi}{Sd_{ic}^{u-1}(t)}\right) \right] + \dots \\
& + \left\{ \begin{aligned} & \left[CS * \exp\left(-\frac{k2*Li*Bmi*Pmi}{Sd_{ic}^{u-1}(t)}\right) * \left(\frac{k2*Li*Bmi*Pmi}{[Sd_{ic}^{u-1}(t)]^2}\right) \right] - \dots \\ & - \left[C_i^{ODu-1}(t) * \exp\left(-\frac{k2*Li*Bmi*Pmi}{Sd_{ic}^{u-1}(t)}\right) * \left(\frac{k2*Li*Bmi*Pmi}{[Sd_{ic}^{u-1}(t)]^2}\right) \right] + \dots \\ & + \left[\left(\frac{k1}{k2 - k1}\right) * Lo_i^{u-1}(t) * \exp\left(-\frac{k1*Li*Bmi*Pmi}{Sd_{ic}^{u-1}(t)}\right) * \left(\frac{k1*Li*Bmi*Pmi}{[Sd_{ic}^{u-1}(t)]^2}\right) \right] - \dots \\ & - \left[\left(\frac{k1}{k2 - k1}\right) * Lo_i^{u-1}(t) * \exp\left(-\frac{k2*Li*Bmi*Pmi}{Sd_{ic}^{u-1}(t)}\right) * \left(\frac{k2*Li*Bmi*Pmi}{[Sd_{ic}^{u-1}(t)]^2}\right) \right] \end{aligned} \right\} * Sd_{ic}^{u-1}(t) \tag{4.66}
\end{aligned}$$

O cálculo das concentrações autodepuradas $Cad_{ci}^P(t)$ e Cad_{ic}^{OD} , que saem do ponto de controle PC1 e chegam ao reservatório $i+1$ seguem o mesmo raciocínio das Equações 4.65 e 4.66, onde o volume em trânsito no trecho durante o mês t é $Sd_{ci}(t)$.

Reservatórios

Em Tucci (2005), os parâmetros de qualidade de água considerados nesta pesquisa para o reservatório são considerados constantes durante o mês t , ou seja, há mistura total, além de ter o seu volume considerado como constante do mês $t-1$ ao mês t . Para minimizar esse efeito da escala do tempo com relação o volume do reservatório da análise qualitativa foi feita uma média, como se faz no cálculo do volume evaporado e precipitado. É importante lembrar que a resposta desta modelagem tem como objetivo principal a estimativa de valores médios para as concentrações que refletem a qualidade da água dos reservatórios, que são imprescindíveis no planejamento integrado dos sistemas hídricos.

Assim a equação do balanço de massa mensal num reservatório i , que não está em série, para um determinado parâmetro P , em específicos a DBO, FT, NT e CF, são calculadas pela equação geral a seguir:

$$C_i^P(t) = \left[\frac{I_i(t) * CI_i^P(t) + \sum Q_{r_{ij}}(t) * Cr_{ij}^P(t)}{I_i(t) + \sum Q_{r_{ij}}(t) + K_1^P * S_i(t)} \right] * \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + \sum Q_{r_{ij}}(t) + K_1^P}{S_i(t)} \right)} \right] + \dots \quad (4.67)$$

$$+ C_i^P(t-1) * e^{-\left(\frac{I_i(t) + \sum Q_{r_{ij}}(t) + K_1^P}{S_i(t)} \right)}$$

Onde o valor de K_1^P representada o coeficiente de decaimento de um mês para outro dos parâmetros considerados. Geralmente este coeficiente de desoxigenação é tabelado para uma temperatura base de 20°C, e é corrigido para incluir outras temperaturas média local TM_i por, no caso da DBO, é ajustada pela equação a seguir

$$K1 = K1^* * 1,047^{(TM_i - 20)} \quad (4.68)$$

sendo:

K_1 - coeficiente de decaimento da DBO;

K_1^* - coeficiente de decaimento nominal da DBO;

$C_i^P(t)$ - Concentração de um determinado parâmetro P, no reservatório i e no mês t;

$C_i^P(t-1)$ - Concentração de um determinado parâmetro P, no reservatório i e no mês t-1;

Caso o reservatório esteja em série, a equação do balanço de massa de um determinado parâmetro P irá computar o volume mensal defluente $Sd_{ci}(t)$ liberado pelo reservatório i a montante, com uma concentração $Cad_{ci}^P(t)$, que chegará autodepurada e, portanto será dada por:

$$C_i^P(t) = \left[\frac{Sd_{ci}(t) * Cad_{ci}^P(t) + I_i(t) * CI_i^P(t) + \sum Qr_{ij}(t) * Cr_{ij}^P(t)}{I_i(t) + Sd_{ci}(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_1^P * S_i(t)} \right] * \dots$$

$$* \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + Sd_{ci}(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)} + K_1^P \right)} \right] + C_i^P(t-1) * e^{-\left(\frac{I_i(t) + Sd_{ci}(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)} + K_1^P \right)}$$
(4.69)

Para linearizar o balanço de massa da concentração de um determinado parâmetro P no reservatório i e considerar na modelagem, foi utilizado o Método por Aproximação Linear. Essa técnica vai permitir integrar o balanço hídrico e o balanço de massa na mesma rotina de otimização que é acionada mês a mês. Aplicando a técnica na Equação 4.67, tem-se a equação linearizada do balanço de massa do reservatório i que não está em série, conforme mostrado na Equação 4.70

$$\begin{aligned}
& C_i^{Pu}(t) + \left\{ \begin{aligned} & \left[\frac{K_1^P * (I_i(t) * CI_i^P(t) + \sum Qr_{ij}(t) * Cr_{ij}^P(t))}{(I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_1^P * S_i(t)^{u-1})^2} \right] * \dots \\ & * \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_1^P\right)} \right] + \dots \\ & \frac{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{(S_i(t)^{u-1})^2} * e^{-\left(\frac{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_1^P\right)} * \dots \\ & * \left[\frac{I_i(t) * CI_i^P(t) + \sum Qr_{ij}(t) * Cr_{ij}^P(t)}{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_1^P * S_i(t)^{u-1}} - C_i^{Pu-1}(t-1) \right] \end{aligned} \right\} * S_i(t)^u = \\
& = \frac{I_i(t) * CI_i^P(t) + \sum Qr_{ij}(t) * Cr_{ij}^P(t)}{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_1^P * S_i(t)^{u-1}} * \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_1^P\right)} \right] + \dots \\
& + C_i^{Pu-1}(t-1) * e^{-\left(\frac{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_1^P\right)} + \dots \\
& + \left\{ \begin{aligned} & \left[\frac{K_1^P * (I_i(t) * CI_i^P(t) + \sum Qr_{ij}(t) * Cr_{ij}^P(t))}{(I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_1^P * S_i(t)^{u-1})^2} \right] * \dots \\ & * \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_1^P\right)} \right] + \dots \\ & \frac{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{(S_i(t)^{u-1})^2} * e^{-\left(\frac{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_1^P\right)} * \dots \\ & * \left[\frac{I_i(t) * CI_i^P(t) + \sum Qr_{ij}(t) * Cr_{ij}^P(t)}{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_1^P * S_i(t)^{u-1}} - C_i^{Pu-1}(t-1) \right] \end{aligned} \right\} * S_i(t)^{u-1} \tag{4.70}
\end{aligned}$$

Para o reservatório i , caso esteja em série, o balanço de massa linearizado, ficará conforme mostrado na Equação 4.71.

$$\begin{aligned}
& C_i^{Pu}(t) - \dots \\
& \left. \left[\frac{Sd_{ci}^{u-1}(t)}{I_i(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_1^P * S_i(t)^{u-1}} \right] * \dots \right\} * Cad_{ci}^{Pu}(t) + \dots \\
& \left. \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_1^P \right)} \right] \right\} \\
& \left. \left[\frac{K_1^P * \left(I_i(t) * CI_i^P(t) + \sum Qr_{ij}(t) * Cr_{ij}^P(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) * Cad_{ci}^{Pu-1}(t) \right)}{\left(I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + K_1^P * S_i(t)^{u-1} \right)^2} \right] * \right\} \\
& \left. \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_1^P \right)} \right] + \dots \right\} * S_i(t)^u - \dots \\
& \left. \left[\frac{I_i(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} * e^{-\left(\frac{I_i(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_1^P \right)} \right] * \dots \right\} \\
& \left. \left[\frac{I_i(t) * CI_i^P(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) * Cad_{ci}^{Pu-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t) * Cr_{ij}^P(t)}{I_i(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_1^P * S_i(t)^{u-1}} - \dots \right] \right\} \\
& \left. \left[-C_i^{Pu-1}(t-1) \right] \right\} \\
& \left. \left[\frac{Cad_{ci}^{Pu-1}(t) * \left[I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_1^P * S_i(t)^{u-1} \right] - \left(I_i(t) * CI_i^P(t) + \sum Qr_{ij}(t) * Cr_{ij}^P(t) \right)}{\left(I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + K_1^P * S_i(t)^{u-1} \right)^2} \right] * \dots \right\} \\
& \left. \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_1^P \right)} \right] + \frac{1}{\left(S_i(t)^{u-1} \right)^2} * e^{-\left(\frac{I_i(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_1^P \right)} \right] * \dots \right\} * Sd_{ci}^u(t) = \\
& \left. \left[\frac{I_i(t) * CI_i^P(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) * Cad_{ci}^{Pu-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t) * Cr_{ij}^P(t)}{I_i(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_1^P * S_i(t)^{u-1}} - \dots \right] \right\} \\
& \left. \left[-C_i^{Pu-1}(t-1) \right] \right\} \\
& = \frac{I_i(t) * CI_i^P(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) * Cad_{ci}^{Pu-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t) * Cr_{ij}^P(t)}{I_i(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_1^P * S_i(t)^{u-1}} * \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_1^P \right)} \right] + \dots \\
& + C_i^{Pu-1}(t-1) * e^{-\left(\frac{I_i(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_1^P \right)} - \dots
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \left. \left[\frac{Sd_{ci}^{u-1}(t)}{I_i(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_1^P * S_i(t)^{u-1}} \right] * \dots \right\} * Cad_{ci}^{Pu-1}(t) + \dots \\
& * \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_1^{DBO}}{S_i(t)^{u-1}} \right)} \right] \\
& \left. \left[\frac{K_1^P * \left(I_i(t) * CI_i^P(t) + \sum Qr_{ij}(t) * Cr_{ij}^P(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) * Cad_{ci}^{Pu-1}(t) \right)}{\left(I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + K_1^P * S_i(t)^{u-1} \right)^2} \right] * \right\} \\
& * \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_1^P}{S_i(t)^{u-1}} \right)} \right] + \dots \\
& + \left. \left[\frac{I_i(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{\left(S_i(t)^{u-1} \right)^2} * e^{-\left(\frac{I_i(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_1^P}{S_i(t)^{u-1}} \right)} \right] * \dots \right\} * S_i(t)^{u-1} - \dots \\
& + \left. \left[\frac{I_i(t) * CI_i^P(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) * Cad_{ci}^{Pu-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t) * Cr_{ij}^P(t)}{I_i(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_1^P * S_i(t)^{u-1}} - \dots \right] \right\} \\
& * \left[-C_i^{Pu-1}(t-1) \right] \\
& \left. \left[\frac{Cad_{ci}^{Pu-1}(t) * \left[I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_1^P * S_i(t)^{u-1} \right] - \left(I_i(t) * CI_i^P(t) + \sum Qr_{ij}(t) * Cr_{ij}^P(t) \right)}{\left(I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + K_1^P * S_i(t)^{u-1} \right)^2} \right] * \dots \right\} \\
& * \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_1^P}{S_i(t)^{u-1}} \right)} \right] + \frac{1}{\left(S_i(t)^{u-1} \right)^2} * e^{-\left(\frac{I_i(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_1^P}{S_i(t)^{u-1}} \right)} * \dots \left\} * Sd_{ci}^{u-1}(t) \right. \\
& \left. \left[\frac{I_i(t) * CI_i^P(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) * Cad_{ci}^{Pu-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t) * Cr_{ij}^P(t)}{I_i(t) + Sd_{ci}^{u-1}(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_1^P * S_i(t)^{u-1}} - \dots \right] \right\} \\
& * \left[-C_i^{Pu-1}(t-1) \right] \tag{4.71}
\end{aligned}$$

Para o parâmetro oxigênio dissolvido (OD) o balanço de massa no reservatório i, caso não esteja em série, está representando na Equação 4.72 a seguir:

$$\begin{aligned}
C_i^{OD}(t) &= \left[\frac{I_i(t) * CI_i^{OD}(t) + \sum Qr_{ij}(t) * Cr_{ij}^{OD}(t) + K_2^{OD} * CS(t) * S_i(t) - \dots}{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_2^{OD} * S_i(t)} * \dots \right] \tag{4.72} \\
& * \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_2^{OD}}{S_i(t)} \right)} \right] + C_i^{OD}(t-1) * e^{-\left(\frac{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_2^{OD}}{S_i(t)} \right)}
\end{aligned}$$

Onde o valor de K_2^{OD} representada o coeficiente de aeração de um mês para outro. Geralmente este coeficiente é tabelado para uma temperatura base de 20°C ou calculado, e será corrigido pela equação 4.123 para a temperatura média local T_{Mi} .

$$K_2^{OD} = K_2^{OD(20^\circ)} * 1,047^{(T_{Mi}-20)} \quad (4.73)$$

O valor de KT_i representa a constante para transformação da DBO de cinco dias em DBO ultima, e é calculado de acordo com equação 4.124.

$$KT_i = \frac{1}{1 - e^{-5*K_1}} \quad (4.74)$$

sendo:

K_2^{OD} - Coeficiente de aeração; K_2^{OD*} - Coeficiente de aeração nominal;

$C_i^{OD}(t)$ - Concentração do OD no reservatório i e no mês t;

$C_i^{DBO}(t)$ - Concentração da DBO no reservatório i e no mês t;

$C_i^{OD}(t-1)$ - Concentração do OD no reservatório i e no mês t-1;

Caso o reservatório esteja em série, a equação do balanço de massa do OD computa a vazão defluente $Sd_{ci}(t)$, que trará a concentração do OD $Cad_{ci}^{OD}(t)$ autodepurada, formando a equação a seguir:

$$C_i^{OD}(t) = \left[\frac{I_1(t) * C_i^{OD}(t) + Sd_{ci}(t) * Cad_{ci}^{OD}(t) + \sum Q_{r_{ij}}(t) * C_{r_{ij}}^{OD}(t) + K_2^{OD} * CS_1(t) * S_1(t) - \dots}{I_1(t) + Sd_{ci}(t) + \sum Q_{r_{ij}}(t) + K_2^P * S_1(t)} * \dots \right] * \dots \quad (4.75)$$

$$* \left[1 - e^{-\left(\frac{I_1(t) + Sd_{ci}(t) + \sum Q_{r_{ij}}(t)}{S_1(t)} + K_2^{OD} \right)} \right] + C_i^{OD}(t-1) * e^{-\left(\frac{I_1(t) + Sd_{ci}(t) + \sum Q_{r_{ij}}(t)}{S_1(t)} + K_2^{OD} \right)}$$

Para linearizar o balanço de massa para este parâmetro no reservatório i , que não está em série, utilizou-se também o Método por Aproximação Linear, gerando a Equação 4.76.

$$\begin{aligned}
 & C_i^{ODu}(t) - \left\{ \left[\frac{K1 * KT_i * S_i(t)^{u-1}}{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_2^{OD} * S_i(t)^{u-1}} * \dots \right] * \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_2^{OD} \right)} \right] \right\} * C_i^{DBO}(t)^u + \dots \\
 & + \left\{ \left[\frac{I_i(t) * \left(K1 * KT_i * C_i^{DBO}(t)^{u-1} - K_2^{OD} * CS(t) + K_2^{OD} * CI_i^{OD}(t) \right) + \dots}{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_2^{OD} * S_i(t)^{u-1}} * \dots \right] * \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_2^{OD} \right)} \right] + \frac{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{\left(S_i(t)^{u-1} \right)^2} * e^{-\left(\frac{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_2^{OD} \right)} * \dots \right\} * S_i(t)^u = \\
 & * \left[\frac{I_i(t) * CI_i^{OD}(t) + \sum Qr_{ij}(t) * Cr_{ij}^{OD}(t) + K_2^{OD} * CS(t) * S_i(t)^{u-1} - \dots}{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_2^{OD} * S_i(t)^{u-1}} - \dots \right] \\
 & - C_i^{ODu-1}(t-1) \\
 & = \left[\frac{I_i(t) * CI_i^{OD}(t) + \sum Qr_{ij}(t) * Cr_{ij}^{OD}(t) + K_2^{OD} * CS(t) * S_i(t)^{u-1} - \dots}{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_2^{OD} * S_i(t)^{u-1}} * \dots \right] \\
 & * \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_2^{OD} \right)} \right] + C_i^{ODu-1}(t-1) * e^{-\left(\frac{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_2^{OD} \right)} - \dots \\
 & - \left\{ \left[\frac{K1 * KT_i * S_i(t)^{u-1}}{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t) + K_2^{OD} * S_i(t)^{u-1}} * \dots \right] * \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_2^{OD} \right)} \right] \right\} * C_i^{DBO}(t)^{u-1} + \dots
 \end{aligned}$$

$$\left. \left\{ \begin{array}{l} \left[\frac{I_i(t) * \left(K1 * KT_i * C_i^{DBO}(t)^{u-1} - K_2^{OD} * CS(t) + K_2^{OD} * CI_i^{OD}(t) \right) + \dots}{\left(I_i(t) + \sum Q_{r_{ij}}(t) + K_2^{OD} * S_i(t)^{u-1} \right)^2} * \dots \right. \\ \left. * \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + \sum Q_{r_{ij}}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_2^{OD} \right)} \right] + \frac{I_i(t) + \sum Q_{r_{ij}}(t)}{\left(S_i(t)^{u-1} \right)^2} * e^{-\left(\frac{I_i(t) + \sum Q_{r_{ij}}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_2^{OD} \right)} * \dots \right] * S_i(t)^{u-1} \right. \\ \left. * \left[\frac{I_i(t) * CI_i^{OD}(t) + \sum Q_{r_{ij}}(t) * Cr_{ij}^{OD}(t) + K_2^{OD} * CS(t) * S_i(t)^{u-1} - \dots}{I_i(t) + \sum Q_{r_{ij}}(t) + K_2^{OD} * S_i(t)^{u-1}} - \dots \right] \right. \\ \left. * \left[-C_i^{ODu-1}(t-1) \right] \right\} \quad (4.76)$$

Para o reservatório i , caso esteja em série, o balanço de massa linearizado para o oxigênio dissolvido, fica determinado pela Equação 4.77.

$$C_i^{ODu}(t) - \left\{ \begin{array}{l} \left[\frac{Sd_{ci}(t)^{u-1}}{I_i(t) + Sd_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t) + K_2^{OD} * S_i(t)^{u-1}} * \dots \right. \\ \left. * \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + Sd_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_2^{OD} \right)} \right] \right] * Cad_{ci}^{OD}(t)^u + \dots \end{array} \right. \\
+ \left\{ \begin{array}{l} \left[\frac{KT_i * K1 * S_i(t)^{u-1}}{I_i(t) + Sd_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t) + K_2^{OD} * S_i(t)^{u-1}} * \dots \right. \\ \left. * \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + Sd_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_2^{OD} \right)} \right] \right] * C_i^{DBO}(t)^u - \dots \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned}
& \left[\frac{I_i(t) * \left(\text{Cad}_{ci}^{\text{OD}}(t)^{u-1} - \text{CI}_i^{\text{OD}}(t) \right) + \sum Q_{r_{ij}}(t) * \left(\text{Cad}_{ci}^{\text{OD}}(t)^{u-1} - \text{Cr}_{ij}^{\text{OD}}(t) \right) + \dots}{\left(I_i(t) + \text{Sd}_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t) + \text{K}_2^{\text{OD}} * \text{S}_i(t)^{u-1} \right)^2} * \dots \right. \\
& \left. * 1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + \text{Sd}_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t)}{\text{S}_i(t)^{u-1}} + \text{K}_2^{\text{OD}} \right)} \right] + \dots \\
& + \frac{1}{\text{S}_i(t)^{u-1}} * e^{-\left(\frac{I_i(t) + \text{Sd}_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t)}{\text{S}_i(t)^{u-1}} + \text{K}_2^{\text{OD}} \right)} * \dots \\
& \left[\frac{I_i(t) * \text{CI}_i^{\text{OD}}(t) + \sum Q_{r_{ij}}(t) * \text{Cr}_{ij}^{\text{OD}}(t) + \text{K}_2^{\text{OD}} * \text{CS}(t) * \text{S}_i(t)^{u-1} - \dots}{I_i(t) + \text{Sd}_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t) + \text{K}_2^{\text{OD}} * \text{S}_i(t)^{u-1}} - \text{C}_i^{\text{OD}}(t-1)^{u-1} \right. \\
& \left. * \frac{-\text{K}_1 * \text{KT}_i * \text{C}_i^{\text{DBO}}(t)^{u-1} * \text{S}_i(t)^{u-1} + \text{Cad}_{ci}^{\text{OD}}(t)^{u-1} * \text{Sd}_{ci}(t)^{u-1}}{I_i(t) + \text{Sd}_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t) + \text{K}_2^{\text{OD}} * \text{S}_i(t)^{u-1}} \right] \\
& \left[\frac{-I_i(t) * \left(\text{K}_2^{\text{OD}} * \text{CS}(t) - \text{K}_1 * \text{KT}_i * \text{C}_i^{\text{DBO}}(t)^{u-1} - \text{K}_2^{\text{OD}} * \text{CI}_i^{\text{OD}}(t) \right) + \dots}{\left(I_i(t) + \text{Sd}_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t) + \text{K}_2^{\text{OD}} * \text{S}_i(t)^{u-1} \right)^2} * \dots \right. \\
& \left. + \text{Sd}_{ci}(t)^{u-1} * \left(\text{K}_2^{\text{OD}} * \text{CS}(t) - \text{K}_1 * \text{KT}_i * \text{C}_i^{\text{DBO}}(t)^{u-1} - \text{K}_2^{\text{OD}} * \text{Cad}_{ci}^{\text{OD}}(t)^{u-1} \right) \right. \\
& \left. + \sum Q_{r_{ij}}(t) * \left(\text{K}_2^{\text{OD}} * \text{CS}(t) - \text{K}_1 * \text{KT}_i * \text{C}_i^{\text{DBO}}(t)^{u-1} - \text{K}_2^{\text{OD}} * \text{Cr}_{ij}^{\text{OD}}(t) \right) \right] * \dots \\
& \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + \text{Sd}_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t)}{\text{S}_i(t)^{u-1}} + \text{K}_2^{\text{OD}} \right)} \right] + \frac{I_i(t) + \text{Sd}_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t)}{\left(\text{S}_i(t)^{u-1} \right)^2} * \dots \\
& \left[e^{-\left(\frac{I_i(t) + \text{Sd}_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t)}{\text{S}_i(t)^{u-1}} + \text{K}_2^{\text{OD}} \right)} \right] * \dots \\
& \left[\frac{I_i(t) * \text{CI}_i^{\text{OD}}(t) + \sum Q_{r_{ij}}(t) * \text{Cr}_{ij}^{\text{OD}}(t) + \text{K}_2^{\text{OD}} * \text{CS}(t) * \text{S}_i(t)^{u-1} - \dots}{I_i(t) + \text{Sd}_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t) + \text{K}_2^{\text{OD}} * \text{S}_i(t)^{u-1}} - \text{C}_i^{\text{OD}}(t-1)^{u-1} \right. \\
& \left. * \frac{-\text{K}_1 * \text{KT}_i * \text{C}_i^{\text{DBO}}(t)^{u-1} * \text{S}_i(t)^{u-1} + \text{Cad}_{ci}^{\text{OD}}(t)^{u-1} * \text{Sd}_{ci}(t)^{u-1}}{I_i(t) + \text{Sd}_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t) + \text{K}_2^{\text{OD}} * \text{S}_i(t)^{u-1}} \right]
\end{aligned}$$

$* \text{Sd}_{ci}(t)^u + \dots$
 $* \text{S}_i(t)^u =$

$$\begin{aligned}
& \left[\frac{I_i(t) * CI_i^{OD}(t) + \sum Q_{r_{ij}}(t) * Cr_{ij}^{OD}(t) + K_2^{OD} * CS(t) * S_i(t)^{u-1} - \dots}{I_i(t) + Sd_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t) + K_2^{OD} * S_i(t)^{u-1}} - \dots \right] * \dots \\
& * \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + Sd_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_2^{OD} \right)} \right] + C_i^{OD}(t-1)^{u-1} * e^{-\left(\frac{I_i(t) + Sd_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_2^{OD} \right)} - \dots \\
& - \left[\frac{Sd_{ci}(t)^{u-1}}{I_i(t) + Sd_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t) + K_2^{OD} * S_i(t)^{u-1}} * \dots \right] * Cad_{ci}^{OD}(t)^{u-1} + \dots \\
& + \left[\frac{KT_i * K1 * S_i(t)^{u-1}}{I_i(t) + Sd_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t) + K_2^{OD} * S_i(t)^{u-1}} * \dots \right] * C_i^{DBO}(t)^{u-1} - \dots \\
& - \left[\frac{I_i(t) * (Cad_{ci}^{OD}(t)^{u-1} - CI_i^{OD}(t)) + \sum Q_{r_{ij}}(t) * (Cad_{ci}^{OD}(t)^{u-1} - Cr_{ij}^{OD}(t)) + \dots}{(I_i(t) + Sd_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t) + K_2^{OD} * S_i(t)^{u-1})^2} * \dots \right] * Sd_{ci}(t)^{u-1} + \dots \\
& + \frac{1}{S_i(t)^{u-1}} * e^{-\left(\frac{I_i(t) + Sd_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_2^{OD} \right)} * \dots \\
& * \left[\frac{I_i(t) * CI_i^{OD}(t) + \sum Q_{r_{ij}}(t) * Cr_{ij}^{OD}(t) + K_2^{OD} * CS(t) * S_i(t)^{u-1} - \dots}{I_i(t) + Sd_{ci}(t)^{u-1} + \sum Q_{r_{ij}}(t) + K_2^{OD} * S_i(t)^{u-1}} - C_i^{OD}(t-1)^{u-1} \right]
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \left[\begin{aligned}
& -I_i(t) * \left(K_2^{OD} * CS(t) - K1 * KT_i * C_i^{DBO}(t)^{u-1} - K_2^{OD} * CI_i^{OD}(t) \right) + \dots \\
& + Sd_{ci}(t)^{u-1} * \left(K_2^{OD} * CS(t) - K1 * KT_i * C_i^{DBO}(t)^{u-1} - K_2^{OD} * Cad_{ci}^{OD}(t)^{u-1} \right) \\
& + \sum Qr_{ij}(t) * \left(K_2^{OD} * CS(t) - K1 * KT_i * C_i^{DBO}(t)^{u-1} - K_2^{OD} * Cr_{ij}^{OD}(t) \right) \\
& \frac{}{\left(I_i(t) + Sd_{ci}(t)^{u-1} + \sum Qr_{ij}(t) + K_2^{OD} * S_i(t)^{u-1} \right)^2} * \dots
\end{aligned} \right] \\
+ & \left\{ \begin{aligned}
& \left[1 - e^{-\left(\frac{I_i(t) + Sd_{ci}(t)^{u-1} + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_2^{OD} \right)} \right] + \frac{I_i(t) + Sd_{ci}(t)^{u-1} + \sum Qr_{ij}(t)}{\left(S_i(t)^{u-1} \right)^2} * \dots \\
& * e^{-\left(\frac{I_i(t) + Sd_{ci}(t)^{u-1} + \sum Qr_{ij}(t)}{S_i(t)^{u-1}} + K_2^{OD} \right)} * \dots
\end{aligned} \right\} * S_i(t)^{u-1} \\
& \left[\begin{aligned}
& \frac{I_i(t) * CI_i^{OD}(t) + \sum Qr_{ij}(t) * Cr_{ij}^{OD}(t) + K_2^{OD} * CS(t) * S_i(t)^{u-1} - \dots}{I_i(t) + Sd_{ci}(t)^{u-1} + \sum Qr_{ij}(t) + K_2^{OD} * S_i(t)^{u-1}} - C_i^{OD}(t-1)^{u-1} \\
& * \frac{-K1 * KT_i * C_i^{DBO}(t)^{u-1} * S_i(t)^{u-1} + Cad_{ci}^{OD}(t)^{u-1} * Sd_{ci}(t)^{u-1}}{I_i(t) + Sd_{ci}(t)^{u-1} + \sum Qr_{ij}(t) + K_2^{OD} * S_i(t)^{u-1}} - C_i^{OD}(t-1)^{u-1}
\end{aligned} \right] \tag{4.77}
\end{aligned}$$

Para contemplar a meta do enquadramento no ponto de controle c e no reservatório i para a concentração dos diferentes parâmetros P utilizou-se o Método Pós-Contratual (Lanna, 1998) conforme mostrado a seguir.

$$Cnd_{ci}^P(t) = C_{metac}^P(t) + C_c^{+P}(t) - C_c^{-P}(t) \tag{4.78}$$

sendo:

$C_c^{-P}(t)$ - Concentração de um determinado parâmetro P, que está abaixo da meta do enquadramento no ponto de controle c ou no reservatório i e no mês t;

$C_c^{+P}(t)$ - Concentração de um determinado parâmetro P, que está acima da meta do enquadramento no ponto de controle c ou no reservatório i e no mês t;

$C_{metac}^P(t)$ - Concentração meta de um determinado parâmetro P, no ponto de controle c ou no reservatório i e no mês t;

A concentração elevada de fósforo e nitrogênio numa massa d' água pode contribuir para aceleração da proliferação das algas e entrar num processo de eutrofização. Assim, como o parâmetro Clorofila-a indica a presença de algas e não é comumente mensurado, Lamparelli (2004) propôs uma relação matemática para CLA ($\mu\text{g/l}$) em função do FT ($\mu\text{g/l}$) para rios e lagos, mostrado a seguir:

$$C_{ci}^{CLA}(t) = 0,081 * (Cnd_{ci}^{FT}(t))^{1,24} \quad (4.79)$$

sendo:

$C_{ci}^{CLA}(t)$ - Concentração da CLA não depurada, no ponto de controle c ou no reservatório i e no mês t;

$Cnd_{ci}^{FT}(t)$ - Concentração do fósforo total não depurada, no ponto de controle c ou no reservatório i, no mês t.

4.1.6.3 – Restrições de desigualdade

As limitações imposta para cada variável na modelagem do aspecto qualitativo de cada parâmetro P são de limites máximos e mínimos, tem-se:

I – Mínima e Máxima da concentração autodepurada que chega ao ponto de controle c de um determinado parâmetro P.

$$0 \leq Cad_{ic}^P(t) \leq Cad_{ic}^P \max \quad (4.80)$$

II – Mínima e Máxima da concentração não depurada que sai do ponto de controle c de um determinado parâmetro P.

$$0 \leq Cnd_{ci}^P(t) \leq Cnd_{ci}^P \max \quad (4.81)$$

III – Mínima e Máxima da concentração acima do enquadramento no ponto de controle c ou reservatório i de um determinado parâmetro P.

$$0 \leq C_c^{+P}(t) \leq C_{ci}^{P \max} - C_{metac}^P(t) \quad (4.82)$$

IV – Mínima e Máxima da concentração abaixo do enquadramento no ponto de controle c ou reservatório i de um determinado parâmetro P.

$$0 \leq C_c^{-P}(t) \leq C_{metac}^P(t) \quad (4.83)$$

V – Mínima e Máxima da concentração do reservatório i de um determinado parâmetro P.

$$0 \leq C_i^P(t) \leq C_i^P \max \quad (4.84)$$

4.1.7 – Cálculo dos indicadores de desempenho do sistema

Com as retiradas ótimas determinadas mês a mês pela rotina de programação linear sequencial do modelo de simulação integrado é possível determinar os indicadores de desempenho definidos por Hashimoto et al. (1982), que são: a confiabilidade, a resiliência e a vulnerabilidade.

4.1.8 – Análise de convergência do modelo de simulação

O modelo de simulação é executado com base em um programa principal chamado de SIMULA, responsável por chamar mês a mês a rotina de otimização, onde está inserida toda modelagem matemática descrita anteriormente, apoiando-se em arquivos como DADOS_QUANTITATIVOS e DADOS_QUALITATIVOS que contém todos os valores pertinentes ao sistema, além de outros arquivos, onde estão representadas as matrizes com as equações e inequações do modelo e que fazem parte da rotina de otimização linear do MATLAB, chamada de LINPROG(). A impressão dos resultados foi feita através de gráficos e tabelas, com os indicadores sendo impressos no arquivo chamado GRAFICOS.

Como o modelo entra num processo iterativo, a convergência é analisada através dos valores calculados para a função objetivo em cada iteração. Para se obter uma boa precisão numérica o seguinte erro relativo é analisado:

$$\text{errofo} = \left| \frac{FO_t - FO_{t-1}}{FO_t} \right| \leq \text{Tolerância} \quad (4.85)$$

Deve-se, na aplicação deste trabalho, respeitar uma tolerância numérica especificada em 0,0001, valor adotado em todo o processo de simulação.

CAPÍTULO V

ESTUDO DE CASO

Neste capítulo é apresentada a descrição da bacia do Alto Piranhas – PB e os dados relativos às características fisiográficas, climáticas e hidrológicas, em específico ao subsistema de reservatórios Engenheiro Ávido e São Gonçalo, bem como os cenários de operação do subsistema, que serão utilizados na aplicação do modelo de simulação desenvolvido neste trabalho. A descrição e maioria dos dados da bacia hidrográfica do Alto Piranhas – PB foram coletados do Plano Diretor de Recursos Hídricos da Bacia do Rio Piancó e Alto Piranhas do Estado da Paraíba (SCIENTEC, 1997) ou estimados com metodologias consagradas na literatura.

5.1 - BACIA HIDROGRÁFICA DO ALTO PIRANHAS

5.1.1 - Localização

Pertencente ao conjunto das sete sub-bacias do rio Piranhas, a sub-bacia do Alto Piranhas está localizada no extremo oeste do Estado da Paraíba, localizando-se entre as latitudes 6° 36' 47'' e 7° 22' 56'' Sul e entre as longitudes 37° 48' 15'' e 38° 49' 15'' Oeste no Sertão Paraibano. Fisicamente limita-se com a bacia do Rio Piancó ao Sul e Leste, com a bacia do Rio do Peixe ao Norte, com o Médio Piranhas a Nordeste e com o Estado do Ceará a Oeste. O Rio Piranhas apresenta suas nascentes na Serra da Arara no município de Bonito de Santa Fé recebendo afluições significativas de quatro cursos d'água na sua margem esquerda: Riacho do Juá, Riacho da Caiçara, Riacho Cajazeiras, Riacho Grande. Na sua margem direita recebe seis contribuições, quais sejam, Riacho do Domingos, Riacho São Domingos, Riacho Mutuca, Riacho Logradouro, Riacho Catolé, Riacho Bonfim.

5.1.2 - Vegetação

A cobertura vegetal nativa é do tipo xerófita, pertencente ao bioma caatinga. É uma vegetação com características homogêneas, porte arbóreo e arbustivo, com formações

lenhosas, geralmente com espinhos, plantas suculentas e com estratos herbáceos normalmente no período do inverno. A vegetação da caatinga é bastante vulnerável quando não explorada racionalmente, aspecto esse predominante na maioria das regiões da Paraíba e, principalmente, nas bacias Piancó e Alto Piranhas. A utilização de forma desordenada e predatória tem como consequência o assoreamento dos rios e reservatórios.

5.1.3 - Climatologia

O clima da sub-bacia do Alto Piranhas é tipificado, de acordo com classificação de Köeppen, como do tipo Awig, isto é, quente com chuvas de verão – outono, influenciado pela Frente de Convergência Intertropical. Com relação à temperatura da região, registrada nas estações meteorológicas de São Gonçalo e Sousa, tem média mensal de 26,6 °C, variando entre 28,7 °C (novembro) e 24,9 °C (junho). Os dados de umidade relativa do ar, registrados na estação de São Gonçalo, apresentam uma média mensal em torno de 62%, com período de menor umidade compreendendo os meses de setembro a novembro.

A insolação média diária, segundo os dados da estação de São Gonçalo, se apresenta em torno de 8,7 horas por dia. A velocidade média mensal do vento registrada nas estações de São Gonçalo e Sousa é de 1,7 m/s. Estes ventos são, em geral, fracos a moderados, com direções sudeste e nordeste predominantes. Em termos de evaporação na bacia do Alto Piranhas, os dados obtidos a partir de tanque classe A, no posto situado em Sousa, indicam uma taxa de evaporação de valor médio anual igual a 2.937 mm. Quanto à pluviometria, os dados na região da bacia, colhidos nos postos de Pombal, São Gonçalo e Nazarezinho, indicam uma precipitação média anual em torno de 800 mm. Os meses de fevereiro, março e abril concentram aproximadamente 65% do total anual precipitado na bacia.

5.1.4 - Fisiografia

A área (A) da sub-bacia do Alto Piranhas (Figura 6.1) é delimitada a partir das cartas digitalizadas da SUDENE em escala 1:100.000 é de 2.518 km². Além disso, ela está digitalizada e disponibilizada no site da AESA (escrever o endereço do site aqui). O seu perímetro (P), comprimento da linha do divisor de águas que a delimita, medido na mesma base cartográfica é de 318 km. O comprimento do curso d'água principal do Rio do Alto Piranhas (Lp) perfaz um total de 178 km, medido desde a sua nascente na Serra da Arara no município de Bonito de Santa Fé até o exutório da bacia no município de Pombal.

Os valores característicos da forma da sub-bacia do Alto Piranhas foram calculados e estão apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Valores Característicos da Forma da Bacia

Subacia	A (km ²)	P (km)	Lp (km)	F	Kc	L (km)	l (km)
Alto Piranhas	2.518	318	178	0,08	1,79	143	18

onde: F é fator de forma; Kc é coeficiente de compactidade; L e l são os comprimentos do retângulo equivalente.

Esses valores indicam que a sub-bacia do Alto Piranhas tem forma alongada e compacta e regular. Significa que, sem considerar as influências de outros fatores, estaria pouco sujeita a enchentes.

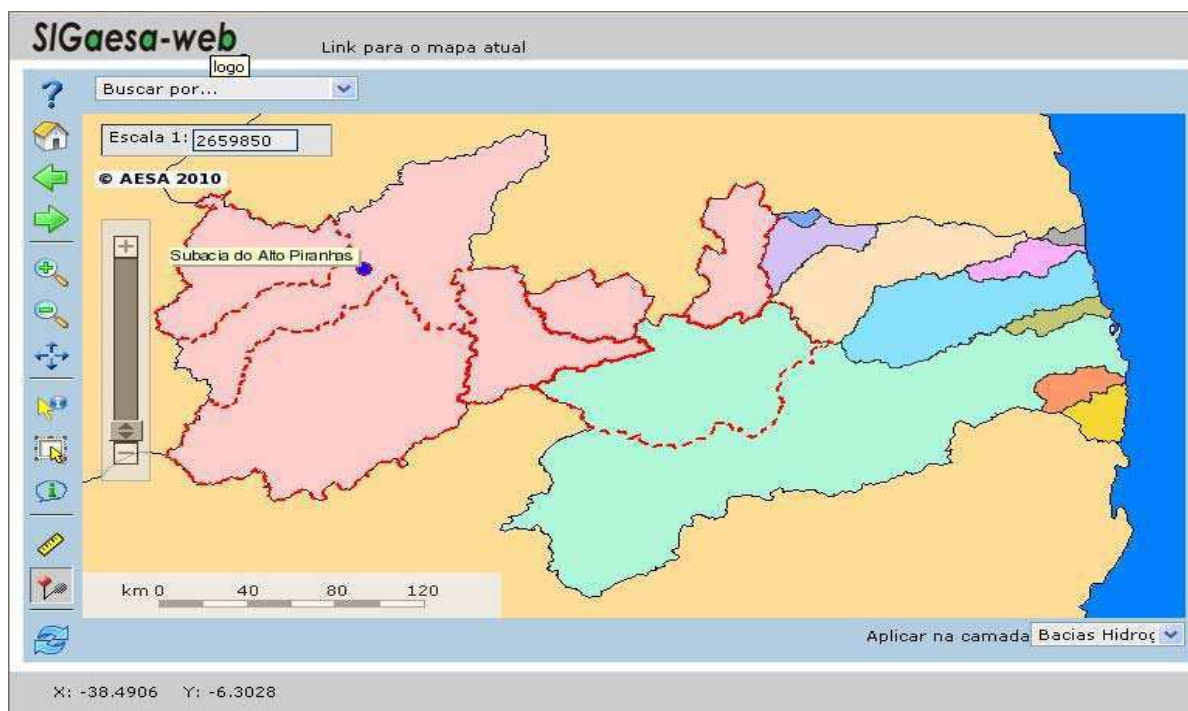


Figura 5.1- Subacia do Alto Piranhas (Fonte: AESA, 2010).

5.1.5 - Rede Hidrográfica

5.1.5.1 - O Perfil Longitudinal do Rio Principal

O perfil longitudinal do Rio Piranhas inicia-se no alto curso, que é bastante declivoso, apresentando um comprimento de aproximadamente 33 km com declividade média de 9,10 m/km. O médio curso, com declividade média de 1,66 m/km, tem comprimento de 87 km. O

baixo curso bastante plano apresenta uma declividade de 0,10 m/km tem 58 km de comprimento. Os dois principais açudes, o açude Engenheiro Ávidos e o açude São Gonçalo, encontram-se no curso médio.

5.1.5.2 - Relevo

O relevo tem uma importância primordial na formação do escoamento superficial da bacia. O tempo de concentração da bacia, tempo que leva a gota de chuva para ir do limite mais externo da bacia até a calha fluvial, é tanto menor quanto maior for a declividade da bacia.

5.1.5.3 - A Curva Hipsométrica

A curva hipsométrica da sub-bacia do Alto Piranhas (Figura 6.2) mostra que os 20% de área desta bacia estão entre 600 e 850 m de altitude, enquanto que os próximos 20%, encontram-se entre 400 e 600m, indicando, nessa área, um relevo acidentado. Os 60% de área restante localizam-se entre 200 e 400 m de altitude. Pela curva hipsométrica pode-se definir a altitude mediana igual 361 m e altitude média 409 m.

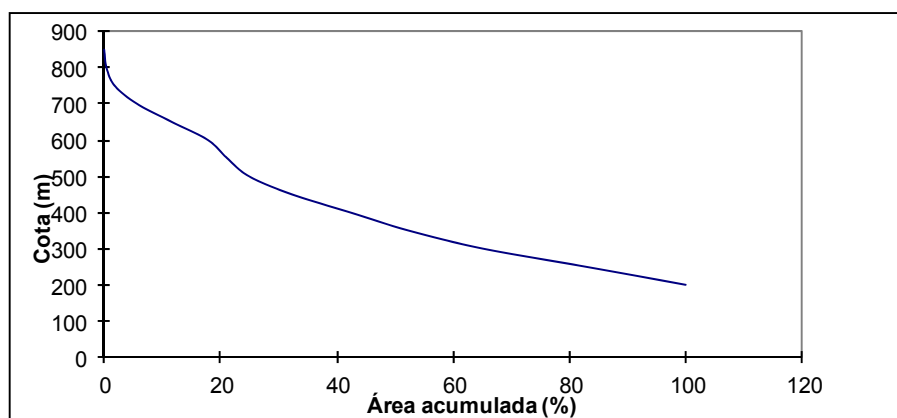


Figura 5.2 - Curva Hipsométrica da sub-bacia do Alto Piranhas.

5.1.5.4 - A Declividade Média

A declividade dos terrenos de uma bacia hidrográfica controla em boa parte a velocidade com que se dá o escoamento superficial, afetando, portanto o tempo que leva a água da chuva para concentrar-se nos leitos fluviais que constituem a rede de drenagem. A

magnitude dos picos de enchente e a maior ou menor oportunidade de infiltração e susceptibilidade para erosão dos solos dependem da rapidez com que ocorre o escoamento sobre os terrenos da bacia (Vilela e Matos, 1975). De acordo com o Plano Diretor, há uma alta predominância da faixa de 0 a 5% de declividade, abrangendo quase a totalidade do conjunto das bacias Piancó e Alto Piranhas. Nas faixas superiores a 20%, ocorrem áreas espacialmente dispersas, porém concentradas, em pequenas porções das bacias.

5.1.5.5 - Extensão Superficial Média

O valor da Extensão Superficial Média (ESM) indica a distância média que escoamento percorre até chegar ao curso d' água. Quanto menor esse valor, mais rapidamente as águas pluviais atingirão as calhas fluviais, diminuindo o período de infiltração e aumentando a parcela relativa ao escoamento superficial. No caso da bacia do Alto Piranhas, a ESM é de 0,36 km (SCIENITEC, 1997).

5.1.5.6 - Reservatórios

A principal reserva hídrica superficial da sub-bacia do Alto Piranhas estão nos reservatórios em série Engenheiro Ávidos e São Gonçalo, que estão distante um do outro aproximadamente 26 km. O reservatório Engenheiro Ávidos foi construído com a finalidade de atender ao abastecimento da cidade de Cajazeiras e do distrito Engenheiro Ávidos e a regularização do Rio Piranhas. Atualmente ele continua atendendo a população de Cajazeiras e o Distrito de Engenheiro Ávidos, alguns perímetros irrigados particulares e não há regularização para o rio. Já o reservatório São Gonçalo foi construído para atender as cidades de Sousa, Marizópolis e o distrito de São Gonçalo, além disso, atende o as demandas hídricas do Perímetro Irrigado de São Gonçalo. Maiores detalhes das capacidades, dos descarregadores de fundo, dos vertedouros, entre outros, serão descrito no item dos dados de entrada, conforme mostrado a seguir

5.1.6 - Qualidade das Águas

O crescimento populacional, a industrialização e a busca por alimento vêm fazendo com que o homem intervenha cada vez mais nos recursos hídricos de forma nada racional. Com isso, tem-se colhido resultados como a poluição dos mananciais e, conseqüentemente,

afetando a qualidade da água. Mais preocupante é que ocorra na região semi-árida, onde os rios, na sua maioria, são intermitentes e, portanto, e apresentam grandes dificuldades para serem utilizados como diluidores de despejos. A Superintendência de Desenvolvimento e Meio Ambiente - SUDEMA classificou como sendo de Classe 2 (Resolução nº 20, de 15 de junho de 1986 do CONAMA) os açudes da sub-bacia do Alto Piranhas, em função dos usos aos quais os mesmos se destinam. Para a classificação, procurou identificar os corpos d'água de maior relevância, face as suas condições sanitárias atuais e/ou possibilidade de degradação futura, levando-se em conta as exigências de estabelecimentos e atividades efetivas ou potencialmente poluidoras. As características sócio-econômicas, administrativas, o uso do solo e a perspectiva de desenvolvimento complementaram os critérios adotados pela SUDEMA (SCIENTEC, 1997).

As Tabelas 5.2 e 5.3 mostram os dados de qualidade de água, obtidos através do monitoramento feito para alguns parâmetros nos reservatórios Engenheiro Ávidos e São Gonçalo em alguns semestres. Observou-se que o dado do oxigênio dissolvido coletado no dia 14/09/2004 no reservatório Engenheiro Ávidos está acima do valor do oxigênio de saturação estimado para região e, ainda, apresenta uma discrepância com relação os outros dados observados, por isso tais dados serão desconsiderados numa possível utilização.

Tabela 5.2 – Dados de qualidade de água do reservatório Engenheiro Ávidos.

MONITORAMENTO DO AÇUDE ENG. AVIDOS						
Data da Coleta	11/5/2004	14/9/2004	2/3/2005	13/9/2005	8/3/2006	8/8/2006
Hora da Coleta	15:00	14:45	14:50	13:20	13:45	17:00
Tipo	Inst	V/Aç	Inst	Inst	Inst	Inst
Temp. ambiente (°C)	36	35	36	30	33	32
Temp. da amostra (°C)	29	30	32	28	31	25
Cor (mg Pt/ L)	32	35	22	13,2	11	12
Turbidez (UNT)	1	1,5	1	6	7	5
pH	6,98	7,89	7,93	7,72	7,77	6,21
Condutividade Elétrica (uS/ cm)	184	188	220	210	250	253
Sólido Dissolvido Total (mg/ L)	125	128	150	143	170	172
Salinidade (Ppt)	0	0	5	0	0	0
Alcalinidade Total (Mg/L Ca CO ₃)	65	2	13	5	5	3
Cloreto (Mg/L Cl)	11	8	8,7	13	32	21
Dureza Total (Mg/L Ca CO ₃)	44	48	56	60	56	68
Ferro Total (Mg/L Fe)		0	0	0,08	0,12	0,27
Amônia (Mg/L N)				0,13	0,1	0,03
Fósforo Total (Mg/L P)				0,25	0,1	0,66
Oxigênio Dissolvido (Mg/ L O ₂)	5,4	8	6,2	7,6	5,2	6,9
DBO 5,20 (Mg/ L O ₂)	1	0	2,4	0,9	2	1,6
Col. Termotolerante (UFC/ 100 mL)	584	50	70	0	81	5

Fonte: Agência Estadual de Águas da Paraíba – AESA (2007)

Tabela 5.3 – Dados de qualidade de água do reservatório São Gonçalo.

MONITORAMENTO DO AÇUDE SÃO GONÇALO						
Data da Coleta	11/5/2004	14/9/2004	2/3/2005	13/9/2005	8/3/2006	8/8/2006
Hora da Coleta	15:45	15:30	15:35	14:05	14:30	10:00
Tipo	Inst	I/Aç	Inst	Inst	Inst	Inst
Temp. ambiente (°C)	32	34	37	31	30	32
Temp. da amostra (°C)	29	30	33	28	32	24
Cor (mg Pt/ L)	40	32	40	16,7	18	14
Turbidez (UNT)	1	1,2	3	8	13	7
pH	7,28	7,53	7,74	7,61	7,63	6,59
Condutividade Elétrica (uS/ cm)	205	230	245	205	243	249
Sólido Dissolvido Total (mg/ L)	140	156	167	140	165	170
Salinidade (Ppt)	0	0	6	0	0	0
Alcalinidade Total (Mg/L Ca CO ₃)	85	2	7	3	5	4
Cloreto (Mg/L Cl)	10	10	9,5	12,6	26	16
Dureza Total (Mg/L Ca CO ₃)	72	60	68	64	64	68
Ferro Total (Mg/L Fe)		0	0	0,11	0,25	0,15
Amônia (Mg/L N)				0,19	0,25	0,02
Fósforo Total (Mg/L P)				0,36	0,15	0,18
Oxigênio Dissolvido (Mg/ L O ₂)	7,4	7	6,6	7,6	7,8	7,1
DBO 5,20 (Mg/ L O ₂)	1,6	0	1,8	0,3	2	2,6
Col. Termotolerante (UFC/ 100 mL)	212	44	4	49	0	72

Fonte: Agência Estadual de Águas da Paraíba – AESA (2007)

5.2 - ADEQUAÇÕES DO SUBSISTEMA ESCOLHIDO AO MODELO

O subsistema, que é objeto de estudo, compreende os reservatórios: Engenheiro Ávidos e São Gonçalo, conforme mostrados nos layouts do subsistema (Figura 5.3 e Figura 5.4). Nestas figuras são mostradas às variáveis de decisão relativas aos volumes de entrada e saída, das concentrações de seis parâmetros e vazões de retorno de cada componente do sistema, cujos valores serão disponibilizados pelo modelo de simulação para serem utilizados em sua análise.

5.2.1 - Layout do subsistema sob aspecto quantitativo

As legendas relativas às variáveis da Figura 5.3 são: S – Reservatório; N ou PC – Nó de passagem; Ra – Volumes de água para o abastecimento; Rip – Volumes de água para irrigação de culturas perenes; Ris – Volumes de água para irrigação de culturas sazonais; Re – Volumes de água para atender aos ecossistemas aquáticos do rio; Sd – Volumes defluente dos reservatórios e ponto de controle; Qf – Volume de água liberado por descarga de fundo dos

reservatórios; Sp – Volume vertido dos reservatórios; I – Volumes afluentes dos reservatórios; P – Precipitação nos reservatórios; E – Evaporação nos reservatórios.

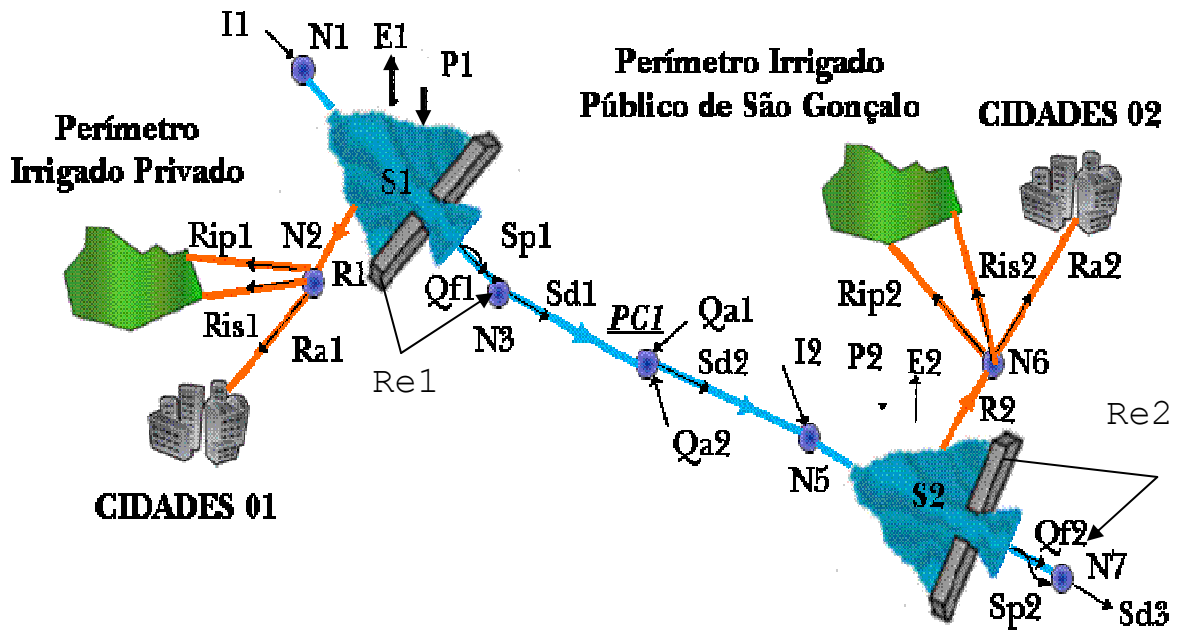


Figura 5.3 - Layout do subsistema com as variáveis quantitativas.

5.2.2 - Layout do subsistema sob aspecto qualitativo

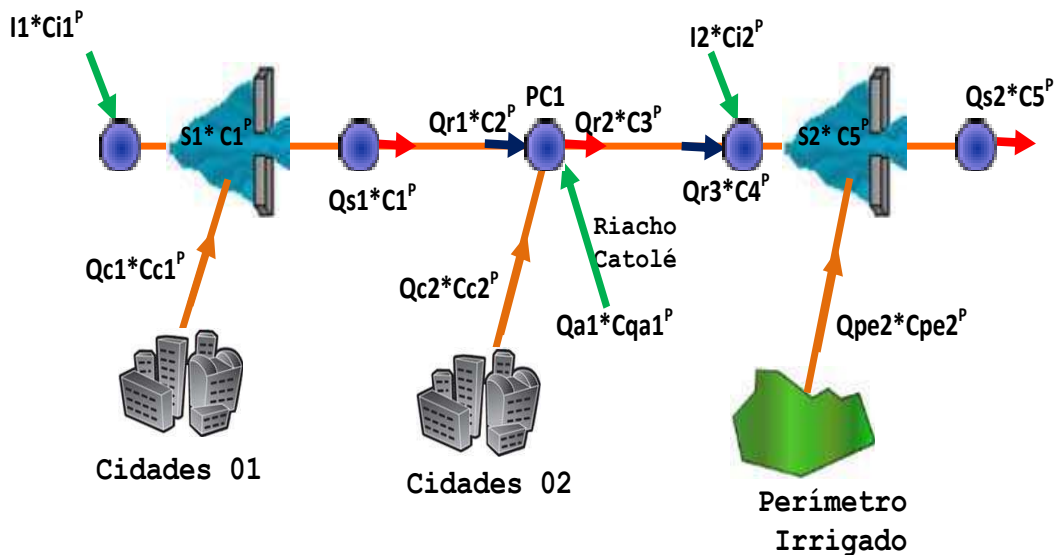


Figura 5.4 - Layout do subsistema com as variáveis qualitativas.

As legendas relativas às variáveis da Figura 5.4 são:: CI – Concentração de um determinado parâmetro P de um volume afluente; C – Concentração de um determinado parâmetro P no interior e saída dos reservatórios; Cad – Concentração autodepurada de um determinado parâmetro P que sai do reservatório i e chega ao ponto de controle PC1 ou a concentração autodepurada de um determinado parâmetro P que sai do ponto de controle PC1 e chega ao reservatório i+1; Cnd – Concentração não autodepurada de um determinado parâmetro P no ponto de controle PC1; Qr – Volume de retorno (efluentes) para cada parâmetro que chega ao reservatório ou ao ponto de controle PC1; Cr – é a concentração de um determinado parâmetro P de um volume de retorno; Caf – é a concentração de um determinado parâmetro P de um volume afluente que chega ao ponto de controle PC1;

5.3 - DADOS DE ENTRADA DO SUBSISTEMA PARA O MODELO

5.3.1 - Período de simulação

O horizonte de tempo utilizado para simular o subsistema mencionado, que inclui os reservatórios Engenheiro Ávidos e São Gonçalo, serão de 30 anos.

5.3.2 - Precipitação

Os dados pluviométricos mensais utilizados na simulação para cada reservatório foram obtidos dos postos pluviométricos mais próximo do subsistema, e os dados considerados consistentes estão entre os anos de 1960 a 1980. Estes dados são apresentados na Tabela 5.4 e 5.5.

Tabela 5.4 - Precipitação Mensal Média em Engenheiro Ávidos (mm)

Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
	115,1	174,1	235,0	168,6	55,8	26,9	15,5	3,0	4,2	13,5	17,2	35,8

Fonte: SUDENE, 1990.

Tabela 5.5 - Precipitação Mensal Média em São Gonçalo (mm)

Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
	96,0	176,0	247,2	175,6	68,8	34,5	15,8	5,6	4,5	11,6	18,5	41,1

Fonte: SUDENE, 1990.

5.3.3 – Evaporação

Os dados de evaporação média mensal para os dois reservatórios foram obtidos de Tanques Classe A dos postos climatológicos situados nas vizinhanças dos açudes Engenheiro Ávidos e São Gonçalo, onde se utilizou um coeficiente de correção de 0,75, conforme mostrado nas Tabelas 5.6 e 5.7. As maiores taxas evaporimétricas correspondem, respectivamente, aos trimestres outubro-dezembro e março-maio.

Tabela 5.6 - Evaporação Mensal Média em Engenheiro Ávidos (mm)

Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
	220,4	170,4	185,2	179,8	184,1	197,5	206,3	231,5	222,1	237,1	226,0	248,9

Fonte: SUDENE, 1990.

Tabela 5.7 - Evaporação Mensal Média em São Gonçalo (mm)

Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
	182,6	157,2	141,6	136,0	144,8	144,9	168,6	200,1	215,9	223,2	216,2	205,9

Fonte: SUDENE, 1990.

5.3.4 - Vazões Afluentes

As vazões afluentes nos pontos de controle do sistema foram obtidas do Plano Diretor de Recursos Hídricos do Estado da Paraíba (SCIENTEC, 1997) para uso no modelo simulação do subsistema em estudo. Foram gerados, a partir do modelo MODHAC (Modelo Hidrológico Auto Calibrável), uma série de 30 anos de vazões afluentes (m^3/s), entre os anos de 1960 a 1980, para cada reservatório e que chega ao ponto de controle através do Riacho Catolé, as quais estão apresentadas nos Anexos 1, 2 e 3.

5.3.5 - Abastecimento Urbano

O reservatório Engenheiro Ávidos está comprometido com o abastecimento da cidade de Cajazeiras e do distrito Engenheiro Ávidos, com uma população projetada de aproximadamente de 47.000 hab., com base do censo de 2000 do IBGE. De acordo com as mesmas fontes, o reservatório São Gonçalo abastece as cidades de Sousa, Marizópolis e o Distrito de São Gonçalo que possuem uma população estimada de aproximadamente 56.000 hab.

5.3.6 – Irrigação

Para o sistema em estudo, existe um projeto de irrigação, da iniciativa privada, vinculado ao reservatório Engenheiro Ávidos, com uma área de aproximadamente de 70 ha, sendo 50% da área destinada para culturas perenes e 50% para culturas sazonais. Além disso, possui o Perímetro Irrigado de São Gonçalo, com uma área total irrigável de 4000 ha, que é atendido pelo reservatório São Gonçalo. Portanto, neste trabalho, utilizou-se a área total sugerida por Farias (2004) de aproximadamente 1100 ha, sendo 50% da área destinada para culturas perenes e 50% para culturas sazonais. Assim, a demanda máxima de irrigação mensal foi estimada para um conjunto de culturas perenes e sazonais, a partir da área máxima irrigável em m².

As culturas selecionadas foram obtidas a partir do manual de Orçamento Agropecuário do Banco do Nordeste S/A (2003) e estudos de Silva (2004) e com visita in loco, onde foram levados em consideração, também, dois pontos importantes na análise do comportamento hídrico do sistema: a aptidão agrícola e os sistemas de irrigação implantados. Nas Tabelas 5.8 e 5.9 são apresentados os dados utilizados na determinação de Dipmax e Dismax para cada reservatório do subsistema utilizado.

Tabela 5.8 - Distribuição dos coeficientes de cultivos (kc) e plano de cultivo das culturas no ano.

Culturas	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
Manga	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
Goiaba	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
Coco	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
Mamão	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
Limão	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
Melancia (s)	0,00	0,00	0,00	0,67	0,91	0,98	0,82	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Melancia (es)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,67	0,91	0,98	0,82
Melão (s)	0,00	0,00	0,00	0,45	0,75	1,00	0,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Melão (es)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,45	0,75	1,00	0,75
Tomate (s)	0,00	0,00	0,00	0,45	0,75	1,15	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Tomate (es)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,45	0,75	1,15	0,80

Fonte: Engenharia de Irrigação: hidráulica dos sistemas pressurizados. Aspersão e Gotejamento (Gomes, 1999) onde: s – safra; es – entressafra.

Tabela 5.9 – Dados do sistema de irrigação aplicado às culturas.

Culturas	Sistema de Irrigação	Esis (%)	Eap (%)
----------	----------------------	----------	---------

Manga	Gotejamento	90	92
Goiaba	Gotejamento	90	92
Coco	Gotejamento	90	92
Mamão	Gotejamento	90	92
Limão	Gotejamento	90	92
Melancia (s)	Gotejamento	90	92
Melancia (es)	Gotejamento	90	92
Melão (s)	Gotejamento	90	92
Melão (es)	Gotejamento	90	92
Tomate (s)	Gotejamento	90	92
Tomate (es)	Gotejamento	90	92

onde: **Esis** – Valor percentual da eficiência do sistema de distribuição para irrigação por cultura; **Eap** – Valor percentual da eficiência da aplicação da irrigação por ha.

5.3.7 - Reservatórios

Os dados apresentado nesta seção são de natureza operacional (volumes máximo e mínimo, volume meta) e estruturais (relação cota x área x volume, dados referentes às características físicas dos vertedouro, descarga de fundo, vazões máximas e mínimas) referentes aos dois reservatórios em estudo.

5.3.7.1 - Relação Cota x Área x Volume

A partir da relação área x volume, apresentadas nos Anexos 4 e 5, pode ser analisado e calculado os volumes evaporados e precipitados em um reservatório no modelo de simulação.

5.3.7.2 - Volumes Máximos e Mínimos

De acordo com as especificações técnicas da SUPLAN, relativas aos reservatórios em estudo, os volumes máximos e mínimos utilizados no modelo são apresentados na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 – Dados dos reservatórios estudados.

Açudes	Volumes (hm³)		Classificação Lei 6.344/97
	Maximo¹	Mínimo¹	
Engenheiro Ávidos	255,0	27,97	Grande

São Gonçalo	44,6	2,98	Médio
-------------	------	------	-------

Fonte: ¹PDRH/PB (SCIENTEC, 1997)

5.3.7.3 - Volumes Iniciais e Metas

Os volumes iniciais utilizados na simulação dos dois reservatórios em estudo serão calculados como sendo 70% do volume máximo. O impacto dessa escolha nos resultados de uma simulação com 360 meses (30 anos) se torna desprezível a partir dos primeiros anos. Já com relação aos volumes metas, estes foram considerados como sendo duas vezes o volume mínimo, com finalidade de manter a água armazenada nos reservatórios para uma possível situação de seca. Como pode ser observado na Tabela 5.11.

Tabela 5.11 – Dados dos reservatórios estudados.

Açudes	Volumes (hm ³)	
	Inicial	Meta
Engenheiro Ávidos	178,5	55,93
São Gonçalo	31,2	5,96

5.3.7.4 - Descarregadores e Vertedouros

Os dados necessários para a determinação dos volumes descarregados mensalmente pelos reservatórios, D_{fmaxi} , onde $i=1,2, \dots, n$ são mostrados na Tabela 5.12. Para determinar o volume descarregado máximo para cada instante de tempo t , é necessário fazer uso das relações cota x volume para cada reservatório.

Tabela 5.12 – Dados físicos dos descarregadores de fundo dos reservatórios.

Açudes	Coefficiente de vazão (C_f) ¹	Diâmetro do tubo (mm)	Cota da geratriz inferior (m)
Engenheiro Ávidos	0,6	1200	301
São Gonçalo	0,6	500	234

Fonte: ¹Guia Prático para projetos de pequenas obras hidráulica - DAEE/SP (2006)

Os volumes mensais extravasados pelo vertedouro são determinados levando em consideração a cota do nível d'água, obtida pelo balanço hídrico feitos nos reservatórios, e a cota de soleira de seus vertedouros. Com os dados mostrados na Tabela 5.13 pode-se estabelecer a relação para os vertimentos máximos dos reservatórios.

Tabela 5.13 – Dados das características físicas dos vertedouros dos reservatórios.

Açudes	Coefficiente de vazão (Cv)¹	Largura do vertedouro (m)	Cota da soleira inferior (m)
Engenheiro Ávidos	0,8	160	317,2
São Gonçalo	0,8	230	247

Fonte: ¹Guia Prático para projetos de pequenas obras hidráulica - DAEE/SP (2006)

5.3.8 - Aspectos Qualitativos

Os dados a seguir são referentes a natureza qualitativa da água do sistema e estão especificados para cada componente do subsistema em estudo.

5.3.8.1 - Reservatórios

As concentrações iniciais dos parâmetros de qualidade de água utilizados no início da simulação dos dois reservatórios em estudo foram estimadas com base na média dos dados observados e disponibilizados no site da Agência Estadual de Águas da Paraíba - AESA. Com relação às concentrações metas, estas foram obtidas, com base nos parâmetros especificados pelo CONAMA 375/05 para a água ser classificada como Classe II. Como pode ser observado na Tabela 5.14.

Tabela 5.14 – Dados das concentrações nos reservatórios.

Açudes	Parâmetros	Concentrações	
		¹Inicial	²Meta
Engenheiro Ávidos	DBO (mg/l)	1,60	5,0
	OD (mg/l)	7,20	5,0
	NT (mg/l)	1,03	11,00
	FT (mg/l)	0,10	0,10
	CLA (µg/l)	Estimada	Estimada
	CF (org/100 ml)	30,00	1000
São Gonçalo	DBO (mg/l)	2,80	5,0
	OD (mg/l)	6,00	5,0
	NT (mg/l)	1,31	11
	FT (mg/l)	0,10	0,10
	CLA (µg/l)	Estimada	Estimada
	CF (org/100 ml)	20,50	1000

Fonte: ¹Site da Agência Estadual da Paraíba (AESA,2010);

²Resolução 375 do Conselho Nacional do Meio Ambiente – CONAMA (2005)

Os coeficientes de decaimento e de aeração foram ajustados e calibrados com base nos dados nominais das Tabelas 5.2 e 5.3 e Sperling (1996), considerando-se o regime hidráulico e a temperatura média da água. Os valores dos coeficientes são mostrados na Tabela 5.15.

Tabela 5.15 – Dados dos coeficientes calibrados e corrigidos para os reservatórios.

Açudes	Parâmetros	Coeficientes (mês ⁻¹)	
		¹ Decaimento	² Aeração
Engenheiro Ávidos	DBO (mg/l)	0,16253	-
	OD (mg/l)	0,16253	1,6253
	NT (mg/l)	0,50014	-
	FT (mg/l)	0,86559	-
	CF (org/100 ml)	0,62206	-
São Gonçalo	DBO (mg/l)	0,14895	-
	OD (mg/l)	0,14895	1,4895
	NT (mg/l)	0,42833	-
	FT (mg/l)	0,74784	-
	CF (org/100 ml)	0,54702	-

Fonte base: ¹ Von Sperling (1996) e Site da Agência Estadual da Paraíba (AESA,2010);

As concentrações dos parâmetros de qualidade da água para os volumes afluentes mensais aos reservatórios são apresentados na Tabela 5.16 e tomou como base os valores médios apresentados por Tucci (2005) e do CONAMA 375/05.

Tabela 5.16 – Dados das concentrações da vazão afluente.

Açudes	Parâmetros	¹ Concentrações das Vazões Afluentes
Engenheiro Ávidos	DBO (mg/l)	2,00
	OD (mg/l)	5,00
	NT (mg/l)	3,60
	FT (mg/l)	0,10
	CF (org/100 ml)	0,00
São Gonçalo	DBO (mg/l)	2,00
	OD (mg/l)	5,00
	NT (mg/l)	3,00
	FT (mg/l)	0,10
	CF (org/100 ml)	0,00

Fonte base: ¹ Tucci (2005), resolução 375 do CONAMA (2005) e Site AESA (2010);

As concentrações dos parâmetros de qualidade de água dos volumes mensais de retorno provenientes de águas servidas de cidades e perímetros irrigados são apresentados na Tabela 5.17. Estimados segundo, a metodologia da vazão de retorno, apresentada por Von Sperling (1996) no caso das cidades e para o perímetro irrigado foi utilizado o Método Racional.

Tabela 5.17 – Concentrações e Volumes de Retorno das cidades.

Açudes	Parâmetros	Vazão de Retorno (hm ³)	Concentração da Cidade 01
Engenheiro Ávidos	DBO (mg/l)	0,14413	333,33
	OD (mg/l)	0,14413	0
	NT (mg/l)	0,14413	50
	FT (mg/l)	0,14413	5
	CF (org/100 ml)	0,14413	100000

Tabela 5.18 – Volumes de Retorno em hm³ do Perímetro para Reservatório.

Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
	0,264	0,484	0,679	0,482	0,189	0,094	0,043	0,015	0,012	0,031	0,050	0,113

Tabela 5.19 – Concentrações dos Volumes de Retorno do Perímetro.

Açudes	Parâmetros	Concentração do Perímetro
São Gonçalo	DBO (mg/l)	1,00
	OD (mg/l)	4,00
	NT (mg/l)	10,00
	FT (mg/l)	5,00
	CF (org/100 ml)	0,00

5.3.8.2 - Rios

A Tabela 5.20 apresenta os coeficientes de decaimento e aeração característicos dos dois trechos do rio Piranhas que foram considerados.

Tabela 5.20 – Características física do Rio Piranhas.

Rio	¹ Comprimento L (Km)	² Profundidade Média PM (m)	² Base Média BM (m)
Trecho 01	22,22	2,60	250
Trecho 02	3,04	2,60	250

Fonte base: ¹Software Georeferenciado SIGWEB (AESA,2010);
²Plano Estadual de Recursos Hídricos da Paraíba – PERH-PB (2007)

Os coeficientes de decaimento e de aeração foram ajustados, com base nos dados nominais tabelados, para levar em consideração o regime hidráulico do rio e a temperatura média da água, conforme apresentado na Tabela 5.21.

Tabela 5.21 – Dados dos coeficientes nos trechos do rio Piranhas.

Rio	Parâmetros	Coeficientes (mês ⁻¹)	
		¹ Decaimento	¹ Aeração
Trecho 01	DBO (mg/l)	0,31794	-
	OD (mg/l)	0,31794	1,728
	NT (mg/l)	0,71095	-
	FT (mg/l)	0,94624	-
	CF (org/100 ml)	0,64449	-
Trecho 02	DBO (mg/l)	0,31794	-
	OD (mg/l)	0,31794	1,728
	NT (mg/l)	0,71095	-
	FT (mg/l)	0,94624	-
	CF (org/100 ml)	0,64449	-

Fonte base: ¹ Von Sperling (1996) e Site da Agência Estadual da Paraíba (AESPA,2010);

A Tabela 5.22 mostra as concentrações dos parâmetros de qualidade do volume de retorno e do volume afluente provenientes de águas servidas das cidades, que chegam ao ponto de controle. Estimados segundo, a metodologia da vazão de retorno, apresenta por Von Sperling (1996) no caso das cidades e para o perímetro irrigado foi utilizado o Método Racional. Já com relação a concentração afluente tomou como base os valores estabelecidos por Tucci (2005) e do CONAMA 375/05.

Tabela 5.22 – Volumes de Retorno e Concentrações.

Ponto de Controle	Parâmetros	¹ Concentração afluente do Riacho Catolé	¹ Concentração da Cidade 02	¹ Vazão de retorno da Cidade 02 (hm ³)
PC1	DBO (mg/l)	5,00	416,67	0,020943
	OD (mg/l)	4,00	0,00	0,020943
	NT (mg/l)	3,00	50,00	0,020943
	FT (mg/l)	0,10	8,00	0,020943
	CF (org/100 ml)	0,00	100000	0,020943

Fonte base: ¹ Tucci (2005), Von Sperling (1996), resolução 375 do CONAMA (2005) e Site AESA (2010);

5.3.9 - Definições dos cenários

Com o intuito de se obter uma melhor compreensão e avaliação do potencial de uso em termos da disponibilidade hídrica e das concentrações dos parâmetros de qualidade de água considerados para o subsistema em estudo, assim como averiguar o desempenho do modelo proposto, foram estabelecidos 04 cenários de operação. Nestes cenários serão mantidas as situações climáticas, operacionais e de demandas para os reservatórios e rios.

Os cenários foram idealizados com objetivo de analisar o caráter multiobjetivo e o atendimento das restrições quali-quantitativos da sub-bacia em estudo, estabelecidas no novo modelo de simulação. A seguir, serão detalhados todos os cenários propostos levando em consideração a variação de prioridade de atendimento dos objetivos.

- **Cenário 01** – Nesta situação serão consideradas como prioridades só as demandas de alocação, conforme mostrados nas Tabelas 5.23, 5.24 e 5.25.

Tabela 5.23 – Prioridades na função-objetivo

Reservatório Engenheiro Ávidos		
Variável de decisão	Prioridades	Descrição
S1	-	Atender o requerimento do volume armazenado
SC1⁺	-	Atender o requerimento do volume meta que está acima da cota mínima
SC1⁻	1º	Atender o requerimento do volume meta que está abaixo da cota mínima
S1⁺	-	Atender o requerimento do volume meta que está acima da cota meta
S1⁻	1º	Atender o requerimento do volume meta que está abaixo da cota meta
Sp1	1º	Atender a minimização das perdas de água por vertimento
Ra1	1º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para abastecimento
Re1	1º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para ecossistemas aquáticos do rio
Rp1	2º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para irrigação de culturas perenes
Rs1	3º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para irrigação de culturas sazonais
Rf1	-	Atendimento dos requerimentos volumétricos liberados pela descarga de fundo
Sd1	-	Atendimento dos requerimentos volumétricos liberados por vertimento e por descarga de fundo
DBO1⁺	-	Atender a meta de enquadramento para a Demanda Bioquímica de Oxigênio
OD1⁺	-	Atender a meta de enquadramento

		para o Oxigênio Dissolvido
NT1⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Nitrogênio Total
FT1⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Fósforo Total
CF1⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Coliforme Fecal

Tabela 5.24 – Prioridades na função-objetivo

Reservatório São Gonçalo		
Variável de decisão	Prioridades	Descrição
S2	-	Atender o requerimento do volume armazenado
SC2⁺	-	Atender o requerimento do volume meta que está acima da cota mínima
SC2⁻	1º	Atender o requerimento do volume meta que está abaixo da cota mínima
S2⁺	-	Atender o requerimento do volume meta que está acima da cota meta
S2⁻	1º	Atender o requerimento do volume meta que está abaixo da cota meta
Sp2	1º	Atender a minimização das perdas de água por vertimento
Ra2	1º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para abastecimento
Re2	1º	Atendimento aos requerimentos volumétricos para ecossistemas aquáticos do rio
Rp2	2º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para irrigação de culturas perenes
Rs2	3º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para irrigação de culturas sazonais
Rf2	-	Atendimento dos requerimentos volumétricos liberados pela descarga de fundo
Sd2	-	Atendimento dos requerimentos volumétricos liberados por vertimento e por descarga de fundo
DBO2⁺	-	Atender a meta de enquadramento para a Demanda Bioquímica de Oxigênio
OD2⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Oxigênio Dissolvido
NT2⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Nitrogênio Total

FT2⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Fósforo Total
CF2⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Coliforme Fecal

Tabela 5.25 – Prioridades na função-objetivo

Ponto de Controle – PC1		
Variável de decisão	Prioridades	Descrição
DBO⁺	-	Atender a meta de enquadramento para a Demanda Bioquímica de Oxigênio
OD⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Oxigênio Dissolvido
NT⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Nitrogênio Total
FT⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Fósforo Total
CF⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Coliforme Fecal

- **Cenário 02** – Nesta situação serão consideradas como prioridades as demandas de alocação, e as concentrações da DBO e do FT no ponto de controle e reservatórios conforme mostrados nas Tabelas 5.26, 5.27 e 5.28.

Tabela 5.26 – Prioridades na função-objetivo

Reservatório Engenheiro Ávidos		
Variável de decisão	Prioridades	Descrição
S1	-	Atender o requerimento do volume armazenado
SC1⁺	-	Atender o requerimento do volume meta que está acima da cota mínima
SC1⁻	1º	Atender o requerimento do volume meta que está abaixo da cota mínima
S1⁺	-	Atender o requerimento do volume meta que está acima da cota meta
S1⁻	1º	Atender o requerimento do volume meta que está abaixo da cota meta
Sp1	1º	Atender a minimização das perdas de água por vertimento
Ra1	1º	Atendimento dos requerimentos

		volumétricos para abastecimento
Re1	1º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para ecossistemas aquáticos do rio
Rp1	2º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para irrigação de culturas perenes
Rs1	3º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para irrigação de culturas sazonais
Rf1	-	Atendimento dos requerimentos volumétricos liberados pela descarga de fundo
Sd1	-	Atendimento dos requerimentos volumétricos liberados por vertimento e por descarga de fundo
DBO1⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para a Demanda Bioquímica de Oxigênio
OD1⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Oxigênio Dissolvido
NT1⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Nitrogênio Total
FT1⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para o Fósforo Total
CF1⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Coliforme Fecal

Tabela 5.27 – Prioridades na função-objetivo

Reservatório São Gonçalo		
Variável de decisão	Prioridades	Descrição
S2	-	Atender o requerimento do volume armazenado
SC2⁺	-	Atender o requerimento do volume meta que está acima da cota mínima
SC2⁻	1º	Atender o requerimento do volume meta que está abaixo da cota mínima
S2⁺	-	Atender o requerimento do volume meta que está acima da cota meta
S2⁻	1º	Atender o requerimento do volume meta que está abaixo da cota meta
Sp2	1º	Atender a minimização das perdas de água por vertimento
Ra2	1º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para abastecimento
Re2	1º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para ecossistemas

		aquáticos do rio
Rp2	2º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para irrigação de culturas perenes
Rs2	3º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para irrigação de culturas sazonais
Rf2	-	Atendimento dos requerimentos volumétricos liberados pela descarga de fundo
Sd2	-	Atendimento dos requerimentos volumétricos liberados por vertimento e por descarga de fundo
DBO2⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para a Demanda Bioquímica de Oxigênio
OD2⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Oxigênio Dissolvido
NT2⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Nitrogênio Total
FT2⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para o Fósforo Total
CF2⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Coliforme Fecal

Tabela 5.28 – Prioridades na função-objetivo

Ponto de Controle – PC1		
Variável de decisão	Prioridades	Descrição
DBO⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para a Demanda Bioquímica de Oxigênio
OD⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Oxigênio Dissolvido
NT⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Nitrogênio Total
FT⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para o Fósforo Total
CF⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Coliforme Fecal

- **Cenário 03** – Nesta situação serão consideradas como prioridades as demandas de alocação, e as concentrações da DBO, FT e do OD no ponto de controle e reservatórios conforme mostrados nas Tabelas 5.29, 5.30 e 5.31.

**Tabela 5.29 – Prioridades na função-objetivo
Reservatório Engenheiro Ávidos**

Variável de decisão	Prioridades	Descrição
S1	-	Atender o requerimento do volume armazenado
SC1⁺	-	Atender o requerimento do volume meta que está acima da cota mínima
SC1⁻	1º	Atender o requerimento do volume meta que está abaixo da cota mínima
S1⁺	-	Atender o requerimento do volume meta que está acima da cota meta
S1⁻	1º	Atender o requerimento do volume meta que está abaixo da cota meta
Sp1	1º	Atender a minimização das perdas de água por vertimento
Ra1	1º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para abastecimento
Re1	1º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para ecossistemas aquáticos do rio
Rp1	2º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para irrigação de culturas perenes
Rs1	3º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para irrigação de culturas sazonais
Rf1	-	Atendimento dos requerimentos volumétricos liberados pela descarga de fundo
Sd1	-	Atendimento dos requerimentos volumétricos liberados por vertimento e por descarga de fundo
DBO1⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para a Demanda Bioquímica de Oxigênio
OD1⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para o Oxigênio Dissolvido
NT1⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Nitrogênio Total
FT1⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para o Fósforo Total
CF1⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Coliforme Fecal

**Tabela 5.30 – Prioridades na função-objetivo
Reservatório São Gonçalo**

--

Variável de decisão	Prioridades	Descrição
S2	-	Atender o requerimento do volume armazenado
SC2⁺	-	Atender o requerimento do volume meta que está acima da cota mínima
SC2⁻	1º	Atender o requerimento do volume meta que está abaixo da cota mínima
S2⁺	-	Atender o requerimento do volume meta que está acima da cota meta
S2⁻	1º	Atender o requerimento do volume meta que está abaixo da cota meta
Sp2	1º	Atender a minimização das perdas de água por vertimento
Ra2	1º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para abastecimento
Re2	1º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para ecossistemas aquáticos do rio
Rp2	2º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para irrigação de culturas perenes
Rs2	3º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para irrigação de culturas sazonais
Rf2	-	Atendimento dos requerimentos volumétricos liberados pela descarga de fundo
Sd2	-	Atendimento dos requerimentos volumétricos liberados por vertimento e por descarga de fundo
DBO2⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para a Demanda Bioquímica de Oxigênio
OD2⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para o Oxigênio Dissolvido
NT2⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Nitrogênio Total
FT2⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para o Fósforo Total
CF2⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Coliforme Fecal

Tabela 5.31 – Prioridades na função-objetivo

Ponto de Controle – PC1

Variável de decisão	Prioridades	Descrição
DBO⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para a Demanda Bioquímica de Oxigênio
OD⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para o Oxigênio Dissolvido
NT⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Nitrogênio Total
FT⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para o Fósforo Total
CF⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Coliforme Fecal

- **Cenário 04** – Nesta situação, será considerado, além dos níveis de prioridades do Cenário 03, o tratamento dos parâmetros poluentes que ficaram acima da meta estabelecida no Cenário 01, conforme mostrados nas Tabelas 5.32, 5.33 e 5.34. Utilizou-se o sistema de tratamento lagoa facultativa, com eficiência de 85%.

**Tabela 5.32 – Prioridades na função-objetivo
Reservatório Engenheiro Ávidos**

Variável de decisão	Prioridades	Descrição
S1	-	Atender o requerimento do volume armazenado
SC1⁺	-	Atender o requerimento do volume meta que está acima da cota mínima
SC1⁻	1º	Atender o requerimento do volume meta que está abaixo da cota mínima
S1⁺	-	Atender o requerimento do volume meta que está acima da cota meta
S1⁻	1º	Atender o requerimento do volume meta que está abaixo da cota meta
Sp1	1º	Atender a minimização das perdas de água por vertimento
Ra1	1º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para abastecimento
Re1	1º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para ecossistemas aquáticos do rio
Rp1	2º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para irrigação de culturas perenes

Rs1	3º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para irrigação de culturas sazonais
Rf1	-	Atendimento dos requerimentos volumétricos liberados pela descarga de fundo
Sd1	-	Atendimento dos requerimentos volumétricos liberados por vertimento e por descarga de fundo
DBO1⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para a Demanda Bioquímica de Oxigênio
OD1⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para o Oxigênio Dissolvido
NT1⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Nitrogênio Total
FT1⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para o Fósforo Total
CF1⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Coliforme Fecal

Tabela 5.33 – Prioridades na função-objetivo

Reservatório São Gonçalo		
Variável de decisão	Prioridades	Descrição
S2	-	Atender o requerimento do volume armazenado
SC2⁺	-	Atender o requerimento do volume meta que está acima da cota mínima
SC2⁻	1º	Atender o requerimento do volume meta que está abaixo da cota mínima
S2⁺	-	Atender o requerimento do volume meta que está acima da cota meta
S2⁻	1º	Atender o requerimento do volume meta que está abaixo da cota meta
Sp2	1º	Atender a minimização das perdas de água por vertimento
Ra2	1º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para abastecimento
Re2	1º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para ecossistemas aquáticos do rio
Rp2	2º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para irrigação de culturas perenes
Rs2	3º	Atendimento dos requerimentos volumétricos para irrigação de culturas sazonais

Rf2	-	Atendimento dos requerimentos volumétricos liberados pela descarga de fundo
Sd2	-	Atendimento dos requerimentos volumétricos liberados por vertimento e por descarga de fundo
DBO2⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para a Demanda Bioquímica de Oxigênio
OD2⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para o Oxigênio Dissolvido
NT2⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Nitrogênio Total
FT2⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para o Fósforo Total
CF2⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Coliforme Fecal

Tabela 5.34 – Prioridades na função-objetivo

Ponto de Controle – PC1		
Variável de decisão	Prioridades	Descrição
DBO⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para a Demanda Bioquímica de Oxigênio
OD⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para o Oxigênio Dissolvido
NT⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Nitrogênio Total
FT⁺	1º	Atender a meta de enquadramento para o Fósforo Total
CF⁺	-	Atender a meta de enquadramento para o Coliforme Fecal

CAPÍTULO VI

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão discutidos e analisados os resultados obtidos através da aplicação do modelo de simulação proposto. Os resultados são oriundos de um estudo feito para o subsistema de reservatórios Engenheiro Ávidos e São Gonçalo, de forma integrada, para um período de 360 meses. Procurou-se analisar o comportamento do subsistema em relação ao atendimento das demandas, as concentrações médias dos parâmetros estabelecidos e à satisfação das restrições operacionais.

6.1 - RESULTADOS DA APLICAÇÃO DO MODELO DE SIMULAÇÃO

Os resultados da simulação estão analisados para cada cenário, apresentando-se o comportamento operacional dos reservatórios, o atendimento da satisfação das demandas e dos níveis metas de concentração dos parâmetros (Demanda Bioquímica de Oxigênio-DBO; Oxigênio Dissolvido-OD; Nitrogênio Total-NT; Fosforo Total-FT; Clorofila-a-CLA e Coliforme Fecais-CF) pré-estabelecidos no subsistema de reservatórios Engenheiro Ávidos e São Gonçalo. As Funções Objetivo especificadas no modelo, que busca maximizar o atendimento das demandas e da concentração do oxigênio dissolvido e minimizar os outros parâmetros, é uma das alternativas para averiguar o desempenho do modelo e valoração de resultados. Assim os resultados da simulação estão apresentados seguindo a sequência de cada cenário: reservatório Engenheiros Ávidos-S1, Ponto de Controle-PC1 e o Reservatório São Gonçalo-S2, e por fim uma análise integrada.

6.1.1 - CENÁRIO 01

6.1.1.1 - Reservatório Engenheiro Ávidos – S1

Os resultados obtidos na simulação quali-quantitativa do reservatório Engenheiro Ávidos, para este cenário, são apresentados na Tabela 6.1 e Figuras 6.1 a 6.13.

Pode-se observar que todas as restrições operacionais foram atendidas, inclusive o do volume meta, conforme mostrada na Figura 6.1. Verificou-se, ainda, que o reservatório Engenheiro Ávidos possui uma variabilidade razoável no seu volume, devido requerimento das demandas a montante e jusante, indicando, em alguns meses, o uso de quase toda disponibilidade hídrica, devido a períodos secos.

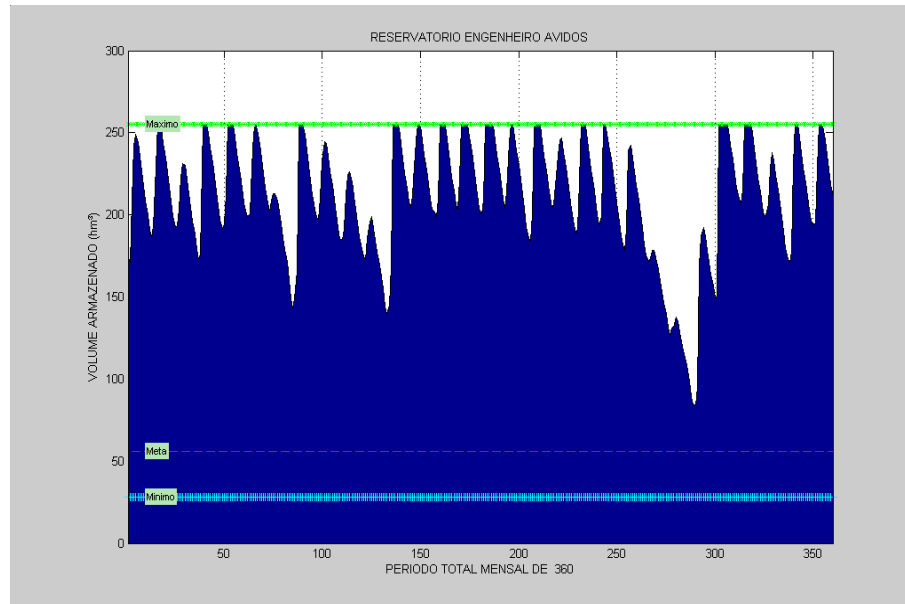


Figura 6.1 - Comportamento do volume armazenado do açude Eng. Ávidos no Cenário 01.

Houve, também, meses bastantes chuvosos, ou seja, a chegada de grandes vazões afluentes que provocou perdas de água por vertimento, como pode ser visto na Figura 6.2.

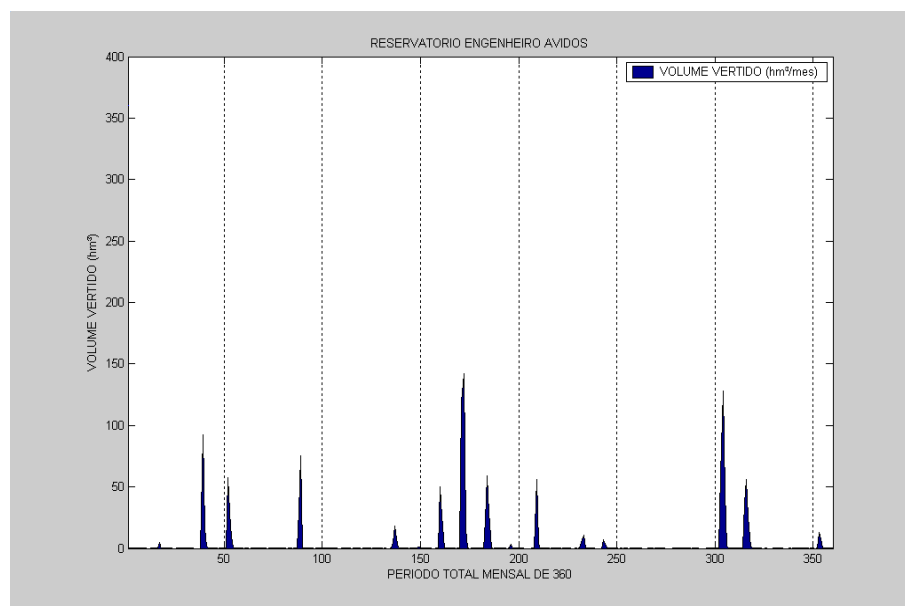


Figura 6.2 - Comportamento do volume vertido do açude Eng. Ávidos no Cenário 01.

A vazão liberada pela descarga de fundo do reservatório Engenheiro Ávidos, para este cenário, apesar de não ter prioridade operacional na função objetivo, obedeceu à operação integrada e as restrição da descarga máxima, que é limitada pela sua cota hidráulica em cada mês t, conforme mostrando na Figura 6.3.

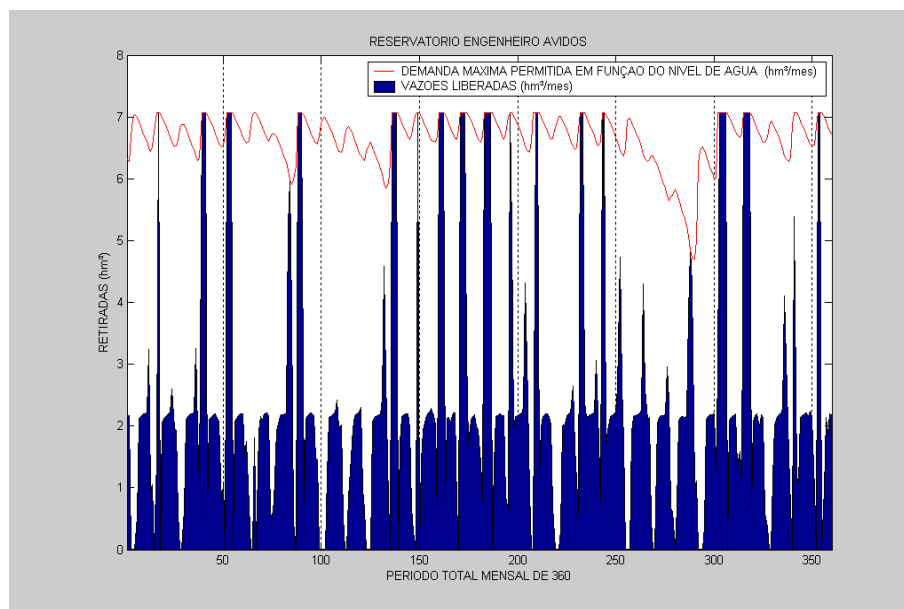


Figura 6.3 – Vazões liberadas por descarga de fundo no açude Eng. Ávidos no Cenário 01.

As demandas hídricas para o abastecimento foram todas atendidas, já que possui maior prioridade com relação às outras demandas. A Figura 6.4 mostra a alocação feita para o abastecimento durante o período simulado.

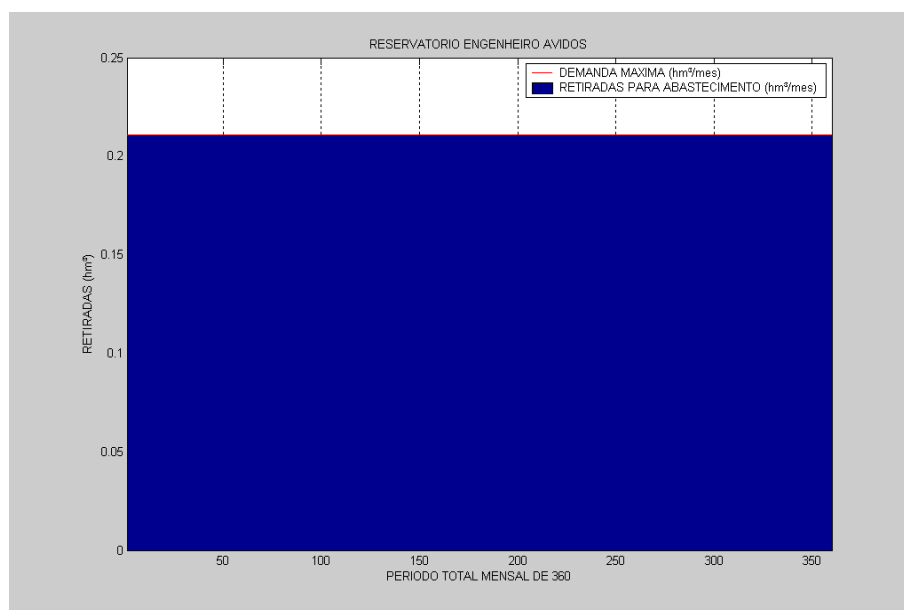


Figura 6.4 – Retiradas para abastecimento no açude Eng. Ávidos no Cenário 01.

As demandas hídricas relativas à manutenção dos ecossistemas aquáticos, que têm a mesma prioridade de atendimento das demandas de abastecimento humano, foram todas atendidas. A Figura 6.5 mostra a alocação feita para esse tipo de demanda durante o período simulado.

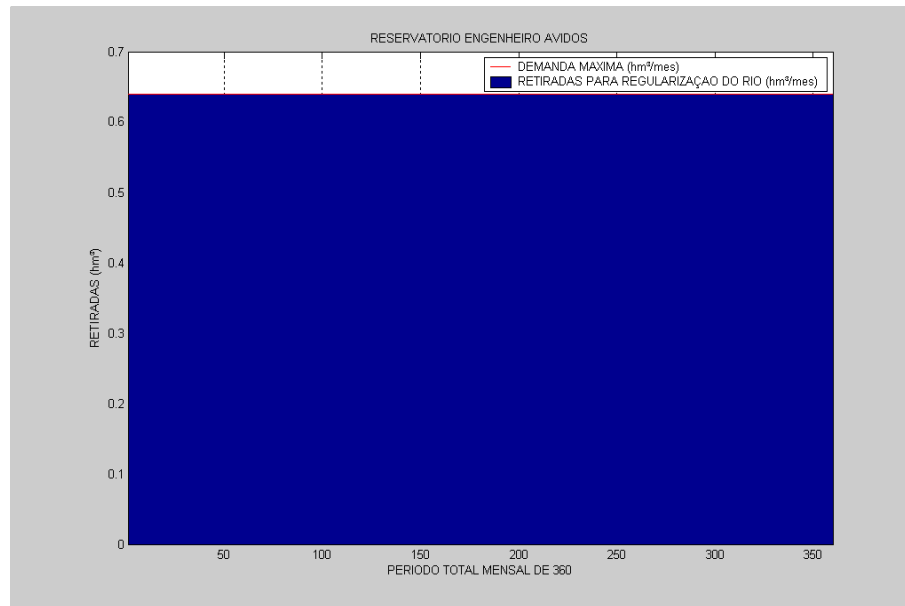


Figura 6.5 – Retiradas para regularizar o atendimento dos ecossistemas do rio no açude Eng. Ávidos no Cenário 01.

As demandas para irrigação de culturas perenes foram atendidas em todos os meses, como pode ser visto na Figura 6.6. É importante lembrar que a prioridade deste uso é imediatamente inferior àquela estabelecida para atender a demanda de abastecimento.

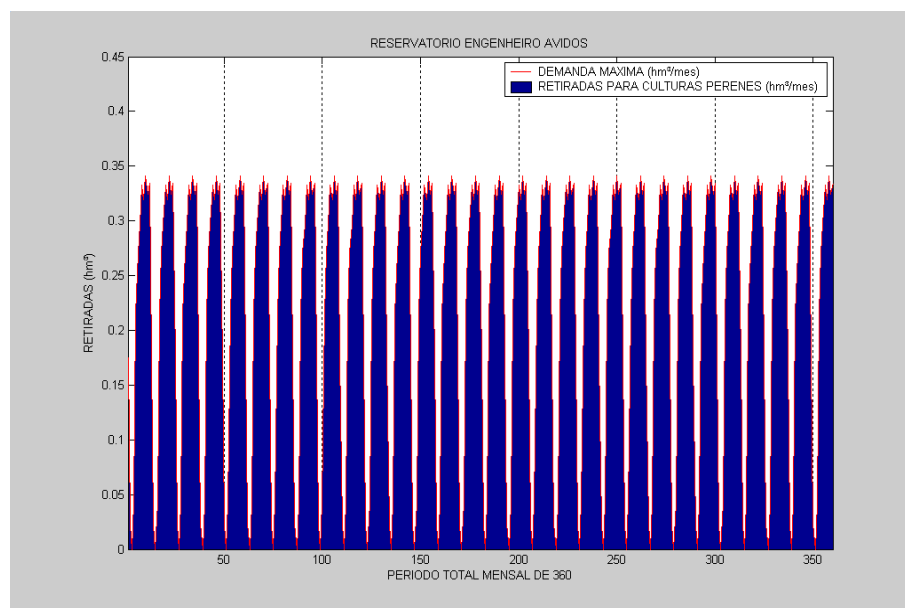


Figura 6.6 – Retiradas para as culturas perenes no açude Eng. Ávidos no Cenário 01.

Na Figura 6.7 pode ser observado que não ocorreram falhas no atendimento das demandas das culturas sazonais, mesmo tendo prioridade de atendimento menor que o abastecimento e a irrigação das culturas perenes.

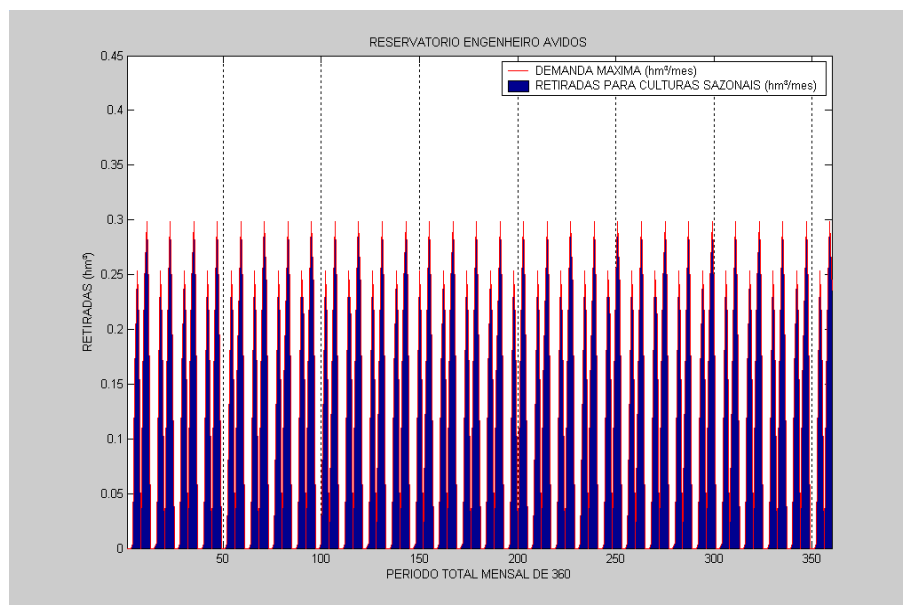


Figura 6.7 – Retiradas para as culturas sazonais no açude Eng. Ávidos no Cenário 01.

A Tabela 6.1 mostra os indicadores de desempenho do atendimento as demandas hídricas do reservatório Engenheiro Ávidos, no Cenário 01. De acordo com os resultados, o atendimento as demandas para o abastecimento, irrigação de culturas perenes e culturas sazonais e ecossistemas aquáticos, foram completamente satisfeitos (100%), ou seja, não houve falhas em nenhum setor, gerando uma sustentabilidade de 100%.

Tabela 6.1 – Indicadores de Desempenho das Demandas Simuladas.

Reservatório Engenheiro Ávidos				
	Retiradas para Abastecimento hm³	Retiradas para Culturas Perenes hm³	Retiradas para Culturas Sazonais hm³	Retiradas para Ecossistemas Aquáticos hm³
Nº de falhas	0	0	0	0
Nº de vezes que entrou numa falha e recuperou	0	0	0	0
Confiabilidade (%)	100	100	100	100
Resiliência (%)	100	100	100	100
Vulnerabilidade (%)	0	0	0	0
Sustentabilidade (%)	100	100	100	100

A Figura 6.8 mostra o comportamento da DBO no reservatório Engenheiro Ávidos ao longo do tempo de simulação, por ter um volume considerável as concentrações ficaram enquadrada na Classe II, atendendo a meta pré-estabelecida de ter, no máximo, 5 mg/l.

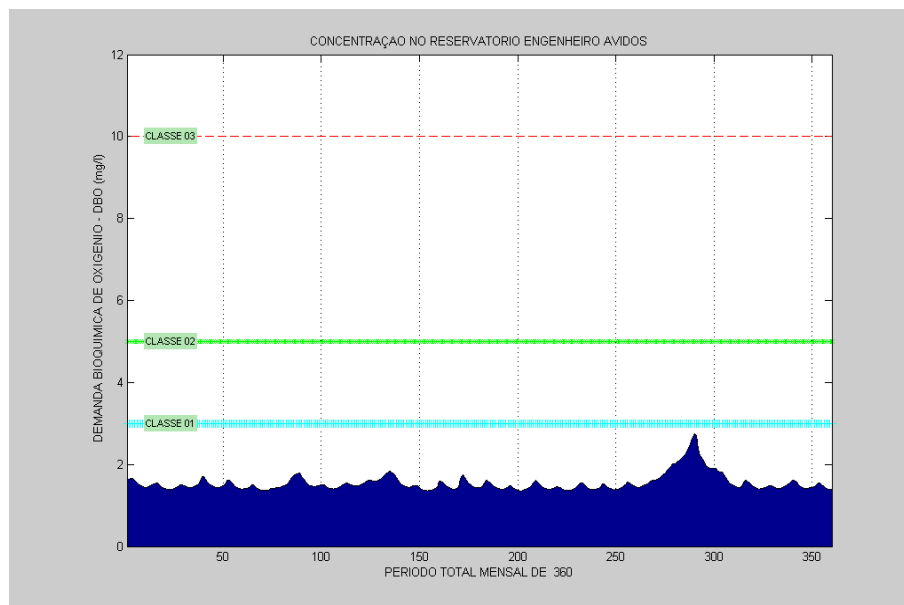


Figura 6.8 - Comportamento da DBO no açude Eng. Ávidos no Cenário 01.

Na Figura 6.9 mostra os ótimos níveis de concentração de OD ao longo do período simulado, isso ocorreu devido os baixos teores de concentração de DBO (Figura 6.8) observado no reservatório Engenheiro Ávidos.

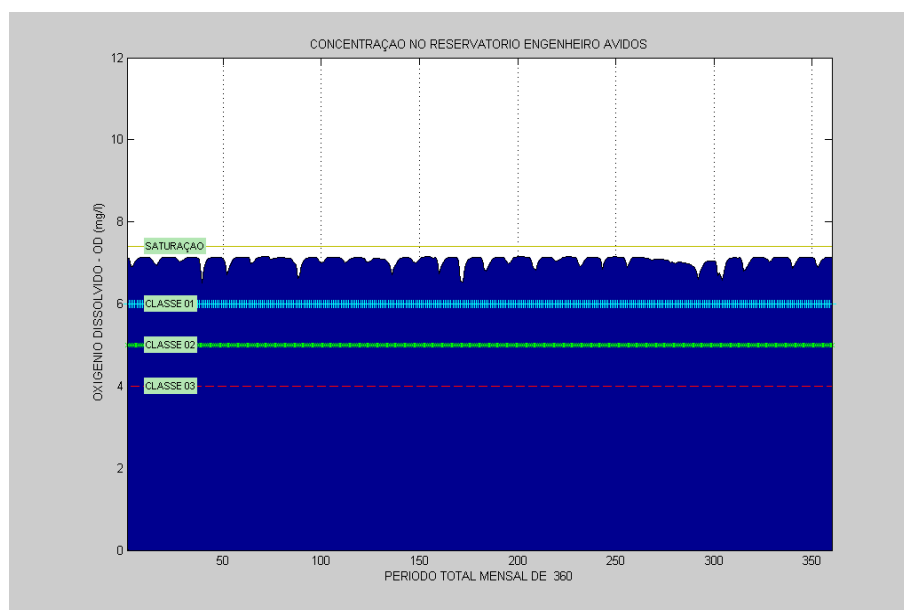


Figura 6.9 - Comportamento do OD no açude Eng. Ávidos no Cenário 01.

Com relação o parâmetro do NT, a Figura 6.10 mostra que níveis de concentrações ao longo do tempo estão de acordo com a Classe II estabelecida como meta de enquadramento.

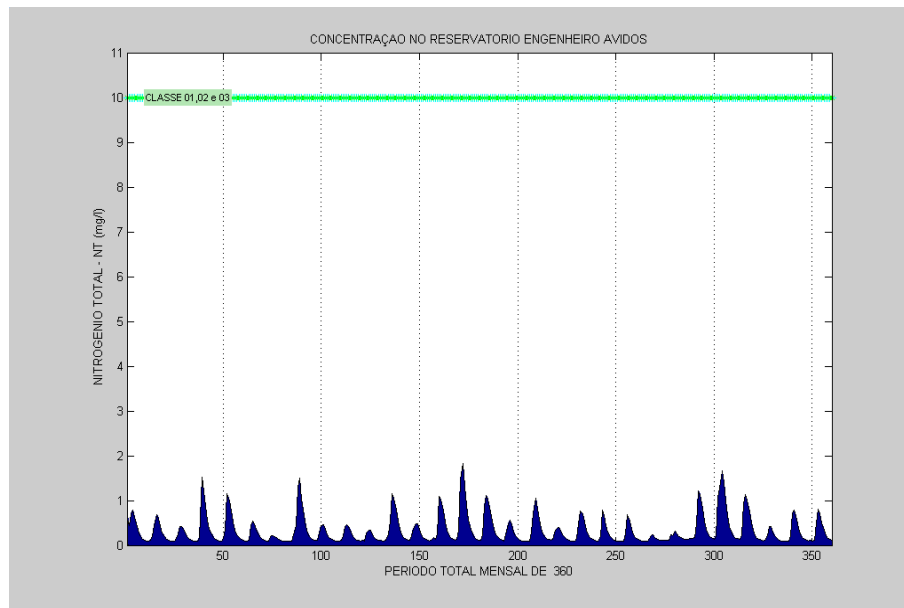


Figura 6.10 - Comportamento do NT no açude Eng. Ávidos no Cenário 01.

A Figura 6.11 mostra que o FT também apresentou níveis de concentrações ao longo do tempo no reservatório Engenheiro Ávidos ótimos, já que estão abaixo da meta.

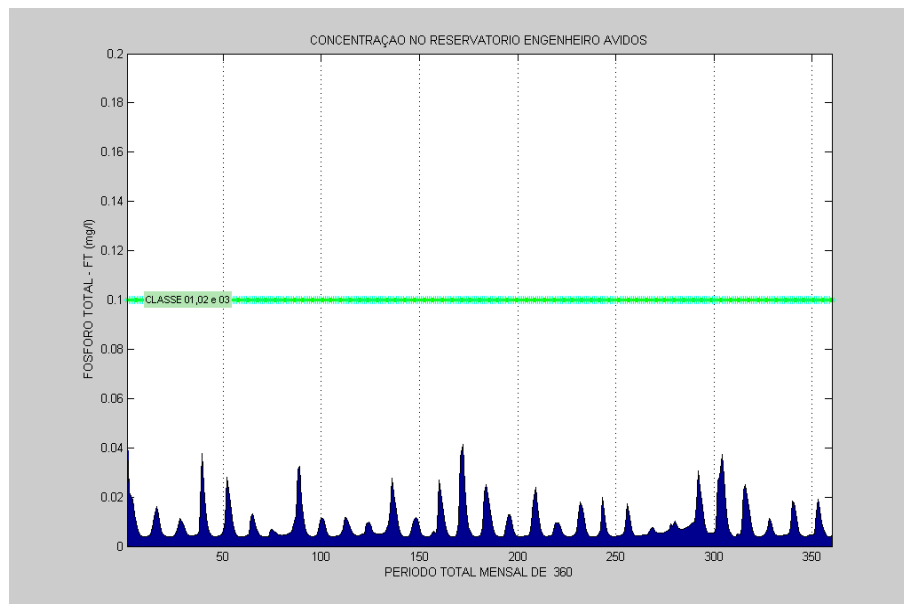


Figura 6.11 - Comportamento do FT no açude Eng. Ávidos no Cenário 01.

A CLA é um parâmetro importante no planejamento dos recursos hídricos. É a partir dela que se têm condições de averiguar a eutrofização num corpo hídrico. Assim, a Figura

6.12 mostra o comportamento dos níveis de concentrações da CLA ao longo do tempo e estão de abaixo da meta estabelecida para a Classe II.

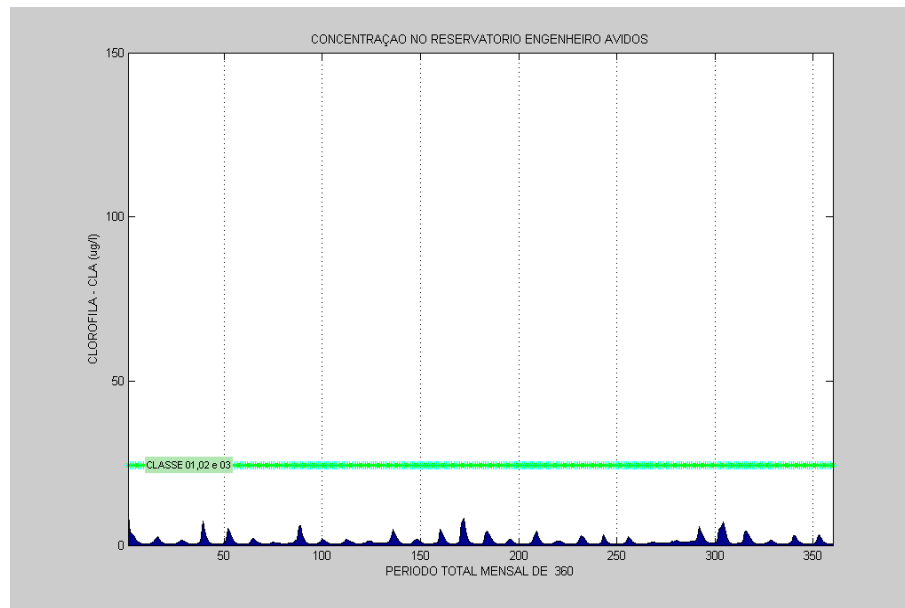


Figura 6.12 - Comportamento da CLA no açude Eng. Ávidos no Cenário 01.

Outro parâmetro importante é o CF e está diretamente ligada à saúde pública. A Figura 6.13 mostra o comportamento dos níveis de concentração do CF, que ficaram abaixo da meta estabelecida para a Classe II.

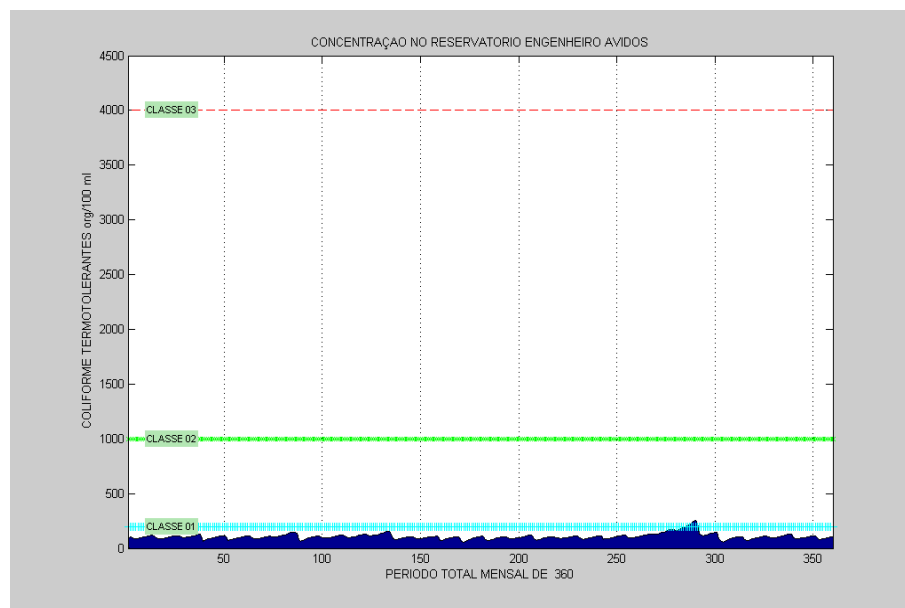


Figura 6.13 - Comportamento do CF no açude Eng. Ávidos no Cenário 01.

6.1.1.2 - Ponto de Controle – PC1

Os resultados obtidos na simulação quali-quantitativa no ponto de controle PC1 depende da concentração autodepurada da vazão liberada pelo reservatório Engenheiro Ávidos que percorrerá o Trecho 01 e encontrará com as vazões afluentes do Riacho Catolé e da vazão de retorno da cidade de Nazarezinho com as respectivas concentrações dos parâmetros de qualidade de água considerados. Estas vazões e concentrações vão entrar num processo de mistura e, enfim, percorrer o Trecho 02 para chegar ao reservatório de São Gonçalo. Neste cenário são apresentadas as Figuras 6.14 a 6.34 que retratam o comportamento das vazões nos Trechos 01 e 02, da vazão afluente do Riacho Catolé e das concentrações dos diferentes parâmetros de qualidade da água ao longo do tempo.

A Figura 6.14 mostra o comportamento da vazão na calha do rio, representada pelo Trecho 01, provenientes do volume vertido, das vazões liberadas por descarga de fundo e pela retiradas do reservatório Engenheiro Ávidos para ecossistemas aquáticos do rio. Foram observados grandes picos de vazões.

Na Figura 6.15 mostra a variabilidade das vazões afluentes do Riacho Catolé ao longo do período simulado e que seguem para o Ponto de Controle PC1. Foram observados, em alguns meses, a chegada de grandes vazões.

A Figura 6.16 mostra o comportamento da vazão na calha do rio no Trecho 02. Estas vazões foram contabilizadas a partir da soma das vazões advindas do Reservatório Engenheiro Ávidos, do Riacho Catolé e da vazão de retorno da cidade de Nazarezinho no ponto de controle PC1, seguindo para o reservatório de São Gonçalo.

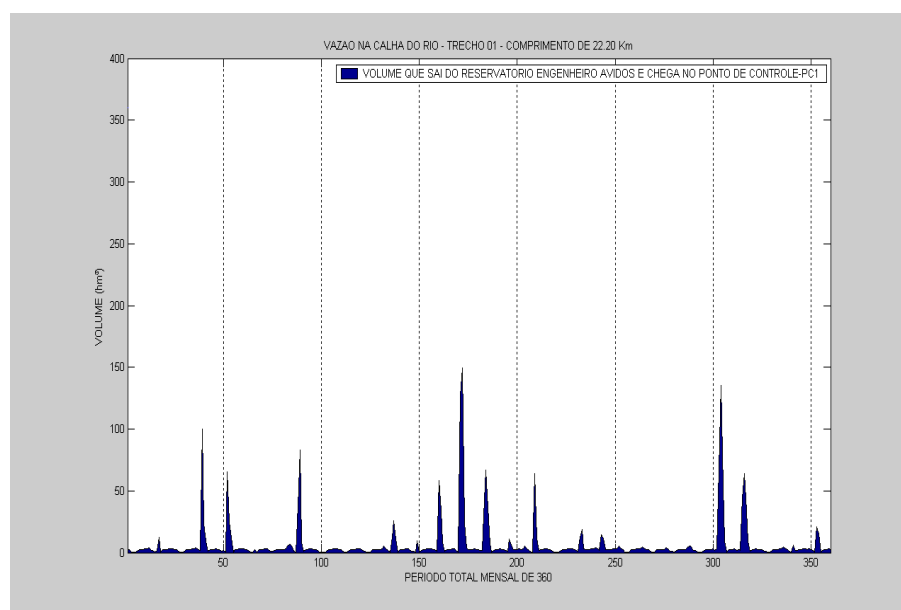


Figura 6.14 - Comportamento das vazões no Trecho 01, no Cenário 01.

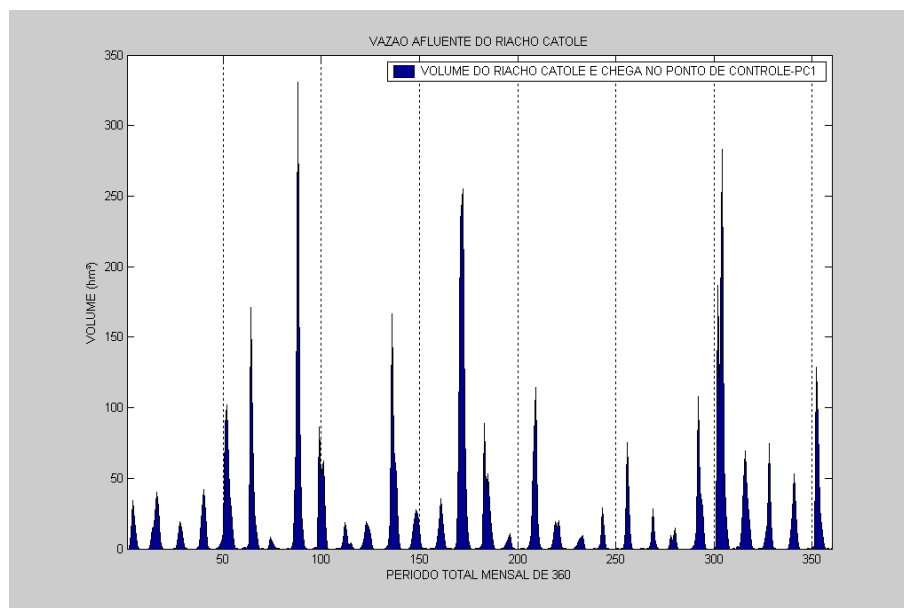


Figura 6.15 - Comportamento das vazões afluentes do Riacho Catolé, no Cenário 01.

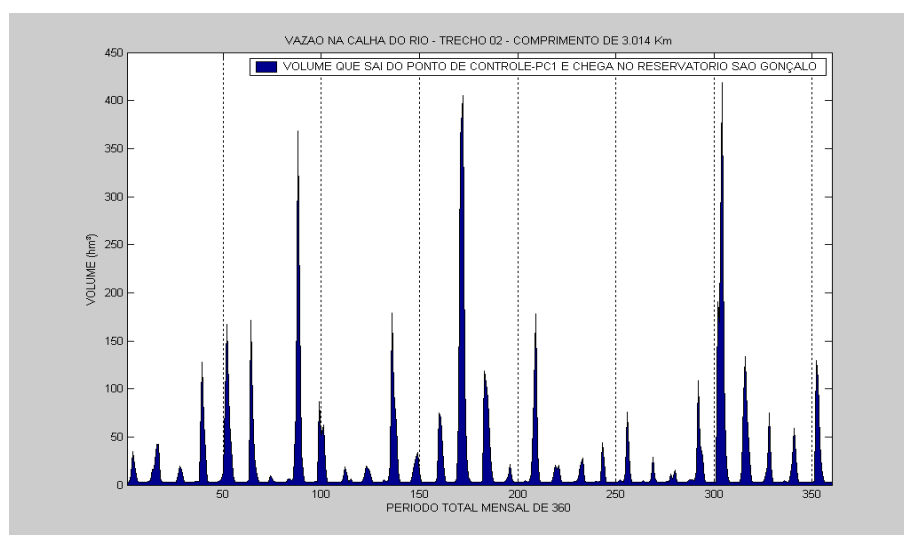


Figura 6.16 - Comportamento das vazões no Trecho 02, no Cenário 01.

A Figura 6.17 nos permite visualizar o processo da autodepuração da concentração de DBO no Trecho 01 do rio, ao longo do período simulado. Verifica-se que, em alguns meses, o efeito da autodepuração foi menor, isso é justificável devido à presença de grandes vazões (Figura 6.14) no Trecho 01 do rio nestes períodos.

De acordo com a ampliação do gráfico mostrado na Figura 6.17 dando ênfase ao 17º mês, observa-se que ocorreu uma redução na magnitude da autodepuração quando comparada com outras concentrações autodepuradas calculadas em períodos anteriores. Matematicamente isso é explicado pela equação 4.48 para descrever a autodepuração, que é função exponencial e tem como variáveis independentes a razão entre a geometria da secção analisada e a vazão.

Isso significa que quanto maior for o volume de água que passa na secção menor será o efeito da autodepuração do poluente analisado.

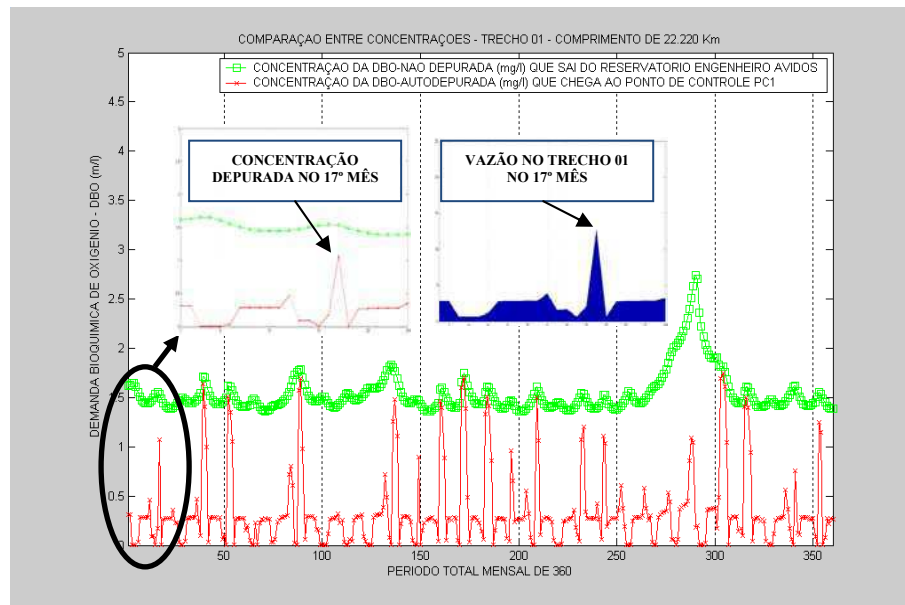


Figura 6.17 - Comportamento da DBO no Trecho 01 do rio no Cenário 01.

A Figura 6.18 mostra as variações mensais da concentração de DBO ao longo do tempo que sai do Ponto de Controle PC1 neste cenário. É importante lembrar que neste ponto de mistura chega uma concentração mensal e constante de DBO provenientes da cidade de Nazarezinho, igual a 416,67 mg/l, e do Riacho Catolé, igual a 5 mg/l. Além disso, estas são misturadas as vazões advindas do Reservatório Engenheiro Ávidos com as concentrações autodepuradas, como mostra a Figura 6.17.

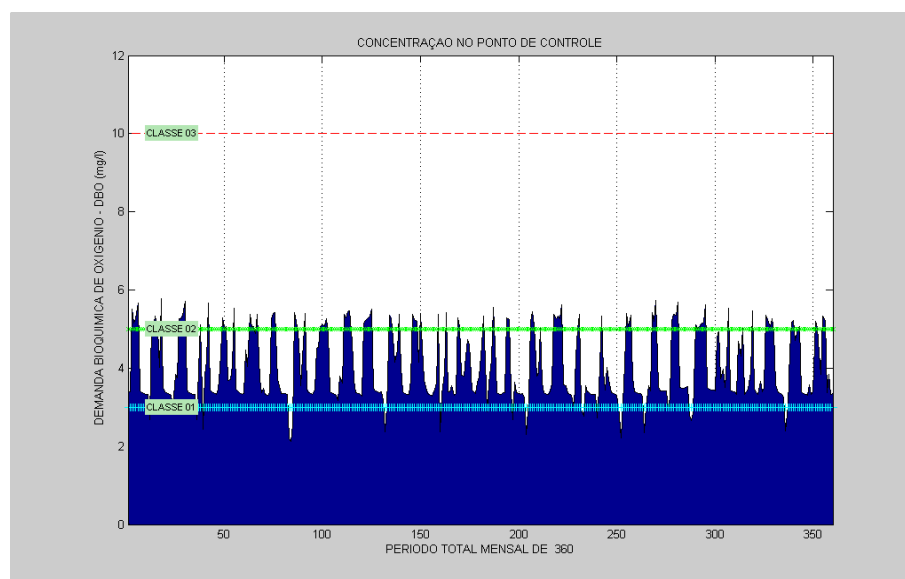


Figura 6.18 - Comportamento da DBO no PC1 situado no rio, no Cenário 01.

E foi observado ainda, que os níveis de concentração da DBO se mantiveram, boa parte do tempo simulado, acima da meta estabelecida para a Classe II, devido o rio ter recebido altas cargas poluidoras de DBO e não ter água suficiente para diluição em alguns meses (Figura 6.15).

A Figura 6.19 mostra o processo de autodepuração ocorrido no Trecho 02 até chegar ao reservatório de São Gonçalo. Pode ser observado neste trecho do rio, em alguns meses, que o efeito da autodepuração foi menor, isso se deu devido à presença de grandes vazões (Figura 6.16) e principalmente por este trecho ser, aproximadamente, sete vezes menor que o Trecho 01.

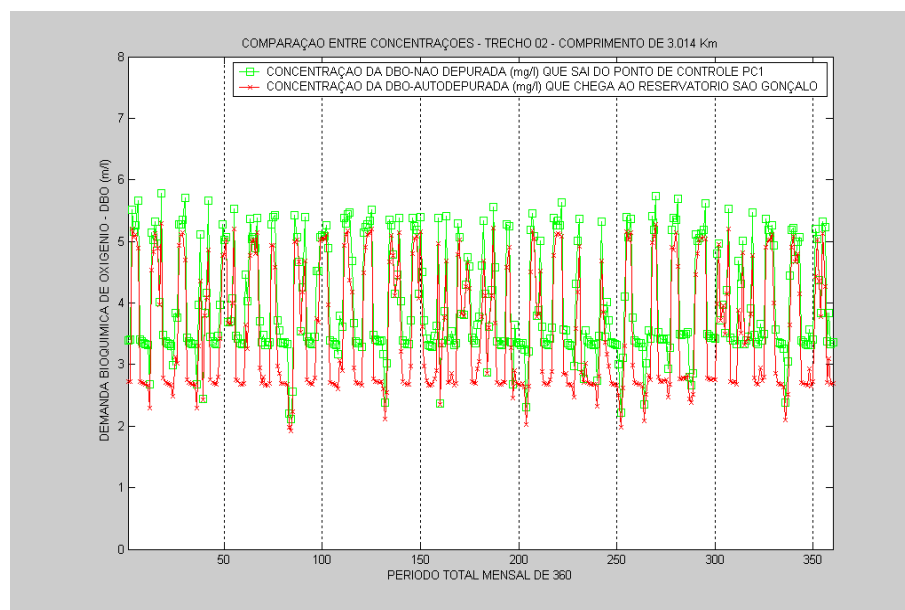


Figura 6.19 - Comportamento da DBO no Trecho 02 do rio no Cenário 01.

A Figura 6.20 mostra a evolução do comportamento das concentrações do OD no final do percurso durante o período simulado. Observou-se uma melhora significativa do OD no Trecho 01 ao longo do percurso. Isso ocorreu devido o decaimento da matéria orgânica ao longo do percurso, pelo rio apresentar uma difusão predominante turbulenta e pelo trecho ser considerado suficientemente grande com relação ao Trecho 02.

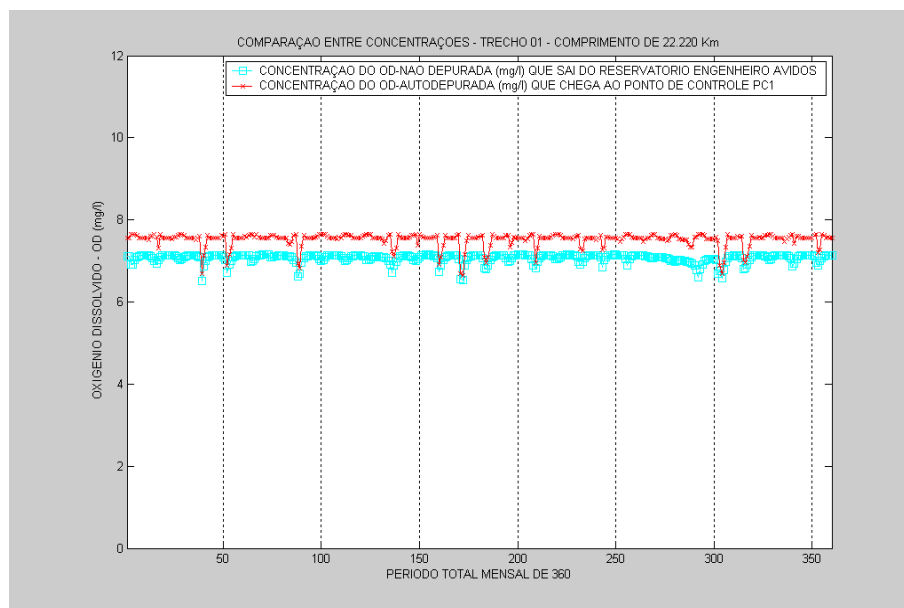


Figura 6.20 - Comportamento do OD no Trecho 01 do rio no Cenário 01.

Na Figura 6.21 mostra o comportamento do OD no ponto de controle PC1. Observou-se uma queda significativa nos níveis de concentração deste parâmetro em alguns meses, ficando até abaixo do enquadramento meta, estipulado para a Classe II. Observa-se que o valor de cada concentração simulada, depende do balanço hídrico e de massa resultante do encontro das vazões e concentrações de OD do Trecho 01, do Riacho Catolé e do esgoto advindo da cidade de Nazarezinho.

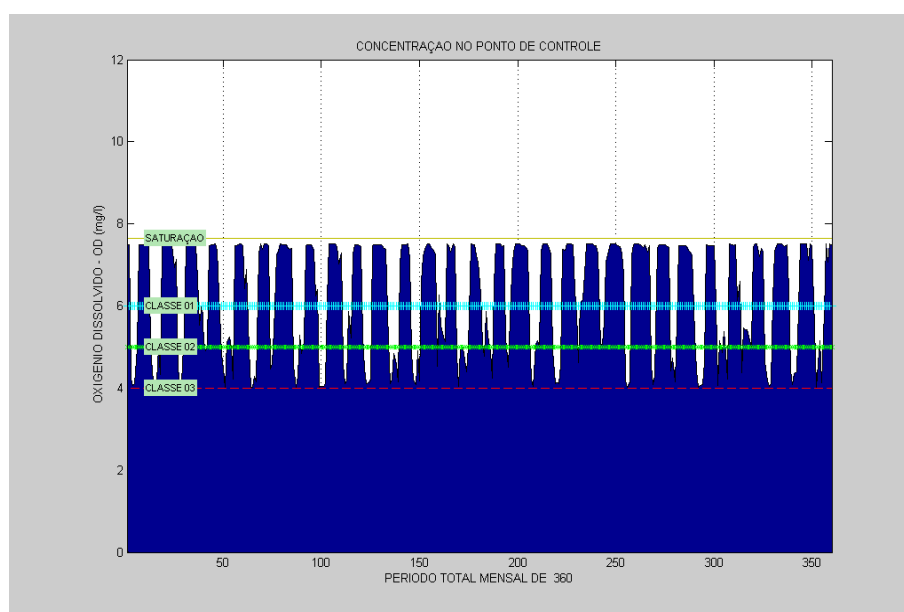


Figura 6.21 - Comportamento do OD no PC1 situado no rio, no Cenário 01.

A Figura 6.22 permite a visualização do comportamento dos níveis de OD no Trecho 02 do rio. Verifica-se que não ocorreram melhoras significativas nos níveis de OD, por apresentar níveis de DBO (Figura 6.18) acima da meta estabelecida.

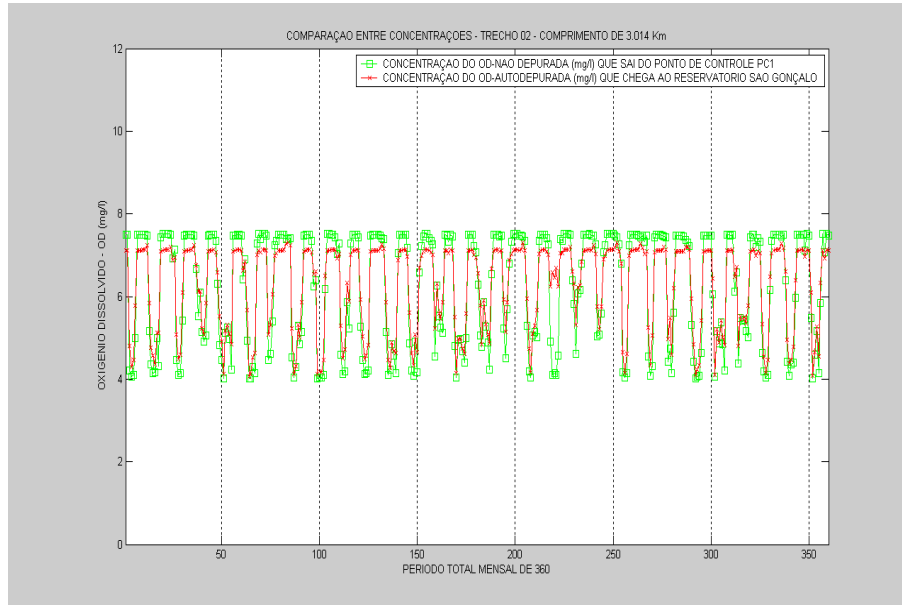


Figura 6.22 - Comportamento do OD no Trecho 02 do rio no Cenário 01.

A Figura 6.23 mostra o comportamento da concentração de NT, que entrou num processo de autodepuração ao longo do percurso (Trecho 01) para os meses simulados. Todavia, verificou-se, em alguns meses, que o efeito da autodepuração foi menor, isso é justificável devido à presença de grandes vazões (Figura 6.14) no Trecho 01 do rio.

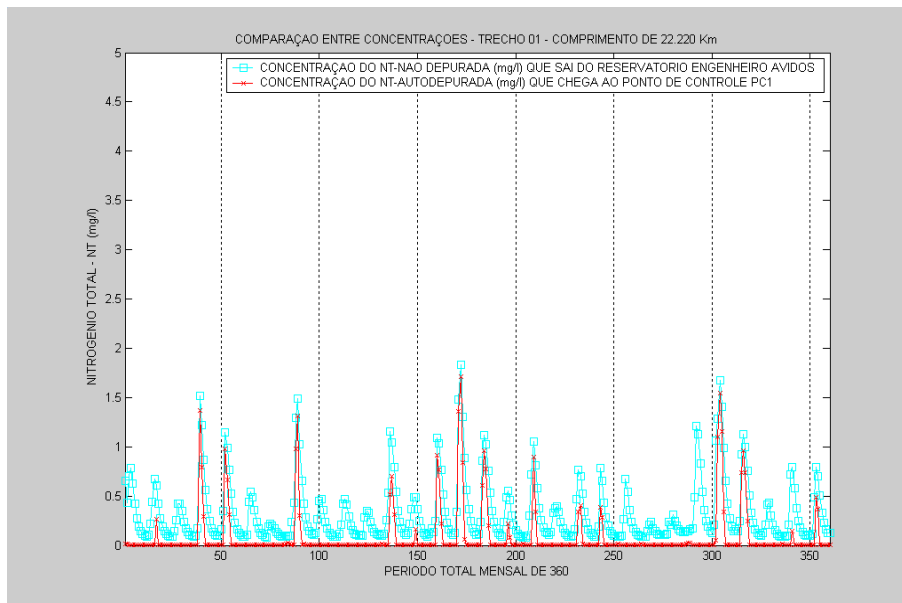


Figura 6.23 - Comportamento do NT no Trecho 01 do rio no Cenário 01.

Na Figura 6.24 mostra o comportamento da concentração de NT no ponto de controle PC1 ao longo do período simulado e estão de acordo com o estabelecido pela meta, ou seja, serem classificados como Classe II.

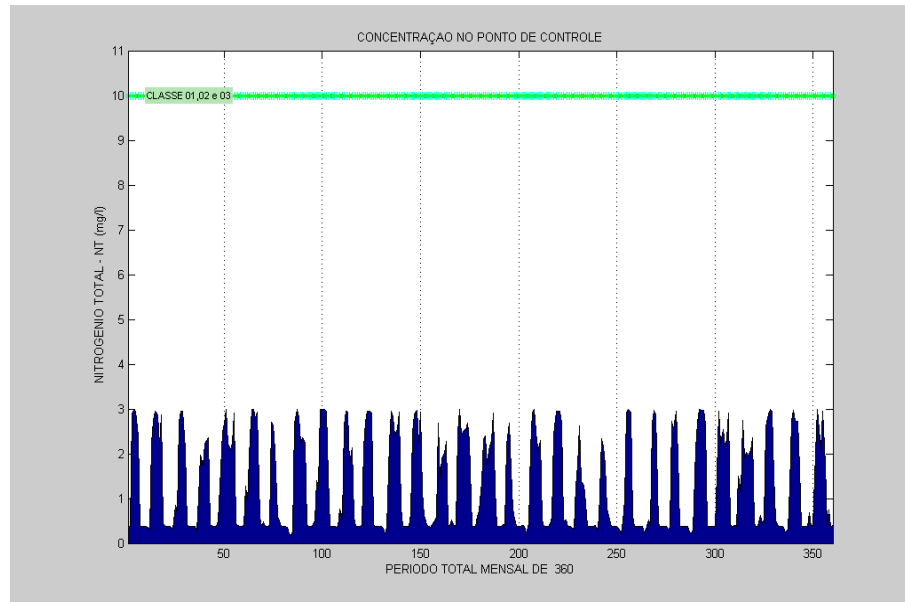


Figura 6.24 - Comportamento do NT no PC1 situado no rio, no Cenário 01.

Após a mistura no ponto de controle PC1, é observado, através da Figura 6.25, que ocorreu a autodepuração do NT antes de chegar ao reservatório São Gonçalo. Seu efeito pode ser pequeno em alguns meses, mas é devido a presença de grandes vazões.

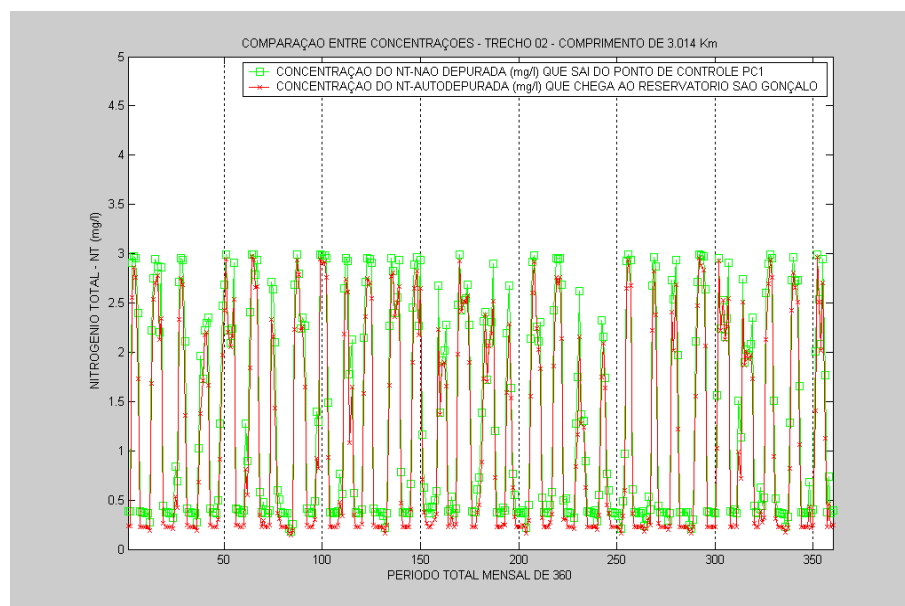


Figura 6.25 - Comportamento do NT no Trecho 02 do rio no Cenário 01.

A Figura 6.26 mostra o comportamento da autodepuração do FT que sai do reservatório Engenheiro Ávidos. No Trecho 01, foram verificados alguns picos de concentração em alguns meses devido à presença de grandes volumes de água, conforme mostrado na Figura 6.14.

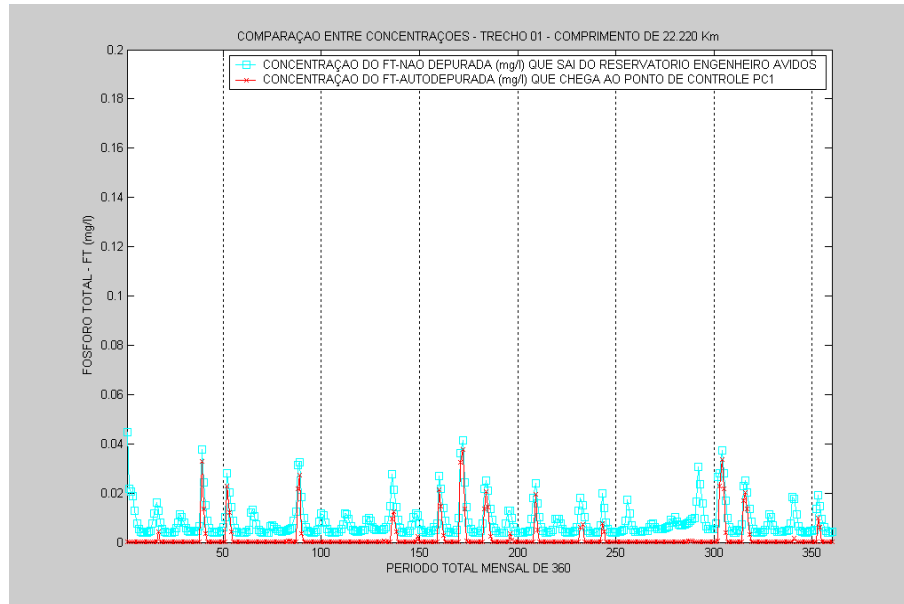


Figura 6.26 - Comportamento do FT no Trecho 01 do rio no Cenário 01.

No ponto de controle PC1 observa-se que, em alguns meses do período simulado, a concentração do FT esteve acima da meta estabelecida pelo enquadramento na Classe II. Isso ocorreu, principalmente, por que a cidade de Nazarezinho despeja uma concentração constante de 8mg/l e água não foi suficiente para promover a diluição aos níveis requeridos, conforme mostra a Figura 6.27.

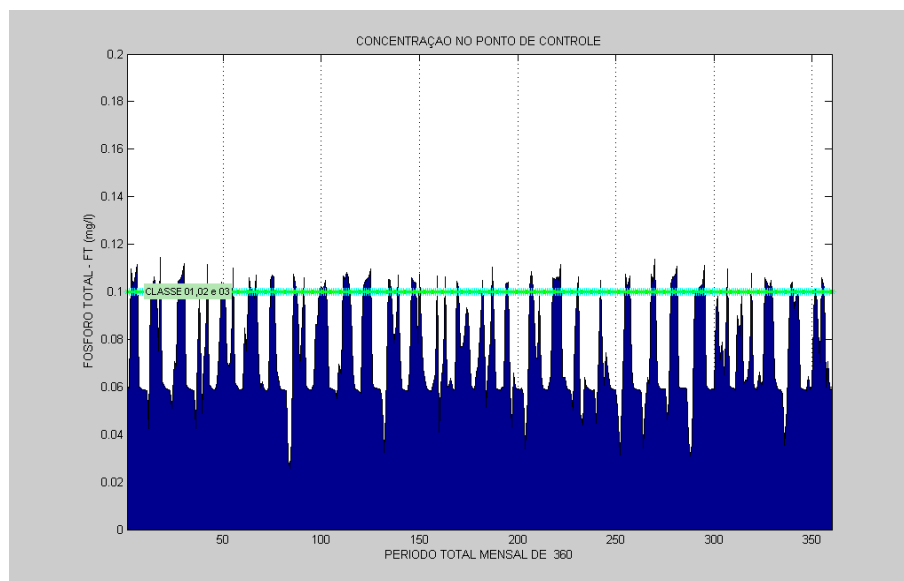


Figura 6.27 - Comportamento do FT no PC1 situado no rio, no Cenário 01.

A Figura 6.28 permite visualizar o comportamento da concentração de FT ao longo do período de tempo, para o Trecho 02. A concentração do FT teve um decaimento antes de chegar ao reservatório São Gonçalo, mas foi observado, em alguns meses, que o efeito da autodepuração foi pequeno, devido à presença de grandes volumes de água, conforme mostrado na Figura 6.16.

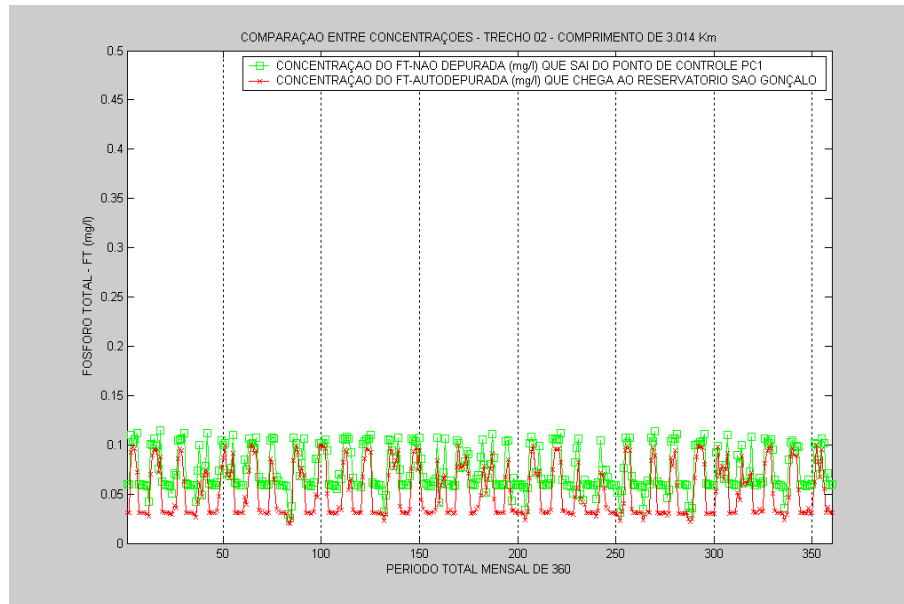


Figura 6.28 - Comportamento do FT no Trecho 02 do rio no Cenário 01.

A Figura 6.29 mostra que a concentração de CLA tem comportamento semelhante ao do FT por ter sido estimado a partir da concentração do FT contida no corpo d' água. Podem ser observados, ainda, alguns picos de concentrações em alguns meses.

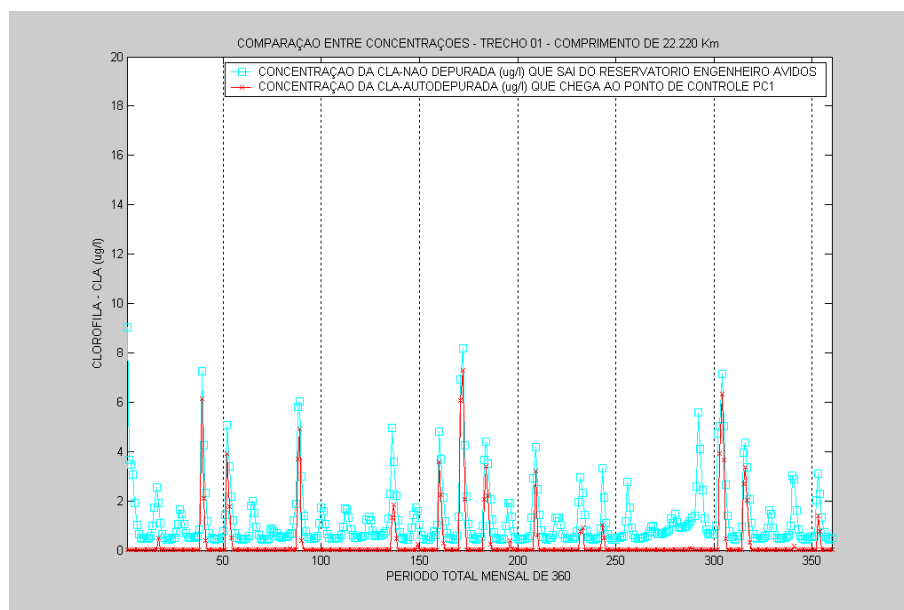


Figura 6.29 - Comportamento da CLA no Trecho 01 do rio no Cenário 01.

Comparando o comportamento da concentração do FT ao longo do período com a da concentração da CLA, pode ser observado na Figura 6.30 no ponto de controle PC1 que se demonstrou de forma semelhante. Os níveis de CLA num corpo d' água indicam a presença de algas, e no caso, existem em quantidade considerável.

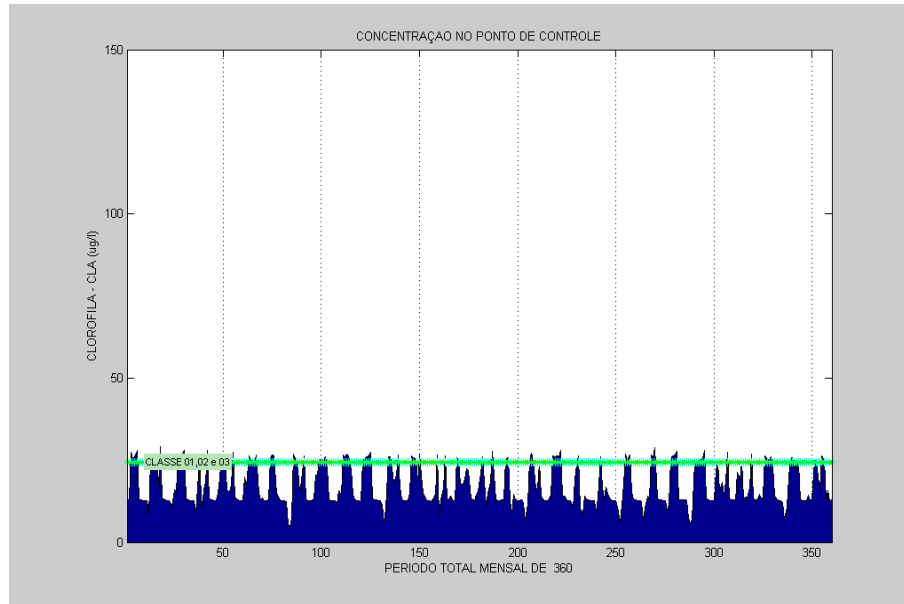


Figura 6.30 - Comportamento da CLA no PC1 situado no rio, no Cenário 01.

A Figura 6.31 permite visualizar o processo de autodepuração no Trecho 02 da concentração da CLA que sai do ponto de controle PC1 e chega ao reservatório São Gonçalo.

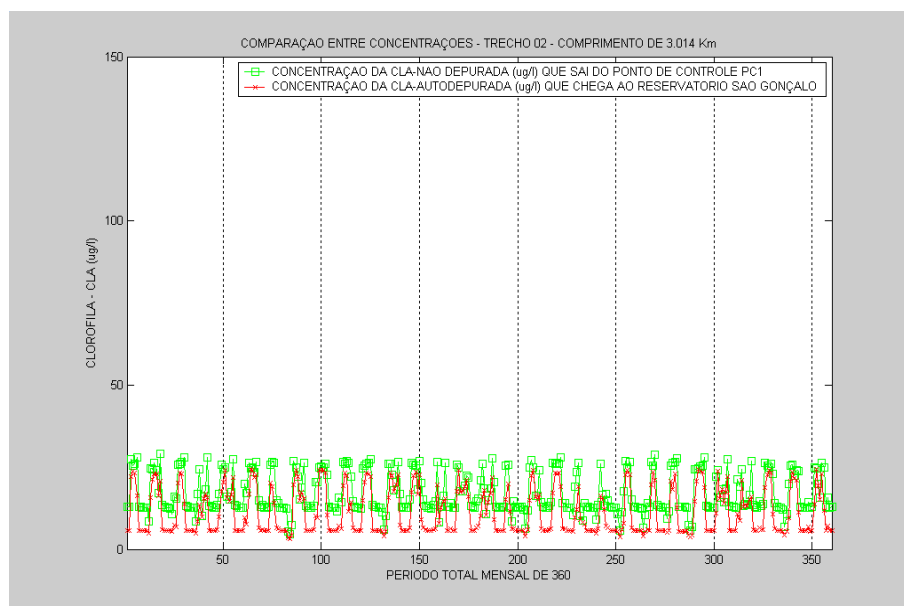


Figura 6.31 - Comportamento da CLA no Trecho 02 do rio no Cenário 01.

A Figura 6.32 mostra o decaimento dos níveis de concentração do CF ao longo do trecho 01. Observa-se que mortalidade desse tipo bactéria pode ser considerada grande ao longo do período de tempo simulado. É importante lembrar que a mortalidade em águas naturais é mais rápida nas latitudes tropicais do que nas temperadas.

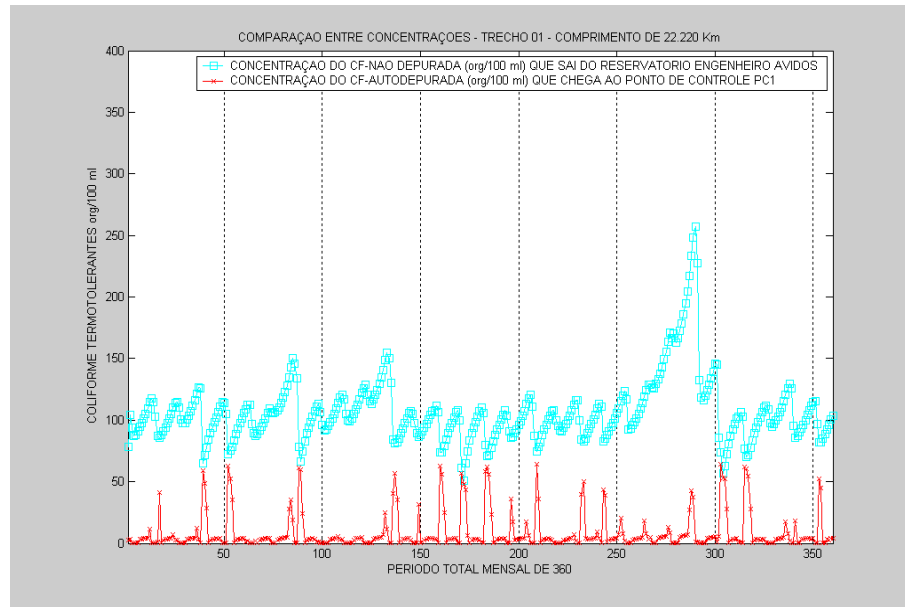


Figura 6.32 - Comportamento da CF no Trecho 01 do rio no Cenário 01.

Na Figura 6.33 observa-se que, em boa parte do período de tempo simulado, os níveis de CF estiveram abaixo da meta estabelecida para o enquadramento na Classe II, apesar de receber níveis de concentração constante de 10^5 org/100 ml da cidade de Nazarezinho.

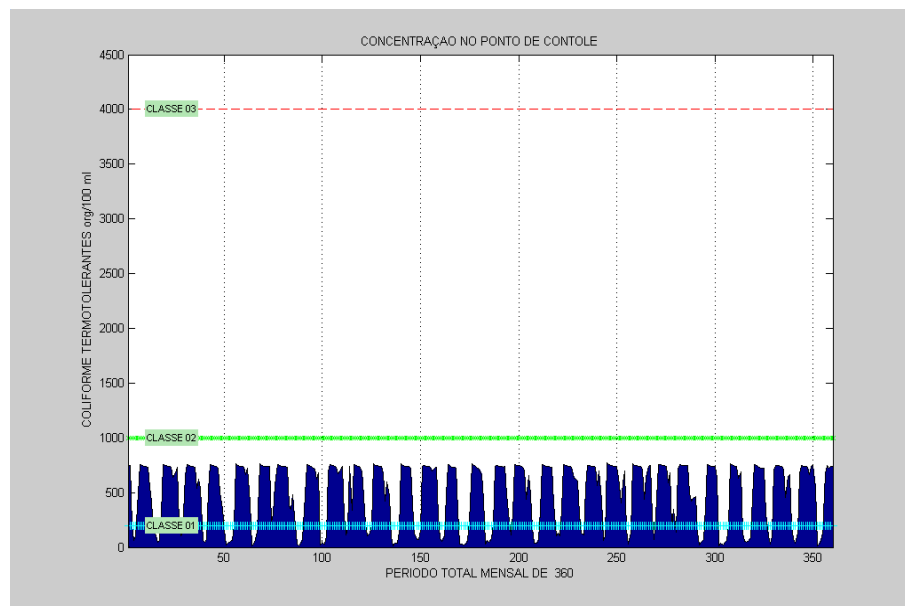


Figura 6.33 - Comportamento do CF no PC1 situado no rio, no Cenário 01.

A Figura 6.34 permite visualizar o processo de autodepuração da concentração da CF no Trecho 02, que sai do ponto de controle PC1 e chega ao reservatório de São Gonçalo. É importante lembrar também que a taxa de mortalidade do CF é mais rápida em rios turbulentos. A cinética da mortalidade é mais rápida em rios poluídos do que nos rios limpos, já que, quanto maior a concentração de organismo, maior a taxa de remoção.

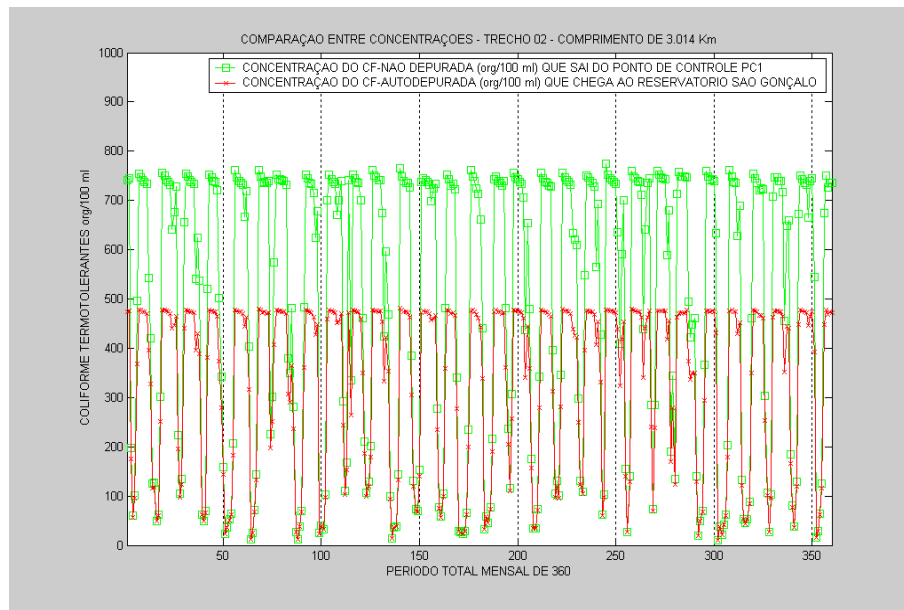


Figura 6.34 - Comportamento da CF no Trecho 02 do rio no Cenário 01.

6.1.1.3 - Reservatório São Gonçalo – S2

A Tabela 6.2 e as Figuras 6.35 a 6.47 apresentam os resultados relativos à operação do reservatório São Gonçalo para o Cenário 01. O comportamento do volume armazenado do açude São Gonçalo apresentou uma grande variabilidade conforme pode ser observado na Figura 6.35. Isso ocorreu devido ao grande requerimento das demandas, principalmente as de irrigação. É notório, também, que ocorreu uma grande eficiência quanto ao uso da disponibilidade hídrica. Com relação ao volume meta, para ser usado numa possível seca, este objetivo foi atendido em quase todo período simulado, com exceção num período muito seco.

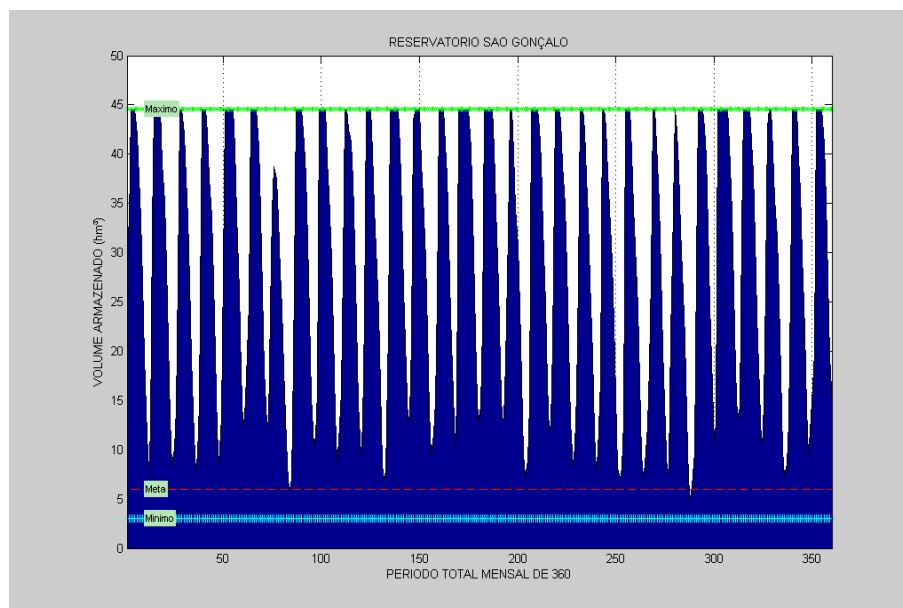


Figura 6.35 - Comportamento do volume armazenado do açude São Gonçalo no Cenário 01.

A Figura 6.36 mostra que ocorreram muitas perdas por vertimento no açude São Gonçalo. Isso se deve a três fatores: vazões afluentes não controladas e controladas do reservatório Engenheiro Ávidos e ao seu tamanho.

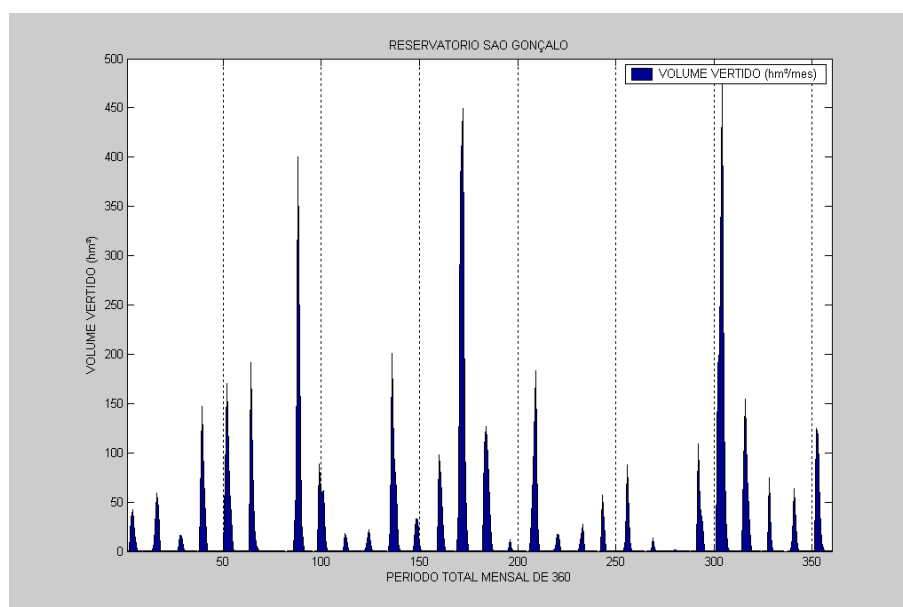


Figura 6.36 - Comportamento do volume vertido do açude São Gonçalo no Cenário 01.

As retiradas d'água pela descarga de fundo neste cenário só ocorreram, quando foram atendidas as demandas requeridas pela tomada d'água. Quando ocorreram as descargas, estas obedeceram às restrições de descargas máximas permitidas, que é limitada pela sua cota hidráulica em cada mês t, conforme mostrando na Figura 6.37.

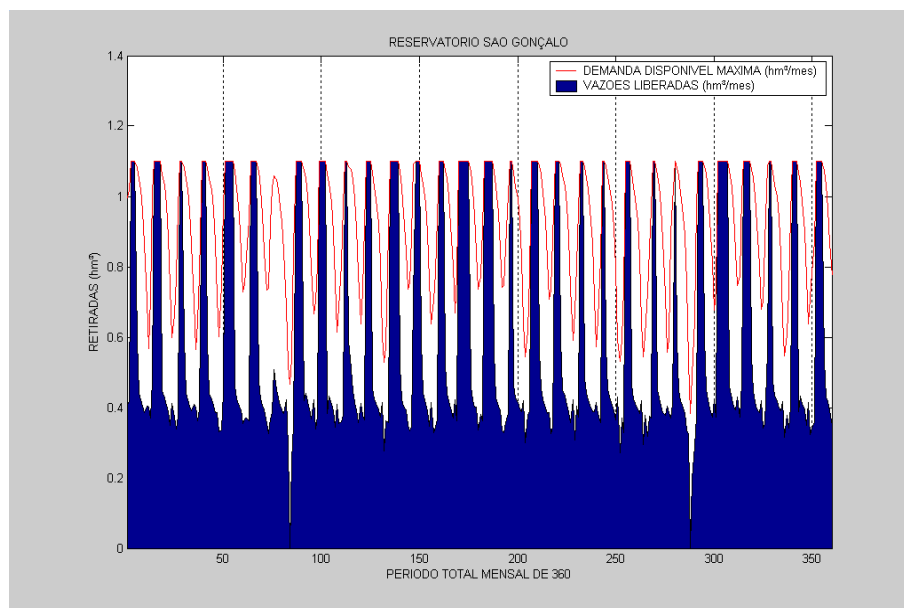


Figura 6.37 – Vazões liberadas pela descarga de fundo no açude São Gonçalo no Cenário 01.

As retiradas para o abastecimento foram todas atendidas, até nos meses onde ocorreram severas secas, isso ocorreu devido ao pequeno requerimento hídrico desta demanda e a sua prioridade máxima de atendimento. A Figura 6.38 mostra a alocação feita para o abastecimento durante o período simulado.

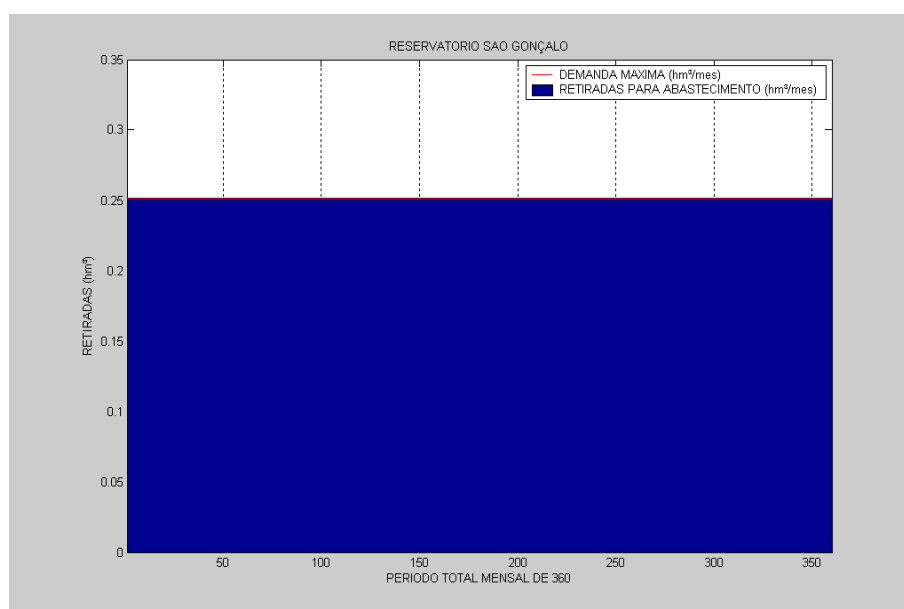


Figura 6.38 – Retiradas para abastecimento no açude São Gonçalo no Cenário 01.

As retiradas feitas para atender aos requerimentos dos ecossistemas aquáticos (Figura 6.39) foram todos meses atendidas.

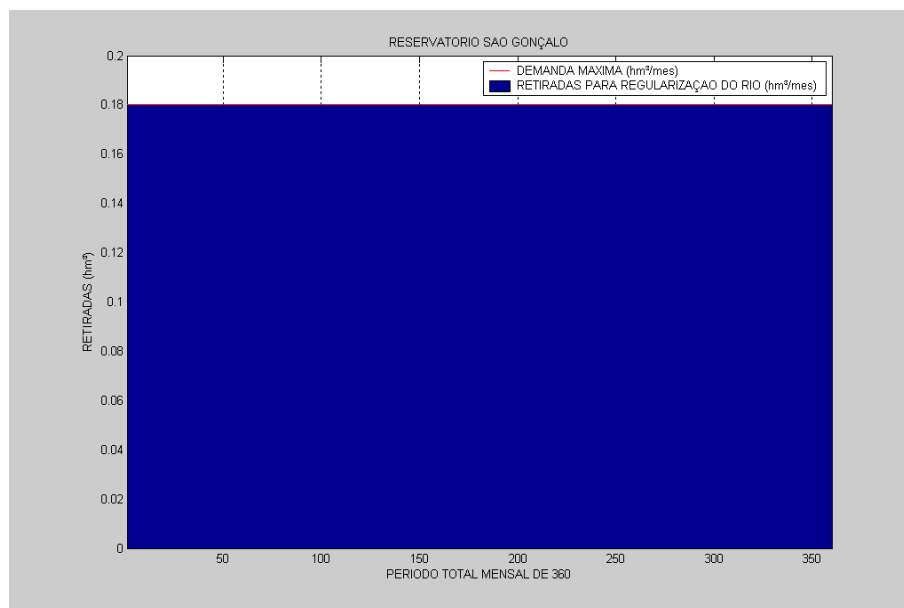


Figura 6.39 – Retiradas para regularizar o atendimento dos ecossistemas do rio no açude São Gonçalo no Cenário 01.

As retiradas d'água para a irrigação de culturas perenes foram suficientes, em todos os meses, para atender os seus requerimentos, como mostra a Figura 6.40.

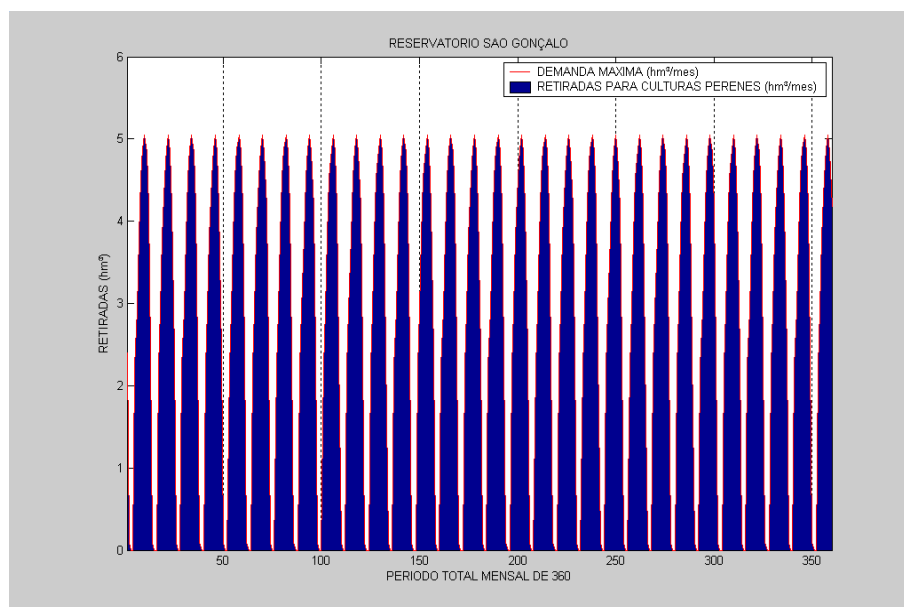


Figura 6.40 – Retiradas para as culturas perenes no açude São Gonçalo no Cenário 01.

Na seqüência de prioridades as demandas para irrigação para culturas sazonais possuem prioridades imediatamente inferior, quando comparadas com as demandas de irrigação das culturas perenes. De acordo com a Figura 6.41 pode ser observado que o seu requerimento foi completamente satisfeito em todo período simulado.

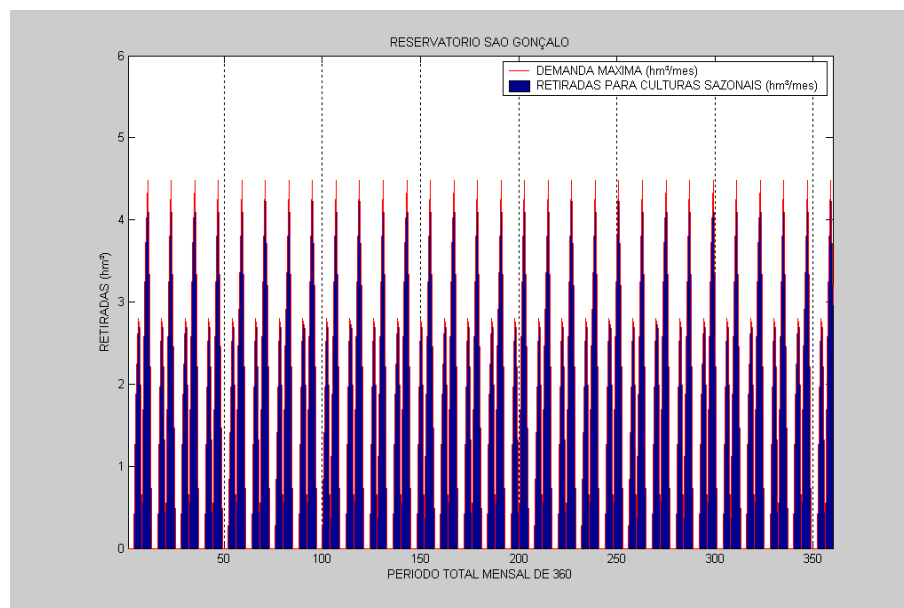


Figura 6.41 – Retiradas para as culturas sazonais no açude São Gonçalo no Cenário 01.

A Tabela 6.2 mostra os indicadores de desempenho quanto ao atendimento às demandas hídricas do reservatório São Gonçalo, no Cenário 01. De acordo com os resultados, o atendimento às demandas para o abastecimento, irrigação de culturas perenes e culturas sazonais foram completamente satisfeitos (100%), ou seja, não houve falhas em nenhum setor, gerando um índice de sustentabilidade excelente.

Tabela 6.2 – Indicadores de Desempenho das Demandas Simuladas.

Reservatório São Gonçalo				
	Retiradas para Abastecimento hm³	Retiradas para Culturas Perenes hm³	Retiradas para Culturas Sazonais hm³	Retiradas para Ecossistemas Aquáticos hm³
Nº de falhas	0	0	0	0
Nº de vezes que entrou numa falha e recuperou	0	0	0	0
Confiabilidade (%)	100	100	100	100
Resiliência (%)	100	100	100	100
Vulnerabilidade (%)	0	0	0	0
Sustentabilidade (%)	100	100	100	100

A Figura 6.42 mostra o comportamento da concentração de DBO no reservatório São Gonçalo ao longo do tempo de simulação. Por ter um volume menor que o reservatório Engenheiro Ávidos as concentrações ficaram acima da Classe I, mas, mesmo assim, estão de acordo com a meta pré-estabelecida de 5 mg/l.

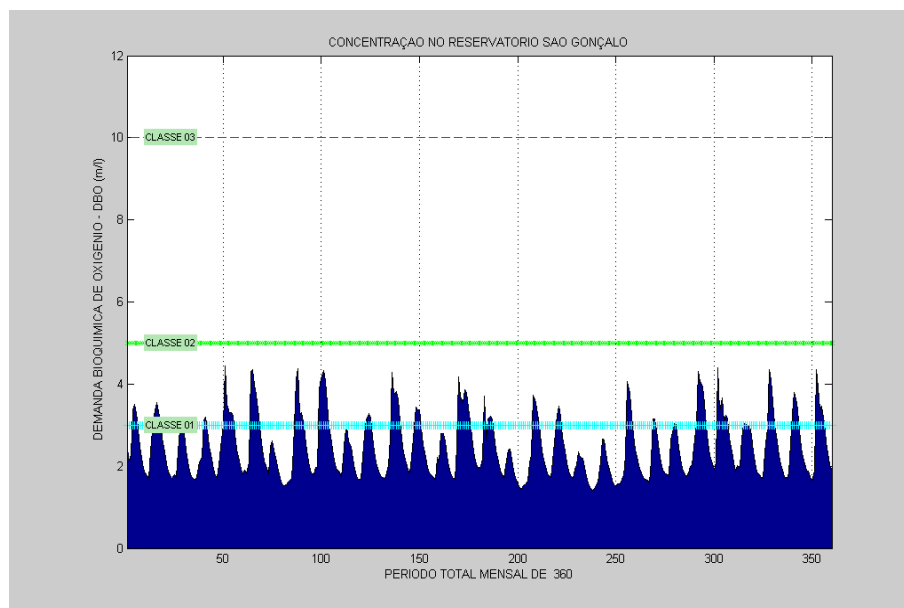


Figura 6.42 - Comportamento da DBO no açude São Gonçalo no Cenário 01.

A Figura 6.43 mostra níveis menores de concentração de OD no açude São Gonçalo ao longo do tempo em comparação ao reservatório Engenheiro Ávidos. Isso ocorreu devido aos altos níveis de concentração de DBO que chegam ao reservatório São Gonçalo nos períodos simulados.

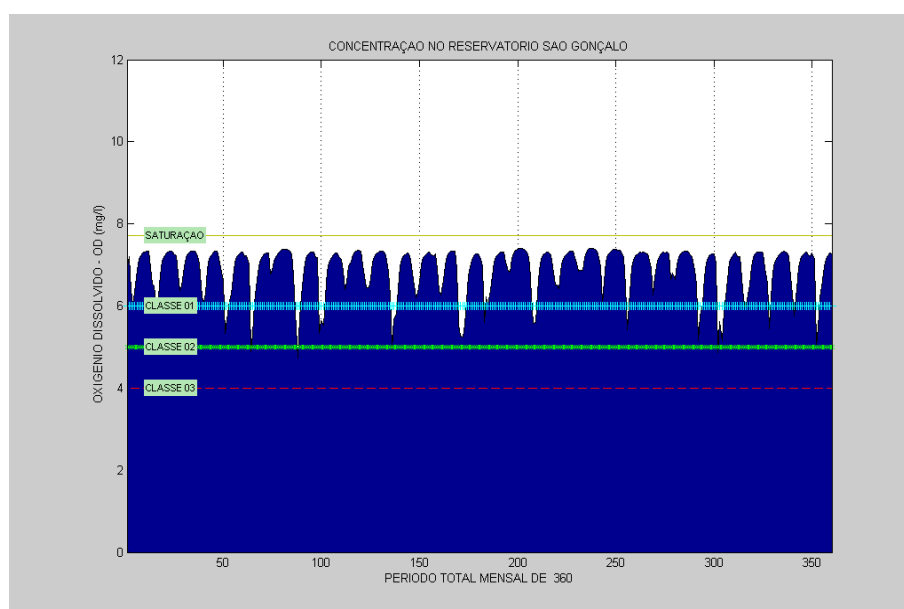


Figura 6.43 - Comportamento do OD no açude São Gonçalo no Cenário 01.

Com relação ao parâmetro NT, a Figura 6.44 mostra que níveis de concentrações ao longo do tempo estão de acordo com a classe estabelecida como meta de enquadramento.

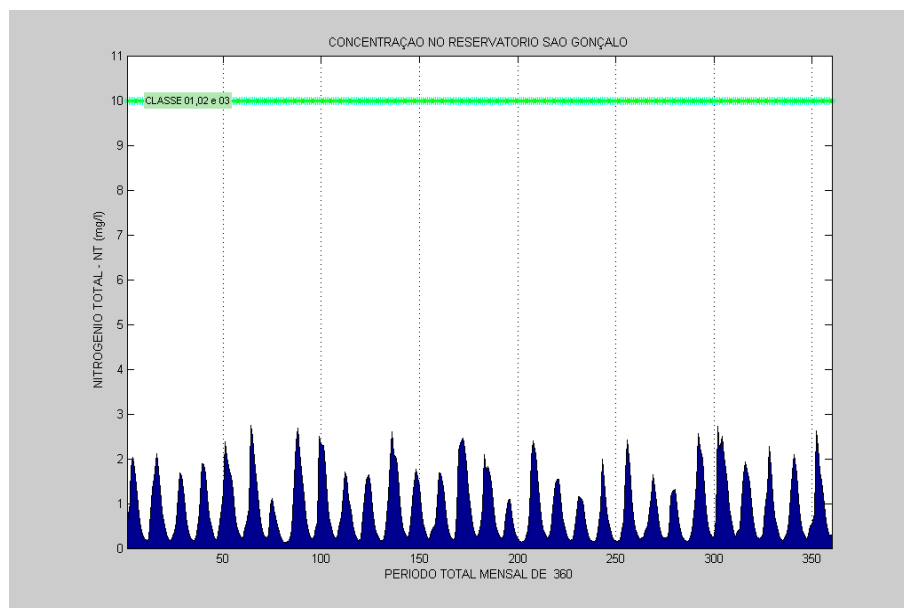


Figura 6.44 - Comportamento do NT no açude São Gonçalo no Cenário 01.

A Figura 6.45 apresenta comportamento do FT e são observados teores de concentrações acima da meta estabelecida ao longo do tempo no reservatório São Gonçalo. Isso ocorreu devido à chegada de cargas poluentes das cidades circunvizinhas e do perímetro irrigado.

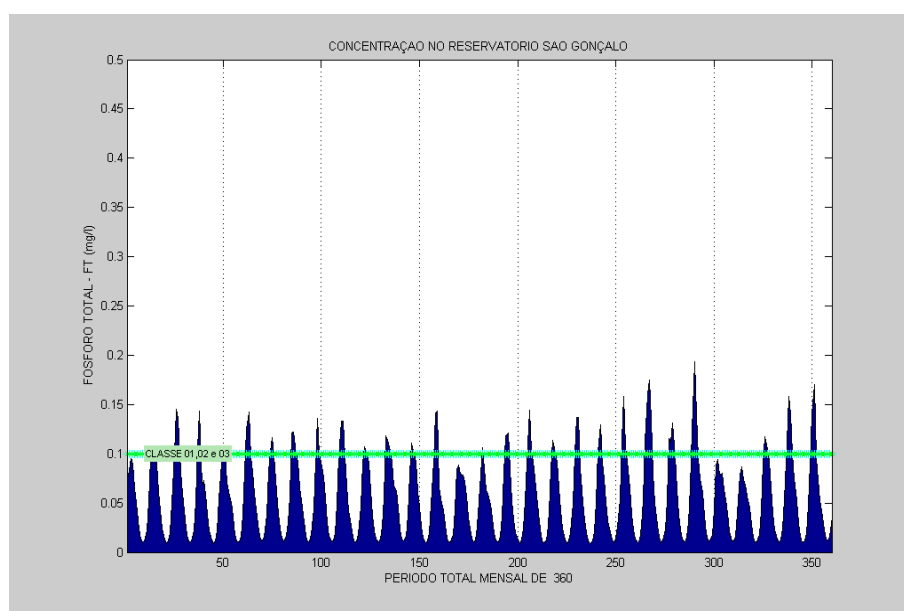


Figura 6.45 - Comportamento do FT no açude São Gonçalo no Cenário 01.

Com relação aos níveis de concentração de CLA, que está diretamente ligado à concentração do FT, estas apresentaram níveis de concentrações acima da meta estabelecida, conforme mostra a Figura 6.46.

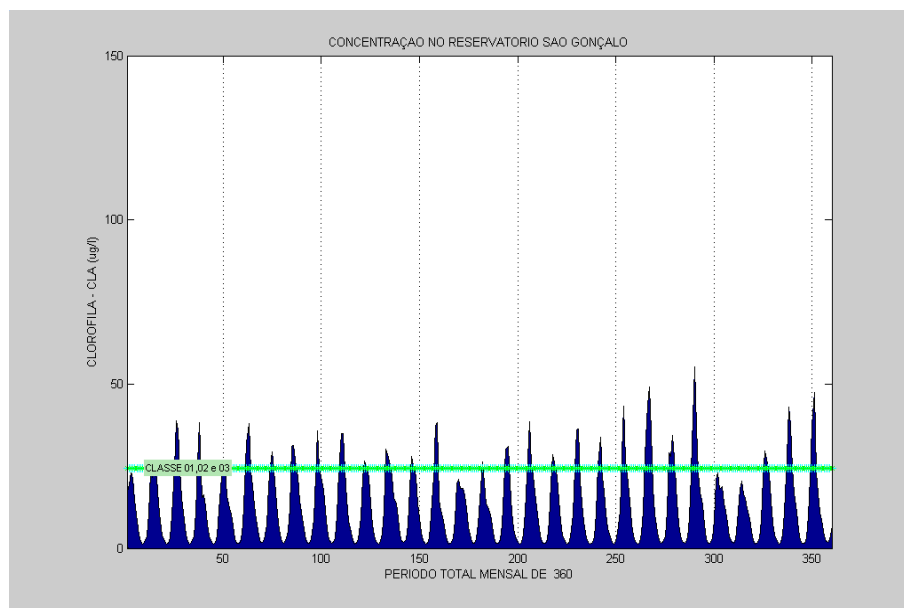


Figura 6.46 - Comportamento da CLA no açude São Gonçalo no Cenário 01.

A Figura 6.47 mostra o comportamento dos níveis de concentração do CF, que ficaram abaixo da meta estabelecida, podendo ser enquadrado até na Classe I.

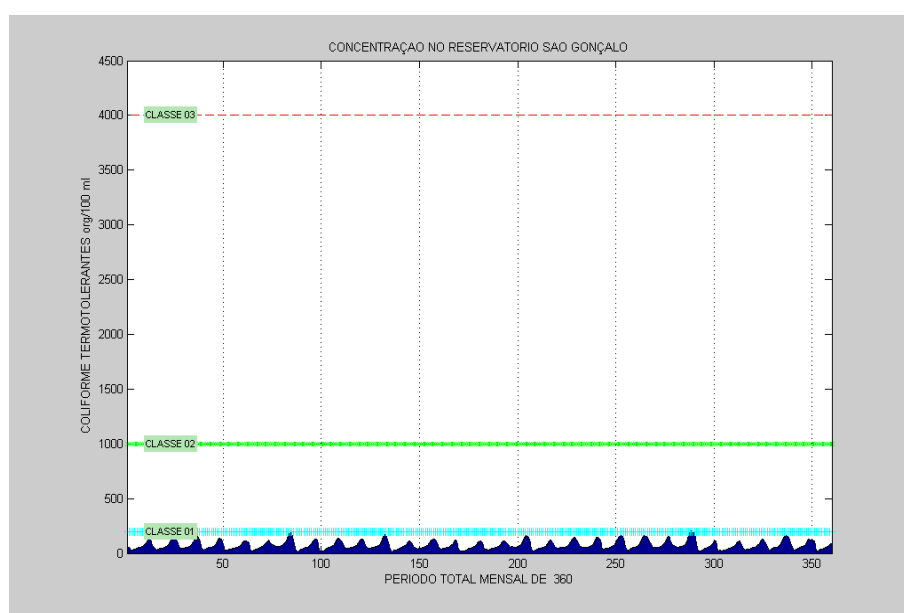


Figura 6.47 - Comportamento da CF no açude São Gonçalo no Cenário 01.

6.1.1.4 - Análise Integrada do Cenário I

Analisando o sistema, de forma integrada sob o aspecto quantitativo, observou-se que existe uma contribuição de água do reservatório Engenheiro Ávidos para o reservatório São Gonçalo, através do descarregador de fundo ou vertedouro. Quando a água é liberada por

descarga de fundo, o objetivo da maioria das vezes é satisfazer as demandas de maior prioridade a jusante. Com relação aos volumes vertidos, estes ocorrem pela chegada de grandes vazões afluentes levando a volumes armazenados que ultrapassam a cota máxima do reservatório. O reservatório São Gonçalo só libera água pelo seu descarregador de fundo quando necessita atender a todos os requerimentos priorizados. O subsistema simulado possui demandas com o mesmo nível de preferência de atendimento, como é o caso das demandas de abastecimento e dos ecossistemas aquáticos e, para este cenário 01, o modelo de simulação identificou esses tipos de demandas em cada reservatório e alocou a água de forma a satisfazê-las em primeiro lugar.

Com relação o aspecto qualitativo, foi observado que no ponto de controle PC1 há problemas de poluição com relação à DBO, FT e CLA e baixos níveis de OD em alguns meses simulados, ultrapassando a meta estabelecida para a Classe II. Para o reservatório São Gonçalo foram constatados também teores de poluição de FT e CLA acima da meta. Isso ocorreu devido a estes objetivos não terem maiores prioridades com relação aos outros durante a operação do sistema. Analisando, também, os outros parâmetros de qualidade de água nos outros componentes verificou-se que estes atenderam as metas pré-estabelecidas.

6.1.2 - CENÁRIO 02

6.1.2.1 - Reservatório Engenheiro Ávidos – S1

A diferença deste cenário com relação ao cenário 01 para o açude Engenheiro Ávidos está na maior priorização do atendimento às metas das concentrações da DBO e do FT, que terão privilégios iguais as demandas de abastecimento e dos ecossistemas aquáticos do rio.

De acordo com os resultados apresentados na Figura 6.48, não houve diferenças significativas com relação ao comportamento do volume armazenado no reservatório Engenheiro Ávidos no cenário 02. As limitações operacionais de volume mínimo e do volume meta foram todas atendidas nos meses simulados.

Para volume vertido, só ocorreram perdas por vertimento nos meses onde o reservatório de Engenheiro Ávidos recebeu grandes vazões afluentes, satisfazendo a restrição estabelecida no modelo. Como pode ser observado na Figura 6.49.

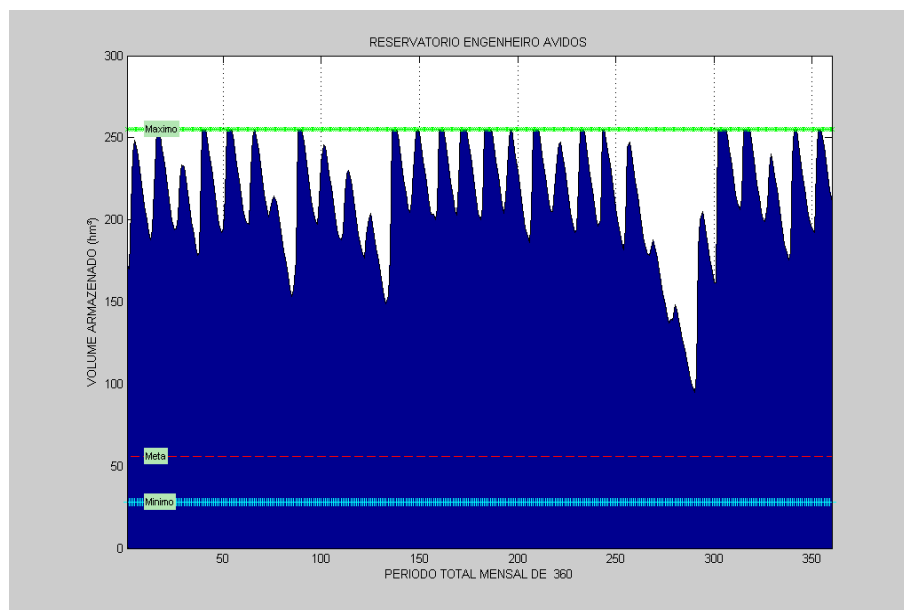


Figura 6.48 - Comportamento do volume armazenado do açude Eng. Ávidos no Cenário 02.

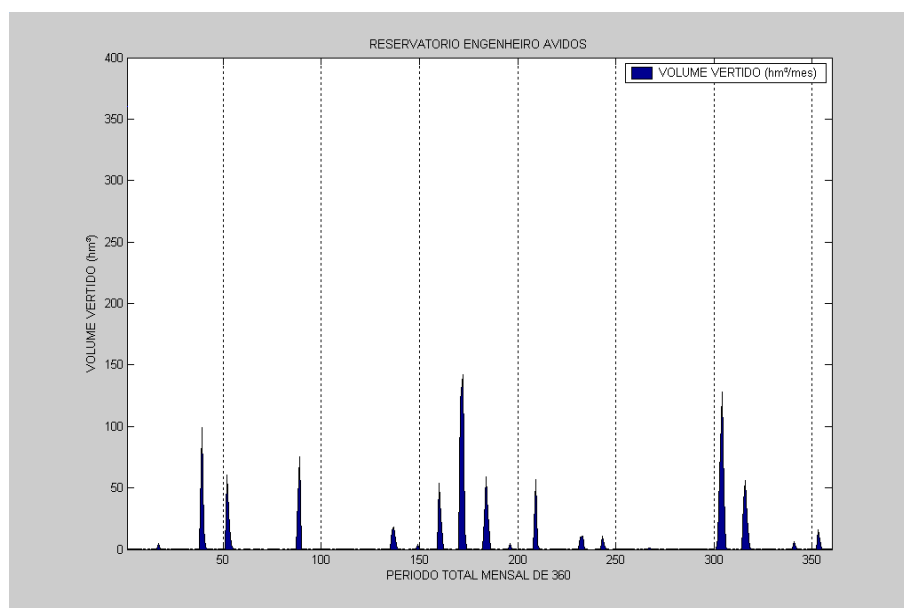


Figura 6.49 - Comportamento do volume vertido do açude Eng. Ávidos no Cenário 02.

A retirada d'água pela descarga de fundo do reservatório Engenheiro Ávidos, aumentou em comparação com cenário 01. A restrição de associar o volume armazenado à descarga máxima do descarregador de fundo num determinado mês foi atendida, como pode ser observado na Figura 6.50 abaixo:

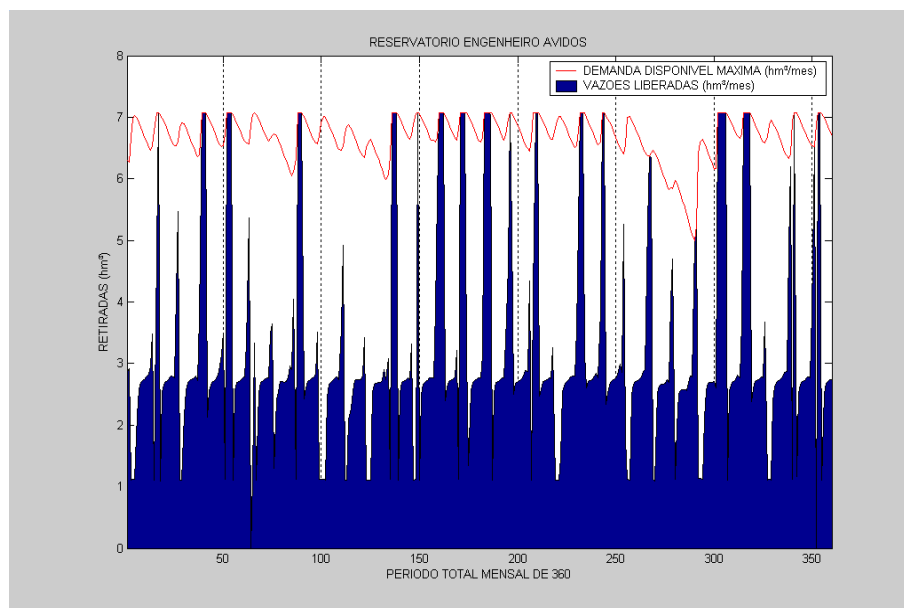


Figura 6.50 – Vazões liberadas por descarga de fundo no açude Eng. Ávidos no Cenário 02.

Com relação às retiradas d'água para o abastecimento, as demandas foram todas satisfeitas, até nos meses secos, conforme mostrado na Figura 6.51.

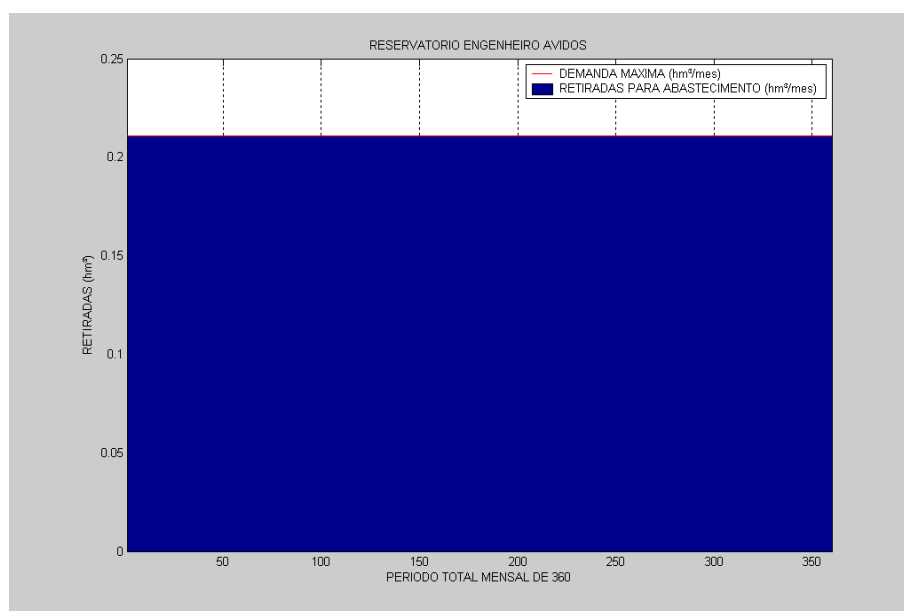


Figura 6.51 – Retiradas para abastecimento no açude Eng. Ávidos no Cenário 02.

Com relação às retiradas feitas para os ecossistemas aquáticos do rio, as demandas foram todas atendidas. A Figura 6.52 mostra a alocação feita para esse tipo de demanda durante o período simulado.

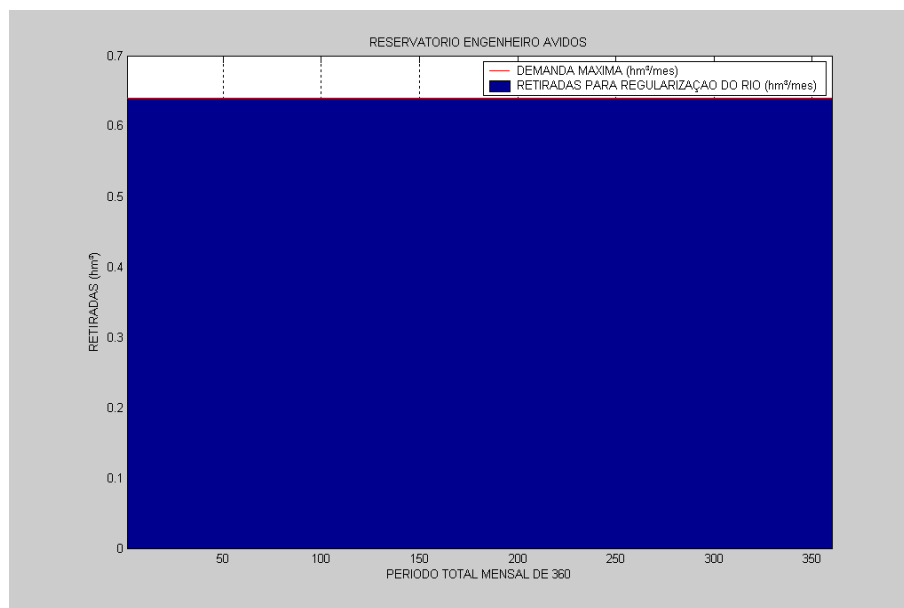


Figura 6.52 – Retiradas para regularizar o atendimento dos ecossistemas do rio no açude Eng. Ávidos no Cenário 02.

A área máxima irrigável para culturas perenes continua a mesma para este cenário e, conseqüentemente, não houve mudança no consumo de água, conforme pode ser visto na Figura 6.53.

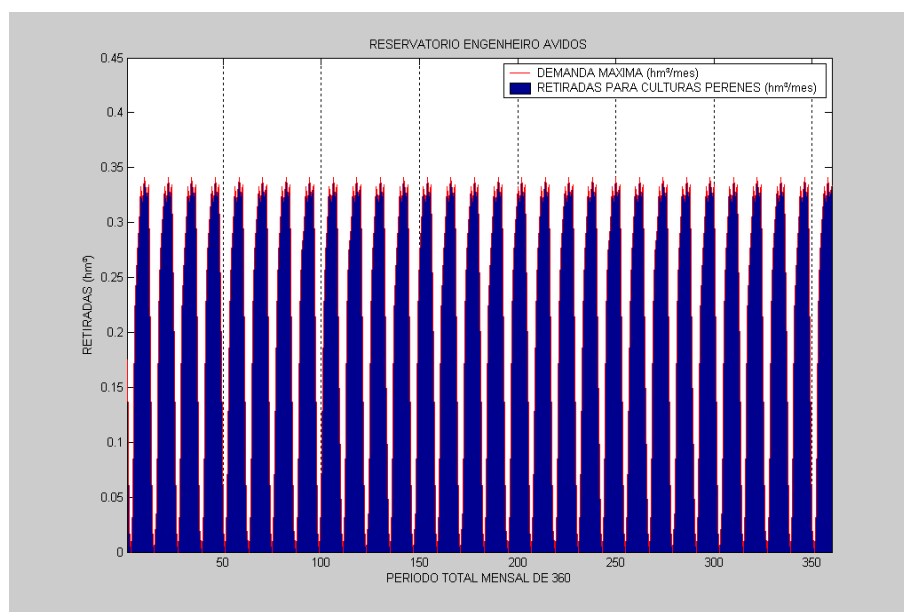


Figura 6.53 – Retiradas para as culturas perenes no açude Eng. Ávidos no Cenário 02.

A Figura 6.54 mostra o atendimento às demandas de irrigação das culturas sazonais, o consumo de água permaneceu o mesmo em comparação ao cenário 01.

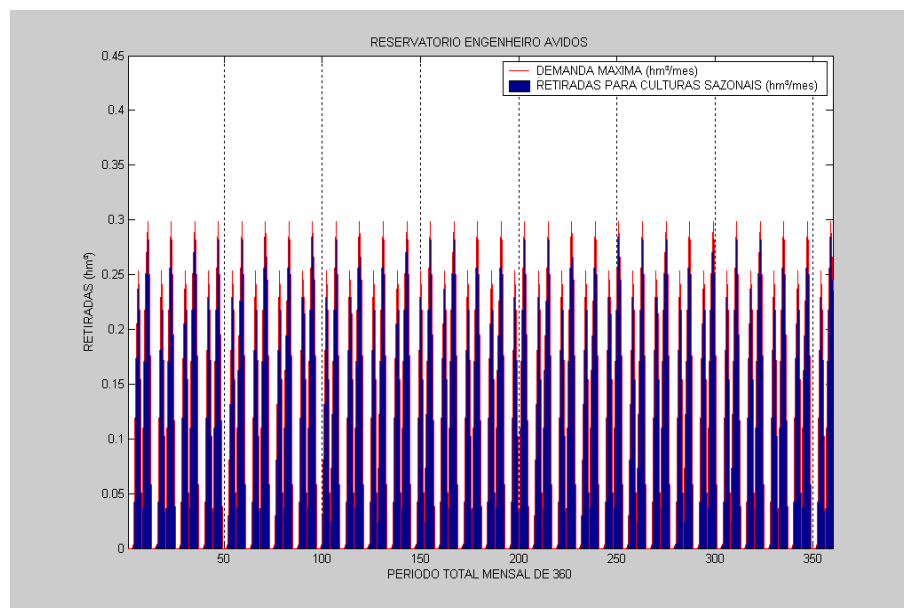


Figura 6.54 – Retiradas para as culturas sazonais no açude Eng. Ávidos no Cenário 02.

A Tabela 6.3 mostra os indicadores de desempenho do atendimento às demandas hídricas do reservatório Engenheiro Ávidos, no cenário 02. De acordo com os resultados, os atendimentos às demandas para o abastecimento, irrigação de culturas perenes e culturas sazonais e ecossistemas aquáticos do rio foram todos completamente satisfeitos (100%), ou seja, não houve falhas em nenhum setor, gerando um índice de sustentabilidade de 100%.

Tabela 6.3 – Indicadores de Desempenho das Demandas Simuladas.

Reservatório Engenheiro Ávidos				
	Retiradas para Abastecimento hm³	Retiradas para Culturas Perenes hm³	Retiradas para Culturas Sazonais hm³	Retiradas para Ecossistemas Aquáticos hm³
Nº de falhas	0	0	0	0
Nº de vezes que entrou numa falha e recuperou	0	0	0	0
Confiabilidade (%)	100	100	100	100
Resiliência (%)	100	100	100	100
Vulnerabilidade (%)	0	0	0	0
Sustentabilidade (%)	100	100	100	100

A Figura 6.55 mostra o comportamento da DBO no reservatório Engenheiro Ávidos ao longo do tempo de simulação. Foi verificado que os níveis de concentrações de DBO obtidas no cenário 02, em comparação ao cenário 01, ficaram, também, enquadrados na Classe I.

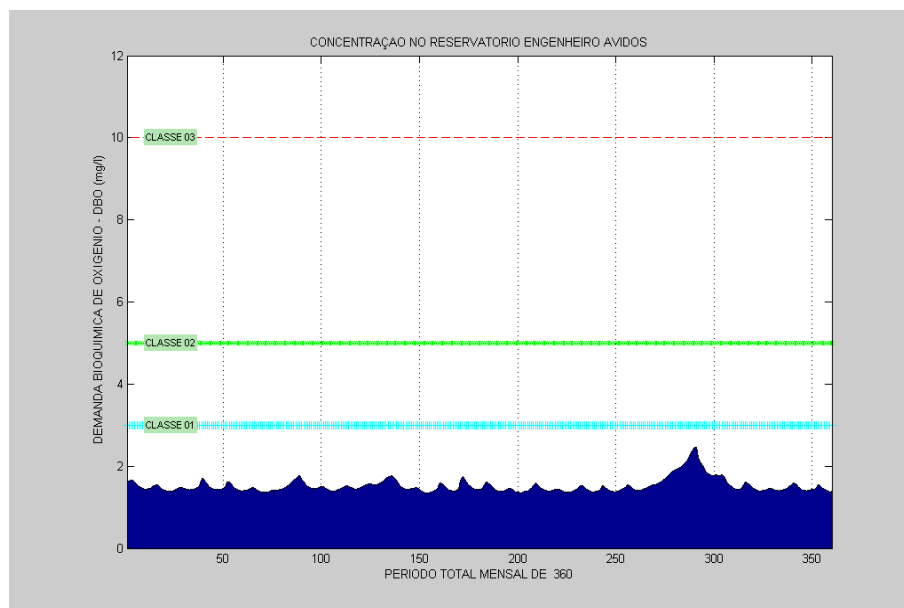


Figura 6.55 - Comportamento da DBO no açude Eng. Ávidos no Cenário 02.

A Figura 6.56 mostra que o reservatório Engenheiro Ávidos apresenta ótimos níveis de concentração do OD ao longo do tempo simulado. Isso ocorreu porque os resultados para os níveis de DBO continuam baixos neste cenário (Figura 6.55).

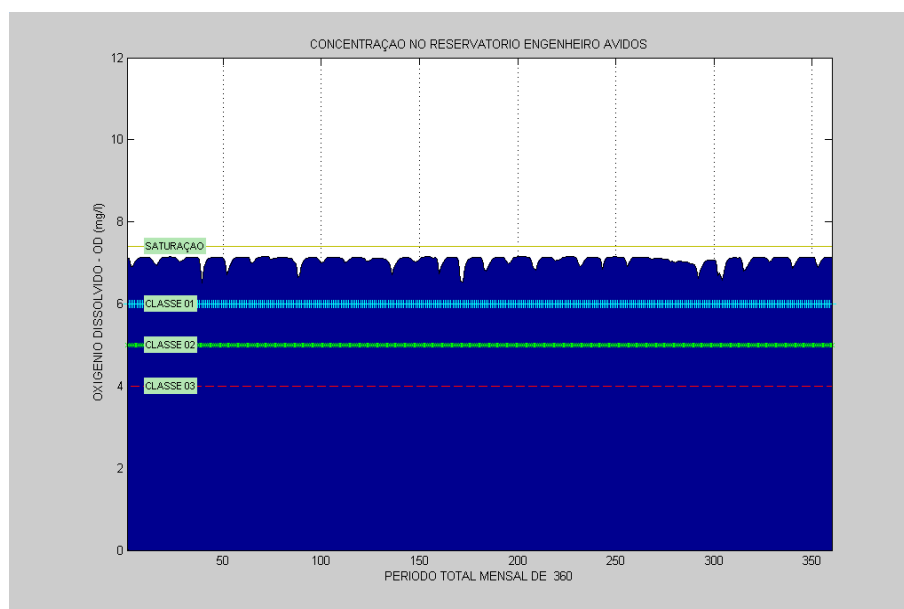


Figura 6.56 - Comportamento do OD no açude Eng. Ávidos no Cenário 02.

Na Figura 6.57 mostra que níveis de concentrações do NT ao longo do tempo estão de acordo com a meta de enquadramento estabelecida.

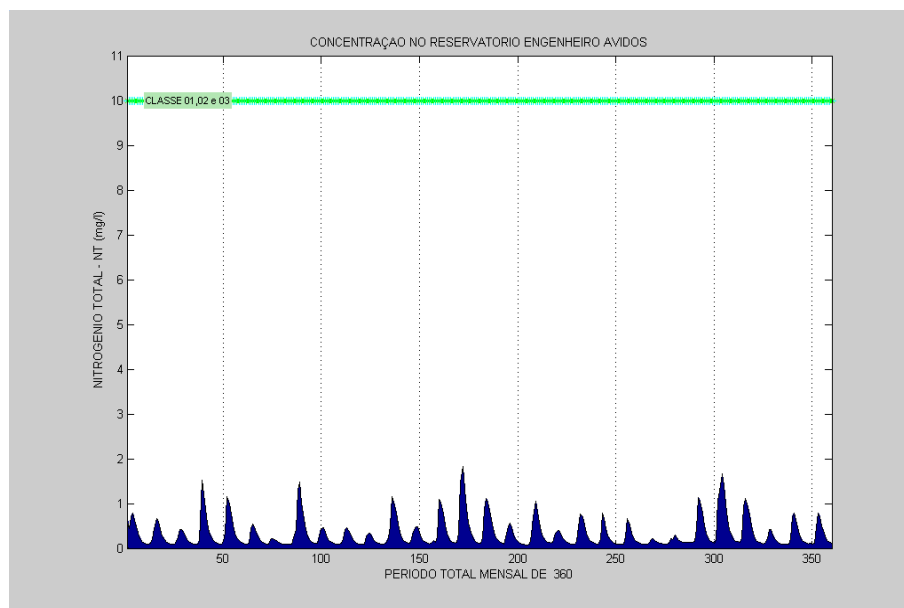


Figura 6.57 - Comportamento do NT no açude Eng. Ávidos no Cenário 02.

Para o parâmetro FT, a Figura 6.58 mostra que os níveis de concentrações, ao longo do tempo no reservatório Engenheiro Ávidos, são satisfatórios, já que estão abaixo da meta.

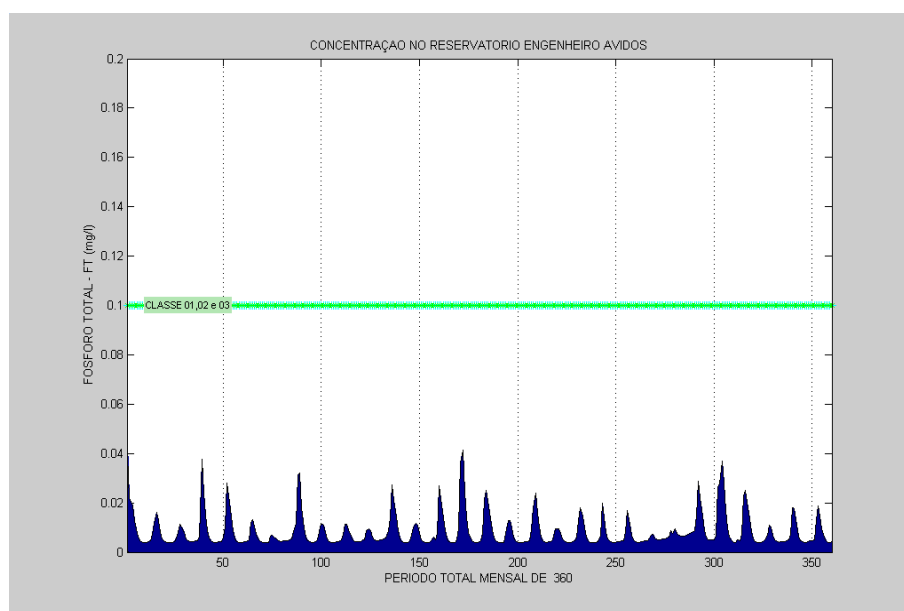


Figura 6.58 - Comportamento do FT no açude Eng. Ávidos no Cenário 02.

Na Figura 6.59 mostra o comportamento das concentrações da CLA ao longo do tempo e estão em estado satisfatório, indicando pouca presença de algas.

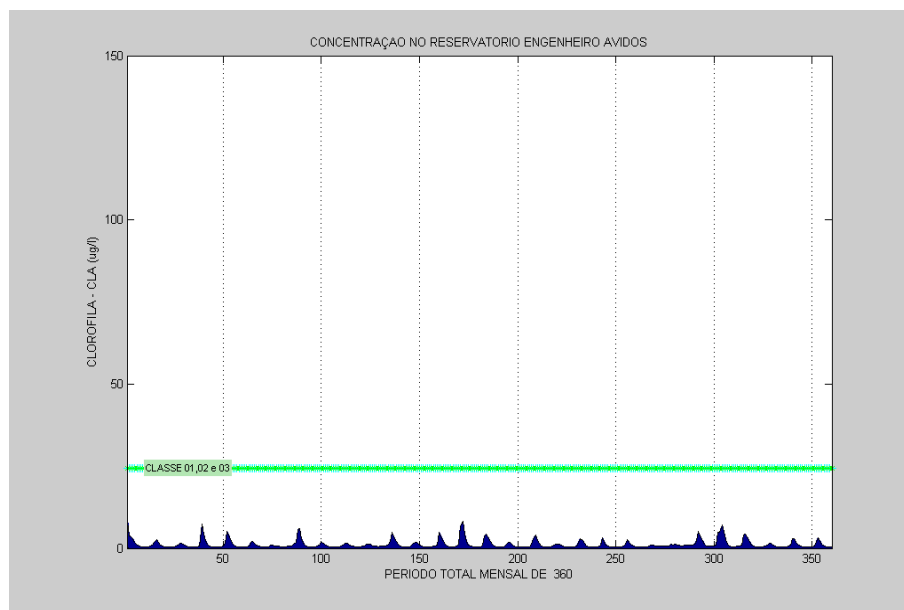


Figura 6.59 - Comportamento da CLA no açude Eng. Ávidos no Cenário 02.

Os CF, conforme mostrado na Figura 6.60, apresentam pouca preocupação, já que, na maior parte do tempo simulado, os seus níveis ficaram enquadrados na Classe I, já que a meta é a Classe II.

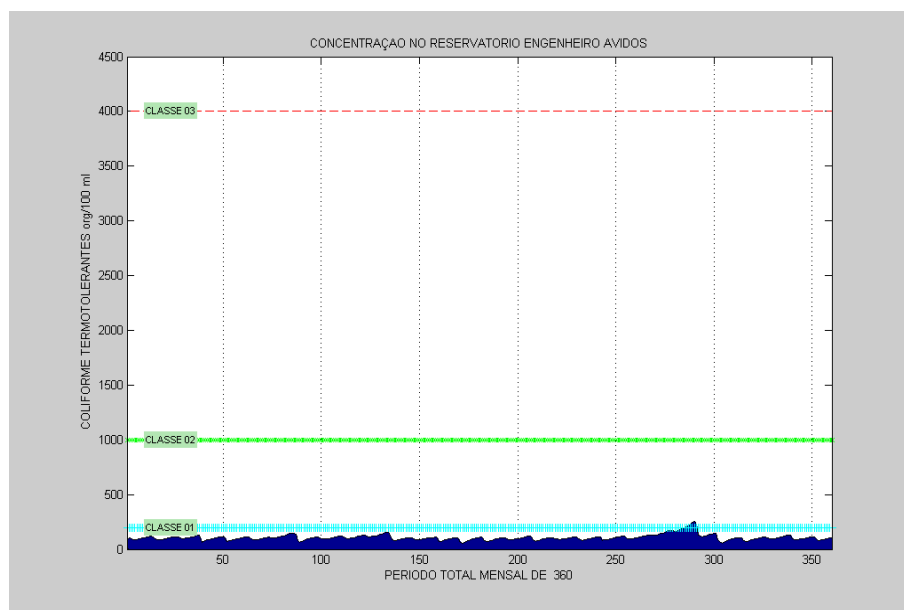


Figura 6.60 - Comportamento do CF no açude Eng. Ávidos no Cenário 02.

6.1.2.2 - Ponto de Controle – PC1

Para este cenário, o comportamento dos parâmetros simulados no Ponto de Controle – PC1 estão apresentados nas Figuras 6.61 a 6.80.

As concentrações da DBO e FT, neste ponto e neste cenário, tiveram as mesmas prioridades do atendimento às demandas de abastecimento para se enquadrarem na Classe II, estabelecida como meta.

A Figura 6.61 mostra o comportamento da vazão no Trecho 01 da calha do rio no Cenário 02. É resultado do volume vertido, das vazões liberadas por descarga de fundo, onde houve um aumento, e pelas retiradas do reservatório Engenheiro Ávidos para ecossistemas aquáticos do rio. Foram observados, também neste cenário, grandes picos de vazões. Com relação às vazões afluentes do Riacho Catolé que chegam ao PC1 são as mesmas apresentadas na Figura 6.15.

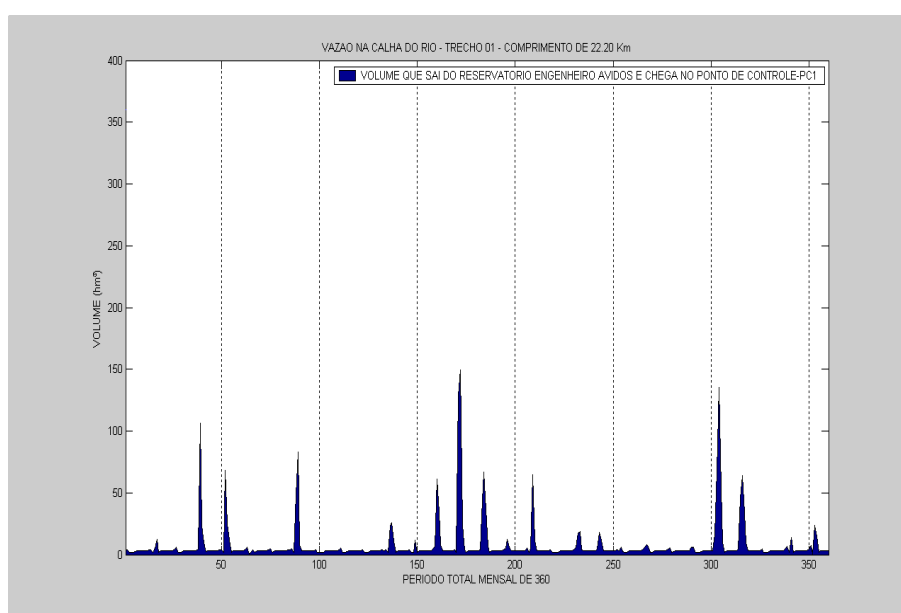


Figura 6.61 - Comportamento das vazões no Trecho 01, no Cenário 02.

A Figura 6.62 mostra o comportamento da vazão na calha do rio no Trecho 02. Estas vazões foram somadas a partir das vazões advindas do Reservatório Engenheiro Ávidos com o incremento da vazão liberada por descarga de fundo, do Riacho Catolé e da vazão de retorno da cidade de Nazarezinho no ponto de controle PC1, seguindo para o reservatório de São Gonçalo.

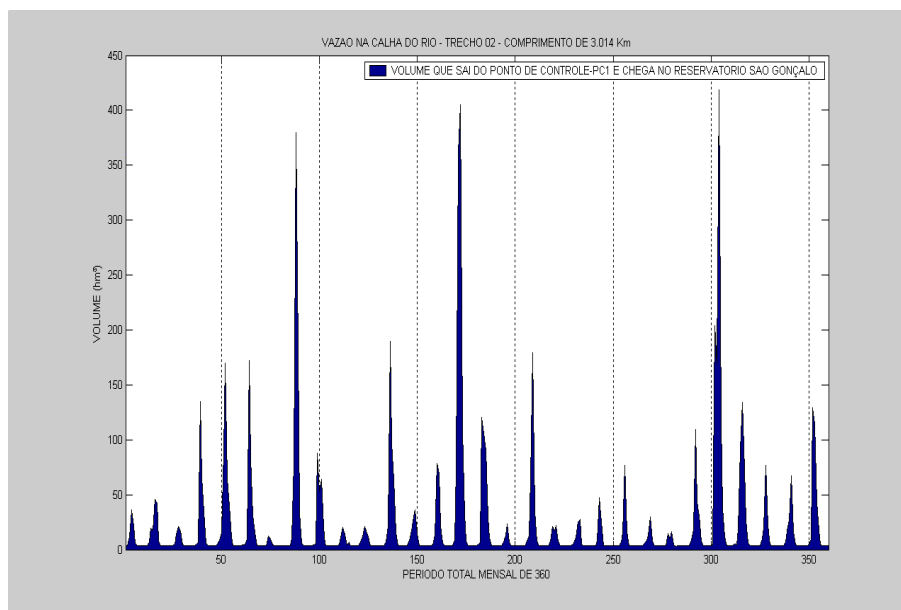


Figura 6.62 - Comportamento das vazões no Trecho 02, no Cenário 02.

A Figura 6.63 mostra a comparação da concentração da DBO no reservatório Engenheiro Ávido antes de ser liberada para rio e a concentração autodepurada da DBO na chegada ao PC1. Foram observados alguns picos de concentrações em alguns meses, que sofreram pequenos efeitos da autodepuração, devido à presença de grandes volumes de água na calha do rio.

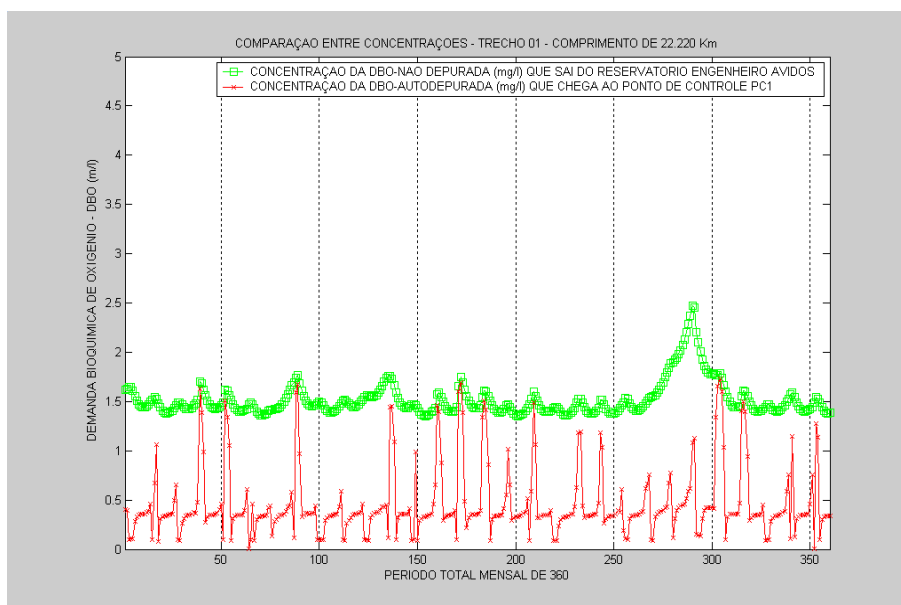


Figura 6.63 - Comportamento da DBO no Trecho 01 do rio no Cenário 02.

No cenário anterior foram observados que os níveis de DBO no PC1, em alguns meses, estavam acima na meta estabelecida. Como esse parâmetro foi prioritário neste

cenário, foi verificado, que os níveis de concentrações da DBO foram todas minimizados e enquadrados na Classe II estabelecida como meta, conforme mostrado na Figura 6.64.

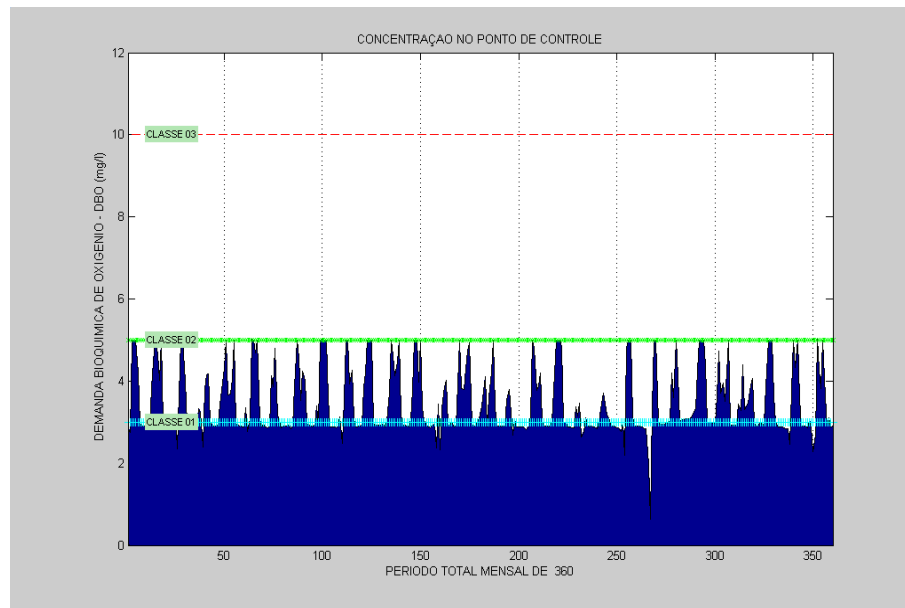


Figura 6.64 - Comportamento da DBO no PC1 situado no rio, no Cenário 02.

Na Figura 6.65 mostra o comportamento da autodepuração da DBO liberadas no Ponto de Controle PC1, seguindo pelo Trecho 02 até chegar o reservatório de São Gonçalo. Foi observado que o efeito da autodepuração, em alguns meses, foi pequeno, devido à presença de grandes vazões e o Trecho 02 não ser suficientemente grande.

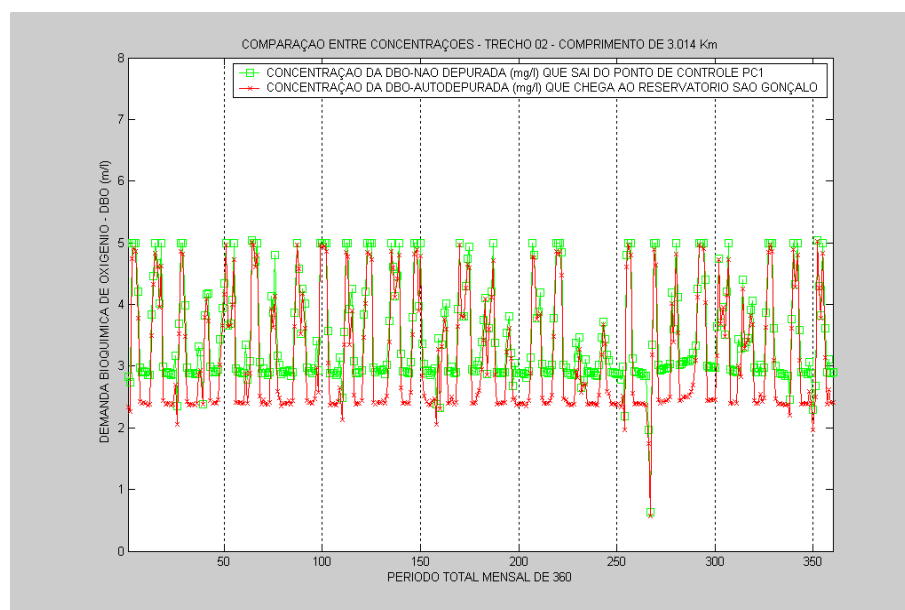


Figura 6.65 - Comportamento da DBO no Trecho 02 do rio no Cenário 02.

Analisando o parâmetro OD no Trecho 01, observou-se na Figura 6.66 uma aeração significativa nas vazões liberadas pelo reservatório Engenheiro Ávido ao longo do percurso. Isso ocorreu devido os níveis de DBO do reservatório Engenheiro Ávidos apresentarem baixos e ao processo de turbulência do rio refletido no coeficiente de aeração.

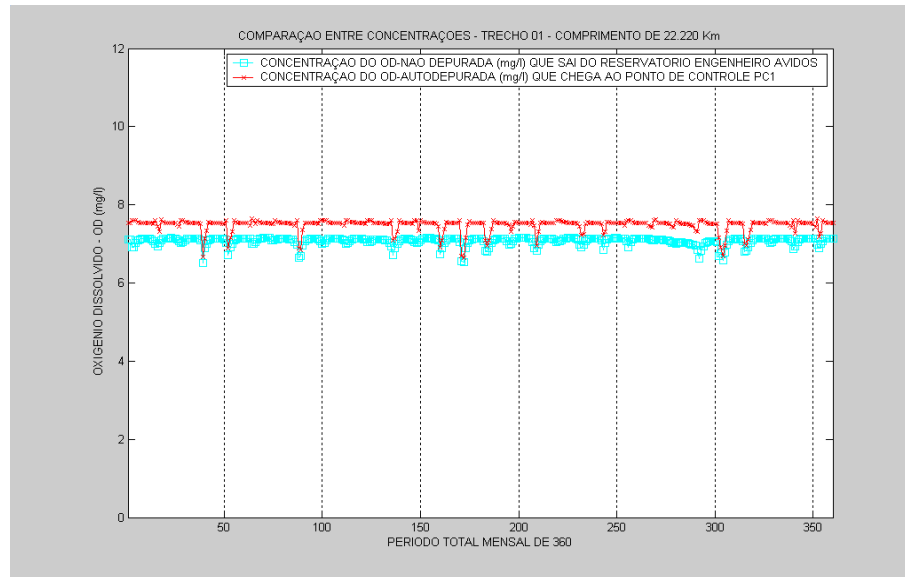


Figura 6.66 - Comportamento do OD no Trecho 01 do rio no Cenário 02.

A Figura 6.67 mostra o comportamento do OD no PC1. Observa-se que, em alguns períodos de tempo, ocorreram melhoras significativas na concentração devido ao aumento das vazões liberadas pela descarga de fundo do reservatório Engenheiro Ávidos para a minimização da DBO.

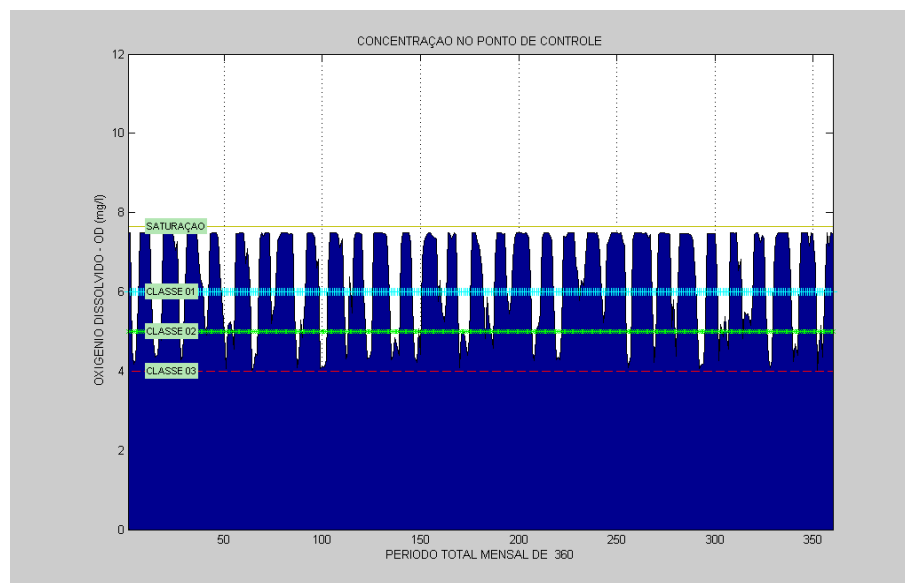


Figura 6.67 - Comportamento do OD no PC1 situado no rio, no Cenário 02.

A Figura 6.68 permite visualizar o comportamento dos níveis de concentrações de OD no Trecho 02 do rio. Verifica-se que não ocorreram melhoras nos níveis de OD no trecho, devido à taxa de autodepuração dos níveis de DBO ser pequena e por apresentar grandes vazões.

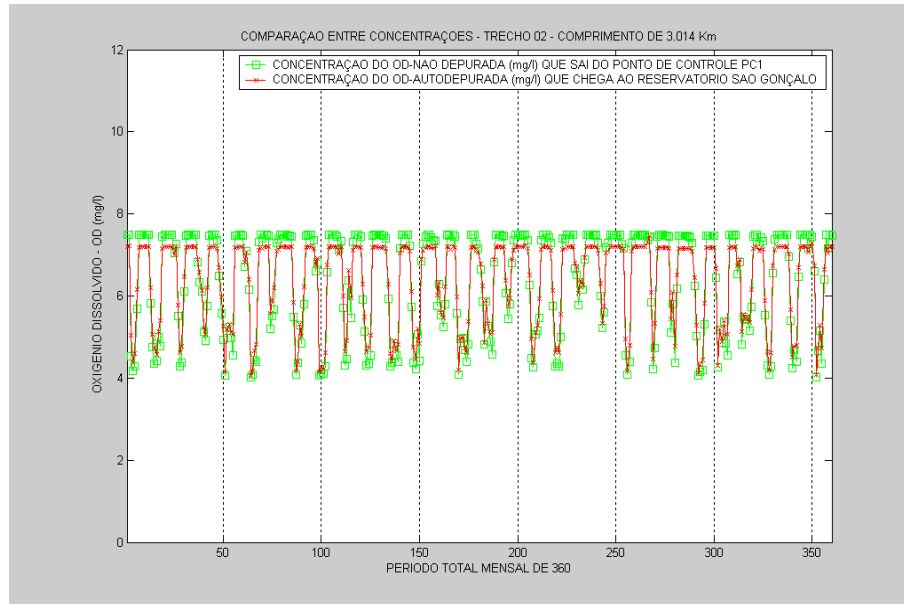


Figura 6.68 - Comportamento do OD no Trecho 02 do rio no Cenário 02.

Analisando o NT, verificou-se, como mostra a Figura 6.69, que a carga liberada pelo reservatório Engenheiro Ávidos sofreu um decaimento no Trecho 01 em alguns meses. Foram observados, ainda, alguns picos de concentrações devido à presença de grandes vazões no trecho.

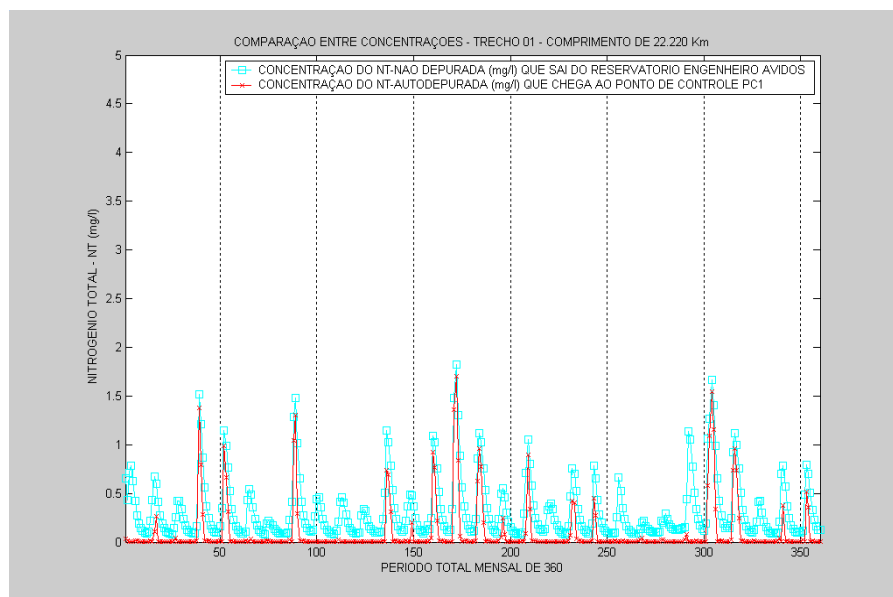


Figura 6.69 - Comportamento do NT no Trecho 01 do rio no Cenário 02.

No ponto de controle PC1 o NT não apresenta nenhuma preocupação, já que as concentrações observadas ao longo do período simulado, como mostra a Figura 6.70, são consideravelmente baixas e estão de acordo com a meta estabelecida para a Classe II.

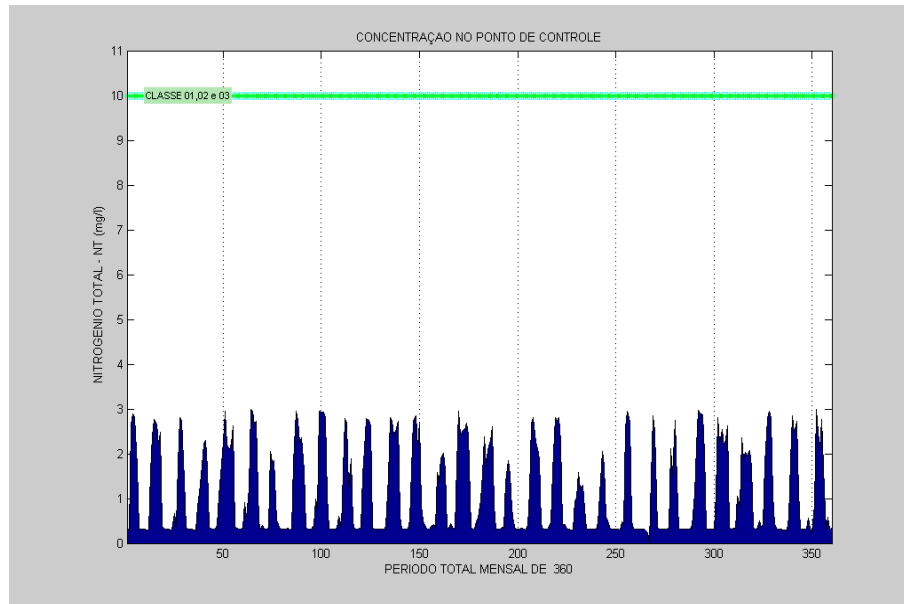


Figura 6.70 - Comportamento do NT no PC1 situado no rio, no Cenário 02.

A Figura 6.71 mostra a pequena autodepuração da concentração de NT no Trecho 02, devido ao seu pequeno comprimento. Observa-se, também, que os picos nos valores das concentrações coincidem com os picos de vazões mostrados na Figura 6.62.

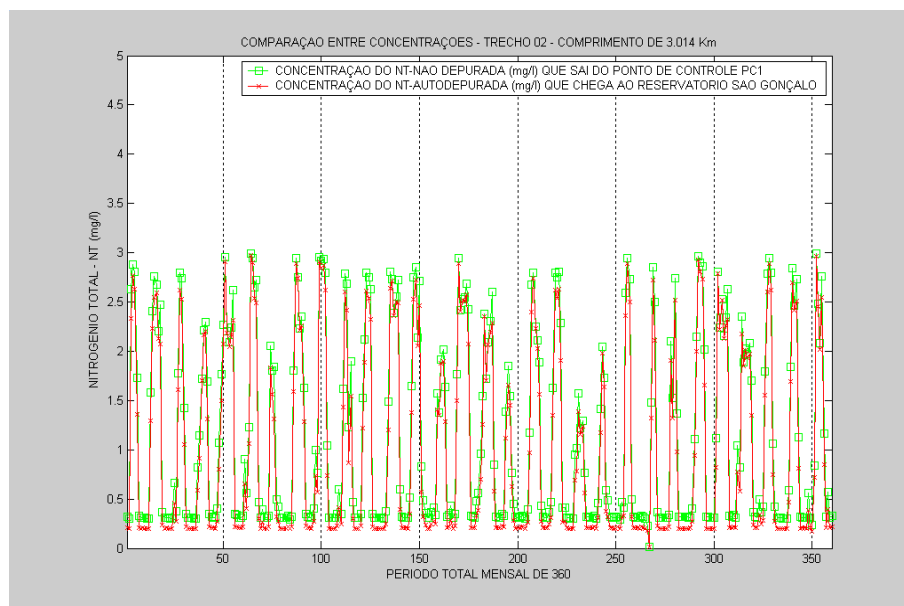


Figura 6.71 - Comportamento do NT no Trecho 02 do rio no Cenário 02.

A Figura 6.72 mostra a comparação entre os níveis de concentrações do FT que saíram do reservatório Engenheiro Ávidos e seu comportamento ao sair do Trecho 01. É notório que ocorreu uma redução destes níveis, na maioria dos meses simulados, devido o processo de autodepuração.

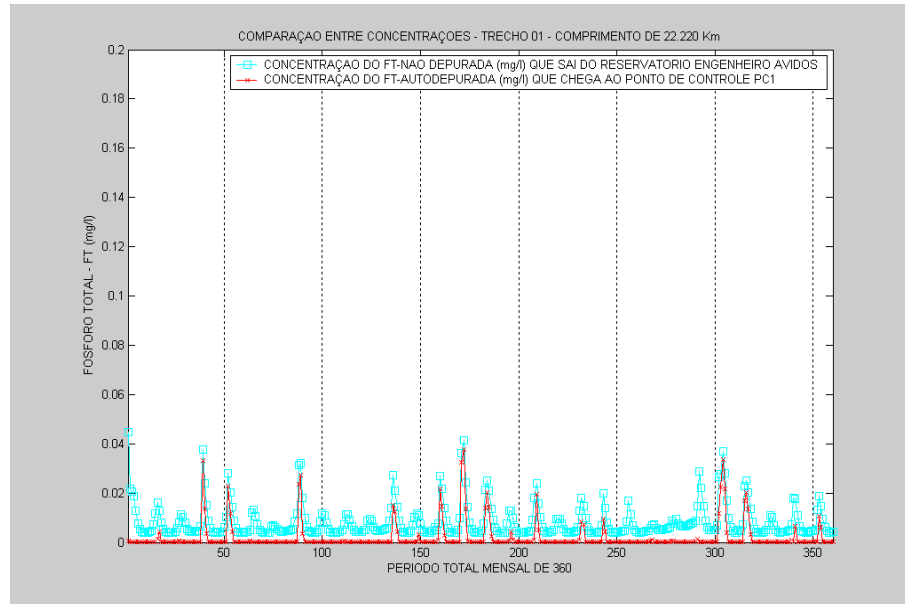


Figura 6.72 - Comportamento do FT no Trecho 01 do rio no Cenário 02.

A Figura 6.73 pode-se verificar que o objetivo de minimizar o FT no ponto de controle PC1 foi atendido, ou seja, com níveis de concentração ficando em todo período simulado enquadrada na Classe II. Isso só foi possível porque o reservatório Engenheiro Ávidos liberou água suficiente para a diluição deste parâmetro.

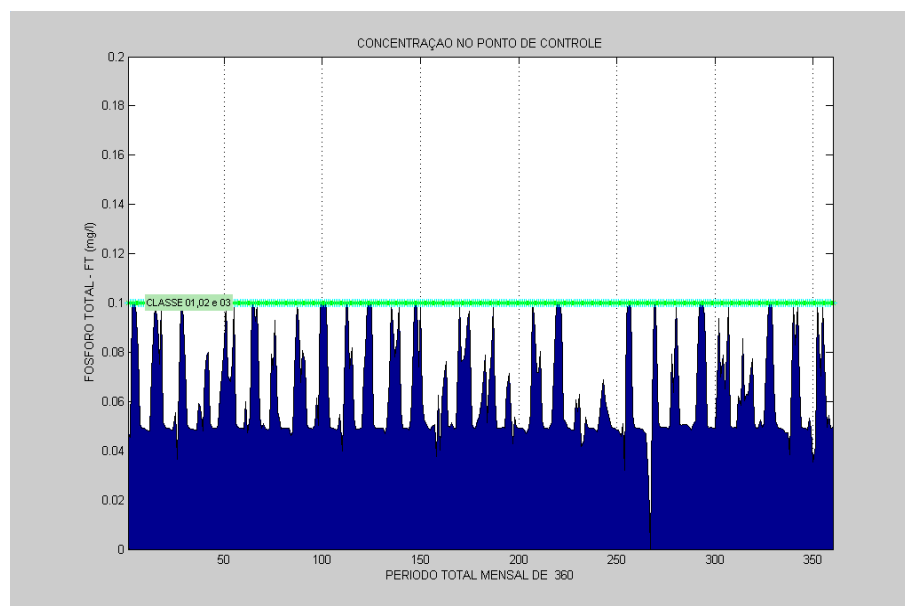


Figura 6.73 - Comportamento do FT no PC1 situado no rio, no Cenário 02.

A Figura 6.74 mostra a comparação entre as concentrações que saem do ponto de controle PC1 e entram no processo de autodepuração ao longo do percurso do Trecho 02. Foram observados, em alguns meses, picos de concentrações de FT no final do Trecho 02 devido à presença de grandes vazões no trecho do rio (Figura 6.62).

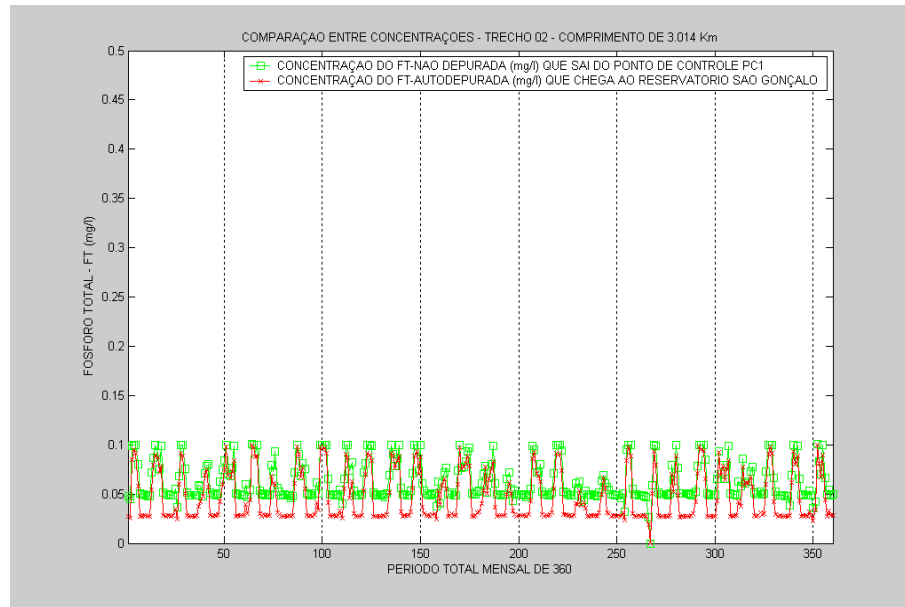


Figura 6.74 - Comportamento do FT no Trecho 02 do rio no Cenário 02.

Na Figura 6.75 pode ser observado o comportamento da autodepuração da CLA no Trecho 01 do rio. Como a mesma é função da concentração do FT, esta apresentou um decaimento semelhante.

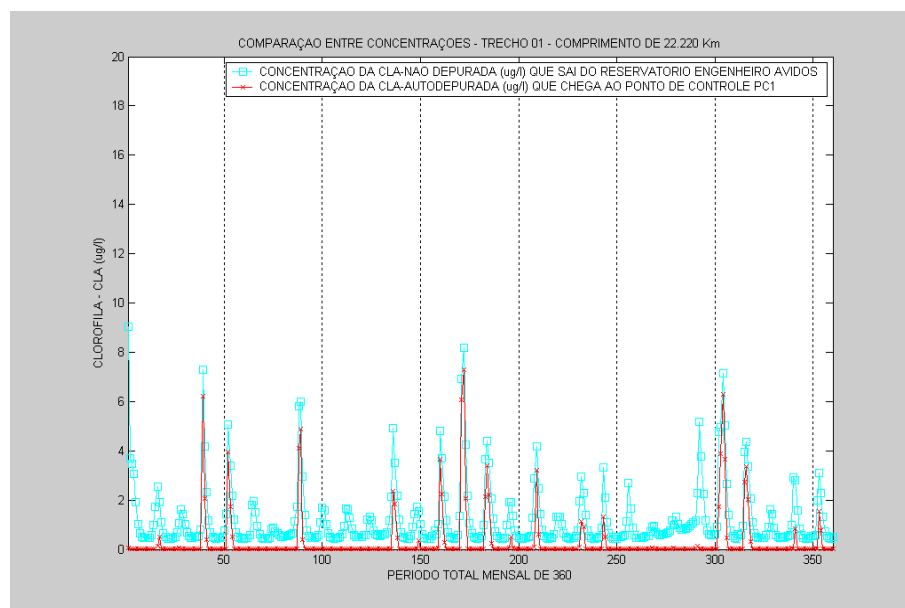


Figura 6.75 - Comportamento da CLA no Trecho 01 do rio no Cenário 02.

Com relação à Figura 6.76 pode ser observado que CLA foi minimizada ao longo do tempo simulado no ponto PC1. Isso ocorreu porque a CLA é função do FT, ficando, também, na meta desejada.

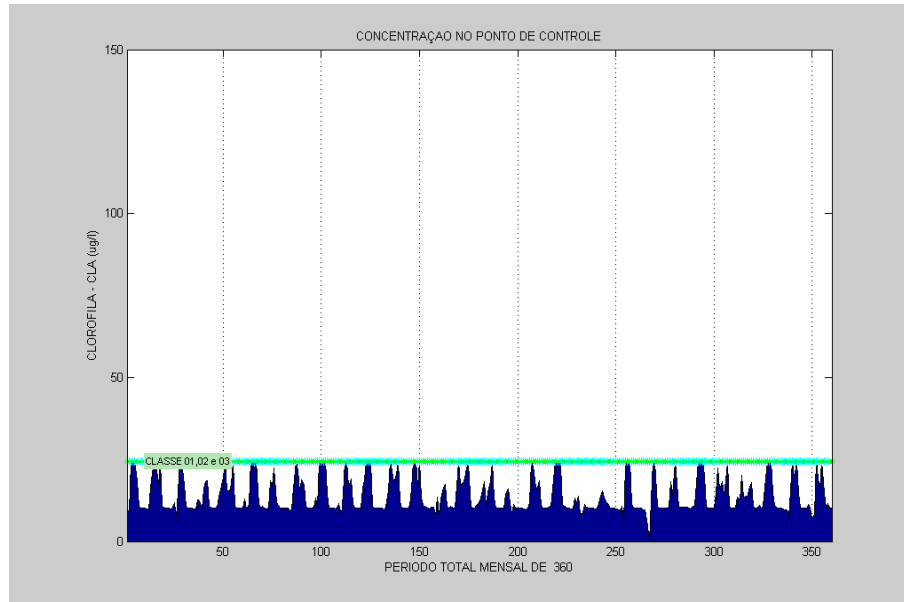


Figura 6.76 - Comportamento do CLA no PC1 situado no rio, no Cenário 02.

A Figura 6.77 mostra a concentração da CLA liberada para o rio e a concentração autodepurada da CLA ao chegar no reservatório São Gonçalo. Esta apresentou um comportamento semelhante ao parâmetro do FT no Trecho 02.

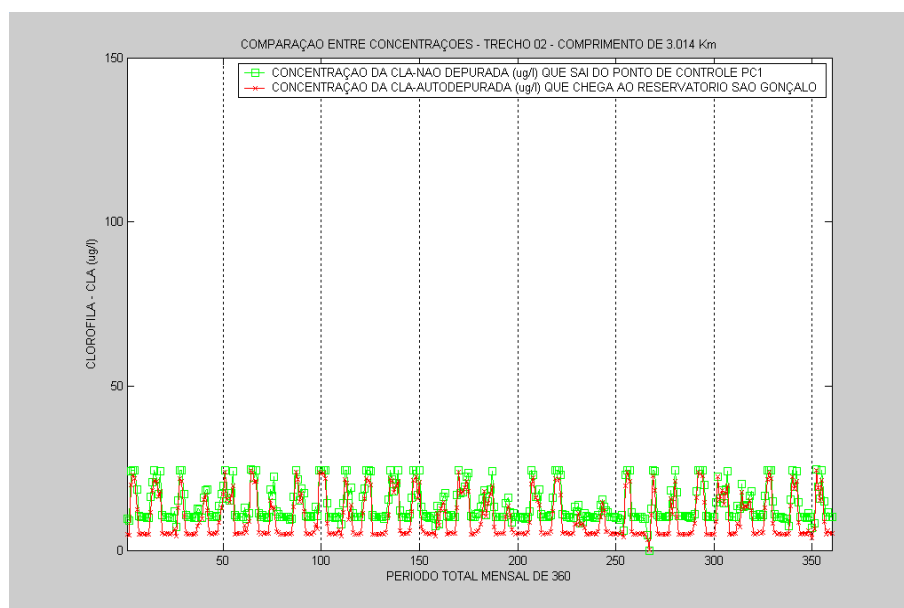


Figura 6.77 - Comportamento do CLA no Trecho 02 do rio no Cenário 02.

Na Figura 6.78 observa-se que ocorreu um decaimento do CF ao longo do Trecho 01 da carga que foi liberada pelo reservatório Engenheiro Ávidos. Verificaram-se ainda, em alguns meses, picos de concentrações autodepuradas devido à presença de grandes volumes de água na calha do rio.

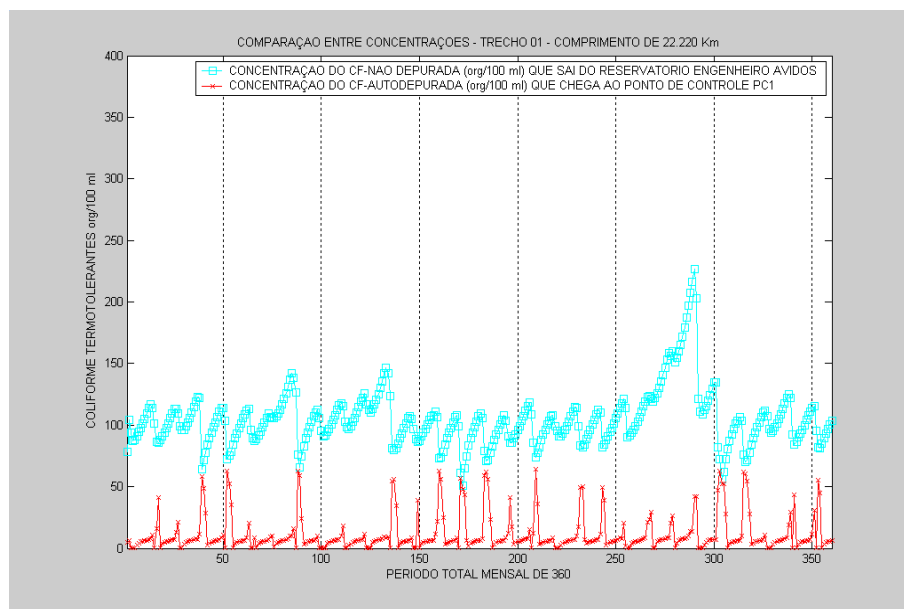


Figura 6.78 - Comportamento da CF no Trecho 01 do rio no Cenário 02.

Analisando os níveis de concentração do CF no ponto de controle PC1 na Figura 6.79, percebe-se que, em todo período simulado, ficou enquadrada na Classe II, demonstrando uma situação satisfatória.

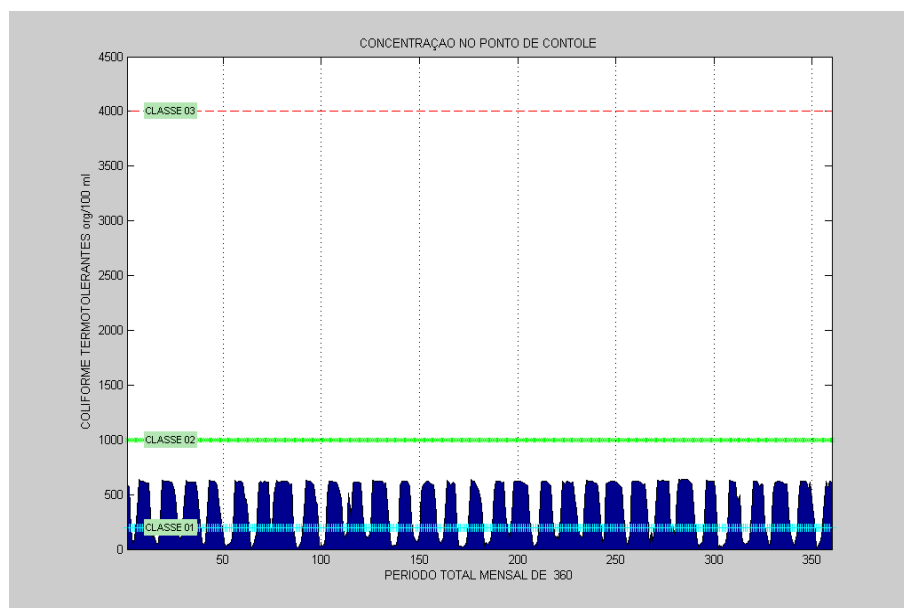


Figura 6.79 - Comportamento do CF no PC1 situado no rio, no Cenário 02.

A Figura 6.80 mostra as concentrações de CF que saem do ponto de controle PC1, após a mistura, e as autodepuradas que chegam no reservatório São Gonçalo.

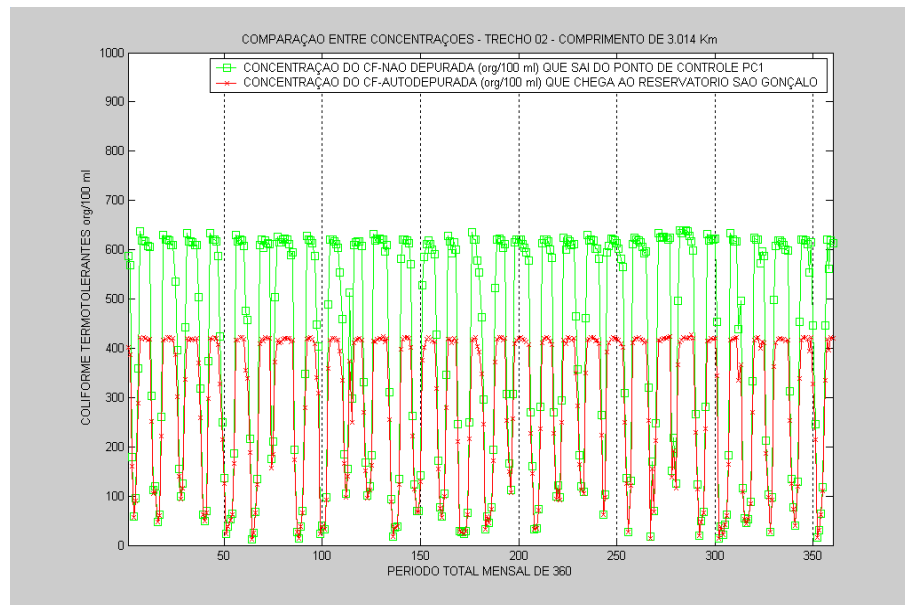


Figura 6.80 - Comportamento do CF no Trecho 02 do rio no Cenário 02.

6.1.2.3 - Reservatório São Gonçalo – S2

A Tabela 6.4 e as Figuras 6.81 a 6.93 apresentam os resultados relativos à operação do reservatório São Gonçalo para este cenário. O comportamento do volume armazenado no açude São Gonçalo apresentou uma grande variabilidade, característica de açudes de geometria de pequenos e médios portes, conforme pode ser observado na Figura 6.81. As restrições do volume meta, não foi violada, satisfazendo assim todas as prioridades operacionais estabelecidas.

Houve, também, a chegada de grandes vazões afluentes que provocaram perdas de água por vertimento, como pode ser visto na Figura 6.82, apesar de um dos objetivos do modelo ser minimizá-los através da atribuição de uma alta prioridade na função objetivo.

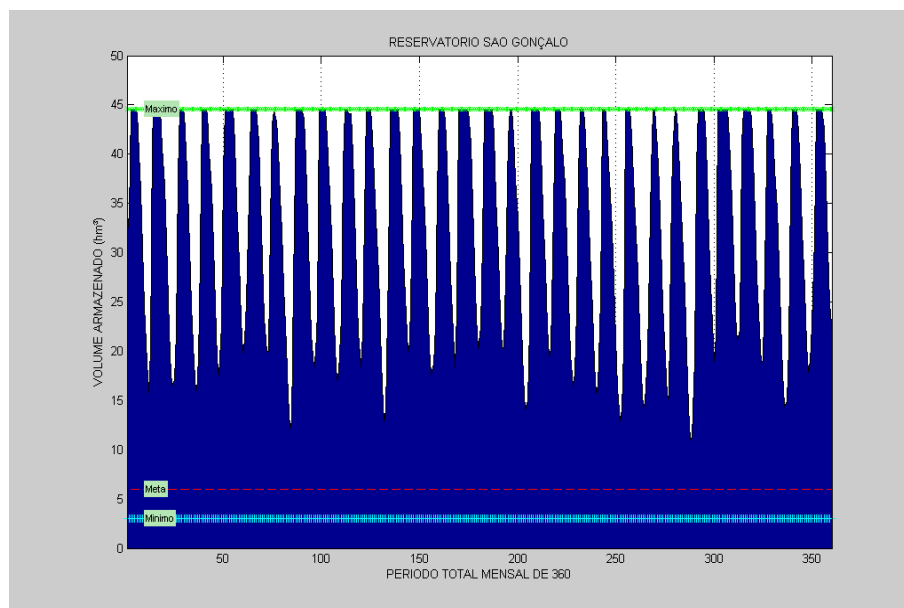


Figura 6.81 – Comportamento do volume armazenado do açude São Gonçalo no Cenário 02.

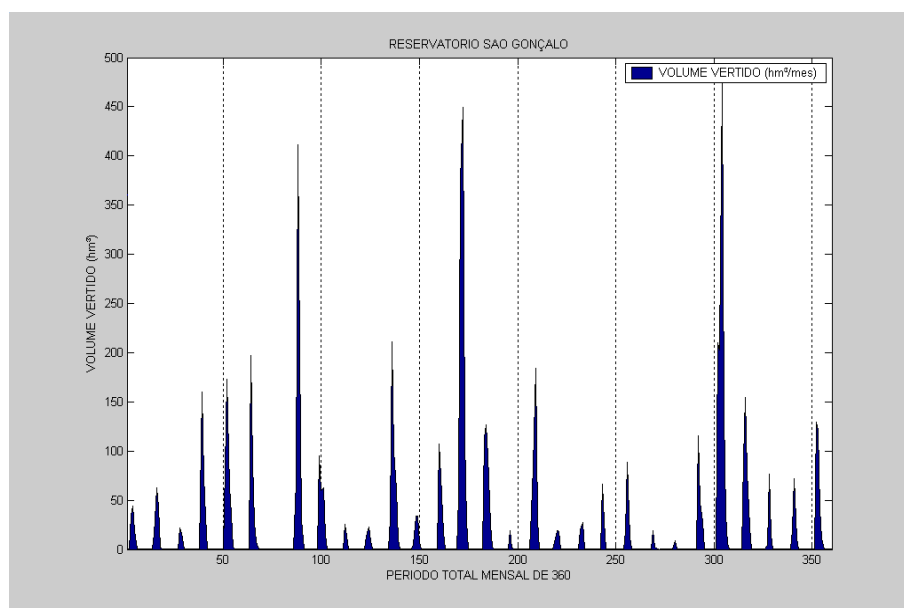


Figura 6.82 – Comportamento do vertimento do reservatório São Gonçalo, no Cenário 02.

A retirada d'água pela descarga de fundo do reservatório São Gonçalo, neste cenário, mostrou-se diferente daquela do cenário 01, conforme mostrado na Figura 6.83. Foi atendida a restrição de associar o volume armazenado à descarga máxima do descarregador de fundo no mês.

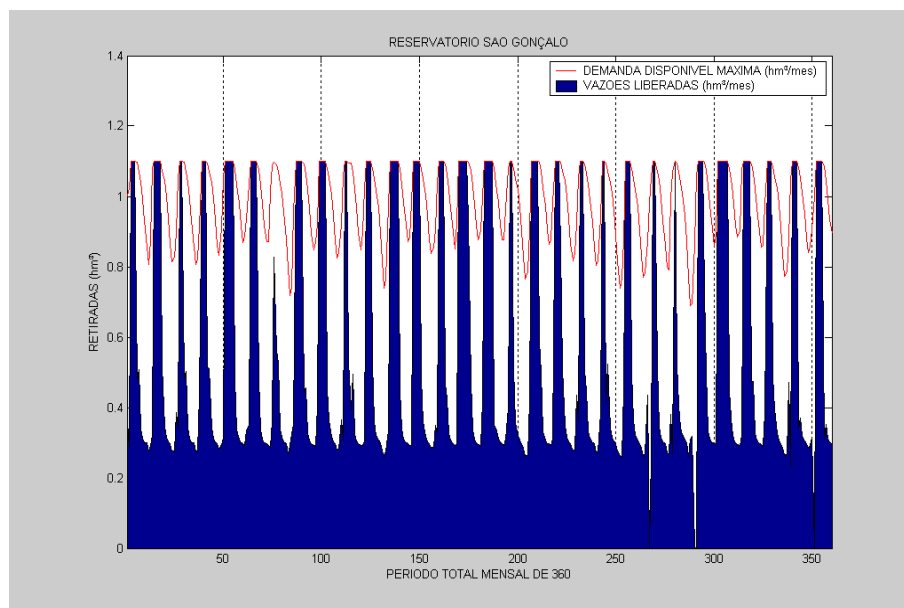


Figura 6.83 – Retiradas d’água pela descarga de fundo no açude São Gonçalo no Cenário 02.

As demandas para abastecimento foram todas satisfeitas, até nos meses secos, conseqüentemente não foram observadas nenhuma falha, conforme mostrado na Figura 6.84.

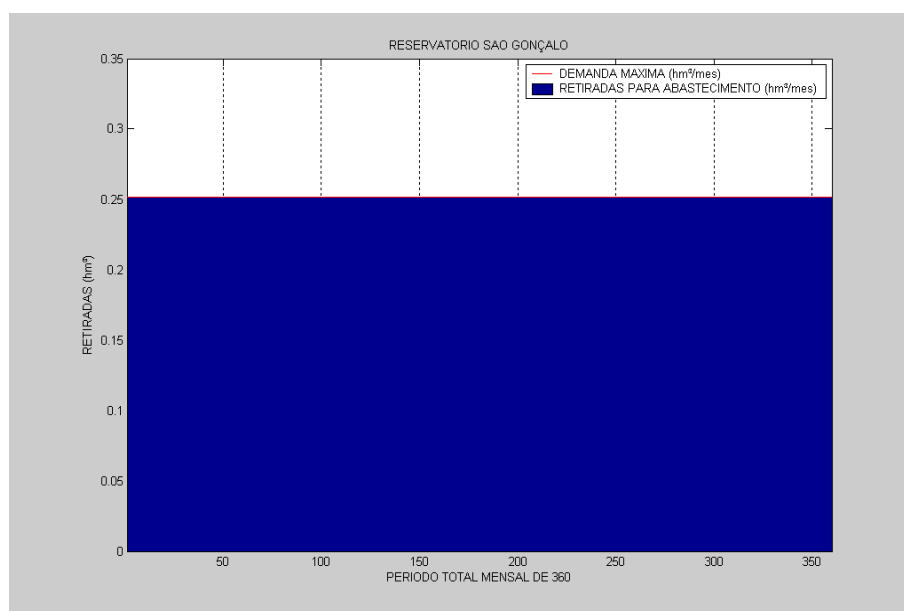


Figura 6.84 – Retiradas d’água para o abastecimento no açude São Gonçalo no Cenário 02.

As retiradas de água para regularização dos ecossistemas aquáticos do rio a jusante do reservatório São Gonçalo atenderam aos seus requerimentos, como pode ser visto na Figura 6.85, já que era uma das maiores prioridades do sistema estudo.

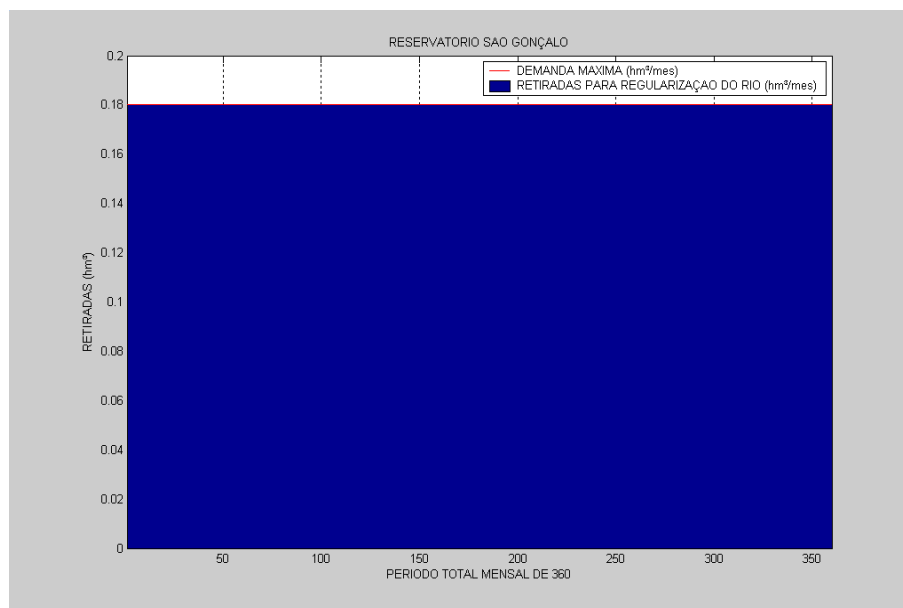


Figura 6.85 – Retiradas para regularizar o atendimento dos ecossistemas do rio no açude São Gonçalo no Cenário 02.

A Figura 6.86 mostra que foram atendidos os requerimentos de água para irrigação de culturas perenes. Não ocorreram falhas, mesmo nos meses em o reservatório recebeu pequenas vazões afluentes.

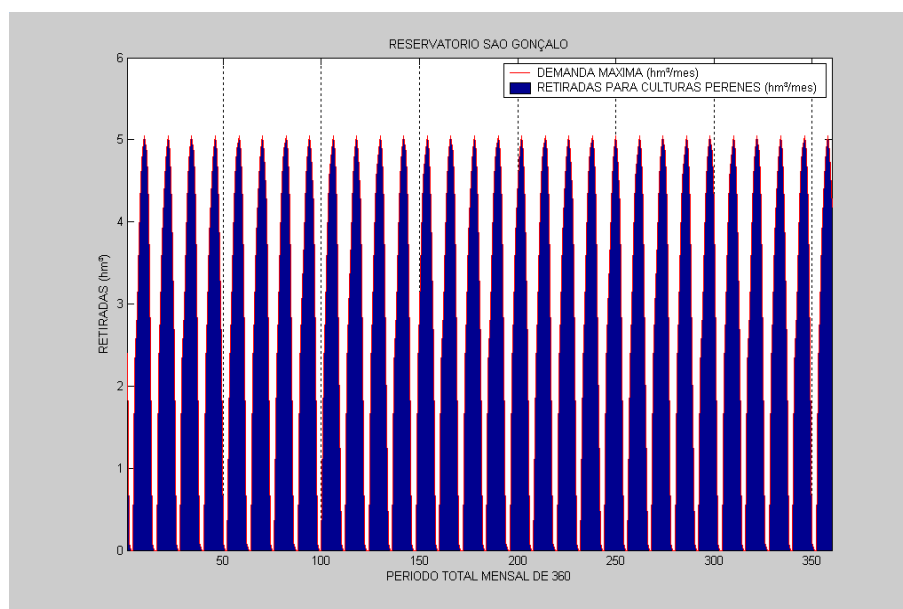


Figura 6.86 – Retiradas de culturas perenes no açude São Gonçalo no Cenário 02.

Após o atendimento da maximização das demandas de abastecimento e dos ecossistemas aquáticos, das minimizações dos níveis de concentrações do DBO e FT no ponto de controle PC1 e do reservatório de São Gonçalo, a próxima demanda a ter maior prioridade

é o atendimento da irrigação de culturas sazonais. Na Figura 6.87 pode ser observado que ocorreram falhas neste tipo de atendimento em alguns meses. Isso ocorreu devido o reservatório São Gonçalo não ter água suficientemente para atender a todos os seus requerimentos de demanda mais prioritários em alguns meses.

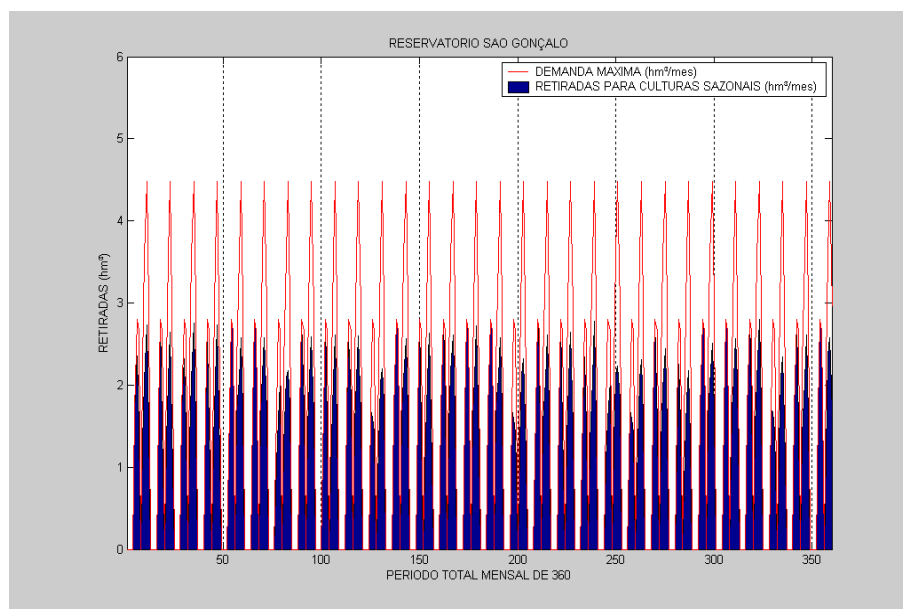


Figura 6.87 – Retiradas para culturas sazonais no açude São Gonçalo no Cenário 02.

A Tabela 6.4 abaixo apresenta os indicadores de desempenho para o atendimento às demandas do reservatório São Gonçalo, para o cenário 02. Segundo os resultados obtidos pelo o modelo de simulação, o açude São Gonçalo teve um desempenho satisfatório com relação à alocação de água para todas as demandas quantitativas de água simuladas, exceto para irrigação de culturas sazonais.

Tabela 6.4 – Indicadores de Desempenho das Demandas Simuladas.

Reservatório São Gonçalo				
	Retiradas para Abastecimento hm³	Retiradas para Culturas Perenes hm³	Retiradas para Culturas Sazonais hm³	Retiradas para Ecossistemas Aquáticos hm³
Nº de falhas	0	0	160	0
Nº de vezes que entrou numa falha e recuperou	0	0	53	0
Confiabilidade (%)	100	100	55,56	100
Resiliência (%)	100	100	33,13	100
Vulnerabilidade (%)	0	0	39,65	0
Sustentabilidade (%)	100	100	11,11	100

Com relação ao atendimento do requerimento hídrico das culturas sazonais, elas possuem uma confiabilidade abaixo do razoável, ficando, em média, três dos meses no processo de falha, apesar de conseguir atender, em média, 60,35% dessas demandas. Este cenário reflete uma situação aonde as menores perdas financeiras se darão se as demandas das culturas perenes forem plenamente atendidas enquanto que as das sazonais não.

A Figura 6.88 mostra que os níveis das concentrações mensais da DBO no reservatório São Gonçalo, para cenário 02, ficaram de acordo com a meta estabelecida, já que no cenário 01 estava acima da meta em alguns meses. Como esse parâmetro possui a mesma prioridade do abastecimento e a regularização dos ecossistemas aquáticos no rio, neste componente, foi verificado que os níveis de DBO que foram todos minimizados e enquadrados na Classe II.

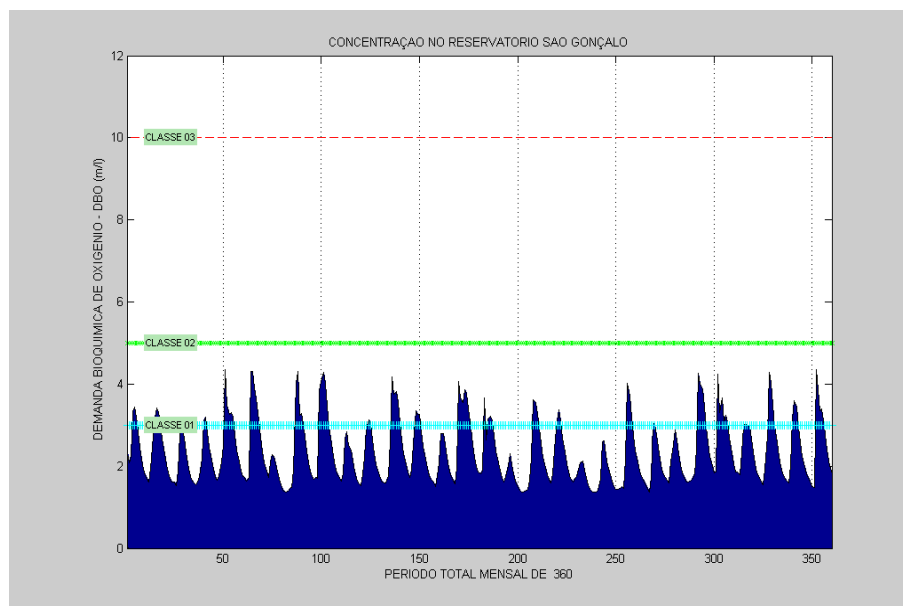


Figura 6.88 – Comportamento da DBO no açude São Gonçalo no Cenário 02.

Os níveis de concentração de OD no reservatório São Gonçalo estão melhores, devido à redução dos níveis de DBO (Figura 6.88), conforme mostrado na Figura 6.89.

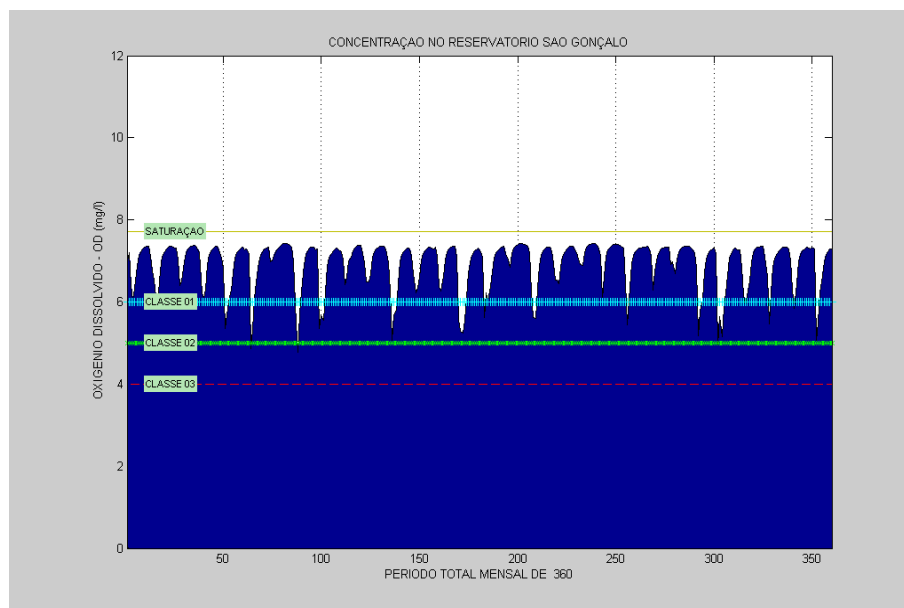


Figura 6.89 – Comportamento do OD no açude São Gonçalo no Cenário 02.

Os níveis de concentração do NT no reservatório São Gonçalo, conforme mostrado na Figura 6.90, estão todos enquadrados Classe II, na meta estabelecida, mostrando que não deve haver preocupação com esse parâmetro.

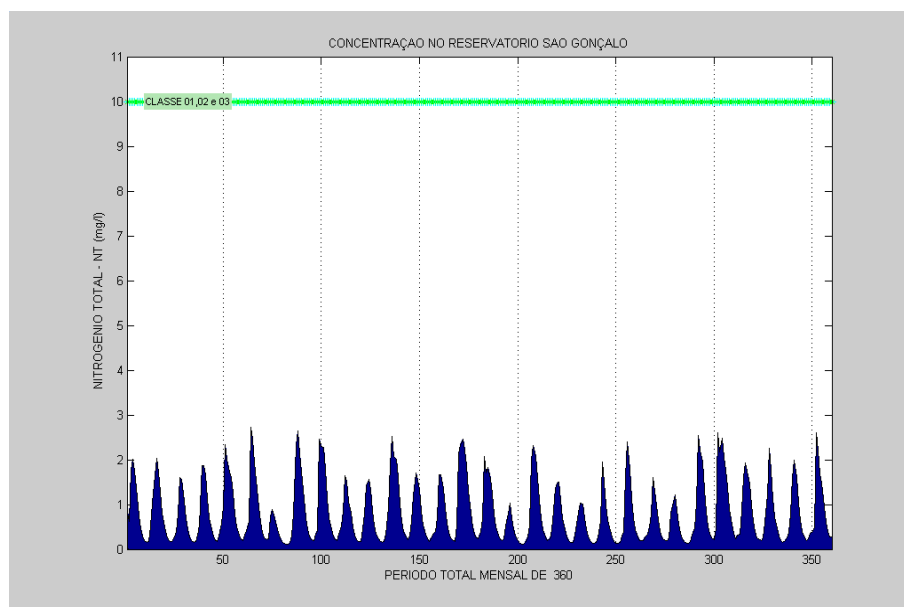


Figura 6.90 – Comportamento do NT no açude São Gonçalo no Cenário 02.

A Figura 6.91 apresenta o comportamento da concentração do FT no tempo. Observa-se que foram todos minimizados nos períodos em que estavam acima da meta, quando comparado com o cenário 01. Pode ser observado, ainda, que essa restrição foi atendida,

ficando todo período simulado atendendo os requerimentos para o enquadramento na Classe II.

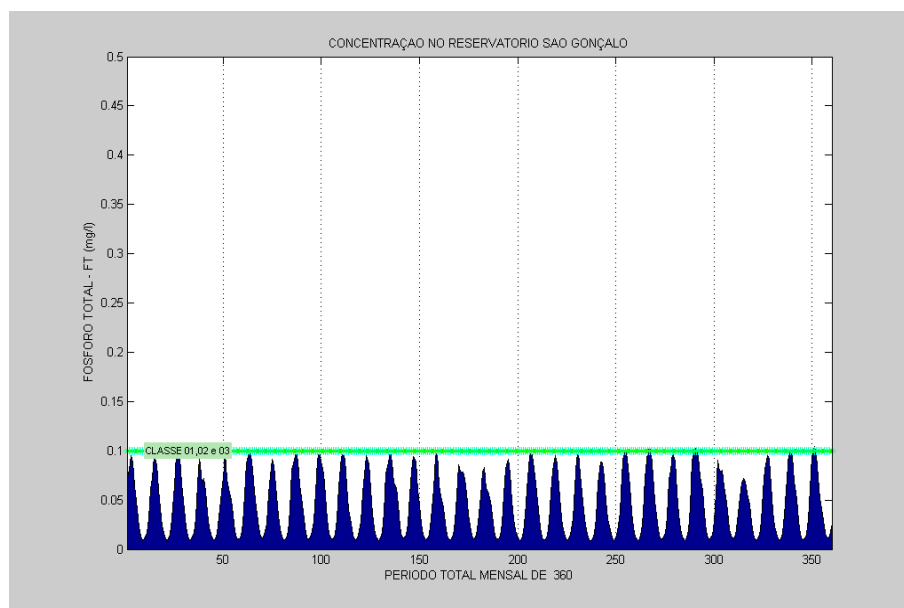


Figura 6.91 – Comportamento do FT no açude São Gonçalo no Cenário 02.

Como a CLA é função do FT, pode ser observado na Figura 6.92 que os seus níveis de concentração foram, também, minimizados e ficando, conseqüentemente, enquadrada na Classe II.

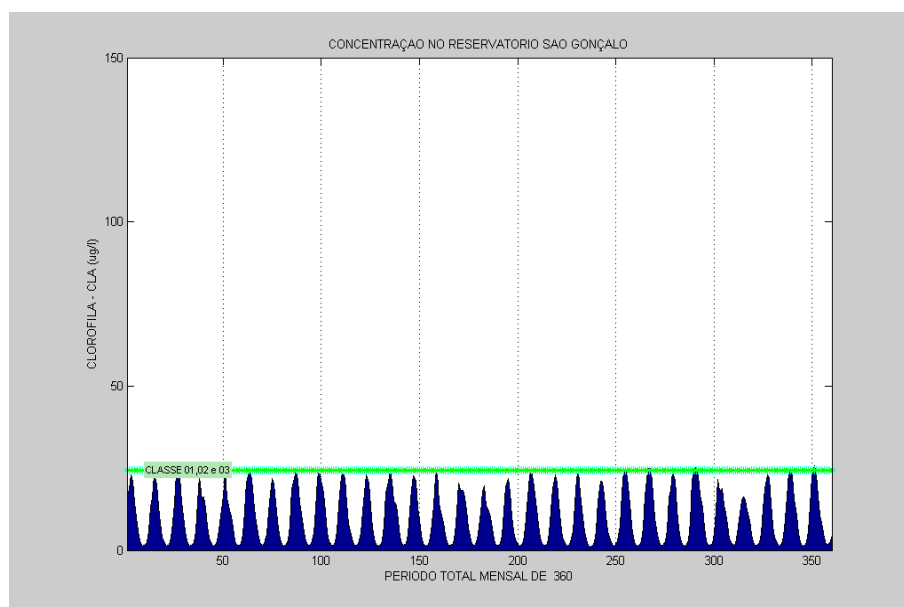


Figura 6.92 – Comportamento da CLA no açude São Gonçalo no Cenário 02.

Os níveis de concentração do CF apresentados na Figura 6.93 estão de acordo com os requerimentos para enquadramento na Classe II em toda parte do tempo simulado.

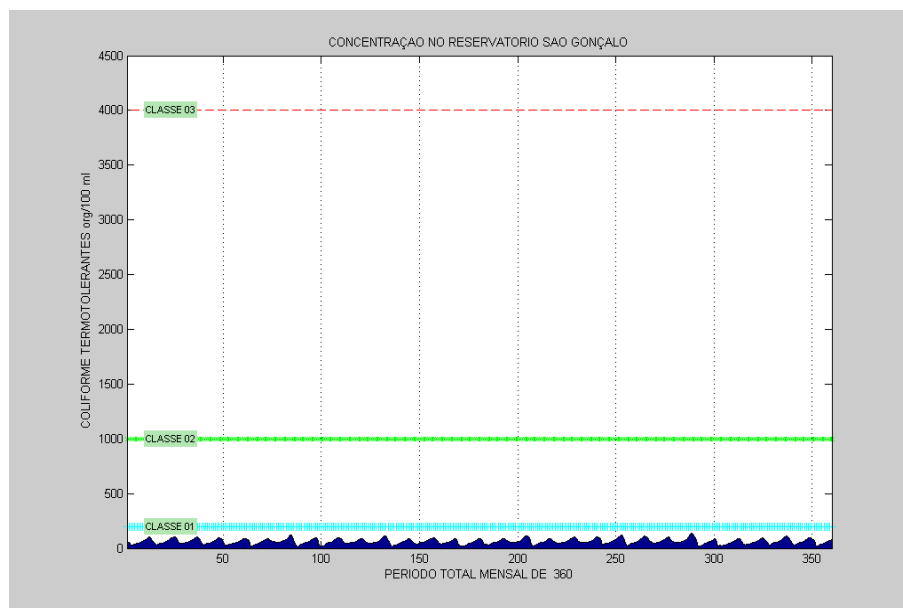


Figura 6.93 – Comportamento da CF no açude São Gonçalo no Cenário 02.

6.1.2.4 - Análise Integrada do Cenário II

Analisando o sistema, de forma integrada sob o aspecto quantitativo no cenário 02, observou-se que existe uma contribuição maior de água do reservatório Engenheiro Ávidos para os componentes Ponto de Controle PC1 e reservatório São Gonçalo, através do descarregador de fundo, quando comparado com o Cenário I. Quando a água é liberada por descarga de fundo, o objetivo da maioria das vezes é satisfazer as demandas de maior prioridade a sua jusante.

Com relação o aspecto qualitativo, foi observado que no ponto de controle PC1, apresentava problemas de poluição com relação à DBO, FT e CLA e baixos níveis de OD no cenário anterior, após a sua minimização neste cenário ficaram na meta estabelecida para a Classe II, com exceção os níveis de OD em alguns meses simulados. Para o reservatório São Gonçalo os níveis de poluição de FT e CLA ficaram de acordo com a meta estabelecida para a Classe II após a sua minimização. Analisando, também, os outros parâmetros de qualidade de água nos outros componentes verificou-se que estes atenderam as metas pré-estabelecidas.

6.1.3 - CENÁRIO 03

6.1.3.1 - Reservatório Engenheiro Ávidos – S1

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 6.5 e nas Figuras 6.94 a 6.106, foi observado, também neste cenário, que as restrições estabelecidas no novo modelo de simulação foram todas satisfeitas. A Figura 6.94 mostra o comportamento do volume armazenado do açude Engenheiro Ávidos ao longo período. Lembrando que o requerimento do volume meta foi atendido para todos os meses.

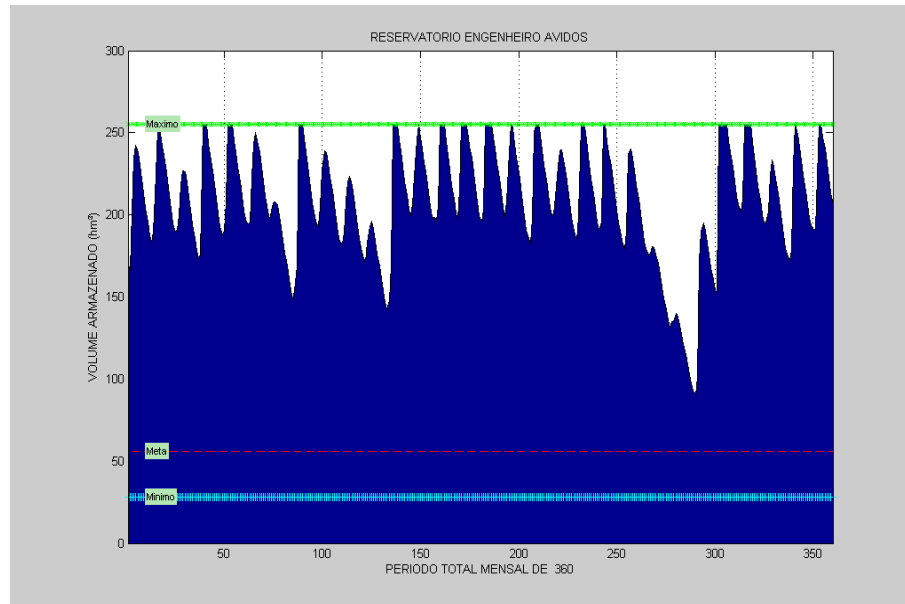


Figura 6.94 – Comportamento do volume armazenado do açude Eng. Ávidos no Cenário 03.

Foram observadas, também, perdas por vertimento em períodos chuvosos para este cenário, como pode ser visto na Figura 6.95.

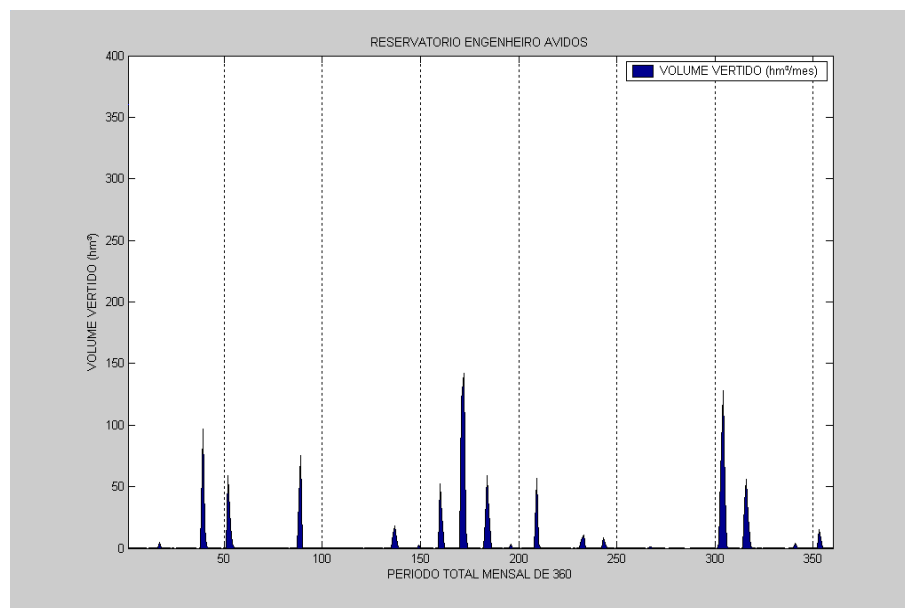


Figura 6.95 – Comportamento do volume vertido do açude Eng. Ávidos, no Cenário 03.

A retirada d'água pela descarga de fundo do reservatório Engenheiro Ávidos, neste cenário, foi diferente em comparação com os cenários anteriores, foram liberadas, na maioria dos meses, a máxima quantidade de água que a cota hidráulica permitiu, como pode ser observado na Figura 6.96.

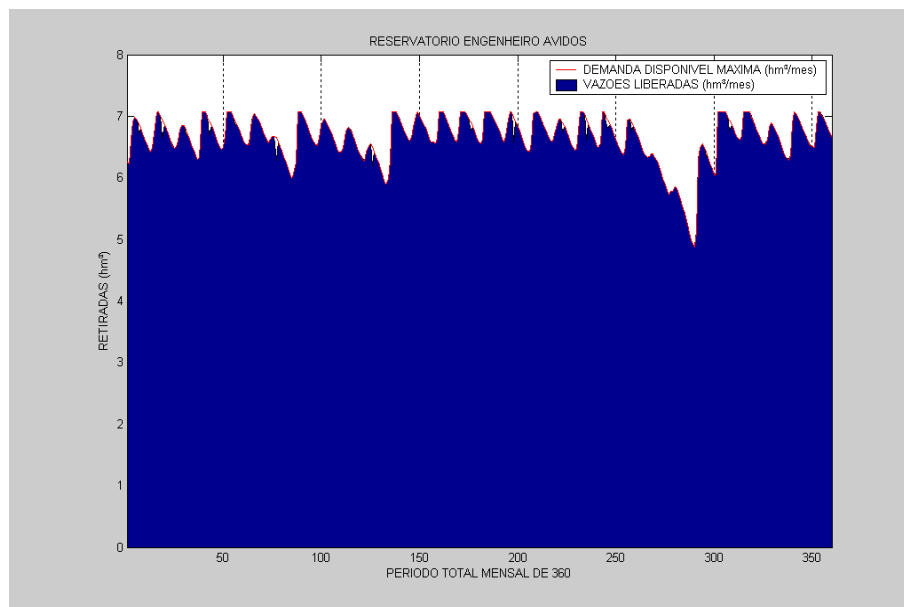


Figura 6.96 – Retiradas pela descarga de fundo no açude Eng. Ávidos no Cenário 03.

As retiradas d'água para as demandas de abastecimento foram todas atendidas, até nos meses onde ocorreram severas secas, conforme mostra a Figura 6.97.

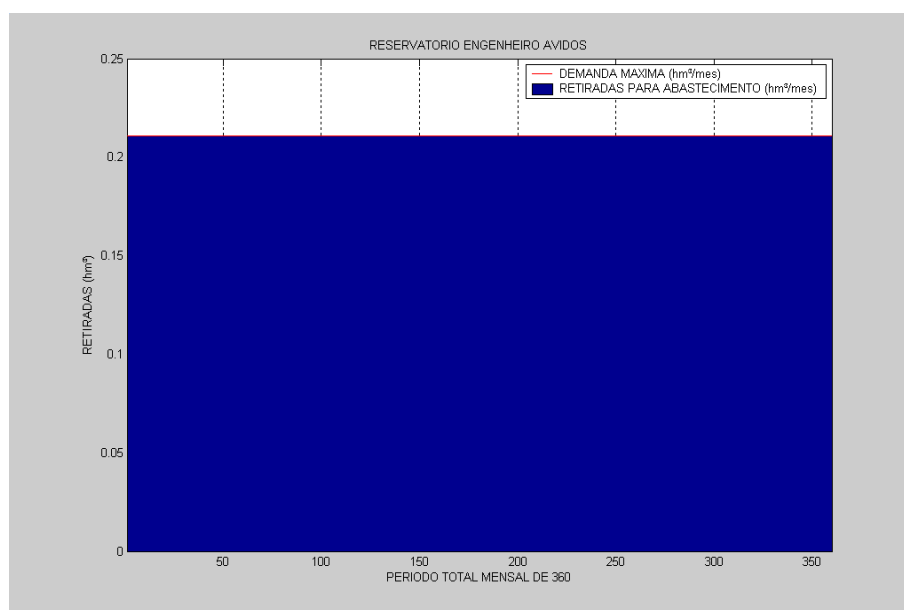


Figura 6.97 – Retiradas para o abastecimento no açude Eng. Ávidos no Cenário 03.

As retiradas para suprir as necessidades dos ecossistemas aquáticos nos rios atenderam aos seus requerimentos nos períodos simulados, conforme mostrado na Figura 6.98.

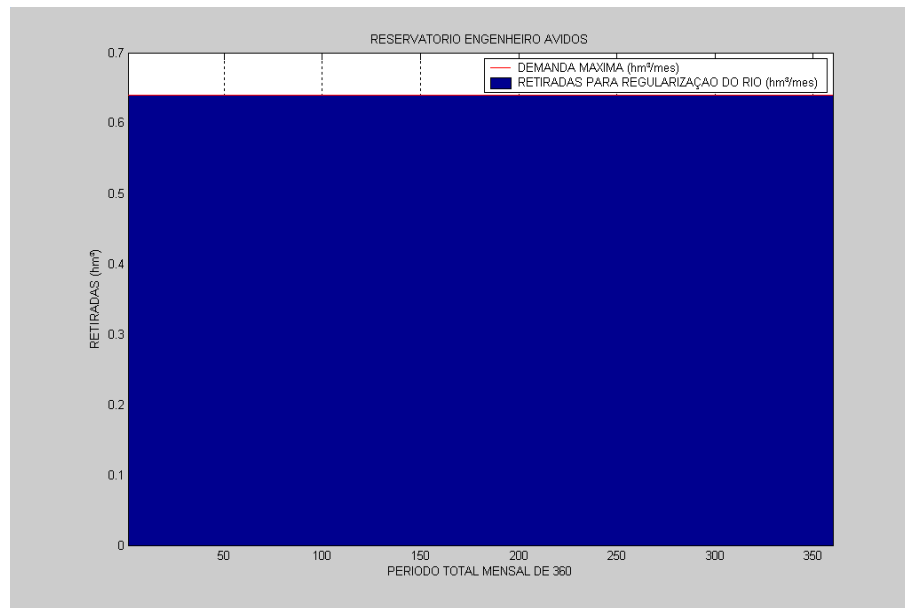


Figura 6.98 – Retiradas regularizada para ecossistemas aquáticos do açude Eng. Ávidos no Cenário 03.

As retiradas d'água destinadas as demandas de irrigação de culturas perenes atenderam os seus requerimentos nos meses simulados, como pode ser visto na Figura 6.99.

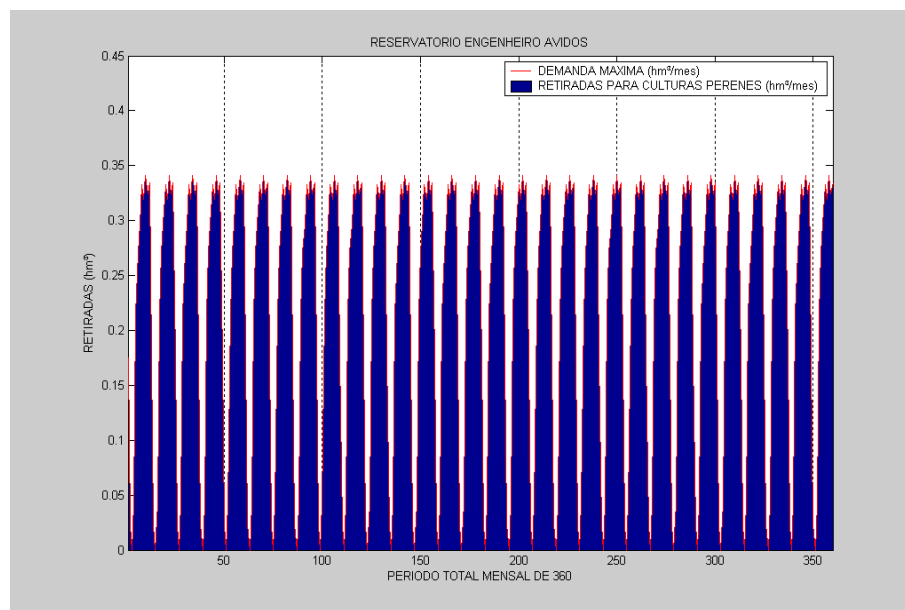


Figura 6.99 – Retiradas para culturas perenes no açude Eng. Ávidos no Cenário 03.

A Figura 6.100 mostra as retiradas d'água feitas para atender as demandas de irrigação das culturas sazonais, e verificou-se que todas foram atendidas no período simulado.

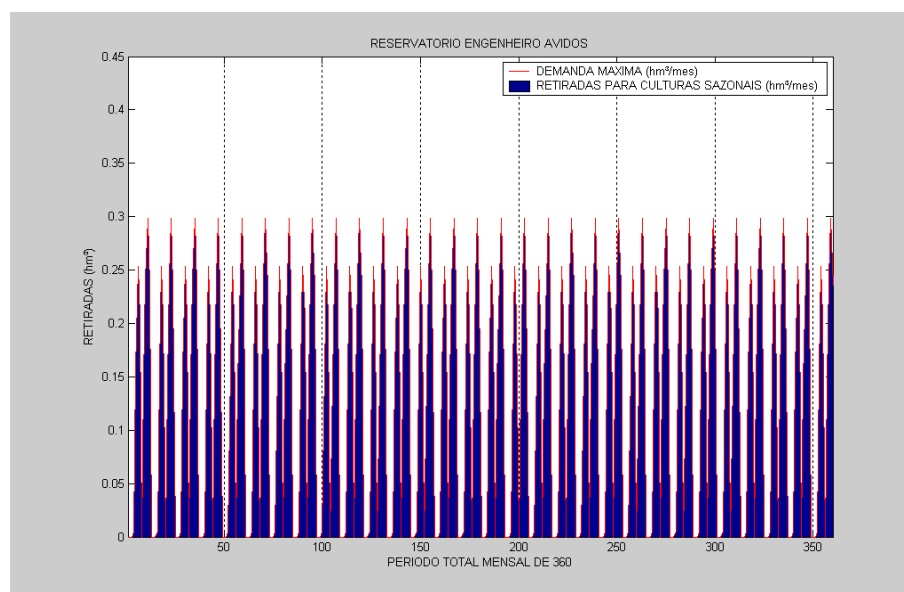


Figura 6.100 – Retiradas para culturas sazonais no açude Eng. Ávidos no Cenário 03.

A Tabela 6.5 mostra os indicadores de desempenho para o atendimento das demandas de água vinculadas ao reservatório Engenheiro Ávidos, no cenário 03. Observa-se que todas as demandas quantitativas de água foram completamente satisfeitas.

Tabela 6.5 – Indicadores de Desempenho das Demandas Simuladas.

Reservatório Engenheiro Ávidos				
	Retiradas para Abastecimento hm³	Retiradas para Culturas Perenes hm³	Retiradas para Culturas Sazonais hm³	Retiradas para Ecossistemas Aquáticos hm³
Nº de falhas	0	0	0	0
Nº de vezes que entrou numa falha e recuperou	0	0	0	0
Confiabilidade (%)	100	100	100	100
Resiliência (%)	100	100	100	100
Vulnerabilidade (%)	0	0	0	0
Sustentabilidade (%)	100	100	100	100

A Figura 6.101 permite visualizar o comportamento da DBO ao longo período simulado no reservatório Engenheiro Ávidos. Pode-se observar que os níveis de concentrações estão enquadrados segundo sua meta, que é a da Classe II.

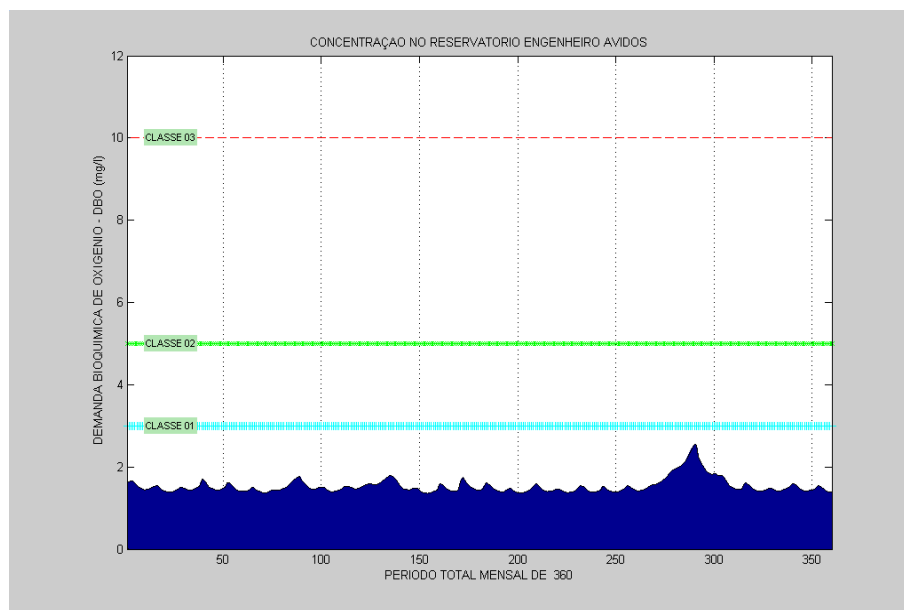


Figura 6.101 - Comportamento da DBO no açude Eng. Ávidos no Cenário 03.

Na Figura 6.102 nota-se que os níveis de concentração de OD do reservatório Engenheiro Ávidos estão muito acima da meta estabelecida, isso se deu devido os níveis de concentrações de DBO serem baixos (Figura 6.101).

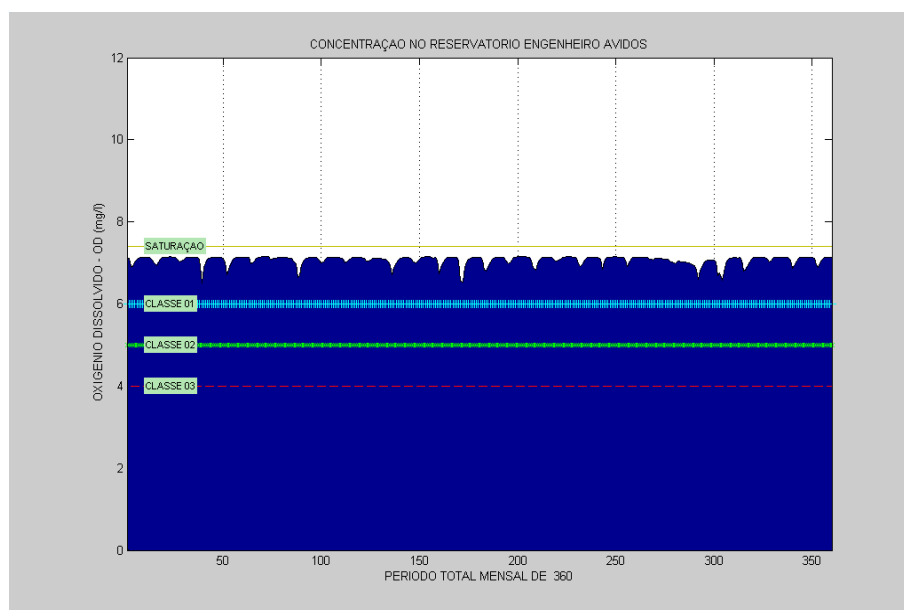


Figura 6.102 - Comportamento do OD no açude Eng. Ávidos no Cenário 03.

Analisando os níveis de NT do reservatório Engenheiro Ávidos observa-se na Figura 6.103 que estão enquadrados na meta estabelecida, ou seja, na Classe II.

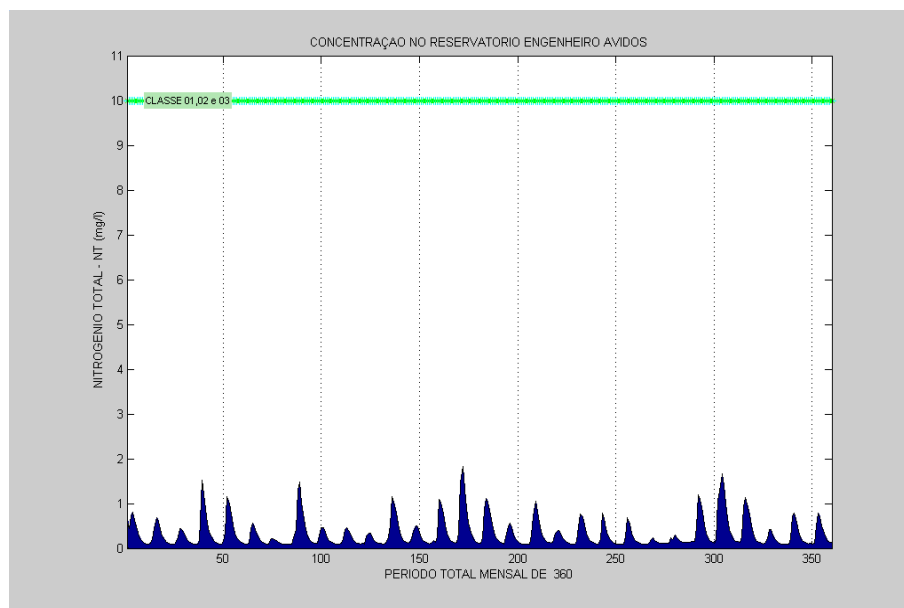


Figura 6.103 - Comportamento do NT no açude Eng. Ávidos no Cenário 03.

Com relação o FT no reservatório Engenheiro Ávidos, verifica-se, pela Figura 6.104, que os níveis de concentrações ao longo do período simulado apresentam estar de acordo com a meta estabelecida, ou seja, a Classe II.

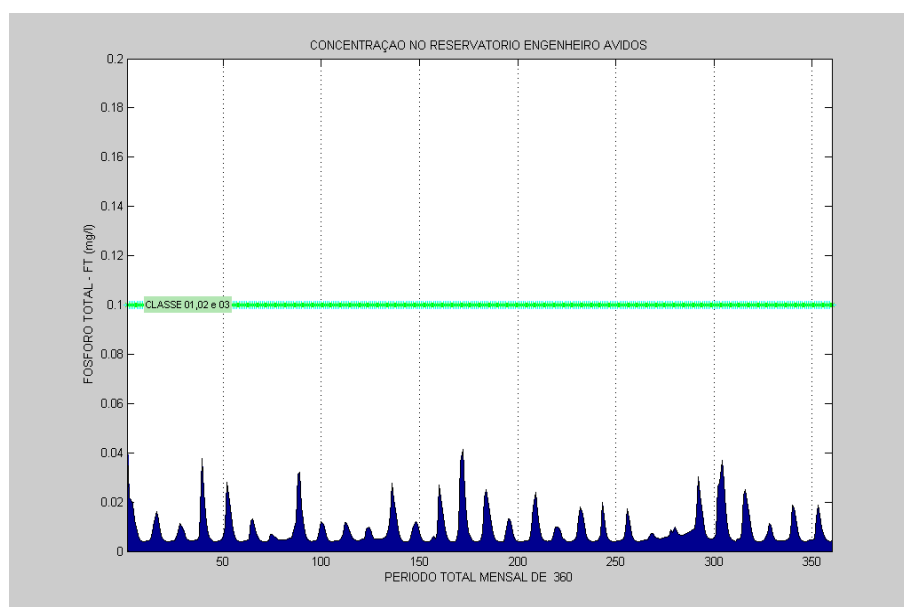


Figura 6.104 - Comportamento do FT no açude Eng. Ávidos no Cenário 03.

Como a CLA é função do FT, este parâmetro comportou-se de forma similar, como pode ser observado na Figura 6.105, além de estar também enquadrada na Classe II.

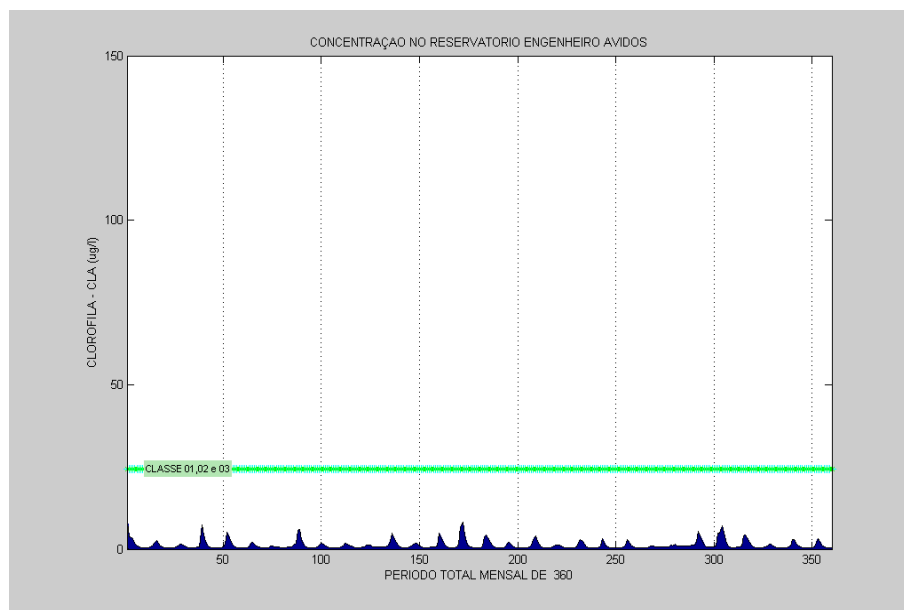


Figura 6.105 - Comportamento da CLA no açude Eng. Ávidos no Cenário 03.

Para os CF no reservatório Engenheiro Ávidos, pode ser observado que os níveis de concentrações continuaram baixos, como pode ser verificado na Figura 6.106.

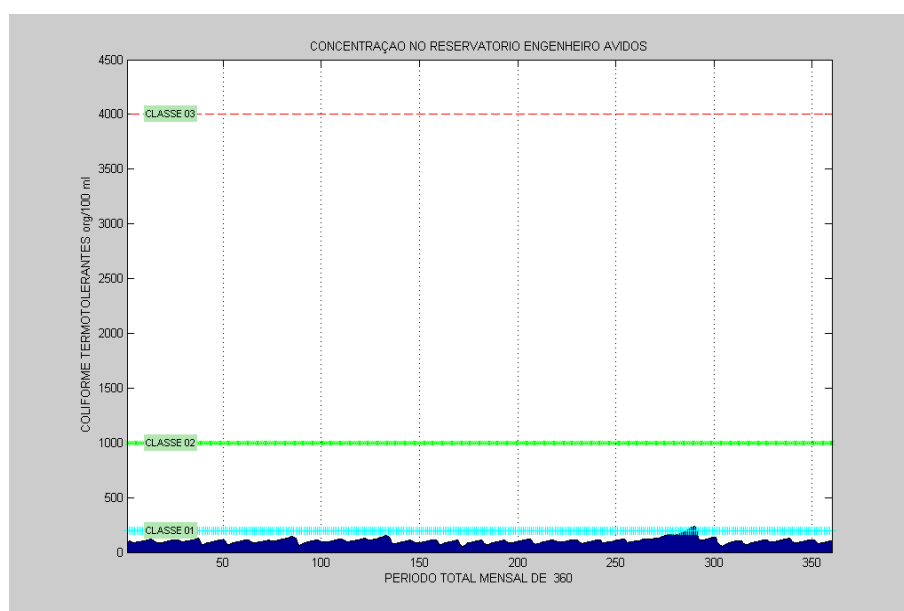


Figura 6.106 - Comportamento da CF no açude Eng. Ávidos no Cenário 03.

6.1.3.2 - Ponto de Controle – PC1

A análise do comportamento dos níveis de concentrações ao longo do rio e no Ponto de Controle – PC1 para este cenário estão apresentados nas Figuras 6.107 a 6.126.

As concentrações da DBO, do FT e do OD para este cenário tiveram as mesmas prioridades de outras demandas, como o abastecimento e as demandas para regularizar os ecossistemas aquáticos e devem ser enquadrados na Classe II, que é estabelecida como meta.

A Figura 6.107 mostra o comportamento do volume de água no Trecho 01 da calha do rio para o Cenário 03. Foram observados neste cenário grandes picos de vazões. Com relação às vazões afluentes do Riacho Catolé que chegam ao PC1 são as mesmas apresentadas na Figura 6.15.

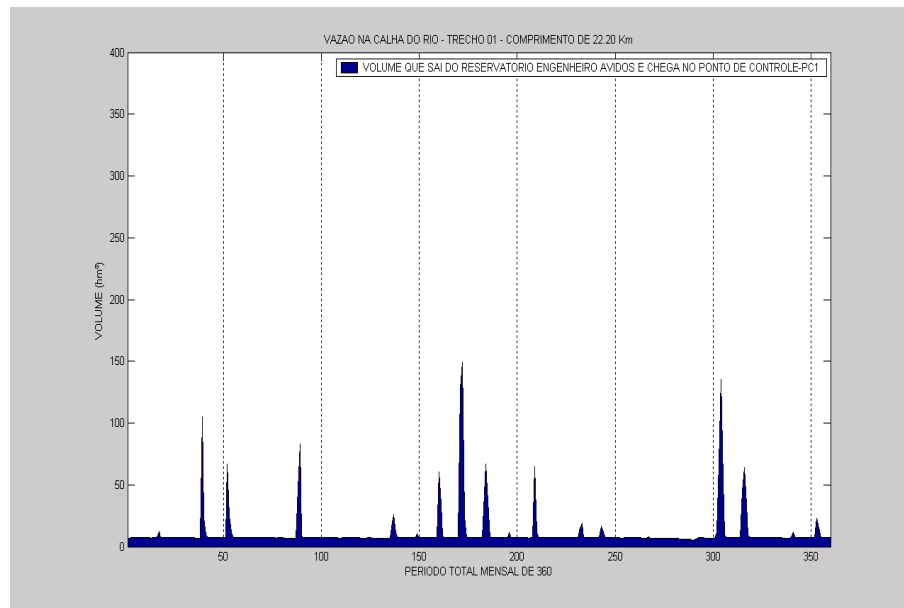


Figura 6.107 - Comportamento das vazões no Trecho 01, no Cenário 03.

A Figura 6.108 mostra o comportamento das vazões no Trecho 02 da calha do rio.

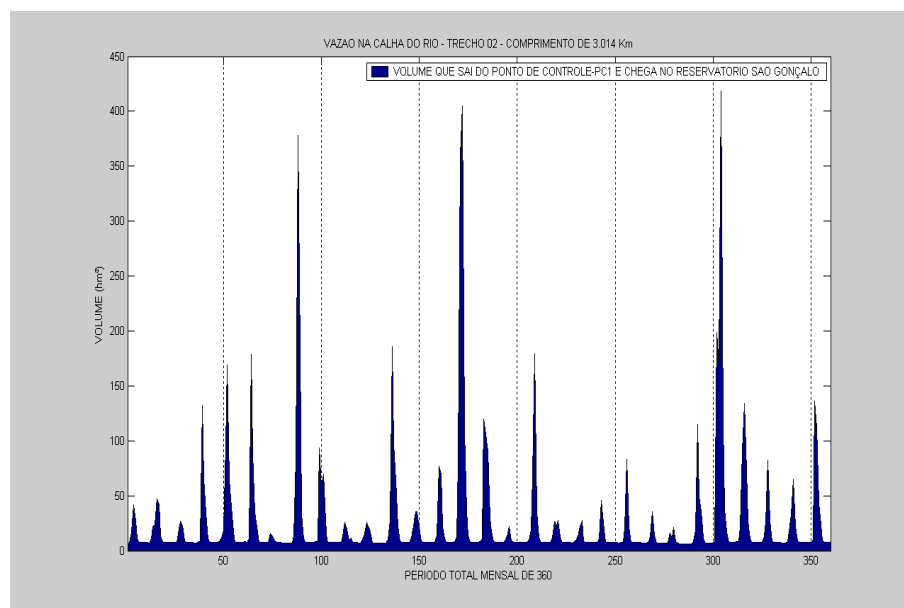


Figura 6.108 - Comportamento das vazões no Trecho 02, no Cenário 03.

Na Figura 6.109 permite verificar que o decaimento da concentração de DBO no Trecho 01 foi menor em comparação com outros cenários, isso ocorreu devido um aumento do volume de água na calha do rio (Figura 6.107) liberado pela descarga de fundo (Figura 6.96) do açude Engenheiro Ávidos.

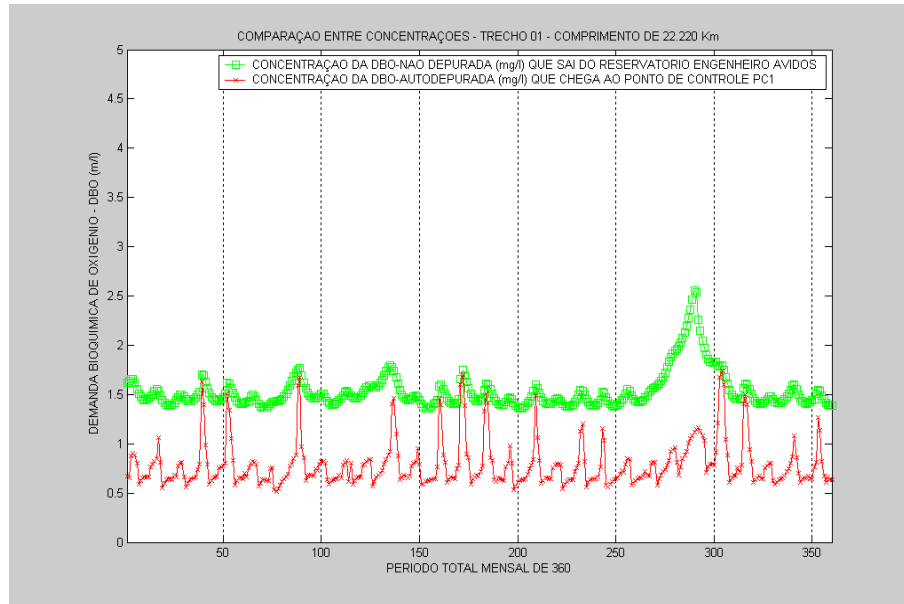


Figura 6.109 - Comportamento da DBO no Trecho 01 do rio no Cenário 03.

A Figura 6.110 mostra os níveis de concentrações da DBO no ponto de controle PC1 no cenário 03 e observa-se que ocorreu uma redução nos níveis de DBO em alguns meses, quando comparados com os outros cenários. Isso ocorreu devido ao aumento da água que chegou ao ponto de controle PC1.

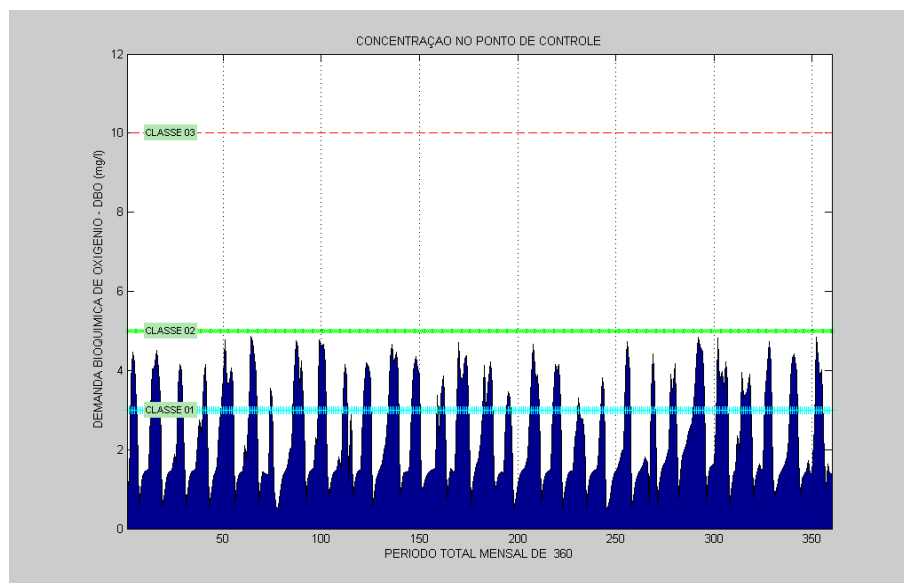


Figura 6.110 - Comportamento da DBO no PC1 situado no rio, no Cenário 03.

A Figura 6.111 permite observar que o decaimento da concentração de DBO foi pequena, isso ocorreu devido à presença de grandes volumes de água (Figura 6.108) e o Trecho 02 ser curto.

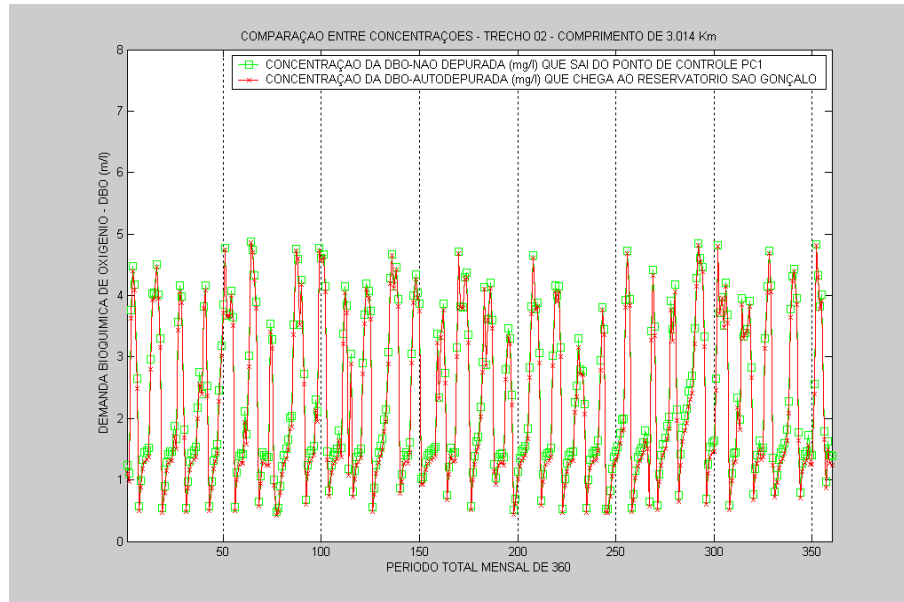


Figura 6.111 - Comportamento da DBO no Trecho 02 do rio no Cenário 03.

A Figura 6.112 mostra que os níveis de concentração de OD, no cenário 03, no Trecho 01, continuam satisfatórios ao longo do rio. Isso ocorreu devido os níveis de concentração de DBO continuarem baixos.

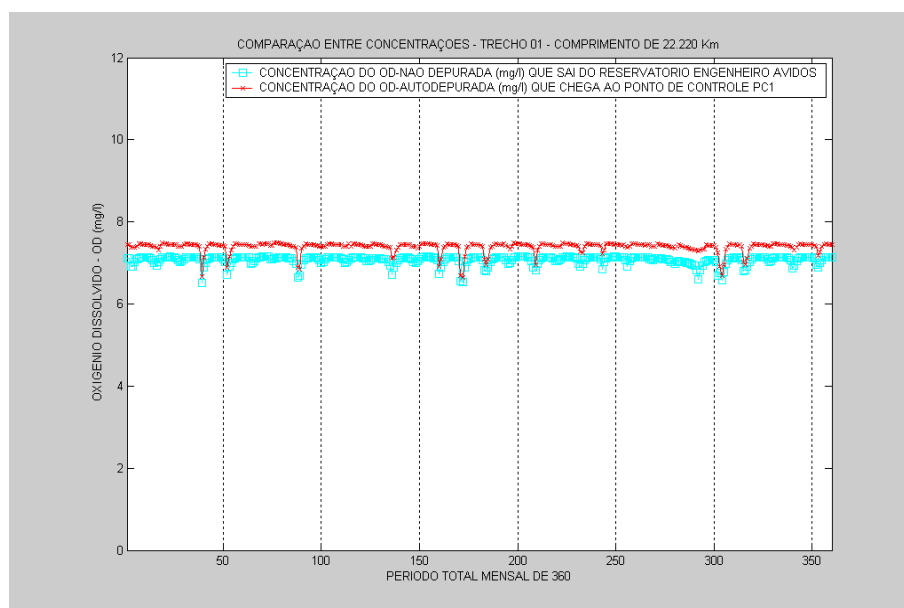


Figura 6.112 - Comportamento do OD no Trecho 01 do rio no Cenário 03.

A Figura 6.113 mostra os níveis de concentração do OD. Fazendo uma comparação com outros cenários, verificou-se uma melhora deste parâmetro, devido à redução dos níveis de concentração da DBO no Ponto de Controle PC1.

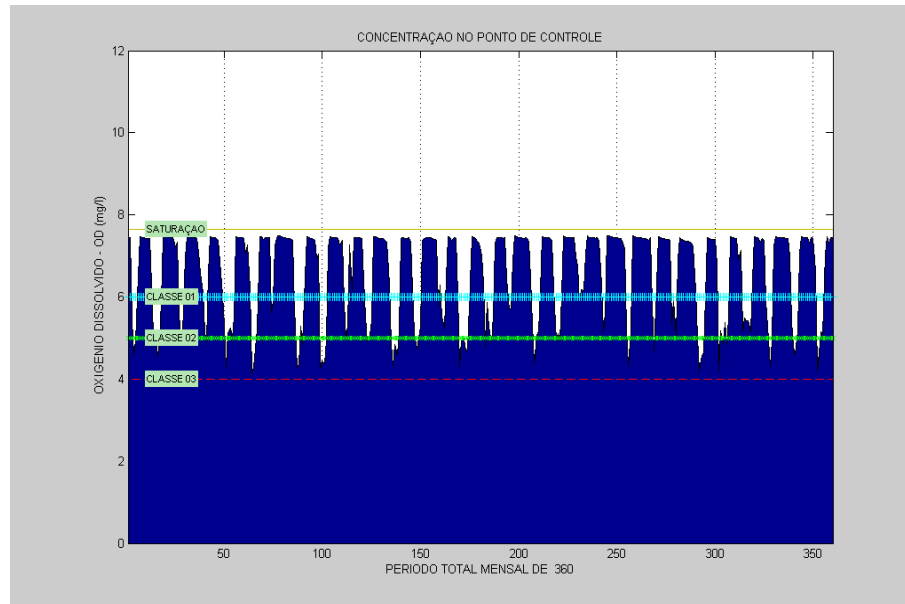


Figura 6.113 - Comportamento do OD no PC1 situado no rio, no Cenário 03.

Na Figura 6.114 mostra o comportamento da autodepuração das concentrações que sai do PC1 e chega ao reservatório São Gonçalo e verificou-se uma diminuição dos níveis de DBO no PC1 (Figura 6.110) e conseqüentemente uma melhora nos níveis de OD no Trecho 02, apesar de ser pequeno.

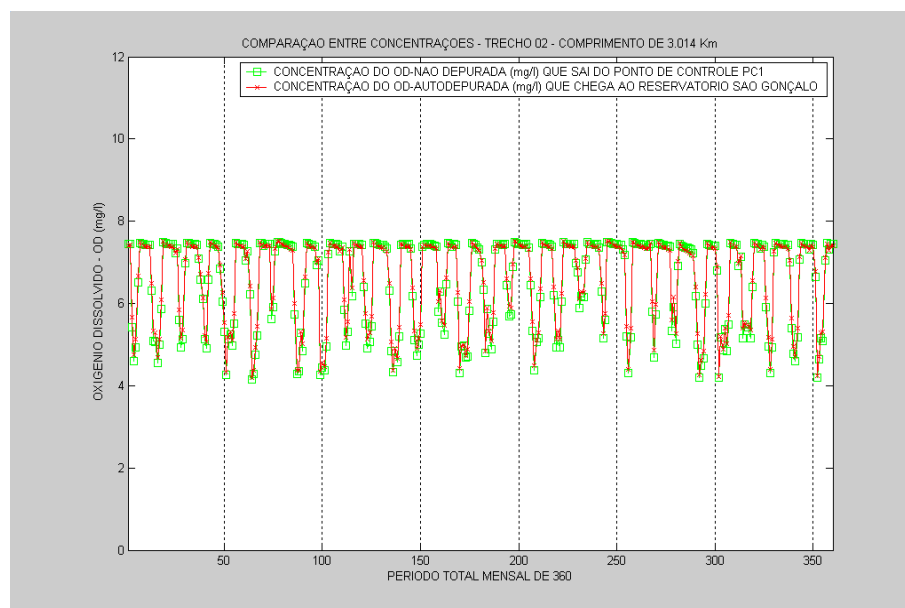


Figura 6.114 - Comportamento do OD no Trecho 02 do rio no Cenário 03.

Na Figura 6.115 mostra o comportamento dos níveis de concentração do NT no Trecho 01 da calha do rio. Pode ser verificado a presença, em alguns meses, de picos na concentração do NT autodepurado devido à presença de grandes vazões na calha do rio.

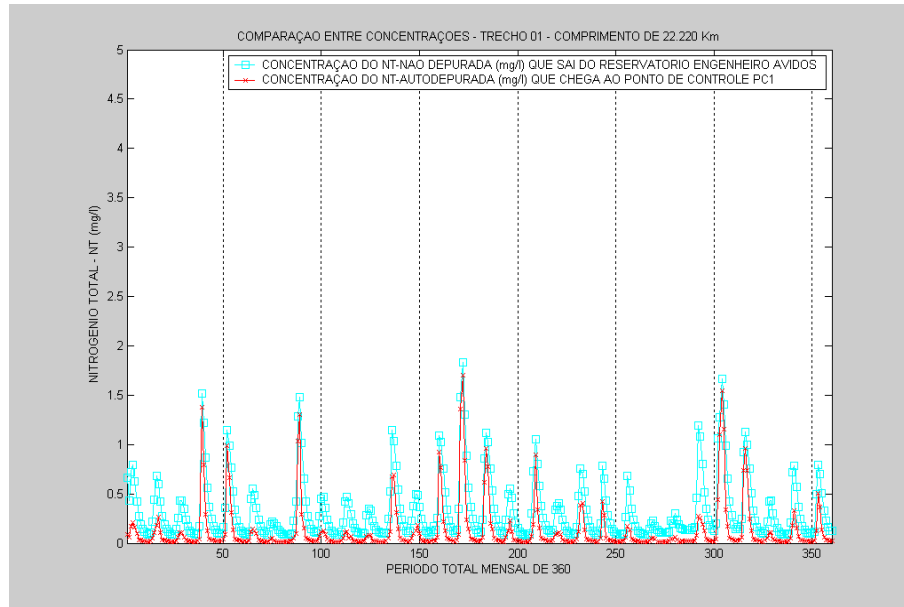


Figura 6.115 - Comportamento do NT no Trecho 01 do rio no Cenário 03.

Na Figura 6.116 mostra o comportamento dos níveis de concentração do NT no ponto de controle PC1 e é observado que está de acordo com a meta estabelecida para estar enquadrado segundo os requerimentos para a Classe II.

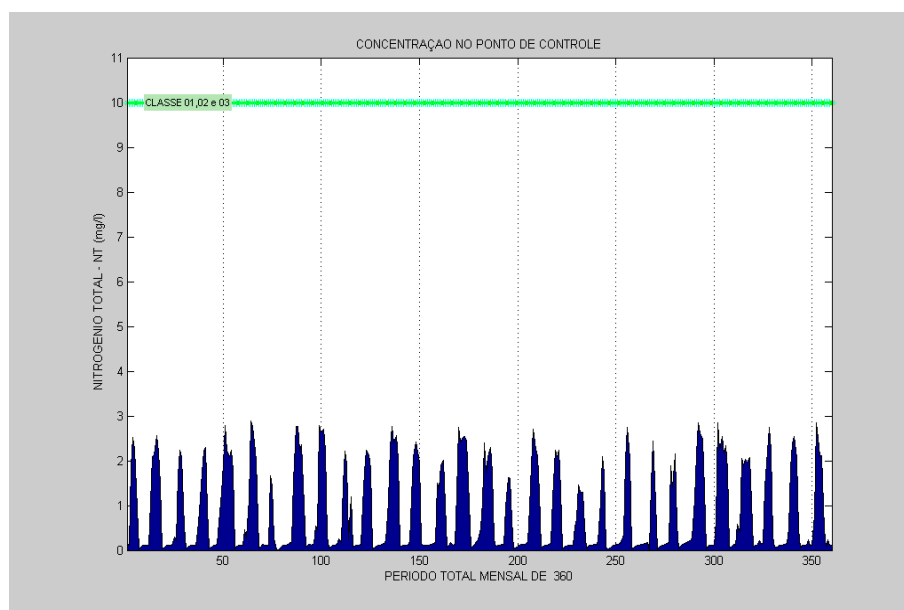


Figura 6.116 - Comportamento do NT no PC1 situado no rio, no Cenário 03.

A Figura 6.117 mostra que o efeito da autodepuração na concentração do NT no Trecho 02 foi pequeno. Isso ocorreu devido o aumento dos volumes de água no trecho advindo do reservatório Engenheiro Ávidos e pelo Trecho 02 ser curto.

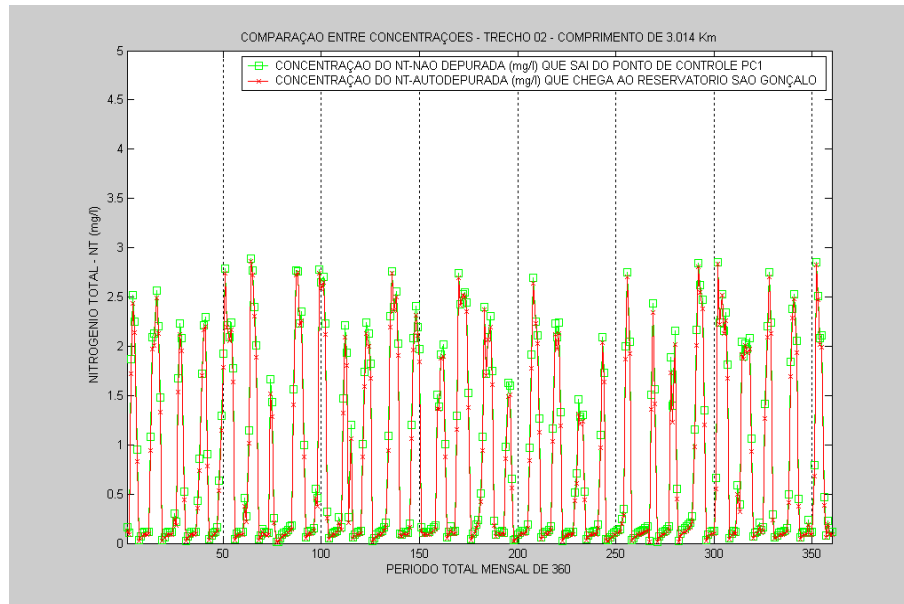


Figura 6.117 - Comportamento do NT no Trecho 02 do rio no Cenário 03.

A Figura 6.118 mostra que, em alguns meses, houve picos nos níveis de concentração do NT autodepurado devido à presença de grandes vazões no rio.

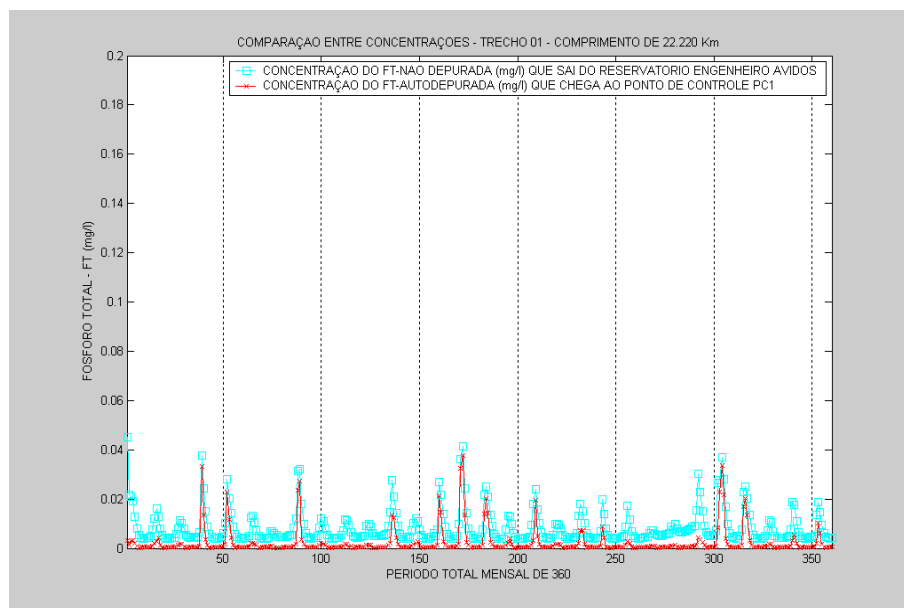


Figura 6.118 - Comportamento do FT no Trecho 01 do rio no Cenário 03.

A Figura 6.119 mostra que os níveis da concentração do FT diminuíram em comparação os outros cenários. Isso ocorreu devido à chegada de volumes provenientes da descarga de fundo do reservatório Engenheiro Ávidos no ponto de mistura do PC1, ficando com valores na meta estabelecida, ou seja, segundo ao enquadramento na Classe II.

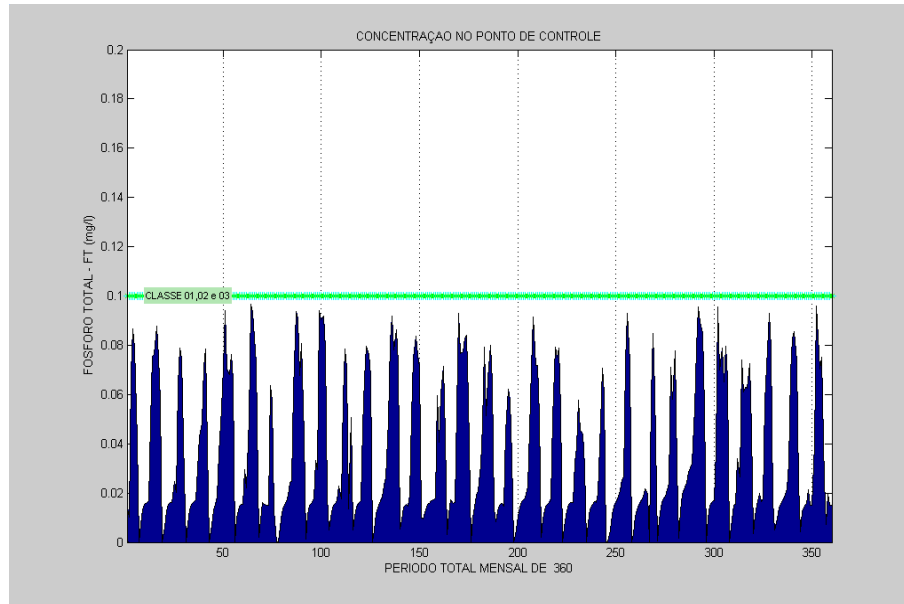


Figura 6.119 - Comportamento do FT no PC1 situado no rio, no Cenário 03.

A Figura 6.120 mostra que o decaimento da concentração do FT neste trecho foi pequeno na maioria dos meses. Isso ocorre devido à chegada de grandes volumes na calha do rio e o Trecho 02 ser pequeno.

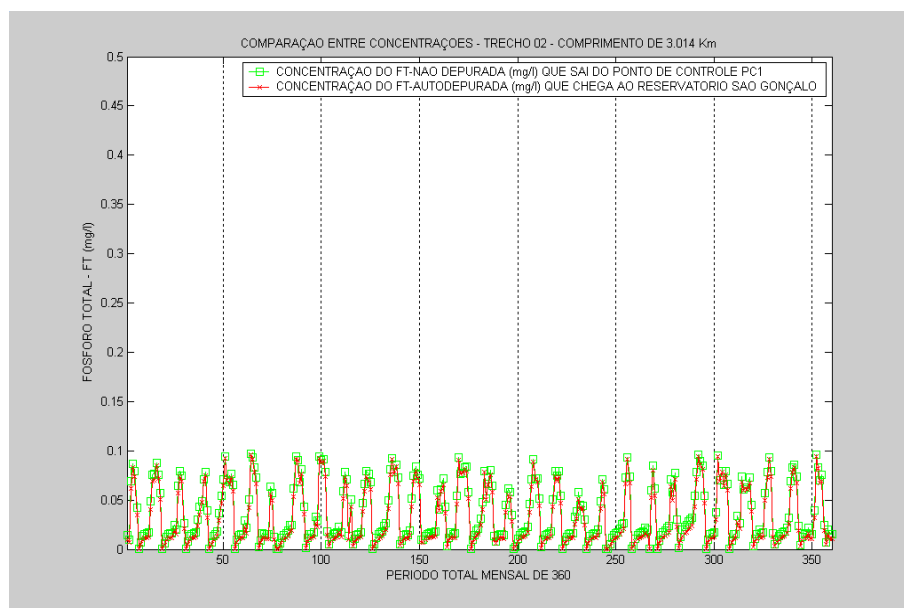


Figura 6.120 - Comportamento do FT no Trecho 02 do rio no Cenário 03.

Na Figura 6.121 pode ser observado o comportamento da autodepuração da concentração do CLA ao longo do período simulado no Trecho 01 do rio. Como é função da concentração do FT, suas concentrações apresentaram um decaimento semelhante.

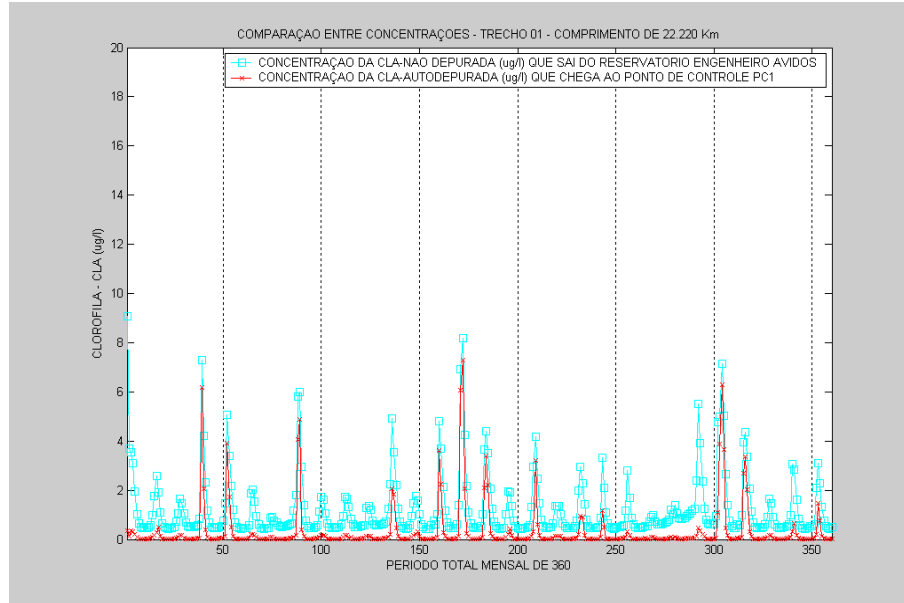


Figura 6.121 - Comportamento da CLA no Trecho 01 do rio no Cenário 03.

Observando os níveis de concentração de CLA ao longo do período simulado, pode ser observado na Figura 6.122 que ficaram enquadrados segundo a meta estabelecida.

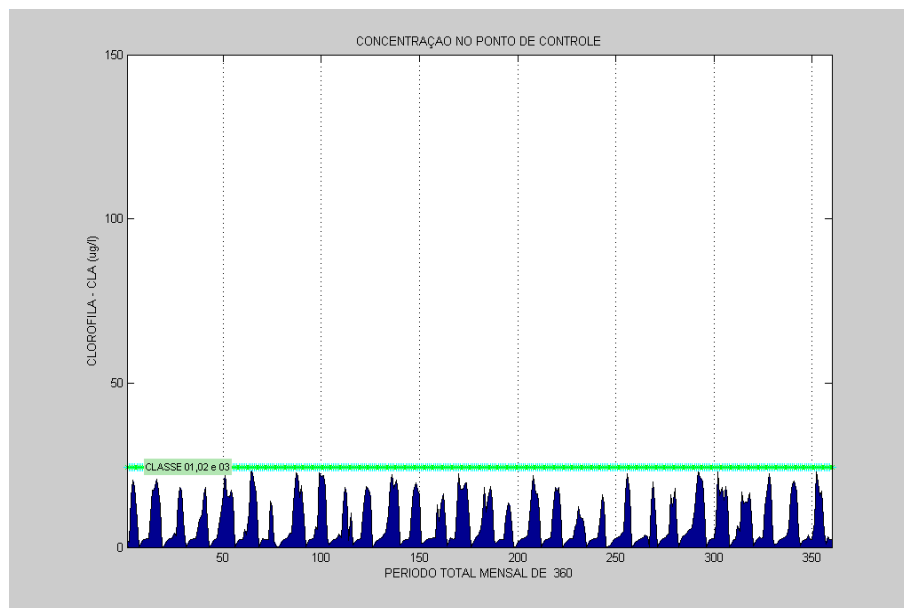


Figura 6.122 - Comportamento da CLA no PC1 situado no rio, no Cenário 03.

A Figura 6.123 mostra a comparação da concentração de CLA liberada para rio e a concentração autodepurada de CLA até chegar ao reservatório São Gonçalo. Como é função do FT demonstrou o mesmo comportamento.

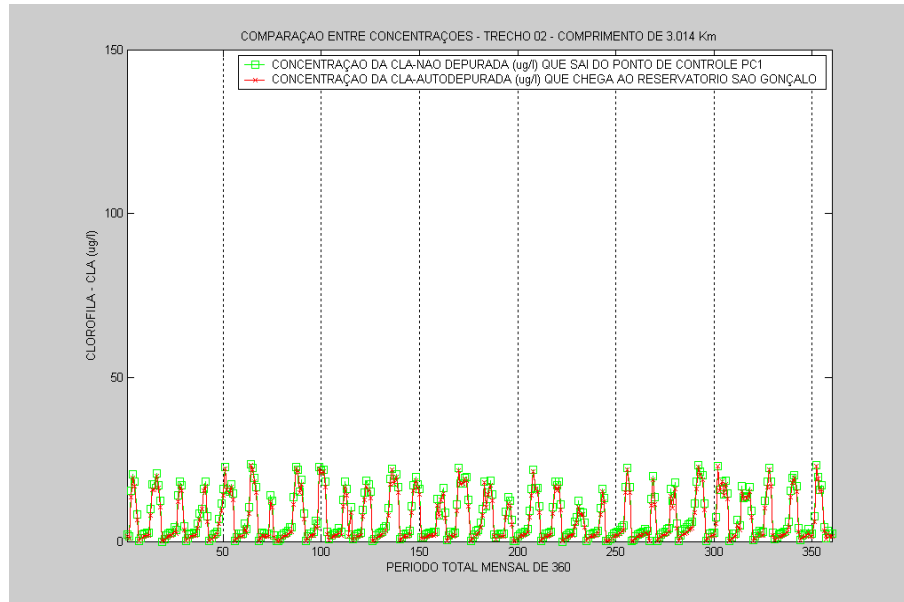


Figura 6.123 - Comportamento da CLA no Trecho 02 do rio no Cenário 03.

Na Figura 6.124, pode ser observado alguns valores de pico na concentração de CF autodepuradas, ao longo do Trecho 01. Isso ocorreu devido à presença de grandes vazões.

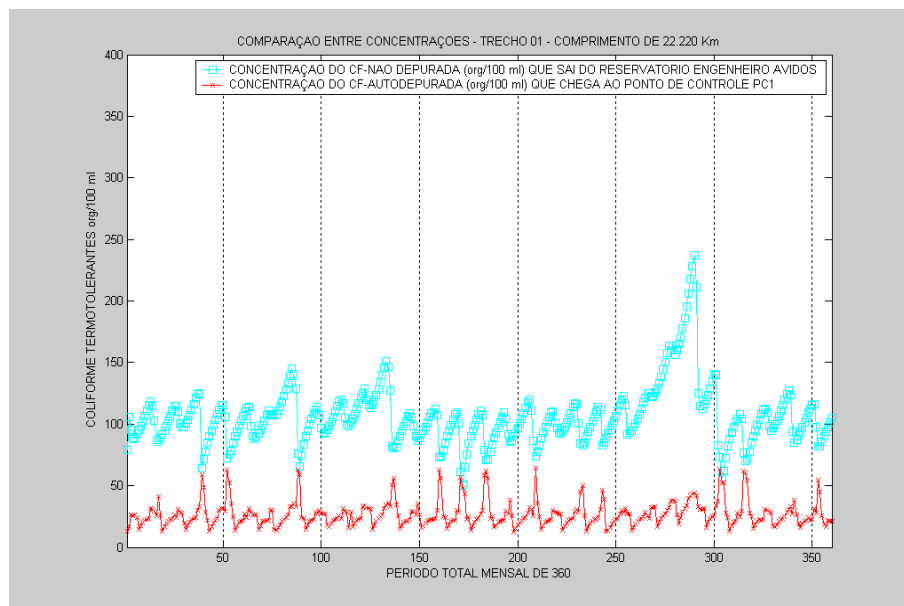


Figura 6.124 - Comportamento da CF no Trecho 01 do rio no Cenário 03.

Analisando a concentração de CF no ponto de controle PC1, percebe-se que em todo período simulado seus valores se enquadram na Classe II estabelecida, conforme mostrado na Figura 6.125.

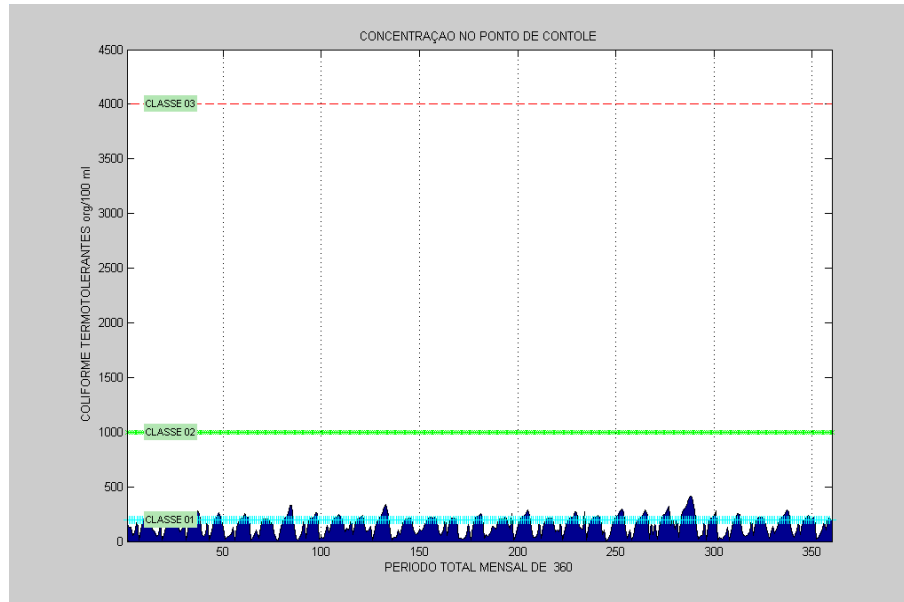


Figura 6.125 - Comportamento do CF no PC1 situado no rio, no Cenário 03.

Na Figura 6.126 pode-se observar que o decréscimo nos níveis de concentração de CF foi pequena. Isso ocorreu devido à chegada de grandes volumes de água e o Trecho 02 por ser pequeno.

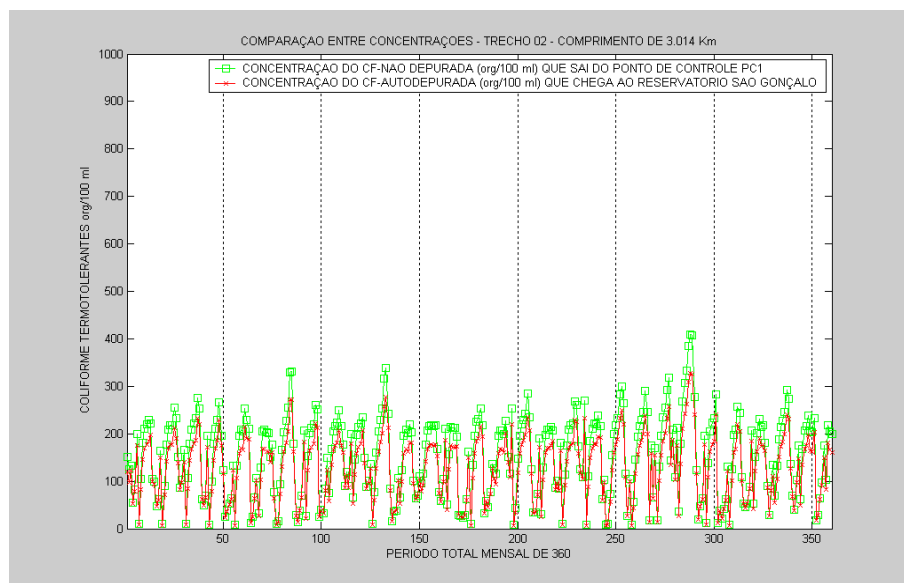


Figura 6.126 - Comportamento do CF no Trecho 02 do rio no Cenário 03.

6.1.3.3 - Reservatório São Gonçalo – S2

A Figura 6.127 mostra que o volume armazenado do açude São Gonçalo, neste cenário, aumentou em comparação com os cenários anteriores. A restrição operacional de volume meta foi satisfeita.

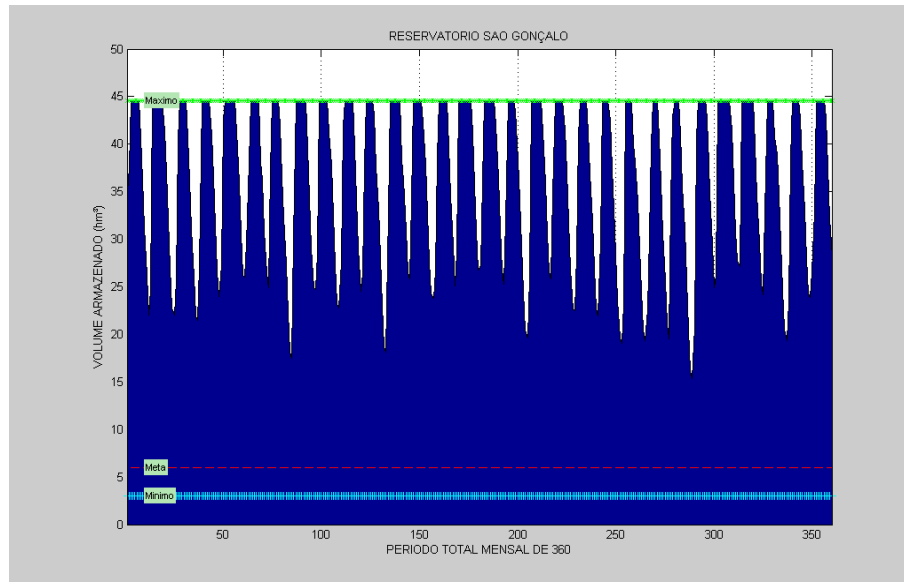


Figura 6.127 – Comportamento do volume armazenado do açude São Gonçalo no Cenário 3.

Conforme a Figura 6.128, neste cenário a perda por vertimento no açude São Gonçalo aumentou. Isso ocorreu porque as descargas do açude Engenheiro Ávidos foram maiores com relação os cenários anteriores,

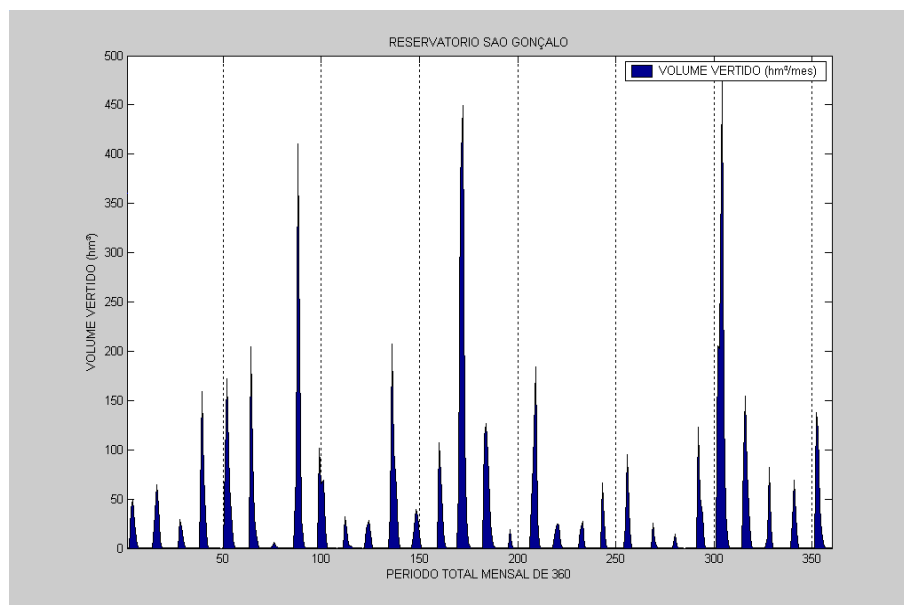


Figura 6.128 – Comportamento do volume vertido do açude São Gonçalo, no Cenário 03.

A Figura 6.129 mostra o comportamento das retiradas d' água pela descarga de fundo do reservatório São Gonçalo e foi verificado que a restrição de associar o volume armazenado com descarga máxima foi atendida, em todos os meses, neste cenário.

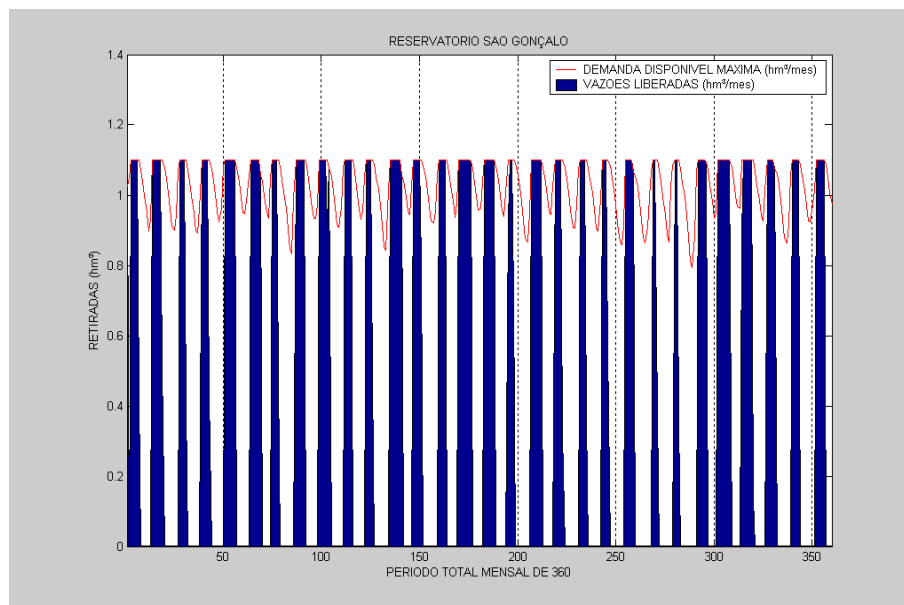


Figura 6.129 – Retiradas pela descarga de fundo no açude São Gonçalo no Cenário 03.

Os requerimentos hídricos para o atendimento das demandas do abastecimento foram completamente atendidos em todos os meses, conforme pode ser visto na Figura 6.130.

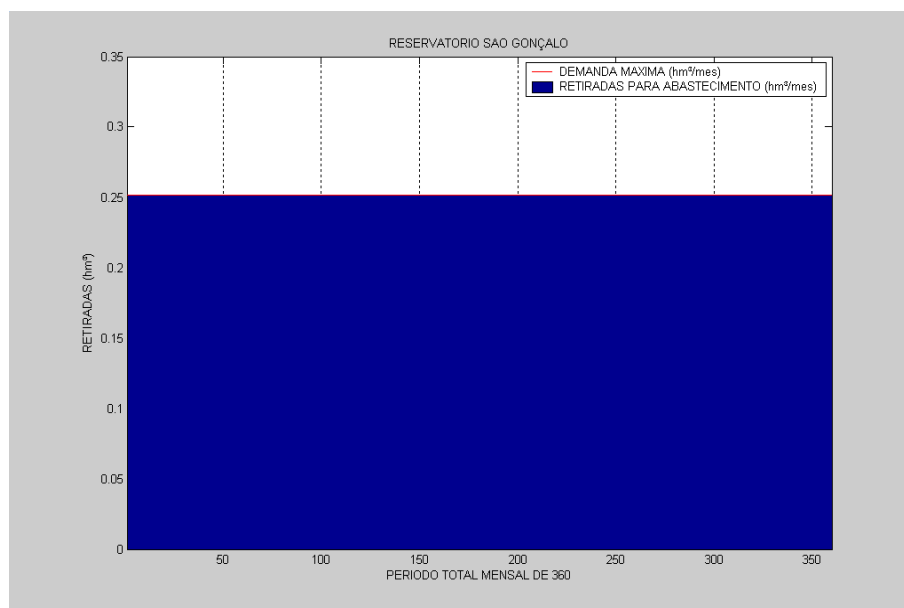


Figura 6.130 – Retiradas para o abastecimento no açude São Gonçalo no Cenário 03.

Na Figura 6.131 mostra que as retiradas para regularizar os ecossistemas aquáticos do rio foram todas atendidas, consequentemente não apresentou nenhuma falha.

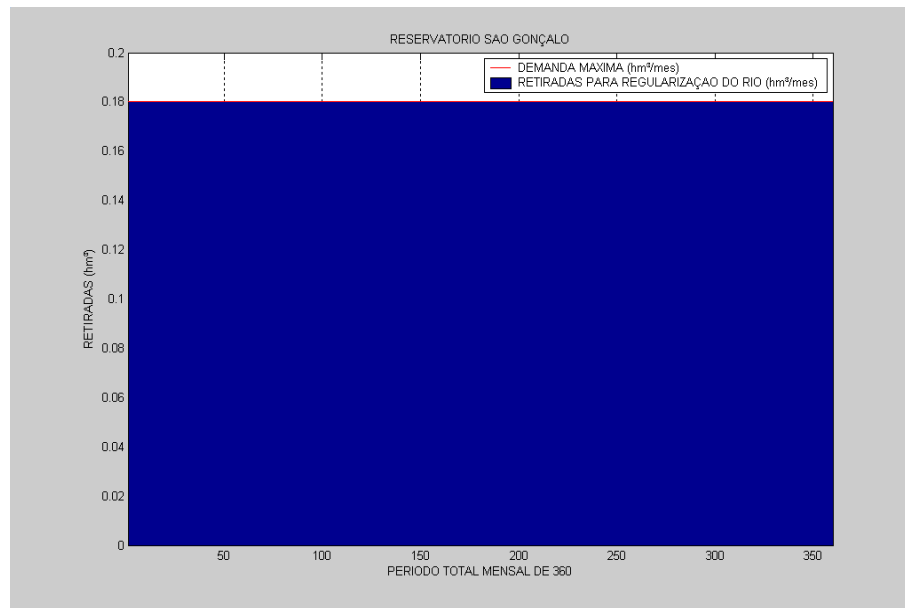


Figura 6.131 – Retiradas para regularizar o atendimento dos ecossistemas do rio no açude São Gonçalo no Cenário 03.

As retiradas d'água para a irrigação de culturas perenes foram suficientes, em todos os meses, para satisfazer a demanda requerida, como mostra a Figura 6.132.

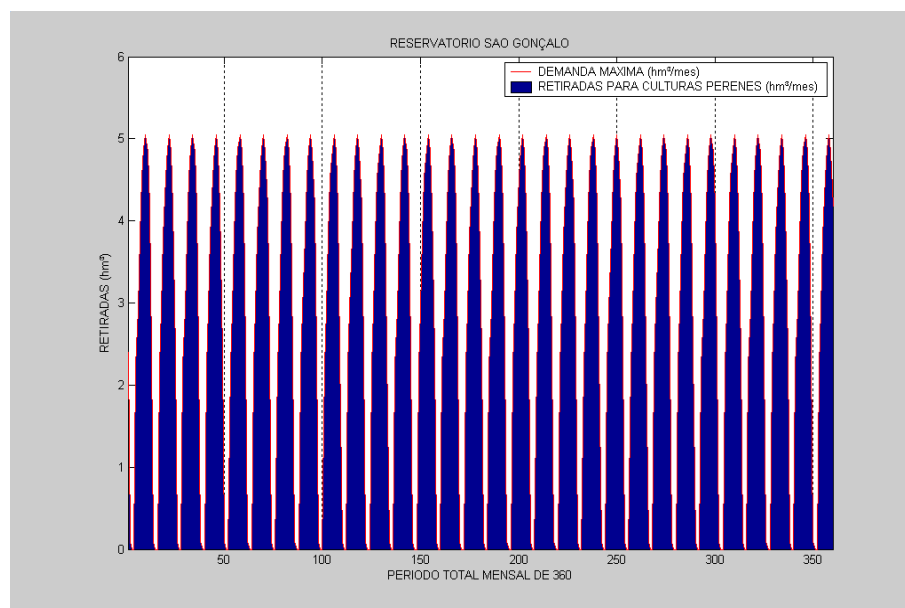


Figura 6.132 – Retiradas para as culturas perenes no açude São Gonçalo no Cenário 03.

Seguindo a seqüência de prioridades, neste cenário, as demandas para irrigação das culturas sazonais não foram atendidas em alguns meses simulados, já que existem outros objetivos que possuem maiores prioridades, como pode ser observado na Figura 6.133.

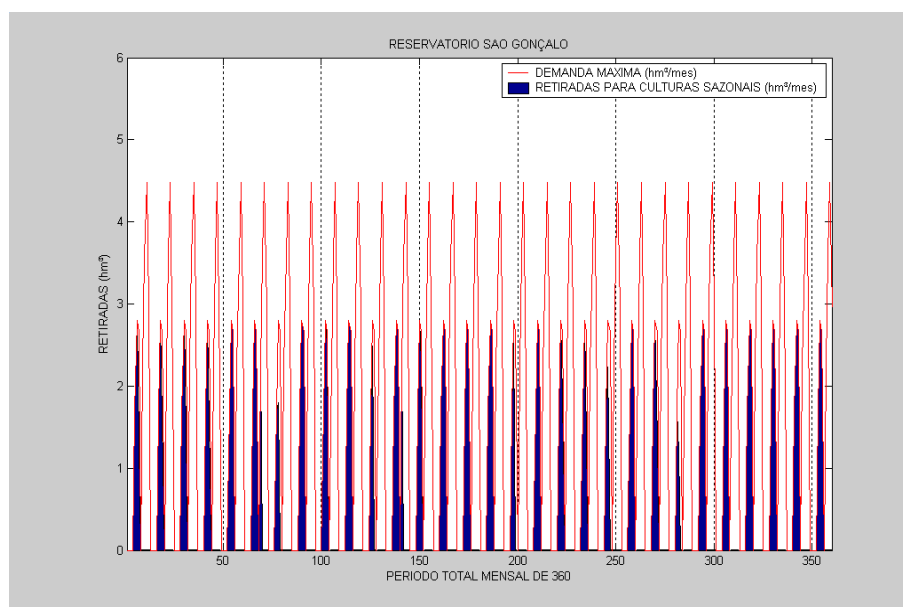


Figura 6.133 – Retiradas as culturas sazonais no açude São Gonçalo no Cenário 03.

A Tabela 6.6 abaixo apresenta os indicadores de desempenho para o atendimento às demandas do reservatório São Gonçalo, para o cenário 03, segundo os resultados obtidos pelo modelo de simulação. O açude São Gonçalo teve um desempenho satisfatório com relação à alocação de água para as demandas, com exceção ao atendimento das demandas para irrigação de culturas sazonais, que mostrou desempenho baixo em comparação com outros cenários. Com relação ao atendimento do requerimento hídrico das culturas sazonais, elas possuem uma confiabilidade relativamente baixa, ficam, em média, 3 meses no processo de falha e a grande preocupação está no atendimento do seu requerimento hídrico, quando em processo de falha, que é, em média, de 6,85%.

Tabela 6.6 – Indicadores de Desempenho das Demandas Simuladas.

Reservatório São Gonçalo				
	Retiradas para Abastecimento hm³	Retiradas para Culturas Perenes hm³	Retiradas para Culturas Sazonais hm³	Retiradas para Ecossistemas Aquáticos hm³
Nº de falhas	0	0	137	0
Nº de vezes que entrou numa falha e recuperou	0	0	43	0

Confiabilidade (%)	100	100	61,94	100
Resiliência (%)	100	100	31,39	100
Vulnerabilidade (%)	0	0	93,15	0
Sustentabilidade (%)	100	100	1,33	100

Já A Figura 6.134 mostra o comportamento dos níveis de concentração de DBO no reservatório São Gonçalo que estão enquadrados na Classe II.

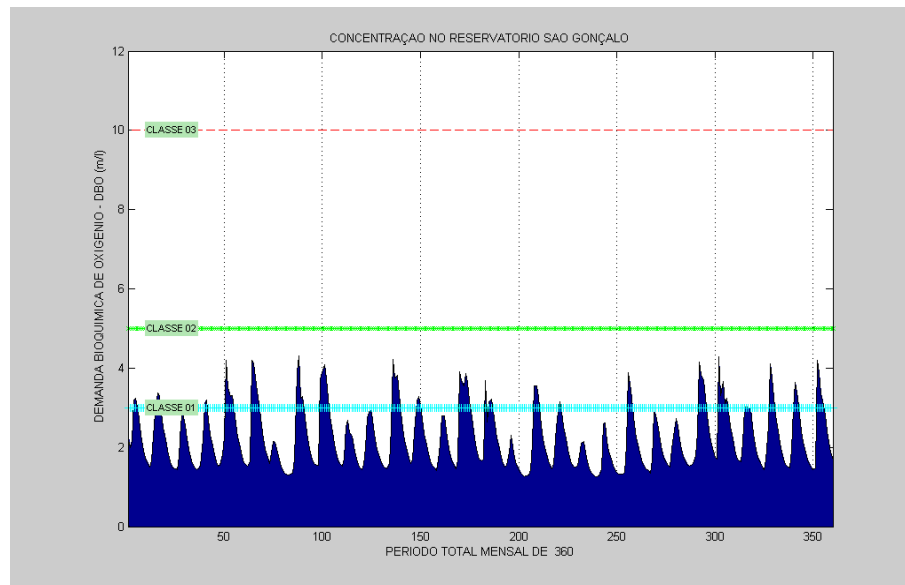


Figura 6.134 - Comportamento da DBO no açude São Gonçalo no Cenário 03.

Conforme a Figura 6.135 observou-se que os níveis de concentração do OD foram satisfatórios. Isto ocorreu porque o reservatório São Gonçalo conseguiu armazenar mais água em comparação aos outros cenários e por apresentar uma diminuição nos níveis de DBO.

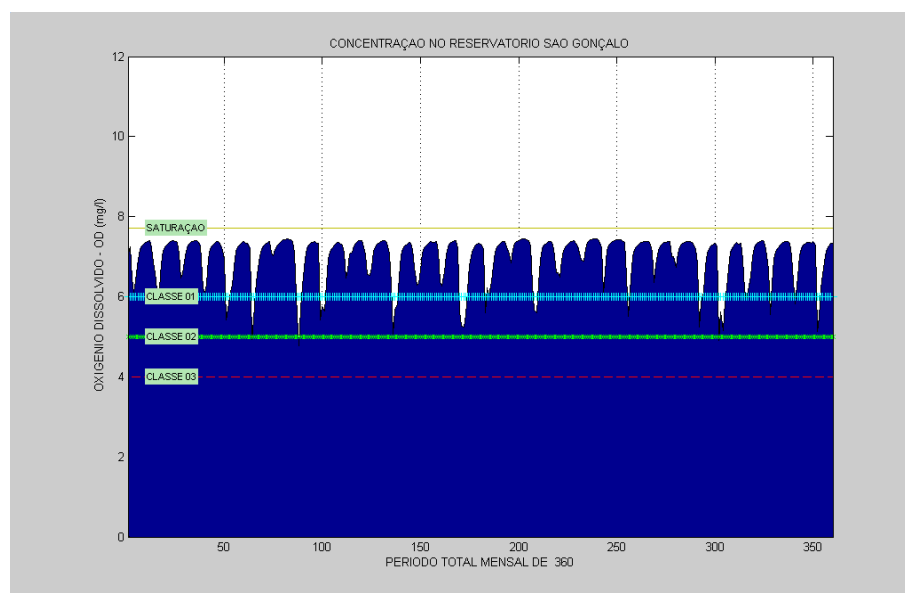


Figura 6.135 - Comportamento do OD no açude São Gonçalo no Cenário 03.

A Figura 6.136 mostra o comportamento dos níveis de concentração do NT e é percebido que este parâmetro está de acordo com a Classe II.

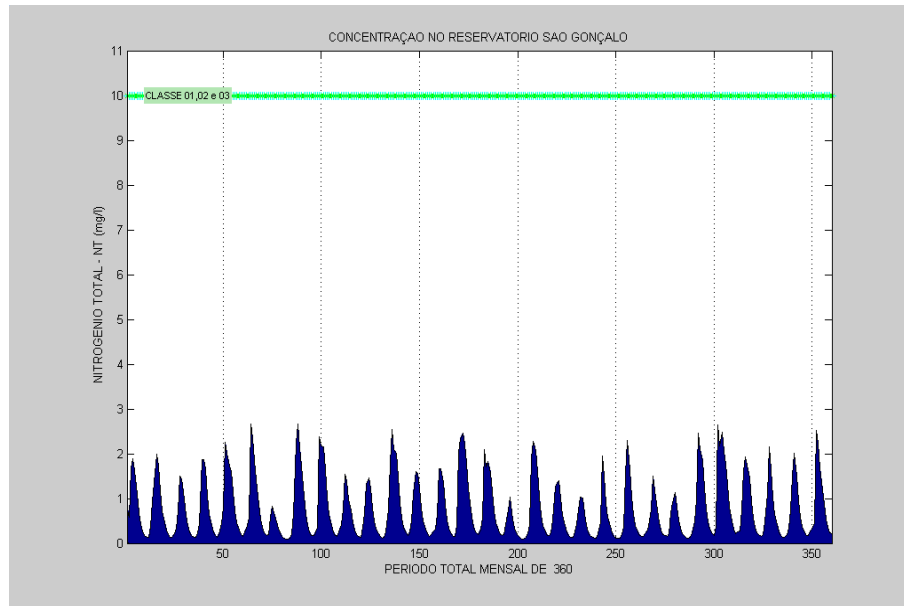


Figura 6.136 - Comportamento do NT no açude São Gonçalo no Cenário 03.

A Figura 6.137 mostra os níveis de concentração do FT no açude São Gonçalo e pode ser observado que todos estão enquadrados na Classe II.

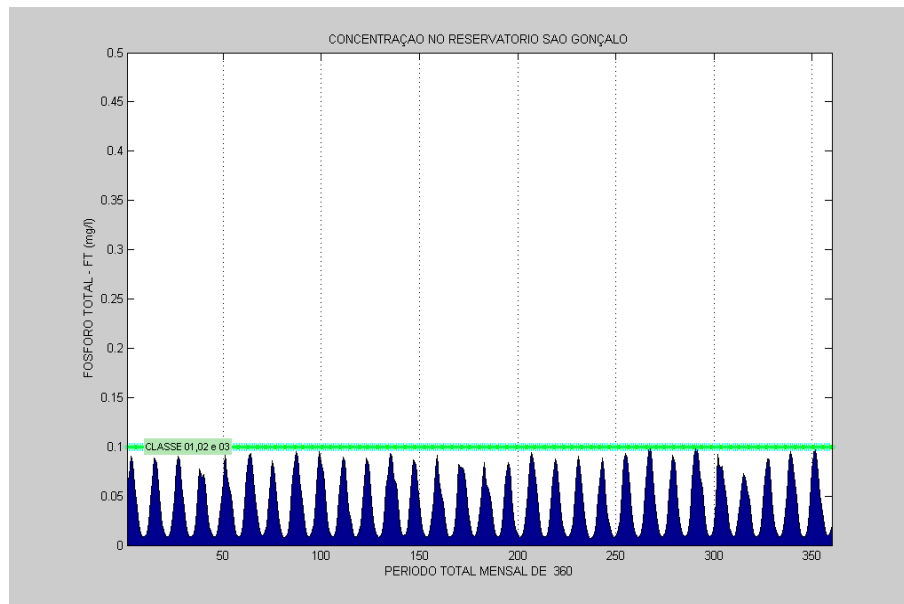


Figura 6.137 - Comportamento do FT no açude São Gonçalo no Cenário 03.

Observando os níveis de concentração da CLA ao longo do período simulado, observa-se, na Figura 6.138, que todos ficaram enquadrados segundo a meta estabelecida.

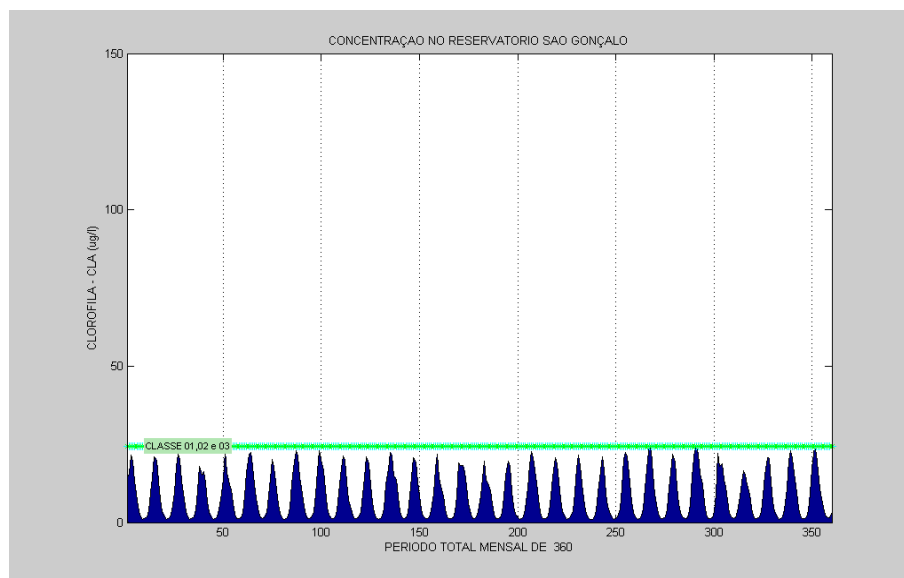


Figura 6.138 - Comportamento da CLA no açude São Gonçalo no Cenário 03.

Percebe-se, segundo a Figura 6.139, que a concentração de CF no açude São Gonçalo em todo período simulado ficou enquadrada na Classe II estabelecida, demonstrando uma situação satisfatória.

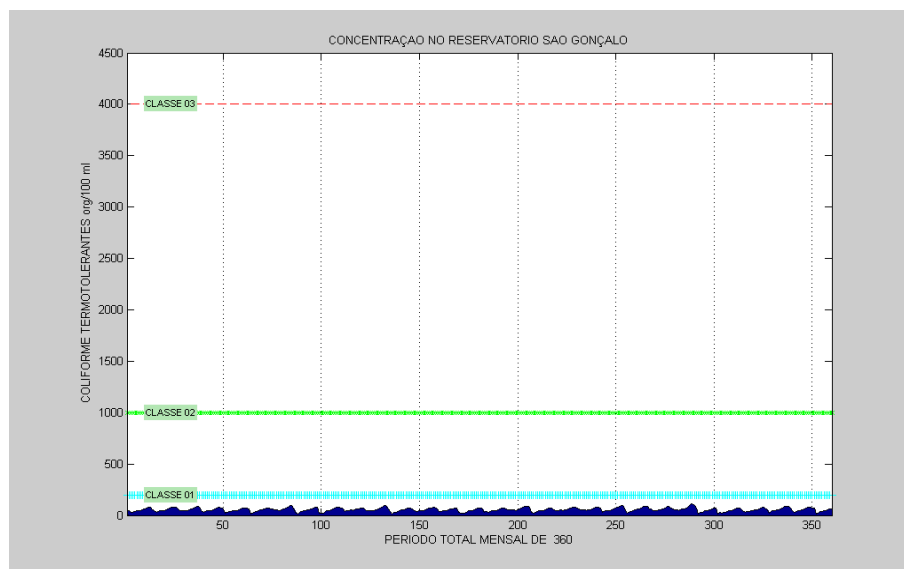


Figura 6.139 - Comportamento do CF no açude São Gonçalo no Cenário 03.

6.1.3.4 - Análise Integrada do Cenário III

Para este cenário, analisando o aspecto quantitativo, foi observado que o reservatório São Gonçalo não atendeu em alguns meses as demandas de irrigação para culturas sazonais, mesmo recebendo vazões advindas do reservatório Engenheiro Ávidos e do Riacho Catolé. Isso ocorreu porque o reservatório São Gonçalo possuía outros setores com prioridades

maiores. Já com relação o aspecto qualitativo para este cenário, foi observado que no ponto de controle PC1 apresentaram índices de DBO, FT e CLA satisfatórios atendendo a meta estabelecida para Classe II, ficando a desejar os níveis de OD em alguns meses. Para o reservatório São Gonçalo foi constatada, também, a minimização do FT e da CLA e maximização do OD, isso ocorreu porque estes objetivos têm maiores prioridades com relação a outras variáveis. Analisando também os demais parâmetros de qualidade de água nos outros componentes hídricos do sistema verificou-se que estes atenderam a meta estabelecida.

6.1.4 - CENÁRIO 04

6.1.4.1 - Reservatório Engenheiro Ávidos – S1

Os resultados obtidos na simulação do açude Engenheiro Ávidos, para este cenário, são apresentados na Tabela 6.7 e Figuras 6.140 a 6.152.

Este cenário de operação considera as mesmas prioridades do cenário 03, mas considerando agora a instalação de uma Estação de Tratamento de Efluentes (ETE) com rendimento de remoção de 85% (Lagoa de estabilização).

Pode-se observar que todas as restrições operacionais foram satisfeitas, conforme mostra a Figura 6.140. Devido à chegada de grandes vazões afluentes no reservatório Engenheiro Ávidos foi observadas perdas de água por vertimento, como pode ser visto na Figura 6.141.

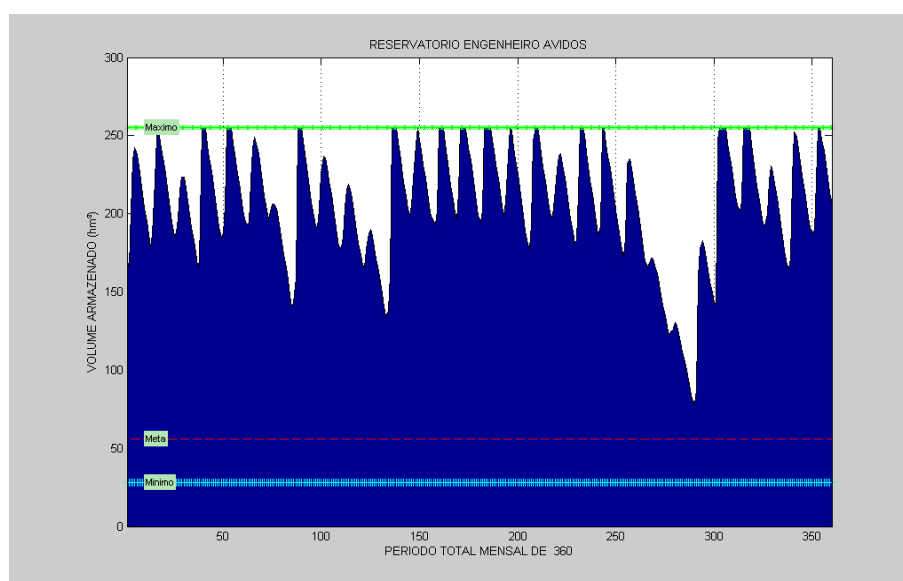


Figura 6.140 – Comportamento do volume armazenado do açude Eng. Ávidos no Cenário 04.

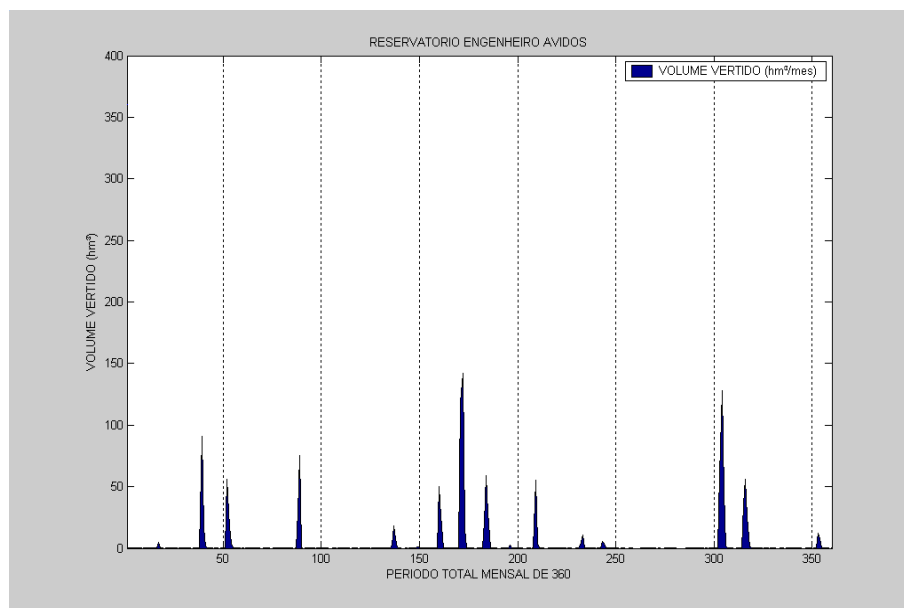


Figura 6.141 – Comportamento do vertimento do reservatório Eng. Ávidos, no Cenário 04.

A descarga de fundo do açude Engenheiro Ávido, para este cenário, apesar de não ter sido levada em consideração como prioritária na função objetivo, obedeceu à restrição estabelecida em todos os meses simulados. Comparando com o cenário 03 a Figura 6.142 mostrou ter um perfil semelhante.

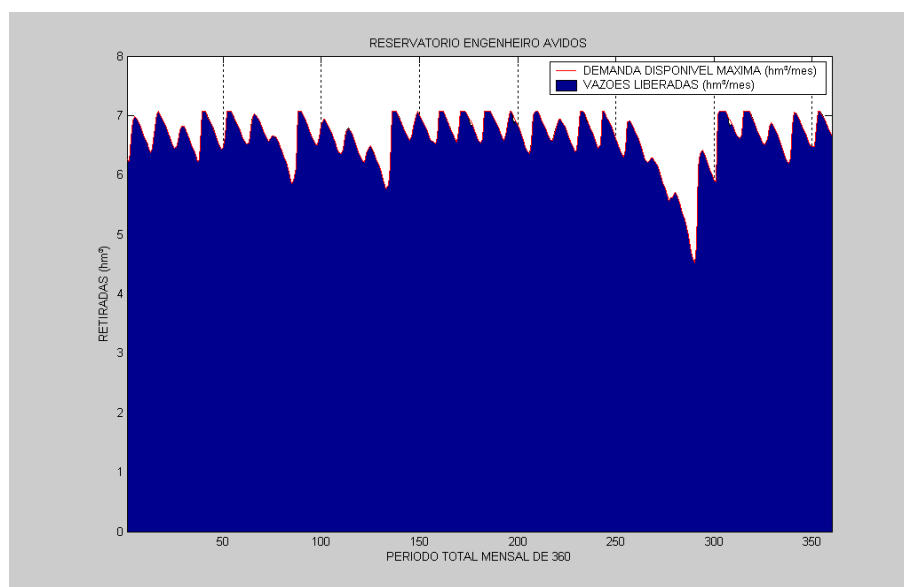


Figura 6.142 – Retiradas pela descarga de fundo no açude Eng. Ávidos no Cenário 04.

A Figura 6.143 mostra que as retiradas para as demandas do abastecimento foram todas atendidas, até nos meses onde ocorreram severas secas.

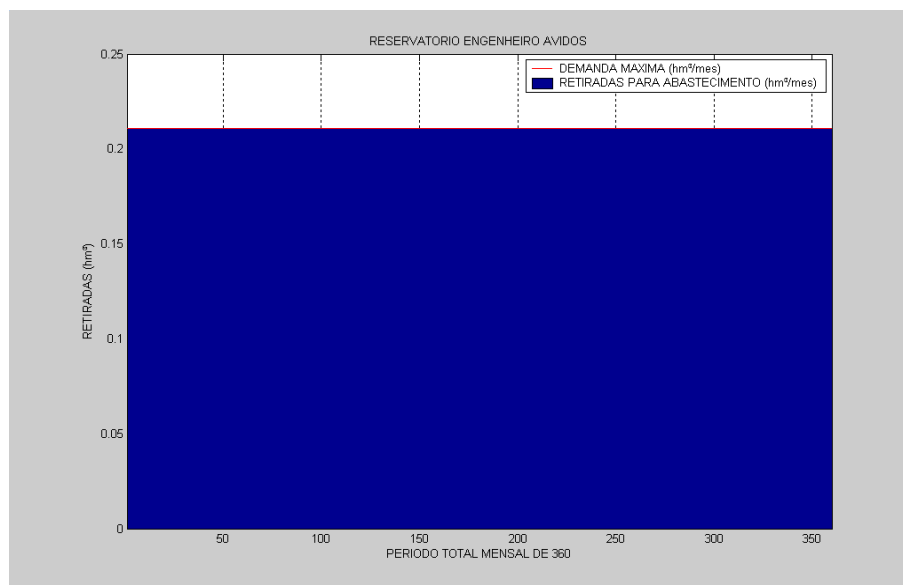


Figura 6.143 – Retiradas para o abastecimento no açude Eng. Ávidos no Cenário 04.

A Figura 6.144 mostra que as retiradas para regularizar os ecossistemas aquáticos do rio a jusante do reservatório Engenheiro Ávidos atenderam aos seus requerimentos durante o período de tempo simulado. O atendimento a esta demanda tem o mesmo nível de prioridade do atendimento ao abastecimento.

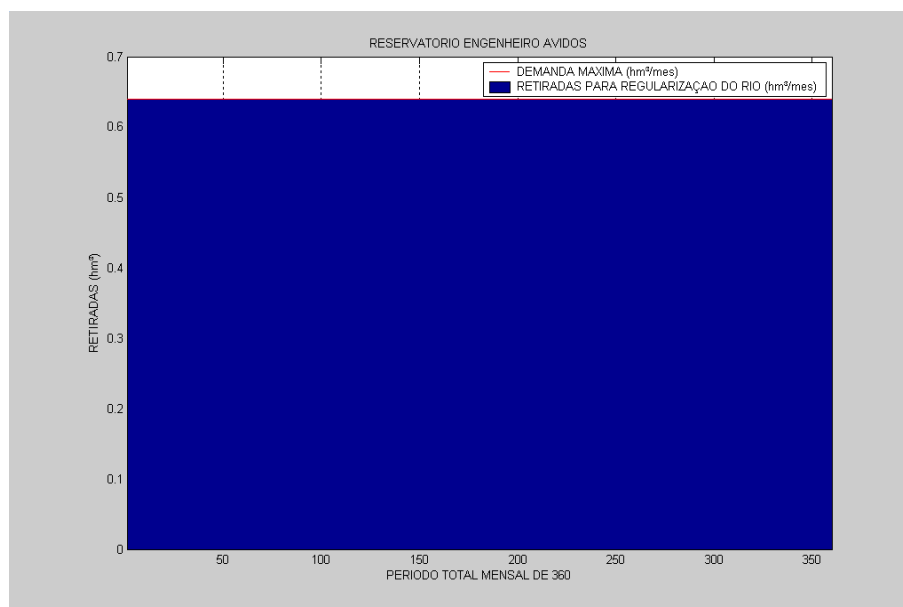


Figura 6.144 – Retiradas para os ecossistemas aquáticos do açude Eng. Ávidos no Cenário 4.

As retiradas para as demandas de irrigação de culturas perenes atenderam aos seus requerimentos em todos os meses, como pode ser visto na Figura 6.145. A prioridade deste uso é imediatamente inferior àquela estabelecida para atender a demanda de abastecimento.

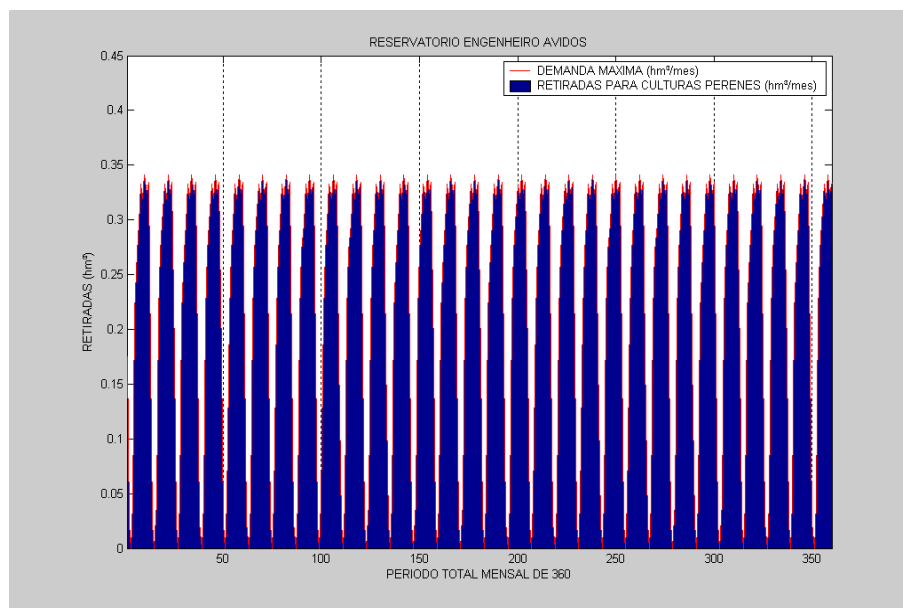


Figura 6.145 – Retiradas para as culturas perenes no açude Eng. Ávidos no Cenário 04.

De acordo com a Figura 6.146 pode ser observado que não ocorreram falhas no atendimento às demandas para irrigação das culturas sazonais.

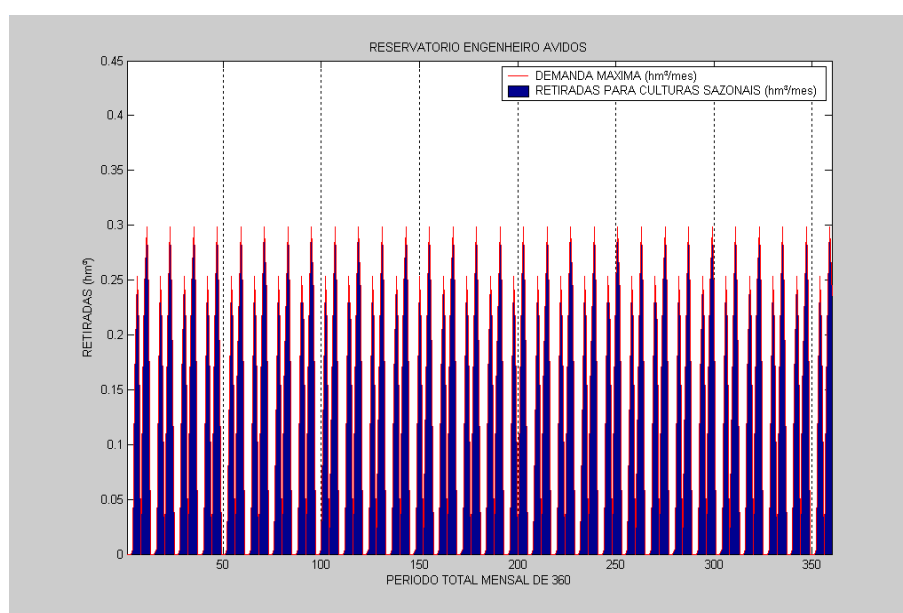


Figura 6.146 – Retiradas para as culturas sazonais no açude Eng. Ávidos no cenário 04.

A Tabela 6.7 abaixo apresenta os indicadores de desempenho para o atendimento às demandas do reservatório Engenheiro Ávidos no cenário 04. Segundo os resultados obtidos pelo o modelo de simulação, açude teve um desempenho satisfatório com relação à alocação de água para as demandas existentes demonstrando uma sustentabilidade de 100%.

Tabela 6.7 – Indicadores de Desempenho das Demandas Simuladas.

Reservatório Engenheiro Ávidos				
	Retiradas para Abastecimento hm³	Retiradas para Culturas Perenes hm³	Retiradas para Culturas Sazonais hm³	Retiradas para Ecossistemas Aquáticos hm³
Nº de falhas	0	0	0	0
Nº de vezes que entrou numa falha e recuperou	0	0	0	0
Confiabilidade (%)	100	100	100	100
Resiliência (%)	100	100	100	100
Vulnerabilidade (%)	0	0	0	0
Sustentabilidade (%)	100	100	100	100

A Figura 6.147 mostra que os níveis de concentração da DBO, ao longo do período simulado, estão enquadrados na Classe I. Pode-se verificar que, comparado aos outros cenários e considerando a instalação da ETE, ocorreu uma diminuição nos níveis de concentração deste parâmetro de qualidade de água.

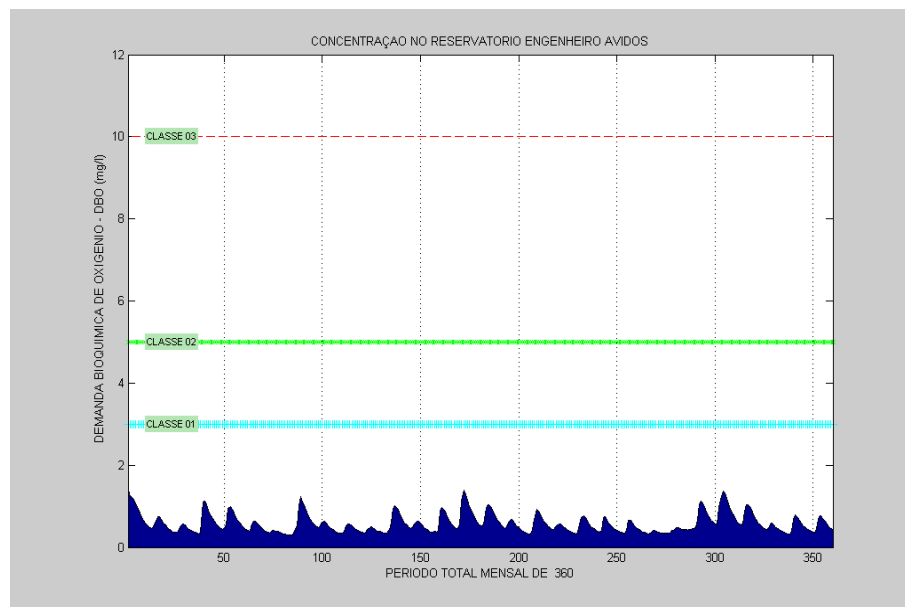


Figura 6.147 - Comportamento da DBO no açude Eng. Ávidos no Cenário 04.

Com a diminuição dos níveis da concentração da DBO no reservatório Engenheiro Ávidos (Figura 6.147) pode ser verificado que os níveis de concentração de OD melhoram, conforme pode ser visto na Figura 6.148.

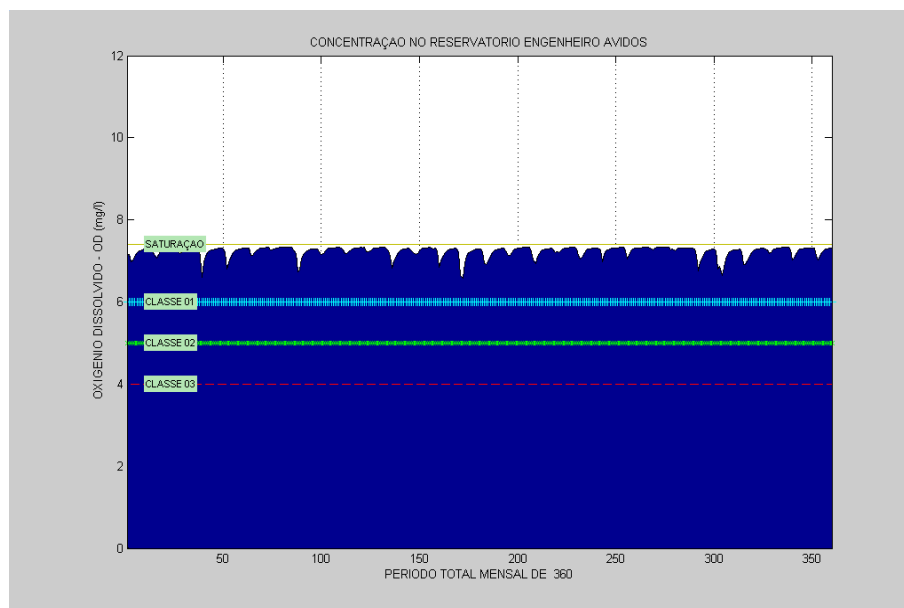


Figura 6.148 - Comportamento do OD no açude Eng. Ávidos no Cenário 04.

A Figura 6.149 mostra os níveis da concentração do NT e, em comparação com os outros cenários, este parâmetro continua enquadrado na Classe II. Este parâmetro não foi considerado na ETE.

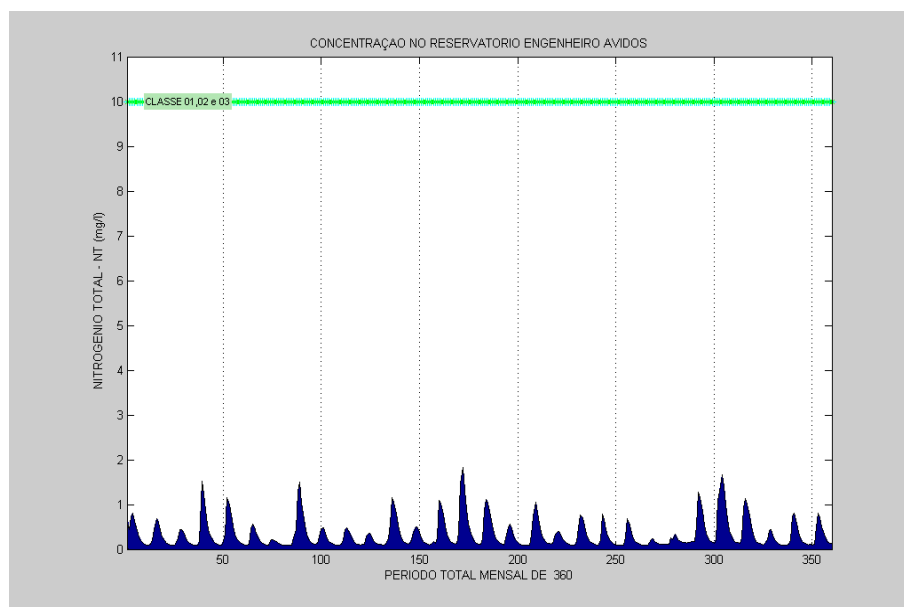


Figura 6.149 - Comportamento do NT no açude Eng. Ávidos no Cenário 04.

Analisando a Figura 6.150 foi observado que os níveis da concentração do FT também diminuíram quando comparado com outros cenários, isso ocorreu devido a sua parcial remoção pela ETE instalada.

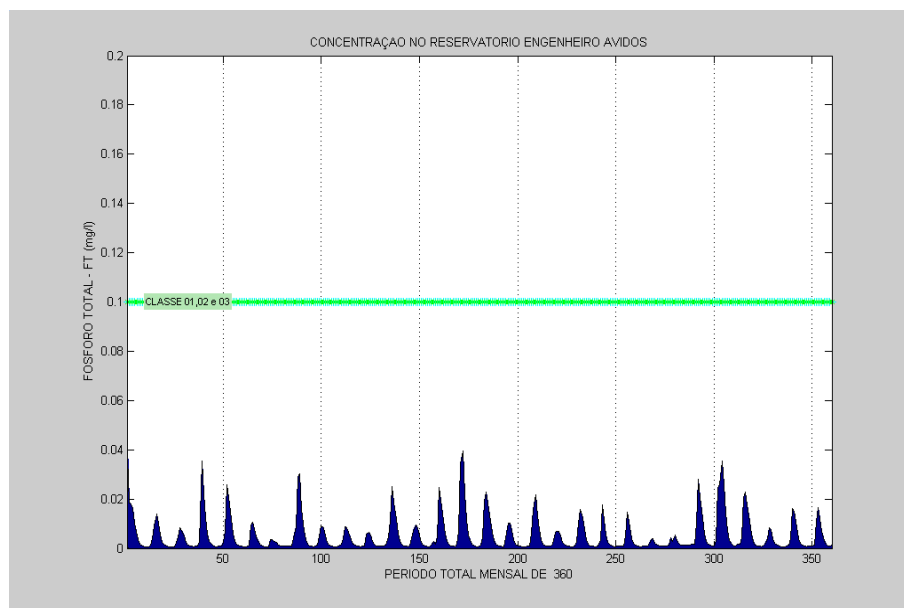


Figura 6.150 - Comportamento do FT no açude Eng. Ávidos no Cenário 04.

Devido a redução nos níveis concentração do FT pela ETE, ocorreu uma redução nos níveis de concentração de CLA, indicando a presença de poucas algas, conforme pode ser visto na Figura 6.151.

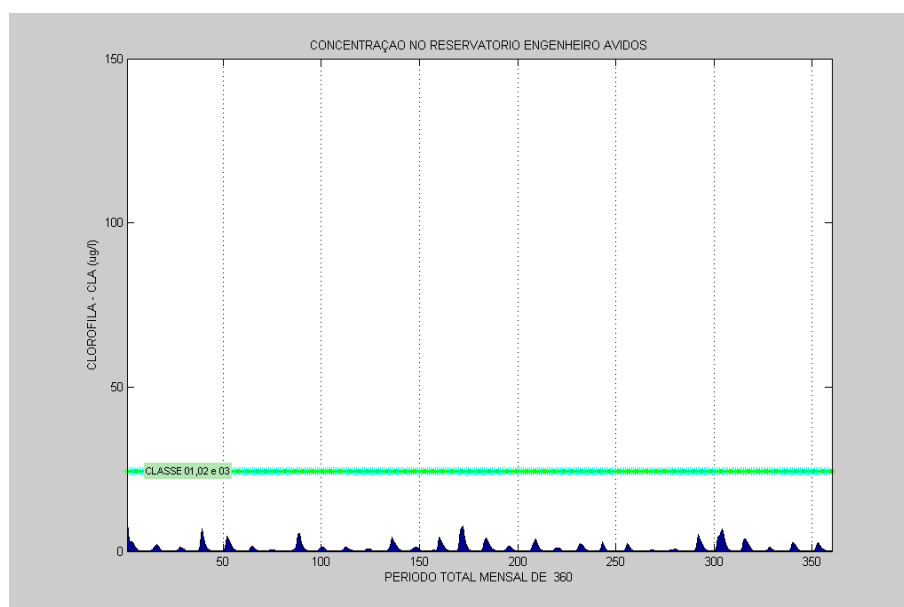


Figura 6.151 - Comportamento da CLA no açude Eng. Ávidos no Cenário 04.

A Figura 6.152 mostra que o reservatório Engenheiro Ávidos possui níveis satisfatórios de concentração de CF, já que estão de acordo com meta estabelecida. Este parâmetro não foi considerado na ETE.

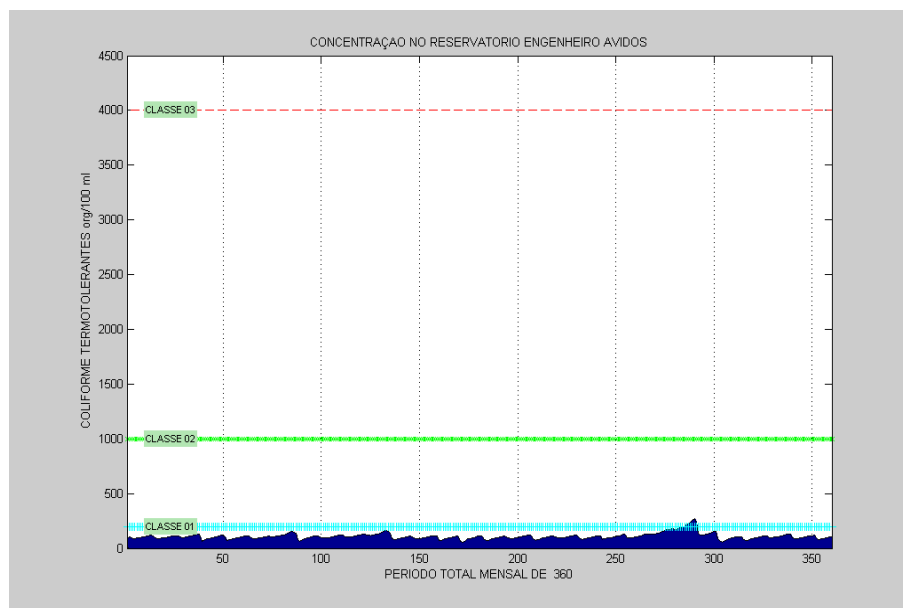


Figura 6.152 - Comportamento do CF no açude Eng. Ávidos no Cenário 04.

6.1.4.2 - Ponto de Controle – PC1

O comportamento das concentrações ao longo do período simulado, dos parâmetros de qualidade de água considerados no Ponto de Controle PC1, para este cenário, são mostrados pelas Figuras 6.153 a 6.172.

As concentrações da DBO, do FT e do OD para este cenário tiveram também as mesmas prioridades de outras demandas como o abastecimento e as retiradas regularizadas para os ecossistemas aquáticos. Devem ser otimizados para serem enquadrados na Classe II. Além disso, foi considerada uma redução dos níveis de concentração da DBO e FT nos afluentes a este componente, com instalação de uma possível ETE.

A Figura 6.153 mostra o comportamento do volume de água vazão no Trecho 01 da calha do rio, no cenário 04, advinda do reservatório Engenheiro Ávidos. Foram observados grandes picos de vazões.

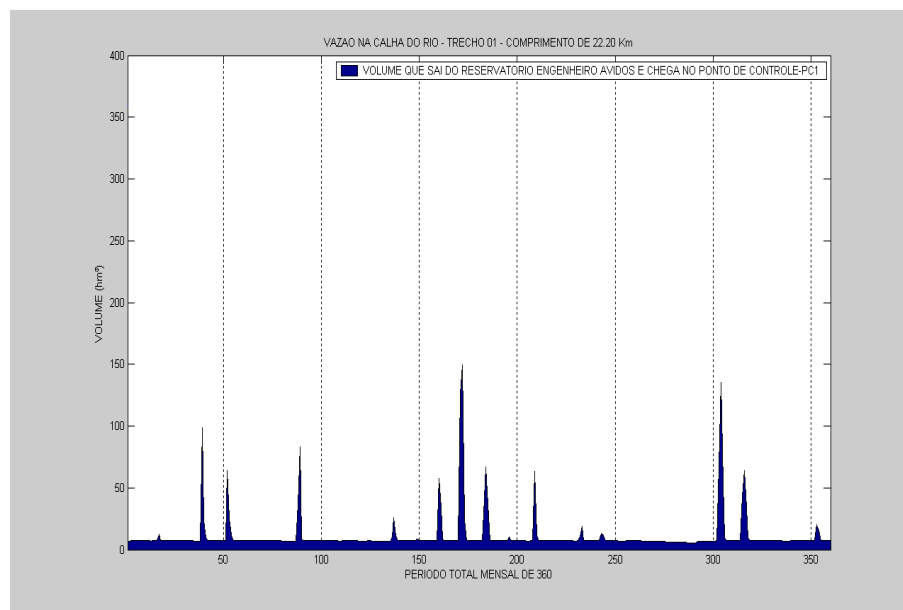


Figura 6.153 - Comportamento das vazões no Trecho 01, no Cenário 04.

A Figura 6.154 mostra o comportamento das vazões na calha do rio no Trecho 02.

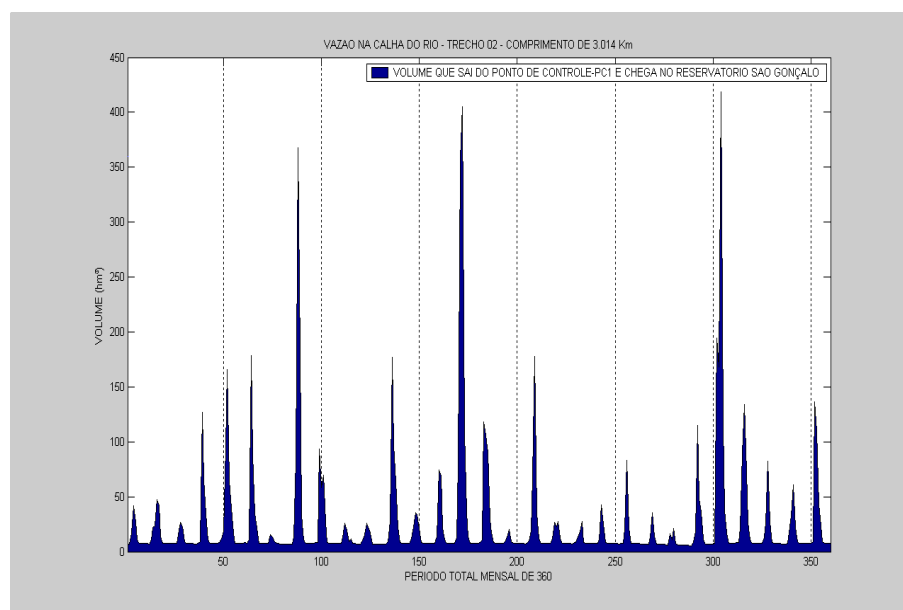


Figura 6.154 - Comportamento das vazões no Trecho 02, no Cenário 04.

A Figura 6.155 mostra o comportamento dos níveis de DBO ao longo do Trecho 01. Foi observado que os picos de concentração de DBO autodepurada ainda acontecem neste cenário. Isso ocorre devido à presença de grandes volumes de água na calha do rio.

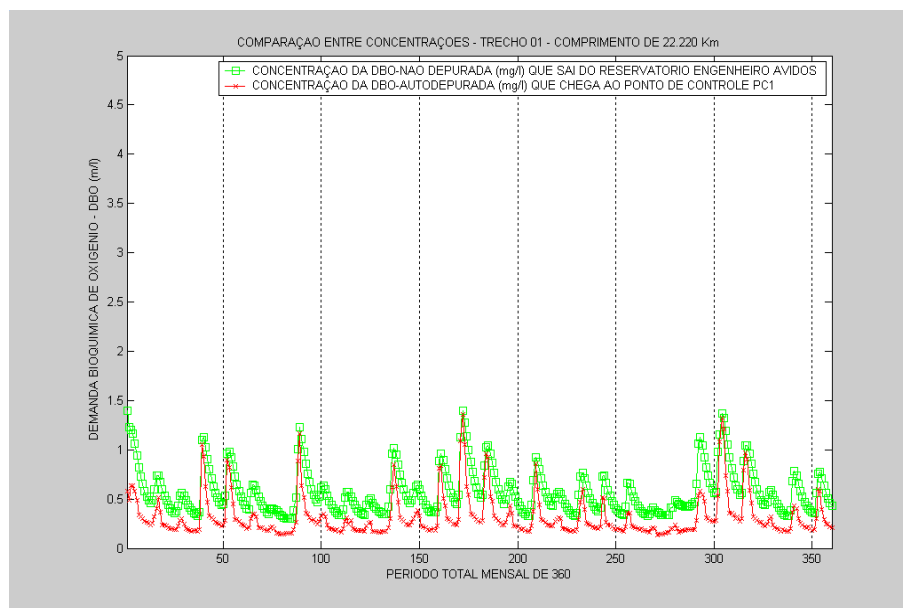


Figura 6.155 - Comportamento da DBO no Trecho 01 do rio no Cenário 04.

A Figura 6.156 mostra o comportamento dos níveis de concentração da DBO no período simulado e que estão enquadrados na meta estabelecida, ou seja, da Classe II. Observa-se, comparando com os outros cenários, que houve uma redução deste parâmetro no Ponto de controle PC1.

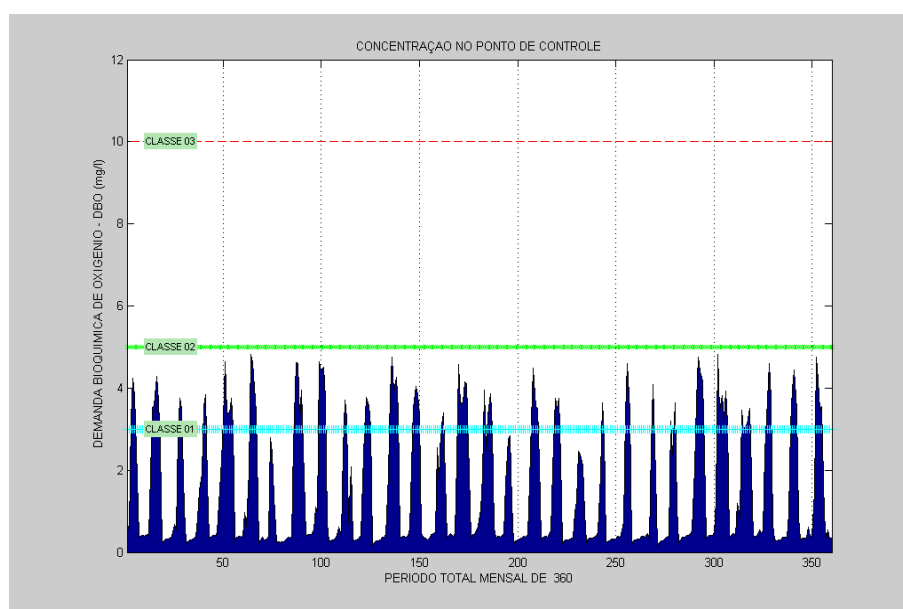


Figura 6.156 - Comportamento da DBO no PC1 situado no rio, no Cenário 04.

Na Figura 6.157 podem ser observados picos nos níveis de concentrações da DBO autodepuradas no Trecho 02 do rio. Isso ocorre devido a presença de grandes vazões.

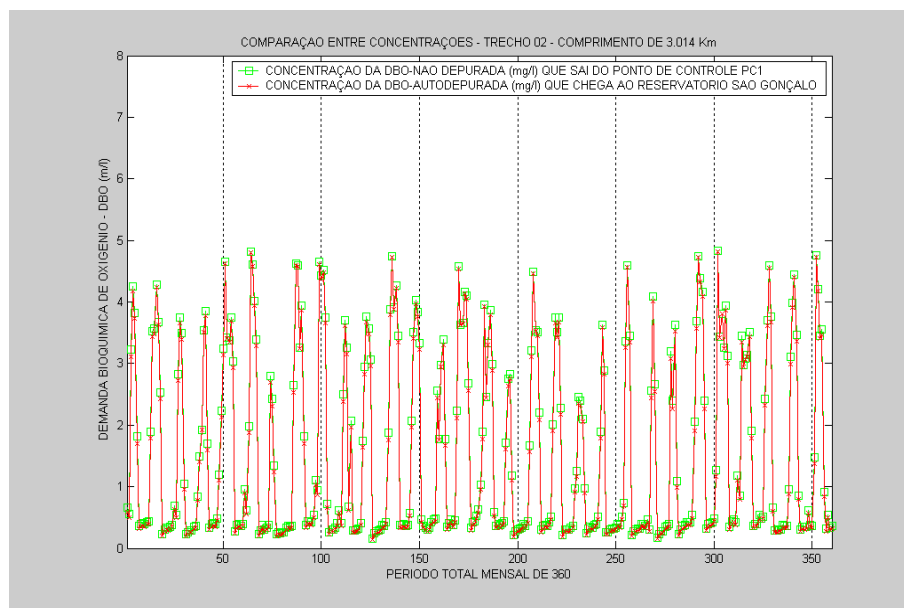


Figura 6.157 - Comportamento da DBO no Trecho 02 do rio no Cenário 04.

A Figura 6.158 mostra um aumento dos níveis de concentração do OD do reservatório Engenheiro Ávidos em comparação com outros cenários. Isso ocorre principalmente devido a redução dos níveis de DBO pela ETE.

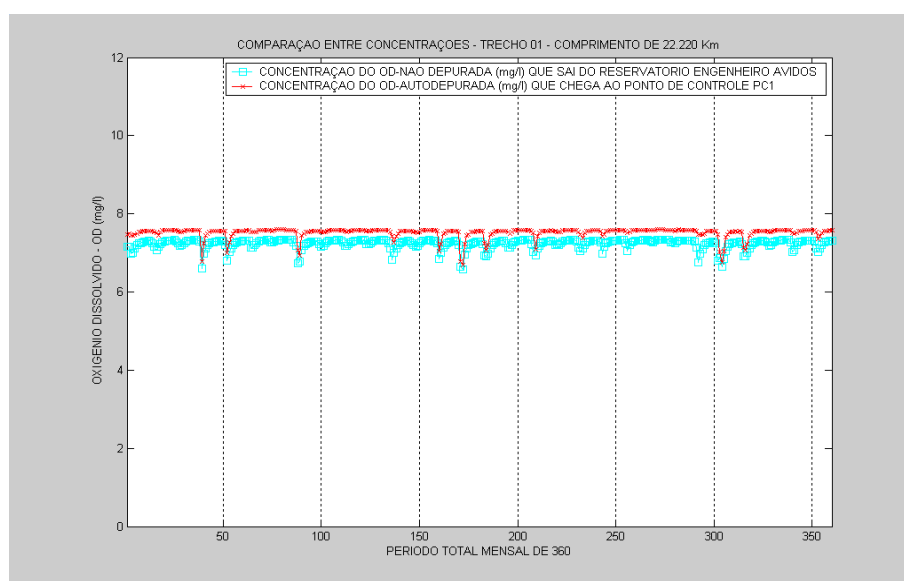


Figura 6.158 - Comportamento do OD no Trecho 01 do rio no Cenário 04.

Na Figura 6.159 pode-se verificar que houve uma melhora nos níveis de concentração do OD, ficando a maior parte do tempo simulado acima da meta estabelecida, que é o enquadramento na Classe II. Isso ocorre devido à remoção dos níveis de DBO pela ETE.

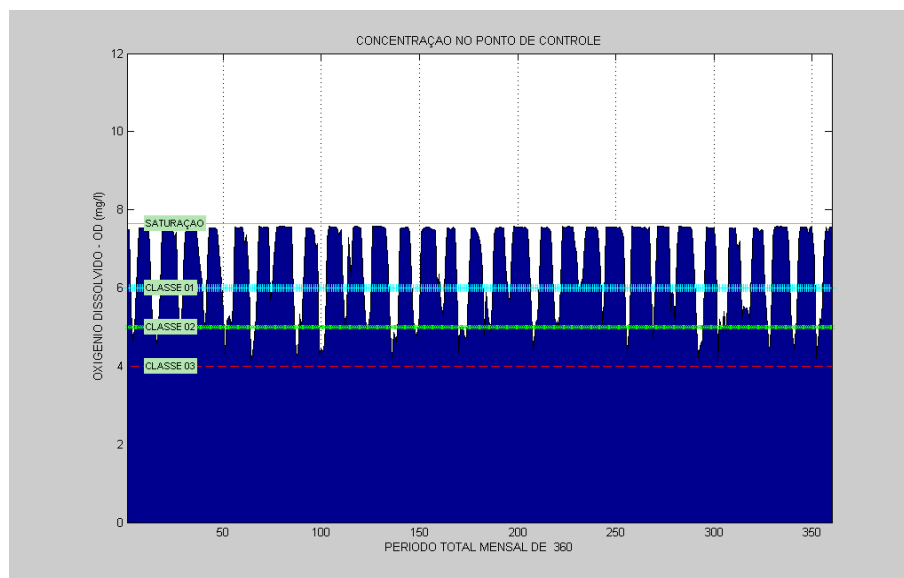


Figura 6.159 - Comportamento do OD no PC1 situado no rio, no Cenário 04.

Na Figura 6.160 é observado que ocorreu uma melhora nos níveis de OD no Trecho 02 em comparação com outros cenários.

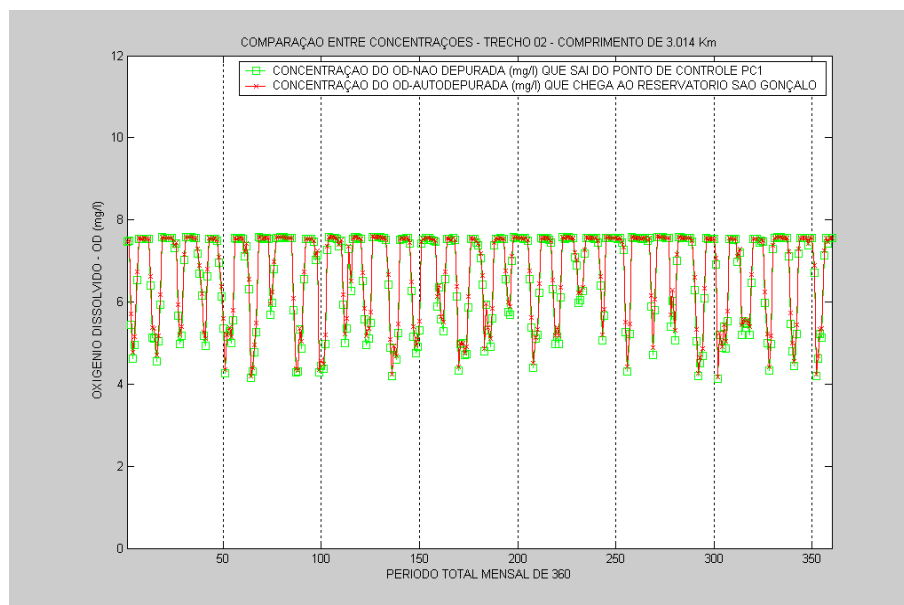


Figura 6.160 - Comportamento do OD no Trecho 02 do rio no Cenário 04.

Analisando o NT neste cenário é observado na Figura 6.161 picos nos níveis de concentrações do NT autodepurado no Trecho 01 devido à presença de grandes volumes de água.

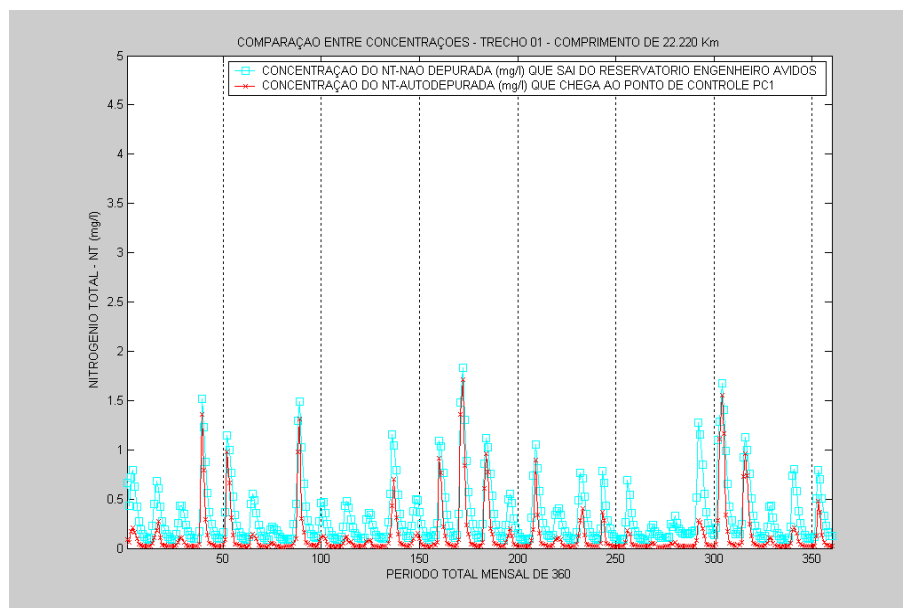


Figura 6.161 - Comportamento do NT no Trecho 01 do rio no Cenário 04.

No ponto de controle PC1 os níveis das concentrações do NT estão também enquadrados na Classe II ao longo do período simulado, conforme mostra a Figura 6.162.

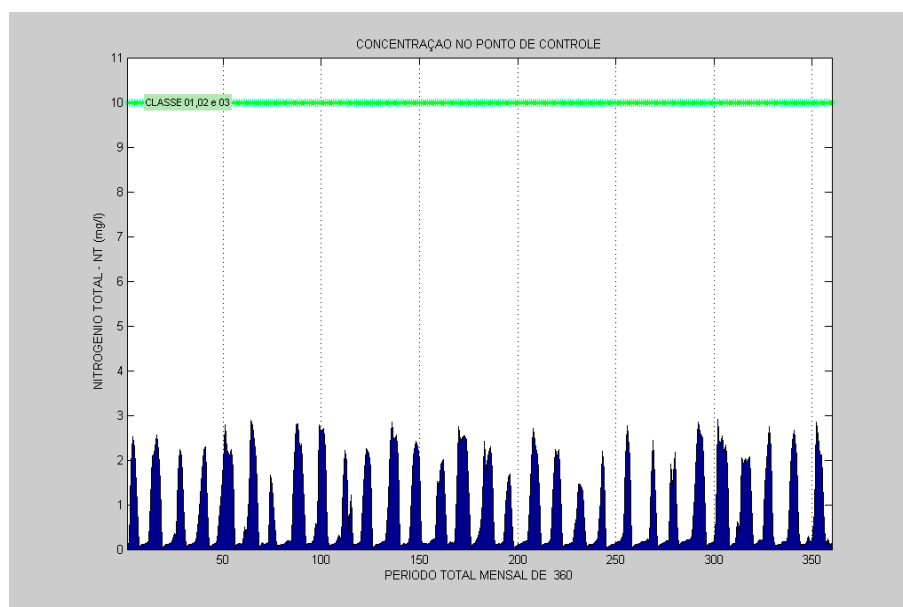


Figura 6.162 - Comportamento do NT no PC1 situado no rio, no Cenário 04.

Com relação às concentrações do NT que saem do ponto de controle PC1 ao longo tempo, durante o percurso do Trecho 02, verifica-se picos nos níveis de concentrações do NT autodepurado devida a presença de grandes vazões e o Trecho 02 ser pequeno, conforme mostra a Figura 6.163.

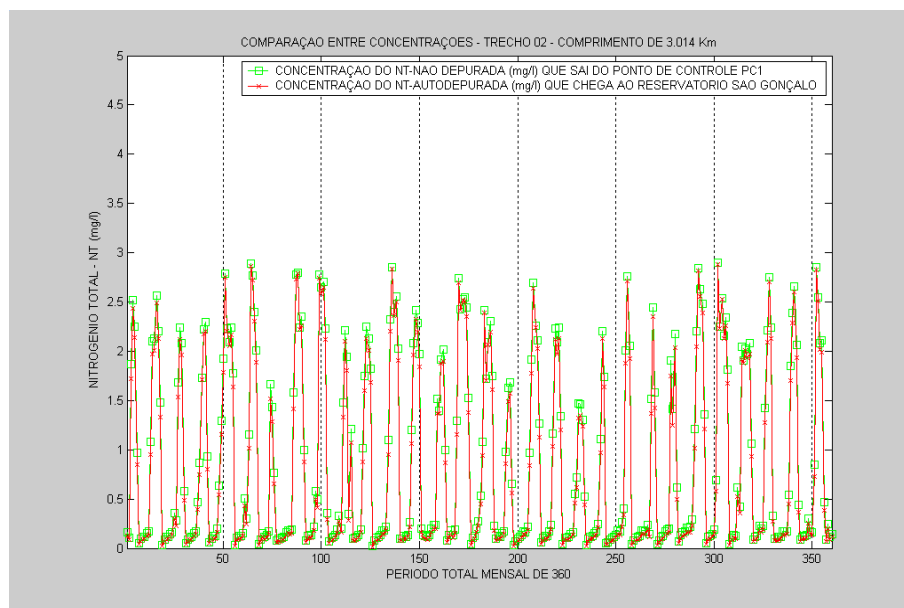


Figura 6.163 - Comportamento do NT no Trecho 02 do rio no Cenário 04.

A Figura 6.164 mostra a comparação entre os níveis de concentração do FT do reservatório Engenheiro Ávido antes de ser liberada para rio e as autodepuradas ao chegar ao ponto de controle PC1. Verifica-se que, alguns meses, apresentam picos nos níveis das concentrações de FT autodepuradas devido as grandes vazões na calha do rio.

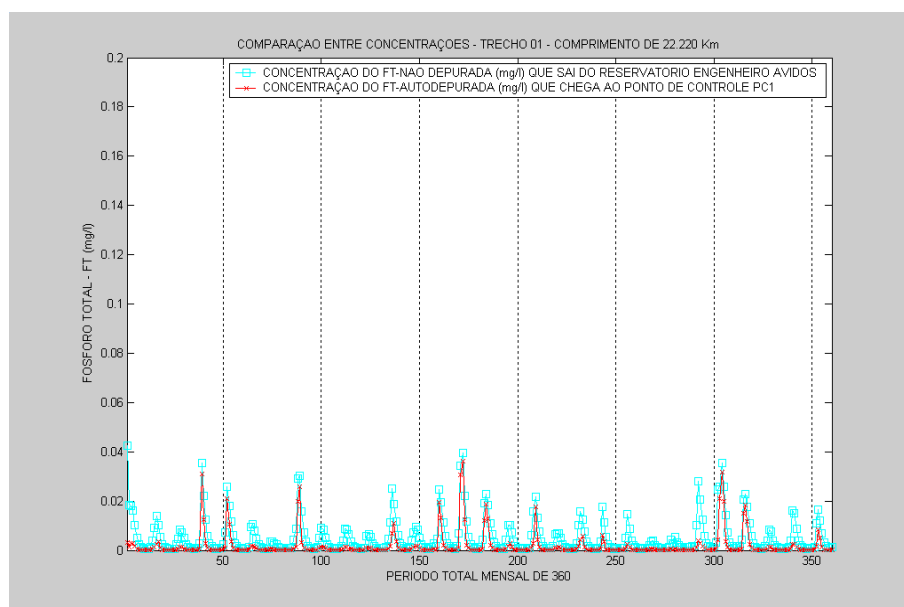


Figura 6.164 - Comportamento do FT no Trecho 01 do rio no Cenário 04.

De acordo com a Figura 6.165 os níveis de concentração do FT diminuíram ainda mais em comparação com os outros cenários. Isso ocorreu principalmente devido a instalação da

ETE que reduziu os níveis de concentração do FT das vazões afluentes. Estes níveis estão enquadrados na Classe II.

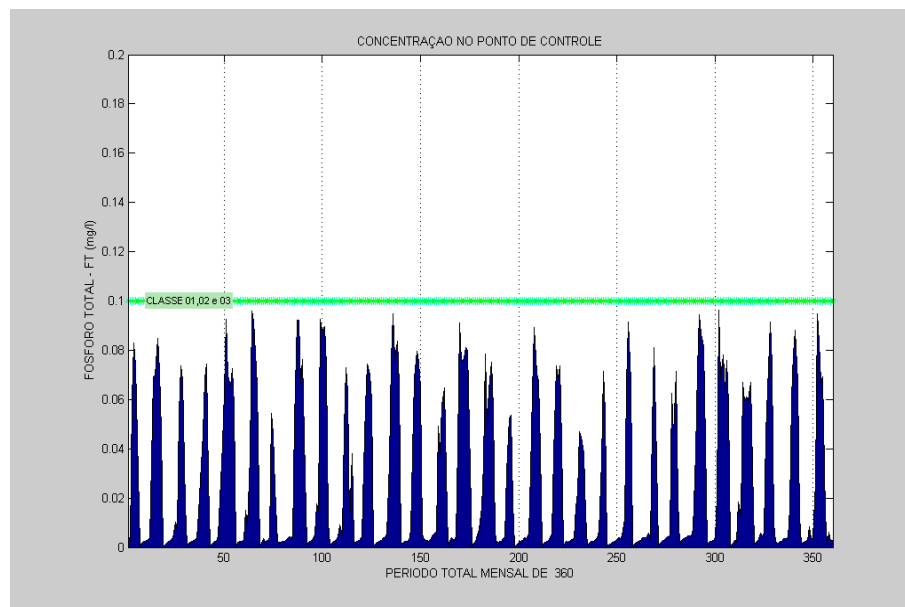


Figura 6.165 - Comportamento do FT no PC1 situado no rio, no Cenário 04.

A Figura 6.166 mostra em alguns meses, picos dos níveis de concentração de FT autodepuradas devido à presença de grandes vazões na calha do rio.

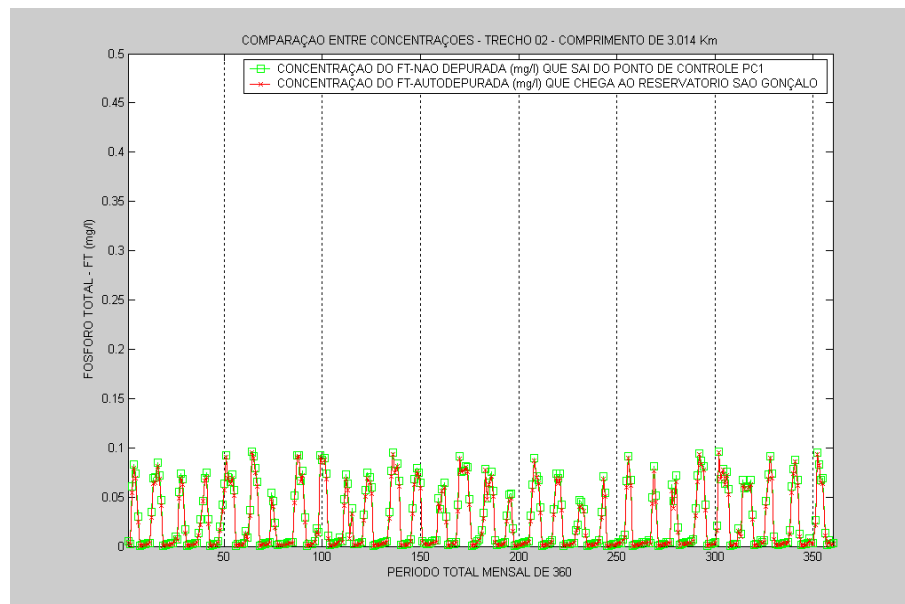


Figura 6.166 - Comportamento do FT no Trecho 02 do rio no Cenário 04.

Na Figura 6.167 pode ser observado o comportamento da autodepuração da CLA no Trecho 01 do rio. Como é função da concentração do FT, esta apresentou um comportamento semelhante.

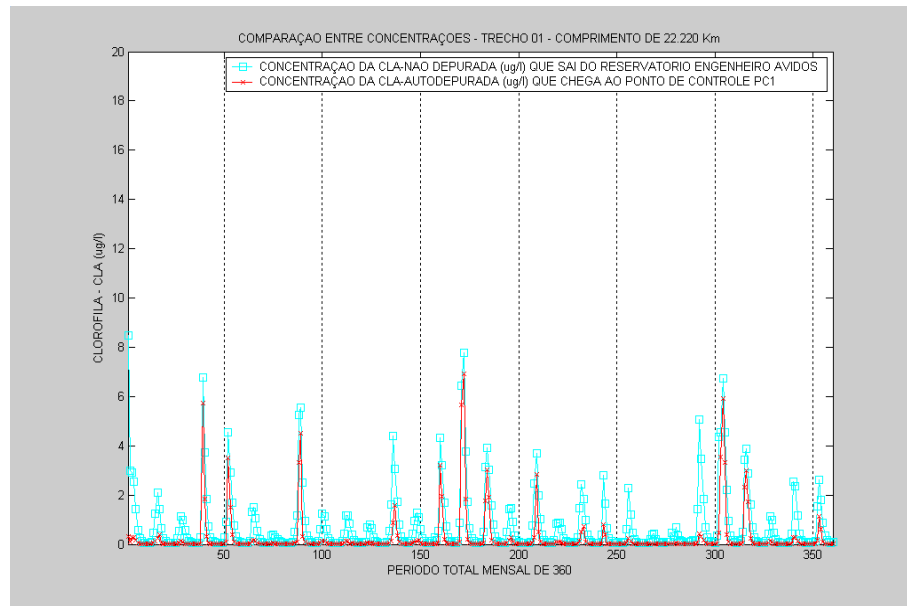


Figura 6.167 - Comportamento da CLA no Trecho 01 do rio no Cenário 04.

Na Figura 6.168 pode ser verificado que os níveis de CLA foram minimizados no período de tempo simulado, ficando na meta desejada. Isso ocorreu porque a CLA é função do FT.

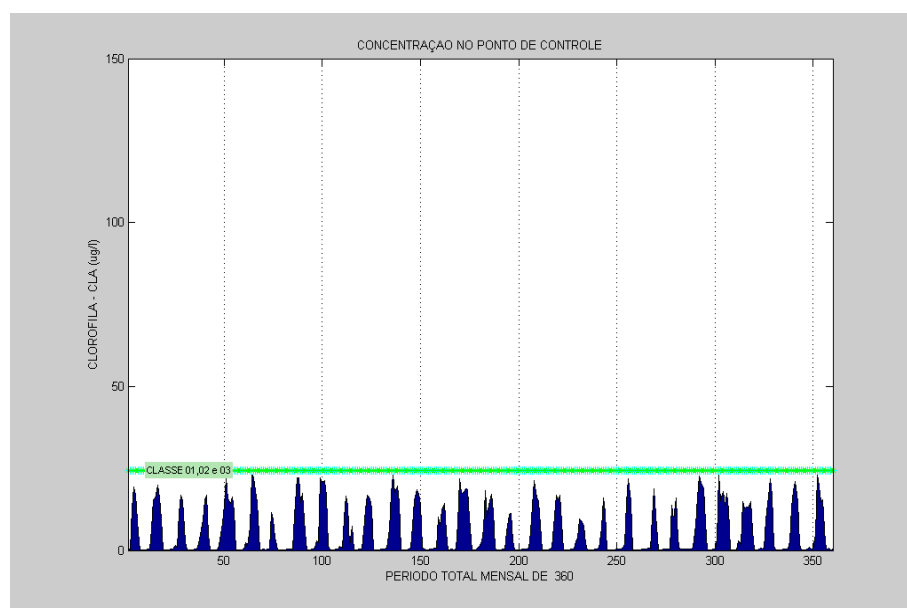


Figura 6.168 - Comportamento do CLA no PC1 situado no rio, no Cenário 04.

A Figura 6.169 mostra uma comparação entre a concentração da CLA liberada para rio a partir do PC1 e a concentração da CLA autodepurada ao chegar ao reservatório São Gonçalo. Esta se comportou de forma semelhante a concentração do FT.

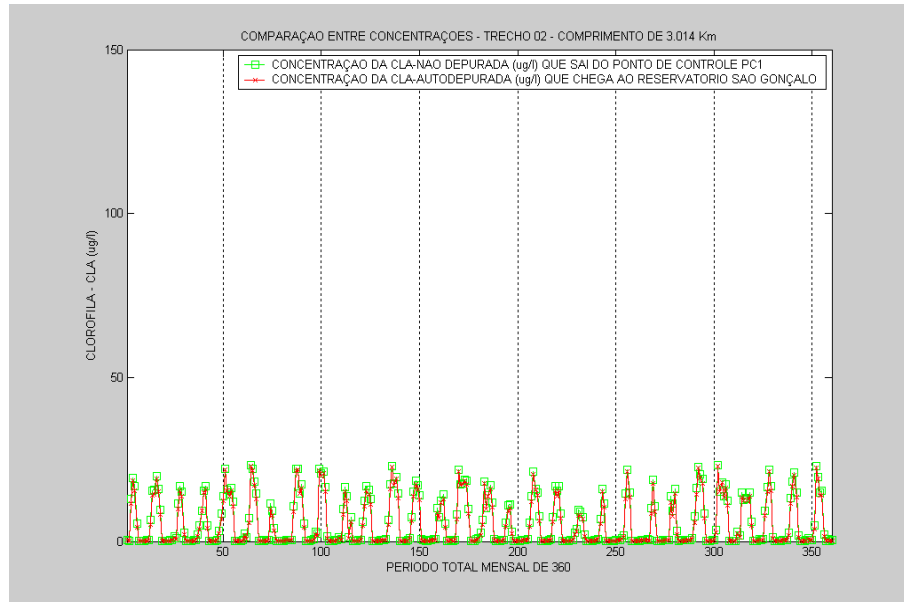


Figura 6.169 - Comportamento do CLA no Trecho 02 do rio no Cenário 04.

Com base na Figura 6.170, podem ser percebidos alguns picos nos níveis de concentrações de CF autodepuradas, ao longo do Trecho 01, devido a presença de grandes vazões.

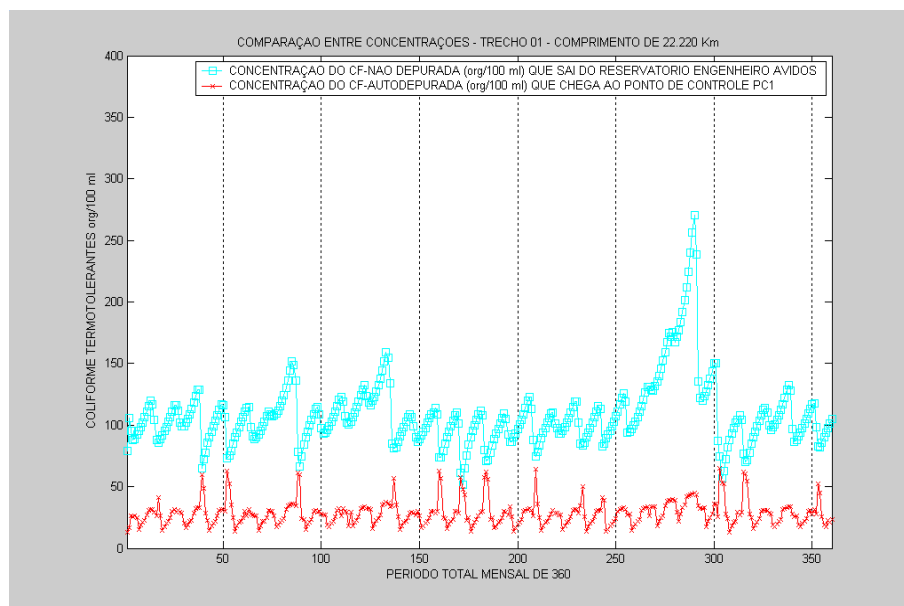


Figura 6.170 - Comportamento da CF no Trecho 01 do rio no Cenário 04.

Analisando as concentrações de CF no ponto de controle PC1 percebe-se que, em todo período de tempo simulado, estão enquadradas na Classe II estabelecida, conforme mostrado na Figura 6.171.

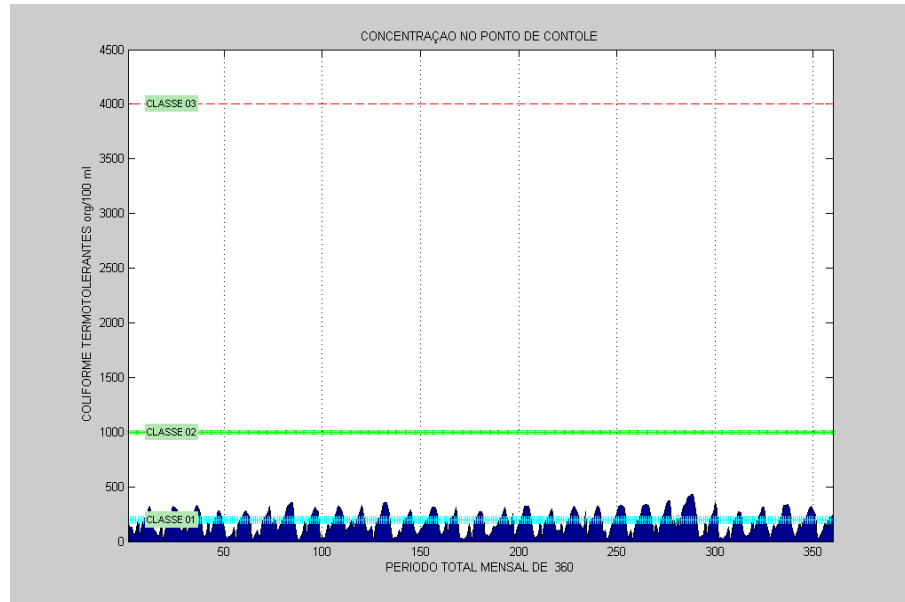


Figura 6.171 - Comportamento do CF no PC1 situado no rio, no Cenário 04.

A Figura 6.172 mostra o decaimento dos níveis de concentrações de CF devido o processo de autodepuração. Observa-se ainda alguns picos nos níveis de concentração devido a presença de grandes volumes de água no Trecho 02.

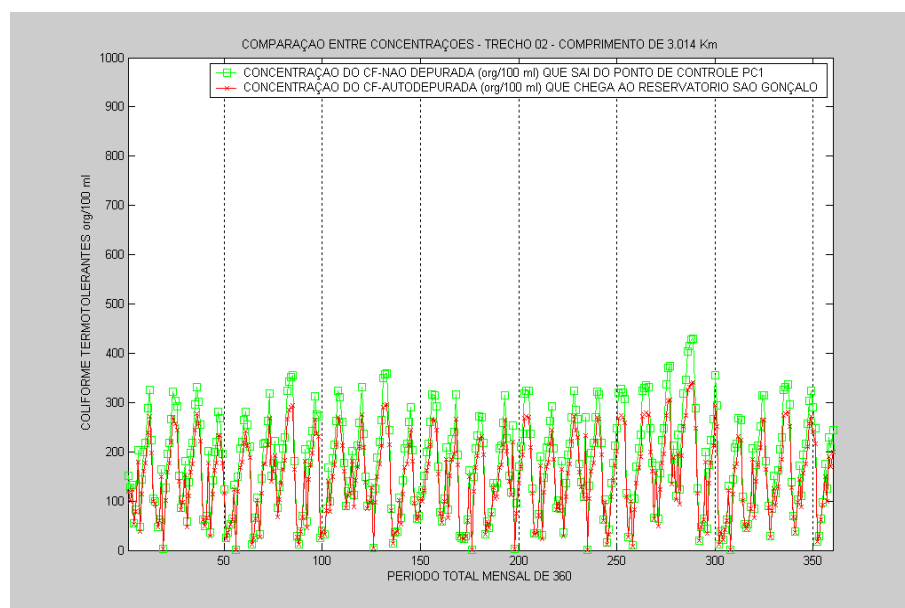


Figura 6.172 - Comportamento do CF no Trecho 02 do rio no Cenário 04.

6.1.4.3 - Reservatório São Gonçalo – S2

A Tabela 6.8 e as Figuras 6.173 a 6.185 apresentam os resultados relativos à operação do reservatório São Gonçalo. O comportamento do volume armazenado do açude São Gonçalo apresentou uma grande variabilidade conforme pode ser observado na Figura 6.173. Com relação ao volume meta, foi atendido durante o período simulado. A Figura 6.174 mostra que ocorreram muitas perdas por vertimento. Isso se deve a vários fatores: vazões afluentes reguladas pelo reservatório São Gonçalo, a sua geometria e os períodos chuvosos.

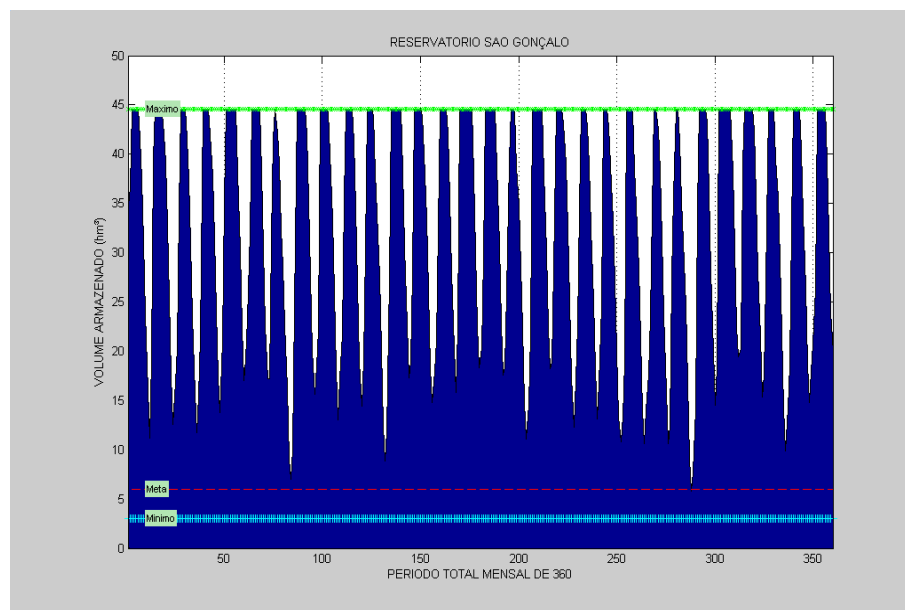


Figura 6.173 – Comportamento do volume armazenado do açude São Gonçalo no Cenário 4.

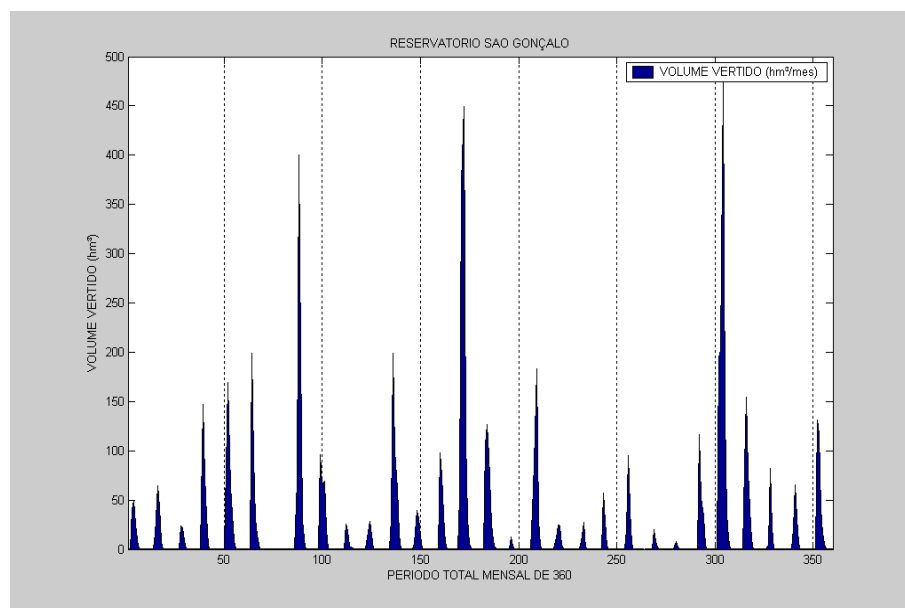


Figura 6.174 – Comportamento do volume vertido do açude São Gonçalo, no Cenário 04.

Similar ao comportamento ao cenário anterior, a retirada d'água pela descarga de fundo mostrou um perfil semelhante. Observa-se, também, que a restrição que associa o volume armazenado à descarga máxima, em cada mês t , foi satisfeita. Os dados são mostrados na Figura 6.175.

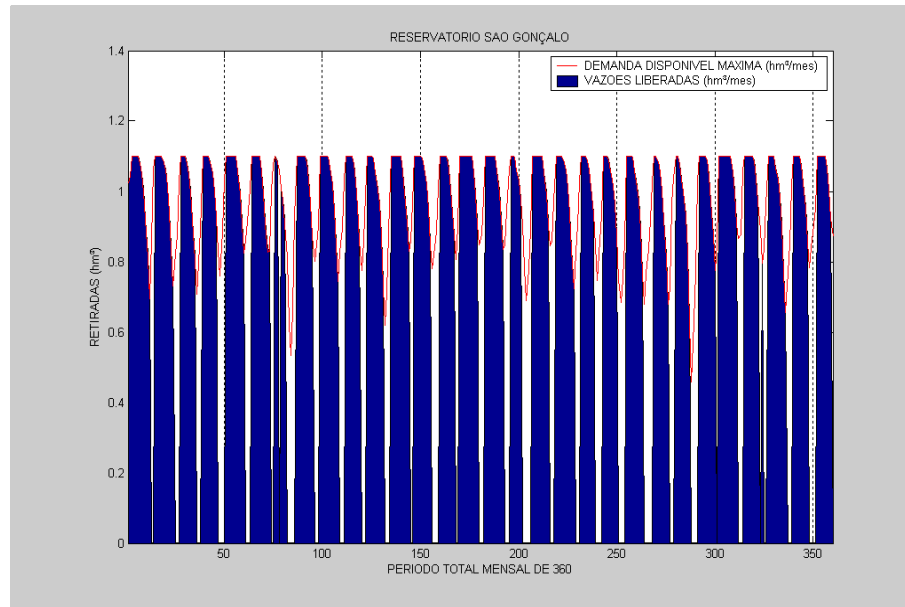


Figura 6.175 – Retiradas pela descarga de fundo no açude São Gonçalo, no Cenário 04.

Os requerimentos hídricos para as demandas do abastecimento foram completamente atendidos em todos os meses, conforme pode ser visto na Figura 6.176.

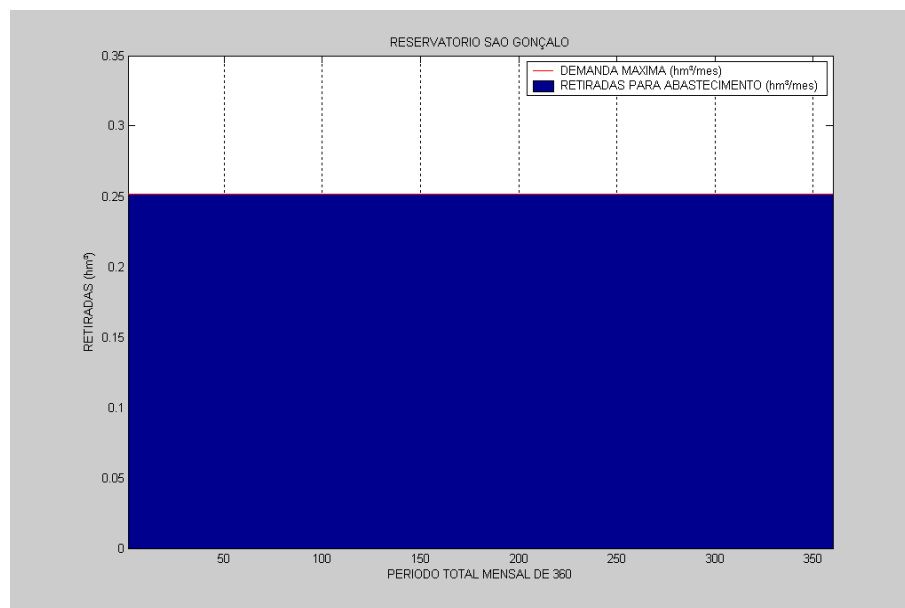


Figura 6.176 – Retiradas para o abastecimento no açude São Gonçalo no Cenário 04.

Com relação às retiradas regularizadas para os ecossistemas aquáticos do rio forma todas atendidas no período simulado, conforme pode ser observado na Figura 6.177.

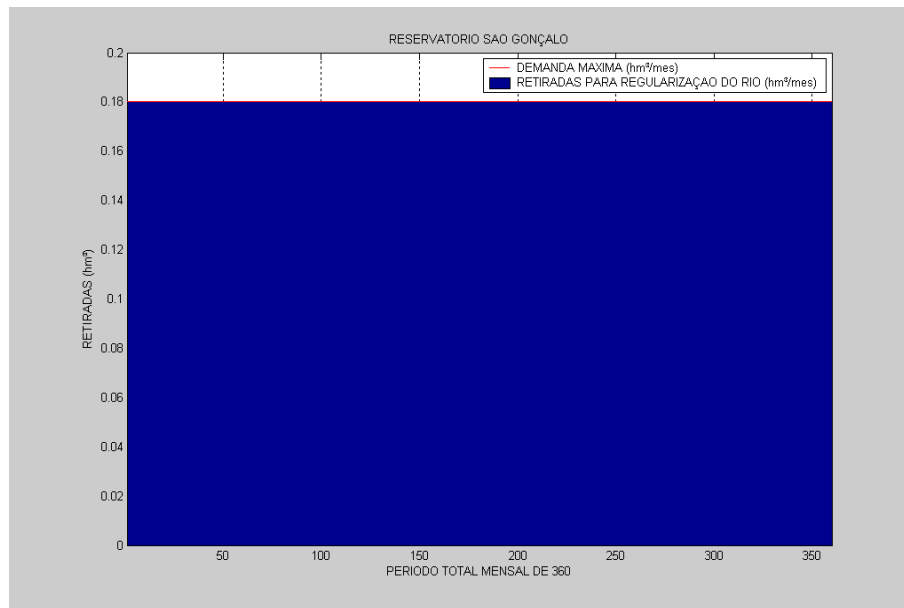


Figura 6.177 – Retiradas para os ecossistemas do rio, no açude São Gonçalo no cenário 04.

As retiradas d'água para atender as demandas de irrigação de culturas perenes foram suficientes, em todos os meses, como mostra a Figura 6.178.

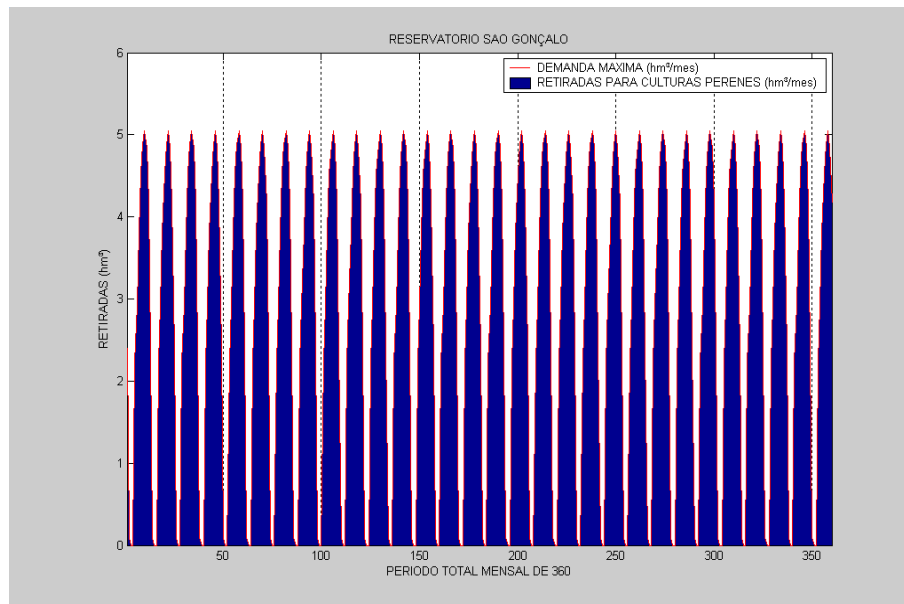


Figura 6.178 – Retiradas para as culturas perenes no açude São Gonçalo no Cenário 04.

Seguindo a seqüência de prioridades, neste cenário, as retiradas para as demandas de irrigação das culturas sazonais, desta vez foram atendidas, conforme mostra a Figura 6.179.

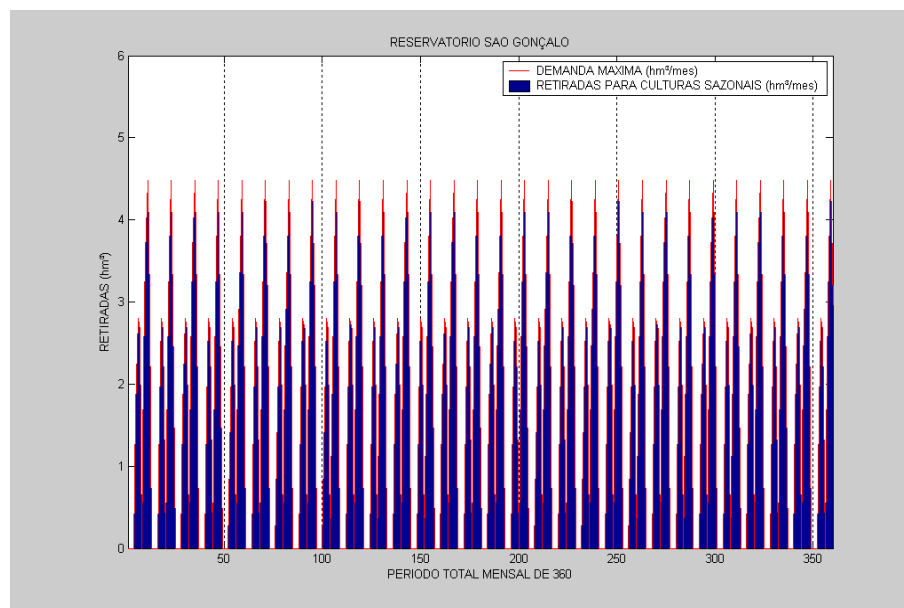


Figura 6.179 – Retiradas para as culturas sazonais no açude São Gonçalo no Cenário 04.

A Tabela 6.8 mostra os indicadores de desempenho do atendimento às demandas hídricas do reservatório São Gonçalo, no cenário 04. De acordo com os resultados, o atendimento às demandas para o abastecimento, irrigação de culturas perenes e culturas sazonais foram completamente satisfeitos (100%), ou seja, não houve falhas em nenhum setor, gerando um índice de sustentabilidade máximo.

Tabela 6.8 – Indicadores de Desempenho das Demandas Simuladas.

Reservatório São Gonçalo				
	Retiradas para Abastecimento hm³	Retiradas para Culturas Perenes hm³	Retiradas para Culturas Sazonais hm³	Retiradas para Ecossistemas Aquáticos hm³
Nº de falhas	0	0	0	0
Nº de vezes que entrou numa falha e recuperou	0	0	0	0
Confiabilidade (%)	100	100	100	100
Resiliência (%)	100	100	100	100
Vulnerabilidade (%)	0	0	0	0
Sustentabilidade (%)	100	100	100	100

A Figura 6.180 mostra o comportamento da DBO no reservatório São Gonçalo ao longo do tempo de simulação. Verifica-se que os níveis de concentração estão enquadrados na meta estabelecida de 5 mg/l, valor correspondente a Classe II.

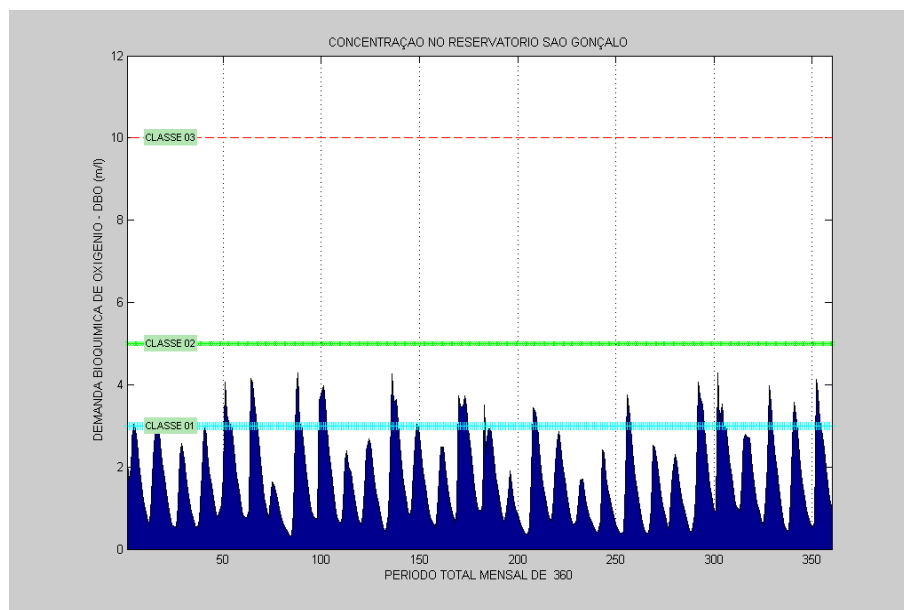


Figura 6.180 - Comportamento da DBO no açude São Gonçalo no Cenário 04.

A Figura 6.181 mostra o comportamento dos níveis de concentração do OD, que ficaram satisfatórios. Isso ocorreu por o reservatório São Gonçalo receber, principalmente, menos níveis de concentração de DBO em comparação aos outros cenários.

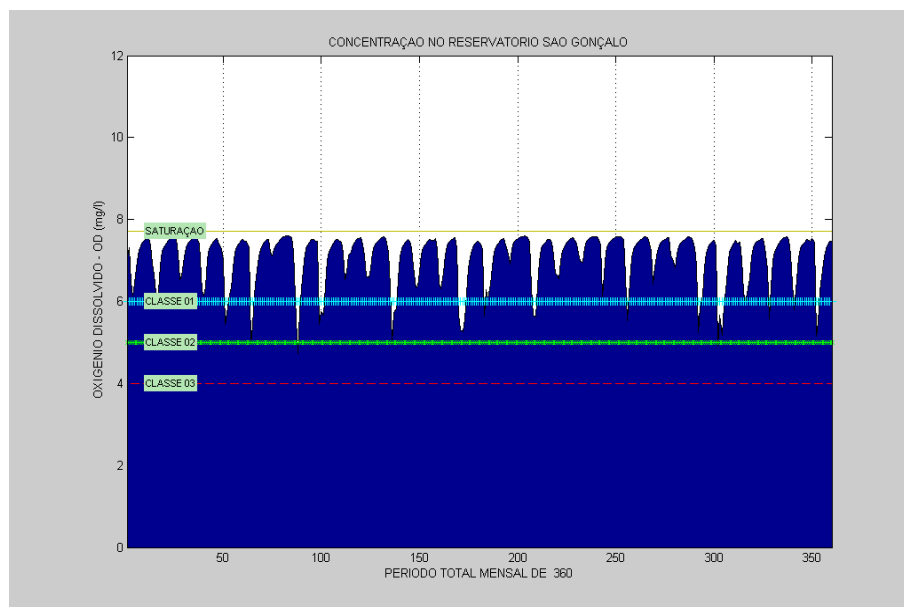


Figura 6.181 - Comportamento do OD no açude São Gonçalo no Cenário 04.

Na Figura 6.182 é mostrado o comportamento dos níveis de concentração do NT. Verifica-se que este parâmetro está de acordo com os requerimentos para ser enquadrado na Classe II.

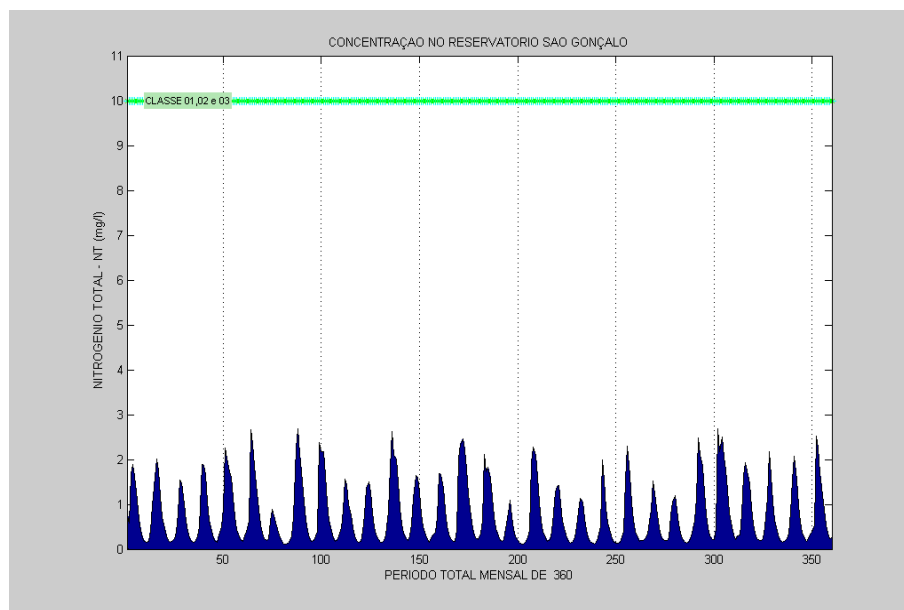


Figura 6.182 - Comportamento do NT no açude São Gonçalo no Cenário 04.

Na Figura 6.183, onde mostra os níveis de concentração do FT, pode ser observado que todos estão enquadrados na Classe II. Isso ocorreu devido liberação de água no reservatório Engenheiro Ávidos e da depuração ocorrida nas ETEs.

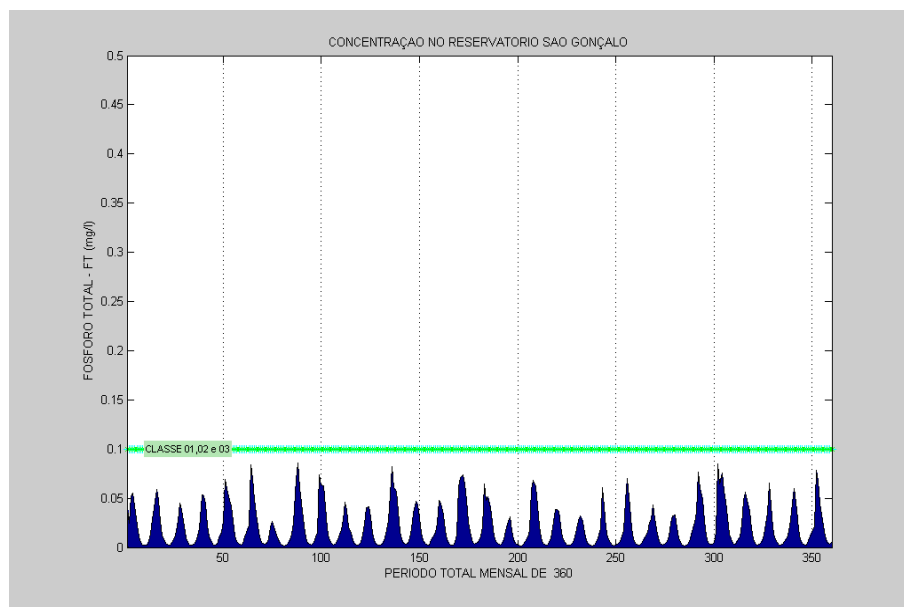


Figura 6.183 - Comportamento do FT no açude São Gonçalo no Cenário 04.

Observando o comportamento dos níveis de concentração da CLA ao longo do período simulado na Figura 6.184, verifica-se que estão enquadrados na meta estabelecida, ou seja, na Classe II.

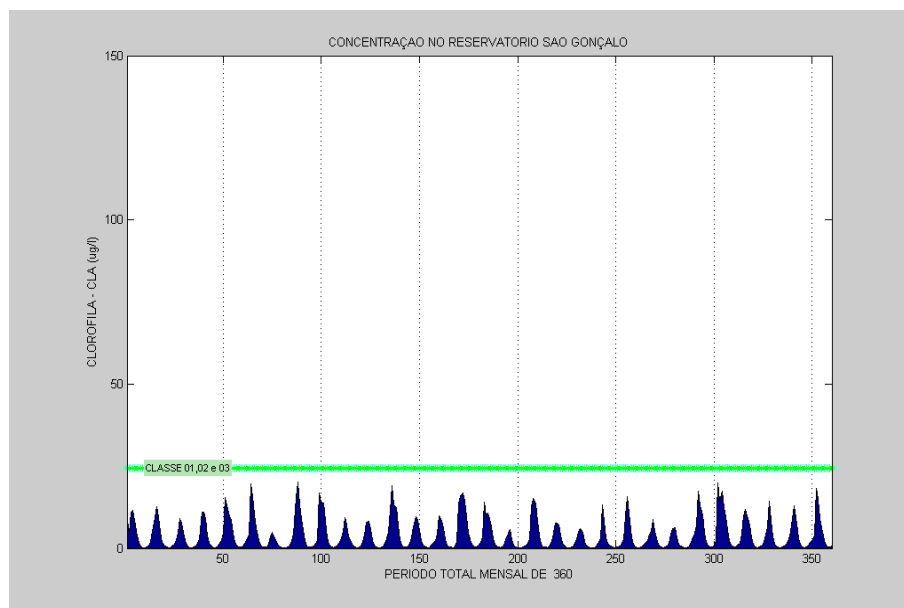


Figura 6.184 - Comportamento da CLA no açude São Gonçalo no Cenário 04.

A Figura 6.185 mostra o comportamento dos níveis de concentração de CF no açude São Gonçalo. Verifica-se que, em todo período simulado, ficaram enquadrados na Classe II, como estabelecido.

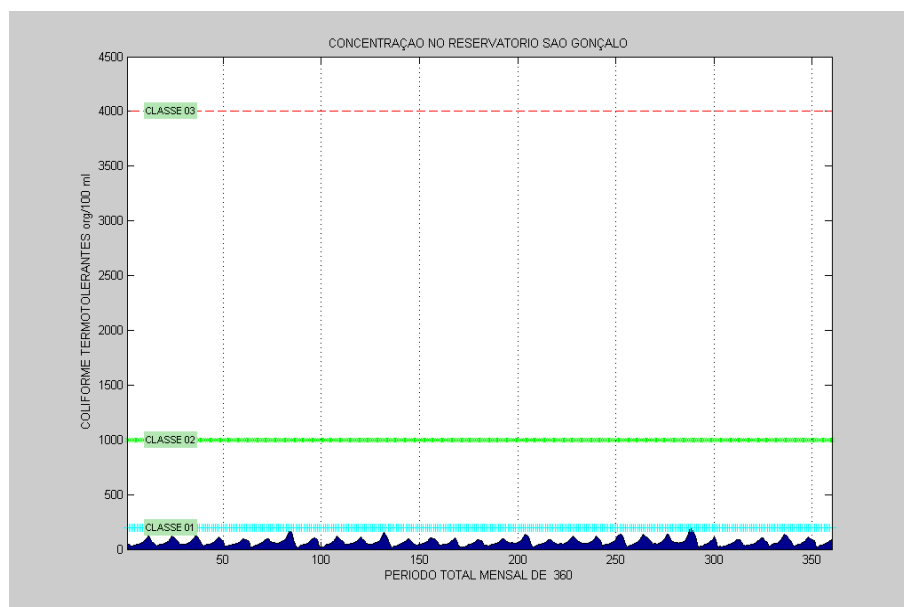


Figura 6.185 - Comportamento do CF no açude São Gonçalo no Cenário 04.

6.1.4.4 - Análise Integrada do Cenário IV

Analisando o aspecto quantitativo para este cenário foi observado que os reservatórios do subsistema estudado atenderam a todos os seus requerimentos, inclusive as demandas de

irrigação para culturas sazonais do reservatório São Gonçalo, que nos cenários II e III falharam devido à priorização de outros setores. Esses objetivos foram atendidos neste cenário devido a instalação de ETEs que diminuíram os requerimentos hídricos para diluição de poluentes nos corpos d' água. Pode ser observado que maioria dos objetivos relativos aos enquadramentos dos níveis das concentrações dos parâmetros de qualidade de água na Classe II e foram atendidos em quase todos componentes, com exceção do OD no Ponto de Controle PC1, que não atingiu a meta desejada em alguns meses.

6.2 - RESULTADO DA CONVERGÊNCIA DO NOVO MODELO DE SIMULAÇÃO

A convergência do processo iterativo, estabelecida como sendo menor ou igual a 10^{-4} , foi atingida para todos os cenários estudados. Observou-se que, para atingir esta tolerância, foram necessárias apenas duas iterações para cada mês logo após a linearização inicial. Com relação à precisão numérica do erro relativo, as simulações registraram o menor valor de 10^{-20} e o maior valor de 10^{-4} . O tempo de processamento foi em média e aproximadamente 8 minutos, para um hardware Pentium Dual-Core E5300, com memória de 1 Gb e um processador 2,60 GHz. Estes números mostram a precisão (erro) e eficiência (tempo) do modelo apresentado. Pode-se, portanto, dizer que o modelo proposto é eficaz (em termos de tempo e precisão numérica).

CAPÍTULO VII

VALIDAÇÃO DO MODELO

Para inferir sobre a confiabilidade dos resultados de um modelo matemático é necessário fazer uma validação, ou seja, demonstrar que o mesmo é capaz de representar o comportamento de um determinado sistema o mais próximo da realidade. Uma forma comum de validar um modelo é averiguar o seu desempenho através da utilização de dados medidos e com utilização de modelos, ou seja capaz de reproduzir o comportamento real do subsistema. Uma outra forma de validar um modelo, é comparar os seus resultados com o de outros modelos bem estabelecidos na literatura. Neste contexto, uma forma de verificar se o modelo de simulação proposto, com artifícios em aproximações lineares e resolvido através de programação linear sequencial, conseguiu replicar a realidade é comparar os seus resultados (dados calculados que serão observados a partir a execução do modelo) com aqueles obtidos através da aplicação das equações analíticas que representam tais fenômenos e vastamente utilizadas na literatura.

Para a validação deste modelo de simulação quali-quantitativo e multiobjetivo fez-se uso do software EXCEL 2007 para resolver as equações estabelecidas na literatura relativas aos aspectos quali-quantitativos da água. Foi escolhido, por sorteio, o cenário I e ano de 1978, para determinar as variáveis quali-quantitativas da água e, em seguida, calcular o erro relativo das variáveis para cada mês. O erro relativo é definido pela relação entre o volume calculado pelo modelo de simulação multi-objetivo (SMO) e o volume verificado e validado através do balanço hídrico (SV), caso seja um reservatório. Para os nós foi calculado o erro relativo entre vazão defluente calculada pelo modelo de simulação (SDM) e vazão defluente validada (SDV). Caso seja considerado a concentração de algum parâmetro num determinado componente seguirá o mesmo raciocínio para o cálculo do erro relativo. Por exemplo, se a concentração da DBO calculada pelo modelo de simulação é nomeada de CDBO1M, a validada será nomeada de CDBO1V. Caso seja uma concentração do FT calculado pelo modelo de simulação e nomeada de CFT3M, a validade será nomeada de CFT3V. Se uma concentração do OD no reservatório que esteja em série e calculado pelo modelo de simulação é nomeada de COD5M, a validada será COD5V. Em seguida é calculado o erro relativo percentual, conforme a equação exemplo 7.1 a seguir:

$$\text{ERRO}(\%) = \left| \left(\frac{\text{CDBOIM} - \text{CDBOIV}}{\text{CDBOIM}} \right) * 100\% \right| \quad (7.1)$$

A Tabela 7.1 mostra os volumes calculados pelo modelo de simulação proposto e os volumes validados. Observa-se que o maior erro relativo foi 0,57% e o menor erro relativo foi 0,00%.

Tabela 7.1 – Balanço Hídrico do Reservatório Engenheiro Ávidos validado.

RESERVATÓRIO ENGENHEIRO ÁVIDOS														
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS														
	S01 =	210,46						A01 =	24,18					
TEMPO	I1(t)	P1(t)	E1(t)	Ra1(t)	Rip1(t)	Ris1(t)	Re1(t)	Qf1(t)	Sp1(t)	Qr1(t)	A1(t)	SMO1(t)	SV1(t)	ERRO(%)
217	0,23	0,12	0,22	0,21	0,18	0,00	0,64	2,04	0,00	0,14	23,62	204,71	205,25	0,26
218	3,32	0,17	0,17	0,21	0,02	0,00	0,64	0,70	0,00	0,14	23,75	206,10	206,69	0,29
219	18,92	0,24	0,19	0,21	0,00	0,00	0,64	0,00	0,00	0,14	25,52	224,26	225,54	0,57
220	13,06	0,17	0,18	0,21	0,04	0,00	0,64	0,00	0,00	0,14	26,70	236,43	236,28	0,06
221	14,00	0,06	0,18	0,21	0,22	0,16	0,64	0,00	0,00	0,14	27,62	245,87	245,86	0,00
222	7,00	0,03	0,20	0,21	0,27	0,25	0,64	0,32	0,00	0,14	27,69	246,60	246,60	0,00
223	0,41	0,02	0,21	0,21	0,30	0,21	0,64	2,01	0,00	0,14	26,84	237,79	238,59	0,34
224	0,34	0,00	0,23	0,21	0,33	0,00	0,64	2,03	0,00	0,14	26,01	229,29	229,02	0,12
225	0,00	0,00	0,22	0,21	0,32	0,15	0,64	2,17	0,00	0,14	25,16	220,52	220,37	0,07
226	0,00	0,01	0,24	0,21	0,34	0,24	0,64	2,20	0,00	0,14	24,29	211,61	211,51	0,05
227	0,00	0,02	0,23	0,21	0,32	0,30	0,64	2,22	0,00	0,14	23,47	203,24	203,08	0,08
228	0,00	0,04	0,25	0,21	0,33	0,24	0,64	2,65	0,00	0,14	22,57	194,08	194,40	0,16

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês;

A Tabela 7.2 mostra as vazões defluentes calculadas pelo modelo de simulação e as vazões defluentes validadas com equação que representa o balanço hídrico no Ponto de Controle PC1. Observa-se que os erros relativos foram todos iguais a zero.

Tabela 7.2 – Balanço Hídrico do Ponto de Controle PC1 validado.

PONTO DE CONTROLE - PC1									
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS									
TEMPO	Qf1(t)	Sp1(t)	Re1(t)	Qr2(t)	Qa1(t)	Sd1M(t)	Sd2V(t)	Sd2M(t)	ERRO(%)
217	2,04	0,00	0,64	0,02	0,21	2,68	2,91	2,91	0,00
218	0,70	0,00	0,64	0,02	3,91	1,34	5,27	5,27	0,00
219	0,00	0,00	0,64	0,02	19,49	0,64	20,15	20,15	0,00
220	0,00	0,00	0,64	0,02	15,45	0,64	16,11	16,11	0,00
221	0,00	0,00	0,64	0,02	19,88	0,64	20,54	20,54	0,00
222	0,32	0,00	0,64	0,02	5,08	0,96	6,06	6,06	0,00
223	2,01	0,00	0,64	0,02	0,10	2,65	2,78	2,78	0,00
224	2,03	0,00	0,64	0,02	0,13	2,67	2,82	2,82	0,00
225	2,17	0,00	0,64	0,02	0,00	2,82	2,84	2,84	0,00
226	2,20	0,00	0,64	0,02	0,00	2,84	2,86	2,86	0,00
227	2,22	0,00	0,64	0,02	0,00	2,86	2,88	2,88	0,00
228	2,65	0,00	0,64	0,02	0,00	3,29	3,31	3,31	0,00

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês;

Na Tabela 7.3 é observado os volumes calculados pelo modelo de simulação proposto e os volumes validados pela equação que representa o balanço hídrico para o reservatório que está em série. O erro relativo máximo foi 4,81% e erro relativo mínimo foi de 0,00%.

Tabela 7.3 – Balanço Hídrico do Reservatório São Gonçalo validado.

RESERVATÓRIO SÃO GONÇALO															
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS															
	S02 =	11,71							A02 =	2,40					
TEMPO	I2(t)	P2(t)	E2(t)	Ra2(t)	Rip2(t)	Ris2(t)	Re2(t)	Qf2(t)	Sp2(t)	Qrp1(t)	Sd2(t)	A2(t)	SMO2(t)	SV2(t)	ERRO(%)
217	0,49	0,10	0,18	0,25	2,40	0,00	0,18	0,32	0,00	0,26	2,91	2,54	12,62	12,02	4,81
218	2,44	0,18	0,16	0,25	0,09	0,00	0,18	0,34	0,00	0,48	5,27	3,65	20,68	20,01	3,24
219	6,14	0,25	0,14	0,25	0,00	0,00	0,18	1,10	3,46	0,68	20,15	7,00	44,60	43,23	3,08
220	2,17	0,18	0,14	0,25	0,00	0,00	0,18	1,10	17,52	0,48	16,11	7,00	44,60	44,60	0,00
221	1,89	0,07	0,14	0,25	2,23	1,70	0,18	1,10	16,63	0,19	20,54	7,00	44,60	44,60	0,01
222	0,18	0,03	0,14	0,25	2,92	2,80	0,18	0,59	0,00	0,09	6,06	6,84	43,43	43,43	0,01
223	0,03	0,02	0,17	0,25	3,81	2,66	0,18	0,45	0,00	0,04	2,78	6,24	38,87	37,93	2,42
224	0,00	0,01	0,20	0,25	4,52	0,00	0,18	0,43	0,00	0,02	2,82	5,59	34,84	35,17	0,95
225	0,00	0,00	0,22	0,25	4,88	2,25	0,18	0,41	0,00	0,01	2,84	4,81	28,42	28,63	0,72
226	0,00	0,01	0,22	0,25	5,04	3,58	0,18	0,39	0,00	0,03	2,86	3,67	20,82	20,98	0,74
227	0,00	0,02	0,22	0,25	4,85	4,48	0,18	0,36	0,00	0,05	2,88	2,58	12,87	13,02	1,18
228	0,00	0,04	0,21	0,25	4,16	2,95	0,18	0,42	0,00	0,11	3,31	1,85	8,24	7,96	3,33

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês;

A Tabela 7.4 mostra os níveis de concentração da DBO calculados pelo modelo e pela equação analítica de validação do balanço de massa no reservatório. O erro relativo máximo foi 0,59% e erro relativo mínimo foi de 0,03%.

Tabela 7.4 – Balanço de Massa do Reservatório Engenheiro Ávidos validado.

RESERVATÓRIO ENGENHEIRO ÁVIDOS									
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS									
	C0DBO1=	1,40							
TEMPO	S1(t)	I1(t)	CI1(t)	Qr1(t)	Cr1(t)	KDBO1	CDBO1M(t)	CDBO1V(t)	ERRO(%)
217	204,714	0,233	2,000	0,144	333,330	0,163	1,402	1,405	0,20
218	206,101	3,318	2,000	0,144	333,330	0,163	1,412	1,414	0,15
219	224,264	18,922	2,000	0,144	333,330	0,163	1,443	1,442	0,07
220	236,427	13,064	2,000	0,144	333,330	0,163	1,450	1,442	0,59
221	245,872	13,997	2,000	0,144	333,330	0,163	1,446	1,441	0,31
222	246,598	6,998	2,000	0,144	333,330	0,163	1,426	1,423	0,23
223	237,789	0,415	2,000	0,144	333,330	0,163	1,399	1,399	0,03
224	229,289	0,337	2,000	0,144	333,330	0,163	1,380	1,383	0,20
225	220,519	0,000	2,000	0,144	333,330	0,163	1,370	1,373	0,23
226	211,607	0,000	2,000	0,144	333,330	0,163	1,370	1,373	0,25
227	203,241	0,000	2,000	0,144	333,330	0,163	1,378	1,382	0,28
228	194,079	0,000	2,000	0,144	333,330	0,163	1,395	1,399	0,26

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l; KDBO1 é 1 / mês;

A Tabela 7.5 mostra os níveis de concentração da DBO autodepurados calculados pelo modelo de simulação e pela equação analítica de validação. Verificou-se o maior erro relativo de 6,43% e o menor erro relativo foi 0,08%.

Tabela 7.5 – Equação de validação da autodepuração no Trecho 01.

TRECHO 01 DO RIO PIRANHAS									
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS									
TEMPO	CDBO1M(t)	k1	Sd1	BM1	PM1	L1	CDBO2M(t)	CDBO2V(t)	ERRO(%)
217	1,402	0,318	2,678	250	2,60	22220	0,238	0,252	5,72
218	1,412	0,318	1,337	250	2,60	22220	0,048	0,045	6,43
219	1,443	0,318	0,640	250	2,60	22220	0,001	0,001	0,63
220	1,450	0,318	0,640	250	2,60	22220	0,001	0,001	1,13
221	1,446	0,318	0,640	250	2,60	22220	0,001	0,001	0,83
222	1,426	0,318	0,960	250	2,60	22220	0,012	0,012	0,23
223	1,399	0,318	2,651	250	2,60	22220	0,245	0,248	1,00
224	1,380	0,318	2,667	250	2,60	22220	0,246	0,247	0,14
225	1,370	0,318	2,815	250	2,60	22220	0,268	0,268	0,08
226	1,370	0,318	2,835	250	2,60	22220	0,271	0,271	0,14
227	1,378	0,318	2,856	250	2,60	22220	0,272	0,276	1,47
228	1,395	0,318	3,287	250	2,60	22220	0,361	0,345	4,60

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l; k1 é l / mês;

As concentrações da DBO, calculadas pela equação analítica de validação e pelo modelo de simulação no Ponto de Controle estão apresentadas na Tabela 7.6. O erro relativo máximo foi 0,95% e erro relativo mínimo foi de 0,00%.

Tabela 7.6 – Balanço de Massa no Ponto de Controle PC1 validado.

PONTO DE CONTROLE										
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS										
TEMPO	Sd1(t)	Qr2(t)	Qa1(t)	Sd2(t)	Cr2(t)	CDBO2M(t)	CafDBO(t)	CDBO3V(t)	CDBO3M(t)	ERRO(%)
217	2,678	0,021	0,207	2,906	416,670	0,238	5,000	3,579	3,599	0,56
218	1,337	0,021	3,914	5,271	416,670	0,048	5,000	5,380	5,375	0,10
219	0,640	0,021	19,492	20,153	416,670	0,001	5,000	5,269	5,269	0,00
220	0,640	0,021	15,448	16,110	416,670	0,001	5,000	5,337	5,337	0,00
221	0,640	0,021	19,881	20,542	416,670	0,001	5,000	5,264	5,264	0,00
222	0,960	0,021	5,080	6,061	416,670	0,012	5,000	5,632	5,633	0,00
223	2,651	0,021	0,104	2,776	416,670	0,245	5,000	3,564	3,563	0,06
224	2,667	0,021	0,130	2,817	416,670	0,246	5,000	3,561	3,560	0,00
225	2,815	0,021	0,000	2,836	416,670	0,268	5,000	3,343	3,343	0,00
226	2,835	0,021	0,000	2,856	416,670	0,271	5,000	3,324	3,324	0,00
227	2,856	0,021	0,000	2,877	416,670	0,272	5,000	3,303	3,306	0,09
228	3,287	0,021	0,000	3,308	416,670	0,361	5,000	2,997	2,969	0,95

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l;

A Tabela 7.7 mostra os níveis de concentração de DBO autodepurados determinada pela equação analítica de validação e pelo modelo de simulação. Verificou-se o maior erro relativo de 0,68% e o menor erro relativo foi 0,00%.

Tabela 7.7 – Equação de validação da autodepuração no Trecho 02.

TRECHO 02 DO RIO PIRANHAS									
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS									
TEMPO	CDBO3M(t)	k1	Sd2	BM1	PM1	L2	CDBO4M(t)	CDBO4V(t)	ERRO(%)
217	3,599	0,318	2,906	250	2,60	3014	2,885	2,905	0,68
218	5,375	0,318	5,271	250	2,60	3014	4,778	4,776	0,05
219	5,269	0,318	20,153	250	2,60	3014	5,109	5,109	0,00
220	5,337	0,318	16,110	250	2,60	3014	5,134	5,134	0,00
221	5,264	0,318	20,542	250	2,60	3014	5,107	5,107	0,00
222	5,633	0,318	6,061	250	2,60	3014	5,082	5,083	0,00
223	3,563	0,318	2,776	250	2,60	3014	2,843	2,846	0,12
224	3,560	0,318	2,817	250	2,60	3014	2,854	2,854	0,02
225	3,343	0,318	2,836	250	2,60	3014	2,683	2,684	0,01
226	3,324	0,318	2,856	250	2,60	3014	2,672	2,673	0,02
227	3,306	0,318	2,877	250	2,60	3014	2,657	2,663	0,20
228	2,969	0,318	3,308	250	2,60	3014	2,474	2,459	0,60

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l; k1 em 1/mês;

Na Tabela 7.8 mostra os níveis de concentrações da DBO para o reservatório São Gonçalo, calculado pelo modelo e pela equação analítica de validação que representa o balanço de massa. Observou-se o maior erro relativo de 4,77% e o menor erro relativo foi 0,00%.

Tabela 7.8 – Balanço de Massa do Reservatório São Gonçalo validado.

RESERVATÓRIO SÃO GONÇALO											
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS											
	C0DBO2=	1,76									
TEMPO	S2(t)	I2(t)	CI2(t)	Qrp1(t)	Crp1(t)	KDBO2	CDBO4M(t)	Sd2(t)	CDBO5M(t)	CDBO5V(t)	ERRO(%)
217	12,622	0,493	2,000	0,264	1,000	0,149	2,885	2,906	1,732	1,754	1,27
218	20,677	2,437	2,000	0,484	1,000	0,149	4,778	5,271	2,136	2,143	0,33
219	44,600	6,143	2,000	0,680	1,000	0,149	5,109	20,153	2,791	2,831	1,42
220	44,600	2,170	2,000	0,483	1,000	0,149	5,134	16,110	3,229	3,075	4,77
221	44,600	1,890	2,000	0,189	1,000	0,149	5,107	20,542	3,465	3,465	0,00
222	43,427	0,181	2,000	0,095	1,000	0,149	5,082	6,061	3,203	3,204	0,04
223	38,871	0,026	2,000	0,044	1,000	0,149	2,843	2,776	2,715	2,749	1,23
224	34,844	0,000	2,000	0,015	1,000	0,149	2,854	2,817	2,371	2,363	0,34
225	28,423	0,000	2,000	0,012	1,000	0,149	2,683	2,836	2,088	2,086	0,12
226	20,824	0,000	2,000	0,032	1,000	0,149	2,672	2,856	1,885	1,886	0,07
227	12,871	0,000	2,000	0,051	1,000	0,149	2,657	2,877	1,775	1,792	0,97
228	8,236	0,000	2,000	0,113	1,000	0,149	2,474	3,308	1,775	1,779	0,25

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l; KDBO2 é 1 / mês;

Os níveis de concentração do OD estão apresentados na Tabela 7.9 os resultados obtidos pelo modelo e pela equação analítica de validação, para o reservatório Engenheiro Ávidos. O erro relativo máximo foi 0,04% e erro relativo mínimo foi de 0,00%.

Tabela 7.9 – Balanço de Massa do Reservatório Engenheiro Ávidos validado.

RESERVATÓRIO ENGENHEIRO ÁVIDOS													
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS													
	C0OD1 =	7,137											
TEMPO	S1(t)	I1(t)	CH1(t)	Qr1(t)	Cr1(t)	KDBO1	KT1	K2	CS1	CDBO1M(t)	COD1M(t)	COD1V(t)	ERRO(%)
217	204,714	0,233	5,000	0,144	0,000	0,163	1,798	1,625	7,397	1,402	7,140	7,139	0,01
218	206,101	3,318	5,000	0,144	0,000	0,163	1,798	1,625	7,397	1,412	7,122	7,123	0,01
219	224,264	18,922	5,000	0,144	0,000	0,163	1,798	1,625	7,397	1,443	7,043	7,046	0,04
220	236,427	13,064	5,000	0,144	0,000	0,163	1,798	1,625	7,397	1,450	7,057	7,059	0,03
221	245,872	13,997	5,000	0,144	0,000	0,163	1,798	1,625	7,397	1,446	7,060	7,061	0,02
222	246,598	6,998	5,000	0,144	0,000	0,163	1,798	1,625	7,397	1,426	7,093	7,093	0,00
223	237,789	0,415	5,000	0,144	0,000	0,163	1,798	1,625	7,397	1,399	7,132	7,131	0,01
224	229,289	0,337	5,000	0,144	0,000	0,163	1,798	1,625	7,397	1,380	7,142	7,141	0,01
225	220,519	0,000	5,000	0,144	0,000	0,163	1,798	1,625	7,397	1,370	7,148	7,146	0,02
226	211,607	0,000	5,000	0,144	0,000	0,163	1,798	1,625	7,397	1,370	7,149	7,147	0,02
227	203,241	0,000	5,000	0,144	0,000	0,163	1,798	1,625	7,397	1,378	7,147	7,146	0,02
228	194,079	0,000	5,000	0,144	0,000	0,163	1,798	1,625	7,397	1,395	7,145	7,143	0,02

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l; KDBO1 é 1 / mês; K2 é 1 / mês;

A Tabela 7.10 mostra os níveis de concentração do OD autodepurados calculados pelo modelo de simulação e pela equação analítica de validação no Trecho 01. Verificou-se o maior erro relativo de 0,07% e o menor erro relativo foi 0,00%.

Tabela 7.10 – Equação de validação da autodepuração no Trecho 01.

TRECHO01 DO RIO PIRANHAS													
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS													
TEMPO	CDBO1M(t)	k1	k2	Kt	CS02	Sdl	BMI	PMI	LI	COD1M(t)	COD2M(t)	COD2V(t)	ERRO(%)
217	1,402	0,318	1,728	1,256	7,639	2,678	250	2,60	22220	7,140	7,571	7,567	0,05
218	1,412	0,318	1,728	1,256	7,639	1,337	250	2,60	22220	7,122	7,625	7,626	0,01
219	1,443	0,318	1,728	1,256	7,639	0,640	250	2,60	22220	7,043	7,638	7,638	0,00
220	1,450	0,318	1,728	1,256	7,639	0,640	250	2,60	22220	7,057	7,638	7,638	0,00
221	1,446	0,318	1,728	1,256	7,639	0,640	250	2,60	22220	7,060	7,638	7,638	0,00
222	1,426	0,318	1,728	1,256	7,639	0,960	250	2,60	22220	7,093	7,635	7,635	0,00
223	1,399	0,318	1,728	1,256	7,639	2,651	250	2,60	22220	7,132	7,569	7,569	0,01
224	1,380	0,318	1,728	1,256	7,639	2,667	250	2,60	22220	7,142	7,569	7,569	0,00
225	1,370	0,318	1,728	1,256	7,639	2,815	250	2,60	22220	7,148	7,563	7,563	0,00
226	1,370	0,318	1,728	1,256	7,639	2,835	250	2,60	22220	7,149	7,562	7,562	0,00
227	1,378	0,318	1,728	1,256	7,639	2,856	250	2,60	22220	7,147	7,562	7,561	0,01
228	1,395	0,318	1,728	1,256	7,639	3,287	250	2,60	22220	7,145	7,536	7,541	0,07

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l; k1 é 1 / mês; k2 é 1 / mês;

Os níveis de concentração do OD, calculados pelo modelo e pela equação analítica de validação, no Ponto de Controle PC1 está representada na Tabela 7.11. O erro relativo máximo foi 0,06% e erro relativo mínimo foi de 0,00%.

Tabela 7.11 – Balanço de Massa no Ponto de Controle PC1 validado.

PONTO DE CONTROLE										
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS										
TEMPO	Sd1(t)	Qr2(t)	Qa1(t)	Sd2(t)	Cr2(t)	COD2M(t)	CafOD(t)	COD3V(t)	COD3M(t)	ERRO(%)
217	2,678	0,021	0,207	2,906	0,000	7,571	4,000	7,262	7,260	0,03
218	1,337	0,021	3,914	5,271	0,000	7,625	4,000	4,903	4,906	0,06
219	0,640	0,021	19,492	20,153	0,000	7,638	4,000	4,111	4,111	0,00
220	0,640	0,021	15,448	16,110	0,000	7,638	4,000	4,139	4,139	0,00
221	0,640	0,021	19,881	20,542	0,000	7,638	4,000	4,109	4,109	0,00
222	0,960	0,021	5,080	6,061	0,000	7,635	4,000	4,562	4,562	0,00
223	2,651	0,021	0,104	2,776	0,000	7,569	4,000	7,379	7,379	0,00
224	2,667	0,021	0,130	2,817	0,000	7,569	4,000	7,349	7,349	0,00
225	2,815	0,021	0,000	2,836	0,000	7,563	4,000	7,507	7,507	0,00
226	2,835	0,021	0,000	2,856	0,000	7,562	4,000	7,506	7,507	0,00
227	2,856	0,021	0,000	2,877	0,000	7,562	4,000	7,507	7,507	0,00
228	3,287	0,021	0,000	3,308	0,000	7,536	4,000	7,489	7,489	0,01

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l;

Na Tabela 7.12 mostra os níveis de concentração do OD autodepurados, determinados pela equação analítica de validação e pelo modelo de simulação no Trecho 02. Verificou-se o maior erro relativo de 12,77% e o menor erro relativo foi 0,56%.

Tabela 7.12 – Equação de validação da autodepuração no Trecho 02.

TRECHO 02 DO RIO PIRANHAS													
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS													
TEMPO	CDBO3M(t)	k1	k2	Kt	CS02	Sd2	BMI	PMI	I2	COD3M(t)	COD4M(t)	COD4V(t)	ERRO(%)
217	3,599	0,318	1,728	1,256	7,639	2,906	250	2,60	3014	7,260	7,014	7,134	1,68
218	5,375	0,318	1,728	1,256	7,639	5,271	250	2,60	3014	4,906	6,246	7,087	11,86
219	5,269	0,318	1,728	1,256	7,639	20,153	250	2,60	3014	4,111	6,579	7,453	11,73
220	5,337	0,318	1,728	1,256	7,639	16,110	250	2,60	3014	4,139	6,463	7,410	12,77
221	5,264	0,318	1,728	1,256	7,639	20,542	250	2,60	3014	4,109	6,686	7,457	10,33
222	5,633	0,318	1,728	1,256	7,639	6,061	250	2,60	3014	4,562	6,252	7,112	12,09
223	3,563	0,318	1,728	1,256	7,639	2,776	250	2,60	3014	7,379	7,053	7,130	1,08
224	3,560	0,318	1,728	1,256	7,639	2,817	250	2,60	3014	7,349	7,046	7,133	1,22
225	3,343	0,318	1,728	1,256	7,639	2,836	250	2,60	3014	7,507	7,126	7,166	0,56
226	3,324	0,318	1,728	1,256	7,639	2,856	250	2,60	3014	7,507	7,129	7,169	0,57
227	3,306	0,318	1,728	1,256	7,639	2,877	250	2,60	3014	7,507	7,131	7,173	0,58
228	2,969	0,318	1,728	1,256	7,639	3,308	250	2,60	3014	7,489	7,195	7,244	0,68

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l; k1 é 1 / mês; k2 é 1 / mês;

A Tabela 7.13 mostra os níveis de concentrações do OD para o reservatório São Gonçalo, calculados pelo modelo e pela equação analítica de validação. Observou-se o maior erro relativo foi 6,91% e o menor erro relativo foi 0,00%.

Tabela 7.13 – Balanço de Massa do Reservatório São Gonçalo validado.

RESERVATÓRIO SÃO GONÇALO															
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS															
	7,287														
	C0OD2=														
TEMPO	S2(t)	I2(t)	CI2(t)	Qrpl(t)	Crpl(t)	KDBO2	KI3	K2	CS3	Sd2(t)	COD4M(t)	CDBO5M(t)	COD5M(t)	COD5V(t)	ERRO(%)
217	12,622	0,493	5,00	0,264	4,000	0,149	1,904	1,490	7,706	2,906	7,014	1,732	7,250	7,246	0,05
218	20,677	2,437	5,00	0,484	4,000	0,149	1,904	1,490	7,706	5,271	6,246	2,136	6,949	7,014	0,94
219	44,600	6,143	5,00	0,680	4,000	0,149	1,904	1,490	7,706	20,153	6,579	2,791	6,520	6,889	5,65
220	44,600	2,170	5,00	0,483	4,000	0,149	1,904	1,490	7,706	16,110	6,463	3,229	6,507	6,845	5,19
221	44,600	1,890	5,00	0,189	4,000	0,149	1,904	1,490	7,706	20,542	6,686	3,465	6,415	6,858	6,91
222	43,427	0,181	5,00	0,095	4,000	0,149	1,904	1,490	7,706	6,061	6,252	3,203	6,836	6,898	0,90
223	38,871	0,026	5,00	0,044	4,000	0,149	1,904	1,490	7,706	2,776	7,053	2,715	7,110	7,108	0,03
224	34,844	0,000	5,00	0,015	4,000	0,149	1,904	1,490	7,706	2,817	7,046	2,371	7,215	7,215	0,01
225	28,423	0,000	5,00	0,012	4,000	0,149	1,904	1,490	7,706	2,836	7,126	2,088	7,279	7,279	0,00
226	20,824	0,000	5,00	0,032	4,000	0,149	1,904	1,490	7,706	2,856	7,129	1,885	7,317	7,317	0,00
227	12,871	0,000	5,00	0,051	4,000	0,149	1,904	1,490	7,706	2,877	7,131	1,775	7,330	7,327	0,04
228	8,236	0,000	5,00	0,113	4,000	0,149	1,904	1,490	7,706	3,308	7,195	1,711	7,327	7,319	0,11

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l; KDBO2 é 1 / mês; K2 é 1 / mês;

A Tabela 7.14 mostra a validação dos níveis de concentração do NT no reservatório Engenheiro Ávidos. Verificou-se um erro relativo máximo de 1,70% e erro um relativo mínimo de 0,04%.

Tabela 7.14 – Balanço de Massa do Reservatório Engenheiro Ávidos validado.

RESERVATÓRIO ENGENHEIRO ÁVIDOS									
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS									
	0,12								
	C0NT1=								
TEMPO	S1(t)	I1(t)	CI1(t)	Qr1(t)	Cr1(t)	KNT1	CNT1M(t)	CNT1V(t)	ERRO(%)
217	204,714	0,233	3,600	0,144	50,000	0,500	0,105	0,106	0,40
218	206,101	3,318	3,600	0,144	50,000	0,500	0,135	0,135	0,19
219	224,264	18,922	3,600	0,144	50,000	0,500	0,329	0,330	0,04
220	236,427	13,064	3,600	0,144	50,000	0,500	0,371	0,365	1,70
221	245,872	13,997	3,600	0,144	50,000	0,500	0,395	0,392	0,61
222	246,598	6,998	3,600	0,144	50,000	0,500	0,336	0,334	0,55
223	237,789	0,415	3,600	0,144	50,000	0,500	0,232	0,232	0,07
224	229,289	0,337	3,600	0,144	50,000	0,500	0,169	0,170	0,18
225	220,519	0,000	3,600	0,144	50,000	0,500	0,128	0,128	0,27
226	211,607	0,000	3,600	0,144	50,000	0,500	0,104	0,104	0,29
227	203,241	0,000	3,600	0,144	50,000	0,500	0,091	0,091	0,35
228	194,079	0,000	3,600	0,144	50,000	0,500	0,084	0,084	0,37

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l; KNT1 é 1 / mês;

A Tabela 7.15 mostra os níveis de concentração do NT autodepurados calculados pelo modelo de simulação e pela equação analítica de validação no Trecho 01. Verificou-se o maior erro relativo de 12,13% e o menor erro relativo foi 0,00%.

Tabela 7.15 – Equação de validação da autodepuração no Trecho 01.

TRECHO 01 DO RIO PIRANHAS									
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS									
TEMPO	CNT1M(t)	kN1	Sd1(t)	BMI	PMI	L1	CNT2M(t)	CNT2V(t)	ERRO(%)
217	0,105	0,711	2,678	250	2,60	22220	0,00200	0,00228	12,13
218	0,135	0,711	1,337	250	2,60	22220	0,0001	0,0001	0,00
219	0,329	0,711	0,640	250	2,60	22220	0,00000	0,00000	0,00
220	0,371	0,711	0,640	250	2,60	22220	0,00000	0,00000	0,00
221	0,395	0,711	0,640	250	2,60	22220	0,00000	0,00000	0,00
222	0,336	0,711	0,960	250	2,60	22220	0,00000	0,00001	0,00
223	0,232	0,711	2,651	250	2,60	22220	0,00470	0,00483	2,76
224	0,169	0,711	2,667	250	2,60	22220	0,00360	0,00360	0,03
225	0,128	0,711	2,815	250	2,60	22220	0,00330	0,00333	0,97
226	0,104	0,711	2,835	250	2,60	22220	0,00280	0,00278	0,70
227	0,091	0,711	2,856	250	2,60	22220	0,00240	0,00249	3,47
228	0,084	0,711	3,287	250	2,60	22220	0,0041	0,0037	11,24

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l; kN1 é l / mês;

No Ponto de Controle PC1 estão representados os níveis de concentração do NT validados na Tabela 7.16. O erro relativo máximo foi 1,09% e erro relativo mínimo foi de 0,00%.

Tabela 7.16 – Balanço de Massa no Ponto de Controle PC1 validado.

PONTO DE CONTROLE										
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS										
TEMPO	Sd1(t)	Qr2(t)	Qa1(t)	Sd2(t)	Cr2(t)	CNT2M(t)	CafNT(t)	CNT3V(t)	CNT3M(t)	ERRO(%)
217	2,678	0,021	0,207	2,906	50,000	0,002	3,000	0,576	0,580	0,60
218	1,337	0,021	3,914	5,271	50,000	0,000	3,000	2,426	2,424	0,10
219	0,640	0,021	19,492	20,153	50,000	0,000	3,000	2,954	2,954	0,00
220	0,640	0,021	15,448	16,110	50,000	0,000	3,000	2,942	2,942	0,00
221	0,640	0,021	19,881	20,542	50,000	0,000	3,000	2,954	2,954	0,00
222	0,960	0,021	5,080	6,061	50,000	0,000	3,000	2,687	2,687	0,00
223	2,651	0,021	0,104	2,776	50,000	0,005	3,000	0,494	0,494	0,06
224	2,667	0,021	0,130	2,817	50,000	0,004	3,000	0,513	0,513	0,00
225	2,815	0,021	0,000	2,836	50,000	0,003	3,000	0,373	0,373	0,00
226	2,835	0,021	0,000	2,856	50,000	0,003	3,000	0,369	0,369	0,00
227	2,856	0,021	0,000	2,877	50,000	0,002	3,000	0,366	0,367	0,11
228	3,287	0,021	0,000	3,308	50,000	0,004	3,000	0,321	0,317	1,09

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l;

Na Tabela 7.17 mostra os níveis de concentração do NT autodepurados, determinados pela equação analítica de validação e pelo modelo de simulação no Trecho 02. Verificou-se o maior erro relativo de 1,5% e o menor erro relativo foi 0,00%.

Tabela 7.17 – Equação de validação da autodepuração no Trecho 02.

TRECHO 02 DO RIO PIRANHAS									
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS									
TEMPO	CNT3M(t)	kNI	Sd2	BMI	PMI	L2	CNT4M(t)	CNT4V(t)	ERRO(%)
217	0,580	0,711	2,906	250	2,60	3014	0,354	0,359	1,50
218	2,424	0,711	5,271	250	2,60	3014	1,863	1,861	0,12
219	2,954	0,711	20,153	250	2,60	3014	2,756	2,756	0,00
220	2,942	0,711	16,110	250	2,60	3014	2,698	2,698	0,00
221	2,954	0,711	20,542	250	2,60	3014	2,761	2,761	0,00
222	2,687	0,711	6,061	250	2,60	3014	2,136	2,136	0,00
223	0,494	0,711	2,776	250	2,60	3014	0,298	0,299	0,27
224	0,513	0,711	2,817	250	2,60	3014	0,313	0,313	0,05
225	0,373	0,711	2,836	250	2,60	3014	0,228	0,228	0,02
226	0,369	0,711	2,856	250	2,60	3014	0,227	0,227	0,06
227	0,367	0,711	2,877	250	2,60	3014	0,225	0,226	0,45
228	0,317	0,711	3,308	250	2,60	3014	0,211	0,208	1,40

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l; kNI é l / mês;

Na Tabela 7.18 mostra os níveis de concentrações do NT validados no reservatório São Gonçalo. Onde se observou o maior erro relativo foi 6,70% e o menor erro relativo foi 0,01%.

Tabela 7.18 – Balanço de Massa do Reservatório São Gonçalo validado.

RESERVATÓRIO SÃO GONÇALO											
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS											
	CNT2=	0,27									
TEMPO	S2(t)	I2(t)	CI2(t)	Qrp1(t)	Crp1(t)	KNT2	CNT4M(t)	Sd2(t)	CNT5M(t)	CNT5V(t)	ERRO(%)
217	12,622	0,493	3,000	0,264	10,000	0,428	0,354	2,906	0,414	0,425	2,64
218	20,677	2,437	3,000	0,484	10,000	0,428	1,863	5,271	0,896	0,905	0,97
219	44,600	6,143	3,000	0,680	10,000	0,428	2,756	20,153	1,430	1,448	1,25
220	44,600	2,170	3,000	0,483	10,000	0,428	2,698	16,110	1,544	1,440	6,70
221	44,600	1,890	3,000	0,189	10,000	0,428	2,761	20,542	1,542	1,542	0,01
222	43,427	0,181	3,000	0,095	10,000	0,428	2,136	6,061	1,121	1,121	0,05
223	38,871	0,026	3,000	0,044	10,000	0,428	0,298	2,776	0,698	0,706	1,12
224	34,844	0,000	3,000	0,015	10,000	0,428	0,313	2,817	0,446	0,443	0,67
225	28,423	0,000	3,000	0,012	10,000	0,428	0,228	2,836	0,285	0,284	0,37
226	20,824	0,000	3,000	0,032	10,000	0,428	0,227	2,856	0,197	0,197	0,25
227	12,871	0,000	3,000	0,051	10,000	0,428	0,225	2,877	0,166	0,168	1,66
228	8,236	0,000	3,000	0,113	10,000	0,428	0,211	3,308	0,208	0,221	6,18

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l; KNT2 é l / mês;

Com relação à concentração do FT, a Tabela 7.19 mostra os níveis de concentrações validados no reservatório Engenheiro Ávidos. O erro relativo máximo foi 1,52% e erro relativo mínimo foi de 0,10%.

Tabela 7.19 – Balanço de Massa do Reservatório Engenheiro Ávidos validado.

RESERVATÓRIO ENGENHEIRO ÁVIDOS									
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS									
	C0FT1=	0,004							
TEMPO	S1(t)	I1(t)	CI1(t)	Qr1(t)	Cr1(t)	KFT1	CFT1M(t)	CFT1V(t)	ERRO(%)
217	204,714	0,233	0,100	0,144	5,000	0,866	0,0042	0,0042	0,86
218	206,101	3,318	0,100	0,144	5,000	0,866	0,0051	0,0051	0,59
219	224,264	18,922	0,100	0,144	5,000	0,866	0,0095	0,0095	0,10
220	236,427	13,064	0,100	0,144	5,000	0,866	0,0095	0,0094	1,24
221	245,872	13,997	0,100	0,144	5,000	0,866	0,0095	0,0094	1,00
222	246,598	6,998	0,100	0,144	5,000	0,866	0,0077	0,0077	0,12
223	237,789	0,415	0,100	0,144	5,000	0,866	0,0054	0,0054	0,46
224	229,289	0,337	0,100	0,144	5,000	0,866	0,0044	0,0045	1,52
225	220,519	0,000	0,100	0,144	5,000	0,866	0,0040	0,0040	0,91
226	211,607	0,000	0,100	0,144	5,000	0,866	0,0040	0,0040	0,99
227	203,241	0,000	0,100	0,144	5,000	0,866	0,0040	0,0041	1,35
228	194,079	0,000	0,100	0,144	5,000	0,866	0,0042	0,0042	0,81

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l; KFT1 é 1 / mês;

A Tabela 7.20 mostra os níveis de concentração do FT autodepurados e validados no Trecho 01. Verificou-se o maior erro relativo de 0,47% e o menor erro relativo foi 0,00%.

Tabela 7.20 – Equação de validação da autodepuração no Trecho 01.

TRECHO 01 DO RIO PIRANHAS									
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS									
TEMPO	CFT1M(t)	kF1	Sdl(t)	BMI	PMI	L1	CFI2M(t)	CFI2V(t)	ERRO(%)
217	0,004	0,946	2,678	250	2,60	22220	0,0000	0,0000	0,00
218	0,005	0,946	1,337	250	2,60	22220	0,0000	0,0000	0,00
219	0,010	0,946	0,640	250	2,60	22220	0,0000	0,0000	0,00
220	0,010	0,946	0,640	250	2,60	22220	0,0000	0,0000	0,00
221	0,010	0,946	0,640	250	2,60	22220	0,0000	0,0000	0,00
222	0,008	0,946	0,960	250	2,60	22220	0,0000	0,0000	0,00
223	0,005	0,946	2,651	250	2,60	22220	0,0000	0,0000	0,00
224	0,004	0,946	2,667	250	2,60	22220	0,0000	0,0000	0,00
225	0,004	0,946	2,815	250	2,60	22220	0,0000	0,0000	0,00
226	0,004	0,946	2,835	250	2,60	22220	0,0000	0,0000	0,00
227	0,004	0,946	2,856	250	2,60	22220	0,0000	0,0000	0,00
228	0,004	0,946	3,287	250	2,60	22220	0,0001	0,0001	0,47

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l; kF1 é 1 / mês;

Os níveis de concentração do FT validados para o Ponto de Controle PC1 estão representados na Tabela 7.21. O erro relativo máximo foi 1,03% e erro relativo mínimo foi de 0,00%.

Tabela 7.21 – Balanço de Massa no Ponto de Controle PC1 validado.

PONTO DE CONTROLE										
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS										
TEMPO	Sd1(t)	Qr2(t)	Qa1(t)	Sd2(t)	Cr2(t)	CFT2M(t)	CafFT(t)	CFT3V(t)	CFT3M(t)	ERRO(%)
217	2,678	0,021	0,207	2,906	8,000	0,000	0,100	0,065	0,065	0,64
218	1,337	0,021	3,914	5,271	8,000	0,000	0,100	0,106	0,106	0,12
219	0,640	0,021	19,492	20,153	8,000	0,000	0,100	0,105	0,105	0,03
220	0,640	0,021	15,448	16,110	8,000	0,000	0,100	0,106	0,106	0,00
221	0,640	0,021	19,881	20,542	8,000	0,000	0,100	0,105	0,105	0,04
222	0,960	0,021	5,080	6,061	8,000	0,000	0,100	0,111	0,112	0,04
223	2,651	0,021	0,104	2,776	8,000	0,000	0,100	0,064	0,064	0,01
224	2,667	0,021	0,130	2,817	8,000	0,000	0,100	0,064	0,064	0,05
225	2,815	0,021	0,000	2,836	8,000	0,000	0,100	0,059	0,059	0,04
226	2,835	0,021	0,000	2,856	8,000	0,000	0,100	0,059	0,059	0,07
227	2,856	0,021	0,000	2,877	8,000	0,000	0,100	0,058	0,058	0,10
228	3,287	0,021	0,000	3,308	8,000	0,000	0,100	0,051	0,050	1,03

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l;

Na Tabela 7.22 mostra os níveis de concentração do FT autodepurados e validados no Trecho 02. Verificou-se o maior erro relativo de 1,90% e o menor erro relativo foi 0,01%.

Tabela 7.22 – Equação de validação da autodepuração no Trecho 02.

TRECHO 02 DO RIO PIRANHAS									
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS									
TEMPO	CFT3M(t)	kF1	Sd2(t)	BMI	PMI	L2	CFT4M(t)	CFT4V(t)	ERRO(%)
217	0,065	0,946	2,906	250	2,60	3014	0,034	0,034	1,90
218	0,106	0,946	5,271	250	2,60	3014	0,075	0,075	0,13
219	0,105	0,946	20,153	250	2,60	3014	0,096	0,096	0,03
220	0,106	0,946	16,110	250	2,60	3014	0,095	0,095	0,05
221	0,105	0,946	20,542	250	2,60	3014	0,096	0,096	0,05
222	0,112	0,946	6,061	250	2,60	3014	0,082	0,082	0,02
223	0,064	0,946	2,776	250	2,60	3014	0,033	0,033	0,52
224	0,064	0,946	2,817	250	2,60	3014	0,033	0,033	0,01
225	0,059	0,946	2,836	250	2,60	3014	0,031	0,031	0,13
226	0,059	0,946	2,856	250	2,60	3014	0,031	0,031	0,09
227	0,058	0,946	2,877	250	2,60	3014	0,030	0,031	0,67
228	0,050	0,946	3,308	250	2,60	3014	0,029	0,029	1,88

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l; kF1 é 1 / mês;

Na Tabela 7.23 mostra os níveis de concentrações do FT validados para o reservatório São Gonçalo. Observou-se o maior erro relativo foi 7,95% e o menor erro relativo foi 0,00%.

Tabela 7.23 – Balanço de Massa do Reservatório São Gonçalo validado.

RESERVATÓRIO SÃO GONÇALO											
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS											
	CFT2=	0,0410									
TEMPO	S2(t)	I2(t)	CI2(t)	Qrp1(t)	Crp1(t)	KFT2	CFT4M(t)	Sd2(t)	CFT5M(t)	CFT5V(t)	ERRO(%)
217	12,622	0,493	0,100	0,264	5,000	0,748	0,034	2,906	0,085	0,087	2,19
218	20,677	2,437	0,100	0,484	5,000	0,748	0,075	5,271	0,113	0,115	1,71
219	44,600	6,143	0,100	0,680	5,000	0,748	0,096	20,153	0,102	0,102	0,71
220	44,600	2,170	0,100	0,483	5,000	0,748	0,095	16,110	0,091	0,087	4,89
221	44,600	1,890	0,100	0,189	5,000	0,748	0,096	20,542	0,066	0,066	0,00
222	43,427	0,181	0,100	0,095	5,000	0,748	0,082	6,061	0,042	0,042	0,03
223	38,871	0,026	0,100	0,044	5,000	0,748	0,033	2,776	0,024	0,024	1,23
224	34,844	0,000	0,100	0,015	5,000	0,748	0,033	2,817	0,014	0,014	0,94
225	28,423	0,000	0,100	0,012	5,000	0,748	0,031	2,836	0,009	0,009	0,18
226	20,824	0,000	0,100	0,032	5,000	0,748	0,031	2,856	0,011	0,012	2,67
227	12,871	0,000	0,100	0,051	5,000	0,748	0,030	2,877	0,020	0,021	5,81
228	8,236	0,000	0,100	0,113	5,000	0,748	0,029	3,308	0,050	0,054	7,95

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l; KFT2 é l / mês;

Para os níveis de concentração da CLA, a Tabela 7.24 mostra as CLA validadas para o reservatório Engenheiro Ávidos. O erro relativo máximo foi 1,43% e erro relativo mínimo foi de 0,04%.

Tabela 7.24 – Balanço de Massa do Reservatório Engenheiro Ávidos validado.

RESERVATÓRIO ENGENHEIRO ÁVIDOS				
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS				
TEMPO	FT1(t)	CCLA1M(t)	CCLA1V(t)	ERRO(%)
217	0,004	0,4827	0,4801	0,54
218	0,005	0,6147	0,6108	0,64
219	0,010	1,3204	1,3209	0,04
220	0,010	1,3225	1,3209	0,12
221	0,010	1,3144	1,3209	0,49
222	0,008	1,0209	1,0180	0,29
223	0,005	0,6536	0,6556	0,31
224	0,004	0,5151	0,5086	1,26
225	0,004	0,4571	0,4519	1,14
226	0,004	0,4459	0,4519	1,34
227	0,004	0,4540	0,4519	0,46
228	0,004	0,4733	0,4801	1,43

Unidades: TEMPO em mês; Concentrações em ml / l;

A Tabela 7.25 mostra os níveis de concentração do CLA autodepurados e validados no Trecho 01. Verificou-se que o erro relativo em todo período analisado é igual a zero.

Tabela 7.25 – Equação de validação da autodepuração no Trecho 01.

TRECHO 01 DO RIO PIRANHAS				
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS				
TEMPO	FT2(t)	CCLA2M(t)	CCLA2V(t)	ERRO(%)
217	0,0000	0,0000	0,0000	0,00
218	0,0000	0,0000	0,0000	0,00
219	0,0000	0,0000	0,0000	0,00
220	0,0000	0,0000	0,0000	0,00
221	0,0000	0,0000	0,0000	0,00
222	0,0000	0,0000	0,0000	0,00
223	0,0000	0,0000	0,0000	0,00
224	0,0000	0,0000	0,0000	0,00
225	0,0000	0,0000	0,0000	0,00
226	0,0000	0,0000	0,0000	0,00
227	0,0000	0,0000	0,0000	0,00
228	0,0001	0,0028	0,0028	0,00

Unidades: TEMPO em mês; Concentrações em ml / l;

Os níveis de concentração da CLA validados para o Ponto de Controle PC1 estão representados na Tabela 7.26. O erro relativo máximo foi 0,07% e erro relativo mínimo foi de 0,00%.

Tabela 7.26 – Balanço de Massa no Ponto de Controle PC1 validado.

PONTO DE CONTROLE				
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS				
TEMPO	FT3(t)	CCLA3M(t)	CCLA3V(t)	ERRO(%)
217	0,065	14,3915	14,3930	0,01
218	0,106	26,2739	26,2637	0,04
219	0,105	25,9973	25,9872	0,04
220	0,106	26,3856	26,3868	0,00
221	0,105	25,9681	25,9565	0,04
222	0,112	27,9847	27,9966	0,04
223	0,064	14,0881	14,0925	0,03
224	0,064	14,0906	14,0925	0,01
225	0,059	12,7446	12,7425	0,02
226	0,059	12,6331	12,6356	0,02
227	0,058	12,5378	12,5289	0,07
228	0,050	10,4036	10,4078	0,04

Unidades: TEMPO em mês; Concentrações em ml / l;

Na Tabela 7.27 mostra os níveis de concentração do CLA autodepurados e validados no Trecho 02. Verificou-se que o erro relativo em todo período analisado é igual a zero.

Tabela 7.27 – Equação de validação da autodepuração no Trecho 02.

TRECHO 02 DO RIO PIRANHAS				
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS				
TEMPO	FT4(t)	CCLA4M(t)	CCLA4V(t)	ERRO(%)
217	0,034	6,3730	6,3730	0,00
218	0,075	17,0091	17,0091	0,00
219	0,096	23,1941	23,1941	0,00
220	0,095	22,8644	22,8644	0,00
221	0,096	23,2242	23,2242	0,00
222	0,082	19,1545	19,1545	0,00
223	0,033	6,1168	6,1168	0,00
224	0,033	6,2330	6,2330	0,00
225	0,031	5,6564	5,6564	0,00
226	0,031	5,6564	5,6564	0,00
227	0,030	5,5879	5,5879	0,00
228	0,029	5,3157	5,3157	0,00

Unidades: TEMPO em mês; Concentrações em ml / l;

Na Tabela 7.28 mostra os níveis de concentrações validados da CLA para o reservatório São Gonçalo. Verificou-se o maior erro relativo foi 0,51% e o menor erro relativo foi 0,00%.

Tabela 7.28 – Balanço de Massa do Reservatório São Gonçalo validado.

RESERVATÓRIO SÃO GONÇALO				
DADOS OBSERVADOS E ESTIMADOS				
TEMPO	FT5(t)	CCLA5M(t)	CCLA5V(t)	ERRO(%)
217	0,085	20,0022	19,9970	0,03
218	0,113	28,5222	28,5269	0,02
219	0,102	24,9457	24,9479	0,01
220	0,091	21,7646	21,7619	0,01
221	0,066	14,5019	14,5026	0,00
222	0,042	8,3158	8,3182	0,03
223	0,024	4,0899	4,0822	0,19
224	0,014	2,0514	2,0422	0,45
225	0,009	1,2800	1,2865	0,51
226	0,011	1,6615	1,6559	0,33
227	0,020	3,3496	3,3454	0,13
228	0,050	10,3092	10,3050	0,04

Unidades: TEMPO em mês; Concentrações em ml / l;

Para os níveis de concentração do CF, a Tabela 7.29 mostra a validação deste parâmetro, para o reservatório Engenheiro Ávidos. O erro relativo máximo foi 0,96% e erro relativo mínimo foi de 0,12%.

Tabela 7.29 – Balanço de Massa do Reservatório Engenheiro Ávidos validado.

RESERVATÓRIO ENGENHEIRO ÁVIDOS									
	C0CF1=	103,85							
TEMPO	S1(t)	I1(t)	CI1(t)	Qr1(t)	Cr1(t)	KCF1	CCF1M(t)	CCF1V(t)	ERRO(%)
217	204,714	0,233	0,000	0,144	100000	0,622	107,5915	108,0232	0,40
218	206,101	3,318	0,000	0,144	100000	0,622	108,1688	108,4753	0,28
219	224,264	18,922	0,000	0,144	100000	0,622	99,5335	99,4114	0,12
220	236,427	13,064	0,000	0,144	100000	0,622	95,7216	94,8025	0,96
221	245,872	13,997	0,000	0,144	100000	0,622	91,5864	91,0555	0,58
222	246,598	6,998	0,000	0,144	100000	0,622	91,1221	90,7209	0,44
223	237,789	0,415	0,000	0,144	100000	0,622	93,9410	93,8852	0,06
224	229,289	0,337	0,000	0,144	100000	0,622	96,6629	97,0841	0,44
225	220,519	0,000	0,000	0,144	100000	0,622	100,0206	100,5083	0,49
226	211,607	0,000	0,000	0,144	100000	0,622	103,8213	104,3565	0,52
227	203,241	0,000	0,000	0,144	100000	0,622	107,8949	108,4801	0,54
228	194,079	0,000	0,000	0,144	100000	0,622	112,5865	113,1544	0,50

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l; KCF1 é 1 / mês;

A Tabela 7.30 mostra os níveis de concentração do CF autodepurados e validados no Trecho 01. Verificou-se o maior erro relativo foi 13,53% e o menor erro relativo foi 0,00%.

Tabela 7.30 – Equação de validação da autodepuração no Trecho 01.

TRECHO 01 DO RIO PIRANHAS									
TEMPO	CCF1M(t)	kCF1	Sd1(t)	BM1	PM1	L1	CCF2M(t)	CCF2V(t)	ERRO(%)
217	107,592	0,644	2,678	250	2,60	22220	2,9539	3,3283	11,25
218	108,169	0,644	1,337	250	2,60	22220	0,1160	0,1022	13,53
219	99,534	0,644	0,640	250	2,60	22220	0,0000	0,0000	0,00
220	95,722	0,644	0,640	250	2,60	22220	0,0000	0,0000	0,00
221	91,586	0,644	0,640	250	2,60	22220	0,0000	0,0000	0,00
222	91,122	0,644	0,960	250	2,60	22220	0,0056	0,0056	0,00
223	93,941	0,644	2,651	250	2,60	22220	2,7493	2,8061	2,02
224	96,663	0,644	2,667	250	2,60	22220	2,9388	2,9469	0,28
225	100,021	0,644	2,815	250	2,60	22220	3,6578	3,6649	0,19
226	103,821	0,644	2,835	250	2,60	22220	3,8840	3,8944	0,27
227	107,895	0,644	2,856	250	2,60	22220	4,0201	4,1437	2,98
228	112,587	0,644	3,287	250	2,60	22220	7,2661	6,6310	9,58

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l; kCF1 é 1 / mês;

Os níveis de concentração do CF validados para o Ponto de Controle PC1 estão representados na Tabela 7.31. O erro relativo máximo foi 1,07% e erro relativo mínimo foi de 0,00%.

Tabela 7.31 – Balanço de Massa no Ponto de Controle PC1 validado.

PONTO DE CONTROLE										
TEMPO	Sd1(t)	Qr2(t)	Qa1(t)	Sd2(t)	Cr2(t)	CCF2M(t)	CafCF(t)	CCF3V(t)	CCF3M(t)	ERRO(%)
217	2,678	0,021	0,207	2,906	100000	2,954	0,000	723,329	727,685	0,60
218	1,337	0,021	3,914	5,271	100000	0,116	0,000	397,324	396,951	0,09
219	0,640	0,021	19,492	20,153	100000	0,000	0,000	103,920	103,922	0,00
220	0,640	0,021	15,448	16,110	100000	0,000	0,000	130,004	130,006	0,00
221	0,640	0,021	19,881	20,542	100000	0,000	0,000	101,953	101,955	0,00
222	0,960	0,021	5,080	6,061	100000	0,006	0,000	345,527	345,539	0,00
223	2,651	0,021	0,104	2,776	100000	2,749	0,000	757,084	756,651	0,06
224	2,667	0,021	0,130	2,817	100000	2,939	0,000	746,153	746,132	0,00
225	2,815	0,021	0,000	2,836	100000	3,658	0,000	742,101	742,094	0,00
226	2,835	0,021	0,000	2,856	100000	3,884	0,000	737,102	737,093	0,00
227	2,856	0,021	0,000	2,877	100000	4,020	0,000	732,038	732,758	0,10
228	3,287	0,021	0,000	3,308	100000	7,266	0,000	640,360	633,596	1,07

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l;

Na Tabela 7.32 mostra os níveis de concentração do CF autodepurados e validados no Trecho 02. Verificou-se o maior erro relativo foi 1,36% e o menor erro relativo foi 0,00%.

Tabela 7.32 – Equação de validação da autodepuração no Trecho 02.

TRECHO 02 DO RIO PIRANHAS									
TEMPO	CCF3M(t)	kCF1	Sd2(t)	BM1	PM1	L2	CCF4M(t)	CCF4V(t)	ERRO(%)
217	727,685	0,644	2,906	250	2,60	3014	464,852	471,267	1,36
218	396,951	0,644	5,271	250	2,60	3014	312,753	312,401	0,11
219	103,922	0,644	20,153	250	2,60	3014	97,611	97,611	0,00
220	130,006	0,644	16,110	250	2,60	3014	120,206	120,206	0,00
221	101,955	0,644	20,542	250	2,60	3014	95,877	95,877	0,00
222	345,539	0,644	6,061	250	2,60	3014	280,553	280,561	0,00
223	756,651	0,644	2,776	250	2,60	3014	478,916	480,127	0,25
224	746,132	0,644	2,817	250	2,60	3014	476,472	476,628	0,03
225	742,094	0,644	2,836	250	2,60	3014	475,332	475,451	0,02
226	737,093	0,644	2,856	250	2,60	3014	473,563	473,736	0,04
227	732,758	0,644	2,877	250	2,60	3014	470,524	472,429	0,40
228	633,596	0,644	3,308	250	2,60	3014	437,886	432,552	1,23

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l; kCF1 é 1 / mês;

Na Tabela 7.33 mostra os níveis de concentrações do CF validados para o reservatório São Gonçalo. Verificou-se o maior erro relativo foi 9,97% e o menor erro relativo foi 0,00%.

Tabela 7.33 – Balanço de Massa do Reservatório São Gonçalo validado.

RESERVATÓRIO SÃO GONÇALO											
	CCF2=	110,01									
TEMPO	S2(t)	I2(t)	CI2(t)	Qrp1(t)	Crp1(t)	KCF2	CCF4M(t)	Sd2(t)	CCF5M(t)	CCF5V(t)	ERRO(%)
217	12,622	0,493	0,000	0,264	0,000	0,547	464,852	2,906	117,493	120,126	2,24
218	20,677	2,437	0,000	0,484	0,000	0,547	312,753	5,271	98,907	97,368	1,56
219	44,600	6,143	0,000	0,680	0,000	0,547	97,611	20,153	57,770	57,449	0,56
220	44,600	2,170	0,000	0,483	0,000	0,547	120,206	16,110	49,915	49,770	0,29
221	44,600	1,890	0,000	0,189	0,000	0,547	95,877	20,542	44,684	44,685	0,00
222	43,427	0,181	0,000	0,095	0,000	0,547	280,553	6,061	50,526	50,594	0,14
223	38,871	0,026	0,000	0,044	0,000	0,547	478,916	2,776	52,443	52,660	0,41
224	34,844	0,000	0,000	0,015	0,000	0,547	476,472	2,817	55,353	56,581	2,22
225	28,423	0,000	0,000	0,012	0,000	0,547	475,332	2,836	62,820	63,894	1,71
226	20,824	0,000	0,000	0,032	0,000	0,547	473,563	2,856	76,340	78,653	3,03
227	12,871	0,000	0,000	0,051	0,000	0,547	470,524	2,877	101,791	108,381	6,47
228	8,236	0,000	0,000	0,113	0,000	0,547	437,886	3,308	138,061	151,820	9,97

Unidades: Volumes em hm³; TEMPO em mês; Concentrações em ml / l; KCF2 é 1 / mês;

Analisando todas as Tabelas apresentadas anteriormente pode ser observado que os erros numéricos podem ser considerados de magnitude pequena e quando tratar de linearização de função não lineares contínuas e diferentes (exponencial), demonstrando mais uma vez a eficácia e a validade numérica do modelo de simulação proposto.

CAPÍTULO VIII

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

8.1 - CONCLUSÕES

A estruturação da metodologia estabelecida nesta pesquisa, que combina técnicas de simulação e otimização e uso de indicadores de desempenho para análise de alternativas na solução de problemas de planejamento de sistemas complexos quali-quantitativos de recursos hídricos, mostrou ser capaz de prover resultados importantes que podem subsidiar o processo de tomada de decisão e fortalecer a gestão integrada em recursos hídricos. A hipótese empreendida de desenvolver um modelo misto de simulação e otimização, que leve em consideração de forma integrada os aspectos quantitativos e qualitativos e que seja multiobjetivo para o planejamento dos sistemas hídricos culminou, neste trabalho, numa ferramenta valiosa na resposta de cenários de operação que podem subsidiar a mediação de grandes conflitos referentes aos diferentes usos múltiplos. A seguir são apresentadas as principais conclusões sobre o novo modelo de simulação e sua aplicabilidade a cenários de operação do subsistema hídrico compreendido pelos reservatórios Engenheiros Ávidos e São Gonçalo.

8.1.1 - Do Modelo de Simulação Quali-Quantitativo

No Brasil, e possivelmente no mundo, apesar de existirem inúmeros modelos de simulação descritos na literatura, existe uma carência de metodologias que visam promover a inclusão do caráter multiobjetivo entre os aspectos quantitativos e qualitativos da água. A revisão bibliográfica sobre o tema mostrou que existem inúmeros modelos de simulação disponíveis e desenvolvidos na literatura, quer seja em técnicas de rede de fluxo ou não. Também foi notado que todos os modelos apresentam simplificações, que podem comprometer a tomada de decisão em maior ou menor grau dependendo do grau de simplificação dos modelos face a sua aplicabilidade, da disponibilidade de dados confiáveis e da precisão requerida nos resultados. As limitações nas metodologias destes modelos vão

desde a representação do sistema, a técnica de programação matemática utilizada, o tratamento simplificado das não-linearidades até a falta de inclusão de algumas variáveis ou processos relativos aos componentes hidráulicos ou de uso da água. Outros aspectos a serem considerados estão relacionados ao atendimento de metas operacionais (volumétricas e de concentrações) e otimização multiobjetivo. Dentro deste contexto, para tentar preencher algumas dessas lacunas, foi projetado, desenvolvido e testado um novo modelo de simulação multiobjetivo, multi-uso, quali-quantitativo e integrado de recursos hídricos com vistas a dar suporte ao planejamento e gerenciamento em sistemas de recursos hídricos.

O modelo foi desenvolvido na plataforma de programação do MATLAB 6.5, tendo em seu núcleo uma rotina de otimização que utilizam técnicas de aproximações lineares (Programação Seqüencial e Métodos das Aproximações Lineares), que pode ser chamada várias vezes, a cada mês t , para atender aos objetivos e restrições do problema de otimização, assim como os critérios de convergência de aproximações lineares pertinentes aos processos não-lineares. A escolha da programação linear está no fato que a sua convergência em direção do ótimo global requerer (relativamente) pouco tempo de processamento.

Ele opera na escala mensal. Os principais fenômenos físicos considerados e previstos acerca dos sistemas hídricos foram incorporados no modelo.

A função objetivo que foi utilizada procura maximizar o atendimento dos usos existentes e os níveis de oxigênio dissolvido e minimizar os níveis de Demanda Bioquímica de Oxigênio, Fósforo Total, Nitrogênio Total, Clorofila-a e Coliformes Termotolerantes, a fim de atingir a sua meta, que é o enquadramento estabelecido pelo CONAMA para sistemas de recursos hídricos. A alocação de água e o enquadramento das concentrações médias são feitas segundo critérios de prioridade, associados às variáveis de decisão, que são as alocações de água para atender as demanda e os níveis de concentrações dos parâmetros de qualidade de água, que foram normalizados. Enquanto da busca pelo ótimo ponto de operação, procura-se, ainda, atender aos requisitos operacionais dos reservatórios e pontos de controles (nós), como: minimizar perdas por vertimento, volumes meta, etc.

As limitações físicas e operacionais consideradas no modelo foram inclusas através de restrições lineares (volumes metas, volumes mínimos, balanço hídrico nos nós, etc.) e não lineares (vazão descarregada máxima, precipitação e evaporação no reservatório, etc.). As não-linearidades, tanto dos componentes operacionais como das equações do balanço de massa de cada parâmetro considerado, foram linearizadas utilizando por programação segmentos lineares ou pelo Método de Aproximações Lineares. A solução é obtida através de

um processo iterativo até que o erro relativo da função objetivo atinja uma desejada tolerância.

A eficiência deste novo modelo de simulação foi mostrada através do tempo de processamento gasto para obtenção dos resultados, de aproximadamente 8 minutos. Para o subsistema escolhido neste estudo, onde foram idealizados 4 cenários de operação, o modelo foi testado e demonstrou, através dos resultados, a sua precisão numérica.

8.1.2 - Do Subsistema Engenheiro Ávidos e São Gonçalo

Com o novo modelo de simulação quali-quantitativo desenvolvido, foi feita uma análise sistêmica para o subsistema de reservatórios Engenheiro Ávidos e São Gonçalo, a fim de estudar o comportamento do sistema e testar a eficácia do modelo. Assim foram idealizados 04 cenários de operação onde foram definidos os critérios de prioridade, que estão descritos no Capítulo V do Estudo de Caso. O subsistema de reservatórios estudado faz parte da bacia do Alto Piranhas. Suas demandas para abastecimento, agricultura irrigada (balanço do solo), para ecossistemas aquáticos (10% da Q90) e vazões de retorno foram estimadas. As informações que não foram estimadas são, principalmente, provenientes do plano diretor da bacia. Os requerimentos operacionais; como o volume meta, vertimento, descarga de fundo, volume máximo e mínimo e as concentrações foram obtidos de acordo com os objetivos do modelo. É importante ressaltar a falta ou a pouca disponibilidade de dados de qualidade de água. Assim foram utilizados alguns poucos dados existentes sobre a qualidade de água dos reservatórios e na calha do rio do subsistema estudado. A definição dos cenários se baseou em aspectos operacionais, ou seja, na mudança dos pesos de prioridades e a inclusão de ETEs. Para todos os cenários foram mantidas as mesmas condições de afluxos, climáticas, volumes iniciais, volume meta, concentrações iniciais e metas, coeficientes de decaimento e aeração (calibrados) dos parâmetros considerados. Com relação ao rio foram considerados constantes a velocidade, a base e a profundidade.

Para melhor analisar o impacto das mudanças operacionais destes cenários foram utilizados indicadores de desempenho (confiabilidade, resiliência, vulnerabilidade e sustentabilidade) e o enquadramento dos corpos d' água para os parâmetros de qualidade de água considerados neste estudo.

Analisando o cenário 01, onde foram priorizadas só as demandas para alocação da água entre os seus usos, foram observados as seguintes situações:

- Com relação ao reservatório Engenheiro Ávidos, o atendimento às demandas apresentaram satisfatórias, ou seja, uma sustentabilidade de 100%. Com relação aos níveis de concentrações para os diferentes parâmetros de qualidade da água, todos estão enquadrados na Classe II, que foi estabelecida como meta, apesar de não serem prioridades.
- Para o Ponto de Controle PC1, que se situa entre os reservatórios, todas as restrições do balanço hídrico foram satisfeitas, mas os níveis de concentrações, em alguns meses, da DBO, do FT e do OD não satisfizeram a meta estabelecida.
- O reservatório de São Gonçalo também teve o atendimento das demandas quantitativas satisfeitas, atingindo a sustentabilidade em 100%. No entanto, os níveis de concentrações do FT não puderam ser enquadrados na Classe II.

Para o cenário 02, onde foram priorizadas só as demandas para alocação e as concentrações do FT e DBO no ponto de controle e o FT no reservatório de São Gonçalo, foram observados as seguintes situações:

- Para o reservatório Engenheiro Ávidos, todas as demandas quantitativas apresentaram níveis de alocação satisfatórias, ou seja, uma sustentabilidade de 100%. Com relação aos níveis de concentrações para os diferentes parâmetros, todos foram enquadrados na Classe II, conforme a meta estabelecida.
- Com relação o Ponto de Controle PC1, todas as restrições do balanço hídrico foram satisfeitas. Além disso, foi alocado, água para minimizar os níveis das concentrações da DBO e FT a fim de serem enquadrados na Classe II. No entanto, os níveis de concentração do OD, em alguns meses, permaneceram abaixo da meta estabelecida.
- O reservatório São Gonçalo conseguiu atender quase todas as demandas quantitativas, com exceção do atendimento da demanda para irrigação das culturas sazonais. Estas tiveram uma confiabilidade de 55,60%, ficando em média três meses em processo de falha, e conseguindo atender, em média, 60,35% de suas demandas quando entram num processo de falha, atingindo uma sustentabilidade de 11,11%. Os níveis de concentrações do FT foram todos minimizados e enquadrados na Classe II. Para atingir esse objetivo de diluir o FT para meta estabelecida, teve-se que manter água no reservatório que afetou diretamente a alocação de água para as culturas sazonais. É importante lembrar que essas demandas de irrigação possuíam, neste cenário, prioridade inferior a prioridade dos níveis de concentração do FT.

O resultados do cenário 03, onde foram priorizadas as demandas para alocação e as concentrações da DBO, FT e do OD no ponto de controle e o FT no reservatório de São Gonçalo, podem ser analisados conforme descrito a seguir.

- Com relação o reservatório Engenheiro Ávidos todas as demandas apresentaram uma situação de alocações satisfatórias, ou seja, uma sustentabilidade de 100%. Os níveis de concentrações dos diferentes parâmetros de qualidade de água foram todos enquadrados na Classe II, que foi estabelecida como meta.
- No Ponto de Controle PC1 todas as restrições com relação ao balanço hídrico foram satisfeitas. Além disso, o modelo conseguiu alocar água para minimizar os níveis das concentrações da DBO e FT para serem enquadrados na Classe II. No entanto, com relação os níveis de concentração do OD, em alguns meses, o modelo não conseguiu maximizar os níveis de OD para atingir a meta estabelecida, apesar do reservatório Engenheiro Ávidos liberar mais água pelo descarregador de fundo todos os meses.
- O reservatório de São Gonçalo conseguiu atender quase todas as suas demandas quantitativas, ficando sem atender as demandas para irrigação das culturas sazonais. Esta apresentou uma confiabilidade de 61,94%, ficando em média 3 meses em processo de falha e só conseguiu atender, em média, 6,85% dessas demandas quando entrava num processo de falha, atingindo uma sustentabilidade 1,33%. No entanto, os níveis de concentrações do FT foram minimizados e enquadrados na Classe II. Para atingir esse objetivo de diluir o FT a fim de atender a meta estabelecida o modelo teve que manter água no reservatório São Gonçalo. Além disso, teve que aumentar o fluxo de água que passa no ponto de controle PC1 a fim de aumentar os níveis de concentração do OD. Tal fato gera um aumento na vulnerabilidade e diminui o índice de sustentabilidade para as culturas sazonais.

Por fim, analisando-se o cenário 04, onde foram priorizadas as demandas para alocação e as concentrações da DBO, FT e do OD no ponto de controle e o FT no reservatório de São Gonçalo, mas também foi considerada uma de Estação de Tratamento de Efluentes ETE com rendimento de 85% (lagoa de estabilização), obteve-se as seguintes situações.

- Para o reservatório Engenheiro Ávidos, o atendimento às demandas quantitativas apresentaram-se satisfatórias, ou seja, uma sustentabilidade de 100%. Com relação

aos níveis de concentrações para os diferentes parâmetros de qualidade de água, foram todos enquadrados na Classe II, que foi estabelecida como meta. Considerando a instalação de uma ETE, foram observados diminuições consideráveis nos níveis de concentração dos parâmetros de qualidade de água, que provavelmente ajudam a melhor alocar a água nos componentes que estão à jusante.

- Para o Ponto de Controle PC1, todas as restrições com relação ao balanço hídrico foram satisfeitas. Foi alocada água para minimizar os níveis das concentrações da DBO e FT para se enquadrarem na Classe II. Com relação aos níveis de concentração do OD foram observados uma melhora a fim de atingir a meta estabelecida, mas isso não ocorreu em todos os meses.
- Considerando a ETE no subsistema, o reservatório de São Gonçalo conseguiu novamente prover o atendimento de todas as demandas de alocação, atingindo a sustentabilidade de 100%, inclusive mantendo os níveis de concentrações dos parâmetros de qualidade de água estudados enquadrados na Classe II.

Podemos concluir, ainda, com relação à análise do subsistema, que o funcionamento de uma ETE na região garantirá água para irrigação, já que este setor pode sofrer restrições, caso venha considerar a diluição e a manutenção dos níveis de concentrações considerados.

Em todos os cenários analisados, cujos resultados podem ser avaliados através dos gráficos, houve liberação de água pela descarga de fundo transferindo água do reservatório Engenheiro Ávidos para o Ponto de Controle PC1 e, por conseguinte, para o reservatório São Gonçalo. Isso ocorreu no intuito de satisfazer os objetivos de maior prioridade. O desempenho do modelo de simulação proposto, quando da sua aplicação a um problema de teste, pode ser considerado satisfatório em termos da convergência dos processos iterativos, assim como no tempo computacional requerido para se chegar a um resultado otimizado.

Acredita-se que o modelo de simulação proposto e desenvolvido neste trabalho atingiu a meta proposta e permitirá a adoção de critérios de alocação e de enquadramento de água menos intuitivas, mais racionais e mais eficientes. Portanto, como resultado desta pesquisa desenvolveu-se uma ferramenta de apoio à decisão no sentido a prover um planejamento integrado em sistemas de recursos hídricos em termos de aspectos quantitativos e qualitativos da água em bacias hidrográficas, desejo almejado pelos gestores de recursos hídricos.

8.2 - RECOMENDAÇÕES

O modelo de simulação quali-quantitativo e multiobjetivo pode ser melhorado se:

- Incluir outras variáveis de decisão, com a finalidade de permitir uma análise multiobjetivo mais abrangente, como sedimentos e água subterrânea;
- Fazer um estudo de propagação de vazões nos leitos de rios para que o modelo possa ser adequado a outras escalas de tempo;
- Incluir no modelo outros indicadores de desempenho e de qualidade de água;
- Elaborar e implementar um projeto de monitoramento a fim de produzir séries de dados mais consistentes e confiáveis, principalmente no que se refere a concentração dos principais parâmetros de qualidade da água;
- Outras metodologias para estimar demandas consuntivas e não-consuntivas e vazões de retorno de perímetro irrigado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANDREU, J.; M. A. PÉREZ; J. FERRER; A. VILLALOBOS AND J. PAREDES, Drought Management Decision Support System by Means of Risk Analysis Models; Book Methods and Tools for Drought Analysis and Management-Chapter 10; pp. 195-216; (2007).
- ARAUJO, J. C.; SANTAELLA, S. T. (2003). Gestão da Qualidade. 2ª Edição, Coleção ABRH de Recursos Hídricos, p. 159 – 179. Porto Alegre – RS.
- ANDRADE, P. R. G. S. (2006). Estudo para alocação ótima das águas de um sistema de reservatórios em série e em paralelo, para usos e objetivos múltiplos, na bacia do rio Capibaribe, PE, Campina Grande: UFCG – Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, Tese de Doutorado. 227p.
- ANA. Relatório de Atividade da Agência Nacional das Águas (2007). Disponível: www.ana.gov.br. Acessado: Janeiro/2010.
- AESA; Agência Executiva de Gestão das Águas do Estado da Paraíba; SIGAESA-WEB; Disponível: <http://www.aesa.pb.gov.br/geoprocessamento/geoportal/index.php>; Acessado: Janeiro/2010.
- ALBANO, G. D., Integração de um modelo matemático de quantidade de água em rede de fluxo (ACQUANET) com um modelo matemático de qualidade de água em represas (CE-QUAL-R1) - estudo de caso: Represa Jaguari-Jacareí – Sistema Cantareira. São Paulo, 230 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária. (2004).
- ARAÚJO, S.C.S.; Modelos de Simulação baseados em Raciocínio Qualitativo para Avaliação da Qualidade da água em Bacias Hidrográficas. 2005. 218 f. Tese (Doutorado em Ecologia). Universidade de Brasília. Instituto de Biologia. Departamento de Ecologia, Brasília (2005).
- AZEVEDO, L. G. T.; PORTO, R. L. L.; PORTO, M., Sistema de apoio à decisão para o gerenciamento integrado de quantidade e qualidade da água: metodologia e estudo de caso. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, v.3, n. 1, p. 21-51, jan./mar. (1998).

- AZEVEDO, C. A. V.; WALKER, W. R.; MERKLEY, G. P., Modelo de Ondas Cinemáticas na Solução do Problema Inverso da Irrigação por Sulco em Tempo Real. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, v.1, p.35-41. Campina Grande. (1997).
- ADAMPITIYAWATTA; SHENG-LIAN GUO (SHENG-LIAN GUO); LI WEI (WEI LI); Estudos para regulação de regras de operação com o modelo HEC-ResSim para sistema de reservatórios de Qingjiang; Chinese Electronic Periodical Services; Vol. 34; pp. 15-17. <http://www.ceps.com.tw> (2008);
- BARTH, F. T., Fundamentos para a Gestão dos Recursos Hídricos. In: Modelos para o Gerenciamento de Recursos Hídricos. São Paulo: NOBEL/ABRH. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos, 1). p. 1-91. (1987).
- BRAGA JR., B. P. F., Técnicas de otimização e simulação aplicadas em sistemas de recursos hídricos. In: Modelos para o gerenciamento de recursos hídricos. NOBEL/ABRH. São Paulo, pp. 427 - 518. (1987).
- BRASIL, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Plano Nacional de Saneamento Básico (2008). Disponível: http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/condicaodevida/pnsb2008/PNSB_2008.pdf, acesso: Março/2010.
- BRAGA, B. P. F., JR.; BARBOSA, P. S. F.; NAKAYAMA, P. T.; Sistema de Suporte a decisão em recursos hídricos. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, v. 3, n. 3, p. 73-95, jul/set. (1998).
- BARROS, M. T. L. et. al., Optimization of large-scale hydropower system operations. J. Water Resource Planning & Management. An. Soc. Civ. Eng. Nova York, v.129, n. 3, p.178-188, mai/ jun. (2003).
- BARBOSA, P. S. F.; Modelos de Programação Linear em Recursos Hídricos. In: Técnicas Quantitativas para o Gerenciamento de Recursos Hídricos. 2ª Edição. Editora da Universidade/UFRGS–ABRH. Porto Alegre, p. 97-163. (2002).
- BÁRBARA, V. F., Uso do Modelo Qual2e no Estudo da Qualidade da Água e da Capacidade de Autodepuração do Rio Araguari – Ap (Amazônia). Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação Stricto Sensu em Engenharia do Meio Ambiente da Universidade Federal de Goiás, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia do Meio Ambiente. (2006).

- BEARD, L. R., P.E., D.WRE, HON. M.; ASCE; The development of computer-based methods for hydrologic computations; World Environmental & Water Resources Congress; EWRI Annual Congress, May 15-20, 2007, Tampa, FL; (2007).
- BEZERRA; I. S. O; MENDONÇA; L. A. R; FRISCHKORN, H; Autodepuração de cursos d'água: um programa de modelagem Streeter Phelps com calibração automática e correção de anaerobiose; REM: R. Esc. Minas, Ouro Preto, 61(2): 249-255, abr. jun. (2008).
- BENETTI, A. D.; LANNA, E. A.; COBALCHINI, M. S.; Metodologias para Determinação de Vazões Ecológicas em Rios. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. vol. 8, n. 2, p. 149-160. (2003).
- BOAS, M. D. V., Modelo de Simulação de Sistemas Hídricos Complexos, Integrado com Avaliação de Qualidade da Água - Uma Ferramenta de Gestão para Apoio a Decisão. XV, 183 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil). Dissertação - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, (2008)
- BRAVO, J. M., COLLISCHONN, W.; PILAR, J. V., Otimização da Operação de Reservatórios: Estado-da-Arte. In: XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. João Pessoa. CD-ROM. (2005).
- BRANDÃO, C.; RODRIGUES, R.; Hydrological Simulation of the International Catchment of Guadiana River. Physics and Chemistry of the Earth, Vol. 25, n.3, pp, 329-339 (2000).
- BRUEN, MICHAEL; Multiple Criteria And Decision Support Systems In Water Resources Planning And River Basin Management; Centre for Water Resources Research, Civil Engineering Department, University College Dublin, Ireland; p.11; National Hydrology Seminar; (2002).
- BLUM, J. R. C.; Cap. 5. Critérios e padrões de qualidade da água. . Org.: Mancuso, P. C. S.; Santos, H. F. In: Reuso da Água editor Manole – Barueri, SP, Brasil. p. 125- 232. (2003).
- CAI, X.; MCKINNEY, D.C.; LASDON, L.S.; Piece-by-piece approach to solving large nonlinear water resources management models. Journal of Water Resources Planning and Management, p.363-368. (2001).
- CAMPOS, N. (2001). O Modelo Institucional. In: Gestão de Águas: Princípios e Práticas. 1ª Edição, Coleção ABRH de Recursos Hídricos, p. 39 – 51. Porto Alegre – RS.

- CARRON, J.; ZAGONA, E.; FULP, T.; Uncertainty Modeling in Riverware, Accepted for publication by the ASCE Journal of Irrigation & Drainage Engineering, (2004).
- CELESTE, A. B.; Determinação e Análise de Indicadores de Desempenho e de Sustentabilidade de Seis Açudes na Bacia do Rio Piancó-PB e de Suas Potenciais Demandas. Campina Grande: UFCG – Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental. 118p. Dissertação de Mestrado, (2006).
- CIRILO, J. A., Programação Não Linear Aplicada a Recursos Hídricos. In: Técnicas Quantitativas para o Gerenciamento de Recursos Hídricos. 2ª Edição. Editora da Universidade/UFRGS–ABRH. Porto Alegre, p. 305-359. (2002).
- CURI, W. F e CURI, R.C., CISDERGO – Cropping and Irrigation System Design with Reservoir and Groundwater Optimal Operation. In: Anais do XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Aracaju. CD-ROM. (2001).
- CURI, W. F.; CURI, R.C., ORNAP - Optimal Reservoir Network Analysis Program. In: Anais do XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Aracaju. CD-ROM. (2001).
- CURI, R. C.; CURI, W. F.; OLIVEIRA, M. B. A., Análise de Alterações na Receita Líquida de um Perímetro Irrigado no Semi-árido sob Condições de Variações Hídricas e Econômicas. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. vol. 9, n. 3, p. 39-53. (2005).
- DAHLQUIST, G.; BJORCK, A. Numerical Methods. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall, 197a. 592p. (1974).
- DANTAS NETO, J., Modelos de Decisão para Otimização do Padrão de Cultivo, em Áreas Irrigadas, Baseados nas Funções de Resposta das Culturas à Água. Botucatu: UNESP. 125p. Tese de Doutorado. (1994).
- DAEE, Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas. São Paulo. Secretaria de Estado de Energia, Recursos Hídricos e Saneamento. Departamento de Águas e Energia Elétrica. 116p. (2005)
- DRAPER, A.J., M.W. JENKINS, K.W. KIRBY, J.R. LUND, AND HOWITT, R.E.; "Economic-Engineering Optimization for California Water Management," Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, Vol. 129, No. 3, May/June (2003).
- DYRBAK, L.; Reservoir operation optimization. Dept of Hydrodynamics and Water Resources, <http://www.dhisoftware.com/mikebasin/News/DyrbakReport.htm>; (2000).

- EIGER, S., Capítulo 7. Autodepuração dos cursos d'água. Org.: Mancuso, P. C. S.; e Santos, H. F. dos.; In: Reuso de Água. Barueri, SP: Manole p. 232-260. (2003b).
- ESTEVEZ, F. A.; Fundamentos de Limnologia. 2. ed. Rio de Janeiro: Inter-ciência, p. 575. (1998).
- FARIAS, S. R. A.; Operação Integrada dos Reservatórios Engenheiro Ávidos e São Gonçalo. Dissertação apresentada ao curso de pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, na área de Engenharia de Recursos Hídricos (2004).
- FABER, B. A.; HAROU, J. J.; Multi-objective Optimization of Reservoir Systems Using HEC-ResPRM; World Environmental and Water Resources Congress 2007; America Society of Civil Engineer; pp. 1-14 (2007).
- FAO (Food and Agriculture Organization of the united Nation). Crop evapotranspiration guidelines for computing crop water requirements – FAO - Irrigation and drainage. ISBN 92-5-1042105. 56p. (1998).
- FERREIRA, I. C.; TANAKA, S. K.; HOLLINSHEAD, S. P.; LUND, J. R.; Musings on a Model: CalSim II in California's Water Community; San Francisco Estuary and Watershed Science. Vol. 3, Issue 1 (2005).
- FEDRA, K., KUBAT, M., AND ZUVELA-ALOISE, M.; Water resources management: economic valuation and participatory multi-criteria optimization. Proceedings of the Second IASTED International Conference Water Resources Management August 20-22, (2007).
- FEDRA, K.; HARMANCIOGLU, N.; Water Resources Simulation and Optimization: a web based approach. IASTED/SMO 2005, Oranjestad, Aruba, August (2005).
- FEDRA, K.; Water Resources Management in the Coastal Zone: Issues of Sustainability. In: Harmancioglu, N.B., Fisitikoglu, O., Dalkilic, Y, and Gul, A. [eds.]: Water Resources Management: Risks and Challenges for the 21st Century. Proceedings of the EWRA Symposium, September 2-4, 2004, Izmir, Turkey, Volume I, pp. 23-38; (2004).
- FIRMINO, M. B. M., META-F: Um Modelo de Otimização Quali-Quantitativo para Operação de Sistemas de Recursos Hídricos e Poluição Fluvial. Campina Grande: UFCG – Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental. 118p. Dissertação de Mestrado. (2007).

- FONSECA, F.; Efeitos do turismo na demanda de água da bacia do rio Gramame - estudo de caso; Campina Grande: UFCG – Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental. Dissertação de Mestrado. (2008).
- GARCIA, L.; Managing Selenium in the Upper Colorado River Basin; Theme: Pollution Assessment and Prevention; conferences national Water Quality Program; The mission of CSREES is to advance knowledge for agriculture, the environment, human health and well being, and communities, (2001).
- HASHIMOTO, T.; STEDINGER, J. R.; LOUCKS, D. P., Reliability, Resiliency, and Vulnerability Criteria for Water Resource System Performance Evaluation. *Water Resources Research*, vol. 18, n. 1, p. 14-20. (1982).
- HEINZ, I. & M. PULIDO-VELAZQUEZ & J. R. LUND & J. ANDREU; Hydro-economic Modeling in River Basin Management: Implications and Applications for the European Water Framework Directive; *Journal Water Resources Management*; vol. 21; pp. 1103-1125; (2007).
- HICKEY, J. T. , P.E.; MARCHIA V. BOND, THOMAS K. PATTON, KEVIN A. RICHARDSON, AND PAUL E. PUGNER, P.E.; Reservoir Simulations of Synthetic Rain Floods for the Sacramento and San Joaquin River Basins; *Journal Water Resources Planning and Management*. Vol. 129, Issue 6, pp. 443-457 ;(2003).
- ISA, Instituto SocioAmbiental, Almanaque Brasil Socioambiental (2007); Disponível: [www.http://www.socioambiental.org/esp/agua/pgn/](http://www.socioambiental.org/esp/agua/pgn/). Acessado: Março/2010.
- JHA, M. K. AND DAS GUPTA, A.; “Application of Mike Basin for water management strategies in a watershed.” *Water International*, 28(1), 27 - 35. (2003).
- JENKINS, M.W., J.R. LUND, R.E. HOWITT, A.J. DRAPER, S.M. MSANGI, S.K. TANAKA, R.S. RITZEMA, AND MARQUES, G.F.; "Optimization of California's Water Supply System: Results and Insights," *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, Vol. 130, No. 4, July/August (2004).
- KIM, SHEUNG-KOWN, JAEHEE KIM, AND YOUNGJOON PARK; Water Supply Planning with Inter-basin Water Transfer by an Optimization Model; “Working Paper, Department of Industrial Engineering, Korea University (2000).
- KJELDS, J.; STORM, B.; Integrated Water Resources Modeling Water Use and Water Quality Simulation; *World Water Congress* (2001).

- KUCZERA, G., Fast Multi-Reservoir Multiperiod Linear Programming Models. *Water Resources Research*, v. 25, n. 2 p. 169-176. (1989).
- LANNA, E. A., Análise sistêmica e Engenharia de Recursos hídricos. In: Técnicas quantitativas para o gerenciamento de recursos hídricos. Editora da Universidade / UFRGS – ABRH. Porto Alegre. p. 43 - 95. (2002).
- LANNA, A.E., Nota de Aula: Cap. 5. Tópicos Avançados em PL: Método Simplex Revisado, Análise Pós-Ótimo e Artifícios de Linearização. Disciplina: Análise de Sistêmica de Recursos Hídricos. Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento da UFRGS. p. 75-87. (1998).
- LABADIE, J. W., Optimal operation of multireservoir systems: state-of-the-art review. *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol 130(2), p. 93-111. (2004).
- LARENTIS, D. G.; COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. E. M., Simulação da Qualidade de Água em Grandes Bacias: Rio Taquari-Antas, RS, *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Vol. 13 n.3 Jul/Set, 05-22, (2008).
- LAMPARELLI, M. C.; Graus de trófia em corpos de água no Estado de São Paulo, 238, Tese de Doutorado, Instituto de Geociências da USP. (2004)
- LARENTIS, D. G.; Modelagem Matemática da Qualidade da Água em Grandes Bacias: Sistema Taquari-ANTAS-RS. Dissertação (Mestrado). Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, p. 177. (2004).
- LABSID-ACQUANET; Sistema de Suporte a Decisões Aplicado à Gestão e Planejamento de Recursos Hídricos; Relatório Final e Financiado pelo Cnpq; (2004).
- LÉVITE, H., SALLY, H., AND COUR, J.; “Testing water demand management scenarios in a water-stressed basin in South Africa: application of the WEAP model.” *Physics and Chemistry of the Earth*, 28, p.p. 779-786. (2003).
- LIMA, H. V. C., LANNA, A. E. L., Modelos para Operação de Sistemas de Reservatórios: Atualização do Estado da Arte. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v.10, n. 3, p.5-22. (2005).
- LIMA, H. V. C.; LANNA, A. E. L., Operação Ótima de Sistemas de Reservatórios: Aplicação ao Sistema de Abastecimento da Região Metropolitana de Fortaleza. In: XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Aracaju. CD-ROM. (2001).

- LOUCKS, D. P., Sustainable water resources management. Water International Resource Association, v. 25, n. 1 p. 3-10, mar. (2000).
- MATEUS, G. R.; LUNA, H. P. C.; Programação Não Linear. Belo Horizonte UFMG, 289p. (1986).
- MARGANE, A.; Project Management, Protection and Sustainable Use of Groundwater and Soil Resources in the Arab Region. Arab Centre for the Study of Arid Zones and Dry Lands ACSAD Damascus and Federal Institute for Geosciences and Natural Resources BGR Hannover, vol. 6; p. 23; (2003).
- MARTIN, Q., Optimal Reservoir Control for Hydropower on Colorado River, Texas. Journal Water Resource Planning e Management, v. 121, n. 6, p. 438-446. (1995).
- MUJUMDAR, P. P.; RAMESH, T. S. V., Real-Time Reservoir Operation for Irrigation. Water Resource Resarch, v. 33 n. 5, p. 1157-1164. (1997)
- MORAES, M. M. G. A.; SAMPAIO, Y.; CIRILO, J. A.; CAI, X., Modelo Econômico-Hidrológico Integrado para Gestão de Bacias Hidrográficas: Abordagem Piece-by-Piece para Incorporar a Capacidade de Autodepuração dos Rios e Limites de Trofia dos Reservatórios; Revista Brasileira de Recursos Hídricos Vol. 13 n.1 Jan/Mar, 43-55, (2008).
- MAUAD, F. F.; Planejamento Integrado de Recursos Hidroenergéticos: O Confronto de Usos Múltiplos da Água no Aproveitamento Hidroelétrico de Alqueva em Portugal. Tese de Doutorado, 182 p., Faculdade de Engenharia Mecânica, Universidade Estadual de Campinas, Campinas – SP, (2000).
- MOUSAVI, SEYED JAMSHID; ABBAS GHOLAMI ZANOOSI; AFSHAR ABBAS; Optimization and simulation of a multiple reservoir system operation; Journal of water supply: research and technology. ISSN 1606-9935; vol. 53, no6, pp. 409-424; (2004).
- NANI GOULD; FAUWAZ HANBALI; Army Engineers Develop Model to Support Iraqi Water Management, <http://www.wood.army.mil/engrmag/PDFs%20for%20Oct-ec%2004/Gould-Hanbali.pdf> (2003);
- NANDALAL, K. D. W.; SLOBODAN P. SIMONOVIC; State-Of-The-Art Report On Systems Analysis Methods For Resolution Of Conflicts In Water resources Management.; A Report Prepared for Division of Water Sciences UNESCO, (2003).

- NAHON, I. M.; KISHI, R. T.; FERNANDES, C. V. S.; Desenvolvimento de um Sistema de Apoio à Análise de Outorga de Lançamento de Efluentes - Estudo de Caso: Bacia do Alto Iguaçu; Revista Brasileira de Recursos Hídricos Volume 14 n.2 , 47-58, (2009).
- OVERTON, D. E., MEADOWS, M. E.; Introduction and modeling concepts. In: Storm water modeling. New York, Academic Press, Inc. 355 p. (1976).
- O'NEILL, L. M.; IC; MCMAHON, TA; NATHAN, RJ; GRAZE, HR; Determining the Long-term Operating Policies of a Reservoir System Using the Computer Program HEC-5; Agricultural Engineering Conference 1990: Preprints of Papers; pages: 261-265. Barton, ACT: Institution of Engineers, Australia; (1990).
- OJEKUNLE, Z. O.; ZHAO, L.; LI, M.; YANG, Z.; TAN, X; Application of WEAP Simulation Model to Hengshui City Water Planning; Transactions Of Tianjin University; Vol.13 N° 2; p.p.142-146; (2007).
- PARSONS, R; BENNETT, R; Reservoir Operations Management Using a Water Resources Model; Operations Management 2006 Conference; Darell Zimbelman, Werner C. Loehlein, Editors; Sacramento, California, USA; pp. 304-311; (2006).
- PERERA, B. J. C., CODNER, G. P., Reservoir Targets for Urban Water Suplpy Systems. Journal of Water Resources Planning and Management, v. 122, n. 4, p. 270-279. (1996).
- PEREIRA, Régis S., Identificação e Caracterização das Fontes de Poluição em Sistemas Hídricos. ReRH – Revista Eletrônica de Recursos Hídrico. Vol. 1 n.1 Jul/Set, p. 20-36. (2004a).
- PORTO, R. L. L.; MÉLIO Jr, A. V.; ROBERTO, A. N.; PALOS, J. C., AcquaNet: Arquitetura, Estratégias e Ferramentas. Anais do XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. João Pessoa. Brasil. CD-ROM. (2005).
- QUINTELA, A. C.; Hidráulica. Fundação Calouste Gulbenkian. Lisboa. p.310-313. (1981)
- RECA, J. ; ROLDÁN, J.; ALCAIDE, M.; LÓPEZ, R.; CAMACHO, E.; Optimisation model for water allocation in deficit irrigation systems I. Description of the model; Journal Agricultural Management Water; vol. 48; p.p. 103-116; (2001).
- ROBERTO, A. N.; Modelos de Rede de Fluxo Para Alocação da Água Entre Múltiplos Usos em uma Bacia Hidrográfica. Dissertação de Mestrado, 116 p., Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo - SP. (2002).

- ROMAN, D. M. S.; Systematization Of Water Allocation Systems: An Engineering Approach; Dissertation submitted to the Office of Graduate Studies of Texas A&M University; (2005).
- ROS, D. A.; BARROS, M., Estratégias Operacionais de Sistemas Hidroenergeticos: Impactos de Diferentes Objetivos. In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Curitiba. CD-ROM. (2003).
- ROSAL, M. C. F.; Programação Não-Linear Aplicado à Otimização de Redes Pressurizadas de Distribuição de Água. Dissertação de Mestrado, 97 p., Universidade Federal de Pernambuco, Recife. Orientador Almir Cirilo. (2007).
- RODRIGUES, R. B., ALOC – Modelo de alocação de carga e vazão de diluição visando subsidiar a gestão integrada dos recursos hídricos. Anais I Seminário de Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Paraíba do Sul: o Eucalipto e o Ciclo Hidrológico, Taubaté, Brasil, 07-09 nov., IPABHi, p. 123-129. (2007).
- RIVERA RAMIREZ; HECTOR DAVID; Flood control reservoir operations for conditions of limited storage capacity; Texas A&M University; <http://repository.tamu.edu/handle/1969.1/1464>; (2005).
- RIGHETTO, A. M., FILHO, J. A. G., Utilização Ótima dos Recursos Hídricos Superficiais do Estado do Rio Grande do Norte. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, vol. 8, n. 2 p. 19-29. (2003).
- SANTOS, V. S., Um Modelo de Otimização Multiobjetivo para Análise de Sistemas de Recursos Hídricos. Campina Grande: UFCG – Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental. 144p. Dissertação de Mestrado. (2007).
- SIMONOVIC, S. P., Reservoir system analysis: closing gap between theory and practice. Journal of Water Resources Planning and Management, New York. vol. 118, nº 3, pp. 262 – 280. (1992).
- SILVA, N. G. M.; Modelagem da Qualidade da Água no Trecho de Vazão Reduzida (Tvr) do Aproveitamento Hidrelétrico de Capim Branco I do Rio Araguari-Mg. Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Orientador: Marcos von Sperling; (2007).

- S. MOHAN; U. SARAVANA KUMAR; Interstate multivalley multireservoir simulation: A case study; International Journal of Water Resources Development, Vol. 9, Issue 3 , p. 305 – 317, (1993).
- SUIADEE, W.; TAWATCHAI TINGSANCHALI; A combined simulation-genetic algorithm optimization model for optimal rule curves of a reservoir: a case study of the Nam On Irrigation Project, Thailand; Hydrological Processes Vol. 21 Issue 23, P. 3211 – 3225, (2007).
- SCHARDONG, A.; Aplicação de técnicas de programação linear e extensões para otimização da alocação de água em sistemas de recursos hídricos, utilizando métodos de pontos interiores / A. Schardong. -- ed.rev. -- São Paulo, 141 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária. (2006).
- SHNAYDMAN, V. M.; The application of the aggregative approach in simulation modeling of water resources systems; Journal Water Resources Management; pp. 135-148; Vol. 6; (2004).
- SCIENTEC; Associação para o desenvolvimento da Ciência e Tecnologia. Plano Diretor de Recursos Hídricos da Paraíba: Bacia do Piancó e do Alto Piranhas. SEPLAN. (1997).
- SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE SANEAMENTO (SNIS). Diagnóstico dos serviços de água e esgoto. Brasília, (2004). Disponível em <<http://www.snis.gov.br>>. Acesso em: Janeiro 2010.
- SOUZA; S. N.; FLORENCIO, L.; Critérios para Escolha de Modelos Matemáticos como Ferramenta de Apoio ao Gerenciamento da Qualidade da Água de Bacias Hidrográficas; XXVII Congresso Interamericano de Engenharia Sanitária e Ambiental, (2000).
- SOUZA, C. F.; FRAGOSO JUNIOR, C. R.; GIACOMONI, M. H. Vazão Ecológica Constante vs. Vazão Ecológica Variável. In: VII Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste, 2004, São Luis-MA. Anais do VII Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste, (2004).
- SUDENE; Dados Pluviométricos Mensais do Nordeste – Estado da Paraíba. Série pluviométrica 5. Recife-PE, Brasil. (1990).
- TCHOBANOGLIOUS, G. & SCHOEDER, E. D.; Water Quality: characteristics, modeling, modification, Addison-Wesley, Reading, MA. (1985).

- TEICH, D. H., “Vai valer mais que petróleo”, artigo publicado na revista Veja nº. 37, PP. 74-75, (2002).
- TEEGAVARAPU, R. S. V.; SIMONOVIC, S. P., Optimal operation of water resource systems: Trade-offs between modeling and practical solutions. In: Marino, M. A.; Simonovic, S. P. Integrated Water Resources management. Iahs Publish, n. 272, p. 257-263. (2001).
- TRIANA, E. AND LABADIE, J. W.; Geo-Modsim: Spatial Decision Support System For River Basin Management; 2007 ESRI International User Conference San Diego Convention Center San Diego, California June 18-22, (2007).
- TUCCI, CARLOS E. M.; Modelos Hidrológicos. – 2. ed. – Porto Alegre: Editora da UFRGS, 678p. (2005).
- VIEIRA, A. S., Um Modelo de Simulação Via Programação Linear Sequencial, para Sistema de Recursos Hídricos. Campina Grande: UFCG – Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental. 118p. Dissertação de Mestrado. (2007).
- VIEIRA, A. S.; SILVA, V. S.; CURI, W. F. Avaliação dos Planejamentos Agrícolas para O Subsistema Catolé Ii E Poço Redondo No Semi-Árido Nordestino. Revista Engenharia Ambiental: pesquisa e tecnologia. Vol. 7 nº1, jan/mar, Espírito Santo do Pinhal, (2010).
- VIEIRA, A. S.; SILVA, V. S.; CURI, W. F. Escolha das Regras de Operação Racional para Subsistema de Reservatórios no Semiárido Nordestino. Revista Engenharia Ambiental: pesquisa e tecnologia. Vol. 7 nº1, jan/mar, Espírito Santo do Pinhal, (2010).
- VILLELA, S. M. E MATTOS A.; 1975, Hidrologia Aplicada, McGRAW - HILL editora São Paulo - Brasil, 245p.
- VON SPERLING, M.; Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; Universidade Federal de Minas Gerais, Volume 01, 2º ed., p. 243. (1996).
- VON SPERLING, M.; Princípios básicos do tratamento de esgotos. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; Universidade Federal de Minas Gerais, Volume 2, 2º ed., p. 211. (1996).
- VOLLENWEIDER, R. A.; Scientific fundamentals of the eutrophication of lakes and lowing waters, with particular reference to nitrogen and phosphorus as factors in eutrophication. Paris: OECD, p. 220. (1968).

- ZAGONA, E. A.; FULP, T. J.; SHANE, R.; MAGEE, T.; GORANFLO, H. M.; Riverware: A generalized tool for complex reservoir system modeling; Journal of the American Water Resources Association; vol. 37, no4, pp. 913-929; (2001).
- WHEELER K., MAGEE, T. M., FULP, T. AND ZAGONA, E. A.; “Alternative policies in the Colorado River.” Proceedings of the Natural Resources Law Center Allocating and Managing Water for a Sustainable Future: Lessons from Around the World, Boulder, Colorado. (2005).
- WURBS, R. A., Comparative Evaluation of Generalized River/Reservoir System Models. Technical Report n° 282. Texas Water Resources Institute. (2005).
- WURBS, R. A., Reservoir-system simulation and optimization models. J. Water Resource Planning & Management. Am. Soc. Civ. Eng. Nova York, v. 119, n. 4, p. 455-472, jul./ago. (1993).
- YEH, W. W-G., Reservoir management and operations models: A state-of-the-art review. Water Resource. Washington, v. 2, n.12, p.1797-1818, (1985).
- YOUNG, G. K., Jr. *Finding Reservoir Operating Rules*. (1967). Journal Water Resource Planning & Management, v. 93, n. 4, p. 297-321.
- YANCHEVA, S.; TEMELKOVA, M.; Application of MODSIM Software to the Operation of a Real Bulgarian Water Resources System; Institute of Water Problems at Bulgarian Academy of Sciences Sofia, BULGARIA. (2006).

ANEXOS

ANEXO 01 – Vazões Afluentes do reservatório Engenheiro Ávidos.

SUB-BACIA DO AÇUDE PÚBLICO ENG^o ÁVIDOS

(Área de drenagem 942,11 Km²)

ANO	VAZÕES MÉDIAS MENSAIS (m ³ /s)											
	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
1960	0,04	0,02	14,23	13,10	4,70	0,54	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1961	0,52	3,48	9,06	15,72	6,48	1,24	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1962	0,07	1,76	3,99	8,25	4,88	2,12	0,09	0,00	0,00	0,00	0,00	0,09
1963	0,11	2,00	68,85	9,37	5,17	0,57	0,02	0,00	0,00	0,00	0,01	0,13
1964	0,23	1,99	7,16	41,46	11,37	6,53	1,44	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00
1965	0,07	0,00	0,86	11,86	9,56	5,15	1,41	0,02	0,00	0,04	0,00	0,00
1966	0,02	3,24	2,34	1,10	0,87	0,13	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,06
1967	0,09	3,01	6,30	49,03	33,60	5,30	0,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02
1968	0,23	0,78	5,08	9,14	6,21	1,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	0,02
1969	0,06	0,83	3,03	8,52	6,13	3,46	0,62	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1970	0,37	0,11	5,17	4,06	2,82	0,01	0,00	0,00	0,00	0,02	0,00	0,01
1971	0,25	3,05	8,98	38,15	11,58	6,33	1,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1972	0,90	3,61	7,24	9,14	6,40	1,91	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,85
1973	2,10	0,18	4,20	40,68	14,85	5,24	1,23	0,08	0,00	0,00	0,00	0,02
1974	1,09	7,66	61,42	57,92	10,63	3,57	0,20	0,00	0,00	0,01	0,01	0,03
1975	0,59	4,18	29,35	25,98	15,93	5,07	2,24	0,14	0,00	0,00	0,00	0,01
1976	0,01	4,72	11,99	9,05	3,82	0,15	0,00	0,00	0,02	0,00	0,01	0,00
1977	0,08	0,36	6,28	20,99	26,49	6,71	2,85	0,03	0,00	0,00	0,00	0,49
1978	0,09	1,28	7,30	5,04	5,40	2,70	0,16	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00
1979	0,43	1,96	11,70	18,64	8,74	3,11	0,04	0,00	0,02	0,00	0,04	0,00
1980	0,21	3,08	26,93	4,79	0,50	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,40	0,00
1981	0,13	0,28	4,73	18,82	2,95	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,06
1982	0,11	0,03	1,38	2,22	1,97	0,00	0,00	0,00	0,00	0,04	0,05	0,00
1983	0,14	2,33	0,45	2,95	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1984	0,10	0,12	4,61	28,69	8,49	4,00	0,14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1985	1,93	42,03	25,64	52,44	22,17	5,83	1,43	0,00	0,00	0,00	0,00	1,37
1986	0,47	4,08	32,26	24,87	14,56	5,65	0,98	0,01	0,00	0,01	0,05	0,00
1987	0,18	0,95	3,32	8,93	5,27	0,67	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1988	0,09	0,35	2,96	21,07	13,01	2,80	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,18
1989	0,41	0,17	0,70	13,71	19,67	8,08	2,29	0,00	0,05	0,03	0,00	0,61

Parâmetros estatísticos

Med	0,37	3,25	12,58	19,19	9,48	2,96	0,57	0,01	0,00	0,01	0,02	0,13
S	0,52	7,55	16,71	15,95	7,89	2,52	0,84	0,04	0,01	0,01	0,07	0,31
CV	1,394	2,319	1,328	0,831	0,832	0,851	1,457	2,646	2,774	2,144	3,520	2,336

Med = média S = desvio padrão CV = coeficiente de variação

ANEXO 02 – Vazões Afluentes do reservatório São Gonçalo.

SUB-BACIA DO AÇUDE SÃO GONÇALO

(Área de drenagem 306,13 Km²)

ANO	VAZÕES MÉDIAS MENSAIS (m ³ /s)											
	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
1960	0,08	0,01	13,65	3,19	1,35	0,23	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1961	0,24	1,53	1,20	6,75	2,44	0,57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1962	0,01	0,23	1,33	4,84	2,04	0,66	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05
1963	0,05	0,35	18,93	3,13	2,15	0,38	0,01	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02
1964	0,03	0,50	0,73	1,49	2,02	1,47	0,16	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00
1965	0,12	0,18	0,63	15,01	4,38	1,51	0,63	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00
1966	0,00	0,68	0,56	0,03	0,08	0,23	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1967	0,08	1,35	4,33	12,65	9,35	1,75	0,16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01
1968	0,03	0,04	11,53	3,00	1,83	0,34	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01
1969	0,20	0,76	1,95	5,80	2,22	0,98	0,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1970	0,21	0,16	2,25	2,32	1,24	0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00
1971	0,18	3,41	9,87	8,68	3,18	2,47	1,20	0,03	0,00	0,01	0,00	0,00
1972	0,21	0,61	1,97	1,87	1,36	0,33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,27
1973	0,29	0,02	0,85	16,21	4,01	1,21	0,17	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1974	0,09	0,95	5,46	17,44	3,56	1,27	0,09	0,00	0,00	0,00	0,09	0,00
1975	0,36	1,11	3,29	8,30	4,14	1,35	0,34	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1976	0,00	0,47	0,98	1,17	0,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00
1977	0,08	0,26	19,40	7,61	4,28	1,47	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,13
1978	0,19	0,94	2,37	0,84	0,73	0,07	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1979	0,04	0,57	1,28	2,49	1,91	0,47	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1980	0,12	0,65	15,56	1,66	0,27	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1981	0,06	0,20	11,63	4,89	0,92	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,11	0,02
1982	0,02	0,02	1,24	0,87	2,35	0,75	0,00	0,00	0,00	0,02	0,11	0,00
1983	0,01	0,86	0,54	0,24	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1984	0,01	0,00	1,52	6,75	3,81	2,16	0,32	0,00	0,00	0,00	0,02	0,04
1985	0,63	11,86	12,95	22,59	10,50	2,49	1,33	0,11	0,00	0,00	0,00	0,04
1986	0,06	0,62	2,08	8,20	4,82	1,47	0,19	0,00	0,00	0,00	0,02	0,00
1987	0,02	0,19	0,82	0,42	0,00	0,00	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
1988	0,02	0,05	0,67	2,34	4,07	1,30	0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	0,07
1989	0,40	0,00	0,23	7,51	5,09	2,04	0,58	0,00	0,09	0,01	0,00	0,22
Parâmetros Estatísticos												
Med	0,13	0,95	4,99	5,94	2,81	0,90	0,18	0,01	0,00	0,00	0,01	0,03
S	0,14	2,17	6,00	5,75	2,48	0,79	0,34	0,02	0,02	0,01	0,03	0,07
CV	1,126	2,276	1,201	0,967	0,883	0,877	1,844	3,889	4,488	2,243	2,471	2,224

Med = média S = desvio padrão CV = coeficiente de variação

ANEXO 03 – Vazões Afluentes do Riacho do Catolé.

SUB-BACIA DO RIACHO DO CATOLÉ

(Área de drenagem 1547,40 Km²)

ANO	VAZÕES MÉDIAS MENSAIS (m ³ /s)											
	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
1960	0,00	0,00	3,83	13,31	7,71	1,17	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1961	1,29	5,78	6,12	15,42	11,38	2,42	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1962	0,20	0,12	3,12	7,46	5,78	0,73	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1963	0,31	0,85	10,72	16,24	9,61	1,08	0,01	0,00	0,00	0,00	0,05	0,55
1964	1,81	4,45	33,80	39,36	15,10	10,76	3,65	0,01	0,01	0,00	0,00	0,01
1965	0,38	0,20	1,47	66,01	31,33	10,46	5,33	0,07	0,00	0,04	0,00	0,00
1966	0,01	3,09	2,22	0,85	0,08	0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00
1967	0,01	2,44	29,53	127,68	38,29	9,56	1,13	0,01	0,00	0,00	0,00	0,05
1968	0,47	0,38	33,22	19,68	23,99	7,59	0,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02
1969	0,16	0,07	2,31	7,07	4,54	0,51	1,58	0,07	0,00	0,00	0,00	0,02
1970	1,12	3,33	7,33	6,02	3,76	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1971	0,03	1,17	7,89	64,25	27,40	20,32	5,34	0,14	0,00	0,00	0,00	0,00
1972	0,11	1,58	5,84	10,79	9,63	5,03	0,29	0,09	0,02	0,00	0,00	0,03
1973	0,05	0,08	2,47	6,42	13,68	5,35	1,14	0,00	0,01	0,06	0,00	0,02
1974	1,83	27,60	89,65	98,55	32,74	11,06	2,48	0,00	0,00	0,00	0,09	0,14
1975	0,43	1,28	34,22	15,12	20,48	8,41	3,48	0,30	0,00	0,00	0,00	0,02
1976	0,01	1,09	2,92	4,06	0,51	0,06	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,00
1977	0,05	1,07	4,37	23,20	44,16	8,67	1,68	0,05	0,00	0,00	0,00	0,03
1978	0,08	1,51	7,52	5,96	7,67	1,96	0,04	0,05	0,00	0,00	0,00	0,00
1979	0,42	0,64	2,24	2,81	3,54	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00
1980	0,08	1,33	11,28	5,01	0,13	0,08	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00
1981	0,09	0,24	4,97	29,05	5,48	0,08	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01
1982	0,00	0,06	0,01	2,39	10,86	2,59	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1983	0,01	3,75	1,85	5,75	0,61	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1984	0,00	0,00	5,08	41,57	15,99	11,22	1,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1985	0,53	72,12	38,96	109,17	23,99	10,77	3,74	0,00	0,00	0,01	0,00	0,51
1986	0,31	5,44	17,73	26,90	15,20	6,66	1,24	0,02	0,00	0,00	0,10	0,03
1987	0,06	2,18	7,12	28,82	7,62	0,44	0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1988	0,00	0,39	3,85	9,72	20,38	5,59	0,53	0,00	0,00	0,00	0,00	0,14
1989	0,00	0,01	0,86	49,65	34,65	10,86	6,18	0,57	0,00	0,14	0,00	0,01

Parâmetros estatísticos

Med	0,33	4,74	12,75	28,61	14,88	5,13	1,34	0,05	0,00	0,01	0,01	0,05
S	0,51	13,68	18,54	33,40	12,30	5,17	1,86	0,12	0,00	0,03	0,03	0,13
CV	1,569	2,886	1,454	1,167	0,827	1,009	1,387	2,539	3,806	3,395	2,586	2,544

Med = média S = desvio padrão CV = coeficiente de variação

ANEXO 04 – Cota x Área x Volume do reservatório Engenheiro Ávidos.

AÇUDE ENGENHEIRO ÁVIDOS					
Bacia hidrográfica	Alto Piranhas		Cota(m)	Área (m2)	Volume (m3)
Curso barrado	Rio Piranhas		289	0	0
Município	Cajazeiras		290	560192	160100
Origem da Ficha	DNOCS		291	812942	852800
Latitude	-		292	1092616	1891800
Longitude	-		293	1399312	3268800
Latitude (UTM - Km)	9.231,70		294	1733742	4983500
Longitude (UTM - Km)	560,30		295	2097230	7042600
Volume máximo (m3)	255.000.000,00		296	2491712	9460700
Volume morto (m3)	27.968.100,00		297	2919742	12259800
Barragem			298	3384483	15469400
Altura (m)	45,00		299	3889712	19126400
Comprimento (m)	359,40		300	4439822	23275200
Material	Terra e enrocamento		301	5039816	27968100
Vertedor			302	5695312	33264600
Largura (m)	160,00		303	6412542	39231600
Material			304	7198359	45943200
Tipo	Corte		305	8060192	53483300
Cota da soleira (m)	317,20		306	9006142	61939700
Cota mínima (m)	290,00		307	10044883	71410000
Cota do Porão (m)	301,00		308	11185712	81999000
Outras Informações			309	12438542	93818600
Início de construção	1932		310	13813897	106988700
Conclusão de construção	1936		311	15322912	121636500
Finalidade	Abastecimento, Irrigação, Piscicultura, Perenização, Eletrificação, Turismo		312,000	16977341	137896400
Área bac.hidráulica (ha)	2.845,00		313	18789549	155911000
Área bac.hidrográfica (km2)	935,00		314	20772512	175829600
Classif. água para abastec.			315	22939821	197809700
Classif. água para irrigação			316	25305683	222016100
Existe curva cota/área/vol.	Sim		317	27884911	248620800
K			317,2	28498727	255000000
Alfa					

ANEXO 05 – Cota x Área x Volume do reservatório São Gonçalo.

AÇUDE SÃO GONÇALO					
Bacia hidrográfica	Alto Piranhas		Cota(m)	Área (m2)	Volume (m3)
Curso barrado	Rio Piranhas		225	0	0
Município	Sousa		226	10000	5500
Origem da Ficha	DNOCS/CAGEPA		227	40000	22000
Latitude	6°51'S		228	86000	96000
Longitude	38°18'W		229	160000	250000
Latitude (UTM - Km)	9.243,50		230	260000	442000
Longitude (UTM - Km)	575,75		231	420000	780000
Volume máximo (m3)	44.600.000,00		232	646000	1348000
Volume morto (m3)	2.982.000,00		233	800000	2050000
Barragem			234	988000	2982000
Altura (m)	25,30		235	1150000	4050000
Comprimento (m)	380,00		236	1356000	5326000
Material	Terra		237	1600000	6900000
Vertedor			238	1922000	8604000
Largura (m)	230,00		239	2240000	10700000
Material			240	2626000	13152000
Tipo	Creager		241	3000000	15900000
Cota da soleira (m)	247,00		242	3444000	19222000
Cota mínima (m)	226,00		243	4000000	23200000
Cota do Porão (m)	234,00		244	4716000	27382000
Outras Informações			245	5200000	32500000
Início de construção	1932		246	6158000	38256000
Conclusão de construção	1936		247	7000000	44600000
Finalidade	Irrigação, Abastecimento, Perenização, Piscicultura, Turismo				
Área bac.hidráulica (ha)	700,00				
Área bac.hidrográfica (km2)	315,00				
Classif. água para abastec.					
Classif. água para irrigação					
Existe curva cota/área/vol.	Sim				
K					
Alfa					