Campus de São Carlos

**UTILIZAÇÃO DO MODELO QUAL2E
COMO APOIO AO GERENCIAMENTO DA
QUALIDADE DAS ÁGUAS DA BACIA DO
CÓRREGO DOS BAGRES**

Maria Aparecida Baldochi

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

**ESCOLA DE ENGENHARIA
DE SÃO CARLOS**

Serviço de Pós-Graduação EESC/USP

EXEMPLAR REVISADO

Data de entrada no Serviço: 11/07/02

Ass.:

UTILIZAÇÃO DO MODELO QUAL2E COMO APOIO AO GERENCIAMENTO DA QUALIDADE DAS ÁGUAS DA BACIA DO CÓRREGO DOS BAGRES

Maria Aparecida Baldochi

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

ORIENTADOR: Prof. Dr. Marcius F. Giorgetti

DEDALUS - Acervo - EESC

31100037060

São Carlos
2002

Class.	TESE
Cutt.	0501
Tombo	T0209102
Sysno	1264109

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

B178u

Baldochi, Maria Aparecida

Utilização do modelo QUAL2E como apoio ao gerenciamento da qualidade das águas da bacia do Córrego dos Bagres / Maria Aparecida Baldochi. -- São Carlos, 2002.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia de São Carlos-Universidade de São Paulo, 2002.

Área: Hidráulica e Saneamento.

Orientador: Prof. Dr. Marcius F. Giorgetti.

1. Modelagem da qualidade de águas superficiais. 2. QUAL2E. 3. Simulação. 4. Calibração. 5. Validação. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata Engenheira **MARIA APARECIDA BALDOCHI**

Dissertação defendida e julgada em 26-04-2002 perante a Comissão Julgadora:

Prof. Tit. **MARCIUS FANTOZZI GIORGETTI (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovado

Prof. Dr. **EDSON CEZAR WENDLAND**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovado

Prof. Dr. **ANTENOR ROBRIGUES BARBOSA JUNIOR**
(Universidade Federal de Ouro Preto/UFOP)

Aprovado

Profa. Associada **MARIA DO CARMO CALJURI**
Coordenadora do Programa de Pós-Graduação
em Engenharia (Hidráulica e Saneamento)

JOSÉ CARLOS A. CINTRA
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

*À memória de minha mãe, Jaira,
e a meu irmão, Laércio*

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela vida e pelas realizações.

Ao meu irmão Laércio pelo afeto, incentivo, dedicação e credibilidade.

À minha mãe, pelo amor e pelo espírito de guerreiro transmitido.

Às minhas irmãs Sandra e Silvia pela atenção e carinho constante.

Ao meu filho, Madione, pela compreensão, pelo amor e presença tão especial em minha vida.

Ao meu orientador, Prof. Marcius Giorgetti, pelo conhecimento, pela atenção e pela amizade.

Aos amigos Célio Bertelli, Robinson Teodoro, Hevilla, Michelle, Marcelo pela contribuição na continuidade deste trabalho.

À bibliotecária Elena Palloni Gonçalves, pela atenção e ajuda na pesquisa bibliográfica.

Aos funcionários do Departamento de Hidráulica e Saneamento, através da Pavi e da Sá, pela atenção e colaboração.

À CETESB, na pessoa de Francisco Roberto Setti, pelo apoio e compreensão, o que tornou possível a realização deste trabalho.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	OBJETIVOS	3
2	AUTODEPURAÇÃO DOS CURSOS D'ÁGUA.....	4
2.1	CONCEITO DA AUTODEPURAÇÃO DOS CURSOS D'ÁGUA	4
2.2	O PROCESSO DE AUTODEPURAÇÃO EM CURSO D' ÁGUA	5
2.3	DESOXIGENAÇÃO E REAERAÇÃO DE CURSOS D' ÁGUA	11
2.3.1	<i>Mecanismos de consumo de oxigênio dissolvido.....</i>	<i>12</i>
2.3.2	<i>O conceito de DBO e a cinética da desoxigenação.....</i>	<i>13</i>
2.3.3	<i>Influência da temperatura na taxa das reações de desoxigenação.....</i>	<i>23</i>
2.3.4	<i>Mecanismos de produção de oxigênio.....</i>	<i>25</i>
2.3.5	<i>Cinética da Reaeração Atmosférica.....</i>	<i>29</i>
2.3.6	<i>A influência da temperatura no cálculo de K_2.....</i>	<i>34</i>
2.4	O MODELO DE STREETER-PHELPS	34
2.5	AS AGREGAÇÕES AO MODELO DE STREETER-PHELPS.....	36
2.5.1	<i>Demanda bentônica.....</i>	<i>37</i>
2.5.2	<i>Sedimentação e ressuspensão lodo.....</i>	<i>39</i>
2.5.3	<i>Fotossíntese</i>	<i>40</i>
2.5.4	<i>O modelo de Camp</i>	<i>41</i>
2.6	A DEMANDA NITROGENADA E SUA CINÉTICA DE REAÇÃO.....	41
2.7	OS PATOGÊNICOS	44
2.8	SUBSTÂNCIAS CONSERVATIVAS.....	46
2.9	AUTODEPURAÇÃO EM CONDIÇÕES ANAERÓBIAS.....	46
2.10	TRANSPORTE EM CORPOS D' ÁGUA	47
3	GESTÃO AMBIENTAL	51
3.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	51
3.2	SISTEMAS DE SUPORTE A DECISÕES	54
3.3	QUALIDADE DOS RECURSOS HÍDRICOS SUPERFICIAIS	55
3.4	MONITORAMENTO DA QUALIDADE DAS ÁGUAS SUPERFICIAIS	58
4	MODELAGEM DA QUALIDADE	65
4.1	HISTÓRICO E APRESENTAÇÃO DA MODELAGEM MATEMÁTICA.....	65

4.2	DESENVOLVIMENTO DOS MODELOS MATEMÁTICOS DE QUALIDADE DE ÁGUA	68
4.3	APLICAÇÃO DOS MODELOS DE QUALIDADE	70
5	O MODELO QUAL2E	74
5.1	CARACTERÍSTICAS DO MODELO	74
5.2	MODELAGEM DO SISTEMA HÍDRICO	75
5.3	CONDIÇÕES DE CONTORNO	83
5.4	CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS E TRANSPORTE.....	84
5.4.1	<i>Coeficiente de Dispersão Longitudinal</i>	86
5.4.2	<i>Vazão de diluição</i>	86
5.5	COEFICIENTE DE REAERAÇÃO	86
5.6	A CINÉTICA DO MODELO QUAL2E PARA O OXIGÊNIO DISSOLVIDO.....	87
5.7	QUAL2E - INTERFACE WINDOWS.....	89
6	O CÓRREGO DOS BAGRES	99
6.1	DESCRIÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA DO CÓRREGO DOS BAGRES	99
6.2	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E CLIMÁTICAS.....	102
6.2.1	<i>Geologia</i>	102
6.2.2	<i>Geomorfologia</i>	103
6.2.3	<i>Pedologia</i>	103
6.2.4	<i>Relevo</i>	104
6.2.5	<i>Clima</i>	104
6.3	USO E OCUPAÇÃO DO SOLO	105
6.4	RECURSOS HÍDRICOS SUPERFICIAIS	106
6.5	DEMANDAS DA BACIA	107
6.6	FONTES DE POLUIÇÃO DAS ÁGUAS SUPERFICIAIS	107
7	METODOLOGIA DO ESTUDO.....	109
7.1	CARACTERIZAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA EM ESTUDO	109
7.2	DADOS HIDROLÓGICOS.....	114
7.3	DADOS QUALITATIVOS.....	116
7.4	DEMAIS DADOS DE ALIMENTAÇÃO PARA A SIMULAÇÃO DO OD E DA DBO.....	118
8	SIMULAÇÕES E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	122
8.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	122
8.2	CALIBRAÇÃO DO MODELO PARA VARIÁVEL OD - PERÍODO DE ESTIAGEM.....	122

8.3	CALIBRAÇÃO DO MODELO PARA VARIÁVEL DBO - PERÍODO DE ESTIAGEM	132
8.4	CALIBRAÇÃO DO MODELO PARA VARIÁVEL OD - PERÍODO CHUVOSO.....	136
8.5	CALIBRAÇÃO DO MODELO PARA VARIÁVEL DBO - PERÍODO CHUVOSO	140
8.6	VALIDAÇÃO DO MODELO	150
9	CONCLUSÕES	156
	ANEXO 1	160
	ANEXO 2	162
	ANEXO 3	165
	BIBLIOGRAFIA.....	168

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – CURVA DE DEPLEÇÃO DE OXIGÊNIO EM UM RIO A PARTIR DE UMA CARGA ORGÂNICA LOCALIZADA E CONSTANTE (SOUZA, 1975).....	10
FIGURA 2 – VARIAÇÃO DIUTURNA DOS NÍVEIS DE OXIGÊNIO DISSOLVIDO AO LONGO DO RIO. (SOUZA, 1975).....	10
FIGURA 3 – DBO EXERCIDA E A DBO REMANESCENTE EM FUNÇÃO DO TEMPO (CHAPRA, 1997).	16
FIGURA 4 – CURVA DE CONCENTRAÇÃO DE OD EM FUNÇÃO DO TEMPO OU DISTÂNCIA E PONTOS CARACTERÍSTICOS CHAPRA (1997).....	36
FIGURA 5 – ESTRUTURA CONCEITUAL EULERIANA PARA DEFINIR O FENÔMENO DA ADVECÇÃO ATRAVÉS DE UM VOLUME DE CONTROLE (BIRD 1960)	47
FIGURA 6 – DESENVOLVIMENTO DE MODELAGEM A PARTIR DO TRABALHO ORIGINAL DE STREETER E PHELPS (1925).....	67
FIGURA 7 – REPRESENTAÇÃO DO SISTEMA HÍDRICO NA FORMA DE UMA REDE DE TRECHOS E ELEMENTOS COMPUTACIONAIS. (BROWN & BARWELL, Jr., 1987).....	76
FIGURA 8 – TRECHO DO RIO DISCRETIZADO PARA APLICAÇÃO DO BALANÇO HÍDRICO (BROWN & BARWELL, Jr., 1987).....	77
FIGURA 9 – BALANÇO DE MASSA DE UM CONSTITUINTE APLICADO A UM ELEMENTO (BROWN & BARWELL, Jr., 1987).....	78
FIGURA 10 – ESQUEMA IMPLÍCITO DAS DIFERENÇAS FINITAS (BROWN & BARNWELL, 1987).	80
FIGURA 11 – CANAL TRAPEZOIDAL MOSTRA OS TRÊS PARÂMETROS NECESSÁRIOS PARA DEFINIR SUA GEOMETRIA. B_0 = LARGURA DO FUNDO; S_1 E S_2 = INCLINAÇÕES LATERAIS CHAPRA (1997).....	85
FIGURA 12 – PRINCIPAIS INTERAÇÕES ENTRE OS CONSTITUINTES NO BALANÇO DE OD DO MODELO QUAL2E. (BROWN & BARNWELL Jr., 1987).....	88
FIGURA 13 – TELA INICIAL DO PROGRAMA QUAL2E.....	91
FIGURA 14 – TELA DE DEFINIÇÃO DOS TRECHOS E DO TAMANHO DO ELEMENTO COMPUTACIONAL	92
FIGURA 15 – TELA DE LOCAÇÃO DOS DIVERSOS ELEMENTOS COMPUTACIONAIS NOS TRECHOS CORRESPONDENTES	93
FIGURA 16 – TELA DE IDENTIFICAÇÃO DO PARÂMETROS DE QUALIDADE SIMULADOS	94
FIGURA 17 – TELA DE DEFINIÇÃO DOS DADOS GEOGRÁFICOS E CLIMATOLÓGICOS.....	94
FIGURA 18 – TELA PARA CORREÇÃO DOS COEFICIENTES CONSIDERANDO O EFEITO DA TEMPERATURA	95
FIGURA 19 – TELA DE ENTRADA DOS DADOS HIDRÁULICOS.....	96

FIGURA 20 – TELA PARA DEFINIÇÃO DOS COEFICIENTES CINÉTICOS REFERENTES AO DECAIMENTO DA DBO, À SEDIMENTAÇÃO DA DBO, À DEMANDA BENTÔNICA E À REARAÇÃO.....	96
FIGURA 21 – TELA DEFININDO AS CONDIÇÕES INICIAIS DO TRECHOS DISCRETIZADOS	97
FIGURA 22 – TELA PARA OS DADOS DE VAZÃO, TEMPERATURA E DBO PARA A CABECEIRA DO CÓRREGO DOS BAGRES	98
FIGURA 23 – TELA PARA IDENTIFICAÇÃO DA EFICIÊNCIA DE TRATAMENTO, DA VAZÃO, TEMPERATURA, OD E DBO DAS FONTES PONTUAIS DE DESCARGA	98
FIGURA 24 – SEÇÃO DO CÓRREGO DOS BAGRES – MUNICÍPIO DE RESTINGA.....	100
FIGURA 25 – LOCALIZAÇÃO DA UGRHI SAPUCAÍ/GRANDE NO ESTADO DE SÃO PAULO... ..	100
FIGURA 26 – SUB-BACIAS DA UGRHI SAPUCAÍ/GRANDE.....	101
FIGURA 27 – PERFIL LONGITUDINAL DO CÓRREGO DOS BAGRES.....	110
FIGURA 28 – PERFIL DO LEITO DO CÓRREGO DOS BAGRES: COTA MAIS ELEVADA REFERE-SE A SUA NASCENTE.	111
FIGURA 29 – DIAGRAMA UNIFILAR.....	113
FIGURA 30 - BACIA DO CÓRREGO DO BAGRES COM OS PONTOS DE MONITORAMENTO DA QUALIDADE DE SUAS ÁGUAS E OS LOCAIS DE DESCARGAS DE EFLUENTES LÍQUIDOS INDUSTRIAIS E DOMÉSTICOS.....	117
FIGURA 31– 1ª SIMULAÇÃO DE OD - PERÍODO DE ESTIAGEM / COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS PARA DIFERENTES VALORES DA CONSTANTE DE DISPERSÃO (D).....	119
FIGURA 32 – SIMULAÇÃO DO OD PARA PERÍODO DE ESTIAGEM / COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS PARA DIFERENTES CÁLCULOS DE K_2	126
FIGURA 33 – SIMULAÇÃO DO OD PARA PERÍODO DE ESTIAGEM / COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS PARA DIFERENTES CÁLCULOS DE K_1	128
FIGURA 34 – 1ª SIMULAÇÃO DE OD / PERÍODO DE ESTIAGEM.....	130
FIGURA 35 – 2ª SIMULAÇÃO DE OD / PERÍODO DE ESTIAGEM.....	131
FIGURA 36 – 3ª SIMULAÇÃO DO OD / PERÍODO DE ESTIAGEM.	133
FIGURA 37 – 1ª SIMULAÇÃO DA DBO / PERÍODO DE ESTIAGEM.....	135
FIGURA 38 – SIMULAÇÃO DA DBO DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXIGÊNIO -COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS PARA DIFERENTES K_1 / PERÍODO DE ESTIAGEM	137
FIGURA 39 – 1ª SIMULAÇÃO DO OD - PERÍODO CHUVOSO	139
FIGURA 40 – 2ª SIMULAÇÃO DO OD / PERÍODO CHUVOSO	141
FIGURA 41 – 3ª SIMULAÇÃO DE OD / PERÍODO CHUVOSO	142
FIGURA 42 – 4ª SIMULAÇÃO DO OD / PERÍODO CHUVOSO	143
FIGURA 43 – 5ª SIMULAÇÃO DO OD / PERÍODO CHUVOSO.....	144
FIGURA 44 – 6ª SIMULAÇÃO DO OD / PERÍODO CHUVOSO	145
FIGURA 45 – 1ª SIMULAÇÃO DA DBO / PERÍODO CHUVOSO.....	148

FIGURA 46 – 2ª SIMULAÇÃO DA DBO / PERÍODO CHUVOSO.....	149
FIGURA 47 – SIMULAÇÃO DO OD PARA O DIA 02/10/00	152
FIGURA 48 – SIMULAÇÃO DA DBO PARA O DIA 02/10/00	153
FIGURA 49 – SIMULAÇÃO DO OD PARA O DIA 30/10/00	154
FIGURA 50 – SIMULAÇÃO DA DBO PARA O DIA 30/10/00	155
FIGURA 51 – BOX-PLOT PARA OXIGÊNIO DISSOLVIDO – PERÍODO DE ESTIAGEM.	162
FIGURA 52 – BOX-PLOT PARA OXIGÊNIO DISSOLVIDO – PERÍODO CHUVOSO.....	163
FIGURA 53 – BOX-PLOT PARA DBO – PERÍODO DE ESTIAGEM.....	163
FIGURA 54 – BOX-PLOT PARA DBO – PERÍODO CHUVOSO	164

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – VALORES TÍPICOS DE K_1 PARA DIFERENTES ORIGENS.....	18
TABELA 2 – VALORES DO COEFICIENTE DE TEMPERATURA θ	24
TABELA 3 – FAIXAS DE PROFUNDIDADE E VELOCIDADE USADAS PARA DESENVOLVER AS FÓRMULAS DE O' CONNOR-DOBBINS, CHURCHIL E OWENS-GIBBS.	31
TABELA 4– CLASSIFICAÇÃO E O USO A QUE SE DESTINA AS ÁGUAS DOCES.....	56
TABELA 5 – LIMITES INFERIORES E SUPERIORES PARA PARÂMETROS TÓXICOS	63
TABELA 6 – SEQUÊNCIA DAS TELAS DE ENTRADA PARA O QUAL2E INTERFACE WINDOWS.	90
TABELA 7 – RELAÇÃO DE SUB-BACIAS E RESPECTIVAS ÁREAS TOTAIS:	101
TABELA 8 – POPULAÇÃO TOTAL DOS MUNICÍPIOS PERTENCENTES À BACIA DO CÓRREGO DOS BAGRES (1996 E ESTIMATIVA PARA 2000 E 2010):	102
TABELA 9 – CLASSIFICAÇÃO CLIMÁTICA, SEGUNDO KOEPPEN (SETZER, 1966)	105
TABELA 10 – POSTOS PLUVIOMÉTRICOS EM OPERAÇÃO NA SUB-BACIA MÉDIO SAPUCAÍ .	106
TABELA 11 – DEMANDA DE ÁGUA PARA ABASTECIMENTO PÚBLICO DA BACIA DOS BAGRES	107
TABELA 12 – LANÇAMENTO DE CARGA ORGÂNICA DOMÉSTICA NA BACIA DOS BAGRES ...	108
TABELA 13 – DISTRIBUIÇÃO DAS INDÚSTRIAS POR RAMO DE ATIVIDADES.	108
TABELA 14 – VALORES DE $DBO_{5,20}$ EM FUNÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO CURSO D' ÁGUA, CONFORME KLEIN, 1962:	114
TABELA 15 – DADOS DE VAZÃO OBTIDOS PARA A BACIA DOS BAGRES UTILIZANDO A METODOLOGIA DESENVOLVIDA PELO DAE:	115
TABELA 16 – CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS TRECHOS DO CÓRREGO DOS BAGRES:	115
TABELA 17– VALORES TÍPICOS DE K_1 , CONFORME FAIR ET AL. (1973) E ARCEIVALA (1981).....	120
TABELA 18 – CONDIÇÕES INICIAIS DOS TRECHOS DISCRETIZADOS	121
TABELA 19 – SUMARIZAÇÃO DOS DADOS DE OD PARA O PERÍODO DE ESTIAGEM	123
TABELA 20 – INTERVALO DE CONFIANÇA PARA A VARIÁVEL OD NO PERÍODO DE ESTIAGEM	124
TABELA 21 – COEFICIENTES DE DESOXIGENAÇÃO UTILIZADOS NA 2ª SÉRIE DE SIMULAÇÕES.	127
TABELA 22 – SUMARIZAÇÃO DA DBO PARA PERÍODO DE ESTIAGEM.....	132
TABELA 23 – INTERVALO DE CONFIANÇA PARA A VARIÁVEL DBO NO PERÍODO DE ESTIAGEM.	134

TABELA 24 – COMPARATIVO ENTRE DBO MÉDIA OBSERVADA E DBO CALCULADA – PERÍODO DE ESTIAGEM	134
TABELA 25 – SUMARIZAÇÃO DO OD PARA PERÍODO CHUVOSO	136
TABELA 26 – INTERVALO DE CONFIANÇA PARA A VARIÁVEL OD PARA O PERÍODO CHUVOSO	138
TABELA 27 – SUMARIZAÇÃO DOS DADOS DE DBO PARA O PERÍODO CHUVOSO	146
TABELA 28 – INTERVALO DE CONFIANÇA PARA A VARIÁVEL DBO – PERÍODO CHUVOSO..	146
TABELA 29 – COMPARATIVO ENTRE DBO MÉDIA OBSERVADA E CALCULADA – PERÍODO CHUVOSO.....	147
TABELA 30 – COMPARATIVO ENTRE DBO MÉDIA OBSERVADA E DBO CALCULADA – PERÍODO CHUVOSO – CALIBRAÇÃO FINAL.	150
TABELA 31 – TESTE DE NORMALIDADE PARA AS VARIÁVEIS OD E DBO	165

LISTA DE SÍMBOLOS

∇C	- gradiente de concentração
I_{sub_i}	- sub índice paro o iésimo determinante
$\vec{F}$	- vetor fluxo de massa
μ	- coeficiente da taxa de crescimento de algas (dia^{-1})
ρ	- coeficiente da taxa de respiração das algas (dia^{-1})
θ	- coeficiente da temperatura
α	- constante de proporcionalidade para o decaimento bacteriano
β_1	- coeficiente da taxa de oxidação de amônia (dia^{-1})
α_1	- tempo necessário para efetivação da metade da reação (dia)
β_2	- coeficiente da taxa de oxidação de nitrito (dia^{-1})
α_3	- taxa de produção de oxigênio (fotossíntese) por unidade de biomassa de algas (mg-O / mg-Ag)
α_4	- taxa de consumo de oxigênio (respiração) por unidade de biomassa de algas (mg-O / mg-Ag)
α_5	- taxa de consumo de oxigênio (oxidação) por unidade de concentração de nitrogênio-amoniaco (mg-O / mg-N)
α_6	- taxa de consumo de oxigênio (oxidação) por unidade de concentração de nitrogênio-nitrito (mg-O / mg-N);
v_s	- velocidade de sedimentação (m/d)
A	- área de transferência de massa (m^2)
a, b	- parâmetros regionais para cálculo da vazão média
a, b, α, β	- constantes empíricas dos coeficientes de descargas
A, B, C e X_{10}	- parâmetros regionais para cálculo da vazão $Q_{7,10}$
AD	- área de drenagem
Ag	- concentração da biomassa de algas (mg-A/l)
A_x	- área da seção transversal ao escoamento (L^2)
B_0	- largura do fundo de canal trapezoidal (L)
C	- concentração de um constituinte genérico (M / L^3)
C_0	- concentração inicial do gás no seio da massa líquida (mg/l)
C_{ox}	- concentração de OD na massa líquida (M / L^3)
C_s	- concentração da saturação (M / L^3)
D	- déficit de oxigênio dissolvido (mg/l)
D_1	- coeficiente de difusão no meio líquido (cm^2/s)
D_L	- coeficiente de dispersão longitudinal (L^2 / T)
D_m	- coeficiente de difusão molecular (L^2 / T)
f	- fator de conversão $\text{DBO}_w/\text{DBO}_5$
F	- número de Froude ($\bar{U} / (\text{gh})^{0,5}$)
F_c	- fluxo de oxigênio através da superfície líquida ($\text{M} / \text{L}^2 \text{T}$)
F_p	- fração de bactéria aderida às partículas sedimentadas
g	- aceleração da gravidade (L / T^2)
H	- profundidade do corpo d' água (L)
h	- profundidade média de escoamento (m)
I	- índice de qualidade final

I_0	- energia luminosa na superfície (ly/h);
K	- constante de dispersão, adimensional, atribuída pelo usuário
k	- constante genérica da reação de primeira ordem (base 10)
K	- constante genérica de reação de primeira ordem (base e) (de QUAL2E)
K_1	- coeficiente de desoxigenação ou de decaimento da DBO (dia^{-1}) (base e)
k_1	- coeficiente de desoxigenação ou de decaimento da DBO (dia^{-1}) (base 10)
K_2	- coeficiente de reaeração superficial (base e) (dia^{-1})
K_3	- coeficiente cinético de adição ou retirada de DBO remanescente (dia^{-1})
K_4	- coeficiente cinético da Demanda Bentônica ($\text{g O}_2/\text{m}^2 \text{ d}$)
K_b	- taxa de decaimento (dia^{-1})
K_{b1}	- taxa de mortalidade básica (dia^{-1})
K_{bi}	- taxa de decaimento devido a radiação solar (dia^{-1})
K_{bs}	- taxa de decaimento devido a sedimentação (dia^{-1})
K_d	- coeficiente global de desoxigenação carbonácea (dia^{-1})
K_e	- coeficiente de extinção (m^{-1})
k_L	- coeficiente global de transferência de massa superficial (L/t)
K_l	- velocidade de transferência de oxigênio na camada laminar líquida (m/s)
K_n	- constante de nitrificação (dia^{-1})
K_r	- coeficiente efetivo de remoção de DBO carbonácea
L	- demanda bioquímica de oxigênio (mg/l)
L	- unidade adimensional de comprimento
LI	- limite inferior da ponderação
LS	- limite superior da ponderação
M	- quantidade de gás absorvida através da área A (m^2), durante o tempo t (s)
N	- número de coliformes por 100 ml
n	- coeficiente de rugosidade de Manning, adimensional
N_1	- concentração de N-amônia (mg-N/l)
N_2	- coeficiente de N-nitrito (mg-N-/l)
$OD_{\min}$	- concentração mínima de OD (nível crítico) na curva de depleção
OD_R	- concentração de OD requerida para atingir o nível desejado
OD_T	- nível desejado de OD
P	- precipitação média
p	- taxa de demanda bentônica de oxigênio (mg/l dia);
PE	- ponderação numérica
p_i	- fontes e sumidouros internos do constituintes, tal como demanda bentônica para o OD
$Q_{7,10}$	- vazão mínima de 7 dias consecutivos e período de retorno de 10 anos
Q_c	- vazão correspondente ao ponto crítico da curva de depleção.
q_i	- curva de qualidade
Q_m	- vazão média (Q_m)
Q_r	- aumento de vazão ou vazão de diluição;
q_{TA}	- curva de qualidade para o teste de Ames
R	- raio hidráulico do canal (m)
r_i	- constante cinética de primeira ordem
r_l	- taxa de renovação superficial, (s^{-1})
s	- fontes externas e/ou sumidouros do constituinte considerado (M / T)
S	- salinidade (mg/l)
s_1 e s_2	- inclinações laterais de canal trapezoidal

S_e	- declividade (adimensional).
SO	- substâncias organolépticas
ST	- substâncias tóxicas
T	- temperatura (°C)
T	- unidade adimensional de tempo
t	- tempo (s)
t_c	- tempo crítico
U	- velocidade de escoamento (L / T)
$\bar{U}$	- velocidade média (m/s)
U^*	- velocidade de cisalhamento (L/T)
v	- velocidade média da seção transversal
V	- volume de controle do elemento computacional (L ³)
w_i	- ponderação do determinante em questão
X	- distância da interface (m)
x _p	- profundidade de penetração do gás na massa líquida (m)
Y	- DBO exercida em termos do OD consumido pela oxidação bioquímica (mg/l)
y _{calci}	- DBO calculada (mg/l)
y _{obsi}	- DBO observada (mg/l)

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CETESB	- Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental
ABRH	- Associação Brasileira de Recursos Hídricos
CONAMA	- Conselho Nacional de Meio Ambiente
DAEE	- Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo
DBO	- Demanda Bioquímica de Oxigênio
DQO	- Demanda Química de Oxigênio
EESC	- Escola de Engenharia de São Carlos – USP
IAP	- Índice de Qualidade de Água Bruta para fins de Abastecimento Público
IBGE	- Instituto de Brasileiro de Geografia e Estatística
IBQA	- Índice Básico de Qualidade das Águas
IPMCA	- Índice de Parâmetros Mínimos para Preservação da Vida Aquática
IPT	- Instituto de Pesquisa Tecnológico
IQA	- Índice de Qualidade da Água
ISTO	- Índice de Substâncias Tóxicas e Organoléptica
IVA	- Índice de Proteção da Vida Aquática
MINTER	- Ministério do Interior
SABESP	- Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo
SSD	- Sistemas de Suporte à Decisões
UGRHI	- Unidade de Hidrográfica de Gerenciamento de Recursos Hídricos
USEPA	- Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos da América

RESUMO

BALDOCHI, M.A. *Utilização do modelo QUAL2E como Apoio ao Gerenciamento da Qualidade das Águas da Bacia do Córrego dos Bagres*. São Carlos, 2002. 176 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

No presente trabalho o modelo de qualidade de água superficiais QUAL2E foi utilizado como apoio ao gerenciamento das águas da bacia do Córrego dos Bagres, localizada no Estado de São Paulo (20° 30' e 20° 40' 35'' S e 47° 35' 2'' e 47° 20' 18''W). A modelagem foi aplicada em toda a extensão do curso d' água, cerca de 44 km, simulando o Oxigênio Dissolvido e a Demanda Bioquímica de Oxigênio. Procurou-se também determinar os mais importantes fatores que afetam a concentração de oxigênio dissolvido no curso d' água. O modelo foi calibrado e validado de acordo com os dados de monitoramento da agência ambiental estadual responsável pela UGRHI Sapucaí/Grande. Os coeficientes cinéticos do modelo foram definidos através da calibração. O desenvolvimento do estudo propiciou uma caracterização mais detalhada da bacia, e os resultados obtidos demonstram uma boa concordância entre os dados calculados pelo modelo QUAL2E e os observados, indicando que os valores dos coeficientes cinéticos adotados estavam adequados para a bacia em estudo.

Palavras-chave: modelagem da qualidade de águas superficiais, QUAL2E, simulação, calibração, validação.

ABSTRACT

BALDOCHI, M.A. *The QUAL2E model as a tool for the water management of the Bagres stream basin*. São Carlos, 2002. 176 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

In this work, the water quality model QUAL2E was used as a tool for the water management of the Bagres stream basin, located in the State of São Paulo (20° 30' e 20° 40' 35'' S e 47° 35' 2'' e 47° 20' 18''W). The model was applied to the whole water body, about 44 km long, simulating Dissolved Oxygen and Biochemistry Oxygen Demand. One objective for this modeling was the investigation of the main factors affecting low DO concentrations in the Bagres basin. The model was calibrated and validated using data collected by the State environmental agency responsible for the Sapucaí/Grande UGRHI. Kinetic coefficients for the modeling were defined through calibration. This work has enabled a more detailed characterization of the basin, and the results obtained have shown a good agreement between the QUAL2E predicted results and the data, validating the values adopted for the kinetic coefficients as adequate for the basin under study.

Keywords: water quality modelling, QUAL2E, simulation, calibration, validation.

1 INTRODUÇÃO

A disponibilidade hídrica representa um dos fatores limitantes do desenvolvimento sócio-econômico de uma região. A água, que é um recurso natural renovável, é também um recurso finito e precisa estar disponível para os usos múltiplos a que se destina. Entretanto, ela tem tido sua integridade comprometida por diversos fatores, tais como o desenvolvimento industrial, a urbanização acelerada e o crescimento demográfico.

O uso e a ocupação desordenados do solo, o lançamento de efluentes líquidos industriais e domésticos, tratados ou não, e ainda o uso indiscriminado de fertilizantes e pesticidas são algumas ações que comprometem os corpos d' água em seus aspectos qualitativos e quantitativos.

Buscando-se unir usos e integridades, a gestão de recursos hídricos tem adotado medidas como a elevação das eficiências de sistema de tratamento de efluentes líquidos, a redução de vazões, descargas e captações, o controle das condições de qualidade e até restrições ao uso.

Os modelos de qualidade de água surgiram para auxiliar planejadores na identificação e avaliação de planos de gestão e na decisão referente àquele que apresenta melhor desempenho quanto aos objetivos propostos.

A modelação da qualidade de águas em um meio receptor se transformou em uma prática comum nos últimos anos devido às necessidades delineadas na sociedade moderna de preservar o meio ambiente e, em particular, os recursos hídricos. Por tal razão, proliferaram numerosos modelos de desenvolvimento, alcance e complexidade diversos que englobam toda a gama de necessidade, desde um mero balanço de massa até complexos modelos tridimensionais. Estes modelos, depois de calibrados e validados, permitem a simulação de inúmeras situações, determinando-se parâmetros de qualidade em função de diversos fatores, como, por exemplo, a variação de

vazões de rios, o crescimento populacional e industrial nas bacias, a implantação de sistemas de tratamento, etc. Tais modelos são valiosas ferramentas que foram favorecidas pelo notável avanço da informática, que possibilitou a resolução mais rápida de algoritmos elaborados e tornou os resultados mais acessíveis aos usuários, devido à melhoria das interfaces gráficas.

Desta forma, surgiram Sistemas de Suporte à Decisão que integram modelos matemáticos, sistemas de informações geográficas, banco de dados e análises que permitem uma análise multidisciplinar dos planos de gestão facilitando, assim, o processo de tomada de decisão.

Atualmente um dos modelos mais amplamente usados para avaliação de impactos de poluentes convencionais é o QUAL2E, desenvolvido pela U.S. *Environmental Protection Agency* (USEPA, 1978), que simula primariamente o oxigênio e os parâmetros que influenciam a concentração de oxigênio dissolvido em cursos d' água ramificados e bem misturados. Ele considera que os principais mecanismos de transporte são significativos somente na direção do fluxo e contempla as descargas, as vazões dos tributários, os incrementos de vazão e as captações. Aplicações deste modelo para vários sistemas de rios têm sido relatada freqüentemente.

Assim, o modelo QUAL2E tem sido amplamente usado para alocação de cargas poluidoras, autorizações de captações e outorgas e outras avaliações convencionais de poluentes no meio aquático. O modelo pode operar como modelo estacionário ou como modelo dinâmico, tal como demandado de uma ferramenta de planejamento da qualidade. O modelo pode, portanto, ser utilizado para analisar o impacto de uma carga poluidora em um curso d' água, ou ainda, para identificar a magnitude e as características de qualidade de cargas difusas como parte de um programa de amostragem destas cargas. Pode também simular variações diurnas da qualidade d' água em decorrência de fatores meteorológicos ou, ainda, examinar variações diurnas de oxigênio dissolvido decorrentes de respiração e crescimento das algas.

A ferramenta em questão permite a solução de problemas complexos, no que diz respeito à determinação de qualidade e vazões de lançamento e captação de água,

com relativa facilidade, tendo sempre como objetivo a garantia da qualidade dos corpos receptores e o respeito à legislação pertinente.

Uma das grandes limitações do uso QUAL2E em nosso país decorre da carência de dados que alimentam suas várias utilizações, o que leva à utilização de modelos mais simplificados.

Neste contexto, este trabalho busca desenvolver, utilizando modelos matemáticos e métodos computacionais, ferramentas de apoio à gestão com o objetivo de facilitar avaliação de qualidade das águas do Córrego dos Bagres.

1.1 Objetivos

Os objetivos deste trabalho são:

- conhecimento da modelagem matemática e sua aplicação para avaliação de qualidade das águas superficiais como uma ferramenta de apoio ao gerenciamento da qualidade de águas de bacias hidrográficas;
- sintetizar as informações disponíveis sobre a bacia do Córrego dos Bagres, servindo como subsídio para uma melhor compreensão dos principais problemas de qualidade das águas superficiais desta bacia;
- aplicar do modelo de qualidade QUAL2E na modelação do oxigênio dissolvido, DBO, desde sua nascente até a confluência com o Rio Sapucaí-Mirim, compreendendo uma extensão de 44 km;
- calibrar e validar o QUAL2E na situação em questão com a utilização de dados disponíveis de monitoramento de águas superficiais da agência ambiental estadual responsável pela UGRHI Sapucaí/Grande;
- avaliar quais são os princípios básicos da gestão ambiental e sua aplicabilidade na proteção dos recursos hídricos.

2 AUTODEPURAÇÃO DOS CURSOS D'ÁGUA

2.1 Conceito da autodepuração dos cursos d'água

Há um perfeito equilíbrio entre os diversos processos de transformação de matéria nos ambientes em estado natural. A ocorrência de um distúrbio, como o surto de poluição, provoca alteração nesta condição de equilíbrio.

Uma série de fenômenos físicos (diluição, sedimentação), químicos (oxidação dos redutores) e biológicos ocorre, como resposta às modificações ocorridas no meio aquático, visando restabelecer o equilíbrio pré - existente.

Este processo se desenvolve lentamente, regido por forças naturais e na mesma velocidade dos demais processos que permitem a manutenção do equilíbrio, os quais foram modificados pela introdução de matéria poluente.

São vários os mecanismos que, agindo em conjunto e simultaneamente, atuam na busca de equilíbrio, dificultando, assim, a compreensão do fenômeno e de suas interações possíveis.

O sistema natural sofre maior ou menor impacto, dependendo da magnitude da poluição. Assim, ele se degenera numa proporção compatível com a intensidade do agente poluidor. Quando este agente atende a certos preceitos naturais, tem-se início a busca de uma nova condição de equilíbrio mais favorável que a existente anteriormente com a carga poluidora atuando.

As águas residuárias domésticas ou industriais, constituídas basicamente de matéria orgânica, quando lançadas num corpo d' água, desencadeiam uma seqüência de eventos naturais que buscam a estabilidade da comunidade aquática.

Esta é uma visão normalmente utilizada quando se empreende estudos sobre autodepuração de cursos d' água. Esta mesma visão pode ser ampliada para distúrbios de outra natureza, como os gerados por microrganismos patogênicos, o lançamento

de cargas inorgânicas ou, ainda, estar relacionado com alguma forma de energia, como por exemplo a redução da temperatura da massa d' água que recebeu a descarga de água com temperatura elevada.

Os rios, onde os despejos são processados gradualmente ao longo do tempo, apresentam capacidade de autodepuração variável, através de processos físicos, químicos, bioquímicos e biológicos.

Vários são os fenômenos envolvidos na autodepuração, entre eles a demanda de oxigênio, reaeração, sedimentação, arraste, sedimentação e ressuspensão do lodo, etc.

Considerando a matéria orgânica como o enfoque usual, o fenômeno da autodepuração, neste caso, se desenvolve visando transformar os compostos orgânicos em substâncias inertes e não prejudiciais sob o ponto de vista ecológico.

O conceito de autodepuração apresenta uma relatividade e está vinculado com os usos da água. Uma água pode ser considerada depurada sob um determinado ponto de vista, mesmo que não esteja totalmente purificada em termos higiênicos, apresentando, por exemplo, organismos patogênicos.

Considerando as atividades antrópicas como um fator de desequilíbrio para o meio ambiente, é adequado que "... em áreas povoadas devam existir razões suficientes para que sejam utilizadas as capacidades de assimilação dos corpos d' água." (VON SPERLING, 1983, p.6)

Segundo (BRANCO, 1986), o estudo metódico dos princípios de autodepuração tem como finalidades básicas o conhecimento do potencial depurador do curso d' água e da carga que o mesmo poderá receber sem prejuízo a vida aquática.

2.2 O processo de autodepuração em curso d' água

Os esgotos domésticos e grande parte dos efluentes líquidos industriais têm como característica apresentar uma considerável parcela de componentes orgânicos. Estes compostos, por serem constituídos por moléculas de alta estrutura e de elevado potencial energético, servem de alimento para seres heterotróficos como peixes, protozoários e bactérias. Estes seres, ao ingerirem estes alimentos transformam compostos orgânicos de cadeias complexas, como proteínas e gorduras, em amino-

ácidos, amônia, ácidos graxos e outros, cada vez menos oxidáveis. Estes processos aeróbios ocorrem às custas do oxigênio existente no meio, o qual pode se extinguir por completo. Quando isto acontece, os seres aeróbios são substituídos pelos seres anaeróbios, que prosseguem, na ausência de oxigênio, a degradação do material poluidor.

O consumo de oxigênio vai diminuindo e as possibilidades de reoxigenação do meio aumentam progressivamente, à medida que a estabilização dos compostos oxidáveis acontece. Ao mesmo tempo, ocorre a clarificação do meio devido à sedimentação de materiais em suspensão, que formam bancos de lodo no fundo, o que propicia a penetração da luz e a sobrevivência e proliferação de algas e outros seres fotossintetizantes. A oxidação da matéria orgânica resulta na liberação de grande quantidade de sais minerais (nitratos e fosfatos), o que beneficia o crescimento das algas e o aumento da concentração de oxigênio dissolvido no meio, completando, assim, o processo de autodepuração.

No processo de autodepuração ocorrem diversos fenômenos biológicos que estão interligados ao conceitos de sucessão ecológica. ARCEIVALA apud VON SPERLING (1986) define sucessão ecológica como " ... uma seqüência sistemática de substituição de uma comunidade por outra, numa determinada área, até que uma comunidade relativamente estável se estabeleça em equilíbrio com as condições locais."

Com a ocorrência de alguns distúrbios num curso d' água, como por exemplo o lançamento de esgotos domésticos, há, ao longo do seus percurso, o desenvolvimento do processo de sucessão ecológica. Assim, cada trecho do rio apresentará uma comunidade diferente, originando as chamadas zonas de autodepuração.

Segundo BRANCO (1986), os trabalhos mais explicativos dos fenômenos ocorridos nas diversas zonas de autodepuração foram realizados por Kolkwitz e Marsson e por Suter e Whipple.

Para Kolkwitz-Marsson, que definem estas zonas como regiões caracterizadas por diferentes graus de autodepuração do curso d' água, elas se dividem em três zonas, sendo a intermediária dividida em duas outras, como vemos a seguir:

- zona polissapróbica: zona fortemente poluída, onde se encontram elevada concentração de substâncias complexas oxidáveis, escassez ou ausência total de oxigênio dissolvido, grande número de bactérias de respiração intramolecular e com formação de compostos não totalmente oxidáveis, tais como metano e gás sulfídrico. Verificam também nesta zona a emissão de odores desagradáveis, grande número de poucas espécies de protozoários anaeróbios e a presença de flora bacteriana característica dos resíduos digestivos, além de alguns patogênicos eventuais.
- zona mesossapróbica α : zona poluída onde se encontram material já oxidado, o aparecimento de organismos fotossintetizantes mais resistentes, teor de oxigênio dissolvido próximo dos 50% da saturação e águas mais claras. O odor já não é tão pronunciado, mas o número de bactérias ainda é elevado, e os protozoários são abundantes.
- zona mesossapróbica β : zona fracamente poluída, com alta concentração de compostos amoniacais, um teor superior a 50 % de saturação de oxigênio e um número de bactéria inferior a 100.000 por centímetros cúbicos. Há , também, um grande número de espécies de micro e macrorganismos.
- zona oligossapróbica: zona não poluída onde a matéria orgânica foi totalmente decomposta, não mais ocorrendo odor séptico. Esta zona possui um número de bactérias geralmente inferior a 100 por centímetro cúbico. Além disso, ela é rica em sais minerais, do que resulta uma flora mais rica e um ambiente com maior quantidade de oxigênio dissolvido.

Por outro lado, Suter e Whippe estabeleceram quatro diferentes zonas:

a) Zona de Degradação

Esta zona se estende desde o ponto de lançamento até o ponto em que a taxa de oxigênio dissolvido cai a 40% da saturação. No ponto de lançamento a água se torna imediatamente turva, devido à presença de sólidos no esgoto, e a demanda bioquímica de oxigênio atinge o máximo, decrescendo em seguida. Caso a velocidade do fluxo permita, os sólidos sedimentáveis proporcionam a formação de

depósitos de partículas no fundo. Neste ponto ainda não se iniciou a decomposição ou, se já iniciou, é em pequena escala. Logo após, inicia-se a proliferação de bactérias aeróbias e a conseqüente oxidação da matéria orgânica com aumento nos teores de gás carbônico.

No lodo sedimentado, devido a dificuldades de intercâmbio gasoso com a atmosfera, passam a prevalecer condições anaeróbias, com geração de odores desagradáveis (produção de gás sulfídrico).

A quantidade de coliformes é bastante elevada, quando a poluição tem, como fontes, contaminações de origem humana. Neste caso, predominam bactérias superiores e inferiores e protozoários. Encontram-se ainda fungos em proporções limitadas e rara presença de algas devido à pequena penetração da luz, face a elevada turbidez do meio e, ainda, à presença de substâncias tóxicas geradas pela decomposição.

b) Zona de decomposição ativa

Neste estágio a água se apresenta no estado mais deteriorado. Ela é pardacenta ou negra, com depósito de lodo escuro com desprendimento de mau cheiro. Nesta fase os microorganismos desempenham intensamente suas funções de decomposição das substâncias orgânicas complexas. O teor de oxigênio dissolvido cai abaixo de 40% e não raro desce a zero em determinados trechos. Ocorre um desenvolvimento da flora bacteriana, prevalecendo as bactérias anaeróbias sobre as aeróbias. A princípio há uma redução do número de protozoários, que tende a se elevar no decorrer desta zona. Há também o desaparecimento de algas e fungos, para reaparecerem posteriormente à jusante na zona.

A maior parte do nitrogênio presente está sob a forma de amônia, existindo ainda uma parcela na forma orgânica. No final desta zona pode ocorrer a oxidação da amônia a nitrito com presença de oxigênio dissolvido.

c) Zona de recuperação

Nesta fase a água está mais clara e os depósitos de lodo que se sedimentam no fundo têm uma textura mais granulada. A matéria orgânica presente está consideravelmente estabilizada e, desta forma, o consumo de oxigênio é bastante reduzido. Devido a isto, e paralelamente à introdução de oxigênio atmosférico na

massa líquida e à produção de oxigênio através da fotossíntese pelas algas - que se desenvolveram pela presença dos sais minerais produzidos através oxidação dos compostos orgânicos e pela maior penetração da luz, graças a redução da turbidez - os teores de oxigênio dissolvidos aumentam. O número protozoários bacteriófagos encontra-se bem reduzido, uma vez que a quantidade de bactérias também é bastante reduzida. Ocorre, nesta zona, o desenvolvimento máximo de rotíferos (um tipo de verme) e de microcrustáceos. Verificam-se, ainda, em grande número, os quironomídeos, moluscos, vermes, dinoflagelados, esponjas, musgos e larvas de insetos, que compõem uma cadeia alimentar mais diversificada e que servirão de alimentos aos primeiros peixes que começam aparecer.

d) Zona de água limpa

Nesta zona, no que se refere ao oxigênio dissolvido, à matéria orgânica e à presença de bactérias, as águas retornam às condições normais anterior à poluição, mas estão mais ricas de nutrientes do que antes, graças à mineralização ocorrida na fase anterior. Isto provoca uma produção maior de algas, podendo gerar superpopulações e ocasionar super saturação de oxigênio. Acontece aí então o restabelecimento da cadeia alimentar normal, onde o índice de diversidade é grande. Há uma estabilidade do ecossistema, e o clímax da comunidade é novamente atingido.

Segundo BRANCO (1986) a principal característica desta classificação em zonas, tanto no sistema de Suter, quanto n de Whipple, é que ambas reconhecem a existência de duas zonas intermediárias entre as águas poluídas e as água limpas. Os demais sistemas criados para delimitar diferentes regiões de um curso d' água, inclusive o de Kolkwitz - Masson, reúnem as duas em uma só.

A Figura 1 mostra o que acontece em um rio quando submetido a uma carga localizada e constante.

Figura 1 – Curva de depleção de oxigênio em um rio a partir de uma carga orgânica localizada e constante (Souza, 1975)

Segundo WUHRMANN (1975) apud SOUZA (1976), é também importante verificar a variação diuturna da concentração de OD ao longo do rio, o que é representado pela Figura 2.

Figura 2 – Variação diuturna dos níveis de oxigênio dissolvido ao longo do rio. (Souza, 1975)

No ponto A tem-se água limpa, como baixa produtividade por ser pobre em nutrientes. Neste local, a produção de oxigênio pela fotossíntese ou a respiração

noturna são compensadas pela troca de oxigênio com a atmosfera, sendo assim OD de saturação. A presença de despejo orgânico no corpo receptor, a jusante do ponto A, desloca os organismos fototrópicos por bactérias e fungos, de maneira que a luz não influencia sobre o processo. O consumo de oxigênio pela respiração é maior que a reaeração. Quando a concentração de substrato orgânico torna-se insuficiente para manter a velocidade máxima de crescimento dos organismos heterotróficos, começam a reaparecer os organismos fototrópicos que, finalmente dominarão a fitobiomassa. A variação diuturna de OD torna-se crescente e o OD médio pode ser baixo, atingindo um mínimo no ponto C. Chega a uma posição (ponto D) em que o substrato orgânico é exaurido, mas os sedimentos podem ser muito ricos em substratos orgânicos, e o são em inorgânicos, os quais promovem a crescimento fototrófico. Daí decorre, então, a supersaturação de OD durante o dia, e grandes "déficits" à noite. O OD médio aproxima-se da saturação. Somente muito depois é que desaparecem os efeitos fertilizantes dos nutrientes inorgânicos, que se perdem na atmosfera ou que se incorporam permanentemente nos sedimentos. Então a situação original é restaurada (ponto E).

2.3 Desoxigenação e reaeração de cursos d' água

Os dois mecanismos primários que governam o oxigênio dissolvido em um curso d' água que recebe lançamento de esgotos são a decomposição da matéria orgânica e reaeração.

Qualquer massa de água isenta de matéria redutora tem a sua concentração de oxigênio dissolvido em permanente equilíbrio com pressão parcial de oxigênio atmosférico. Quando um curso d' água recebe uma descarga de matéria orgânica, basicamente, parte de seu oxigênio dissolvido será utilizado na oxidação biológica, ocasionando um déficit de saturação, que tende a ser compensado pela reaeração a partir da dissolução do oxigênio atmosférico, e pela reoxigenação, a partir de produção fotossintética.

Desta forma, em trecho de um curso d' água sem afluentes, captação e lançamentos, os processos consumidores de oxigênio são a oxidação biológica no seio da massa líquida, a decomposição da matéria orgânica do lodo de fundo e a

demanda química de oxigênio de determinados produtos. Por outro lado, os processos produtores de oxigênio são a reaeração atmosférica e a fotossíntese.

2.3.1 Mecanismos de consumo de oxigênio dissolvido

Sob o ponto de vista ecológico, o efeito mais nocivo da poluição é a redução da concentração de oxigênio dissolvido no meio líquido, oriundo sobretudo da respiração dos microrganismos.

Segundo VON SPERLING (1986), o processo de oxidação biológica consiste, basicamente, na retirada da molécula orgânica de átomos de hidrogênio, que serão transferidos a um outro composto, denominado de acceptor de hidrogênio. Se este acceptor de hidrogênio é o oxigênio livre, a respiração é denominada aeróbia. No caso de ser outro átomo ou molécula, o processo é definido como anaeróbio.

Assim, no meio aquático, os aceptores são o oxigênio dissolvido, os nitratos, os sulfatos e os carbonatos, aqui descritos em ordem decrescente de liberação de energia.

Existindo disponibilidade de vários aceptores, será escolhido aquele que produz a energia mais alta disponível, o que explica o consumo inicial de oxigênio dissolvido e as utilizações sequenciais posteriores de nitratos, sulfatos (redução a sulfetos) e carbonatos (produção de gás carbônico e metano).

Os organismos responsáveis pela oxidação da matéria prima são os estritamente aeróbios, os facultativos e os estritamente anaeróbios. Os aeróbios são aqueles em que o oxigênio dissolvido é utilizado para sua respiração metabólica; os facultativos são os que utilizam o oxigênio livre ou nitratos; e os estritamente anaeróbios são os que utilizam sulfatos e carbonatos como aceptores de hidrogênio.

A estabilização da matéria orgânica carbonácea contida nos esgotos tem como agentes responsáveis os organismos saprófitas, que são, na maioria, bactérias aeróbias e facultativas.

A oxidação da matéria carbonácea é expressa pela equação (2.1), abaixo:

Esta equação é genérica e enfocada para oxidação da matéria carbonácea. No entanto outros compostos (N e S) são passíveis de sofrer oxidações bioquímicas.

A oxidação das formas nitrogenadas é realizada por microrganismos autótrofos quimiossintetizantes. A princípio, isto ocorre com transformação da amônia presente em nitrito, através de bactérias do gênero *Nitrosomonas*. Posteriormente a oxidação de nitritos a nitratos se dá pela ação das bactérias do gênero *Nitrobacter*, conforme as equações abaixo:

Em ambas as reações ocorre o consumo de oxigênio livre, referido como a demanda nitrogenada ou demanda de segundo estágio, devido ao fato de ocorrer após as reações de oxidação carbonácea.

Uma parcela do oxigênio dissolvido é consumida na decomposição da matéria de lodo de fundo por uma comunidade de organismos bem específica e por meio de vários mecanismos interagentes.

O consumo de oxigênio dissolvido pode também ocorrer através de reações químicas com produtos químicos redutores, presentes principalmente em descargas de efluentes líquidos industriais.

2.3.2 O conceito de DBO e a cinética da desoxigenação

Ao modelar o processo de decomposição é necessário avaliar como uma descarga afeta os níveis de oxigênio dissolvido no meio aquático. A quantificação direta poderia ser obtida através de cálculos estequiométricos baseados nas reações químicas de oxidação. Para tanto, seria necessário caracterizar as concentrações de um grande número de compostos para cada amostra de esgoto e determinar a estequiometria de decomposição e as diferentes taxas para cada reação. Mas isto é impraticável. Então, a solução encontrada foi a de medir em laboratório o oxigênio consumido em um volume definido de amostra, em um intervalo de tempo pré-

fixado. Este resultado quantificado foi denominado demanda bioquímica de oxigênio - DBO.

Desta forma, DBO fica definida como sendo a quantidade de oxigênio gasta por microrganismos quando do processo de decomposição da matéria orgânica sob condições aeróbias.

Segundo SOUZA (1975), DBO é a quantidade de oxigênio necessária para respiração dos microrganismos responsáveis pela estabilização da matéria orgânica, em um certo tempo e a uma dada temperatura. Esta quantidade é utilizada como medida indireta da concentração de matéria orgânica existente em cursos d'água e efluentes líquidos.

A medida da concentração de matéria orgânica é portanto de excepcional importância. Para tanto, a DBO é o parâmetro mais usado pela Engenharia Sanitária.

Várias são as influências sofrida pela DBO. Dentre elas destacam-se, a da temperatura, a dos agentes de toxidade, do grau de tratamento do resíduo, e da agitação da amostra.

Para medida de OD e conseqüente cálculo da DBO são utilizados vários métodos, sendo os mais usados o método da diluição ou Winkler, oxímetros e sensores.

A interferência de metais, mais especificamente Cromo IV, na medida de OD e DBO pelo método de Winkler foi estudado por POVINELLI et al. (1972), que concluiu que em amostras com presença de Cromo IV, em meio ácido, ocorre redução a Cromo III, podendo liberar iodo, o que interfere na leitura de OD e mascara os valores de DBO.

O parâmetro sanitário DBO é extremamente importante para a caracterização do grau de poluição de um corpo d' água e sua modelagem é importante, pois está diretamente relacionada com os níveis de oxigênio dissolvido do sistema em estudo.

Ocorrendo um lançamento de um determinado efluente num corpo d' água com uma certa DBO, a tendência é a sua decomposição por processos biológicos, que por sua vez induzem a um consumo de O_2 .

Segundo CHAPRA (1997), em termos de um modelo simples pode-se definir a variável L , que é a quantidade de matéria orgânica oxidável contida em um

recipiente, expressa como um equivalente em oxigênio. Um balanço de massa para L em um sistema de batelada pode ser escrito como:

$$V \frac{dL}{dt} = -K_1 \cdot V \cdot L \quad (2.4)$$

Onde:

K_1 = coeficiente de desoxigenação (dia^{-1})

L = demanda bioquímica de oxigênio (mg/l)

t = tempo (dia)

V = volume, (l)

Para a condição inicial L_0 , a equação diferencial pode ser obtida:

$$L = L_0 e^{-K_1 t} \quad (2.5)$$

onde L_0 é igual a DBO para $t=0 \rightarrow$ concentração inicial da matéria orgânica.

Na oxidação da matéria orgânica, definindo-se o oxigênio consumido (Y) conforme a equação (2.6), obtém-se a representação da DBO exercida através da equação (2.7).

$$Y = L_0 - L \quad (2.6)$$

$$Y = L_0 (1 - e^{-K_1 t}) \quad (2.7)$$

Onde:

Y = DBO exercida em um tempo (t) expressa em termos do OD consumido pela oxidação bioquímica.

Considerando o ensaio padrão da DBO_5^{20} , obtém-se a equação (2.8) para tempo igual a 5 dias.

$$Y_5 = L_0 (1 - e^{-5K_1}) \quad (2.8)$$

Onde:

Y_5 , representa o consumo de OD no teste da DBO_5^{20} e L_0 é a matéria orgânica inicialmente disponível na amostra.

Com a definição de L_0 , a partir do ensaio padrão de DBO, pode-se obter o fator de conversão (f) da DBO_5^{20} , com o uso da equação (2.9):

$$f = \frac{L_0}{Y_5} = \frac{1}{(1 - e^{-5K_1})} \quad (2.9)$$

VON SPERLING apud LIMA (1997) relata que, em estudos sanitários, vários autores utilizaram o fator de conversão (f) igual a 1,46, que corresponde a um K_1 de $0,23 \text{ dia}^{-1}$, valor este adotado pelo QUAL2E, quando o usuário não atribui um valor diferente.

Uma outra forma para determinação de L_0 , com base na determinação do carbono orgânico total em uma amostra de curso d' água ou de um efluente, foi apresentada por THOMANN & MULLER apud LIMA (1997), através da equação (2.10):

$$L_0 \cong 2,7C_{org} \quad (2.10)$$

Onde:

C_{org} é o carbono orgânico total (mg/l).

A Figura 3 mostra a DBO exercida e a DBO remanescente em função do tempo.

A DBO depende das características da matéria orgânica lançada (tratada ou não), da temperatura e da presença de substâncias inibidoras.

Segundo ORFORD e RUCHHOFT apud VON SPERLING (1986), esta equação é muito mais empírica do que teórica, o que não representa uma dificuldade caso a curva obtida se aproxime dos dados reais da DBO.

Figura 3 – DBO exercida e a DBO remanescente em função do tempo (Chapra, 1997).

SOUZA (1975) avaliou a influência de vários fatores sobre a constante de desoxigenação, e concluiu que ao se utilizar uma amostra de corpo d' água para determinar seu coeficiente de desoxigenação carbonácea através de análises da DBO, gera-se um afastamento das condições naturais onde se desenvolveria a estabilização da matéria orgânica. Desta forma, os resultados obtidos se afastam do real, devido a várias influências, como já citadas anteriormente, sobre o teste em questão. Além disso, há também a intervenção da contribuição bentônica e dos efeitos da nitrificação.

Desta forma, a obtenção do K_1 por meio do teste da DBO, constitui-se em uma aproximação do coeficiente real de desoxigenação de um curso d' água, cujo resultado é denominado constante de desoxigenação carbonácea de frasco.

Os parâmetros K_1 e L não são determinados diretamente através de experiências de laboratório, mas obtidos através análises estatística dos dados observados. Para tanto utilizam-se processos de correlação, tentativa e erro ou solução de equações simultâneas.

O coeficiente de desoxigenação K_1 foi considerado, durante vários anos, para águas residuárias como sendo igual a $0,23 \text{ dia}^{-1}$ (base e), sendo que atualmente o valor $0,39 \text{ dia}^{-1}$ (base e) é considerado mais representativo para efluentes líquidos tipicamente domésticos.

Segundo ARCEIVALA apud VON SPERLING (1986), o valor de K_1 depende da natureza e quantidade de matéria orgânica, temperatura e presença de substâncias inibidoras.

Quando a degradação é facilitada, como por exemplo no caso de esgotos brutos com grande concentração de matéria orgânica, os coeficientes de desoxigenação são elevados. Por outro lado, quando a matéria orgânica mais facilmente assimilável já foi removida, ocorre uma estabilização mais vagarosa e consequentemente baixos valores dos coeficientes de desoxigenação.

A Tabela 1 apresenta alguns valores típicos de k_1 para efluentes líquidos de diferentes origens.

Tabela 1 – Valores típicos de k_1 para diferentes origens

Origem	k_1 (base 10) (20°C) (dia ⁻¹)
Água residuária concentradas	0,17
Água residuária concentração baixa	0,15
Efluente primário	0,15
Efluente secundário	0,05 - 0,10
Rios com água limpas	0,04 - 0,09
Águas de abastecimento público	< 0,05

Fonte (VON SPERLING, 1986)

Quando se efetuam estudos de caracterização de qualidade de um determinado corpo receptor, é de interesse a determinação do coeficiente de desoxigenação, ao invés de se utilizarem valores da literatura. Vários são os métodos existentes para este fim.

Segundo BARNWELL, LUDZACK, MARSKE E POVINELLI apud VON SPERLING (1986), os principais métodos para determinação de K_1 são:

- método dos mínimos quadrados, de Reed -Theriault;
- método da inclinação de Thomas;
- método dos momentos de Moore, Thomas e Snow;
- método da diferença de logaritmos, de Fair.

a) Método dos Mínimos Quadrados, de Reed –Theriault

O método dos mínimos quadrados baseia-se na fixação de um valor inicial para K_1 e posterior convergência através de processos iterativos, utilizando-se, como método de cálculo o processo dos mínimos quadrados, até que a curva apresente o melhor ajustamento aos dados experimentais.

O desenvolvimento matemático parte do conceito do somatório dos quadrados residuais:

$$\sum R^2 = \sum_{i=1}^n (Y_{obsi} - Y_{calci})^2 \quad (2.11)$$

Onde:

R = residual;

Y_{obsi} = DBO observada, a cada dia (mg/l)

Y_{calci} = DBO calculada, a cada dia (mg/l), e

$Y_{calci} = L_0 (1 - 10^{-k_1 t})$

Este método apresenta uma boa precisão, e as dificuldades para os cálculos foram minimizadas pela utilização de programas para calculadoras científicas.

b) Método da Inclinação de Thomas

O método da inclinação teve seu desenvolvimento matemático a partir da equação diferencial:

$$\frac{dy}{dt} = Y' = k_1 (L - Y) \quad (2.12)$$

Onde Y = DBO no tempo t.

Observa-se, através desta equação, uma relação linear entre Y' e Y, o que possibilita a utilização de processos estatísticos de regressão linear para o ajuste da melhor reta entre Y' e Y. Este tratamento requer que a soma dos quadrados dos n residuais seja o mínima.

A seguir, encontram-se as equações resultante deste desenvolvimento matemático:

$$na + b \sum Y - \sum Y' = 0 \quad (2.13)$$

$$a \sum Y + b \sum Y^2 - \sum YY' = 0 \quad (2.14)$$

Sendo que:

$$b = -k_1 \text{ (base 10)} \quad (2.15)$$

$$L = -\frac{a}{b} \quad (2.16)$$

$$Y' = \frac{Y_3 - Y_1}{2\Delta t} \quad \text{para intervalos regulares de tempo, ou} \quad (2.17)$$

$$Y' = \frac{(Y_2 - Y_1) \frac{t_3 - t_1}{t_2 - t_1} + (Y_3 - Y_2) \frac{t_2 - t_1}{t_3 - t_2}}{(t_3 - t_1)} \quad \text{para intervalos de tempo desiguais} \quad (2.18)$$

c) Método dos Momentos de Moore, Thomas e Snow

No Método dos Momentos os valores de K_1 e L são obtidos através de gráficos genéricos pré-elaborados para uma determinada seqüência de tempo, onde são construídas duas curvas, sendo uma $\sum Y / \sum tY$ e outra $\sum Y / L$, onde nas abscissas tem-se o valores de $\sum Y / \sum tY$ e $\sum Y / L$, e na ordenas os valores de k_1 . Este método, comparado com o dos mínimos quadrados, apresenta maior simplicidade e precisão. Por este motivo ele é amplamente usado.

Segundo a CETESB - COMPANHIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL - V Curso Internacional sobre Controle da Poluição das Águas (1999), o Método dos Momentos é recomendável quando se trata de determinar K_1 em cursos d'água aeróbios com acentuada poluição orgânica.

d) Método da Diferença de Logaritmos de Fair

O método da Diferença de Logaritmos parte também da equação diferencial de 1ª ordem, considerando a DBO no tempo t e no tempo $(t + i)$:

$$Y_t = L(10^{-k_1 t}) \quad (2.19)$$

$$Y_{(t+i)} = L(10^{-k_1 (t+i)}) \quad (2.20)$$

onde i é um intervalo uniforme de tempo .

Efetuada subtração entre estas equações, e considerando $d = (Y_{(t+i)} - Y_t)$, e aplicando logaritmo, tem-se:

$$\log d = \left[\log L + \log(1 - 10^{-k_1 t}) \right] \quad (2.21)$$

O termo $\log L + \log(1 - 10^{-k_1 t})$ é constante, uma vez que i é constante. Portanto,

$$\log d = c + k_1 t \quad (2.22)$$

Onde c é uma constante.

O valor de k_1 pode ser encontrado através desta relação linear, ao se usar o conceito do mínimo da soma dos quadrados dos residuais. Após desenvolvimentos e rearranjos matemáticos, obtêm-se as seguintes expressões:

$$k_1 = \frac{6}{n(n^2 - 1)} \left[(n+1) \sum \log d - \sum t \log d \right] \quad (2.23)$$

$$L = \frac{\sum (1 - 10^{-k_1 t}) Y_t}{(n-2) \cdot 10^{-k_1} \frac{1 - 10^{-nk_1}}{1 - 10^{-k_1}} + 10^{-2k_1} \frac{1 - 10^{-2nk_1}}{1 - 10^{-2k_1}}} \quad (2.24)$$

onde n é o número de medidas experimentais.

Segundo LUZZACK et al., MARSKE & POLKOWSKI e MORES, THOMAS e SNOW apud VON SPERLING (1986), o método de Reed-Theriault apresenta maior precisão no cálculo de K_1 e L , seguido pelo método dos momentos. O método da inclinação para experimentos realizados por Marske e Polkowski com diversos substratos, resultou em valores menores de K_1 e em maiores de L . Já o método da diferença de logaritmos foi o que apresentou os maiores desvios em relação aos dados experimentais.

Através de estudos nos corpos receptores da área metropolitana de Belo Horizonte, para determinação do K_1 , VON SPERLING (1986) concluiu pela seguinte ordem de precisão para os métodos utilizados:

- Método de Reed-Theriault : grande precisão e pouco influenciado pelo tempo de retardo (tempo necessário para adaptação das células componentes da sementeira no teste da DBO ao novo substrato fornecido).

- Método dos Momentos: precisão comparável à do método de Reed-Theriault, porém mais sensível ao tempo de retardo.
- Método da Inclinação de Thomas: satisfatória precisão com pouca sensibilidade ao tempo de retardo.
- Método da Diferença de Logaritmos.

SOUZA (1975) apresenta em seus trabalhos metodologias para cálculo da constante de desoxigenação e da DBO última, a partir de dados experimentais, utilizando o Método da Inclinação de Thomas. Entretanto diversos autores consideram melhor o uso do Método de Reed-Theriault, quando se dispõe de um computador digital. Segundo conclusões de Marske e Polkowski, o Método de Inclinação de Thomas calcula valores menores para K_1 e maiores para L do que os valores reais.

BOWIE et al. (1985) citam vários métodos para a estimativa de K_1 e L e afirmam que a técnica de regressão não linear tem a vantagem de ser mais flexível, quando comparada com outras técnicas.

BARNWELL (1980) desenvolveu uma estimativa prática para determinação destes parâmetros, fazendo um ajuste não linear para pontos experimentais, técnica esta que também foi utilizada por SIQUEIRA (1996) objetivando a determinação de K_1 e L para o rio Meia Ponte (GO).

Segundo BOWIE et al. (1985), o coeficiente de desoxigenação referente à estabilização da matéria orgânica carbonácea em cursos d' água naturais (K_d) é maior que o K_1 de frasco. Neste caso a equação (2.7) passa a ser expressa como a equação (2.25):

$$Y = L_0(1 - e^{-K_d t}) \quad (2.25)$$

THOMANN & MUELLER (1987) apud LIMA (1997) valendo-se do princípio da conservação de massa e considerando os fenômenos da sedimentação e a degradação da camada bentônica formada processos anaeróbios (que causariam redução da concentração da DBO potencial, sem necessariamente consumir OD para a sua estabilização) propuseram a equação (2.27) com divisão de uma coluna d' água em duas frações distintas, uma dissolvida e outra suspensa:

$$K_r = K_d + K_3 \quad (2.26)$$

Onde:

K_r = coeficiente efetivo de remoção de DBO carbonácea;

K_d = coeficiente global de desoxigenação carbonácea;

K_3 = coeficiente cinético de adição ou retirada de DBO remanescente, expresso em dia^{-1} , sendo positivo, em caso de sedimentação, e negativo no caso de ressuspensão.

Utilizando a equação (2.25), a remoção total da matéria orgânica carbonácea e o consumo de OD foram expressos pela equações (2.27) e (2.28) respectivamente.

$$L = Le^{-K_r t} \quad (2.27)$$

$$Y = \frac{K_d L_0}{K_r} (1 - e^{-K_r t}) \quad (2.28)$$

Segundo THOMANN & MUELLER apud LIMA (1997), é indispensável considerar os efeitos da sedimentação e das características hidrodinâmicas de curso d' água que apresenta elevada concentração de sólidos suspensos, cerca de 100 mg/l, onde a fração suspensa pode ser dominante. Entretanto, quando se tratar de meio aquoso com concentração abaixo de 30 mg/l, esta influência pode ser desconsiderada.

BOWIE et al. (1985) apresenta valores dos coeficientes de desoxigenação carbonácea obtidos por diversos pesquisadores em estudos de autodepuração de cursos d' água, onde se observam valores de K_d em base neperiana e nas condições de temperatura de 20°C variando de 0,01 a 1,25 (dia^{-1}) e K_r de 0,4 a 5,6 (dia^{-1}).

2.3.3 Influência da temperatura na taxa das reações de desoxigenação

Outro aspecto de relevância na determinação das taxas de estabilização da matéria orgânica é a influência da temperatura no metabolismo microbiano.

De maneira geral, a velocidade da maioria das reações químicas e bioquímicas aumentam com a temperatura. Nas reações químicas, uma regra aproximada é de que a velocidade de reação dobra a cada aumento de 10° C na temperatura do meio. Nas reações biológicas, esta regra mantém-se aproximadamente verdadeira até uma certa temperatura ótima, após a qual a

velocidade de reação decresce, devido provavelmente à destruição de enzimas em temperaturas mais elevadas.

A temperatura e o coeficiente de desoxigenação foram relacionados a princípio através de uma equação empírica apresentada por Streeter e Phelps, na seguinte forma:

$$\frac{K_{l(T_1)}}{K_{l(T_2)}} = \theta^{(T_1 - T_2)} \quad (2.29)$$

Onde:

$K_{l(T_1)}$ e $K_{l(T_2)}$ são os coeficientes de desoxigenação nas temperaturas T_1 e T_2 (°C), respectivamente (dia^{-1}) e,

θ é o coeficiente da temperatura.

Theriault demonstrou posteriormente a similaridade entre esta equação e a de Arrhenius para as reações químicas, e por este motivo, a equação é normalmente referida como a relação de Arrhenius.

Alguns valores de θ encontrados por vários pesquisadores, em função do tipo de substrato e da faixa de temperatura adotada, são apresentados na Tabela 2:

Tabela 2 – Valores do Coeficiente de temperatura θ

Pesquisador	Ano	Faixa de Temperatura (°C)	θ	Substrato
Streeter e Phelps	1925	10 - 37,5	1,047	Esgoto doméstico e curso d' água
Theriault	1927	9 - 20	1,053	Curso d' água
Moore	1941	0,5 - 5	1,145	Esgoto doméstico
		5 - 20	1,065	Esgoto doméstico
		0,5 - 20	1,026	Curso d' água
Gotaas	1948	5 - 15	1,109	Esgoto doméstico
		15 - 30	1,042	
		30 - 40	0,967	

Pesquisador	Ano	Faixa de Temperatura (°C)	θ	Substrato
Scroepfer et al	1960 e	4 - 20	1,135	Efluente de lodos ativados convencional e curso d' água
		20 - 30	1,056	
	1964			
Zanoni	1964 e	2 - 15	1,126	Esgoto doméstico
	1967	15 - 32	1,047	
		32 - 40	0,985	
Zanoni	1969	10 - 20	1,077	Efluente secundário
		20 - 30	1,048	

Fonte: VON SPERLING (1986) (adaptado de Zanoni, 1969) Journal of Water Pollution Control.

2.3.4 Mecanismos de produção de oxigênio

Os principais mecanismos naturais de fornecimento e produção de oxigênio em um corpo d' água são:

- fotossíntese, e
- reaeração atmosférica.

A fotossíntese como característica de organismos clorofilados, é o principal processo utilizado pelos seres vivos autotróficos para a síntese da matéria orgânica, e se realiza em presença de energia luminosa e nutrientes, cujo processo pode ser expresso pela equação (2.30).

A respiração apresenta uma reação inversa da fotossíntese. Segundo BRANCO (1986) enquanto a fotossíntese constitui-se em um processo de fixação de energia luminosa com formação de moléculas de glicose, de alto potencial energético, na respiração é exatamente o oposto, pois provoca a liberação de energia para sua posterior utilização nos processo metabólicos.

A necessidade da energia luminosa condiciona a distribuição de seres fotossintetizantes a locais onde há penetração da luz. Desta forma, em água com uma determinada turbidez, oriunda da desagregação de partículas do solo, ou da introdução de sólidos em suspensão contidos em despejos, a possibilidade da presença de algas é menor e, por isto, mais reduzido é o fenômeno da fotossíntese.

Isto é verificado nas primeiras zonas da autodepuração, onde há predominância quase que exclusiva de seres heterótrofos, ou seja, a respiração supera a produção.

A produção de compostos orgânicos e de oxigênio torna possível a nutrição dos seres situados em níveis tróficos superiores, bem como a respiração de todos os seres aeróbios. Este fenômeno ainda é importante devido ao fato dos seres autotróficos serem a base das cadeias alimentares.

No cômputo geral, é realizada pelos seres autotróficos muito mais síntese do que oxidação, o que gera sempre um saldo de compostos orgânicos, que constituem a reserva de energia para os seres heterótrofos, além de superavit de oxigênio que permite a respiração de todos os organismos.

Já a reaeração atmosférica constitui-se em um fenômeno físico, em que as moléculas dos gases são transferidas do meio gasoso para o meio líquido através de sua interface. Este fenômeno ocorre num curso d' água, onde a concentração de oxigênio dissolvido foi reduzida devido aos processos de estabilização de matéria orgânica. Desta forma, a concentração de oxigênio dissolvido no meio aquático se torna inferior à concentração de saturação, que é determinada pela solubilidade do gás em determinadas condições de pressão e temperatura, ocorrendo, então, um déficit de oxigênio. A existência de um déficit provoca a busca de uma nova condição de equilíbrio, e conseqüentemente uma maior absorção do oxigênio pelo meio aquático.

Basicamente, são dois os mecanismos que governam a transferência de oxigênio da fase gasosa para a fase líquida: a difusão molecular e difusão turbulenta.

A condição de transferência preponderante é função das características hidrodinâmicas do curso d' água. Rios com pequenas profundidades, corredeiras e de fundos rochosos, apresentam uma excelente condição para uma turbulência eficiente. Neste caso, a difusão molecular é praticamente desprezível. No entanto, em lagos existe a tendência de predomínio da difusão molecular, a não ser que o vento provoque os efeitos de mistura e renovação das interfaces.

A difusão molecular é descrita como "uma tendência de qualquer substância espalhar uniformemente por todo o espaço disponível por ela" (BENEFIELD apud VON SPERLING p.44). Este tipo de transferência ocorre em condições de

qüiescência ou em escoamento laminar, e é um mecanismo lento, necessitando de muito tempo para que as camadas mais profundas do corpo d' água sejam atingidas.

Para um corpo d' água de profundidade ilimitada, expondo-se a fase gasosa através de uma superfície A, a taxa de transferência de massa dM/dt em consequência da difusão das moléculas de gás na fase líquida é definida pela Lei de Fick - (Popel, H.J. Aeration and gas transfer 1979 apud VON SPERLING, 1986)

$$\frac{dM}{dt} = -D_m A \frac{\partial c}{\partial x} \quad (2.31)$$

Onde:

D_m = coeficiente de difusão molecular (m^2/s)

A = área de transferência (m^2)

x = distância da interface (m)

$\partial c / \partial x$ = gradiente de concentração.

Para explicar os mecanismos de transferência de gases, existem várias teorias. Uma delas é a "teoria da penetração", onde elementos de fluido são rapidamente expostos à interface gás-líquido. Durante este tempo de exposição, o gás se difunde através do elemento de fluido interfacial, penetrando no líquido.

Utilizando-se a teoria da penetração, pode-se calcular a quantidade de gás absorvida através de determinada "área" de contato, a taxa em que este gás é absorvido e a profundidade da penetração, através das seguintes equações:

$$M = 2 \cdot A (C_s - C_0) (D_m t / \pi)^{1/2} \quad (\text{absorção diária do gás}) \quad (2.32)$$

$$\frac{dM}{dt} = A (C_s - C_0) (D_m / \pi t)^{1/2} \quad (\text{taxa de absorção do gás}) \quad (2.33)$$

$$xp = (\pi D_m t)^{1/2} \quad (\text{absorção diária do gás}) \quad (2.34)$$

Onde:

M = quantidade de gás absorvida através da área A (m^2), durante o tempo t (s) (g);

C_0 = concentração inicial do gás no seio da massa líquida (mg/l);

xp = profundidade de penetração do gás na massa líquida (m).

Por outro lado, o mecanismo de difusão turbulenta é mais eficiente, pois envolve a formação de interfaces que propiciam o intercâmbio gasoso. Além disto,

este mecanismo renova as interfaces, permitindo que se evitem pontos de saturação localizada.

Em cursos d' água, o principal mecanismo de transferência de gases ocorre através da turbulência.

Segundo BIRD (1960), o fluxo turbulento consiste em um movimento secundário complexo, que se superpõe ao movimento de translação da massa líquida. A turbulência é caracterizada por oscilações e por turbilhonamento que transportam partículas do fluido de uma camada para outra, com velocidades variáveis.

Segundo CHAPRA (1997), existem duas teorias amplamente usadas para descrever a transferência de gás em águas naturais: a teoria de Whitman, ou de dois filmes, e a teoria da renovação superficial.

A teoria de dois filmes assume que um movimento substancial entre fases encontra máxima resistência em duas camadas laminares vizinhas, onde a transferência de massa é via difusão molecular. A transferência da massa através destes filmes individuais será função da velocidade e do gradiente entre as concentrações na interface e seio do líquido.

Na teoria da renovação superficial, o sistema é conceituado como parcelas de águas que são levadas para a superfície por um período de tempo. Enquanto estão na superfície, a transferência de oxigênio ocorre. Então estas parcelas são movidas da superfície e misturadas com o seio líquido.

Segundo BOWIE (1985), o processo de transferência de oxigênio da fase gasosa para a fase líquida fundamenta-se no mecanismo de transporte por difusão, onde há um equilíbrio inicial na interface gás-líquido. Após este processo, ocorre a transferência por toda a massa líquida e a renovação destas interfaces. Nos rios, esta transferência é ditada pela difusão turbulenta, sendo que o fluxo de massa é representado pela equação (2.35):

$$F_c = k_L (C_s - C_{ox}) \quad (2.35)$$

Onde:

F_c = fluxo de oxigênio através da superfície líquida ($M / L^2 T$);

C_{ox} = concentração de OD na massa líquida (M / L^3);

C_s = concentração da saturação e

k_L = coeficiente global de transferência de massa superficial (L / T).

2.3.5 Cinética da Reaeração Atmosférica

A cinética da reaeração atmosférica pode ser representada segundo uma reação de primeira ordem:

$$\frac{dD}{dt} = -K_2 D \quad (2.36)$$

Onde:

D = déficit de oxigênio dissolvido, ou seja, a diferença entre a concentração de saturação e concentração de oxigênio no tempo t (mg/l);

t = tempo (dia);

K_2 = coeficiente de reaeração superficial (base e) (dia^{-1});

A integração da equação (2.36), para D_0 e $t = 0$, fornece:

$$D = D_0 e^{-K_2 t} \quad (2.37)$$

A equação engloba (2.37), intrinsecamente, os fenômenos da difusão molecular e turbulenta. A determinação do K_2 é mais simples que a determinação dos coeficientes de transferência gasosa, de difícil obtenção.

O coeficiente K_2 depende, dentro outros fatores, das características hidráulicas do corpo d' água, temperatura e de perturbações sobre a superfície líquida.

O coeficiente de reação superficial a ser adotado na modelagem pode ser obtido através de valores médios tabelados, determinações em campo e por aplicação de modelos de predição.

Várias são as técnicas existentes para a determinação em campo do valor de K_2 , podendo ser determinado através do balanço de oxigênio dissolvido, do distúrbio de equilíbrio, da análise de produtividade de oxigênio e pela utilização de traçadores.

Segundo RATHBUN apud GASTALDINI, cada técnica apresenta suas vantagens e desvantagens, sendo a utilização de traçadores radioativos mais promissora, pois não exige medidas de fontes e sumidouros de OD no escoamento.

A aplicação de modelos de predição, que foram concebidos através da correlação do coeficiente de reaeração superficial com as variáveis hidráulicas do

corpo d' água, é bastante utilizada e está disponível na literatura com um grande número de modelos conceituais, semi-empíricos e empíricos.

Segundo CHAPRA (1997), destes modelos propostos para a reaeração em corpo d' água, os desenvolvidos por O' Connor- Dobbins, Churchill e Owens-Gibbs são os mais freqüentemente usados.

O' Connor- Dobbins (1956) utilizaram-se do conceito da teoria da penetração e da renovação de superfície para o oxigênio e calcularam a velocidade de transferência através de:

$$K_1 = (r_1 D_1)^{1/2} \quad (2.38)$$

Onde:

K_1 = velocidade de transferência de oxigênio na camada laminar líquida, (m/d);

r_1 = taxa de renovação superficial, (d^{-1});

D_1 = coeficiente de difusão no meio líquido (m^2/d)

O' Connor e Dobbins, baseados em vários experimentos, consideram que a taxa de renovação superficial é igual a razão entre a velocidade média do corpo d' água e a profundidade:

$$r_1 = \frac{U}{H} \quad (2.39)$$

Fazendo as devidas substituições, encontramos:

$$K_2 = K_L \frac{A}{Vol} = \frac{K_L}{H} = D_L^{0,5} \frac{U^{0,5}}{H^{1,5}} \quad (2.40)$$

Considerando que a difusividade do oxigênio na água é aproximadamente $2,09 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$, obteve-se o coeficiente de reaeração superficial, conforme a fórmula abaixo:

$$K_2 = 3,93 \frac{U^{0,5}}{H^{1,5}} \quad (2.41)$$

Onde:

K_2 = coeficiente de reaeração superficial (d^{-1});

U = velocidade do corpo d' água (m/s);

H = profundidade do corpo d' água (m).

Churchill et al. (1962) usaram uma aproximação mais empírica que a usada por O' Connor e Dobbins. Eles exploraram o fato de que águas armazenadas em alguns reservatórios no vale do rio Tennessee estavam supersaturadas com oxigênio. Eles então mediram o nível de oxigênio em sessões abaixo desta represa e calcularam a taxa de reaeração associada, correlacionando seus resultados com profundidade e velocidade, através da seguinte equação:

$$K_2 = 5,026 \frac{U}{H^{1,67}} \quad (2.42)$$

Owens e Gibbs (1964) também usaram uma aproximação empírica, mas introduziram a depleção de oxigênio, considerando a presença de sulfeto na maioria dos rios da Grã Bretanha. Eles combinaram seus resultados com os dados do Rio Tennessee e obtiveram:

$$K_2 = 5,32 \frac{U^{0,67}}{H^{1,85}} \quad (2.43)$$

A Tabela 3 apresenta as fórmulas de O' Connor-Dobbins, Churchill e Owens-Gibbs desenvolvidas para diferentes tipos de cursos d' água.

Tabela 3 – Faixas de profundidade e velocidade usadas para desenvolver as fórmulas de O' Connor-Dobbins, Churchill e Owens-Gibbs.

Parâmetros	O' Connor-Dobbins	Churchil	Owens-Gibbs
Profundidade (m)	0,30 - 9,14	0,61 - 3,35	0,12 - 0,73
Velocidade (m/s)	0,15 - 0,49	0,55 - 1,52	0,10 - 1,8

Fonte: CHAPRA (1997).

Segundo COVAR e ZISON et al. apud CHAPRA (1997), O' Connor-Dobbins é mais aplicado para cursos d' água com moderadas profundidades e a baixas velocidades. A fórmula de Churchill aplica-se também a moderadas profundidades, porém em cursos d' água que apresentam velocidades maiores. Finalmente a relação de Owens-Gibbs é usada para sistemas rasos.

Observa-se, através das equações (2.41) a (2.43), que K_2 aumenta com o acréscimo da velocidade e o decréscimo da profundidade, o que é conceitualmente coerente, uma vez que ocorre o aumento da turbulência e o favorecimento das condições de renovação da interface, otimizando a reaeração.

Langbien e Durum desenvolveram a fórmula para K_2 como:

$$K_2 = 7,623 \frac{U}{H^{1,33}} \quad (2.44)$$

Verifica-se a existência de alguns modelos semi-empíricos que utilizam, além dos dados de profundidade e velocidade, aqueles referentes ao gradiente de energia e ao número de Froude. Entretanto, a obtenção destes dados básicos torna mais complicada e, conseqüentemente, menos prática a utilização dos modelos semi-empíricos.

Thackstons e Krenkel, em 1966, utilizando o número de Froude, propuseram a seguinte equação baseada em suas investigações também realizadas no vale do Rio Tennessee:

$$K_2 = 24,9(1 + F^{0,5}) \frac{U^*}{H} \quad (2.45)$$

Onde:

F é o número de Froude $(\bar{U}/(gH)^{0,5})$

U^* é a velocidade de cisalhamento $(\bar{U}ng^{0,5} / H^{0,167})$

Segundo MENDES et al. (1999), estudos realizados por vários pesquisadores concluem pela discordância entre valores de K_2 obtidos por fórmulas conceituais, empíricas e semi-empíricas e aqueles medidos por técnicas confiáveis de quantificação de K_2 .

Também deve ser observado que o uso de uma determinada fórmula prática para cálculo de K_2 , só deve ocorrer quando as características físicas e hidráulicas do corpo d' água estudado são semelhantes às dos cursos d' águas utilizados para a construção do modelo.

Segundo RATHBUN apud SPERLING, nenhuma fórmula usada para calcular K_2 é melhor que as demais para os diversos tipos de corpos d' água, porém análises estatísticas realizadas por Brown confirmam ter sido o modelo conceitual de O'Connor o que melhor se ajustou aos dados observados na prática.

GASTALDINI (1982) cita que Rathbun aplicou as equações para cálculos de K_2 para cinco rios, fazendo medidas paralelas dos coeficientes de reaeração através da técnica dos traçadores, e conclui que nenhuma das fórmulas era indicada para os rios em estudos, uma vez que os valores calculados estavam acima dos valores experimentais.

GASTALDINI (1982) observou que, em simulações realizadas para os parâmetros hidráulicos do rio Jacaré-Guaçu, os valores gerados pela equação de Langbien e Durum foram maiores que os obtidos pela equação de O'Connor-Dobbins e menores que os gerados pela equação de Churchil et al.

Segundo VON SPERLING (1986), de maneira geral a fórmula de O'Connor aproxima-se da de Owens, para as grandes vazões, e da de Churchil para as pequenas. Quanto à fórmula de Churchil, Von Sperling observou que ela se mostrou a mais conservadora para os menores valores de vazão.

Por outro lado, LIMA (1997) verificou que para ajustes de altas vazões a equação de Churchill se apresentou mais adequada para estimativa de K_2 .

Existem outros métodos de obtenção de K_2 além dos citados anteriormente. GIORGETTI et al. (1986) e SCHULZ (1989), através da teoria da estatística turbulenta, apresentam modelos de transferência de oxigênio na interface ar-água, que buscam relacionar K_2 e parâmetros mensuráveis para ambientes líquidos suficientemente agitados. Nestes modelos os parâmetros fundamentais para descrever K_2 foram a dissipação de energia e a escala de segregação.

Outro método de determinação indireta de K_2 foi desenvolvido por GIORGETTI et al. (1990). Ele utilizou uma sonda solúvel de ácido oxálico, e conclui que há uma boa relação entre a velocidade de dissolução da solda e coeficiente de transferência de oxigênio através da superfície. Desta forma ele relaciona turbulência, dissolução e reoxigenação.

Um método direto de determinação direta de K_2 bastante aceito utiliza a técnica de traçadores gasosos dissolvidos em água. BARBOSA & GIORGETTI

(1990), utilizando etileno gasoso como traçador, obtiveram o coeficiente de reaeração (K_2) relacionando-o com o coeficiente de dessorção.

BENNETT & RATHBUN (1972) apud SIQUEIRA (1996) concluíram que a técnica de traçadores é superior às outras técnicas utilizadas para determinar K_2 em canais abertos, uma vez que esta técnica mede a reaeração independentemente de outras fontes e sumidouros de OD em água.

2.3.6 A influência da temperatura no cálculo de K_2

O valor de K_2 também é afetado pela temperatura. O aumento da temperatura, além de reduzir a solubilidade de oxigênio dissolvido no meio líquido (redução do déficit de oxigênio D), acelera os processos de absorção do oxigênio (elevação do K_2), gerando dois processos antagônicos com relação à equação $\left(\frac{dD}{dt} = -K_2 D\right)$. Desta forma, a influência da taxa de aeração dependerá da magnitude de cada variação.

Os modelos de reaeração contemplam a influência da temperatura sobre K_2 . Este coeficiente pode ser corrigido da mesma forma que o coeficiente de desoxigenação, segundo a seguinte equação:

$$K_{2(T)} = K_{2(20^\circ)}^{\theta(T-20)} \quad (2.46)$$

Onde:

$K_{2(T)}$ = coeficiente de reaeração na temperatura T ($^\circ\text{C}$);

$K_{2(20^\circ\text{C})}$ = coeficiente de reação a 20°C ;

θ = coeficiente de ajuste de temperatura.

Conforme relata LIMA (1997), os valores típicos do coeficiente de ajuste θ estão na faixa de 1,005 a 1,030 e são dependentes das condições de mistura do corpo d' água, sendo que o valor 1,024 é freqüentemente usado.

2.4 O modelo de Streeter-Phelps

Streeter e Phelps, em 1925, estabeleceram um modelo matemático para o cálculo do balanço do oxigênio em um curso d' água afetado por poluição orgânica.

Este modelo computava basicamente a ação da desoxigenação e da reaeração atmosférica, com bases matemáticas para a quantificação dos seus efeitos.

A fórmula matemática de cálculo resulta da solução analítica de equações diferenciais para o decaimento da DBO e para o cálculo do balanço dissolvido, e como mostradas a seguir:

$$\frac{dD}{dt} = K_1 L - K_2 D \quad (2.47)$$

Onde:

$D = C_s - C$ representa o déficit de oxigênio dissolvido em relação ao valor de saturação.

A integração desta equação fornece:

$$C = C_s - \left[\frac{K_1 L_0}{K_2 - K_1} (e^{-K_1 t} - e^{-K_2 t}) + D_0 e^{-K_2 t} \right] \quad (2.48)$$

Com L_0 = DBO em $t = 0$, ou DBO última (mg/l), e D_0 = déficit inicial de OD (mg/l).

Quando se considera que o corpo d' água é unidimensional e linear, e se admite a inexistência de dispersões, pode-se associar o tempo na equação ao tempo de percurso para a jusante do lançamento de esgoto, onde $t = 0$.

Para um curso d' água L_0 e D_0 podem ser considerados valores iniciais dos parâmetros L e D no exato ponto de descarga de despejos, admitindo completa homogeneização da mistura. Assim, o déficit de oxigênio pode ser associado às distâncias percorridas.

A curva de OD em função da distância, apresentada na Figura 4 a seguir, apresenta um ponto de mínimo, indicando o déficit máximo de oxigênio.

Através da equação (2-48), obtém-se o tempo crítico, t_c , que corresponde à concentração de OD de valor mínimo:

$$t_c = \frac{1}{K_2 - K_1} \cdot \ln \left\{ \frac{K_2}{K_1} \cdot \left[1 - \frac{(K_2 - K_1)}{K_1 \cdot L_0 / D_0} \right] \right\} \quad (2.49)$$

Figura 4 – Curva de concentração de OD em função do tempo ou distância e pontos característicos CHAPRA (1997)

É importante conhecer o déficit crítico de oxigênio, pois através dele pode-se definir ou não o tratamento de esgotos, em função dos padrões de qualidade de um determinado corpo d' água. Quando o déficit crítico for inferior ao déficit máximo, o corpo d' água não apresentará reflexos nocivos quanto às concentrações de oxigênio, devido a sua capacidade assimiladora.

O uso do modelo de Streeter-Phelps para a análise da capacidade de autodepuração é um procedimento simplificado, uma vez que só considera a reaeração atmosférica e a demanda bioquímica carbonácea do OD, e não leva em conta as variações nas características físicas e hidráulicas do escoamento ao longo do trecho de teste. Apesar disto, este modelo constitui-se em uma ferramenta útil para uma análise preliminar de um determinado corpo d' água.

2.5 As agregações ao modelo de Streeter-Phelps

Os clássicos estudos de Streeter e Phelps consideraram apenas a desoxigenação e a reaeração atmosférica como os principais fenômenos interagentes no balanço de oxigênio dissolvido no meio líquido. Entretanto, ocorrem outros

fatores que, em maior ou menor escala, e dependendo das especificidades de cada corpo hidráulico, concorrem para o balanço de OD. São eles:

- demanda bentônica;
- sedimentação e ressuspensão da matéria orgânica;
- fotossíntese.

Para considerar tais fatores, em 1964, Camp ampliou a equação de Streeter-Phelps com a introdução dos três parâmetros, mantendo as considerações iniciais de reações de 1ª ordem, o que permitiu uma maior abrangência na análise do balanço de oxigênio dissolvido.

2.5.1 Demanda bentônica

A matéria orgânica em suspensão pode se sedimentar em determinado trecho do curso d' água, formando o lodo de fundo. A estabilização desta matéria orgânica é denominada de demanda bentônica.

Segundo CAMPOS (1981) apud LIMA (1997), esta demanda também pode ser originária de crescimento de bactérias filamentosas, ou também da morte de plantas aquáticas flutuantes ou com raízes presas ao fundo.

Segundo FAIR (1941) apud VON SPERLING, a taxa para a estabilização do lodo é bastante lenta, comparada com a desoxigenação carbonácea.

A demanda bentônica pode se manifestar através de:

- demanda de oxigênio pelo próprio lodo, a qual ocorre quando existe oxigênio suficiente na interface líquida, havendo sua penetração na camada fina do lodo, onde se estabelece a decomposição aeróbia e o efetivo consumo de oxigênio;
- introdução de DBO na massa líquida pelo revolvimento dos depósitos de lodo não estabilizado, por ocasião dos aumentos de vazão;
- consumo de oxigênio por produtos solúveis e oxidáveis da decomposição bentônica, os quais se difundem no meio líquido (demanda química dos produtos finais da decomposição anaeróbia oriundos das camadas mais profundas);
- consumo de oxigênio pelos gases produzidos na decomposição anaeróbia (as bolhas de gases geradas na decomposição anaeróbia absorvem o

oxigênio através da interface gás-água, devido ao fato dessas bolhas, pelas suas características anaeróbias, não conter oxigênio em seu interior);

- absorção do OD por gases, buscando equilíbrio de suas pressões parciais.

BOWIE et al. (1985) citam que para a maioria dos pesquisadores o consumo de OD na camada bentônica é governado por dois fenômenos diferentes; um relacionado com a taxa de difusão do oxigênio dentro da camada bentônica, e o outro devido às velocidades das reações bioquímicas que ocorrem no processo de oxidação da matéria orgânica.

NAKAMURA & STEFAN (1994) apud LIMA (1997), dentro deste contexto, ao desenvolverem um modelo técnico para a avaliação bentônica, observaram que o consumo de OD nos lodos de fundos é regido pelo transporte difusivo do oxigênio, quando as velocidades de escoamento são baixas. Este consumo é bem menor em condições de altas velocidades, e passa a ser regido pela cinética das reações. Já em condições intermediárias, tanto a cinética química quanto a velocidade de escoamento são importantes na demanda bentônica.

São vários os fatores que afetam a demanda bentônica. BOWIE et al. (1985) destacam dentre estes fatores a temperatura, a concentração de oxigênio na interface sólido-líquido bentônica, a comunidade biológica, as características orgânicas do sedimento e a velocidade de escoamento sobre o lodo de fundo. Observa-se que existe uma interação entre estes fatores e demais processos que ocorrem no sistema aquático. A ação de todos estes fatores inter-relacionados causa uma complexidade na determinação desta demanda. A demanda bentônica tem sua cinética formulada pelos autores citados acima através da equação diferencial de ordem zero, onde a taxa de reação independe da concentração dos reagentes:

$$\frac{dC_{ox}}{dt} = \frac{K_4}{h} \quad (2.50)$$

Onde:

C_{ox} = concentração de oxigênio na seio da massa líquida;

K_4 = coeficiente cinético da Demanda Bentônica ($g\ O_2/m^2d$);

h = profundidade média do corpo d' água (m).

Como as demais constantes de reações, o efeito da temperatura é corrigido através da equação (2.46), onde o coeficiente da temperatura θ , para as condições

ambientais entre 10 e 30°C, segundo THOMANN & MULLER (1987) apud LIMA (1997), se encontra na faixa de 1,040 a 1,130, sendo o valor 1,065 o mais freqüentemente usado.

A quantificação da demanda bentônica é bem laboriosa, pois requer um grande número de amostras e análises. Além disso, é necessário conhecer a área abrangida pela influência do lodo.

A utilização de dados da literatura é bastante questionada, uma vez que a demanda bentônica é influenciada por elementos como composição, textura, porcentagem de matéria orgânica, idade, profundidade, temperatura do lodo.

Uma revisão dos procedimentos e formulações para estimar o consumo de OD pela camada bentônica foi realizada por BOWIE et al. (1985), que concluíram pela utilização de coeficientes cinéticos da demanda bentônica específicos, obtidos pelas medições em campo, para cada estudo.

Em rios com baixos valores de OD, a influência dos lodos depositados é ainda maior. Em cursos d' água com velocidade predominantemente altas, ocorre maior dificuldade de formação de bentos, pela redução da sedimentação. Rios com velocidades variáveis ao longo do ano sofrem uma maior influência dos efeitos do revolvimento do lodo, uma vez que, em épocas de maiores vazão, há ressuspensão do material sedimentado, ocasionando um aumento na demanda. Já os rios com velocidades predominantemente baixas são passíveis de apresentar maior população bentônica, com conseqüente introdução de um fator de demanda.

2.5.2 Sedimentação e ressuspensão lodo

A sedimentação dos sólidos em suspensão implica na redução do DBO e depende da turbulência do meio. Existindo condições de velocidade e vazão que propiciem o fenômeno inverso, a ressuspensão ocorrerá de maneira oposta, gerando uma demanda adicional de oxigênio.

Desta forma, o escoamento sobre a camada bentônica é de substancial importância como fator interagente no balanço da DBO e OD.

Segundo VON SPERLING, Velz através de suas considerações teóricas conclui que, para:

- $U < 0,1$ m/s, ocorre a permanência na massa líquida apenas da matéria orgânica solúvel,
- $0,10 < U < 0,20$ m/s, há sedimentação das partículas mais densas de matéria orgânica,
- $0,20 < U < 0,35$ m/s, tem-se o revolvimento do lodo fresco, e
- $U > 0,35$ m/s, acontece o revolvimento do lodo digerido.

2.5.3 Fotossíntese

O fenômeno da fotossíntese pode ser bastante representativo em trechos límpidos e com nutrientes suficientes para permitir o desenvolvimento adequado de algas. Os aspectos conceituais do fenômeno da fotossíntese foram discutidos no item 2.3.1.

A principal consequência da fotossíntese é a liberação de oxigênio durante os processos fotossintéticos dos seres clorofilados, contribuindo favoravelmente no balanço de OD em cursos d' água. Em muitos rios a fotossíntese é o principal agente produtor de oxigênio, superando a reaeração atmosférica.

Como a fotossíntese depende da energia luminosa, a turbidez da água apresenta-se como um fator limitante do processo.

Em contrapartida, a presença de sais minerais como nutrientes é responsável pela proliferação de algas que, em alta quantidade, pode gerar teores do oxigênio dissolvido superior à saturação. Tal fenômeno pode ocorrer na zona de recuperação devido à transformação da matéria orgânica em compostos mineralizados.

A fotossíntese, a montante do lançamento de despejos, pode ser considerada desprezível, quando há baixa concentração na massa líquida de sais minerais utilizados como nutrientes pelo fitoplâncton. Sua ocorrência é também rara nas zonas de degradação e decomposição ativa, uma vez que os compostos orgânicos não estão ainda mineralizados. Além disso, a água apresenta-se turva e dominada por outras espécies de microorganismos. Entretanto, na zona de recuperação ativa, sua influência pode ser significativa devido à elevada presença de nutrientes.

Em corpos d' água de elevada turbidez, pode-se desprezar a fotossíntese, mesmo que eventualmente ela ocorra, pelo fato de o coeficiente de reaeração, por si só, atingir altos valores.

2.5.4 O modelo de Camp

Camp considerou, em seu modelo, que a taxa de sedimentação da matéria orgânica sujeita à decomposição, é proporcional à DBO remanescente e que as taxas de adição da DBO pelos depósitos bentônicos e de OD pela fotossíntese eram constantes.

Com relação à desoxigenação e a reaeração, Camp utilizou os mesmos fundamentos de Streeter e Phelps, ou seja, considera que a taxa de desoxigenação é proporcional a DBO remanescente e que a taxa de reaeração atmosférica é proporcional ao déficit de oxigênio dissolvido.

Segue abaixo a equação básica do déficit de oxigênio em um dado tempo t , com a inclusão dos fenômenos de demanda bentônica, sedimentação e fotossíntese (BRANCO, 1986):

$$D_t = \frac{K_1}{K_2 - K_1 - K_3} \cdot \left[L_o - \frac{p}{2,3(K_1 + K_3)} \right] \left[e^{-(K_1 + K_3)t} - e^{K_2 t} \right] + \frac{K_1}{K_2} \left[\frac{p}{2,3(K_1 + K_3)} - \frac{\alpha}{2,3K_1} \right] \cdot (1 - e^{K_2 t}) + D_0 e^{K_2 t} \quad (2.51)$$

Onde:

p = taxa de demanda bentônica de oxigênio ($\text{mg l}^{-1} \text{ dia}^{-1}$);

α_3 = taxa de produção fotossintética de oxigênio ($\text{mg l}^{-1} \text{ dia}^{-1}$);

K_3 = coeficiente cinético de adição ou retirada de DBO remanescente (dia^{-1}).

Os outros termos são como os definidos anteriormente.

Nesta equação, quando $p = \alpha = K_3$, tem-se a equação clássica de Streeter-Pelpe para o balanço de oxigênio dissolvido.

O déficit e o tempo crítico para este modelo são obtidos de maneira similar à equação clássica, através de análises de máximos e mínimos das derivadas.

2.6 A demanda nitrogenada e sua cinética de reação

A demanda nitrogenada, também denominada nitrificação, consiste na transformação de nitrogênio amoniacal, resultante da decomposição dos compostos orgânicos nitrogenados, em nitrogênio nitroso (nitrito) ou até nítrico (nitrato), sendo

que esta última forma é estável. Tais transformações são realizadas por bactérias nitrificantes.

Nestas transformações, os microrganismos envolvidos são autotróficos quimiossintetizantes, e o dióxido de carbono é a principal fonte de carbono, e a oxidação do substrato gera a energia necessária, segundo as seguintes reação:

A nitrificação causa decréscimo da capacidade tampão de cursos d' água, provoca a redução do pH e o consumo da alcalinidade.

VON SPERLING (1995) apud LIMA (1997) cita que a demanda nitrogenada em efluentes sanitários pode ocorrer numa fase posterior à das reações de desoxigenação carbonácea, pois as bactérias nitrificantes possuem uma taxa de crescimento mais lenta que as bactérias heterotróficas, o que implica na ocorrência mais lenta da nitrificação.

A nitrificação é influenciada pela temperatura, pH, presença de substâncias tóxicas e pela concentração de oxigênio do meio aquoso. A taxa de crescimento dos organismos nitrificantes é significativamente afetada pela temperatura. A ocorrência da nitrificação é observada na faixa de temperatura de 5 a 45°C. Diversos autores definem como ótima a temperatura na ordem de 25 a 32°C.

VON SPERLING (1983) cita que, com relação ao pH, esta taxa de crescimento tende a ser aproximadamente constante na faixa de 7,2 a 8,0. A nitrificação reduz o pH a valores baixos, em torno de 4, o que causa redução da taxa de reação, principalmente quando o corpo receptor apresenta reduzida capacidade tampão. Substâncias tóxicas como metais pesados podem inibir seriamente o crescimento de Nitrosomas. O efeito de metais pesados não é certamente tão severo como normalmente comentado, mas outros produtos de natureza orgânica podem inibir completamente a nitrificação.

Como o oxigênio dissolvido é pré-requisito para a nitrificação, recomenda-se que sua concentração no meio aquoso não seja menor que 0,5 mg/l. A nitrificação requer uma garantia da presença de oxigênio dissolvido maior que a remoção de

matéria carbonácea. Na remoção carbonácea, a fase de absorção, que precede o metabolismo, pode armazenar energia de alguma forma, até que o oxigênio se torne disponível novamente. Em contraste, a nitrificação cessa no instante em que o oxigênio se reduz abaixo do nível crítico.

A cinética da nitrificação tem sido descrita por diversos autores como sendo de primeira ordem. Alguns autores a definiram como de ordem zero; outros procuraram modelá-la em termos de segunda ordem. Considerando-a como uma reação de primeira ordem, tem-se (Branco, 1986):

$$\frac{dN}{dt} = -K_n \cdot N_1 \quad (2.54)$$

Onde:

N_1 = concentração de amônia (mg l^{-1});

K_n = constante de nitrificação (dia^{-1});

t = tempo (dias).

A integração desta equação fornece:

$$N_1 = N_{10} e^{-K_n t} \quad (2.55)$$

Onde:

N_{10} = concentração inicial de amônia (mg/l).

Segundo VON SPERLING (1983), alguns autores consideram que K_n não é constante, e sim dependente da concentração momentânea do substrato conforme descrito pela equação (2.54):

$$\frac{N}{N_0 - N} = 10^{-K_n \cdot N_0 \cdot (\alpha' - t)} \quad (2.56)$$

Onde:

α' = tempo necessário para efetivação da metade da reação (dias).

O coeficiente de nitrificação é um reflexo dos fatores ambientais citados anteriormente, os quais interferem na taxa de crescimento dos organismos nitrificantes.

De modo geral, a literatura é restrita em termos de valores de coeficiente de nitrificação. Isto se deve ao grande número de fatores inter-relacionados neste

processo, o que faz com que cada curso d' água seja um caso bem específico. O procedimento indicado, quando necessário, é o levantamento de dados de campo e de laboratório, para a obtenção de coeficientes aplicáveis ao sistema em análise.

O coeficiente K_n pode ser determinado através de transformações de concentração das formas nitrogenadas, onde as concentrações de nitrato ou de amônia ou do íon amônio são medidas ao longo do curso d' água.

Outra forma de obtenção de K_n é pela medição do consumo de oxigênio para a nitrificação, que ocorre através da determinação da BDO para vários dias, em um intervalo de tempo suficiente para a ocorrência e evolução da nitrificação. Os resultados obtidos de DBO em função do tempo são plotados, estimando-se o dia a partir do qual a nitrificação tornou-se representativa e que esteja seguindo uma reação de primeira ordem. Calcula-se a seguir a progressão do consumo do oxigênio para a demanda carbonácea e para a demanda nitrogenada, determinado-se o coeficiente para cada uma delas.

2.7 Os patogênicos

Água contaminada é responsável pelo desenvolvimento de muitas doenças contagiosas. Os agentes primários para estas doenças são denominados patogênicos, sendo que os grupos mais comuns associados à poluição das águas, são as bactérias (*Vibrio cholera*, *Salmonella*, *Shigella*), os vírus (Hepatite A, Enteroviroses), os protozoários (*Giardia lamblia*, *Entamoeba histolytica*), os helmintos (Nematodes, *Schistosoma haematobium*) e algumas algas (*Anabaena flos-aquae*, *Microcystis aeruginosa*) (CHAPRA, 1997).

Como as identificações individuais diretas dos patogênicos em cursos d' água são difíceis e/ou caras, o gerenciamento clássico da qualidade e a modelação das águas tem utilizado níveis de organismos indicadores, que são convenientes para medições. Seu uso é abundante nos dejetos humanos e animais.

Os organismos utilizados com esta finalidade são as bactérias do grupo coliforme: Coliforme Total, Coliforme Fecal e *Streptococci* Fecal. Para esses, um modelo bem simples pode ser utilizado desde que o único parâmetro seja a taxa de extinção, que pode ser considerada constante (CETESB, Programa de Treinamento - 1999).

Assim:

$$N = N_0 \cdot e^{-K_b \cdot t} \quad (2.57)$$

Onde:

N = número de coliformes por 100 ml;

N₀ = número inicial de coliformes por 100 ml;

K_b = constante da taxa de extinção (também denominado coeficiente de decaimento bacteriano) (dia⁻¹)

Os valores de K_b (base e) variam de 1,0 para rios grandes a 1,8 para rios médios a 20°C. Para corrigir às temperaturas diferentes utiliza-se a equação:

$$K_b = (K_b)_{20} \cdot 1,075^{(T-20)} \quad (2.58)$$

t = tempo em dias.

Segundo CHAPRA (1997), a taxa de decaimento total para bactéria coliforme pode ser representada como:

$$K_b = K_{b1} + K_{bi} + K_{bs} \quad (2.59)$$

Onde:

K_b = taxa de extinção ou de decaimento (dia⁻¹);

K_{b1} = taxa de mortalidade básica (dia⁻¹);

K_{bi} = taxa de decaimento devido a radiação solar (dia⁻¹);

K_{bs} = taxa de decaimento devido a sedimentação (dia⁻¹).

Utilizando-se as equações desenvolvidas por Mancini, 1978, e Thomann e Mueller, 1987, a taxa de decaimento total é calculada através da equação 2.58:

$$K_b = (0,8 + 0,02S) \times 1,07^{T-20} + \frac{\alpha I_0}{K_e H} (1 - e^{-K_e H}) + F_p \frac{V_s}{H} \quad (2.60)$$

Onde:

S = salinidade (g / l);

T = temperatura (°C);

α = constante de proporcionalidade (Thomann ande Mueller concluíram que é aproximadamente igual a 1);

I₀ = energia luminosa na superfície (ly / h);

K_e = coeficiente de extinção (m⁻¹);

H = profundidade (m)

F_p = fração de bactéria aderida às partículas sedimentadas;
 v_s = velocidade de sedimentação (m/d).

Resultados positivos para coliformes fecais ou totais não provam a presença de microorganismos patogênicos, mas indicam uma probabilidade de estarem presentes.

O estudo e modelagem de indicadores de poluição de origem fecal é extremamente importante em planejamento de bacias hidrográficas onde existem inúmeras localidades, tanto realizando captações como despejos.

2.8 Substâncias conservativas

Para estimar a concentração média de um substância conservativa, tal como um metal pesado ou uma substância tóxica não facilmente degradável, pode-se assumir que o valor da derivada dc/dt é igual a zero, uma vez que tal substância está isenta de transformações físico-química e biológica.

2.9 Autodepuração em condições anaeróbias

Quando a magnitude da DBO de um despejo é muito elevada, o seu lançamento em um curso d' água pode provocar uma demanda de oxigênio superior à disponibilidade, provocando uma condição anaeróbia no meio líquido.

Segundo CHAPRA (1997), para este caso, Gundelach e Castillo (1970) desenvolveram um modelo baseado nas seguintes hipóteses teóricas:

- os mecanismos de transferência de oxigênio sob condições anaeróbias são os mesmos que atuam na fase aeróbia, seguindo as mesmas leis;
- quando a disponibilidade de oxigênio é inferior à demanda exercida pela matéria orgânica, todo o oxigênio que entra na água é consumido na mesma velocidade de sua introdução;
- a estabilização da matéria orgânica por mecanismos puramente anaeróbios pode ser considerada desprezível, devido à sua ocorrência se processar em taxas bastante lentas. Os efeitos gerados pelo lodo, quando significativos, podem ser levados em consideração como demanda bentônica.

2.10 Transporte em corpos d' água

São dois os principais processos que ditam qual é o comportamento de poluentes em águas naturais: a cinética e o transporte.

Várias são as formas de deslocamento que transportam matéria em águas naturais. O vento e a gravidade comunicam movimento à água e comandam o transporte de massa. O sistema interno de transporte se divide em duas categorias gerais: advecção e difusão.

LIMA apud EIGER (1991) cita que, quando se estuda a distribuição espacial e temporal de um constituinte em um curso d' água, a lei da conservação da massa é o ponto de partida, tendo como base conceitual a equação da advecção - difusão.

Segundo CHAPRA (1997), a advecção resulta do fluxo que é unidirecional e não muda a identidade da substância que está sendo transportada.

A advecção também é definida como sendo mecanismo de transporte de um constituinte pelo campo de velocidades no meio do fluido que o contém. O efeito da advecção pode ser descrito pelas variações de fluxo de massa de um constituinte genérico através de um volume de controle infinitesimal, no qual estas variações, com o tempo, são funções dos incrementos espaciais nas direções das coordenadas x , y , z , conforme mostra a Figura 5, a seguir:

Figura 5 – Estrutura conceitual Euleriana para definir o fenômeno da advecção através de um volume de controle (BIRD 1960)

Utilizando-se este modelo, obteve-se a equação onde a concentração mássica do constituinte devido à ação advectiva pode ser escrita como uma derivada substancial:

$$\frac{Dc}{Dt} = \frac{\partial c}{\partial t} + \frac{\partial(uc)}{\partial x} + \frac{\partial(vc)}{\partial y} + \frac{\partial(wc)}{\partial z} \quad (2.61)$$

Onde:

$\frac{Dc}{Dt}$ = derivada substancial da concentração de um constituinte genérico;

$\frac{\partial c}{\partial t}$ = variação local que descreve as alterações que possam ocorrer independentemente do movimento do fluido;

$\frac{\partial(uc)}{\partial x} + \frac{\partial(vc)}{\partial y} + \frac{\partial(wc)}{\partial z}$ = termos advectivos que descrevem os fluxos e variações mássica devido ao movimento.

A difusão, por outro lado, refere-se ao transporte da massa ocasionado pelo movimento desordenado da água. Tal transporte causa uma diluição e espalhamento dos seus centros de massa. Em escala microscópica, a difusão molecular resulta do movimento desordenado Browniano das moléculas de água. Um similar tipo de movimento desordenado ocorre em larga escala devido aos redemoinhos, e é denominado difusão turbulenta. Ambos têm a tendência de minimizar gradientes de concentração pelo movimento da massa de regiões de alta para baixa concentração.

Em um fluido estático, o fenômeno da difusão ou de espalhamento como resultado de um movimento aleatório, pode ser descrito pela lei de Fick, segundo a qual a taxa de transferência de massa por unidade de área é proporcional ao gradiente de concentração:

$$\vec{F} = -D_m \nabla c \quad (2.62)$$

Onde $\vec{F}$ é o vetor fluxo de massa;

D_m é o coeficiente de difusão usado para quantificar a taxa do processo difusivo;

∇c é o gradiente de concentração.

É importante discutir a magnitude dos coeficientes de difusão para as águas naturais. Assim como a massa é transportada por movimento molecular desordenado, a matéria é misturada por redemoinhos em escalas maiores.

Embora a equação desenvolvida para o movimento molecular possa ser usada para caracterizar transporte turbulento de massa, duas importantes diferenças devem ser notadas. Primeiro, devido aos redemoinhos serem mais efetivos que o movimento desordenado molecular, o efeito da mistura para a difusão turbulenta é maior que o da difusão molecular. Segundo, em contraste com a difusão molecular, onde o movimento é assumido ser idêntico em escala, a turbulência é composta de uma ampla faixa de tamanho de redemoinhos. Assim, é esperado que o transporte resultante seja dependente da escala. (CHAPRA, 1997).

Um outro processo que também causa o espalhamento de poluentes nas águas é a dispersão que, em contraste como o movimento desordenado com o tempo, resulta das diferenças de velocidade no espaço.

Segundo ARCEIVALA apud LIMA (1997), em um fluxo com velocidade laminar, o espalhamento de uma substância ocorre devido a uma ação combinada de difusão e variações de velocidade, resultante da dispersão. Se o fluxo é turbulento, a difusão molecular pode ser desprezada, já que a dispersão resulta principalmente da propriedade de mistura da turbulência.

Segundo CHAPRA (1997), no meio ambiente, difusão turbulenta e dispersão podem, individualmente ou em conjunto, causar a mistura de substâncias. Por exemplo, em rios e estuários, a dispersão usualmente predomina por causa do forte cisalhamento desenvolvido por vazões médias maiores, e também devido ao canal confinado. Para lagos e bacias, a difusão tende a predominar. Para estes casos o vento é o agente primário do movimento desordenado das águas.

Para se prever a concentração de uma substância em um curso d'água, com relação a um ponto de referência, a abordagem tridimensional para o transporte é utilizada, uma vez que a difusão e a dispersão ocorrem desta maneira.

Ao se estudar a transferência de massa em canais abertos, como em rios, assume-se a simplificação da variação dos parâmetros nas direções x e y , admitindo-se não ocorrer gradientes de velocidade e concentração z . Quando há um espalhamento da substância preenchendo totalmente a seção transversal na direção y ,

a variação da concentração praticamente ocorre apenas da direção x , podendo-se aplicar, a partir daí, um modelo unidimensional.

Foi demonstrado por Taylor (1954) que as variações da velocidade numa seção transversal são proporcionais ao gradiente longitudinal de concentração, obtendo-se desta forma a equação do transporte unidimensional, também conhecida com a equação da advecção-dispersão, usada para estimar o transporte de uma substância em um canal de seção transversal uniforme:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} = D \left(\frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \right) \quad (2.63)$$

Onde:

c = concentração média em uma seção transversal (M / L^3)

t = tempo de residência (T);

u = velocidade média na seção transversal (L / T);

D = coeficiente de dispersão (L^2 / T)

No coeficiente de dispersão D , que indica o efeito global da mistura, estão incluídas tanto a difusão molecular quanto a turbulenta. A mistura resultante das variações da velocidade e concentração a partir da média na direção longitudinal é o principal mecanismo de dispersão. Desta forma, para o cursos d' água, D é comumente referido como coeficiente de dispersão longitudinal.

EIGER (1991) *apud* LIMA (1997) definiu a dispersão longitudinal como sendo o efeito resultante da ação conjunta da difusão (molecular e/ou turbulenta) e da advecção diferenciada causada pela não uniformidade do perfil de velocidade na seção transversal de escoamento.

Para se determinar o coeficiente de dispersão, existem vários métodos. O método de campo utilizando traçadores, como corantes e isótopos radiativos, são caros e muitas vezes difíceis de serem realizados.

3 GESTÃO AMBIENTAL

3.1 Considerações Gerais

Uma vez que a água é necessária em todos os aspectos da vida, tem-se por objetivo assegurar que dela seja mantida uma oferta adequada e de boa qualidade para o consumo da população e para preservação das funções hidrológicas, biológicas e químicas dos ecossistemas. Para que isto ocorra, deve-se procurar adaptar a atividades humanas aos limites da capacidade da natureza e combater vetores de moléstias relacionadas com a água.

A AGENDA 21- Capítulo 18 (1997), considera que a gestão dos recursos hídricos é de fundamental importância, face à escassez generalizada, à destruição gradual e ao agravamento da poluição destes recursos. Desta forma, são propostos programas que visam a avaliação, desenvolvimento e manejo dos recursos hídricos. Além disso, a proteção da qualidade das águas e dos ecossistemas aquáticos são objetos de gestão dos recursos hídricos.

A gestão da qualidade da água busca a proteção, conservação e controle dos recursos hídricos e deve compatibilizar os potenciais de assimilação pelos corpos d'água de cargas lançadas, os padrões admissíveis de lançamento dos efluentes, o enquadramento dos corpos de água em classes de uso preponderantes, o licenciamento das atividades potencialmente poluidoras e a outorga de usos.

Segundo CONSELHO ESTADUAL DE RECURSOS HÍDRICOS (1990), a gestão dos recursos hídricos tem como principais objetivos:

- adotar medidas preventivas para proteção da qualidade das águas, direcionadas ao controle do uso do solo, ao planejamento da localização industrial e à normatização de lançamento de efluentes. Deve-se também

agir em conjunto com medidas corretivas envolvendo o tratamento de esgotos urbanos e industriais;

- definir planos de uso e ocupação do solo para evitar inundações, assoreamentos e reduções dos corpos d' água;
- controlar e regularizar o consumo das águas superficiais, tendo em vista o aumento da disponibilidade hídrica;
- definir mecanismos institucionais, técnicos e econômico-financeiros que assegurem a utilização da água de modo a evitar e inibir perdas e desperdícios, visando atingir níveis de consumo compatíveis com o balanço entre disponibilidade e demanda, na área geográfica considerada.

O CONSELHO ESTADUAL DE RECURSOS HÍDRICOS (1990) cita que a gestão dos recursos hídricos deve:

- ser realizada mediante uma forma organizacional, institucional e política;
- promover a prevalência do interesse público, observando a autonomia executiva dos órgãos e dos usuários deste recurso;
- promover articulações entre a União, o Estado, os municípios e o setor privado, visando à integração dos esforços para a implantação de soluções de âmbito regional de controle e recuperação da qualidade da água;
- ser descentralizada, tomando-se por base a bacia hidrográfica e contando com a participação dos municípios, dos usuários das águas e da sociedade civil;
- buscar a integração, considerando-se a organização regional e os seus respectivos sistemas.

A gestão dos recursos hídricos é marcada, atualmente, por uma multiplicidade de órgãos, sem uma integração efetiva, o que impede que o processo seja conduzido de forma articulada e sistêmica.

De modo geral, os órgãos responsáveis pela gestão dos recursos hídricos não realizam suas ações de maneira coordenada, dificultando a gestão unificada. A consequência disso é uma tendência à deterioração da qualidade ambiental.

Para propiciar a integração da gestão dos recursos hídricos, novas ferramentas devem ser empregadas. Para tanto, devem-se considerar os critérios técnicos,

políticos, econômicos e administrativos, e buscar o desenvolvimento sustentável e a melhoria da qualidade de vida das gerações atuais e futuras.

Uma das técnicas de solução de problemas complexos de gestão ambiental e de engenharia de recursos hídricos, consiste na análise do sistema de recursos hídricos a partir de uma abordagem sistêmica e do uso de técnicas computacionais agregadas à modelagem matemática destes sistemas. Esta técnica envolve decisões relacionadas à infra-estrutura hídrica e promove alterações dos padrões qualitativos e quantitativos das demandas hídricas. Desta forma, estes padrões passam a ser objeto de consideração e de adequação das disponibilidades com as demandas. As decisões que fazem parte deste processo são complexas e decorrem não só da variabilidade destas demandas, mas também das diferentes possibilidades de seu suprimento.

Segundo a ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE RECURSOS HÍDRICOS - ABRH (1997), as demandas por uso da água envolvem três classes: a de infra-estrutura e social, a de agricultura e aquicultura, e a industrial. Já quanto à natureza de sua utilização, existem três categorias: consultiva, não consultiva e local. Em se tratando das demandas ambientais, o valor do uso potencial da água, o valor intrínseco da mesma e os conflitos do uso da água, são os valores sociais considerados. Os conflitos do uso da água podem ser classificados como conflitos de destinação de uso, conflitos de disponibilidade quantitativa e de disponibilidade qualitativa.

O uso múltiplo das águas, considerado como uma opção conceitual e metodológica, é também uma consequência do desenvolvimento econômico. Para evitar conflitos entre os usuários, opta-se pela integração harmônica destes usos, de forma que, ao se implantar ou expandir um projeto de recursos hídricos, onde o atendimento integrado a múltiplos usos ocorre, a capacidade final do projeto pode não ser necessariamente igual à soma das capacidades individuais que estes projetos teriam de atender. Estes fatos decorrem da própria natureza das demandas hídricas.

Para que a apropriação da água seja realizada de forma harmônica, há a necessidade de estabelecimento de regras, de centralização das decisões e de articulações políticas de entidades setoriais de considerável porte e de difícil administração. Cabe ressaltar que o uso múltiplo dos recursos hídricos não é uma opção que o planejador faz, mas sim uma realidade a ser enfrentada com

desenvolvimento econômico. Portanto, as opções existentes são integrar os usos de forma harmônica, ou mantê-los de forma desarticulada, causando conflitos entre os usuários e comprometimento da eficiência do uso.

O desenvolvimento de métodos para o tratamento de problemas de grande complexidade foi possível com o aparecimento e a popularização de computadores digitais. A abordagem sistêmica, com objetivo de manter as informações relevantes para a solução dos problemas complexos, tem como propósitos, a simulação do comportamento da realidade que representa e/ou a otimização dos processos decisórios que atuam sobre esta realidade. As técnicas de simulação são mais gerais e intuitivas. Já as técnicas de otimização exigem o interesse de otimizar processos e, para tanto, utilizam técnicas numéricas mais sofisticadas.

A maior dificuldade que qualquer processo decisório enfrenta é a incerteza ou aleatoriedade do futuro, pois o que se conhece é o passado. O estabelecimento das demandas de água depende da aleatoriedade básica dos processos hidrológicos, econômicos, sociais e ambientais.

Desta forma, as técnicas de simulação e otimização, juntamente com a análise sistêmica dos recursos hídricos, constituem importantes ferramentas de suporte para decisão quanto ao usos destes recursos e deverão ser cada vez mais úteis a sistemas com tendência a se tornarem mais complexos.

Segundo a COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL - CETESB - Relatório Técnico (1999) , a utilização de base de dados, e de modelos matemáticos, bem como o advento da era da microinformática, propiciaram a criação de uma metodologia de auxílio à tomada de decisões denominada "Sistema de Suporte às Decisões" - SSD, que tem sido utilizada com sucesso em situações de tomadas de decisões complexas, como por exemplo na gestão ambiental de bacias hidrográficas.

3.2 Sistemas de suporte a decisões

ABRH (1997) define SSD como "sistemas computacionais que tem por objetivo ajudar indivíduos que tomam decisões na solução de problemas não estruturados (ou parcialmente estruturados)".

Segundo a CETESB – Relatório Técnico Atibaia (1999), os problemas não estruturados são aqueles cujas soluções não são facilmente tratáveis por computador, e que exigem uma estreita interação entre o homem e a máquina. Assim, o computador fica à disposição do tomador de decisões para que se possam manipular estas informações, identificar e formular problemas, conceber e analisar alternativas e escolher o projeto de menor curso de ações.

Segundo ABRH, são elementos fundamentais na solução de problemas as informações que permitem conhecer determinada situação que requer uma atuação, bem como a concepção intelectual - "modelo" - que identifica as variáveis do problema e como estas variáveis se interagem. Deste modo, num SSD o computador vem auxiliar o homem na utilização de informações e modelos. Esta é a primeira etapa deste processo.

Os principais componentes de um SSD são: a base de dados, a base de modelos, a base de conhecimento e a interface de diálogo. A base de dados é o componente central de um SSD e reúne todas as informações sobre o problema, gerenciando-as apropriadamente, através de importação e exportação de dados, agregação e desagregação dos mesmos, emissão de relatórios, etc. A base de modelos deve conter os instrumentos conceituais necessários à análise e formulação de alternativas a serem consideradas na solução. A base de conhecimento incorpora ao sistema informações não consideradas nos módulos anteriores, as quais são indispensáveis à tomada de decisão, tais como os conhecimentos empíricos e de especialistas, normas e regulamentos. Já a interface de diálogo é a responsável pela comunicação do usuário com o computador, pois recebe as informações, utiliza "menus", planilhas e mouse e transmite as respostas apropriadamente, através de gráficos, tabelas, mapas, etc.

3.3 Qualidade dos recursos hídricos superficiais

Para se avaliar a qualidade da água, é necessária a definição de critérios de qualidade de referência, os quais são definidos por lei.

Segundo a CETESB – Relatórios Ambientais, na esfera federal, foi a Portaria MINTER nº GM 0013/76, que regulamentou inicialmente as classificações dos corpos d' água superficiais, os respectivos padrões de qualidade e os padrões de

lançamento de efluentes líquidos. Posteriormente esta Portaria foi substituída pela Resolução nº 20/86 do Conselho Nacional do Meio Ambiente - CONAMA (CETESB, Série Documentos, 1994), que estabeleceu uma nova classificação para as águas doces, salobras e salinas do Território Nacional, baseada nos usos preponderantes a que se destinam os recursos hídricos.

Esta Resolução classifica as águas doces, salobras e salinas em nove classes, das quais as cinco primeiras (Classe Especial e Classes 1 a 4) são definidas para águas doces. A Tabela 4 apresenta a classificação e o uso a que se destina as águas doces.

Esta Resolução define os padrões de qualidade a serem atendidos. Para as águas de Classe Especial, estabeleceu-se limite referente a coliformes totais; para as águas Classe 1 a 3 foram estabelecidos limites quanto a material flutuando, óleos e graxas, substâncias que comunique gosto e odor, corantes artificiais, coliformes, DBO_5 dias, 20°C , OD, Cor, pH e substâncias químicas potencialmente prejudiciais. Já para as águas de Classe 4, a Resolução faz restrições para materiais flutuantes, odor e aspecto, substâncias sedimentáveis, fenóis, OD e pH.

Os padrões de lançamentos também são estabelecidos, nesta Resolução, para definir os parâmetros pH, temperatura, materiais sedimentáveis, vazão, óleos e graxas, materiais flutuantes e substâncias químicas prejudiciais. Os lançamentos de efluentes líquidos não poderão alterar o padrão de qualidade do corpo receptor.

Tabela 4– Classificação e o uso a que se destina as águas doces

Classe das águas doce	Uso preponderante
Classe Especial	<ul style="list-style-type: none"> - abastecimento doméstico sem prévia ou com simples desinfecção - preservação do equilíbrio natural das comunidades aquáticas.
Classe 1	<ul style="list-style-type: none"> - abastecimento doméstico, após tratamento simplificado; - proteção das comunidades aquáticas e recreação de contato primário; - irrigação de hortaliças que são consumidas cruas e de frutas que se desenvolvem rentes ao solo e que sejam ingeridas cruas sem remoção de película; - criação natural e ou intensiva (aquicultura) de espécies destinadas à alimentação humana.

Classe das águas doce	Uso preponderante
Classe 2	<ul style="list-style-type: none"> - abastecimento doméstico, após tratamento convencional; - proteção das comunidades aquáticas; - recreação de contato primário; - irrigação de hortaliças e plantas frutíferas; - criação natural e ou intensiva (aquicultura) de espécies destinadas à alimentação humana.
Classe 3	<ul style="list-style-type: none"> - abastecimento doméstico, após tratamento convencional; - irrigação de culturas arbóreas, cerealífera e forrageiras; - dessedentação de animais.
Classe 4	<ul style="list-style-type: none"> - navegação; - harmonia paisagística; - usos menos exigentes.

Para o Estado de São Paulo, estes padrões foram fixados pelo Decreto nº 8468/76, que regulamentou a Lei 997/76, a qual subsidia a ação da prevenção e do controle da poluição. Este Decreto define a classificação das águas interiores situadas no território do Estado de São Paulo, segundo os usos preponderantes, as quais variam da Classe 1 (mais nobre) até Classe 4 (menos nobre). Além disso, ele fixa os padrões de qualidade para as quatro classes, bem como os padrões de emissão para efluentes líquidos de qualquer natureza.

Segundo a CETESB - Relatório da Qualidade das Águas Interiores de São Paulo (1999), atualmente, os resultados obtidos pelos monitoramentos realizados no Estado de São Paulo são comparados com os padrões estabelecidos pela Resolução CONAMA 20/86, uma vez que estes são mais restritivos que os fixados pelo Dec. Estadual 8468/76.

Segundo este mesmo Relatório Ambiental, uma reavaliação no enquadramento dos corpos d' água do Estado de São Paulo se faz necessária, frente à classificação estabelecida pela Resolução CONAMA 20/86. Esse novo enquadramento deverá se basear em diagnósticos regionais, considerando dados sócios-econômicos, uso do solo e usos pretendidos dos recursos hídricos.

3.4 Monitoramento da qualidade das águas superficiais

Para o gerenciamento da qualidade dos recursos hídricos superficiais, é de fundamental importância a criação de mecanismos de acompanhamento das condições de qualidade da água ao longo do tempo, de maneira a fornecer subsídios que possam auxiliar no gerenciamento dos recursos hídricos, servindo como instrumento para o processo de tomada de decisão.

No Estado de São Paulo, no fim de 1974, com base no trabalho técnico denominado Programa *Monitoring* - Estado de São Paulo, teve início a operação da Rede de Monitoramento das Águas Interiores, em atendimento a Lei Estadual nº 118/73.

Esta Rede de Monitoramento iniciou-se com 47 pontos de amostragem. Desde então várias modificações foram realizadas e houve alteração dos números de amostragem, das frequências de coletas e dos parâmetros de qualidade avaliados. Hoje esta Rede conta 135 estações de monitoramento em operação no Estado de São Paulo.

Atualmente, a avaliação da qualidade das águas e a apresentação de seus resultados estão estruturadas em função das Unidades de Gerenciamento de Recursos Hídricos - UGRHIs, definidas pela Lei Estadual nº 7.663 de dezembro de 1991, que instituiu a Política Estadual de Recursos Hídricos e o Sistema Integrado de Gerenciamento de Recursos Hídricos.

Segundo a CETESB, Relatório Técnico (1999), os principais objetivos dessa rede de monitoramento são:

- avaliar a evolução da qualidade das águas interiores dos rios e reservatórios do Estado;
- propiciar o levantamento das áreas prioritárias para o controle de poluição das águas;
- subsidiar o diagnóstico da qualidade das águas doces utilizadas para o abastecimento público e outros usos;
- dar subsídio técnico para elaboração dos Relatórios de Situação dos Recursos Hídricos realizados pelo Comitês de Bacias Hidrográficas;
- identificar trechos de rios onde a qualidade d' água possa estar mais degradada, possibilitando ações preventivas e controle, como a construção

de Estações de Tratamento de Esgotos pelos municípios ou a adequação de lançamentos industriais.

Nem sempre é fácil assimilar e disseminar informações de qualidade de água de forma abrangente e útil para os especialistas e não especialistas. Essa dificuldade tem fomentado o desenvolvimento e a utilização de índices em vários países.

No campo do gerenciamento das águas, cientistas, engenheiros e gerentes dispõem de ampla quantidade de dados. Numa tentativa de exprimir de forma mais simples as informações contidas nos dados, recursos têm sido usados para produzir apenas um número, ou talvez poucos números, para designar os dados de alguma forma. Este números são denominados índices de qualidade da água.

SMITH (1990) cita que, nas duas últimas décadas, muitas tentativas foram realizadas para produzir um sistema de índices satisfatório. Uma das mais importantes razões para definir estes índices, tem sido o fornecimento de informações mais facilmente assimiláveis sobre a qualidade das águas a pessoas legalmente interessadas.

BERON et al (1982) apud SMITH (1990) citam que mais de 100 cientistas foram envolvidos com índices de qualidade da água e, apesar destes esforços, os índices de qualidade não são bem aceitos como meios de comunicação da informação.

Sistemas indexados são freqüentemente designados para produzir um valor máximo de 100 (correspondendo às águas naturais) e um valor mínimo de 0 (altamente poluída).

SMITH (1990) cita que a mais popular técnica de agregação é uma função de ponderação multiplicativa, descrita pela Equação 3.1, a seguir:

$$I = \prod_{i=1}^n Isub_i^{w_i} \quad (3.1)$$

Onde:

I = índice de qualidade final;

$Isub_i$ = sub índice para o iésimo determinante;

w_i = ponderação do determinante em questão;

n = o número de determinantes no sistema indexado.

TYSON & HOUSE (1989) apud SMITH (1990) citam que uma nova função desenvolvida na Escócia, e atualmente usada na Inglaterra, consiste em uma agregação ponderada, conforme a Equação 3.2 :

$$I = \frac{1}{100} \left(\sum_{i=1}^n Isub_i w_i \right)^2 \quad (3.2)$$

OTT (1978) apud SMITH (1990) cita que este índices ocultam informações importantes, pois não identificam o limite do determinante do uso da água. Então ele propôs uma função de agregação denominada "operador mínimo", que usa o menor sub índice para produzir o índice final:

$$I = \min(Isub_1, Isub_2, \dots, Isub_n) \quad (3.3)$$

Segundo SMITH (1990), os índices de qualidade requerem mensurações para uma seleção dos determinantes da qualidade. Dessas mensurações, um valor de um sub-índice é obtido para cada determinante, através de curvas de calibração. Esses valores são agregados de alguma forma para produzir um índice final. SMITH (1990), utilizando o conceito de OTT (1978), desenvolveu um sistema de qualidade das águas a ser aplicado para quatro usos de classes de água com a utilização de um operador mínimo principal, constituído pelo menor sub índice calibrado, que limita o uso da água.

No Brasil, vários órgãos estaduais de controle de poluição utilizam o Índice de Qualidade da Água (IQA), desenvolvido pela National Sanitation Foundation dos Estados Unidos. No Estado de São Paulo, a CETESB - Companhia de Saneamento Ambiental, utiliza para o cálculo do IQA, uma expressão matemática que consiste no produtório ponderado das qualidades de água correspondentes aos parâmetros oxigênio dissolvidos, DBO, temperatura da amostra, pH, coliforme fecal, nitrogênio total, fósforo total, resíduo total e turbidez.

A partir de 1998, dois novos índices de qualidade das águas foram introduzidos: o IAP - Índice de Qualidade de Água Bruta para fins de Abastecimento Público, que é aplicado em pontos de captação para abastecimento público, e o IVA -

Índice de Proteção da Vida Aquática, que é aplicado nos pontos de monitoramento enquadrados nas classes 1, 2 e 3.

Estes dois índices, juntamente com o índice de balneabilidade, compõem o IBQA - Índice Básico de Qualidade das Águas. A utilização de índices permite uma abordagem mais completa e fidedigna da qualidade das águas, sendo uma ferramenta para o controle e gerenciamento dos recursos hídricos.

Para o cálculo do IAP, é necessária a incorporação de outros parâmetros como substâncias tóxicas (metais pesados e compostos orgânicos) e substâncias que alteram as propriedades organolépticas naturais da água.

Segundo a CETESB, Relatório Ambiental, 1998 e 1999, o IAP é composto de três grupos de parâmetros:

- IQA, com a utilização de grupo de parâmetros básicos ;
- parâmetros que avaliam a presença de substâncias tóxicas (teste de mutagenicidade, potencial de formação de trihalometanos, cádmio, chumbo, cromo total, mercúrio e níquel);
- grupo de parâmetros que afetam a qualidade organoléptica (fenóis, ferro, manganês, alumínio, cobre e zinco).

Posteriormente é feita uma composição entre os parâmetros que indicam a presença de substâncias tóxicas (ST) e os que afetam a qualidade organoléptica (SO), de maneira a fornecer o Índice de Substâncias Tóxicas e Organoléptica (ISTO), que será usado para determinar o IAP, a partir do IQA original:

$$\text{ISTO} = \text{ST} \times \text{SO} \quad (3.4)$$

Onde:

ST = substâncias tóxicas

SO = substâncias organoléptica

Para cada parâmetro incluído no ISTO, são estabelecidas curvas de qualidade(q_i), que atribuem ponderações variando de 0 a 1, associadas respectivamente, a um limite inferior (LI) e a um limite superior (LS).

O limite inferior para cada um desses parâmetros foi considerado como sendo os padrões de potabilidade estabelecidos na Portaria 36 do Ministério da Saúde. Para as substâncias que não possuem padrões de potabilidade estabelecidos nesta portaria

foi considerado o padrão de consumo humano estabelecido pela OMS. Já para limite superior, foram adotados os padrões de qualidade de classe 3 estabelecidos pela CONAMA 20/86, ou no regulamento da Lei Estadual 997, aprovada pelo Decreto Estadual 8468/76.

As curvas de qualidade padrão para os parâmetros incluídos no ISTO, com exceção do parâmetro teste de Ames, obedecem as seguintes equações:

$$q_i = 1; \text{ se Valor Medido} < \text{LI}$$

ou

$$q_i = 0,5^{(\text{Valor Medido} - \text{LI}) / (\text{LS} - \text{LI})}$$

Onde:

q_i = curva de qualidade

LS = limite superior da ponderação

LI = limite inferior da ponderação

Para a determinação da curva de qualidade para o teste de Ames (q_{TA}), utiliza-se a seguinte formulação:

$$q_{TA} = (1 - (0,25 \log(\text{Revertentes}/L)); \text{ para } 100 < \text{Revertentes}/L < 10.000 \quad (3.5)$$

$$\text{Se: } 0 < \text{Revertentes}/L < 100 \Rightarrow q_{TA} = 0,50$$

$$\text{Se: } \text{Revertentes}/L > 10.000 \Rightarrow q_{TA} = 0,00$$

A Tabela 5 apresenta os limites inferiores e superiores adotados para os parâmetros potencial de formação de trihalometanos, metais pesados e fenóis.

Para obter ST, utiliza-se a ponderação do grupo de substâncias tóxicas através da multiplicação dos dois valores mínimos mais críticos do grupo de parâmetros que avaliam a presença de substâncias tóxicas:

$$ST = \text{Mín} - 1(q_{TA}, q_{THMFP}, q_{Cd}, q_{Cr}, q_{Pb}, q_{Ni}, q_{HgA}) \times \text{Mín} - 2(q_{TA}, q_{THMFP}, q_{Cd}, q_{Cr}, q_{Pb}, q_{Ni}, q_{HgA}) \quad (3.6)$$

Tabela 5 – Limites inferiores e superiores para parâmetros tóxicos

Grupo	Parâmetro	Unidade	Limite Inferior	Limite Superior
Tóxicos	Potencial de formação de trihalometanos	µg/l	100	400
	Cádmio	mg/l	0,005	0,01
	Chumbo	mg/l	0,05	0,1
	Cromo Total	mg/l	0,05	0,5
	Níquel	mg/l	0,05	0,07
	Mercúrio	mg/l	0,001	0,002
Organolépticos	Fenóis	mg/l	0,0001	0,3
	Zinco	mg/l	5	7
	Ferro	mg/l	0,3	5
	Manganês	mg/l	0,1	0,5
	Alumínio	mg/l	0,2	2
	Cobre	mg/l	1	4

Fonte: CETESB - Relatórios Ambientais 1998

Já para obter a ponderação do grupo de substâncias organoléptica (SO), utiliza-se a média aritmética das qualidade padronizadas do parâmetros pertencentes a este grupo:

$$SO = \text{Média Aritmética } (q_{\text{fenóis}}, q_{\text{Al}}, q_{\text{Cu}}, q_{\text{Zn}}, q_{\text{Fe}}, q_{\text{Mn}}) \quad (3.7)$$

O Índice de Qualidade de Água Bruta para fins de Abastecimento Público – IAP, é resultado do produto do antigo IQA e o ISTO:

$$IAP = IQA \times ISTO \quad (3.8)$$

Considerando-se este Índice, foram descritas classificações, as quais estão relacionadas a seguir:

- Qualidade Ótima $79 < IAP < 100$
- Qualidade Boa $51 < IAP < 79$
- Qualidade Regular $36 < IAP < 51$
- Qualidade Ruim $19 < IAP < 36$
- Qualidade Péssima $IAP < 19$

Para o cálculo do IVA, foi efetuada a incorporação do Índice do Estado Trófico - IET ao Índice de Parâmetros Mínimos para Preservação da Vida Aquática - IPMCA. O IPMCA é composto de dois grupos de parâmetros: o grupo de substâncias tóxicas (cobre, zinco, chumbo, cromo, mercúrio, níquel, cádmio, surfactantes e fenóis) e o grupo de parâmetros essenciais (oxigênio dissolvido, pH e toxicidade).

Definem-se três níveis diferentes de qualidade, nos quais se estabelecem ponderações numéricas (PE), para cada parâmetro considerado no IPMCA, onde:

- ponderação 1: águas com características necessárias para manter a sobrevivência e reprodução dos organismos aquáticos. Atende aos padrões de qualidades estabelecidos pela Resolução CONAMA 20/86.
- ponderação 2: águas com características necessárias a sobrevivência dos organismos aquáticos, porém a reprodução pode ser afetada a longo prazo;
- ponderação 3: águas cujas características podem comprometer a sobrevivência dos organismos aquáticos.

Desta forma, o IPMCA é calculado pela Equação 3.9:

$$\text{IPMCA} = \text{PE} \times \text{ST} \quad (3.9)$$

4 MODELAGEM DA QUALIDADE

4.1 Histórico e apresentação da modelagem matemática

A conceituação da modelagem matemática tem sido abordada em três enfoques: o determinístico, onde as relações de causa e efeito são conhecidas e descritas por equações matemáticas também conhecidas; o paramétrico, para o qual as relações de causa e efeito são conhecidas e podem ser descritas por parâmetros conhecidos, cujo valor possa ser especificado e discretizado pelo usuário; e ainda o enfoque estocástico no qual se admite que nem todas as relações de causa e efeito são conhecidas e que nem todas as equações conhecidas possam descrevê-las satisfatoriamente.

Segundo a CETESB - Bacia do Rio Atibaia - Relatório Técnico Preliminar - (1999), a modelagem matemática começou a ser utilizadas para simular quantidades de escoamento no final dos anos 50, quando se constatou a limitação da aplicação do Método Racional de Mulvaney, introduzido em 1851. Acredita-se as carências de dados pluviométricos e de medições de vazão, e ao fato de que, no passado, os gastos com a instalação de bueiros e galerias não eram tão importantes como os efetuados em outras áreas dos recursos hídricos.

É bem mais recente a simulação conjunta da qualidade da água e vazão, sendo que esta simulação é decorrente, principalmente, da presença de esgotos nos corpos d' água. Os modelos matemáticos, de modo geral, usam, como dados de entrada a demanda bioquímica de oxigênio (DBO), como medida de poluição de compostos orgânicos lábeis, e o oxigênio dissolvido (OD) como indicador da qualidade. A escolha desses parâmetros se deve o fato de que, a princípio, a veiculação e o transporte de elevadas cargas orgânicas afetavam significativamente os cursos d' água, muito embora outros parâmetros estão sendo verificados atualmente. Há de se considerar ainda a dificuldade de se analisar o decaimento de

matéria orgânica fase aos elementos não-degradáveis, uma vez que a redução da concentração de poluentes orgânicos depende de fatores como desoxigenação, reaeração, demanda bentônica e a variação da produção de oxigênio fotossintético.

A percepção dos problemas de poluição em bacias hidrográficas, segundo M. BECK apud CETESB - Bacia do Rio Atibaia - Relatório Técnico Preliminar (1999), ocorreu em três etapas, iniciando com a poluição patogênica, resultante da descargas de esgotos não tratados, seguida pela poluição bioquímica, caracterizada por níveis elevados de DBO e sólidos suspensos, além do aumento da concentração de fósforo em consequência, principalmente, do processo de industrialização das bacias. Por último a poluição química onde se constata um interesse por poluentes específicos, em especial, os micropoluentes, e ao mesmo tempo uma preocupação menor com variáveis macroscópicas, tais como a DBO e sólidos suspensos.

A preocupação da sociedade como um todo sobre um determinado problema é o determinante na aplicação de recursos em diferentes áreas de pesquisa, com o desenvolvimento e aplicações de metodologias e métodos, tal como foi o caso dos modelos de qualidade da água.

A Figura 6 ilustra a evolução dos diversos modelos de qualidade segundo seus principais parâmetros e processos a serem simulados, a partir do equacionamento proposto por Streeter e Phelps.

São várias as maneiras pelas quais um sistema de recursos hídricos pode atingir os objetivos para os quais foi planejado. Para tanto deve-se buscar a identificação da solução de mínimo custo, o que muitas vezes leva a um conflito entre número de soluções alternativas e o nível de detalhe que deve ser incluído na análise. Assim, não existe um único modelo capaz de satisfazer as necessidades do usuário, mas tipos específicos de modelos para diferentes fins, com um grande número de alternativas, desde que não se sacrifique a qualidade da análise.

Os modelos de qualidade de água podem ser utilizados para avaliar condições de regime permanente, onde a qualidade e quantidade são invariáveis no tempo. Também são usados para avaliar fenômenos transientes, como por exemplo a carga difusa carregada pelo escoamento superficial e descargas acidentais. Os modelos de regime permanente, por serem mais simples, necessitam de menor esforço

computacional do que os modelos dinâmicos e são mais importantes no planejamento de longo termo do que no controle e gerenciamento a curto prazo.

Figura 6 – Desenvolvimento de modelagem a partir do trabalho original de Streeter e Phelps (1925)

A dimensão espacial dos modelos decorre das hipóteses referentes à mistura de poluentes no corpo d' água. Apesar de todos os sistemas físicos serem tridimensionais, obtém-se precisão suficiente modelando-se uma ou duas dimensões em muitos cursos d' água. Os modelos unidimensionais admitem mistura completa na vertical e na seção transversal. Os modelos bidimensionais, tanto podem admitir mistura lateral, como é o caso de estuários estratificados, ou mistura vertical, como é o caso de rios e lagos pouco profundos.

CETESB - Bacia do Rio Atibaia - Relatório Técnico Preliminar (1999) cita a classificação A. James que divide os modelos de qualidade d' água, para fins de estimativas futuras, em três categorias: modelos de planejamento, onde ocorre a configuração do problema com definição das hipóteses básicas; modelos de projeto, nos quais as configurações são reanalisadas e detalhadas; e os modelos operacionais, que determinam como o sistema deve ser gerenciado para se obter o desempenho ótimo e uma solução de mínimo custo, o que nem sempre é viável no caso da gestão ambiental de recursos hídricos de uma bacia hidrográfica.

Os programas de planejamento e gerenciamento são definidos com o objetivo de atingir e manter determinado nível de qualidade nos corpos d' água. Segundo a CETESB, Bacia do Rio Atibaia - Relatório Técnico Preliminar (1999), os Estados Unidos são referência nestes programas onde se estabeleceram diferentes níveis de planejamento. No Brasil, a lei 7663/91 é o marco referencial criando para o Estado de São Paulo o Plano Estadual de Recursos Hídricos. Neste contexto, as atividades de modelagem matemática ganham destaque, desde que a utilização das diferentes classes de modelos e suas aplicabilidades esteja claramente definida e explicitada.

Ainda segundo a CETESB, Bacia do Rio Atibaia - Relatório Técnico Preliminar (1999), ao citar as definições da Environmental Protection Agency - EPA, o desenvolvimento de um Plano de Gerenciamento de Qualidade requer:

- identificação e descrição dos dados básicos;
- definição de métodos para identificar e estimar a magnitude de cargas urbanas ou não, em uma base anual e em períodos críticos pré determinados;
- disposição de métodos para hierarquizar as fontes de poluição no transcorrer do ciclo hidrológico, analisando-se seu impacto no corpo d' água para um determinado número de variáveis.

4.2 Desenvolvimento dos modelos matemáticos de qualidade de água

Os modelos matemáticos são ferramentas utilizadas para se representar (quantificar) os fenômenos que ocorrem no processo de autodepuração e para se prever os impactos decorrentes de descargas acidentais ou não nos sistemas aquáticos.

Segundo LIMA, 1997, a modelagem matemática é transferência de um fenômeno do ambiente real para o ambiente matemático, com as impossibilidades de se reproduzir o ambiente real como ele exatamente é. Por isto é necessário fazer, além de simplificações, a divisão do sistema em sub-modelos, conferindo alternativas de representações com limitações.

A modelagem matemática pode ser entendida como "uso de alguma forma de relação matemática para descrever as relações entre um conjunto de variáveis ou processos naturais" (CETESB - Bacia do Rio Atibaia - Relatório Técnico Preliminar (1999), pg98).

Segundo THOMANN & MULLER (1987) apud SIQUEIRA (1996), a modelação da qualidade permite conhecer os mecanismos e as interações que justificam as alterações da qualidade das águas, e são base para a tomada de decisões no controle da qualidade da água.

Um modelo representa adequadamente um determinado fenômeno quando as relações matemáticas utilizadas descrevem bem os processos que controlam o evento analisado. Quanto mais complexo o processo a ser descrito, maior é o grau de sofisticação das relações matemáticas e das técnicas computacionais demandas.

Uma vez que muitas relações utilizadas pelos modelos são complexas, difíceis de serem obtidas ou até mesmo desconhecidas, a calibração ou verificação dos modelos se faz necessária. A calibração consiste em testar o modelo com dados reais para uma pequena quantidade de eventos, e a verificação é também uma forma de testar o modelo, só que para uma quantidade de eventos ou processos para os quais o modelo foi elaborado para simular. A calibração, então, permite ao usuário confiar ou rejeitar o modelo, dependendo de sua habilidade em simular o processo em estudo.

Os modelos de qualidade vão desde aqueles baseados em um mínimo de dados até aqueles onde se utilizam dados detalhados de cargas poluidoras, geometria do rio e coeficientes de reação. O grau de confiabilidade do modelos aumenta com o aumento da quantidade de informações.

Um conjunto de alternativas de gestão de qualidade da água pode ser avaliado com a utilização de um modelo, o que permite, projetar com rapidez e eficiência alguma condição futura, baseando-se em medições passadas. Muitas vezes, as

soluções exatas não são obtidas, mas os modelos facilitam a determinação de impactos relativos em uma ampla faixa de condições.

O gerenciamento da qualidade da água contempla a estrutura de gerenciamento e as inter-relações necessárias para que se resolvam os problemas identificados pelo estudo da qualidade da água.

4.3 Aplicação dos modelos de qualidade

Os modelos de qualidade de água visam estabelecer uma relação entre as cargas poluidoras lançadas em um corpo d' água e a qualidade da água que resultará destes despejos. Para maioria dos rios, considera-se não haver variação significativa da concentração de parâmetros de qualidade na direção lateral e com a profundidade. Esta variação ocorre apenas na direção longitudinal. Pode-se também assumir que não há transferência de matéria por difusão e dispersão.

Quando se deseja atingir determinados padrões de qualidade, a utilização de modelos matemáticos pode fornecer informações para definir o grau de tratamento a ser implantado na fonte de poluição.

A CETESB, em 1975, desenvolveu o MAPS, que é um conjunto de programas de simulação e programas auxiliares, em que se utilizou o modelo de Streeter-Phelps-Camp, estendido para condições anaeróbias, com a finalidade de se prever a qualidade sanitária de água de bacias hidrográficas que contêm rios, lagos e reservatórios, em função das cargas por elas recebidas. Para isto, utilizaram-se como parâmetros indicadores das condições sanitárias, o OD, o número mais provável de bactérias coliformes, a concentração de sólidos em suspensão e a concentração de substâncias conservativas.

Segundo a CETESB - Bacia do Rio Atibaia - Relatório Técnico Preliminar - (1999), a *Internation Water Quality Association, IAWQ* americana, foi criada visando formar uma base técnica e científica para formulação de modelos consistentes de qualidade d' água. Este esforço objetivava o desenvolvimento de modelos de qualidade d' água de rios, nos quais dava-se ênfase à caracterização dos ciclos do oxigênio, nitrogênio e fósforo, tomando-se referência básica neste assunto, o QUAL2E.

O modelo QUAL2E tem sido freqüentemente utilizado para alocação de cargas poluidoras, autorização de captações e outorgas. Ele pode ser usado para analisar o impacto de uma carga poluidora, ou ainda, para identificar a magnitude e as características de qualidade de cargas difusas como parte de um programa de amostragem destas cargas difusas. Pode também simular variações diurnas da qualidade das águas em decorrência de fatores meteorológicos, bem como examinar variações diurnas da concentração de oxigênio dissolvido decorrentes da respiração e crescimento das algas. Hidraulicamente, o modelo QUAL2E é limitado à simulação de intervalos de tempo durante os quais vazões e cargas poluidoras são essencialmente constantes.

Uma das grandes limitações do QUAL2E, em nosso país, decorre da carência de dados que alimentam suas várias utilizações, o que leva a utilização de modelos mais simplificados.

São poucos os países que estabeleceram suas leis de gerenciamento de qualidade com base na modelagem de qualidade como parte integrante do processo de gestão e licenciamento. Desta forma, os modelos de qualidade têm sido usados no planejamento para estudos específicos de determinados cursos d' água.

Atualmente existem várias versões do modelo QUAL2E, dentre os quais incluem-se a degradação da matéria orgânica, o crescimento e respiração da algas, nitrificação, hidrólise do nitrogênio orgânico.

GASTALDINI (1982) utilizando o modelo unidimensional QUALI no estudo de autodepuração do Rio Jacaré Guaçu no Estado de São Paulo, concluiu que o efeito da demanda bentônica foi o principal agente responsável pelo déficit do oxigênio dissolvido em vários trechos do rio. No estudo ocorreram dificuldades na calibração do perfil de DBO.

McCUTCHEON (1989) apud LIMA (1997) ao realizar avaliação de vários modelos de qualidade, conclui que a utilização do QUAL2E é adequada para estudo de qualidade de rios, face à abrangência e à flexibilidade de sua formalização, bem como por ser acurado nas simulações de regime permanente e pela facilidade de calibração.

HERMANN et al. (1990) visando modelar o Rio Piracicaba, Estado de São Paulo, utilizaram um modelo computacional denominado Simox II, que corresponde

a uma versão do modelo Simox desenvolvido em 1973, que tem sua capacidade restrita a um sistema unidimensional, à condição de regime permanente para uma dada configuração de vazão, à ausência de dispersão como fator significativo de transporte. Este programa pode modelar os parâmetros OD, DBO carbonácea e nitrogenada, bactérias indicadores de poluição de origem fecal e substâncias conservativas.

BECCARI et al (1992) formularam um modelo do processo de nitrificação com intuito de fornecer uma avaliação quantitativa dos efeitos da resistência da difusão interna do oxigênio dissolvido, e concluíram que, neste processo, o efeito relativo da resistência não pode ser desprezado .

FERRIER et al (1995) utilizando QUASAR (*Quality Simulation Along River*) estimaram o impacto causado pelas mudanças do uso do solo e/ou do clima na qualidade das águas superficiais no que se refere aos teores de nitrogênio, concluindo que o impacto das alterações climáticas é mais significativo, pois as alterações da precipitação e da temperatura provoca modificação na umidade do solo e dificultam a mineralização do nitrogênio. Este processo resulta em um aumento do nitrogênio disponível, que poderá ser carregado pelo escoamento superficial até os rios. Uma vez que o nitrogênio entra nos rios, que tem suas vazões padrões mudadas para uma vazão reduzida, e conseqüentemente um aumento do tempo de residência, ocorre o processo de desnitrificação. Este processo de desnitrificação tende a aumentar com o aumento da temperatura da água. O efeito combinado da alteração do uso do solo e das mudanças climáticas provoca um significativo aumento no teor de nitrogênio em cursos d' água.

SIQUEIRA (1996) aplicou o QUAL 2E na modelação do oxigênio dissolvido no Rio Meia Ponte, Estado de Goiás, e conclui que o modelo, mesmo com suas limitações, constitui-se em uma ferramenta para tomadas de decisões quanto a lançamentos neste rio, até que outros estudos sejam desenvolvidos.

DOLC & KONCAN (1996) citam que a confiabilidade dos modelos de predição também depende da entrada de dados confiáveis. Desta forma, a determinação precisa da maioria dos parâmetros sensíveis do modelo é necessária. Os valores dos parâmetros do modelo de qualidade de águas superficiais podem ser

encontrados na literatura, e são estabelecidos em amplos intervalos. Esta é a razão por que os valores de literatura servem apenas como um guia.

LIMA (1997) aplicou o modelo QUAL2E como ferramenta básica de subsídio à gestão ambiental, tendo como objetivo estudar o Rio Jacaré-Guaçu do Estado de São Paulo, sendo que o modelo em questão foi calibrado e validado para o balanço de OD. Este modelo também foi utilizado para simular cenários com descargas não permanentes, e se mostrou acurado para determinados incrementos espaciais e temporais.

MENDES & LORETO (1999) usaram o modelo simples de Streeter-Phelps e o modelo QUAL2E, com considerações distintas para os dois modelos, visando estudar a capacidade de autodepuração do Ribeirão do Carmo, pertencente à bacia do rio Doce, onde verificaram que os resultados produzidos para a concentração de OD pelo modelo simplificado de Streeter-Phelps concordam razoavelmente com aqueles gerados pelo programa computacional.

CHEN et al. (1999) definiu a teoria do biofilme híbrido bentônico para rios sujeitos à maré. A teoria desenvolvida define que neste biofilme ocorrem reações químicas e bioquímicas. A reação de consumo de oxigênio no sedimento é considerada como de ordem zero, e a reação da DBO é representada pela equação de Monod.

THEBAULT & QOTBI (1999) estudando o Rio Lot (França) propuseram um modelo para o desenvolvimento de fitoplanctons em função da luz, da temperatura, dos nutrientes externos e internos, da excreção (respiração / fotossíntese) e da estratificação. O modelo matemático proposto permitiu reproduzir a evolução da biomassa de fitoplanctons, dependendo de nutrientes de diferentes fontes e da vazão, e mostrou claramente a ação limitante de luz e/ou nutrientes em determinados trechos do rio, sendo que o consumo de nutriente global foi bem representado.

CHAUDHURY et al. (1998), utilizaram o QUAL2E simularam o OD para o Rio Blackstone e concluíram que a aplicação do modelo QUAL2E e a interpretação dos resultados modelados foram adequadas.

5 O MODELO QUAL2E

5.1 Características do modelo

QUAL2E é um modelo de qualidade que simula primariamente oxigênio dissolvido e os parâmetros que influenciam na concentração de OD. O modelo considera que os principais mecanismos de transporte são significativos somente na direção do fluxo. Entre suas muitas capacidades, ele considera as múltiplas descargas, captações, vazões tributárias e incrementos de entrada e de saída.

O QUAL2E tem suas raízes no modelo QUALI desenvolvido pelo *F.D. March and Associates and Texas Water Development Board* (1970). Em 1972, *Water Resources Engineers, Inc.*, sob contrato com USEPA, modificou e implementou o QUALI para criar a primeira versão do QUAL II. Nos anos sucessivos o modelo foi aperfeiçoado várias vezes até a presente versão (Brown e Barnwell - 1987) conhecida como "o aprimorado modelo QUALII" ou QUAL2E somente.

Hidraulicamente, o programa é limitado às simulações com valores constantes (no tempo) da vazão do rio e das cargas poluidoras. Como uma ferramenta de planejamento de qualidade da água, o QUAL2E pode operar tanto em regime permanente como em regime dinâmico. Operando em regime permanente, pode avaliar o impacto na qualidade das águas de um corpo receptor decorrente de descargas contínuas pontuais de efluentes líquidos, e, em conjunto com um programa de monitoramento qualitativo, avalia os efeitos de fontes não pontuais. Quando utilizado como modelo dinâmico, permite ao usuário estudar os efeitos sobre a qualidade da água, das variações diárias dos dados meteorológicos, principalmente em relação aos parâmetros oxigênio dissolvido e temperatura. Além disso, ele permite o estudo das variações diurnas da concentração de oxigênio dissolvido em decorrência do crescimento e da respiração das algas.

O QUAL2E é composto de um programa principal com cinquenta e uma sub-rotinas que permitem simular, de forma temporal e espacial, até 15 parâmetros indicativos da qualidade, tais como: oxigênio dissolvido (OD), demanda bioquímica de oxigênio (DBO), temperatura, alga (como clorofila a), nitrogênio orgânico, amônia, nitrito, nitrato, fósforo orgânico, fósforo dissolvido, coliformes, constituintes conservativos e não conservativos.

Na versão QUAL2E-UNCAS, o programa permite também realizar a análise de incerteza para as simulações em regime permanente, utilizando-se de técnicas de análises de certezas, como análise de sensibilidade, análise de erro de primeira ordem e simulação de Monte Carlo.

5.2 Modelagem do sistema hídrico

A representação conceitual do rio envolve uma idealização de protótipo com um *cordão* de reatores de mistura completa ou elementos computacionais ligados sequencialmente um ao outro. Esses elementos são definidos através de formulação matemática e conectados física e funcionalmente como partes de um todo. Uma sequência de grupos desses elementos pode ser definida como um trecho no qual os elementos computacionais têm as mesmas características hidráulicas, a mesma declividade, área de seção transversal, rugosidade, e as mesmas constantes de taxas químicas e biológicas.

A Figura 7 ilustra o protótipo da rede fluvial, onde são considerados distintamente diferentes tipos de elementos computacionais:

1. elemento de cabeceira, H
2. elemento padrão, S
3. elemento anterior a uma junção, U
4. elemento de junção, J
5. elemento final do sistema fluvial simulado, E
6. elemento de entrada ou fonte pontual, P
7. elemento de retirada ou tomada de água, W
8. elemento de barragem, D.

O QUAL2E foi desenvolvido em linguagem computacional ANSI FORTRAN 77, e é destinado ao uso de microcomputadores. Entretanto, certas limitações dimensionais foram impostas durante seu desenvolvimento, tais como:

- Número máximos de trechos: 50;
- Elementos Computacionais: não mais de 20 por trechos, ou um total de 500;
- Cabeceiras: no máximo 10;
- Elementos de Junção: máximo de 9;
- Descargas e Tomadas d' água: no máximo 50 elementos.

Figura 7 – Representação do sistema hídrico na forma de uma rede de trechos e elementos computacionais. (BROWN & BARWELL, Jr., 1987).

A estrutura conceitual de protótipo do sistema fluvial é mostrada na Figura 8, com um processo de discretização de um trecho genérico, em elementos computacionais de comprimento Δx . Para cada um desses elementos, o balanço pode ser escrito em termos da vazão na face a montante do elemento, Q_{i-1} , das

contribuições externas ou tomadas d' água, Q_{xi} , e da vazão de saída pela face a jusante do elemento, Q_i .

Figura 8 – Trecho do rio discretizado para aplicação do balanço hídrico (BROWN & BARWELL, Jr., 1987).

Da mesma forma, para um elemento computacional também poderá ser escrito o balanço de massa para um constituinte genérico de concentração C . Neste balanço de massa (Figura 9), os processos de transporte, por advecção ($Q.C$) e por dispersão ($AD_L \partial C / \partial x$) são considerados à medida que a massa se move ao longo do eixo do rio. A massa do constituinte poderá ser adicionada e/ou removida do sistema devido a fontes externas e tomadas d' água ($Q_x C_x$)_i ou ainda adicionada e/ou removida via fontes internas e sumidouro (S_i), tais como fontes bentônicas e transformações biológicas.

Figura 9 – Balanço de massa de um constituinte aplicado a um elemento (BROWN & BARWELL, Jr., 1987).

A representação funcional é a formulação das características físicas dos processos e das condições de contorno através de equações algébricas. O modelo tem como formulação básica a equação unidimensional da advecção-dispersão, que é numericamente integrada no tempo e espaço para cada constituinte modelado. Esta equação inclui os efeitos de transporte, diluição, reações e interações dos constituintes, fontes e sumidouros externos.

A condição de regime permanente é adotada pelo modelo, o que resulta na equação 5.1, para um constituinte genérico de concentração C :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial \left(A_x D_L \frac{\partial C}{\partial x} \right)}{A_x \partial x} - \frac{\partial (A_x U C)}{A_x \partial x} + \frac{dC}{dt} + \frac{s}{V} \quad (5.1)$$

Onde :

C = concentração do constituinte dissolvido (M / L^3);

t = tempo (T);

A_x = área da seção transversal ao escoamento (L^2);

D_L = coeficiente de dispersão longitudinal (L^2 / T);

U = velocidade de escoamento (L / T);

V = volume de controle do elemento computacional (L^3); $V = A_x \Delta x$

s = fontes externas e/ou sumidouros do constituinte considerado (M / T)

Os termos do lado direito da equação representam:

$$\frac{\partial \left(A_x D_L \frac{\partial C}{\partial x} \right)}{A_x \partial x} \rightarrow \text{dispersão};$$

$$-\frac{\partial (A_x UC)}{A_x \partial x} \rightarrow \text{advecção};$$

$$\frac{dC}{dt} \rightarrow \text{representa as fontes internas de consumo e geração do constituinte};$$

$$\frac{s}{V} \rightarrow \text{fontes externas e/ou sumidouros}.$$

O termo dC/dt representa as transformações de constituinte genérico, como o crescimento e decaimento, não devendo ser confundido com o termo $\partial C/\partial t$, que é a taxa de variação temporal local da concentração. Em condições permanentes, a derivada parcial torna-se igual a zero ($\partial C/\partial t = 0$).

Finalmente, tem-se a representação computacional, que consiste em um processo pelo qual o modelo funcional é traduzido em formas matemáticas, com procedimentos computacionais necessário para a solução do problema nos intervalos de tempo e espaço desejados.

A equação (5.1) não tem solução analítica para a maioria das situações de interesse. Desta forma, o QUAL2E adota a solução numérica pelo método clássico de diferenças finitas, com aproximações regressivas, para o termo advectivo, e centradas para o dispersivo.

O método de diferenças finitas consiste em encontrar o valor da variável (concentração do constituinte) em função da coordenada espacial em um intervalo de tempo $n+1$, quando sua distribuição é conhecida no tempo n . O tempo zero corresponde à condição inicial.

O esquema de diferença finita é formulado pelo termo da concentração em quatro pontos de uma grade de discretização, conforme o esquema mostrado na Figura 10:

Figura 10 – Esquema implícito das diferenças finitas (BROWN & BARNWELL, 1987).

São requeridos três pontos no tempo (n+1) para obtenção das derivadas espaciais numa aproximação. A derivada temporal é obtida no passo i.

A equação 5.1 é então discretizada em dois passos. Inicialmente, o termo de advecção e difusão são derivados uma vez em relação a x, resultando:

$$\frac{\partial C_i}{\partial t} = \frac{\left(AD_L \frac{\partial C}{\partial x}\right)_i - \left(AD_L \frac{\partial C}{\partial x}\right)_{i-1}}{V_i} - \frac{(AUC)_i - (AUC)_{i-1}}{V_i} + \frac{dC_i}{dt} + \left(\frac{s_i}{V_i}\right) \quad (5.2)$$

Onde:

$$V_i = A_i \cdot \Delta x_i$$

Em seguida, as derivadas espaciais dos termos de difusão e a derivada temporal de C, são expressas em diferenças finitas, obtendo-se, assim, a Equação 5.3 :

$$\begin{aligned} \frac{C_i^{n+1} - C_i^n}{\Delta t} = & \frac{(AD_L)_i C_{i+1}^{n+1} - (AD_L)_i C_i^{n+1}}{V_i \Delta x_i} - \frac{(AD_L)_{i-1} C_i^{n+1} - (AD_L)_{i-1} C_{i-1}^{n+1}}{V_i \Delta x_i} \\ & - \frac{Q_i C_i^{n+1} - Q_{i-1} C_{i-1}^{n+1}}{V_i} + r_i C_i^{n+1} + p_i + \frac{s_i}{V_i} \end{aligned} \quad (5.3)$$

Na equação (5.3), o termo dC/dt foi expresso como:

$$\frac{dC_i}{dt} = r_i C_i^{n+1} + p_i$$

Onde:

r_i = constante cinética de primeira ordem;

p_i = fontes e sumidouros internos do constituintes, tal como demanda bentônica para o OD.

A equação (5.3) pode ser rearranjada em termos dos coeficientes de C_{i-1}^{n+1} , C_i^{n+1} e C_{i+1}^{n+1} , obtendo-se a equação (5.5):

$$a_i C_{i-1}^{n+1} + b_i C_i^{n+1} + c_i C_{i+1}^{n+1} = Z_i \quad (5.4)$$

Onde:

$$a_i = - \left[(AD_L)_{i-1} \frac{\Delta t}{V_i \Delta x_i} + \frac{Q_{i-1} \Delta t}{V_i} \right]$$

$$b_i = 1,0 + \left[(AD_L)_i + (AD_L)_{i-1} \right] \frac{\Delta t}{V_i \Delta x_i} + \frac{Q_i \Delta t}{V_i} - r_i \Delta t$$

$$c_i = - \left[(AD_L)_i \frac{\Delta t}{V_i \Delta x_i} \right]$$

$$Z_i = C_i^n + \frac{s_i \Delta t}{V_i} + p_i \Delta t$$

Os valores de a_i , b_i , c_i e Z_i são todos conhecidos no tempo n e os termos C_i^{n+1} são desconhecidos para o passo de tempo $n+1$.

Para o caso de um elemento de junção com um último elemento de um tributário, a equação básica torna-se:

$$a_i C_{i-1}^{n+1} + b_i C_i^{n+1} + c_i C_{i+1}^{n+1} + d_j C_j^{n+1} = Z_i \quad (5.5)$$

Onde:

$$d_j = - \left[(AD_L)_j \frac{\Delta t}{V_i \Delta x_i} + \frac{Q_j \Delta t}{V_i} \right]$$

j = último elemento do tributário e

C_j^{n+1} = concentração do constituinte do elemento j no tempo $n+1$.

O termo d_j é análogo ao termo a_i . Ambos os termos consideram a entrada de massa à montante como sendo devido à dispersão e à advecção.

Usando-se as aproximações por diferenças finitas, em condições de regime permanente, $\partial C_i / \partial t$, obtém-se a equação (5.6) a partir da eq. (5.2), após rearranjar os termos como antes:

$$a_i C_{i-1}^{n+1} + b_i C_i^{n+1} + c_i C_{i+1}^{n+1} = Z_i \quad (5.6)$$

Onde:

$$\begin{aligned} a_i &= - \left[\frac{(AD_L)_{i-1}}{V_i \Delta x_i} + \frac{Q_{i-1} \Delta t}{V_i} \right] \\ b_i &= \left[\frac{(AD_L)_i}{V_i \Delta x_i} + \frac{(AD_L)_{i-1}}{V_i \Delta x_i} + Q_i \frac{\Delta t}{V_i} - r_i \right] \\ c_i &= \left[\frac{(AD_L)_i}{V_i \Delta x_i} \right] \\ z_i &= \frac{s_i}{V_i} + p_i \end{aligned}$$

As diferenças existentes entre as eqs. (5.4) e (5.6) são:

- $\Delta t = 1,0$
- a constante 1,0 em $b_i = 0$
- a concentração inicial C_i^n em $Z_i = 0$

As equações (5.4) e (5.8) representam, cada uma, um conjunto de equações lineares simultâneas, cujas soluções fornecem os valores de C_i^{n+1} para todos os valores de i 's. Este conjunto de equações pode ser representado na forma matricial:

$$\begin{bmatrix} b_1 & c_1 & & & & \\ a_2 & b_2 & c_2 & & & \\ & a_3 & b_3 & c_3 & & \\ & & \ddots & \ddots & \ddots & \\ & & & a_i & b_i & c_i \\ & & & & \ddots & \ddots \\ & & & & & a_{I-1} & b_{I-1} & c_{I-1} \\ & & & & & & a_I & b_I \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} C_1^{n+1} \\ C_2^{n+1} \\ C_3^{n+1} \\ \vdots \\ C_i^{n+1} \\ \vdots \\ C_{I-1}^{n+1} \\ C_I^{n+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Z_1 \\ Z_2 \\ Z_3 \\ \vdots \\ Z_i \\ \vdots \\ Z_{I-1} \\ Z_I \end{bmatrix} \quad (5.7)$$

No sistema de matrizes (5.8), a matriz da esquerda é uma tridiagonal, sendo que o QUAL2E utiliza uma sub-rotina para sua inversão e solução do sistema para cada incremento.

5.3 Condições de contorno

Segundo BROWN & BARNWELL (1987), na maioria das situações de interesse no transporte unidimensional, não há transferência significativa de massa para montante. No entanto, algumas concentrações imediatamente à montante do início e fim do trecho de interesse podem ser usadas como condições de contorno.

Para definirmos as condições de contorno dos elementos de cabeceira, verificamos que não existe o elemento $i-1$ e, desta forma o gradiente na cabeceira é substituído na Eq. (5.4) pela concentração C_{i-1} de montante. Uma vez que as concentrações de cabeceiras são fixadas, elas são incorporadas no lado direito da Eq. (5.4), no termo Z_i conhecido, para os elementos de cabeceiras, como:

$$Z_1 = C_1^n + \frac{s_1 \Delta t}{V_1} + p_1 \Delta t - a_1 C_o \quad (5.8)$$

Onde C_o é a condição de contorno de montante (concentração de cabeceira).

O QUAL2E também oferece duas opções para modelar as condições de contorno de jusante. A primeira usa a hipótese do gradiente nulo, que é aplicável na maioria dos casos de modelagem de rios, e a segunda incorpora no algoritmo da solução a concentração limite de jusante, atribuída pelo usuário, sendo esta condição utilizada em simulações para estuários.

Segundo BROWN & BARNWELL, 1987, para o último elemento computacional do sistema não existe o elemento de jusante $i+1$. Neste contorno, faz-se a hipótese de gradiente nulo substituindo-se C_{i+1} por C_{i-1} . O coeficiente a_i é então modificado para incluir o efeito da dispersão, normalmente encontrado no coeficiente c_i , para o último elemento do sistema. Desta forma, para a_i na Eq. (5.4) torna-se:

$$a_I = - \left\{ \left[(AD_L)_{I-1} + (AD_L)_I \right] \frac{\Delta t}{V_I \Delta x_I} + \frac{Q_{I-1} \Delta t}{V_I} \right\} \quad (5.9)$$

Onde: I = índice do elemento de contorno de jusante.

Para a opção de contorno, quando as concentrações do constituinte é considerada constante, o usuário fornece concentrações conhecidas, C_{LB} , ao contorno de jusante, a cada constituinte de qualidade da água. Assim, o valor de C_{i+1} na Eq. (5.4) torna-se:

$$C_{i+1} = C_{LB} \quad (5.10)$$

Como são conhecidas as concentrações de contorno nesta opção, elas são incorporadas na lado direito da Eq. (5.4), no termo Z_i conhecido para o elemento de contorno de jusante, resultando em :

$$Z_1 = C_I^n + \frac{s_I \Delta t}{V_1} + p_I - c_I C_{LB} \quad (5.11)$$

5.4 Características hidráulicas e transporte

O regime hidráulico do curso d' água é considerado permanente pelo programa, permitindo que o balanço hídrico para o elemento computacional seja representado pela equação (5.12).

$$Q_{i-1} \pm Q_{x,i} - Q_i = 0 \quad (5.12)$$

Onde Q_{i-1} = vazão do elemento (i-1) a montante ;
 Q_i = vazão de saída do elemento i;
 $Q_{x,i}$ = soma das entradas ou retiradas externas ao elemento i.

Uma vez que o balanço hidrológico é estabelecido, é necessário determinar outras características hidráulicas dos segmentos do curso d' água. Em particular, a velocidade da água, a profundidade, e a área da seção transversal devem ser determinadas. A inter-relação entre as características hidráulicas e vazão é definida no modelo por dois métodos. Segue abaixo o primeiro, onde a equação da energia é usada para relacionar velocidade média e profundidade com vazão, utilizando-se coeficientes de descarga:

$$U = \alpha Q^b \quad (5.13)$$

$$h = \alpha Q^B \quad (5.14)$$

Uma vez que a velocidade foi determinada, a área da seção transversal (A) pode ser calculada através da equação a seguir:

$$A = Q/\bar{U} \quad (5.15)$$

Onde a, b, α , β são coeficientes empíricos que são determinados por métodos de ajuste com dados de campo de cada trecho do segmento fluvial.

O outro método é através da utilização da equação de Manning que relaciona as características hidráulicas com a vazão (Q) através da equação:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S_e^{1/2} \quad (5.16)$$

Onde:

R = raio hidráulico do canal (m);

S_e = declividade (adimensional).

A = área da seção transversal

Ao se assumir que o regime hidráulico do curso d'água é permanente e que a área da seção transversal é constante, o gradiente de energia é igual a declividade do canal. Neste método, o QUAL2E considera que o canal tem uma área de seção transversal trapezoidal (Figura 11), e desta forma, a área da seção transversal e o raio hidráulico podem ser expressos em função da profundidade. Se a vazão é conhecida, isto significa que a eq. (5.16) é uma equação não linear e pode ser resolvida numericamente para a profundidade. A profundidade pode ser empregada para determinar a área, que pode ser usada para obter a velocidade através da eq. (5.15).

Figura 11 – Canal trapezoidal mostra os três parâmetros necessários para definir sua geometria. B_0 = largura do fundo; s_1 e s_2 = inclinações laterais CHAPRA (1997)

5.4.1 Coeficiente de Dispersão Longitudinal

O modelo QUAL2E usa a seguinte equação para calcular a dispersão em função das características do canal de escoamento:

$$D_L = 3,13KnUH^{5/6} \quad (5.17)$$

Onde:

D_L = coeficiente de dispersão longitudinal (m^2/s);

K = constante de dispersão, adimensional, atribuída pelo usuário;

n = coeficiente de rugosidade de Manning, adimensional;

U = velocidade média (m/s); e

H = profundidade média de escoamento (m).

5.4.2 Vazão de diluição

Quando a concentração de OD cai abaixo de um nível aceitável, determinado por padrão de qualidade, é desejável aumentar a concentração de OD pelo incremento de água de diluição. O QUAL2E fornece uma relação aproximada para o cálculo da água de diluição necessária para elevar a concentração de OD a níveis desejáveis. A aproximação usada pelo modelo é a seguinte:

$$OD_R = OD_T - OD_{\min} \quad (5.18)$$

$$Q_R = Q_c \left[\frac{OD_R}{OD_T} + 0,15 \left(\frac{OD_R}{OD_T} \right)^2 \right] \quad (5.19)$$

Onde:

OD_R = concentração de OD requerida para atingir o nível desejado;

OD_T = nível desejado de OD;

$OD_{\min}$ = concentração mínima de OD (nível crítico) na curva de depleção;

Q_R = aumento de vazão ou vazão de diluição;

Q_c = vazão correspondente ao ponto crítico da curva de depleção.

5.5 Coeficiente de reaeração

O QUAL2E oferece oito opções para a entrada ou cálculo de valores do coeficiente de reaeração - K_2 . Ao usuário é permitido empregar um valor de K_2 previamente atribuído ou adotar sete diferentes formas para o seu cálculo. Estas fórmulas são dadas pelos modelos de:

- Churchill, Elmore & Buckingham;

- O'Connor & Dobbins,
- Owens *et al.*;
- Thackson e Krenkel;
- Langbien & Durum;
- De equação empírica - função de potência de vazão;
- Tsivoglou & Wallace.

O modelo permite também a correção dos valores de K_2 para temperatura de campo, utilizando-se a Eq. 2.45, com θ igual a 1,024, ou outro valor atribuído pelo usuário.

5.6 A cinética do modelo QUAL2E para o oxigênio dissolvido

No modelo, a cinética para os contribuintes no balanço de oxigênio dissolvido é expressa através da equação diferencial (5.19), que incorpora os seguintes fatores interagentes: DBO carbonácea, DBO bentônica, ciclo de nutrientes e a produção de algas. A Figura 12, mostra os fatores interagentes no balanço de do OD.

$$\frac{dC}{dt} = K_2(C_s - C) + (\alpha_3\mu - \alpha_4\rho)A_g - K_1L - K_4/H - \alpha_5\beta_1N_1 - \alpha_6\beta_2N_2 \quad (5.20)$$

Onde:

C = concentração de oxigênio dissolvido (mg/l);

C_s = concentração de saturação do oxigênio dissolvido, nas condições de pressão e temperatura locais (mg/l);

A_g = concentração da biomassa de algas (mg-A/l);

L = concentração da DBO (mg/l);

H = profundidade do curso d' água (m);

K_1 = coeficiente de desoxigenação ou de decaimento da DBO (dia^{-1});

K_2 = coeficiente de reaeração, (dia^{-1});

K_4 = coeficiente de demanda bentônica ($\text{g/m}^2 \text{ dia}$);

N_1 = concentração de N-amônia (mg.N/l);

N_2 = coeficiente de N-nitrito (mgN-/l);

α_3 = taxa de produção de oxigênio (fotossíntese) por unidade de biomassa de algas (mg-O/mg-Ag);

α_4 = taxa de consumo de oxigênio (respiração) por unidade de biomassa de algas (mg-O/mg-Ag);

α_5 = taxa de consumo de oxigênio (oxidação) por unidade de concentração de nitrogênio-amoniacal (mg-0/mg-N);

α_6 = taxa de consumo de oxigênio (oxidação) por unidade de concentração de nitrogênio-nitrito (mg-O/mgN);

μ = coeficiente da taxa de crescimento de algas (dia^{-1});
 ρ = coeficiente da taxa de respiração das algas (dia^{-1});
 β_1 = coeficiente da taxa de oxidação de amônia (dia^{-1});
 β_2 = coeficiente da taxa de oxidação de nitrito (dia^{-1}).

Figura 12 – Principais interações entre os constituintes no balanço de OD do modelo QUAL2E. (BROWN & BARNWELL Jr., 1987).

O modelo, além simular os parâmetros que interagem no balanço de OD, permite também a simulação de balanços térmicos, de coliformes, de constituintes conservativos e não conservativos atribuídos pelo usuário.

5.7 QUAL2E - Interface Windows

O programa QUAL2E com interface para Windows foi desenvolvido para facilitar a utilização do modelo, possuindo telas de entrada e telas de ajuda, e fornecendo também a visão gráfica dos resultados. A utilização do modelo constitui basicamente na incorporação dos dados de entrada, execução do modelo e plotagem de resultados.

O QUAL2E está disponível para download no site da EPA – *Environment Protection Agency* (EUA) - no endereço http://www.epa.gov/OST/QUAL2E_WINDOWS. A documentação referente ao QUAL2E pode ser obtida no endereço <http://www.epa.gov/ORD/WebPubs/QUAL2E>.

A interface do programa consiste em 24 telas que cobrem todos os dados requeridos pelo QUAL2E e QUAL2E – UNCAS. As primeiras 20 telas representam os dados para QUAL2E, e as 4 restantes são para QUAL2E – UNCAS. A seqüência das telas de entrada de dados para o QUAL2E é dada na Tabela 6. A interface é dividida em seis dados componentes: QUAL2E, controle da simulação de um sistema hidrológico, variáveis globais, dados funcionais, dados climatológicos, e análise de incertezas.

O controle da simulação do QUAL2E descreve as variáveis de controle de simulação e o nº de trechos no sistema de trechos. Nele o curso d' água é descrito por uma conexão de trechos, tipo de elementos, e por um comprimento computacional. Trechos do rio, considerados agregados dos elementos computacionais, são a base para a maioria dos dados de entrada. As variáveis globais incluem o número de constituintes a ser simulados, as informações climatológicas e geográficas, as opções para plotar OD/DBO, e fatores de correção cinéticos e de temperatura. Os dados funcionais se referem a dados de vazão, aos coeficientes de reação e as funções-pulso. Condições iniciais, condições de contorno e pontos de descarga são usados como funções-pulso. Os dados globais climatológicos são requeridos somente para a simulação do OD diurno.

Tabela 6 – Seqüência das Telas de entrada para o QUAL2E Interface Windows.

Dados Componentes	Descrição dos dados de entrada	Conteúdo	Nº da Tela
1	Controle de Simulação do QUAL2E	Título, tipo de simulação, unidades, tempo	1
		Análises de incertezas, incremento de vazão, canal trapezoidal, nº de trechos	
2	Sistema Hidrográfico	Trechos e rio milhas/km, cabeceira, comprimento	2
		Tipo de elemento para cada trecho	3
3	Variáveis globais	Qualidade da água (nº de constituintes)	4
		Dados geográficos climatólogicos (lat., long. poeira, alt., evap.)	5
		Plotar DBO/DQO Listar os nº dos trechos a serem plotados	6
		Arquivo do OD Observado	7
		Constantes cinéticas, temp. correta, fator	8,9
4	Dados Funcionais	Vazão	Incremento de vazão
			Dados hidráulicos/climatolog. Local
		DBO/OD, algas, N, P, coef. Reaeração	12 13
		Função Pulso	Condições iniciais
			Incremento de vazão afluente
			Cabeceira de rio
			Pontos de descarga e de captação
			Represas
			Condições de contorno à jusante
5	Dados Climatológicos	Arquivo de dados climatológicos globais	20
6	Análise das Incertezas	Análises de sensibilidade, análises de erro de primeira ordem, simulação Monte Carlo	21
		Condições de entrada e saída	
		Variáveis de entrada para análise de sensibilidade	22
		Variáveis de entrada para análises de primeira ordem e Monte Carlo	23
		Nº de trechos a serem impressos	24

Fonte: EPA - Guia QUAL2E Interface Windows (1995).

Das 24 telas do programa, as 3 iniciais são mais importantes, uma vez que nelas um completo sistema hidrológico é alimentado. As demais 21 telas são

dependentes das informações alimentadas nas telas iniciais. Neste capítulo, a versão para Windows do programa QUAL2E será apresentada tomando como base uma simulação realizada em período de estiagem.

Na primeira tela, ilustrada na Figura 13, os dados iniciais são alimentados, tais como nome do corpo d'água, tipo de simulação e número máximo de iterações. Nas simulações, consideram-se a temperatura constante e o escoamento da água em regime permanente. Adota-se também o sistema métrico como unidade dimensional.

QUAL2E (QAL2E006.INP)

File Edit Tool Utilities Import Help

Help Next Back Top Index Run Restore Graphics Calc

QUAL2E Simulation

Description of this run: Córrego dos Bagres

Simulation Type: ☒ Steady state ☐ Dynamic

Units: ☐ U.S. units ☒ Metric

☐ Uncertainty Analysis
☐ Flow Augmentation
☐ Trapezoidal channels

Maximum Iterations: 100

Time step (hours): 1

Starting day of simulation: 180

Total simulation length (hours): 30

Time increment for RPT2 (hours): 1

Stream System: Number of reaches: 7

Figura 13 – Tela inicial do programa QUAL2E

No QUAL2E, cada corpo d'água analisado deve ser dividido em trechos, dimensionados em milhas ou quilômetros. A seqüência dos trechos dada na segunda tela é usada pelo programa para mostrar as conexões dos trechos. Cada trecho é subdividido em elementos computacionais de igual comprimento, no caso em questão 0,5 km. A Figura 14 apresenta a segunda tela, na qual se faz a separação do curso d' água em sete trechos, os quais são devidamente identificados.

QUAL2E (QAL2E006.INP)

File Edit Tool Utilities Import Help

Help Next Back Top Index Run Restore Graphics Calc

Stream Reach System

REACH NAME (1): Bagres I

REACH NO.	REACH NAME	BEGIN RIVER (km)	END RIVER (km)	HEADWATER	Delta-X (km)
1	Bagres I	44	37	√	0.5
2	Bagres II	37	33		0.5
3	Bagres III	33	32		0.5
4	Bagres IV	32	23		0.5
5	Bagres V	23	17		0.5
6	Bagres VI	17	9		0.5
7	Bagres VII	9	0		0.5

Figura 14 – Tela de definição dos trechos e do tamanho do elemento computacional

Uma vez que esta informação foi fornecida, a interface da terceira tela une automaticamente todos os trechos a um sistema de corrente e designa os tipos de elementos como cabeceira, junção, padrão, um contorno à jusante, entre outros.

Na Figura 15, que representa a terceira tela, são mostrados os elementos computacionais identificados para cada trecho correspondente. Nesta tela, certos elementos são marcados em cinza, tais como, o elemento de cabeceira e o elemento final. Isto indica que estes tipos de elementos ou campos não podem ser mudados. Os únicos tipos de elementos ou campos que podem ser modificados são os elementos padrão (*Standard*) nos quais o símbolo *S* é colocado. Os elementos-padrão poderão ser também definidos como ponto de captação, descarga ou barragem. O usuário deverá indicar a localização dos pontos de captação, descargas ou represamento se eles forem aplicados. Trechos do rio e elementos computacionais são as bases para a maioria dos dados de entrada.

REACH NO.	TOTAL ELE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	14	H	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	P						
2	8	P	S	S	S	S	P	S	P												
3	2	S	S																		
4	18	S	S	S	S	S	S	S	P	S	S	S	P	S	S	S	S	S	P		
5	12	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S								
6	16	S	S	S	S	S	S	S	S	S	P	S	S	S	S	S	S				
7	18	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	E		

Figura 15 – Tela de locação dos diversos elementos computacionais nos trechos correspondentes

A quarta tela, representada pela Figura 16, é usada para identificar quais os parâmetros de qualidade de água que serão simulados, no caso em questão, o oxigênio dissolvido (OD) e a demanda bioquímica de oxigênio (DBO última).

Vale notar que o QUAL2E pode simular a DBO última ou a DBO₅. O modelo simula a DBO última na maioria dos casos. Se o usuário deseja usar DBO₅ para entrada e saída de dados, o programa internamente fará a conversão para a DBO última. Na quarta tela, se somente DBO é escolhida, a DBO última será simulada; se ambas DBO e DBO₅ forem selecionadas, a opção de DBO₅ é aplicada tanto para dados de entrada como para dados de saída.

Dados geográficos e climatológicos são alimentados na quinta tela, como mostrado na Figura 17. Os dados climatológicos podem variar com o trecho ou serem constantes através dos trechos, dependendo do tipo de simulação.

QUAL2E (QAL2E006.INP)

File Edit Tool Utilities Import Help

Help Next Back Top Index Run Restore Graphics Calc

Water Quality Simulation

☐ Temperature

☒ BOD

☐ Algae

☐ Phosphorus cycle

☐ Nitrogen cycle

☒ Dissolved Oxygen

☐ Fecal coliform

☐ Conservative constituent

Number of constituents

Constituent #1 Unit

Constituent #2 Unit

Constituent #3 Unit

☒ Non-Conservative constituent

Constituent Unit

☐ Specified d/s boundary constituent concentrations

☒ BOD5

Coeff. for converting 5-day to ultimate BOD

Figura 16 – Tela de identificação do parâmetros de qualidade simulados

QUAL2E (QAL2E006.INP)

File Edit Tool Utilities Import Help

Help Next Back Top Index Run Restore Graphics Calc

Geographical and Climatological Data

Latitude (deg)

Longitude (deg)

Standard meridian (deg)

Basin elevation (m)

Dust attenuation coeff.

Evaporation coefficient

AE ((m/hr)/mbar)

BE ((m/hr)/(mbar-m/s))

Temperature correction factors

☒ Default

☐ User specified

Climatological Data

☐ Reach variable temp.

☒ Global values

Climatological file

Output Print

☒ Summary

☒ Climatological data printout

☒ DO and BOD plot

Number of DO/BOD plots

Observed Dissolved Oxygen file

Figura 17 – Tela de definição dos dados geográficos e climatológicos

Os fatores de correção de temperatura, fornecidos através da sexta tela mostrada na Figura 18, podem ser os definidos como padrão pelo modelo ou

especificados pelo usuário. Neste trabalho foram adotados os valores usuais, definidos como padrão pelo modelo.

Temperature Correction Factors	
BOD	
Decay	1.047
Settling	1.024
DO	
Reaeration	1.024
SOD uptake	1.06
Nitrogen	
Organic N decay	1.047
Organic N settling	1.024
Ammonia decay	1.083
Ammonia source	1.074
Nitrite decay	1.047
Phosphorus	
Organic P decay	1.047
Organic P settling	1.024
Dissolved P source	1.074
Algae	
Growth	1.047
Respiration	1.047
Settling	1.024
Coliform decay	
	1.047
Non-conservative	
Decay	1
Settling	1.024
Source	1

Figura 18 – Tela para correção dos coeficientes considerando o efeito da temperatura

Na sétima tela, representada pela Figura 19, são alimentados os dados registrados em campo os quais consideram as variações da velocidade de escoamento e profundidade em função da vazão. Nesta tela as características do fluxo do sistema de trechos são descritas pelo coeficiente de dispersão, coeficiente de descarga e número de *Manning*.

QUAL2E (QAL2E006.INP)

File Edit Tool Utilities Import Help

Help Next Back Top Index Run Restore Graphics Calc

Hydraulic Data

Q COEFF DEPTH (1): 0.4

REACH NO.	DISPER CONST	Q COEFF VEL	Q EXP VEL	Q COEFF DEPTH	Q EXP DEPTH	MANNING
1	60	0.5	0	0.4	0	0.035
2	60	0.5	0	0.4	0	0.035
3	60	0.5	0	0.4	0	0.035
4	60	0.5	0	0.4	0	0.035
5	60	0.5	0	0.4	0	0.035
6	60	0.5	0	0.4	0	0.035
7	60	0.5	0	0.4	0	0.035

Figura 19 – Tela de entrada dos dados hidráulicos

A Figura 20 mostra a oitava tela da interface, na qual é possibilitada a entrada de valores dos coeficientes cinéticos de decaimento da DBO, K_1 , e de reaeração, K_2 , da DBO devido à sedimentação e/ou ressuspensão K_3 , e da demanda bentônica, K_4 , de cada trecho.

QUAL2E (QAL2E010.INP)

File Edit Tool Utilities Import Help

Help Next Back Top Index Run Restore Graphics Calc

BOD and DO Reaction Rate Constants

BOD DECAY (1/day) (1): 0.1

REACH NO.	BOD DECAY (1/day)	BOD SETTLING (1/day)	SOD RATE (g/m ² -day)	TYPE REAERATION
1	0.1	0	0	Langbien and Durum
2	0.5	0.2	0	Langbien and Durum
3	0.5	0	0	Langbien and Durum
4	0.5	0	3	Langbien and Durum
5	0.5	0	3	Langbien and Durum
6	0.5	0	1	Langbien and Durum
7	0.5	0	1	Langbien and Durum

Figura 20 – Tela para definição dos coeficientes cinéticos referentes ao decaimento da DBO, à sedimentação da DBO, à demanda bentônica e à rearação

Na resolução da equação da advecção-dispersão são solicitadas pelo programa informações referentes às condições iniciais de cada trecho, referente à temperatura, concentração do OD e da DBO. Os valores adotados são alimentados através da nona tela, e são mostrados na Figura 21.

REACH NO.	TEMP [C]	DO [mg/l]	BOD [mg/l]
1	20	5.5	5
2	20	5.5	5
3	20	2.0	50
4	20	3.0	20
5	20	5.5	10
6	20	6.0	10
7	20	6.5	5

Figura 21 – Tela definindo as condições iniciais do trechos discretizados

O trecho inicial, considerado como cabeceira, possui uma vazão de $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$, no período de estiagem, obtido em medições locais. As concentrações de OD e DBO foram admitidas com sendo as médias dos valores observados. Estas informações foram alimentadas ao programa através da tela apresentada na Figura 22.

Os dados de entradas referente as características das cargas pontuais lançadas nos diversos trechos do curso d' água são introduzidos através da décima segunda tela, como mostra a Figura 23.

QUAL2E (QAL2E010.INP)

File Edit Tool Utilities Import Help

Help Next Back Top Index Run Restore Graphics

Headwater Source Data

FLOW (m3/s) (1): 0.1

HEADWATER NAME	FLOW (m3/s)	TEMP (C)	DO (mg/l)	BOD (mg/l)
Bagres I	0.1	20	6	4

Figura 22 – Tela para os dados de vazão, temperatura e DBO para a cabeceira do Córrego dos Bagres

QUAL2E (QAL2E010.INP)

File Edit Tool Utilities Import Help

Help Next Back Top Index Run Restore Graphics Calc

Point Loads and Withdrawals

NAME (1): Espraiado

REACH NO.	NAME	TREAT (%)	FLOW (m3/s)	TEMP (C)	DO (mg/l)	BOD (mg/l)
1	Espraiado	0	0.2	20	5	3
2	Curt Francouro	0.9	0.03	20	0	60
2	ETE Franca	0.854	0.395	20	0	46.2
2	DINFRA	0.8	0.1	20	0	400
4	C. Olhos Água	0	0.1	20	6	3
4	c. Santa Rita	0	0.1	20	6	3
4	C. sem nome	0	0.1	20	6	3
6	Santo Antônio	0	0.3	20	3	6

Figura 23 – Tela para identificação da eficiência de tratamento, da vazão, temperatura, OD e DBO das fontes pontuais de descarga

A última tela de dados de entrada do programa se refere ao dados da região em estudo, tais como pressão barométrica, velocidade do vento, data e hora da coleta de dados.

Como mostrado pela descrição anterior, a interface para Windows do programa QUAL2E facilita a alimentação dos dados e a visualização de resultados, fornecendo mecanismos para plotagem das variáveis em análise.

6 O CÓRREGO DOS BAGRES

6.1 Descrição da bacia hidrográfica do Córrego dos Bagres

O Córrego dos Bagres nasce dentro do perímetro urbano da cidade de Franca, Estado de São Paulo, a uma altitude de 1050 metros, e estende-se por cerca de 44 km até a confluência com o Rio Sapucaí-Mirim, sofrendo um desvio altimétrico de 386 metros.

A bacia dos Bagres está compreendida entre as coordenadas 20° 30' e 20° 40' 35'' de latitude sul do equador e 47° 35' 2'' e 47° 20' 18'' de longitude a oeste do meridiano de Greenwinch. O Córrego dos Bagres possui como principais tributários: pela margem direita, o Ribeirão Santo Antônio, e pela margem esquerda o Córrego do Espraiado, o Riacho Olhos D'Água, o Córrego Santa Rita, o Córrego da Represa e ainda um córrego de vazão considerável sem denominação. A área total de sua bacia abrange cerca de 272 km². A Figura 24 mostra uma seção do Córrego dos Bagres localizada no municípios de Restinga.

Ribeirão dos Bagres é um dos tributários do rio Rio Sapucaí-Mirim, que por sua vez pertence à Bacia Hidrográfica do Sapucaí-Mirim/Grande, definida como Unidade de Hidrográfica de Gerenciamento de Recursos Hídricos - (UGRHI 08), pela Lei nº 9.034/94, de 27/12/94, que dispõem sobre o Plano Estadual de Recursos Hídricos para o biênio 1994/95.

Figura 24 – Seção do Córrego dos Bagres – município de Restinga.

Esta UGRHI contém 22 municípios, com uma população total equivalente a 574.821 habitantes, sendo 529.031 habitantes na zona urbana, e 45.790 habitantes na zona rural.

A Figura 25 localiza a UGRHI Sapucaí-Mirim no Estado de São Paulo.

Figura 25 – Localização da UGRHI Sapucaí/Grande no Estado de São Paulo.

A UGRHI Sapucaí-Mirim/Grande localiza-se no extremo nordeste do Estado de São Paulo e possui como bacias limítrofes as UGRHIs do Pardo e Baixo Pardo/Grande. A Figura 26 mostra os municípios com sede na UGRHI Sapucaí/Grande.

Figura 26 – Sub-bacias da UGRHI Sapucaí/Grande

A Tabela 7 apresenta a relação das sete sub-bacias e respectivas áreas totais.

Tabela 7 – Relação de sub-bacias e respectivas áreas totais:

Sub-Bacia	Área (km ²)
1- Alto Sapucaí	2.151,44
2- Médio Sapucaí	1.059,82
3- Baixo Sapucaí	1.834,55
4-Ribeira Bom Jardim/Córrego do Lageado	945,68
5- Rio do Carmo	1303,36
6- Afluentes do Rio Grande	1425,80
7- Rio Canoas	446,21
Total	9.166,86

Fonte:Relatório IPT nº 40.672 (1999)

A UGRHI Sapucaí/Grande, segundo Relatório IPT nº40.672, em 1996, abrigava 574.821 habitantes com acréscimo populacional, para o período de 1980-91, de 31%. Já no período de 1991-2000 ocorreram acréscimos menores, da ordem de 21%, e a estimativa para o período de 2000 a 2010 é de 19%. É previsto, para o ano 2000, uma população total de 620.533 habitantes e, para o ano 2010, aproximadamente 735.630 habitantes.

O Córrego dos Bagres é um dos principais afluentes da sub-bacia Médio Sapucaí. Em sua bacia está inserida a maior parte dos municípios de Franca, Restinga, Nuporanga e São José da Bela Vista, abrigando cerca de 47% da população total da UGRHI do Sapucaí/Grande.

A Tabela 8 apresenta as projeções do crescimento da população para os municípios pertencentes à bacia dos Bagres.

Tabela 8 – População total dos municípios pertencentes à bacia do Córrego dos Bagres (1996 e estimativa para 2000 e 2010):

Município	População		
	1996	2000	2010
Franca	266.617	295.722	368.338
Nuporanga	4.920	5.247	6.047
Restinga	4.900	5.224	6.032
S. José da Bela Vista	6.536	7.503	9.404

Fonte: Relatório IPT nº 40.672 (1999) - SEADE e IBGE.

6.2 Características físicas e climáticas

6.2.1 Geologia

As unidades geológicas que ocupam a maior parte da área da Bacia Hidrográfica do Sapucaí-Mirim / Grande são as rochas mesozóicas pertencentes ao Grupo São Bento, que são rochas sedimentares das formações pirambóia e Botucatu e da Serra Geral.

Do Embasamento Cristalino ocorrem rochas do grupo Canastra no extremo nordeste da área da UGRHI.

A maior parte da UGRHI é formada por rochas que fazem parte do Bacia do Paraná, que após atravessar longo período de relativa estabilidade, marcado pela deposição de sedimentos do Subgrupo Irati, começa a registrar os primeiros sinais de intenso tectônicos que culminaram com o extravasamento das lavas basálticas de Formação Serra Geral.

As coberturas sedimentares pós-basálticas ocupam grande parte da UGRHI Sapucaí / Grande, geralmente em divisores de águas.

Na UGRHI verifica-se inúmeras ocorrências de depósitos continentais incluindo sedimentos elúvio-coluvionares de natureza areno-argilosa e depósitos de caráter variado associados a encostas na porção centro oeste da UGRHI, bem como em espigões da região de Franca.

6.2.2 Geomorfologia

Segundo Relatório IPT nº 40.672 (1999), a Bacia do Sapucaí-Mirim está inserida em sua maior parte, na Província Geomorfológica das Cuestas Basálticas e, parcialmente, na Província do Planalto Ocidental Paulista, segundo a subdivisão geomorfológica do Estado de São Paulo proposta por ALMEIDA (1964) e adotada no Mapa Geomorfológico do Estado de São Paulo. O Planalto Ocidental corresponde, geologicamente, aos derrames basálticos que cobrem as unidades sedimentares do final do ciclo de deposição da Bacia do Paraná e as coberturas sedimentares que, por sua vez, foram depositadas na Bacia Bauru, acima desses basaltos. A Província das Cuestas Basálticas caracteriza-se morfologicamente por apresentar um relevo escarpado nos limites com a Depressão Periférica, seguido de uma sucessão de grandes plataformas estruturais de relevo suavizado, inclinadas para o interior em direção à calha do rio Paraná.

6.2.3 Pedologia

De acordo com IPT (1990), os solos da bacia, analisados do ponto de vista do desenvolvimento pedológico, no que se refere à profundidade e à organização do perfil, formam dois conjuntos, a saber:

- solos pedologicamente desenvolvidos, com horizonte B latossólico ou com horizonte B textural representados pelas principais associações pedológicas: Latossolo Roxo, Latossolo Vermelho-Escuro, Latossolo Vermelho-Amarelo;
- solos caracterizados por apresentarem alteração incompleta dos minerais constituintes: Areias Quartzas, Cambissolos e Litólicos, além dos hidromórfos.

Estudos realizados pelo IPT(1990), com base nos levantamentos executados pelo PROJETO RADAMBRASIL (Secretaria Geral, Ministério de Minas e Energia) e em Mapa Pedológicos 1:500.000, concluem que a área da UGRHI do Sapucaí/Grande "apresenta predominância de solos de textura média/argilosa, constituídos por argilitos, siltitos, basaltos e arenitos que deram origem aos solos de textura arenosa/média." (Relatório IPT nº 40. 672, 1999, p. 28)

Na área da sub-bacia Médio Sapucaí, na qual está inserida a bacia hidrográfica em estudo, as classes de solo predominantes são: Latossolos Roxos (textura argilosa com alto teor de óxido de ferro) em relevos mais suaves, Terra Roxa Estruturada (muito argiloso) em determinadas porções do relevo, e Litólicos (solos pouco desenvolvido com pequena espessura) e Cambissolo (solo com certo grau de evolução que não tem alteração dos minerais primários) em áreas de alta declividade.

6.2.4 Relevo

O relevo predominante ao longo do médio Sapucaí é de "*Morros Amplos*, constituído por interflúvios arredondados com área superior a 15 km². Os topos são arredondados e achatados e as vertentes apresentam perfis retilíneos a convexos. A drenagem é de baixa densidade com padrão dentrítico. Os vales são abertos, com planícies aluviais interiores restritas." (Relatório IPT nº 40. 672, 1999, p. 26).

6.2.5 Clima

De acordo com STEZER (1966), e com base na classificação proposta por Köeppen, existem na Bacia Sapucaí/Grande três tipos climáticos, conforme descrito na Tabela 9 a seguir, com predomínio do Aw, e com áreas de ocorrência do Cwa e Cwb.

Tabela 9 – Classificação climática, segundo Koeppen (SETZER, 1966)

Tipo Climático	Símbolo	Total de chuva no período seco (mm)	Temperatura média (°C) (mês mais quente)	Temperatura média (°C) (mês mais frio)
Tropical com inverno seco	Aw	Menos de 30 mm	Acima de 22 ° C	Acima de 18 ° C
Quente com inverno seco	Cwa	Menos de 30 mm	Acima de 22 ° C	Abaixo de 18 ° C
Temperado com inverno seco	Cwb	Menos de 30 mm	Abaixo de 22 ° C	Abaixo de 18 ° C

Fonte: Relatório IPT nº 40.672 (1999).

As temperaturas médias anuais da Bacia do Sapucaí/Grande são em torno de 22°C, sendo que a média das máximas em janeiro é de 30°C, no interflúvio, e 20°C, no altiplano e média das mínimas em julho de 12°C no interflúvio, e 10°C no altiplano (IPT,1987).

Na Bacia Sapucaí/Grande, o período chuvoso ocorre de novembro a março (80 % das chuvas anuais) com precipitação média anual entre 1.500 a 2.000 mm na sub unidade Franca/Batatais (altitudes entre 800 a 1.000m) e entre 1.600 a 1.800 mm na sub unidade do Vale do Sapucaí-Mirim e o período seco vai de abril a outubro (5% das chuvas).

6.3 Uso e ocupação do solo

As principais formas de uso e ocupação do solo são pastagens, atividades agrícolas e áreas urbanas. Há uma parcela significativa de reflorestamento, e pequena porções de vegetação natural.

As pastagens e os campos antrópicos abrangem as pastagens artificiais ou plantios de forrageiras para pastoreio.

As atividades agrícolas são relacionadas às culturas perenes (cultivo da laranja e café), semi-perenes (cana-de-açúcar, com renovação dos talhões em torno de quatro anos) e as temporárias (culturas de ciclo vegetativo curto, anual, de porte baixo e rasteiro - grãos).

As áreas de reflorestamento são representativas, próximas à confluência do Córrego dos Bagres com o Rio Sapucaí. Verifica-se nesta sub-bacia, quando se analisam os mapeamentos atuais e anteriores, um decréscimo da área ocupada por vegetação natural, com um avanço da cana-de-açúcar.

6.4 Recursos Hídricos Superficiais

O levantamento de dados para análises dos recursos hídricos superficiais constitui-se basicamente da análise de dados pluviométricos e fluviométricos.

Abaixo, na Tabela 10, são apresentados os postos pluviométricos em operação da sub-bacia Médio Sapucaí, que fazem parte da rede pluviométrica da Bacia do Sapucaí Mirim.

Tabela 10 – Postos Pluviométricos em operação na Sub-Bacia Médio Sapucaí

SUB-BACIA	Prefixo	Entidade	Município
Médio Sapucaí	B4-001	DAEE	Franca
	B4-003	DAEE	Nuporanga
	B4-020	DAEE	Restinga
	B4-21	DAEE	São José da Bela Vista
	B4-039	DAEE	Restinga
	2047016	DNAEE	Franca

Fonte: Relatório IPT nº 40.672 (1999)

Pelas características gerais da sub-bacia Médio Sapucaí e tendo-se em conta a distribuição dos postos pluviométricos, optou-se pelo método aritmético para a realização dos cálculos (Relatório nº 40.672), sendo obtida a precipitação média anual histórica, para a sub-bacia em estudo, de 1.636,46 mm, e a precipitação média do ano de 1997, de 1.590,10 mm.

Com relação aos postos fluviométricos, verificamos que sub-bacia Médio Sapucaí, com os seus 1.059,82 km², apresenta apenas um posto fluviométrico, operado pelo DAEE, localizado no Ribeirão do Buriti, que não faz parte da bacia do Córrego dos Bagres. Os dados de vazão obtidos neste posto têm sido usados pela CETESB como referência para calcular a vazão do Córrego dos Bagres, através de um fator de conversão $f = 0,227$. A incorporação do aspecto quantitativo do recurso hídrico em questão, mesmo que bastante aproximado, tem como função uma interpretação mais adequada da qualidade do recurso hídrico, uma vez que a

variações temporais dos parâmetros qualitativos podem ser tanto por alterações das cargas poluidoras lançadas, como pelas variações da concentração decorrentes de alteração de vazão.

Devido às dificuldades existentes para dispor de informações a partir de medições diretas, no presente estudo utilizou uma metodologia desenvolvida pelo DAEE, que consiste na utilização de parâmetros hidrológicos regionais, visando avaliar a disponibilidade hídrica de Córrego dos Bagres e de seus afluentes.

6.5 Demandas da bacia

As demandas de água para o abastecimento público dos 4 municípios com 2 sedes totais ou parciais na bacia dos Bagres, foram obtidas junto à SABESP e prefeituras municipais, e têm como referência o mês de setembro/2000. Elas se encontram na Tabela 11, onde se verifica que nenhuma captação é realizada no Córrego dos Bagres ou em seus afluentes.

Tabela 11 – Demanda de água para abastecimento público da bacia dos Bagres

Município	Operação	Vazão (m ³ /s)	Número de	
		Superficial	Poços	Captações
Franca e Restinga	Sabesp	0,05 - Rib. dos Macacos	0	3
		0,20 - Rib. Pouso Alegre		
		0,70 - Rio Canoas		
Nuporanga	Prefeitura	0	7	0
S J Bela Vista	Prefeitura	0,028 – Rib. Buriti	2	1

Fonte: Relatório IPT nº 40.672 (1999)

6.6 Fontes de poluição das águas superficiais

As principais fontes pontuais de poluição que ameaçam os recursos hídricos superficiais da bacia em estudo, são os lançamentos de esgotos domésticos coletados em áreas urbanas e os lançamentos dos esgotos industriais.

A bacia do Córrego dos Bagres recebe uma carga orgânica de 2.592 kg DBO₅/dia, referente aos lançamentos dos esgotos domésticos tratados, gerados nos

municípios de Franca e Restinga. Na Tabela 12 são apresentados os pontos de lançamento de carga orgânica doméstica na bacia dos Bagres.

Tabela 12 – Lançamento de carga orgânica doméstica na bacia dos Bagres

Município	Corpo Receptor	Tratamento	Carga Orgânica (kgDBO5/dia)	
			Potencial	Remanescente
Franca	Córrego dos Bagres	Lodo Ativado Convencional	12.428	2.346
Restinga	Cór. Santo Antônio	Lagoa anaeróbia, facultativa e de maturação	249	37
Total	02	02	12.677	2.383

Fonte: Relatório IPT nº 40.672 (1999)

Verifica-se que o município de Franca gera 92,57 % da carga potencial de toda a sub- bacia do Médio Sapucaí, seguido por São José da Bela Vista com 3,12 %, Nuporanga com 2,46% e Restinga com 1,85%. Com relação à carga remanescente, Franca passa a contribuir com 76,47%, seguido por São José da Bela Vista com 12,54%, Nuporanga com 9,88% e Restinga com 1,11%.

As cargas de origem industrial, assim como as cargas de origem domésticas, correspondem aos lançamentos dos efluentes líquidos tratados diretamente em cursos d' água. O inventário de indústrias obtido junto à CETESB, em agosto 2001, apresenta um registro de 19 indústrias na bacia em estudo, que lançam seus efluentes tratados diretamente nesta bacia hidrográfica. Franca é o principal município gerador de cargas orgânicas potenciais e remanescente da bacia dos Córrego dos Bagres, contribuindo com 61,91% da UGRHI do Sapucaí/Grande.

As indústrias cadastradas diversificam basicamente em quatro ramos de atividades, com o predomínio de curtumes e recurtidoras, correspondente a 79 % do total de indústrias inventariadas na bacia. A Tabela 13 apresenta as distribuições obtidas por atividades industriais.

Tabela 13 – Distribuição das indústrias por ramo de atividades.

Atividade	Número
Tratamento superficial	1
Curtume e recurtidoras	15
Fábrica de produtos químicos	2
Borracha	1

7 METODOLOGIA DO ESTUDO

Nos capítulos anteriores apresentou-se a base teórica de sustentação deste trabalho e uma revisão bibliográfica. Foi contextualizada uma ampla descrição do fenômeno da autodepuração, que compreendia os aspectos ecológicos envolvidos, os parâmetros usados para sua quantificação, os modelos utilizados e ações de gestão ambiental. Posteriormente discorreu-se sobre a formulação matemática do modelo QUAL2E e sua utilização como uma ferramenta de auxílio à gestão ambiental. Por fim, foi apresentada a situação atual da bacia hidrográfica do Córrego dos Bagres.

No presente capítulo serão apresentados os procedimentos metodológicos que orientarão a aplicação da ferramenta – o modelo de qualidade QUAL2E – para avaliação da qualidade das águas do Córrego dos Bagres.

A metodologia proposta consta basicamente das seguintes etapas:

- I. Caracterização da bacia hidrográfica de estudo;
- II. Obtenção dos dados hidrológicos e demais dados de alimentação do programa, bem como o estabelecimento das condicionantes para desenvolvimento do estudo;
- III. Obtenção dos dados qualitativos;
- IV. Calibração do Modelo;
- V. Verificação da validade do Modelo;
- VI. Discussão dos resultados e elaboração de conclusões e sugestões.

7.1 Caracterização da bacia hidrográfica em estudo

Na preparação do Mapa de Caracterização Geral da Bacia dos Córrego dos Bagres foram utilizadas as cartas planialtimétricas do IBGE, folhas de São José da

Bela Vista (Folha SF-23-V-A-IV-2) e Franca (Folha SF-23-V-a-V-1) em escala 1:50.000.

Nestas plantas, a bacia do Córrego dos Bagres foi demarcada e, posteriormente digitalizada. Com a utilização do programa computacional (AutoCAD), a área de drenagem foi calculada, bem como os comprimentos do Córrego dos Bagres e de seus afluentes.

Com base nestas informações, definiu-se pela simulação de 44 km, correspondentes ao Córrego dos Bagres desde sua nascente até a confluência com o Rio Sapucaí Mirim.

Para realizar a simulação o Córrego dos Bagres foi subdividido em trechos. O critério adotado para subdivisão foi a distinção dos trechos em função da declividade da linha d' água, uma vez que esta tem influência na capacidade de reoxigenação natural.

Para a subdivisão do córrego em trechos construiu-se, inicialmente, seu perfil longitudinal conforme mostrado na Figura 27.

Figura 27 – Perfil longitudinal do Córrego dos Bagres

Na construção do perfil longitudinal, os comprimentos foram obtidos em mapas topográficos, escala 1:50000 (IBGE, folhas “Franca” e “São José da Bela Vista”) onde os comprimentos entre as curvas de nível consecutivas foram medidas

com o uso de um curvímeter. As declividades dos trechos foram calculadas pelo Método da Declividade Equivalente Constante:

$$S = \left[\frac{\sum L_i}{\sum (L_i / (S_i)^{1/2})} \right]^2 \quad (7.1)$$

Onde:

S = declividade de um trecho,

L_i = comprimento entre curvas de nível consecutivas medidos;

S_i = declividade do segmento entre curvas de nível consecutivas.

As declividades equivalentes constantes obtidas através da Eq. (7.1) são apresentada na Figura 28, dividindo-se, assim, o sistema fluvial em sete trechos.

Posteriormente, o segmento fluvial em estudo foi discretizado em elementos computacionais com comprimento de 0,5 km, buscando representar as variações do perfil do OD e DBO.

Figura 28 – Perfil do leito do Córrego dos Bagres: cota mais elevada refere-se a sua nascente.

A seguir, fez-se um estudo das cargas poluidoras pontuais, caracterizando-as quantitativa e qualitativamente, as quais foram alocadas ao longo de todo o segmento a ser modelado, com distribuição espacial dos lançamentos dos efluentes líquidos domésticos e industriais em cada trecho e em cada elemento computacional previamente estabelecido.

Uma vez que o presente trabalho não tem como objetivo simular a qualidade dos demais tributários, estes foram inseridos como fontes pontuais de efluentes líquidos no sistema fluvial. A Figura 29 apresenta o diagrama unifilar do percurso simulado, mostrando as seções de amostragem de qualidade da água e locais de lançamentos de efluentes líquidos.

Como não dispúnhamos de dados de qualidade para tributários, foram feitas as seguintes considerações:

- o OD foi estimado em função do grau de poluição aproximado do curso d'água. Se este apresenta poucos indícios de poluição, pode-se adotar de 70% a 90% do valor da saturação. No presente caso, adotou-se OD igual a 0,9 Cs, que resulta em $OD = 6,75 \text{ mg/l}$;
- a $DBO_{5,20}$ foi considerada como sendo igual 3,0 mg/l, para os Córregos Espreado, Olhos d'Água, Santa Rita e afluente sem denominação, os quais não recebem descargas de efluentes. Para o Córrego Santo Antônio, que recebe o lançamento dos esgotos domésticos tratados da cidade de Restinga, a $DBO_{5,20}$ foi considerada igual a 5,0 mg/l. Estas considerações foram baseadas no proposto por VON SPERLING (1995) apud MENDES (1999), que cita Klein. Segundo Klein, na ausência de dados específicos as concentrações típicas adotadas:

Figura 29 – Diagrama Unifilar

Tabela 14 – Valores de $DBO_{5,20}$ em função das características do curso d' água, conforme Klein, 1962:

Condição do curso d' água	$DBO_{5,20}$ do curso d' água
Bastante limpo	1
Limpo	2
Razoavelmente limpo	3
Duvidoso	5
Ruim	> 10

(Fonte: VON SPERLING, 1995 apud MENDES, 1999)

7.2 Dados Hidrológicos

Devido à não disponibilidade de dados hidrológicos, optou-se por estimar as vazões média e mínima do Córrego dos Bagres e seus afluentes, pela "Metodologia de Estimativas de Disponibilidades Hídricas para as Bacias Hidrográficas do Estado de São Paulo", desenvolvida pelo DAEE com a aplicação dos estudos de regionalização hidrológica.

Desta forma, a vazão média (Q_m) foi calculada através da seguinte equação:

$$Q_m = a + b * P * AD \quad (7.2)$$

Onde:

"a" e "b" = parâmetros regionais

P = precipitação média

AD = área de drenagem

e a vazão mínima de 7 dias consecutivos e período de retorno de 10 anos, $Q_{7,10}$, por:

$$Q_{7,10} = C * X_{10} * (A + B) * Q_m \quad (7.3)$$

Onde:

A, B, C e X_{10} são parâmetros regionais.

Os dados de vazão obtidos encontram-se na Tabela 15.

Tabela 15 – Dados de vazão obtidos para a bacia dos Bagres utilizando a metodologia desenvolvida pelo DAE:

Curso d' água	AD* (km ²)	Média história até 1997 (mm)	Vazão média (m ³ /s)	Q _{7,10} (m ³ /s)
Córrego dos Bagres	272	1590,10	4,964	0,961
Córrego Santo Antônio	89,38	1590,10	1,631	0,315
Córrego Cubatão	6,47	1590,10	0,118	0,002
Córrego Espraiado	13,01	1590,10	0,237	0,005
C. Olhos d' Água	22,09	1590,10	0,403	0,007
Córrego sem nome	11,49	1590,10	0,209	0,004
Córrego da Represa	16,09	1590,10	0,293	0,006

* AD: área de contribuição = área de drenagem

Para a caracterização geométrica dos trechos de modelação, foram efetuadas medições em campo, em algumas seções pré-definidas, em período de baixa vazão. Estes dados encontram-se na Tabela 16, a seguir.

Tabela 16 – Características geométricas dos trechos do Córrego dos Bagres:

Trecho	Largura Média (m)	Profundidade Média (m)
1	3,0	0.25
2	9.0	0.40
3	10.0	0.40
4	12.0	0.40
5	12.0	0.45
6	11.0	0.50
7	11.0	0.50

Devido à ausência de informações referentes a vazão, variações de profundidade e de velocidade no presente estudo, e uma vez consideradas constantes as velocidades e profundidades nos diferentes trechos, as potências dos termos de

vazão foram feitas nulas e os coeficientes tornados iguais a 0,5 (para a velocidade), baseado medições de velocidade em determinadas seções com flutuador, e a 0,4 (para a profundidade).

7.3 Dados qualitativos

O Córrego dos Bagres foi escolhido para modelagem, com a utilização do modelo de qualidade QUAL2E, devido à disponibilidade de dados de qualidade de suas águas gerados pela agência ambiental estadual responsável pela UGRHI Sapucaí/Grande e pela Rede de Monitoramento da Qualidade das Águas Interiores do Estado de São Paulo.

Atualmente, o Córrego dos Bagres apresenta um ponto pertencente à Rede de Monitoramento oficial, situado na sua calha principal, cuja frequência de amostragem é bimestral. Neste ponto de amostragem são realizadas determinações de 31 parâmetros de qualidade de água, incluindo determinações físico-químicas e microbiológicas. A Agência Ambiental da CETESB de Franca realiza também amostragem bimestral em quatro pontos ao longo do córrego, sendo um coincidente com o ponto da rede oficial, para elaboração de perfil sanitário. O enfoque deste monitoramento é direcionado para o controle corretivo e preventivo, face ao lançamento de efluentes domésticos e industriais. Os pontos de amostragens estão indicados na Figura 30, conforme a relação a seguir:

- Ponto 1, na nascente do Córrego dos Bagres (Rua Osvaldo Cruz com Av. Hélio Palermo);
- Ponto 2, na ponte da Rodovia SP 334;
- Ponto 3, na ponte de acesso da Rodovia SP 334, coincidente com o ponto BAGR04500 da Rede de Monitoramento Oficial;
- Ponto 4, na ponte Fazenda Boa Sorte.

Os parâmetros de qualidade de água analisados para os pontos de amostragem pertencentes ao Perfil Sanitário são os seguintes:

- Temperatura;
- pH
- Coliformes Fecais

Figura 30 – Bacia do Córrego dos Bagres com os pontos de monitoramento da qualidade de suas águas e os locais de descargas de efluentes líquidos industriais e domésticos

- Oxigênio Dissolvido (OD)
- Demanda Química de Oxigênio (DQO)
- Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO_{5,20})
- Cromo Total
- Sulfeto

Dentre os parâmetros monitorados rotineiramente, foram selecionados dois com o objetivo de caracterizar a qualidade das águas da bacia dos Bagres: Oxigênio Dissolvido e DBO_{5,20}.

Os resultados das campanhas de monitoramento da qualidade do Córrego dos Bagres efetuadas pela CETESB no período de 1998 a 2001 foram analisados e serão utilizados para calibração do modelo de qualidade QUAL2E a ser usado.

Os dados de OD e DBO_{5,20} referentes às campanhas selecionadas encontram-se no Anexo 1.

7.4 Demais dados de alimentação para a simulação do OD e da DBO

Para a modelagem proposta para o Córrego dos Bagres foi admitida a hipótese de condição de regime estacionário, isto é, que todos os parâmetros e entradas do sistema são considerados constantes com o tempo.

Adotou-se o valor padrão do programa de 100 horas de simulação para atingir o estado estacionário.

Os valores da temperatura são utilizados no QUAL2E para corrigir os coeficientes de taxas nos termos de fonte/descarga de temperatura para as outras variáveis da qualidade da água. Neste estudo os valores dos fatores de correção utilizados foram os recomendados pelo programa, conforme mostrado na Figura 18.

O coeficiente de dispersão longitudinal foi considerado constante em cada trecho. Os valores comuns para as constantes de dispersão vão de 6 a 6.000. Para a bacia do Córrego dos Bagres, foram realizadas algumas simulações no período de estiagem – condição inicial de calibração, com o intuito de se avaliar a influência da constante de dispersão (D) no OD calculado. As simulações mostraram que os valores diferentes de D não influenciam significativamente nos perfis de OD gerados, como pode ser verificado na Figura 31 a seguir. Assim sendo, foi utilizado o valor 60, que é o valor recomendado como padrão pelo manual do modelo QUAL2E.

Figura 31 - 1ª Simulação de OD - Período de estiagem / Comparação dos resultados para diferentes valores da constante de dispersão (D)

Foi adotado o coeficiente de rugosidade de Manning igual a 0,035 para todo o trecho a ser simulado, uma vez que este valor é usual para cursos d' água naturais rasos e com remansos, que é o caso em questão. Esta consideração está baseada em McCUTCHEON (1989) apud LIMA (1997).

Na impossibilidade de se efetuarem testes de laboratórios para obter o coeficiente de desoxigenação K_1 (base e, 20° C), este valor será adotado inicialmente como sendo igual a 0,35 dia⁻¹, que corresponde a um valor médio da literatura para água com baixa concentração de matéria orgânica, conforme pode ser verificado na Tabela 17:

Tabela 17– Valores típicos de K_1 , conforme FAIR et al. (1973) e ARCEIVALA (1981)

Origem	K_1 (dia ⁻¹)
Água residuária concentrada	0,35 – 0,45
Água residuária de baixa concentração	0,35 – 0,40
Efluente primário	0,30 – 0,40
Efluente secundário	0,12 – 0,24
Rios com águas limpas	0,09 – 0,21
Água para abastecimento público	< 0,12

Na resolução da equação da advecção-dispersão é necessário que, para cada trecho, se forneçam as condições iniciais, caracterizadas, no caso, pela temperatura, concentração de oxigênio dissolvido e DBO. A Tabela 18 mostra as condições iniciais utilizadas para cada trecho, considerando as descargas domésticas e industriais nos diversos trechos do sistema fluvial em estudo.

A vazão do início do trecho de teste, assumido como cabeceira, foi definida como sendo de 0,1 m³/s para o período de estiagem e 0,2 m³/s para período chuvoso, dados estes baseados em medições de velocidade e da área da seção transversal. A concentração de OD admitida foi de 5,5 mg/l e a DBO de 5,0 mg/l, valores médios, considerando-se dados de monitoramento (Ponto C1).

Tabela 18 – Condições iniciais dos trechos discretizados

Nº do Trecho	Temperatura (°C)	OD (mg/l)	DBO (mg/l)
1	20	5.5	5
2	20	5.5	5
3	20	2	50
4	20	3	20
5	20	5.5	10
6	20	6	10
7	20	6.5	5

Uma questão importante no contexto deste trabalho é a medida dos incrementos de vazão do curso d'água em estudo e de seus afluentes, para o período chuvoso. Uma vez que a obtenção de dados referentes a tais incrementos ficou impossibilitada pela limitação do tempo, optou-se por estimar a vazão utilizando um critério de proporcionalidade baseado em medições de velocidade e profundidade realizadas apenas em trecho próximo à cabeceira do córrego.

Os dados climatológicos, referentes a pressão barométrica, velocidade do vento, porcentagem de nuvens, temperaturas de bulbo seco e úmido, foram obtidos junto ao 7º Distrito do INMET.

8 SIMULAÇÕES E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

8.1 Considerações Iniciais

Neste capítulo serão discutidos os resultados obtidos das simulações para as variáveis em estudo. Como primeira etapa deste trabalho efetuou-se uma análise estatística das variáveis amostrais visando identificar dados defeituosos em um possível conjunto de dados, bem como ter uma noção visual da variabilidade deste conjunto, a partir da construção gráficos tipo “Box-Plot”, e ainda definir os intervalos de confiança para cada ponto amostral.

Tendo definido os intervalos de confiança, o próximo passo é comparar os dados amostrados e calculados para avaliar a precisão do modelo.

Este capítulo está estruturado da seguinte maneira: a Seção 8.2 aborda a calibração do modelo para as variáveis OD e DBO no período de estiagem, seção 8.3 apresenta a calibração do modelo QUAL2E para as mesmas variáveis no período de chuvas. A Seção 8.4 aborda sobre a validação do modelo para dados amostrais de 02/10/00 e 30/10/00.

8.2 Calibração do modelo para variável OD - período de estiagem

A metodologia adotada para a calibração do Modelo de Qualidade de Água compara as concentrações de constituintes calculadas com as concentrações medidas durante monitoramentos realizados pela CETESB no período de estiagem, que compreende os meses de maio até outubro.

Os dados obtidos durante o desenvolvimento do presente estudo foram então inseridos no QUAL2E com taxas constantes em cada trecho, para cada reação. O modelo foi, a partir daí, calibrado para os dados de Oxigênio Dissolvido e DBO

medidos. As condições da simulação e a discussão dos resultados são relatadas a seguir para cada parâmetro simulado.

Para iniciar a calibração do modelo para a variável OD efetuou-se uma análise estatística dos dados sobre oxigênio dissolvido, os quais foram coletados em quatro pontos distintos do curso d' água em estudo, localizados ao longo do percurso do rio nos quilômetros 1, 9, 21 e 36, denominados pontos 1, 2, 3 e 4, respectivamente.

As medições realizadas nestes 4 pontos amostrais ocorreram em dias e anos distintos. Diante disto, é razoável supor independência entre as medições obtidas no 4 pontos amostrais.

Para os 4 pontos amostrais, a Tabela 19 mostra uma sumarização dos dados associados. Tamanho da amostra, média, desvio-padrão, valor mínimo, valor máximo, mediana, primeiro quartil, terceiro quartil e amplitude quartis são apresentados.

Tabela 19 – Sumarização dos dados de OD para o período de estiagem

Ponto Amostrai	*N	Média	D.Padrão	Mínimo	Máximo	Mediana	1ºQuartil	3ºQuartil	Amplitude
1	5	6,92000	1,12339	5,7	8,3	6,50	5,950	8,100	2,6
2	6	7,06667	2,65003	2,7	10,6	7,60	5,025	8,725	7,9
3	15	6,74000	1,38296	3,7	9,6	6,80	6,000	7,600	5,9
4	6	7,68333	1,01275	6,6	9,2	7,35	6,900	8,750	2,6

* nº de amostras

Conclui-se, através da análise estatística dos dados amostrais para a variável OD que:

- as medições dos 4 trechos comportam-se de forma simétrica (distribuição empírica dos dados é simétrica);
- os Box – Plots (Anexo 2) não acusaram a presença de dados “defeituosos” ou “aberrantes”;
- do ponto de vista prático, podemos dizer que as médias e as medianas dos 4 trechos são praticamente iguais;

- a variabilidade (que pode ser quantificada pela amplitude ou pelo desvio – padrão) apresentou estar fortemente presente nos pontos 2 e 3 (ver Tabela 19 e Box – Plot, Anexo 2);
- o teste de normalidade, (Anexo 3), mostrou que as medições associadas aos 4 trechos podem ser modeladas via distribuição de probabilidade normal.

Assim sendo, podemos propor a construção dos intervalos de confiança através da distribuição normal, pelos seguintes argumentos:

- os dados estão distribuídos de forma simétrica em torno da média;
- médias e medianas com valores próximos (para os 4 pontos amostrais);
- não existem dados aberrantes para os dados da estação seca;
- o teste estatístico verificou que os dados amostrais para todos os trechos podem ser modelados via distribuição normal.

Os intervalos de confiança para as médias das medições no período de estiagem encontram-se na Tabela 20. A metodologia para a construção dos mesmos podem ser vistas no Anexo 3.

Tabela 20 – Intervalo de confiança para a variável OD no período de estiagem

Ponto amostral	Intervalo de Confiança	
	OD (mg/l) Limite Inferior	OD (mg/l) Limite Superior
1	5,525	8,315
2	4,29	9,85
3	5,974	7,506
4	6,62	8,746

Definidos os intervalos de confiança iniciou-se a comparação entre os dados amostrados e calculados, avaliando o quanto o modelo erra em relação a média amostral, uma vez que a média amostral para esta situação é representativa.

A primeira série de simulações para o OD teve como intuito definir o coeficiente de reaeração atmosférica, K_2 , utilizando as equação preditivas disponíveis no modelo QUAL2E, considerando $K_1 = 0,35 \text{ dia}^{-1}$ e os coeficientes K_3 e K_4 nulos.

O coeficiente de reaeração pode ser calculado, como já foi dito, usando relações entre as características hidráulicas de cada trecho, que representam de certa forma os mecanismos de introdução de oxigênio atmosférico através de fenômenos turbulentos.

Verificou-se que as opções geraram perfis de OD passíveis de serem utilizados na calibração, uma vez que as formulações utilizadas geraram curvas não muito diferenciadas.

A Figura 32 mostra que a utilização das equações de Owens, Churchill e O'Connor conduziram a maiores valores de OD enquanto que a equação de Thackston and Krenkel gerou menores valores de OD. A equação de Langbien and Durum por sua vez gerou valores de OD intermediários entre os demais valores.

Optou-se pelo cálculo de OD pela equação Langbien and Durum pelo fato de gerar valores de OD intermediários, evitando-se assim superestimar ou subestimar a capacidade de autodepuração do curso d' água em estudo.

Após a definição da equação de Langbien and Durum para cálculo do coeficiente de reaeração para todos os trechos simulados, efetuou-se uma segunda série de simulações onde avaliou-se o comportamento do perfil de OD admitindo-se diferentes valores para o coeficiente de desoxigenação, K_1 , e valores nulos para o coeficiente cinético da demanda bentônica (K_4) e para o coeficiente cinético da adição ou retirada de DBO remanescente (K_3). Os valores de K_1 admitidos encontram-se na Tabela 21, a seguir.

Figura 32 - Simulação de OD para período de estiagem / Comparação de resultados para diferentes K_2

Tabela 21 – Coeficientes de desoxigenação utilizados na 2ª série de simulações.

Trecho	Coeficiente de desoxigenação - K_1 (dia ⁻¹)			
	Condição 1	Condição 2	Condição 3	Condição 4
1	0.20	0.20	0.20	0.20
2	0.35	0.50	0.60	0.70
3	0.35	0.50	0.60	0.70
4	0.35	0.50	0.60	0.70
5	0.35	0.50	0.60	0.70
6	0.35	0.50	0.60	0.70
7	0.30	0.30	0.60	0.70

A Figura 33 mostra os perfis de OD gerados pelo modelo para os diferentes coeficientes de desoxigenação admitidos. Verificou-se que para o primeiro trecho as curvas geradas foram coincidentes, e nos demais trechos ocorreu uma quase equipolência das curvas. Os valores de K_1 maiores geraram perfis de OD menos satisfatórios para a maioria dos trechos do curso d'água em estudo.

Desta forma, optou-se por continuar o procedimento de calibração utilizando a condição 1 e considerar o efeito da demanda bentônica nos trechos onde ocorrem as descargas e a presença de meandros.

O QUAL2E modela a demanda bentônica como uma fonte constante de demanda de oxigênio, que não varia com as mudanças nas condições do curso d'água para um dado trecho do sistema.

A demanda bentônica é função da composição do sedimento do fundo, portanto, característica de cada trecho. É esperado que esta demanda de oxigênio devida ao sedimento seja mais alta próximo das descargas, onde possivelmente ocorre deposição de material orgânico. Embora a demanda bentônica possa ser medida em laboratório, não se dispõe de nenhuma medição para a bacia do Córrego dos Bagres. Assim sendo, os coeficientes cinéticos para a demanda bentônica foram adotados buscando o menor desvio entre os valores observados e calculados.

Figura 33 – Simulação do OD para período de estiagem / Comparação dos resultados para diferentes cálculos de K_1

A Figura 34 mostra o perfil de OD quando se considerou $K_1 = 0,35 \text{ dia}^{-1}$ para todos os trechos, $K_3 = 0$ e coeficiente cinéticos da demanda bentônica (K_4) igual a 0 nos trechos 1, 2, 3, 6 e 7 e para os trechos 4, 5 igual a $3 \text{ g O}_2/\text{m}^2$. A curva de OD gerada encontra-se dentro do intervalo de confiança dos pontos amostrais.

Estas considerações iniciais para demanda bentônica foram baseadas em observações de campo onde se constatou que:

- o primeiro trecho trata-se de um canal presente em quase toda sua extensão no perímetro urbano;
- o segundo trecho apresenta algumas corredeiras, com presença de poucos meandros;
- no terceiro trecho velocidade de suas águas é maior, sem presença de meandros;
- a partir do terceiro trecho a presença de meandros é mais constante, sendo que nos dois últimos trechos o córrego é bastante sinuoso.

Esta simulação apresenta resultados satisfatórios, comparando-se com a média dos dados amostrais. Na maioria dos trechos o OD calculado está um pouco abaixo do OD médio observado, com exceção ao último trecho onde se verifica o contrário.

Como o curso d'água apresenta diferentes características hidráulicas e de qualidade é esperado que cada trecho apresente diferentes coeficientes de desoxigenação. Assim sendo, a Figura 35 mostra o perfil de OD gerado quando se considerou $K_1 = 0,2 \text{ dia}^{-1}$ para o trecho 1, $K_1 = 0,35 \text{ dia}^{-1}$ para o trecho 2, e $K_1 = 0,50 \text{ dia}^{-1}$ para os demais trechos, uma vez que buscava gerar valores de OD maiores para o trecho inicial e menores nos trechos finais. Os outros coeficientes foram mantidos iguais aos da Figura 34. Esta simulação apresenta bons resultados para todos trechos do curso d'água em estudo, com exceção para os trechos inicial e final.

Uma nova simulação foi realizada considerando a demanda bentônica para os dois últimos trechos, com $K_4 = 0,1 \text{ g O}_2/\text{m}^2\text{d}$ e mantendo-se os demais coeficientes iguais aos da simulação anterior. O perfil de OD gerado desta simulação e mostrado na Figura 36 indica uma ajustagem com o menor desvio dos dados amostrais.

Figura 34 - 1ª Simulação da DBO / Período de estiagem

Figura 35 – 2ª Simulação de OD / Período de estiagem.

8.3 Calibração do modelo para variável DBO - período de estiagem

Para a variável DBO também foi realizado um estudo estatístico dos dados amostrais no período em questão, utilizando as medições efetuadas nos mesmos 4 pontos amostrais em dias e anos distintos.

Para os 4 pontos amostrais, a Tabela 22 mostra uma sumarização dos dados associados.

Tabela 22 – Sumarização da DBO para período de estiagem

Ponto Amostr	N	Média	D.Padrão	Mínimo	Máximo	Mediana	1 ^o Quartil	3 ^o Quartil	Amplitude
1	5	8,2000	6,3797	3	19	7	3,50	13,5	16
2	5	21,0000	23,4947	2	60	20	2,50	40,0	58
3	18	17,7778	8,9807	6	40	15	11,75	21,5	34
4	6	12,8333	7,0545	4	24	13	6,25	18,0	20

Conclui-se, através da análise estatísticas dos dados amostrais para a variável DBO que:

- as medições dos 4 trechos também se comportam de forma simétrica (distribuição empírica dos dados é simétrica);
- os Box – Plots (Anexo 2) acusou a presença de uma observação “defeituosos” ou “aberrantes” no Ponto Amostr 2;
- do ponto de vista prático, podemos dizer que as médias e as medianas dos 4 trechos são praticamente iguais;
- a variabilidade (que pode ser quantificada pela amplitude ou pelo desvio – padrão) apresentou estar fortemente presente no ponto amostral 2 (ver Tabela 21 e Box – Plots no Anexo 2);
- o teste de normalidade, mostrou que as medições associadas aos 4 trechos podem ser modeladas via distribuição de probabilidade normal.

Figura 36 - 3ª Simulação do OD / Período de estiagem

Posteriormente foram construídos os intervalos de confiança que se encontram na Tabela 23.

Tabela 23 – Intervalo de confiança para a variável DBO no período de estiagem.

Ponto amostral	Intervalo de Confiança	
	DBO (mg/l)	DBO (mg/l)
	Limite Inferior	Limite Superior
1	8,28	16,12
2	*-8,20	50,2
3	13,31	22,24
4	5,43	20,24

* Estatisticamente igual a zero (o intervalo contém o valor zero)

Definidos os intervalos de confiança da DBO, o procedimento de calibração para esta variável foi iniciado. Adotou-se o coeficiente de desoxigenação, K_1 , igual a $0,35 \text{ dia}^{-1}$ e a taxa de sedimentação, K_3 , nula, cujo perfil de DBO gerado é mostrado na Figura 37. Apesar da curva de DBO gerada encontrar-se na maioria dos intervalos de confiança, exceção para o trecho 1, esta simulação não apresentou bons resultados para os trechos avaliados, ocorrendo desvios significativos entre valores observados e calculados em todos os trechos do curso d' água, como pode ser verificado na Tabela 24.

Tabela 24 – Comparativo entre DBO média observada e DBO calculada – período de estiagem

Ponto Amostral	DBO média (mg/l)	DBO calculada (mg/l)	Desvio (%)
1	8,20	3,98	51,46
2	21,00	3,50	83,33
3	17,78	10,57	40,55
4	7,05	8,21	16,45

Figura 37 - 1ª Simulação da DBO / Período de estiagem

A Figura 38 mostra perfis da DBO para diferentes coeficientes de desoxigenação. Para esta série de simulação a taxa de sedimentação foi considerada nula. Os perfis de DBO gerados destas simulações não se aproximam dos dados observados.

8.4 Calibração do modelo para variável OD - período chuvoso

Para o período de chuvas, a calibração do modelo de qualidade de água foi desenvolvida com a utilização de dados de monitoramentos da CETESB realizados no período de novembro a abril, para cada variável em estudo.

A Tabela 25 mostra a sumarização dos dados associados para análise estatística dos dados amostrais de OD realizados em período de chuva, utilizando as medições realizadas nos mesmos 4 pontos amostrais em dias e anos distintos.

Tabela 25 – Sumarização do OD para período chuvoso

Ponto Amostrai	N	Média	D.Padrão	Mínimo	Máximo	Mediana	1ºQuartil	3ºQuartil	Amplitude
1	9	5,41111	1,04576	3,2	6,7	5,60	4,950	6,20	3,5
2	4	5,77500	2,60560	2,2	8,4	6,25	3,125	7,95	6,2
3	15	6,68000	1,01009	4,1	8,2	6,80	6,200	7,20	4,1
4	4	6,65000	1,20139	5,7	8,4	6,25	5,800	7,90	2,7

A análise estatística destes dados amostrais, indica que:

- as medições dos 3 primeiros pontos comportam-se de forma simétrica, enquanto que no ponto 4 comportou – se de forma mais assimétrica- com relação aos demais;
- os Box – Plots (Anexo 2) acusou a presença de um dado aberrante no ponto 3. Os demais trechos não obtiveram dados aberrantes;
- do ponto de vista prático, podemos dizer que as médias e as medianas dos 4 trechos são praticamente iguais;

Figura 38 - Simulação da DBO - Comparação dos resultados para diferentes K_1 / Período de estiagem

- a variabilidade (que pode ser quantificada pela amplitude ou pelo desvio-padrão) apresentou estar fortemente presente no ponto 2 (ver Tabela 25 e Box – Plots no Anexo 2);
- o teste de normalidade mostrou que as medições associadas aos 4 pontos também podem ser modeladas pela distribuição de probabilidade normal.

A partir dessas afirmações foram construídos os intervalos de confiança para a variável OD no período de chuva, os quais se encontram na Tabela 26, a seguir.

Tabela 26 – Intervalo de Confiança para a variável OD para o período chuvoso

Ponto amostral	Intervalo de Confiança (95%)	
	OD (mg/l) Limite Inferior	OD (mg/l) Limite Superior
1	4,607	6,215
2	1,63	9,92
3	6,121	7,239
4	4,738	8,562

Assim, estes intervalos de confiança foram utilizados na calibração do modelo para a variável OD no período chuvoso.

A princípio o modelo QUAL2E, sem mudanças nos coeficientes empregados para a calibração de período de estiagem, foi utilizado para simular as condições em período chuvoso. A Figura 39 mostra a curva de OD para esta condição de simulação.

Verifica-se que o perfil gerado encontra-se dentro do intervalo de confiança dos dados amostrais, e representa razoavelmente bem os valores observados. Nos trechos iniciais e finais o OD foi superestimado.

Algumas tentativas de simulação foram realizadas, com alterações dos coeficientes cinéticos sem que houvesse ajuste significativo do perfil de OD gerado.

Figura 39 - 1ª Simulação do OD - Período chuvoso

Conclui-se então pela superestimação da qualidade dos escoamentos superficial. Desta forma, optou-se por reduzir o OD das fontes difusas no trecho 1 de 5 mg/l para 3 mg/l e nos trechos 6 e 7 de 5 mg/l para 4 mg/l. A Figura 40 mostra o perfil de OD gerado com estas modificações mantendo-se os coeficientes cinéticos empregados anteriormente. Esta alteração gerou um melhor ajuste para o trecho inicial, onde os valores de OD gerados se aproximam mais da média amostral, porém não causou grandes modificações no trecho final.

A Figura 41 apresenta uma simulação onde K_1 foi considerado igual a 0,35 dia⁻¹ para o trecho 1, e igual a 0,7 dia⁻¹ para os trechos 6 e 7, sendo os demais coeficientes cinéticos mantidos iguais aos da simulação anterior. Houve uma redução de OD não muito significativa nos trechos iniciais, e uma redução de OD mais perceptível nos trechos finais, pouco melhorando o ajuste da curva.

Para elevar OD nos trechos 5 e 6 optou-se por reduzir a demanda bentônica nestes trechos de 3 g O₂/m²d para 1 g O₂/m²d, o que gerou valores de OD mais próximos da média amostral para este trecho do curso d' água, como pode ser verificado na Figura 42.

Posteriormente considerou-se a demanda bentônica nos trechos 1 e 2 , adotando-se o valores de $K_4 = 1$ g O₂/m²d. O perfil de OD gerado, mostrado na Figura 43, apresenta um desvio menor com relação as médias amostrais, necessitando de um melhor ajuste nos trechos inicial e final.

Uma nova possibilidade de simulação é mostrada na Figura 44 onde considerou-se $K_1 = 0,5$ dia⁻¹ para o trecho 1, $K_4 = 3$ g O₂/m²d no trecho 2 e passou-se a considerar o efeito da ressuspensão nos trechos iniciais e finais, fixando $K_3 = - 0,2$ dia⁻¹ para os trechos 1, 2, 6 e 7. Para esta simulação verifica-se que o perfil gerado de OD encontra-se dentro do intervalo de confiança gerando os menores desvios com relação à médias amostrais.

8.5 Calibração do modelo para variável DBO - período chuvoso

A análise estatística das medições da variável DBO no período chuvoso, nos 4 pontos amostrais foi realizada e os dados associados a esta análise encontram-se na Tabela 27.

Figura 40 - 2ª Simulação do OD / Período chuvoso

Figura 41 - 3ª Simulação do OD / Período chuvoso

Figura 42 - 4ª Simulação do OD / Período chuvoso

Figura 43 - 5ª Simulação do OD / Período Chuvoso

Figura 44 - 6ª Simulação do OD / Período chuvoso

Tabela 27 – Sumarização dos dados de DBO para o período chuvoso

Ponto Amostral	N	Média	D.Padrão	Mínimo	Máximo	Mediana	1ºQuartil	3ºQuartil	Amplitude
1	8	2,25000	1,66905	1	6	2	1,0	2,75	5
2	3	6,33333	2,08167	4	8	7	4,0	8,00	4
3	15	9,86667	6,85427	2	32	8	6,0	12,00	30
4	4	7,50000	5,50757	2	14	7	2,5	13,00	12

Através da análise estatística das medições de DBO dos 4 pontos conclui-se que:

- há um comportamento de forma simétrica dos valores amostrados em todos os pontos;
- os Box – Plots (Anexo 2) acusaram a presença de dados “defeituosos” nos pontos 1 e 3;
- as médias e as medianas dos 4 pontos amostrais são praticamente iguais;
- a variabilidade fortemente presente no ponto 2 (ver Tabela 27 e Box – Plots no Anexo 2);
- o teste de normalidade mostrou que as medições associadas aos 4 pontos podem ser modeladas através da distribuição de probabilidade normal.

Os intervalos de confiança calculados para os valores DBO amostrados no período chuvoso são apresentados na Tabela 28.

Tabela 28 – Intervalo de confiança para a variável DBO – período chuvoso.

Ponto amostral	Intervalo de Confiança	
	DBO (mg/l)	DBO (mg/l)
	Limite Inferior	Limite Superior
1	0,854	3,646
2	1,16	11,50
3	6,07	13,66
4	-1,26 (*)	16,26

*Estatisticamente iguais a zero (o intervalo contém o valor zero)

Definidos os intervalos de confiança, várias simulações foram realizadas para a variável DBO no período de alta vazão, tentando-se, inicialmente, ajustar a curva gerada utilizando os mesmos coeficientes obtidos no período de estiagem. A Figura 45 mostra o perfil de DBO onde K_1 foi admitido igual $0,5 \text{ dia}^{-1}$ para todos os trechos, com exceção ao trecho 1 que foi adotado o valor $0,1 \text{ dia}^{-1}$ e K_3 igual a zero para todos os trechos. A curva de DBO gerada encontra-se dentro de intervalo de confiança calculado para os dados amostrais em questão, com exceção do trecho de 1, e não apresenta um ajuste satisfatório ocorrendo desvios significativos das médias amostrais, como pode ser verificado na Tabela 29 , a seguir.

Tabela 29 – Comparativo entre DBO média observada e calculada – período chuvoso

Ponto Amostral	DBO média (mg/l)	DBO calculada (mg/l)	Desvio
1	2,25	3,92	74,22
2	6,33	3,24	48,82
3	9,86	8,14	17,44
4	7,50	5,35	28,67

Verificou-se, através de uma série de simulações, que o perfil da DBO calculado pouco era afetado pela alteração dos coeficientes cinéticos.

Uma outra possibilidade de simulação é apresentada na Figura 46 , onde foram adotados os coeficientes cinéticos usados na simulação final para a variável OD, em período de alta vazão. O perfil da DBO gerado nesta simulação, com exceção do trecho inicial, se encontra dentro do intervalo de confiança. A Tabela 30, apresenta desvios bastante significativos entre os valores de DBO observados e calculados para esta condição.

Figura 45 - 1ª Simulação da DBO / Período chuvoso

Figura 46 - 2ª Simulação da DBO / Período chuvoso

Tabela 30 – Comparativo entre DBO média observada e DBO calculada – período chuvoso – calibração final.

Ponto Amostral	DBO média (mg/l)	DBO calculada (mg/l)	Desvio
1	2,25	3,87	72,00
2	6,33	3,07	51,50
3	9,86	8,06	12,78
4	7,50	4,52	39,73

8.6 Validação do modelo

O modelo QUAL2E, sem mudanças no conjunto coeficientes cinéticos para calibração de estiagem, definido e apresentado na seção 8.3, foi empregado para simular as condições durante um período seco, representados pelos dados coletados nos dias 01 e 30/10/00, conhecidas as descargas afluentes.

Desta forma, foram adotados para a validação os seguintes coeficientes cinéticos:

- K_1 igual a $0,5 \text{ dia}^{-1}$ para todo o curso d' água com exceção para o trecho inicial cujo o valor foi de $0,1 \text{ dia}^{-1}$,
- K_2 calculado pela fórmula de Langbien/Durum,
- K_3 considerado nulo para todos os trechos, e
- K_4 considerado nulo para os trechos 1, 2 e 3, igual a $3 \text{ g O}_2/\text{m}^2\text{d}$ para os trechos 4 e 5 e igual a $1 \text{ g O}_2/\text{m}^2\text{d}$ para os trechos 6 e 7.

As Figuras 47, 48, 49 e 50 mostram, respectivamente, os perfis das simulações dos dias 02/10/00, para as variáveis OD e DBO, e 30/10/00 para as mesmas variáveis.

Analisando os valores observados de OD no dia 02/10/00, verifica-se um valor OD para o ponto de coleta 3 que constitui-se em um dos menores valores observados. Este valor de OD provavelmente é justificado pela ocorrência de erros de amostragem e/ou de análise. Esta hipótese está baseada no fato que não ter ocorrido significativo aumento da concentração do DBO para a mesma amostra.

Com relação aos dados amostrais de 30/10/00, verifica-se que o baixo valor de OD observado no ponto amostral 2 é correspondente a um elevado valor da DBO observada, o que indica a ocorrência de descarga não considerada pelo modelo.

Desta forma, estes dados, tanto de OD quanto de DBO observados não serão considerados para a validação do modelo.

A análise da simulação do OD para o dia 02/10/00, Figura 47, conclui por um ajuste razoável da curva modelada com relação aos dados amostrais. Nos trechos iniciais o modelo subestimou o OD e trecho final os valores calculados estão superiores aos observados.

A simulação do DBO para 02/10/00 mostrada na Figura 48 , apresenta um bom ajuste da curva gerada para os trechos iniciais. No trecho intermediário o modelo tende a superestimar o valor da DBO, fato não comum na calibração. Nos trechos finais o modelo subestima a concentração como na calibração.

A Figura 49 e a Figura 50 apresentam as simulações de OD e DBO, respectivamente, para o dia 30/10/00. Verifica-se que, para tanto para a variável OD quanto para a variável DBO, o modelo tem um bom ajuste aos dados amostrais, descartando o valores observados de OD e DBO no ponto amostral 2.

Figura 47 - Simulação do OD para o dia 02/10/00

Figura 48 - Simulação da DBO para o dia 02/10/00

Figura 49 - Simulação do OD para o dia 30/10/00

Figura 50 - Simulação da DBO para o dia 30/10/00

9 CONCLUSÕES

Os dados de monitoramento do Córrego dos Bagres indicam que sua qualidade está ainda bastante comprometida, devido principalmente aos lançamentos de esgotos domésticos e industriais, mesmo que tratados.

Uma análise ao longo de seu percurso, considerando os dados de monitoramento, permite seu seccionamento em, basicamente, quatro trechos distintos. O primeiro deles, compreendido entre a sua nascente e o trecho a jusante da confluência com Córrego Espraiado, onde são lançadas cargas de pouca expressão. Esse trecho pode ser caracterizado pelo equilíbrio entre incrementos de cargas e vazão. No trecho seguinte, que vai desde o ponto a jusante com a confluência com o Córrego Espraiado até a confluência com o Ribeirão Olhos d' Água, as descargas afluentes promovem uma alteração no equilíbrio verificado no trecho anterior, ficando sua qualidade bastante comprometida. Seguindo adiante, tem-se o trecho compreendido entre a confluência com o Ribeirão Olhos d' Água e confluência com o Ribeirão Santo Antônio. Neste trecho não se constata lançamentos afluentes. O que se verifica é uma recuperação da qualidade promovida pelo processo de autodepuração e pela vazão dos afluentes despoluídos. O trecho final, que vai da confluência do Ribeirão Santo Antônio até a confluência com o Rio Sapucaí Mirim, apesar de receber uma carga afluente promovida pelo Ribeirão Santo Antônio, pode ser considerado um trecho também em plena recuperação.

Uma consideração importante a ser feita é que os resultados obtidos a partir das simulações realizadas, possibilitam inferir numa descrição idêntica à obtida através do monitoramento. Tal concordância de resultados é um indicativo claro da aplicabilidade do modelo de qualidade QUAL2E.

Os fatores que mais influenciaram as concentrações de oxigênio dissolvido ao longo do Córrego dos Bagres são: DBO, a demanda de oxigênio do sedimento e a

reaeração. A DBO é decorrente das substâncias orgânicas lançadas no curso d' água e que decaem ao longo de seu percurso. Os lançamentos de esgotos domésticos da cidade de Franca e dos efluentes líquidos industriais do Distrito Industrial de Franca constituem as maiores fontes pontuais de DBO no curso d' água. Nos locais de lançamento destes efluentes líquidos ocorre um incremento significativo dos níveis de matéria orgânica, fenômeno associado a um consumo de OD. A demanda bentônica é criada por substâncias orgânicas sedimentando da coluna d' água para o sedimento. Desta forma, a redução de DBO lançada no curso d' água reduziria a quantidade da demanda bentônica no córrego. O curso d' água tem muitos meandros e locais onde sua velocidade é bastante reduzida, tendendo a ocorrer nestes locais a sedimentação de sólidos suspensos e conseqüente elevação da demanda bentônica. Vale ressaltar que no período de chuvas a ressuspensão do material decantado é fator que influencia significativamente no OD.

Através das simulações realizadas para o Córrego do Bagres, e apresentadas nas seções 8.2 e 8.3, conclui-se:

- O coeficiente de desoxigenação (K_1) varia de 0,5 a 0,7 dia⁻¹ para a maioria dos trechos, com exceção do trecho inicial cujo valor varia entre 0,2 a 0,35.
- O coeficiente de reaeração (K_2) foi calculado pela fórmula de Langbien and Durum para todos os trechos, formulação esta que se mostrou mais adequada comparada com as demais equações preditivas disponíveis no modelo QUAL2E.
- Para o período de estiagem o coeficiente cinético de adição e/ou retirada DBO (K_3) não foi considerado, uma vez que simular este fenômeno indica em atribuir valores positivos a K_3 e gerar um perfil de DBO com valores inferiores e perfil de OD com valores superiores, ocasionando maiores desvios da média dos valores observados. Além disso, o curso d' água apresenta velocidade considerável nos trechos onde ocorrem as descargas de efluentes contendo material suspenso, dificultando a sedimentação deste material. Para o período chuvoso o melhor ajuste foi obtido quando se atribui o valor igual a $-0,2$ dia⁻¹, para os trechos iniciais e finais, justificado pelos valores baixos de DBO nestes trechos.
- O valor mais adequado do coeficiente cinético da demanda bentônica, no ajuste para o período de estiagem foi a igual $3 \text{ g O}_2/\text{m}^2\text{dia}$ nos trechos 4 e 5. Para os demais trechos consideração deste fenômeno gerava maiores desvios entre

valores de OD calculados e observados. Para o período de alta vazões o efeito da demanda bentônica é mais significativo em quase todos os trechos, exceção feita aos trechos 2 e 3, só que em menor proporção, sendo que o valor que propiciou melhor ajuste foi de $1 \text{ g O}_2/\text{m}^2 \text{ dia}$.

O objetivo do modelo de qualidade da água é funcionar como uma ferramenta de gerenciamento, provendo informações sobre a mudança da qualidade da água do Córrego dos Bagres em função das alterações de usos na bacia. O modelo de qualidade obtido pela calibração efetuada serve a este propósito, apesar da falta de precisão necessária na obtenção dos dados de alimentação do programa.

O QUAL2E simula a transformação e o transporte dos poluentes ao longo do Córrego dos Bagres, com as seguintes limitações :

- prevê a tendência de como a DBO carbonácea pode variar ao longo do percurso imediatamente a jusante dos lançamentos dos efluentes líquidos, mas não os valores observados;
- todos os parâmetros utilizados no modelo, a demanda de oxigênio carbonácea, a demanda bentônica e a ressuspensão mostram-se ser fontes significativas do consumo de oxigênio dos diversos trechos do Córrego dos Bagres. Estes parâmetros não foram medidos, mas foram utilizados para a calibração do modelo.

A utilização do QUAL2E é satisfatória para os propósitos para os quais foi desenvolvido. Pode-se afirmar, de modo genérico, que o QUAL2E simula razoavelmente bem os parâmetros indicadores da qualidade OD e DBO ao longo do Córrego dos Bagres. Entretanto, como em qualquer outro estudo de modelagem matemática, a implantação de um modelo matemático não pode ser encarada como uma solução final para o prognóstico de qualidade de água em uma bacia hidrográfica.

Embora o QUAL2E se mostre eficiente na avaliação da qualidade das águas superficiais do Córrego dos Bagres, os resultados deste trabalho poderão ser melhorados através de levantamentos de dados de campo precisos, tais como medição de vazão e estudos de batimetria, possibilitando assim o cálculo adequado das constantes de descarga.

Algumas recomendações podem ser feitas para aprofundamento dos processos que condicionam a qualidade da água, visando aumentar o grau de conhecimento e refinar o processo de gestão, tais como:

- intensificar o controle das fontes de poluição industrial e doméstica, uma vez que as cargas lançadas por elas são bastante elevadas;
- reestruturação da rede de monitoramento;
- implantar uma rede de monitoramento quantitativa.

No sentido de aprimorar o estudo da qualidade das águas superficiais do Córrego dos Bagres são sugeridos os seguintes trabalhos futuros:

- determinação dos coeficientes de desoxigenação carbonáceo e nitrogenados nos seus diferentes trechos;
- caracterização da camada bentônica visando avaliar a sua real influência;
- determinação do coeficiente de reaeração superficial nos seus vários trechos, em períodos de baixa e alta vazão;
- simulações para os parâmetros Cromo Total e Coliforme Fecal.

Com relação a este último trabalho futuro sugerido, um estudo inicial foi realizado através de análises estatísticas dos dados observados, os quais indicaram a não adequação dos mesmos para a realização das simulações. Uma nova metodologia de coleta de dados faz-se necessária no sentido de obter dados mais adequados para as simulações.

ANEXO 1

Data	DBO 5 dias (mg/l)			
	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4
12/01/98			8	
02/03/98			5	
14/04/98	1	8	12	4
11/05/98			8	
13/07/98			14	
14/09/98			19	
16/11/98			7	
23/11/98	26	7	10	10
04/01/99			5	
06/04/99			8	
08/07/99			16	
03/08/99			34	
31/08/99	7	20	40	4
19/10/99			26	
07/12/99			32	
01/02/00			12	
04/04/00			13	
28/06/00			12	
14/07/00	4	60	15	14
29/08/00			28	
02/10/00	< 3	<3	10	12
03/10/00			20	
30/10/00	5	186	18	16
20/12/00			11	
22/01/01	45	108	10	14
13/02/01			7	
18/04/01			2	
23/04/01	<2	4	6	<2
12/06/01			25	
17/07/01	19	2	14	7
15/08/01			15	
16/10/01	< 2	2	12	13
24/10/01			12	

Data	OD (mg/l)			
	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4
02/03/98			7.2	
14/04/98	6.0	5.9	6.0	6.4
11/05/98			7.6	
13/07/98			7.7	
14/09/98			6.9	
16/11/98			6.9	
23/11/98	3.2	6.6	6.5	5.7
04/01/99			7.8	
06/04/99			6.4	
08/07/99			6.4	
03/08/99			6.0	
31/08/99	---	5.8	7.2	7.6
19/10/99			5.0	
07/12/99			4.1	
01/02/00			7.1	
04/04/00			6.7	
28/06/00			7.6	
17/07/00	8.3	7.2	9.6	9.2
29/08/00			5.6	
02/10/00	7.9	8.1	3.7	6.6
03/10/00			6.6	
30/10/00	6.2	2.7	8.0	7.0
12/01/01			5.5	
22/01/01	5	2,2	6.2	6.1
13/02/01			7.8	
18/04/01			6.8	
23/04/01	6.4	8.4	8.2	8.4
12/06/01			6.0	
17/07/01	5.7	8.0	6.4	8.4
15/08/01			5.9	
16/10/01	6.5	10.6	6.8	7.1
24/10/01			7.1	
20/12/01			7.0	

ANEXO 2

Box-Plot

Figura 51 – Box-Plot para Oxigênio Dissolvido – Período de estiagem.

Figura 52 – Box-Plot para Oxigênio Dissolvido – Período Chuvoso

Figura 53 – Box-Plot para DBO – Período de Estiagem

Figura 54 – Box-Plot para DBO – Período Chuvoso

ANEXO 3

1. Verificando a Normalidade para as variáveis OD e DBO

O teste de normalidade (verificar se um específico conjunto de dados pode ser modelado via distribuição normal) foi realizado via software Minitab 13. O teste foi realizado para os 4 pontos de cada estação. Como apresentado na Tabela 31, com uma confiança de 95%, todas as amostras se adequaram a normal. O teste utilizado foi o de Kolmogorov - Smirnov.

Tabela 31 – Teste de Normalidade para as variáveis OD e DBO

Estação	Trecho	P-value do Teste		Alpha do Teste		Decisão
		OD	DBO	OD	DBO	
Seca	1	>0,15	>0,105	0,05	0,05	Normal
	2	>0,15	>0,15	0,05	0,05	Normal
	3	>0,15	0,086	0,05	0,05	Normal
	4	>0,15	>0,15	0,05	0,05	Normal
Chuvosa	1	>0,15	>0,15	0,05	0,05	Normal
	2	>0,15	>0,15	0,05	0,05	Normal
	3	>0,15	>0,07	0,05	0,05	Normal
	4	>0,118	>0,15	0,05	0,05	Normal

A decisão de aceitar a hipótese de normalidade para todas as amostras se dá pelo fato do p-value associado ao teste é maior que o 0,05 (erro).

2. Metodologia para Construção dos Intervalos de Confiança

Vamos construir um intervalo de confiança para o parâmetro desconhecido (por exemplo, média das medições na estação seca para o ponto 1) com uma probabilidade de $1-\alpha$ (nível de confiança) de que o intervalo contenha o verdadeiro parâmetro. Observe que $1-\alpha$ pode ser igual a 99%, 95%, 90%, 80% etc. Dessa maneira, α será o nível de significância, isto é, o erro que estaremos cometendo ao afirmarmos que, por exemplo, 95% das vezes o intervalo (5,525 ; 8,315) contém o verdadeiro valor da média populacional será de 5%.

Consideremos, por exemplo as medições realizadas na estação seca do trecho 1 podem ser modeladas por variáveis $X_1, X_2, \dots, X_n$ independentes e com distribuição normal com média μ e desvio padrão σ . Então a variável,

$$t = \frac{\bar{x} - \mu}{\frac{s}{\sqrt{n}}}$$

onde s é o desvio padrão amostral, tem distribuição t – Student com $n-1$ graus de liberdade. Para calcularmos os valores da distribuição t – Student precisamos conhecer o grau de liberdade “ v ”, associado ao número de medições na estação seca do trecho 1, por exemplo. Os graus de liberdade para uma amostra com n medições no trecho 1 é definido por

$$v \text{ (graus de liberdade)} = n-1.$$

Desta forma, definimos o intervalo de confiança

$$\bar{x} - \frac{s}{\sqrt{n}} t^{1-\alpha/2}_{n-1} \leq \mu \leq \bar{x} + \frac{s}{\sqrt{n}} t^{1-\alpha/2}_{n-1}$$

com $100(1-\alpha)\%$ de confiança.

3. Interpretação de um Intervalo de Confiança de 95% para a variável OD

Consideremos como exemplo o ponto 1 da estação seca. As medições neste trecho não são todas iguais, ou seja apresentam variabilidade, com isto, a fim de se representar o conjunto de medições utiliza-se a média amostral.

Desta forma, não é interessante dar uma estimativa para a média populacional simplesmente por um valor, mas sim estimar a média populacional das medições intervalarmente com um certo nível confiança, normalmente de 95%.

Isto significa que se repetirmos o mesmo ato (experimento) das medições no ponto 1 da estação seca de forma independente por 100 vezes (teríamos 100 amostras, com 100 médias amostrais) sob as mesmas condições experimentais, em torno de 95 dessas médias amostrais estariam dentro do intervalo (5,525 ; 8,315) e com maior chance de estar mais próximo do ponto médio ou de 6,92 que é a própria média amostral.

BIBLIOGRAFIA

ADRIAN, D.D.; SANDERS, T.G. (1998). Oxygen sag equation for second-order BOD decay. **The Journal of the International Association on Water Quality**, v.32, n.3, p.840-848.

AGENDA 21: conferência das Nações Unidas sobre o meio ambiente e desenvolvimento (1997). São Paulo, Secretaria do Meio Ambiente. Cap.18, p.221-243. (Documentos Ambientais).

ALSHAWABKEH, A.; ADRIAN, D.D. (1997). Analytical water quality model for a sinusoidally varying BOD discharge concentration. **The Journal of the International Association on Water Quality**, v.31, n.5, p.1207-1215.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE RECURSOS HÍDRICOS (1997). **Técnicas quantitativas para o gerenciamento de recurso hídricos**. Porto Alegre, ABRH.

BARBOSA JR., A.R.; GIORGETTI, M.F. (1990). Determinação do coeficiente de reaeração de corpos d' água com o emprego de etileno como traçador gasoso. In: ENCONTRO NACIONAL DE CIÊNCIAS TÉRMICAS, 3., Itapema, 1990. **Anais**. Itapema, ABCM. v.2, p.1085-1090.

BARBOSA JR., A.R.; GIORGETTI, M.F. (1995). Reaeração de corpos de água naturais: uma metodologia para quantificação com o uso de traçadores. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 18., Salvador, 1995. **Resumos dos Trabalhos Técnicos**. Rio de Janeiro, ABES. v.26, p.170.

- BECARI, M. et al. (1992). Effects of dissolved oxygen and diffusion resistances on nitrification kinetics. **The Journal of the International Association on Water Quality**, v.26, n.8, p.1099-1104.
- BIRD, R.B; STWART, W.E.; LIGHTFOOT, E.N. (1960). *Transport Phenomena*. New York, Wiley.
- BOWIE, G.L. et al. (1985). *Rates, constants, and kinetics formulations in surface water quality modeling*. Athens, US Environmental Protection Agency.
- BRANCO, S.M. (1986). **Hidrobiologia aplicada à engenharia sanitária**. 3.ed. São Paulo, CETESB/ASCETESB
- BRASIL. Instituto Brasileiro de Geografia. (1972). **Plantas cartográficas**: São José da Bela Vista, Folha SF-23-V-A-IV-2 e de Franca, Folha SF-23-V-a-V-1. Editora: Serviços Gráficos da Fundação IBGE. Escala 1:50.000. 1 mapa color. 52 x 56 cm.
- BRASIL. Leis, decreto, etc.(1994). **Legislação federal: controle da poluição ambiental**. (Atualizado até outubro de 1994). São Paulo, CETESB. 213 p. (Série Documentos/Secretaria do Meio Ambiente).
- BROWN, L.C.; BARNWELL JR., T.O. (1987). **The enhanced stream water quality QUAL2E and QUAL2E-UNCAS: documentation and user manual**. Athens, US Environmental Protection Agency. (Report EPA/600/3-87/007).
- CENTRO DE ESTUDOS DE SANEAMENTO BÁSICO-CESB (1975). **Determinação da constante de desoxigenação K_1 no Rio Guaíba e formadores**. Porto Alegre, Departamento Municipal de Água e Esgoto.
- CHAPRA, S.C. (1997). **Surface water-quality modeling**. New York, McGraw-Hill.

CHAUDHURY, R.R. et al. (1998). Dissolved oxygen modeling of the blackstone river (Northeastern United States). **The Journal of the International Association on Water Quality**, v.32, n.8, p.2400-2412.

CHEN, G. et al. (1999). Study of oxygen uptake by tidal river sediment. **The Journal of the International Association on Water Quality**, v.33, n.13, p.2905-2912.

COMPANHIA E TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL – CETESB. (1999). **Relatório de qualidade das águas interiores do Estado de São Paulo: período de 1998 a 2001**. São Paulo, CETESB. (Série Relatórios).

_____. (1999a). **Modelos simplificados e princípios fundamentais da engenharia na análise da poluição das águas**. São Paulo, CETESB. (Curso Internacional sobre Controle da Poluição das Águas, 5).

_____. (1999b). **Watershed management 2000: aprimoramento da gestão ambiental dos recursos hídricos do Estado de São Paulo – bacia do Rio Atibaia**. São Paulo, CETESB. (Relatório Preliminar).

COMPANHIA E TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL – CETESB, Agência Ambiental de Franca. (2001). **Perfil sanitário do Córrego dos Bagres: período 1998 a 2001**. (Disquete). São Paulo, CETESB.

CONSELHO ESTADUAL DE RECURSOS HÍDRICOS. (1990). **Plano estadual de recursos hídricos: primeiro plano do Estado de São Paulo: síntese**. São Paulo.

COSTA, O.S. (1992). **Análise do efeito da umidade atmosférica sobre o coeficiente de reoxigenação**. São Carlos. 94p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

- COUTINHO, A.S.; VENANZI, D.; GIORGETTI, M.F. (1986). Advecção e difusão de traçadores térmicos em cursos d' água: modelo físicos e matemáticos. In: CONGRESSO LATINO AMERICANO DE TRANSFERÊNCIA DE CALOR E MATÉRIA, 2., São Paulo, 1986. *Anais*. São Paulo, s.n. p.1676-1709.
- DEL PICCHIA, W. (1975). O Sistema MAPS: modelo de análise da poluição das águas por simulação, em desenvolvimento e implantação na CETESB. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA, 8., Rio de Janeiro, 1976. *Anais*. São Paulo, CETESB.
- DROLIC, A.; KOCAN, J.Z. (1996). Water quality modelling of the river Sava, Slovenia. *The Journal of the International Association on Water Quality*, v.30, n.11, p.2587-2592.
- EVORA, J.E.M. (1999). **Desenvolvimento do programa SAAM for Windows para simulação de processos de engenharia sanitária e ambiental.** São Carlos. 59p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- FERRIER, R.C. et al. (1995). Modelling impacts of land use change and climate change on nitrate-nitrogen in the river Don, North East Scotland. *The Journal of the International Association on Water Quality*, v.29, n.8, p.1950-1956.
- GASTALDINI, M.C.C. (1982). **Análise do mecanismo de autodepuração do rio Jacaré-Guaçu através de modelo de qualidade da água.** São Carlos. 160 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- GASTALDINI, M.C.C.; SEFFRIN, F.G.F.; PAZ, M. F. (2000). Simulação do ferro, do alumínio e do fósforo no rio Ibicuí utilizando o modelo QUAL2E. (CD ROM). In: *CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL*, 27., Porto Alegre, 2000. *Anais*. Rio de Janeiro, ABES.

- GIORGETTI, M.F. (1993). On the estimation of river reaeration coefficient with the soluble solids probe. In: GHOWDHURY, R.N.; SIVAKUMAR, M., eds. **Environmental management geo-water and engineering aspects**. Rotterdam, A.A.Balkema. p.143-148.
- GIORGETTI, M.F.; SCHULZ, H.E. (1990). Sobre o método da sonda solúvel flutuante para a determinação indireta do coeficiente de reoxigenação superficial em corpo de água. In: ENCONTRO NACIONAL DE CIÊNCIAS TÉRMICAS, 3., Itapema, 1990. **Anais**. Itapema, ABCM. v.2, p.1079-1084.
- GUTIERREZ SAMANEZ, S.V. (1998). **Estudo da aplicabilidade de métodos de estimativa de transporte de sedimentos em rios pequenos**. São Carlos. 223 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- HERMANN, R.M., FERREIRA FILHO, S.S. (1990). **Modelagem matemática da qualidade de água - modelo Simox: teoria e prática**. São Paulo. /Relatório Técnico EP-USP/
- LEDUC, R.; UNNY, T.E.; McBEAN, E.A. (1986). Stochastic model of first-order BOD kinetics. **The Journal of the International Association on Water Quality**, v.20, n.5, p.625-632.
- LIMA, C.A.A. (1997). **O Uso do modelo QUAL2E na simulação da qualidade das águas do rio Jacaré-Guaçu**. São Carlos. 179p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- LIMA, C.A.A. (1997a). Aplicação do modelo de QUAL2E na simulação de descargas acidentais contaminantes. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 19., Foz do Iguaçu, 1997. **Anais**. Foz do Iguaçu, ABES. p. 2534-2545.

- MAO, H; SMITH, D.W. (1995). A Mechanistic model for assessing biodegradability of complex wastewaters. **The Journal of the International Association on Water Quality**, v.29, n.8, p.1957-1975.
- MENDES, C.B.D.T.M.; LORETO, D.F. (1999). Estudo da capacidade de autodepuração de cursos d' água naturais da bacia do Ribeirão do Carmo (Ouro Preto – MG) com o uso de modelo de qualidade da água. Ouro Preto, Universidade Federal de Ouro Preto.
- METCALF & EDDY. (1991). **Wastewater engineering: treatment, disposal, and reuse**. 3.ed. Singapure, McGraw-Hill.
- PAIVA, A.G.; PHILIPPI JR., A. (2000). Gestão de recursos hídricos: uma análise do plano de bacia hidrográfica dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí entre 1994-1995. (CD ROM). In: *CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL*, 27., Porto Alegre, 2000. **Anais**. Rio de Janeiro, ABES.
- PHELPS, E.B.; LACHEY, J.B. (1944). **Strem sanitation**. New York, John Wiley, Cap.5, p.133-187.
- POVINELLI, J. (1972). **Contribuição ao estudo da “constante” de desoxigenação da equação de DBO**. São Carlos. 141 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- POVINELLI, J. et al. (1989). Interferência do cromo VI na medida de OD e DBO pelo método das diluições ou de Winkler. In: *CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL*, 15., Berlim, 1989. **Trabalhos Apresentados pelo Depto. De Hidráulica e Saneamento**. São Carlos, EESC/CRHEA. P.135-147.

- PRATES, S.H.; DE LUCA, S.J. (2000). Contribuição à gestão ambiental da UHE Dona Francisca através de modelo de simulação de qualidade de água. (CD ROM). In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 27., Porto Alegre, 2000. **Anais.** Rio de Janeiro, ABES.
- RIGHETTO, A.M. (1998). *Hidrologia e recursos hídricos.* São Carlos, EESC/USP/Projeto REENGE.
- RORIZ, G. M.; MENDONÇA, A.S.F.; TEIXEIRA, E.C. (2000). Utilização de modelos de simulação de qualidade de água como ferramentas no processo de alocação dos recursos hídricos. (CD ROM). In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 27., Porto Alegre, 2000. **Anais.** Rio de Janeiro, ABES.
- RUTHERFOR, J.C.; WILCOCK, R.J.; HICKEY, C.W. (1991). Deoxygenation in a mobile-bed river – I. field studies. **The Journal of the International Association on Water Quality**, v.25, n.12, p.1487-1497.
- SCHULZ, H.E. (1989). Modelos matemáticos para reoxigenação em canais de pequeno porte com base na teoria estatística da turbulência. In: SIMPÓSIO LUSO-BRASILEIRO DE HIDRÁULICA E RECURSOS HÍDRICOS, 4., Lisboa, 1989. **Anais.** Lisboa, Associação Brasileira de Recursos Hídricos. v.2, p.618-231.
- SCHULZ, H.E.; GIORGETTI, M.F. (1986). Um modelo de transferência de oxigênio na interface ar-água a partir da teoria estatística da turbulência. In: CONGRESSO LATINO AMERICANO DE TRANSFERÊNCIA DE CALOR E MATÉRIA, 2., São Paulo, 1986. **Anais.** São Paulo, s.n. p.436-451.

- SILVEIRA, A. (1999). **Desenvolvimento de metodologia para determinação do coeficiente de transferência térmica na interface água-ar.** São Carlos. 79p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- SIQUEIRA, E.Q. (1996). **Aplicação do modelo de qualidade de água (QUAL2E) na modelação de oxigênio dissolvido no Rio Meia Ponte (GO).** São Carlos. 90p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- SMITH, D.G. (1990). A better water quality indexing system for rivers and streams. **The Journal of the International Association on Water Quality**, v.24, n.10, p.1237-1244.
- SOUZA, M.A.A. (1975). **Sobre as influências no coeficiente de desoxigenação.** São Carlos, USP/EESC.
- SOUZA, S.N.; FLORENCIO, L. (2000). Critérios para escolha de modelos matemáticos como ferramenta de apoio ao gerenciamento da qualidade da água de bacias hidrográficas. (CD ROM). In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 27., Porto Alegre, 2000. **Anais.** Rio de Janeiro, ABES.
- SOUZA PINTO, N.L. et al. (1976). **Hidrologia básica.** São Paulo, Edgard Blücher.
- THEBAULT, J.M.; QOTBI, A. (1999). A Model of phytoplankton development in the Lot River (France): simulation of scenarios. **The Journal of the International Association on Water Quality**, v.33, n.4, p.1065-1079.
- UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. (1995). **QUAL2E Windows interface user's guide.** (EPA/823/B95/003)

VIEIRA, N.M. (1978). **Estudo geomorfológico das Boçorocas de Franca, SP.** Franca. 121p. Tese (Doutorado) – Instituto de História e Serviço Social, Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho.

VON SPERLING, M. (1983). **Autodepuração dos cursos d' água.** Belo Horizonte. 366p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais.