

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO**  
**CENTRO TECNOLÓGICO**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA AMBIENTAL**

LORENZA ULIANA ZANDONADI

**ANÁLISE DE METODOLOGIAS DE ESTIMATIVAS DE VAZÃO DE  
DILUIÇÃO PARA SUBSÍDIO A PROCESSOS DE ANÁLISE DE  
OUTORGAS DE LANÇAMENTO DE EFLUENTES**

VITÓRIA

2011

LORENZA ULIANA ZANDONADI

**ANÁLISE DE METODOLOGIAS DE ESTIMATIVAS DE VAZÃO DE  
DILUIÇÃO PARA SUBSÍDIO A PROCESSOS DE ANÁLISE DE  
OUTORGAS DE LANÇAMENTO DE EFLUENTES**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Ambiental, na área de concentração em Recursos Hídricos.

Orientador: Prof<sup>o</sup> Ph.D. Antônio Sérgio Ferreira Mendonça

VITÓRIA

2011

Dados Internacionais de Catalogação-na-publicação (CIP)  
(Biblioteca Central da Universidade Federal do Espírito Santo, ES, Brasil)

---

Z27a Zandonadi, Lorenza Uliana, 1986-  
Análise de metodologias de estimativas de vazão de diluição  
para subsídio a processos de análise de outorgas de  
lançamento de efluentes / Lorenza Uliana Zandonadi. – 2011.  
150 f. : il.

Orientador: Antônio Sérgio Ferreira Mendonça.  
Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) –  
Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Recursos hídricos. 2. Água - Qualidade. 3. Qualidade  
ambiental. 4. Outorga de recursos hídricos. I. Mendonça,  
Antônio Sérgio Ferreira. II. Universidade Federal do Espírito  
Santo. Centro Tecnológico. III. Título.

CDU: 628

---

## **AGRADECIMENTOS**

À minha família, em especial minha mãe Edileti pelo apoio, força e amor;

Ao meu orientador, Antônio Sergio Ferreira Mendonça pela orientação e incentivo;

Aos amigos do mestrado: Christian, Pedro, Brunella, Jôze, Priscilla, Vanessa, Andréia;

Aos amigos que muito me ajudaram, Larice e Rogério Zorzal;

Às amigas de república Júlia, Rosa, Lyvia e Julio pela companhia, amizade e companheirismo;

Aos amigos de Viçosa e de Venda Nova do Imigrante;

Aos professores do PPGEA;

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pela bolsa de estudos concedida;

Aos amigos da Secretaria de Meio Ambiente de Anchieta, em especial Pablo, Soraia e Álvaro e ao Tiago Monteiro, pelo apoio e incentivo;

Ao PPGEA, em especial à funcionária Rose, sempre atenciosa e prestativa;

Às pessoas que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

## RESUMO

A outorga para lançamento de efluentes é um importante instrumento para o controle da poluição das águas. Entretanto, no Brasil, não existe dispositivo legal que defina os critérios para análise de solicitação desta modalidade de outorga. Existem na literatura algumas proposições de metodologias para estimativas de vazões de diluição de efluentes que sustentem o processo de outorga. Neste sentido, o presente trabalho estudou as propostas existentes, com o objetivo de comparar valores de vazões de diluição estimadas através de cada metodologia, considerando diversos aspectos relacionados com os cursos de água receptores. Foram realizadas simulações para sete cenários, incluindo presença de outros lançamentos e captações, a montante e a jusante, e mudança de classes de enquadramento. Além disso, foi feita análise de sensibilidade, considerando diferentes condições de vazões incrementais, concentrações naturais de DBO do rio e valores de coeficientes de desoxigenação ( $K_1$ ) e sedimentação ( $K_3$ ). Foram utilizadas metodologias propostas por Cardoso da Silva e Monteiro (2004), Hora (2001), Nahon (2006), Roques (2006), Kelman (1997), além da Equação de Balanço de Massa, modificada por MMA (2000). Os resultados mostraram que as propostas de metodologias podem resultar em valores muito diversos de vazões de diluição, em função das diferentes variáveis consideradas nas equações (autodepuração, concentração natural de DBO do rio, concentração real de DBO do rio e coeficientes de desoxigenação e de sedimentação) e dos valores adotados para estas variáveis. Conclui-se pela grande importância da utilização de técnicas de monitoramento de qualidade da água, a longo prazo, para análises de outorga mais realistas.

## **ABSTRACT**

Grants for sewage discharge is an important tool to control water pollution. However, in Brazil, there is no legal provision that define criteria to analyze this type of grant. Methods for estimating sewage dilution are proposed in the literature, and these support the grant process. The aim of this study is compare some of these proposed methods, considering different aspects of the watercourses. Simulations seven scenarios were performed, including the presence of other releases and abstractions of water, upstream and downstream the river, and change of framework classes. Furthermore, sensitivity analysis was performed, considering different conditions of flow incremental, natural concentrations of BOD of the river, values of the deoxygenation coefficients ( $K_1$ ) and sedimentation coefficients ( $K_3$ ). The applied methodologies were proposed by Cardoso da Silva & Monteiro (2004), Hora (2001), Nahon (2006), Roques (2006), Kelman (1997) and the Mass Balance Equation method, modified by MMA (2000). Results showed that depending of the different variables considered in equations and the values adopted the proposed methodologies can result in very different values. These results emphasize the great importance of the use of long-term monitoring techniques to more realistic analysis of grants.

# SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	10
LISTA DE TABELAS.....	12
LISTA DE SIGLAS .....	14
LISTA DE SÍMBOLOS .....	16
<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>18</b>
<b>2 OBJETIVOS .....</b>	<b>20</b>
2.1 OBJETIVO GERAL .....	20
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	20
<b>3 REVISÃO DE LITERATURA .....</b>	<b>21</b>
3.1 GESTÃO DE RECURSOS HÍDRICOS E A POLÍTICA NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS .....	21
3.1.1 Instrumentos de gestão dos recursos hídricos .....	21
3.1.1.1 Plano de recursos hídricos .....	21
3.1.1.2 Cobrança pelo uso dos recursos hídricos .....	21
3.1.1.3 Sistema de informações de Recursos Hídricos.....	22
3.1.1.4 Enquadramento dos corpos d'água em classes .....	22
3.1.1.5 Outorga de direito de usos dos recursos hídricos.....	23
3.2 OUTORGAS PARA DILUIÇÃO DE EFUENTES .....	24
<b>3.2.1 Aspectos legais da outorga de lançamento de efluentes no Brasil .....</b>	<b>24</b>
<b>3.2.2 A outorga nos órgãos gestores de recursos hídricos do Brasil.....</b>	<b>26</b>
3.2.2.1 Espírito Santo .....	27
3.2.2.2 Minas Gerais.....	27
3.2.2.3 Bahia.....	29
3.2.2.4 Mato Grosso .....	30
3.2.2.5 Paraná .....	31
<b>3.2.3 Lançamento de efluentes no exterior .....</b>	<b>32</b>
<b>3.2.4 Vazão máxima outorgável .....</b>	<b>34</b>
3.2.4.1. Vazão incremental por drenagem direta.....	36
3.3 PROPOSTAS PARA CÁLCULO DE VAZÃO DE DILUIÇÃO.....	36
<b>3.3.1 Metodologia proposta por Kelman (1997).....</b>	<b>36</b>
<b>3.3.2 Metodologia proposta por Cardoso da Silva e Monteiro (2004).....</b>	<b>38</b>
<b>3.3.3 Metodologia proposta por ROQUES (2006).....</b>	<b>41</b>

3.3.4 Metodologia proposta por Hora (2001) .....	44
3.3.5 Metodologia proposta por Nahon (2006) .....	46
3.3.6 O modelo de qualidade de águas RM1 .....	47
3.3.7 Cálculo do coeficiente de decaimento qualitativo .....	48
3.4 AUTODEPURAÇÃO EM CORPOS DE ÁGUA.....	50
3.4.1 Consumo de oxigênio .....	51
3.4.1.1 Cinética de desoxigenação .....	51
3.4.2 Produção de oxigênio .....	53
3.4.2.1 Cinética de reaeração da água .....	53
3.4.3 Sedimentação da matéria orgânica.....	56
3.4.4 Influência da temperatura nos coeficientes .....	57
3.5 MODELAGEM MATEMÁTICA DA QUALIDADE DA ÁGUA .....	58
3.5.1 QUAL-UFMG .....	59
3.5.2 QUAL2E e QUAL2K .....	60
3.5.3 Análise de sensibilidade .....	62
3.6 SISTEMAS DE SUPORTE A DECISÃO EM RECURSOS HÍDRICOS.....	62
<b>4 MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>65</b>
4.1 ESTUDO E COMPARAÇÃO DAS METODOLOGIAS DE CÁLCULO DE VAZÃO DE DILUIÇÃO .....	65
4.1.1 Metodologias utilizadas .....	65
4.1.2 Cálculo do coeficiente de decaimento qualitativo .....	67
4.2 FORMAS DE ANÁLISE DAS OUTORGAS DE LANÇAMENTO.....	68
4.3 BACIA PILOTO PARA APLICAÇÃO DAS METODOLOGIAS .....	70
4.3.1 Dados de entrada da bacia para o qual-ufmg .....	73
4.3.1.1 Dados de cabeceira do rio .....	73
4.3.1.2 Dados físicos do rio.....	74
4.3.1.3 Parâmetros analisados.....	76
4.3.1.4 Coeficientes utilizados.....	76
4.3.1.5 Resumo dos dados de entrada para as metodologias que não utilizam o QUAL-UFMG.....	76
4.4 DESCRIÇÃO DOS CENÁRIOS SIMULADOS .....	77
4.4.1 Fontes simuladas .....	78
4.4.2 Cenários simulados .....	80
4.4.2.1 Cenário 1: Considerou-se o lançamento da ETE na cabeceira da bacia .....	80
4.4.2.2 Cenário 2: Considerou-se o pedido de outorga de um novo lançamento, havendo um lançamento de DBO pré-existente a montante, já outorgado, na bacia.....	80

4.4.2.3	Cenário 3: Considerou-se o pedido de outorga de um novo lançamento, havendo um lançamento de DBO pré-existente a jusante já outorgado na bacia.....	80
4.4.2.4	Cenário 4: Considerou-se uma captação pré-existente a montante do ponto onde se deseja realizar o lançamento .....	81
4.4.2.5	Cenário 5: Considerou-se uma captação pré-existente a jusante do ponto onde se deseja realizar o lançamento .....	81
4.4.2.6	Cenário 6: Considerou-se a mudança da classe de enquadramento do corpo hídrico.....	81
4.5	PARTE 2: ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS DE ENTRADA.....	81
<b>5</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>83</b>
5.1	PARTE 1: COMPARAÇÃO DAS METODOLOGIAS DE VAZÃO DE DILUIÇÃO ....	83
<b>5.1.1</b>	<b>Análise das metodologias .....</b>	<b>83</b>
<b>5.1.2</b>	<b>Cenário 1: Uma única fonte de lançamento localizada na cabeceira do rio Santa Maria da Vitória.....</b>	<b>85</b>
<b>5.1.3</b>	<b>Cenário 2: Pré-existência de um lançamento localizado a montante .....</b>	<b>88</b>
<b>5.1.4</b>	<b>Cenário 3: Pré-existência de um lançamento localizado a jusante.....</b>	<b>91</b>
<b>5.1.5</b>	<b>Cenário 4: Existência de uma captação no Km 9 a montante do lançamento ...</b>	<b>93</b>
<b>5.1.6</b>	<b>Cenário 5: Existência de uma captação a jusante do lançamento.....</b>	<b>95</b>
<b>5.1.7</b>	<b>Cenário 6: Mudança de classe de enquadramento no Km 40 .....</b>	<b>96</b>
5.2	PARTE 2: ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS DE ENTRADA NOS VALORES DE VAZÃO DE DILUIÇÃO.....	97
<b>5.2.1</b>	<b>Análise da vazão incremental .....</b>	<b>97</b>
5.2.1.1	Cenário 1: Um lançamento na cabeceira.....	98
5.2.1.2	Cenário 2: Pré-existência de um lançamento localizado a montante do lançamento simulado.....	100
5.2.1.3	Cenário 3: Pré-existência de um lançamento localizado a jusante do lançamento simulado	102
5.2.1.4	Cenário 4: Existência de uma captação a montante do lançamento.....	105
5.2.1.5	Cenário 5: Existência de uma captação a jusante do lançamento.....	107
5.2.1.6	Cenário 6: Mudança de classe de enquadramento .....	108
<b>5.2.2</b>	<b>Análise da variação da concentração natural de dbo no rio.....</b>	<b>111</b>
5.2.2.1	Cenário 1: Única fonte de lançamento localizada na cabeceira do rio Santa Maria da Vitória.....	111
5.2.2.2	Cenário 2: Pré-existência de um lançamento localizado a montante do lançamento simulado.....	113
5.2.2.3	Cenário 3: Pré-existência de um lançamento localizado a jusante do lançamento simulado.....	115
5.2.2.4	Cenário 4: Existência de uma captação a montante do lançamento.....	117

5.2.2.5	Cenário 5: Existência de uma captação a jusante do lançamento.....	119
5.2.2.6	Cenário 6: Mudança de classe de enquadramento .....	120
<b>5.2.3</b>	<b>ANÁLISE DA VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE DESOXIGENAÇÃO (<math>K_1</math>) ...</b>	<b>122</b>
5.2.3.1	Cenário 1: Uma única fonte de lançamento localizada na cabeceira do rio Santa Maria da Vitória .....	122
5.2.3.2	Cenário 2: Pré-existência de um lançamento localizado a montante do lançamento simulado.....	124
5.2.3.3	Cenário 3: Pré-existência de um lançamento localizado a jusante do lançamento simulado	126
5.2.3.4	Cenário 4: Existência de uma captação a montante do lançamento.....	127
5.2.3.5	Cenário 5: Existência de uma captação a jusante do lançamento.....	129
5.2.3.6	Cenário 6: Mudança de classe de enquadramento .....	131
<b>5.2.4</b>	<b>Análise relativa à simulação do coeficiente de sedimentação (<math>k_3</math>).....</b>	<b>132</b>
5.2.4.1	Cenário 1: Uma única fonte de lançamento localizada na cabeceira do rio Santa Maria da Vitória .....	133
5.2.4.2	Cenário 2: Pré-existência de um lançamento localizado a montante do lançamento simulado.....	134
5.2.4.3	Cenário 3: Pré-existência de um lançamento localizado a jusante do lançamento simulado	136
5.2.4.4	Cenário 4: Existência de uma captação a montante do lançamento.....	137
5.2.4.5	Cenário 5: Existência de uma captação a jusante do lançamento.....	138
5.2.4.6	Cenário 6: Mudança de classe de enquadramento .....	139
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>141</b>
<b>7</b>	<b>RECOMENDAÇÕES.....</b>	<b>144</b>
<b>8</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>145</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Representação conceitual do modelo QUAL2E .....	61
Figura 2: Seção transversal com a vazão máxima outorgável para diluição de efluentes.....	69
Figura 3: Seção transversal com a vazão disponível para diluição de efluentes.....	69
Figura 4: Seção transversal com as vazões indisponível (círculo) e remanescente.....	69
Figura 5: Seção transversal com as vazões indisponíveis (círculos) e remanescente.....	70
Figura 6: Decaimento da vazão indisponível ao longo do perfil longitudinal do rio .....	70
Figura 7: Localização da sub-bacia do rio Santa Maria da Vitória .....	72
Figura 8: Resultado das vazões de diluição obtido na simulação do cenário 1 .....	86
Figura 9: Resultado da simulação do cenário 2, considerando a análise individual do lançamento a jusante.....	89
Figura 10: Resultado da simulação do cenário 2, considerando os somatórios das vazões de diluição nas seções.....	90
Figura 11: Resultado da simulação do cenário 3, considerando a análise individual do lançamento a montante.....	92
Figura 12: Resultado da simulação, para o cenário 3, considerando os somatórios das vazões de diluição nas seções.....	93
Figura 13: Resultado das vazões de diluição obtido na simulação do cenário 4.....	94
Figura 14: Resultado das vazões de diluição obtido na simulação do cenário 5.....	96
Figura 15: Resultado da simulação do cenário 6, considerando os somatórios das vazões de diluição nas seções.....	97
Figura 16: Resultado das simulações para o cenário 1, considerando diferentes valores de vazão incremental .....	99
Figura 17: Resultado das simulações para o cenário 2, considerando diferentes valores de vazão incremental .....	102
Figura 18: Resultado das simulações para o cenário 3, considerando diferentes valores de vazão incremental .....	104
Figura 19: Resultado das simulações para o cenário 4, considerando diferentes valores de vazão incremental .....	106
Figura 20: Resultado das simulações para o cenário 5, considerando diferentes valores de vazão incremental .....	108
Figura 21: Resultado das simulações para o cenário 6, considerando diferentes valores de vazão incremental .....	110
Figura 22: Resultado das simulações para o cenário 1, considerando diferentes valores de concentração de DBO natural do rio.....	112
Figura 23: Resultado das simulações para o cenário 2, considerando diferentes valores de concentração de DBO natural do rio.....	114
Figura 24: Resultado das simulações para o cenário 3, considerando diferentes valores de concentração de DBO natural do rio.....	116
Figura 25: Resultado das simulações para o cenário 4, considerando diferentes valores de concentração de DBO natural do rio.....	118
Figura 26: Resultado das simulações para o cenário 5, considerando diferentes valores de concentração de DBO natural do rio.....	120
Figura 27: Resultado das simulações para o cenário 6, considerando diferentes valores de concentração de DBO natural do rio.....	121

Figura 28: Resultado das simulações para o cenário 1, considerando diferentes valores de $k_1$	123
Figura 29: Resultado das simulações para o cenário 2, considerando diferentes valores de $k_1$	125
Figura 30: Resultado das simulações para o cenário 3, considerando diferentes valores de $k_1$	127
Figura 31: Resultado das simulações para o cenário 4, considerando diferentes valores de $k_1$	129
Figura 32: Resultado das simulações para o cenário 5, considerando diferentes valores de $k_1$	131
Figura 33: Resultado das simulações para o cenário 6, considerando diferentes valores de $k_1$	132
Figura 34: Resultados das simulações para o cenário 1, considerando diferentes valores do coeficiente $k_3$	134
Figura 35: Resultados das simulações para o cenário 2, para diferentes valores do coeficiente $k_3$	135
Figura 36: Resultados das simulações para o cenário 3, para diferentes valores do coeficiente $k_3$	137
Figura 37: Resultados das simulações para o cenário 4, para diferentes valores do coeficiente $k_3$	138
Figura 38: Resultados das simulações para o cenário 5, para diferentes valores do coeficiente $k_3$	139
Figura 39: Resultados das simulações para o cenário 6, para diferentes valores do coeficiente $k_3$	140

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores típicos de $K_1$ em função da qualidade do efluente lançado.....	52
Tabela 2: Valores médios típicos de $K_2$ ( $\text{dia}^{-1}$ ) (base e a $20^\circ\text{C}$ ).....	54
Tabela 3: Valores usualmente empregados das constantes para cálculo dos valores de $K_2$ segundo modelos baseados em dados hidráulicos.....	55
Tabela 4: Faixa de variação do coeficiente de sedimentação de acordo com a profundidade dos rios.....	57
Tabela 5: Valores dos coeficientes de temperatura.....	58
Tabela 6: Coeficientes utilizados para equação de regressão.....	75
Tabela 7: Resumo das variáveis consideradas em cada metodologia utilizada.....	83
Tabela 8: Valores de vazões de diluição, em $\text{m}^3/\text{s}$ , para diferentes seções do cenário 1.....	85
Tabela 9: Valores de vazões de diluição, em $\text{m}^3/\text{s}$ , obtidas no cenário 2, considerando apenas o lançamento a jusante, para diversas seções.....	88
Tabela 10: Valores de vazões de diluição, em $\text{m}^3/\text{s}$ , para diferentes seções do cenário 2, considerando o somatório das vazões nas mesmas.....	89
Tabela 11: Valores de vazões de diluição, em $\text{m}^3/\text{s}$ , obtidas para o cenário 3, considerando somente o lançamento a montante.....	91
Tabela 12: Valores de vazões de diluição, em $\text{m}^3/\text{s}$ , para diferentes seções do cenário 3, considerando o somatório das vazões nas mesmas.....	92
Tabela 13: Valores de vazões de diluição, em $\text{m}^3/\text{s}$ , obtidas para diferentes seções do cenário 4.....	93
Tabela 14: Valores de vazões de diluição, em $\text{m}^3/\text{s}$ , obtidas com o lançamento para diferentes seções do cenário 5.....	95
Tabela 15: Valores de vazões de diluição, em $\text{m}^3/\text{s}$ , para diferentes seções do cenário 6, considerando o somatório das vazões nas mesmas.....	96
Tabela 16: Valores de vazões de diluição, em $\text{m}^3/\text{s}$ , para seções do cenário 1, considerando o somatório das vazões nas seções, para diferentes valores de vazão incremental.....	98
Tabela 17: Valores de vazões de diluição, em $\text{m}^3/\text{s}$ , para seções do cenário 2, considerando o somatório das vazões nas seções, para diferentes valores de vazão incremental.....	100
Tabela 18: Valores de vazões de diluição, em $\text{m}^3/\text{s}$ , para seções do cenário 3, considerando o somatório das vazões nas seções, para diferentes valores de vazão incremental.....	103
Tabela 19: Valores de vazões de diluição, em $\text{m}^3/\text{s}$ , para seções do cenário 4, considerando o somatório das vazões nas seções, para diferentes valores de vazão incremental.....	105
Tabela 20: Valores de vazões de diluição, em $\text{m}^3/\text{s}$ , para seções do cenário 5, considerando o somatório das vazões nas seções, para diferentes valores de vazão incremental.....	107
Tabela 21: Valores de vazões de diluição, em $\text{m}^3/\text{s}$ , para seções do cenário 6, considerando o somatório das vazões nas seções, para diferentes valores de vazão incremental.....	109
Tabela 22: Valores de vazões de diluição, em $\text{m}^3/\text{s}$ , para seções do cenário 1, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de concentração de DBO natural do rio.....	111
Tabela 23: Valores de vazões de diluição, em $\text{m}^3/\text{s}$ , para seções do cenário 2, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de concentração de DBO natural do rio.....	113

Tabela 24: Valores de vazões de diluição, em m <sup>3</sup> /s, para seções do cenário 3, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de concentração de DBO natural do rio .....	115
Tabela 25: Valores de vazões de diluição, em m <sup>3</sup> /s, para seções do cenário 4, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de concentração de DBO natural do rio .....	117
Tabela 26: Valores de vazões de diluição, em m <sup>3</sup> /s, para seções do cenário 5, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de concentração de DBO natural do rio .....	119
Tabela 27: Valores de vazões de diluição, em m <sup>3</sup> /s, para seções do cenário 6, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de concentração de DBO natural do rio .....	120
Tabela 28: Valores de vazões de diluição, em m <sup>3</sup> /s, para seções do cenário 1, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de k <sub>1</sub> .....	122
Tabela 29: Valores de vazões de diluição, em m <sup>3</sup> /s, para seções do cenário 2, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de k <sub>1</sub> .....	124
Tabela 30: Valores de vazões de diluição, em m <sup>3</sup> /s, para seções do cenário 3, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de k <sub>1</sub> .....	126
Tabela 31: Valores de vazões de diluição, em m <sup>3</sup> /s, para seções do cenário 4, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de k <sub>1</sub> .....	128
Tabela 32: Valores de vazões de diluição, em m <sup>3</sup> /s, para seções do cenário 5, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de k <sub>1</sub> .....	130
Tabela 33: Valores de vazões de diluição, em m <sup>3</sup> /s, para seções do cenário 6, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de k <sub>1</sub> .....	131
Tabela 34: Valores de vazões de diluição, em m <sup>3</sup> /s, para seções do cenário 1, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores do coeficiente k <sub>3</sub> .....	133
Tabela 35: Valores de vazões de diluição, em m <sup>3</sup> /s, para seções do cenário 2, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores do coeficiente k <sub>3</sub> .....	135
Tabela 36: Valores de vazões de diluição, em m <sup>3</sup> /s, para seções do cenário 3, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores do coeficiente k <sub>3</sub> .....	136
Tabela 37: Valores de vazões de diluição, em m <sup>3</sup> /s, para seções do cenário 4, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores do coeficiente k <sub>3</sub> .....	137
Tabela 38: Valores de vazões de diluição, em m <sup>3</sup> /s, para seções do cenário 5, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores do coeficiente k <sub>3</sub> .....	138
Tabela 39: Valores de vazões de diluição, em m <sup>3</sup> /s, para seções do cenário 6, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores do coeficiente k <sub>3</sub> .....	139

## LISTA DE SIGLAS

ABES – Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental  
ABRH – Associação Brasileira de Recursos Hídricos  
ALOC – Modelo de Alocação de Cargas e de vazão de diluição  
ANA – Agência Nacional de Águas  
CEHIDRO – Conselho Estadual de Recursos Hídricos  
CEHIDRO – Conselho Estadual de Recursos Hídricos de Mato Grosso  
CEPRAM – Conselho Estadual de Meio Ambiente do Estado da Bahia  
CERH – Conselho Estadual de Recursos Hídricos  
CETESB – Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental  
CHRH – Conselho Nacional de Recursos Hídricos  
CONAMA – Conselho Nacional de Meio Ambiente  
COPAM – Conselho Estadual de Política Ambiental de Minas Gerais  
CSeM – Metodologia proposta por Cardoso da Silva e Monteiro (2004)  
DBO – Demanda Bioquímica de Oxigênio  
DQO – Demanda Química de Oxigênio  
EBMmodCD – Equação de diluição obtida através da adaptação da equação de Balanço de Massa considerando o coeficiente de decaimento qualitativo  
EPA – Environmental Protection Agency  
ETE – Estação de Tratamento de Esgoto  
GEARH – Grupo de Estudos e Ações em Recursos Hídricos  
GWLf – Generalized Watershed Loading Functions Model  
HABTEC – Engenharia Sanitária e Ambiental  
IEMA – Instituto Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos  
IGAM – Instituto Mineiro de Gestão das Águas  
IN – Instrução Normativa  
KelmanCD - Equação da metodologia proposta por Kelman considerando o coeficiente de decaimento qualitativo  
KelmanSD – Equação da metodologia proposta por Kelman sem decaimento  
MMA – Ministério de meio Ambiente  
OD – Oxigênio Dissolvido  
PNRH – Política Nacional de Recursos Hídricos  
QPC – Quota per capta  
QUA2E – Modelo de Qualidade de Águas  
QUAL-UFMG – Modelo de Qualidade de Águas  
RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos  
RM1 – Modelo Matemático de Outorga e Cobrança pelo Uso da Água  
SEMA – Secretaria Estadual de Meio Ambiente  
SINGERH – Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos  
SISNAMA – Sistema Nacional de Meio Ambiente  
SQA0 – Sistema Quali-quantitativo de Análise de Outorgas  
SRH – Superintendência de Recursos Hídricos da Bahia

SS – Sólidos Suspensos

SSD – Sistema de Suporte à Decisão

SSD-RB - Sistema de Suporte a Decisão para a gestão Quali-quantitativa dos processos de Outorga e cobrança pelos Recursos Hídricos

SUDERHSA – Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental

UFES – Universidade Federal do Espírito Santo

UFMG – Universidade Federal de Minas Gerais

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

USEPA – United States Environmental Protection Agency

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $Q_{dil_{indisp, x}}$  - vazão de diluição que se torna indisponível para diluir outros efluentes ( $m^3/s$ )
- $Q_{dil_x}$  - vazão de diluição num trecho do rio ( $m^3/s$ )
- $C_{antes_x}$  - concentração de DBO no corpo hídrico antes do lançamento do efluente no trecho x a jusante do lançamento (mg/L)
- $C_{antes_{x_0}}$  - concentração de DBO no corpo hídrico antes do lançamento do efluente no trecho do local de lançamento  $x_0$  (mg/L)
- $C_{após_{x_0}}$  - concentração de DBO no corpo hídrico após o lançamento do efluente no trecho do local de lançamento  $x_0$  (mg/L)
- $C_{após_x}$  - concentração de DBO no corpo hídrico após o lançamento do efluente no trecho x a jusante do lançamento (mg/L)
- $C_{max_{x_0}}$  - concentração máxima de DBO para o corpo hídrico no trecho de lançamento (mg/L)
- $C_{efl}$  - concentração do poluente no efluente de lançamento (mg/L)
- $C_{max}$  - concentração máxima permitida do poluente no corpo d'água, de acordo com o enquadramento, (mg/L)
- $C_{mistura}$  - concentração do parâmetro no corpo receptor após a mistura (mg/L)
- $C_{nat}$  - concentração natural do parâmetro no manancial onde é realizado o lançamento (mg/L)
- $C_r$  - concentração do parâmetro no rio (mg/L)
- $D_0$  - déficit de oxigênio inicial (mg/L)
- $K_{n,20^\circ C}$  - Valor do coeficiente "n" ( $n = 1, 2, 3$  e  $d$ ) considerado para a temperatura de  $20^\circ C$
- $K_{n,T}$  - Valor do coeficiente "n" ( $n = 1, 2, 3$  e  $d$ ) considerado para a temperatura "T" qualquer ( $dia^{-1}$ )
- $Q_{dil_i}$  - vazão de água necessária para diluir o lançamento do usuário i ( $m^3/s$ )
- $Q_{dil_{x_0}}$  - vazão utilizada para diluir o efluente na seção de lançamento ( $m^3/s$ )
- $Q_{dil_{geral}}$  - vazão de água necessária para diluir todos os lançamentos no curso d'água ( $m^3/s$ )
- $Q_{e med}$  - vazão média de esgoto produzida ( $m^3/s$ )

$Q_{efl}$  - vazão do efluente lançado pelo usuário ( $m^3/s$ )

$Q_r$  - vazão do rio ( $m^3/s$ )

$V_s$  - velocidade de sedimentação do material particulado (m/d)

$k_1$  - coeficiente de desoxigenação ( $dia^{-1}$ )

$\alpha_x$  - coeficiente de utilização da vazão qualitativa para um parâmetro no trecho x a jusante do lançamento (adimensional)

$\theta_x$  - coeficiente de alteração da concentração máxima permitida, no trecho x, a jusante do lançamento (adimensional)

A - Área da bacia hidrográfica (ha)

a, b,  $\gamma$ ,  $\beta$  - coeficientes obtidos da análise de regressão.

c - coeficiente de retorno

c - coeficiente relacionado à presença de matéria orgânica e tenso-ativa que influencia o  $K_2$  (adimensional)

D - déficit de oxigênio dissolvido (mg/L)

d - distância percorrida (m)

$F_c$  - fator de proporcionalidade

H - profundidade média do curso d'água (m)

$K_2$  - Coeficiente de reoxigenação ( $dias^{-1}$ )

$K_3$  - coeficiente de sedimentação ( $dias^{-1}$ )

L - valor da concentração de DBO (mg/L)

$L_o$  - valor inicial da DBO (mg/L)

n - número de usuários ao longo do curso d'água

n e m - coeficientes relacionados a condições típicas do rio (adimensional)

Pop - população do município, em número de habitantes

$Q_{7,10}$  - Vazão mínima de 7 dias consecutivos com período de retorno de 10 anos ( $m^3/s$ )

$Q_{90}$  - Vazão de referência de rio com 90% de permanência ( $m^3/s$ )

$Q_{95}$  - Vazão de referência de rio com 95% de permanência ( $m^3/s$ )

T - Temperatura ( $^{\circ}C$ )

t - tempo de percurso (dias)

v - velocidade média do escoamento (m/s)

$\theta$  - Coeficiente da temperatura (adimensional)

## 1 INTRODUÇÃO

O gerenciamento do conflito entre a redução da disponibilidade hídrica decorrente da poluição dos corpos de água, e do aumento da demanda por esse bem será o grande desafio das próximas décadas. O aumento populacional e o crescimento das atividades socioeconômicas têm causado crescente utilização dos recursos hídricos e aumento das restrições relativas à qualidade das águas. A contaminação de mananciais proveniente de lançamentos de efluentes orgânicos, constitui um dos principais problemas de degradação ambiental dos recursos hídricos.

O lançamento de efluentes em corpos hídricos deve ser realizado de forma criteriosa e controlada, não prejudicando os demais usos previstos para um corpo de água. Neste contexto, a outorga de lançamentos de efluentes é o principal instrumento para garantia do controle da qualidade das águas. Ela está prevista na Política Nacional de Recursos Hídricos, instituída pela Lei nº 9433 de 08 de janeiro 1997. Entretanto, não existe um dispositivo legal que defina critérios técnicos para essa modalidade de outorga, mesmo dentro dos estados que já a emitem (SOUZA, SALIM e CARDOSO da SILVA, 2009).

De acordo com Azevedo *et al* (2003), para a implantação eficaz da outorga para lançamento de efluentes é necessário definir metodologias e critérios, organizar e manter uma base de dados de qualidade hídrica, e desenvolver ferramentas adequadas para análise integrada de quantidade e qualidade da água.

Devido à falta de técnicos nos órgãos gestores de recursos hídricos no país e escassez de dados, a melhor alternativa seria construir os procedimentos para outorga de lançamento de efluentes com modelos mais simplificados e com cenário conservador. Somente posteriormente, com formação de banco de dados, será possível construir modelos mais complexos e melhor calibrados (NAHON, KISHI E FERNANDES, 2009).

Na literatura são apresentadas metodologias de estimativa de cálculo de vazões de diluição. Dentre estas metodologias podem ser citadas as desenvolvidas por Kelman (1997), Hora (2001), Cardoso da Silva e Monteiro (2004), Nahon (2006), Roques (2006), além da estimada através da Equação de Balanço de Massa modificada

(MMA, 2000). Estas metodologias apresentam diferentes formas de cálculo de estimativas de vazão de diluição, variando os parâmetros considerados e as formas de análise dos resultados obtidos.

Na Lei nº 9433/97 não há citações a respeito da utilização da autodepuração nas análises de outorga de lançamento de efluentes, sendo esta consideração feita somente na Resolução nº 16 de 08 de maio de 2001 do Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH). Segundo Von Sperling (2007), esta capacidade de autodepuração varia de um corpo hídrico para outro, tornando-se necessário que estudos específicos sejam desenvolvidos, com o intuito de conhecer a quantidade de efluentes que o rio é capaz de receber e diluir, sem que sejam comprometidos os usos para os quais estão reservadas as suas águas.

Neste trabalho foram estudadas e comparadas estas propostas metodológicas de outorga de lançamento de efluentes. Procurou-se analisar como cada uma considera a estimativa de vazão de diluição nas seções de lançamento e nos trechos a jusante, a autodepuração, a pré-existência de lançamentos ou captações e as variações de classes ao longo do curso d'água. Foram realizadas simulações de diferentes cenários em uma bacia hidrográfica localizada no Espírito Santo. Além disso, foram realizadas análises de sensibilidades, para as diferentes metodologias. Foram utilizados, como auxílio, a ferramenta computacional QUAL-UFMG, para simulação de qualidade de água, e planilhas do Microsoft Office Excel para cálculos referentes às vazões de diluição.

## 2 OBJETIVOS

### 2.1 OBJETIVO GERAL

Analisar e comparar metodologias descritas na literatura para estimativas de vazões de diluição a serem empregadas nas análises de solicitações de outorga de lançamento de efluentes.

### 2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- 1) Subsidiar cientificamente a escolha de metodologias para estimativas de vazões de diluição de efluentes, em processos de outorga de lançamentos;
- 2) Analisar a influência de diferentes parâmetros e condições existentes nos cursos de água sobre as estimativas de valores de vazão de diluição e, conseqüentemente, na outorga para lançamento de efluentes.
- 3) Através de simulações, verificar a influência de diferentes metodologias sobre valores de vazões de diluição.

### **3 REVISÃO DE LITERATURA**

#### **3.1 GESTÃO DE RECURSOS HÍDRICOS E A POLÍTICA NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS**

A Política Nacional de Recursos Hídricos, instituída através da Lei nº 9433, de 8 de janeiro de 1997, tem como objetivo assegurar às gerações atuais e futuras a necessária disponibilidade de água, em padrões de qualidade adequados aos respectivos usos, promovendo a utilização racional e integrada dos recursos hídricos. Para isto, estabelece, através do Art. 5º, os instrumentos a serem empregados para o gerenciamento das águas: o plano de recursos hídricos, o enquadramento dos corpos de água em classes segundo os usos preponderantes; a outorga dos direitos de uso de recursos hídricos; a cobrança pelo uso de recursos hídricos; a compensação a municípios e o sistema de informações sobre recursos hídricos.

A seguir foi abordado cada um destes instrumentos, dando maior ênfase aos instrumentos de enquadramento e outorga de direito de uso dos recursos hídricos, que estão mais diretamente relacionados com estimativas de vazões de diluição.

##### **3.1.1 Instrumentos de gestão dos recursos hídricos**

###### **3.1.1.1 Plano de recursos hídricos**

De acordo com Rodrigues e Cardoso da Silva (2007), os planos de recursos hídricos visam orientar e viabilizar a implementação da Política Nacional de Recursos Hídricos e o gerenciamento dos mesmos. São elaborados por bacia hidrográfica pelos respectivos comitês de bacia, com planos de longo prazo.

###### **3.1.1.2 Cobrança pelo uso dos recursos hídricos**

Este instrumento visa reconhecer a água como um bem econômico, incentivando a racionalização do uso e obtendo recursos financeiros para atender às metas propostas no Plano de recursos hídricos.

### 3.1.1.3 Sistema de informações de recursos hídricos

Este instrumento visa a coleta, tratamento e o armazenamento de informações sobre recursos hídricos, funcionando como uma base dinâmica de informações para o Sistema de Gestão de Recursos Hídricos.

### 3.1.1.4 Enquadramento dos corpos d'água em classes

De acordo com a Lei nº 9433/97, este instrumento tem como objetivo assegurar a qualidade da água compatível com os usos mais restritivos, determinados através do Plano de Recursos Hídricos, diminuindo os custos de combate à poluição por meio de ações preventivas.

Esse instrumento não se baseia no estado atual de qualidade do corpo d'água, mas sim nos níveis de qualidade que o mesmo deveria ter para atender as necessidades pré-definidas pelos usuários. Dessa forma, o enquadramento expressa metas finais a serem alcançadas, podendo ser estabelecidas metas progressivas intermediárias obrigatórias para sua efetivação.

A Resolução do Conselho Nacional de Meio Ambiente (CONAMA) nº 357 de 17 de março de 2005 estabelece as classes segundo usos preponderantes, bem como os parâmetros e respectivos padrões de qualidade para cada classe de enquadramento. Esta resolução dispõe também sobre as diretrizes gerais para o enquadramento e estabelece as condições e limites de lançamento de efluentes nos corpos d'água. Além disso, a resolução CONAMA nº 430 de 2011 complementa a altera a resolução nº 357/05 na parte de lançamento de efluentes.

O processo de enquadramento deve ser elaborado no âmbito da bacia hidrográfica e em conformidade com o Plano de Recursos Hídricos da bacia e os Planos de Recursos Hídricos Estadual ou Distrital, Regional e Nacional, sendo estabelecido de forma participativa e descentralizada (LEEUWESTEIN, 2000).

De acordo com Neves (2005) essa ferramenta é de grande importância na gestão dos recursos hídricos, pois consegue associar os aspectos quantitativos e qualitativos dos corpos d'água. Entretanto, são poucas as experiências de implementação e aplicação no Brasil.

O estabelecimento do enquadramento do corpo d'água é de fundamental importância para as análises de outorga, pois este instrumento classifica as características qualitativas com que as águas devem ser mantidas, por meio do estabelecimento de limites máximos.

### 3.1.1.5 Outorga de direito de usos dos recursos hídricos

De acordo com o Artigo nº 11 da Lei nº 9433/97, a outorga de direito de uso dos recursos hídricos tem como objetivo assegurar o controle quantitativo e qualitativo dos usos da água e o efetivo exercício dos direitos de acesso a esse bem. É um ato administrativo pelo qual o poder público outorgante concede ao outorgado o direito de uso do recurso hídrico, considerando os termos de uso e as condições expressas no respectivo ato administrativo (ROQUES, 2006).

Cabe ao poder outorgante (União, Estados ou Distrito Federal) avaliar os pedidos de outorga e verificar a existência de água suficiente para atender todas as solicitações, considerando os aspectos quantitativos e qualitativos dos corpos hídricos. Dessa forma, a outorga de direito de uso, depois de concedida, protege o usuário contra outros usuários predadores que não possuem outorga, sendo que numa situação de escassez hídrica, os não outorgados serão reprimidos frente aos que seguirem os procedimentos legais (KELMAN, 1997). Entretanto, de acordo com ANA (2009), é de extrema importância a utilização de procedimentos adequados na análise dos processos, na emissão das outorgas e no controle e fiscalização do cumprimento das condições dos outorgados.

A Lei nº 9433/97 estabelece os seguintes usos dos recursos hídricos como sujeitos à outorga: derivação ou captação de água para abastecimento público ou para um processo produtivo; a extração de água de aquífero subterrâneo para consumo final ou processo produtivo; lançamento de efluentes líquidos ou gasosos, para fins de diluição, transporte ou disposição final; aproveitamento dos potenciais hidrelétricos e por fim, outros usos que alterem o regime, a quantidade e a qualidade da água de um corpo hídrico.

Segundo o Artigo 12, parágrafo 1º da Lei nº 9433/97, independem de obter a outorga nos Órgãos Públicos usos considerados insignificantes, tais como derivações,

captações, lançamentos e acumulações de volumes de água de pouca expressão, além de usos para a satisfação das necessidades de pequenos núcleos populacionais, distribuídos no meio rural. Cabe aos Comitês de Bacia estabelecer os valores insignificantes para captação.

Assim, a outorga deve ser vista como um instrumento de distribuição de água entre os mais diversos usos dentro de uma bacia hidrográfica, buscando sempre o atendimento das necessidades ambientais, econômicas e sociais de água; a redução de conflitos entre os usuários e a possibilidade de que usos futuros também possam ser atendidos (CARDOSO da SILVA e MONTEIRO, 2004).

## 3.2 OUTORGAS PARA DILUIÇÃO DE EFUENTES

### 3.2.1 Aspectos legais da outorga de lançamento de efluentes no Brasil

A outorga para lançamento de efluentes no Brasil está legalmente instituída na Lei nº 9433/97, e regulamentada na Resolução nº 16 de 8 de maio de 2001 do Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH). Entretanto, ela não foi completamente implantada nos Estados brasileiros e apresenta dificuldades devido às definições de metodologias e critérios. Esta outorga está sujeita às prioridades de uso, estabelecidas nos Planos de Recursos Hídricos, devendo respeitar a classe de enquadramento do corpo hídrico, como estabelecido no Artigo 13 da mesma resolução.

Para fins de esclarecimento, na Lei nº 9433/97, a outorga qualitativa está referenciada em termos de uma outorga para o lançamento de efluentes, enquanto na Resolução nº 16 de 08 de maio de 2001 do CNRH a outorga está referenciada em termos de vazão de diluição, que é a quantidade de água necessária para diluir uma determinada carga de poluente. Geralmente, o termo outorga para “diluição de efluentes” é utilizado para significar a forma de quantificação da outorga para diluição de efluentes. Este termo foi especificado no Projeto de Lei Federal nº 1616, que está em tramitação no Congresso Brasileiro desde 1999.

A capacidade que um corpo de água tem de assimilar os despejos, sem apresentar problemas do ponto de vista ambiental, e não extrapolar a qualidade de água que

interferirá nos usos presentes e futuros em determinado trecho, é um recurso natural que pode ser explorado.

A Lei nº 9433/97 considera o cálculo da vazão de diluição apenas no ponto de lançamento, desconsiderando os processos de autodepuração e diluição dos corpos de água. Esta consideração é feita no Projeto de Lei 1616 e na Resolução do CNRH nº 16/2001.

O Projeto de Lei nº 1616/99 visa, entre outras coisas, regulamentar a outorga. Entretanto, como não foi aprovado ainda, o CNRH emitiu a resolução nº 16/01, onde são estabelecidas diretrizes para os processos de outorga (ROQUES, 2006). De acordo com essa resolução, “a outorga para diluição de efluentes será dada em função da quantidade de água necessária para a diluição da carga de poluente, podendo esta variar em função dos padrões de qualidade correspondentes à classe do corpo de água estabelecida no enquadramento”.

A resolução nº 16/01 do CNRH estabelece no Artigo 12, parágrafo 1º que “as vazões e os volumes outorgados poderão ficar indisponíveis, total ou parcialmente, para outros usos nos corpos de água, considerando o balanço hídrico e a capacidade de autodepuração para o caso de diluição de efluentes”. Entende-se, portanto que a vazão outorgada para diluição para um usuário deve ser considerada indisponível para outro usuário a jusante. Entretanto, essa vazão outorgada pode diminuir ao longo do curso d’água, dependendo do parâmetro analisado, devido ao processo de autodepuração.

Ainda, a Resolução nº 16/01 do CNRH estabelece que a vazão de diluição pode ser destinada a outros usos no corpo d’água, desde que não agregue carga poluente adicional. Com isso, a vazão indisponível é aplicada apenas para o mesmo parâmetro, podendo ficar disponível para a dissolução de outros parâmetros, desde que não comprometa a outorga já concedida.

A ANA, através da Resolução nº 219 de 06 junho de 2005 dá diretrizes para análise e emissão de outorga de direito de uso dos recursos hídricos para fins de lançamento de efluentes, estabelecendo que, na análise técnica dessa modalidade de outorga em cursos d’água de domínio da União, somente serão avaliados os

parâmetros: temperatura, DBO e, em locais sujeitos a eutrofização, fósforo e nitrogênio.

No parágrafo 1º do Artigo 32 da Resolução CONAMA 357/05 é estabelecido que “o lançamento de efluentes deverá, simultaneamente atender às condições e padrões de lançamento de efluentes e não ocasionar a ultrapassagem das condições e padrões de qualidade de água, estabelecidos para as respectivas classes, nas condições da vazão de referência”.

Ribeiro e Lanna (2003) propõem a seguinte metodologia para análise de outorga, com base na vazão de diluição:

- a) Identificação dos efluentes lançados em cada ponto de controle;
- b) Identificação da concentração máxima permitida pelo enquadramento para o trecho do rio onde se localiza o ponto de controle;
- c) Cálculo da vazão necessária para diluir a carga lançada de forma que seja obedecida a concentração máxima permitida pelo enquadramento no trecho em análise;
- d) Definição de critérios de racionamento para situação em que a vazão disponível não é suficiente para as demandas.

Em relação aos parâmetros que devem ser considerados para a liberação da outorga para diluição, Porto (2002) apud Neves (2005) sugere que devem ser analisados os poluentes que utilizam maior quantidade de água para diluição, ou seja, os que mais impactam a bacia.

Vários são os estudos realizados em relação aos critérios adotados na outorga de uso dos recursos hídricos para captação. Entretanto, são poucos os estudos sobre outorga para diluição e depuração de efluentes.

### **3.2.2 A outorga nos órgãos gestores de recursos hídricos do Brasil**

Apesar da outorga para lançamento de efluentes estar legalmente instituída a nível federal, ela ainda não está regulamentada e implementada na maioria dos estados

brasileiros. Neste item é apresentada a panorâmica dos processos sobre de outorga para lançamento de efluentes de alguns estados brasileiros, inclusive o Espírito Santo onde é realizado o estudo.

### 3.2.2.1 Espírito Santo

No Estado do Espírito Santo, os critérios para outorga de lançamento de efluentes estão definidos na Instrução Normativa 007 de 21 de junho de 2006, do Instituto Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos – IEMA. A outorga para lançamento será concedida utilizando-se o conceito de vazão de diluição, ou seja, a vazão necessária para diluição dos efluentes lançados, considerando-se o enquadramento.

No Espírito Santo, foi definido na IN nº 19 de 04 de outubro de 2005 que o somatório das vazões outorgadas fica limitado a 50% da vazão de referência, que é a  $Q_{7,10}$  para rios perenes e a  $Q_{90}$  para rios intermitentes, sendo necessária a garantia de fluxo residual mínimo de 50% da vazão de referência de jusante de cada uso ou interferência. Posteriormente, a IN nº 19/2005 foi alterada pela Instrução Normativa Nº 013/2009, onde é estabelecido que o IEMA adota como vazão de referência a vazão de permanência de 90% ( $Q_{90}$ ). Entretanto, o mesmo dispositivo legal reconhece a necessidade de legislação complementar para definição de critérios técnicos específicos para outorga de lançamento de efluentes (SALIM, ROQUES E SOUZA, 2007). A Instrução Normativa nº007/2006 define que o parâmetro utilizado na análise é a Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) e, para lançamentos em lagos e reservatórios ou a montante dos mesmos, o fósforo.

### 3.2.2.2 Minas Gerais

Em Minas Gerais, A outorga de lançamento de efluentes em Minas Gerais é, no seu princípio, regulada pela Lei Estadual nº 13.199/99, referente à Política Estadual de Recursos Hídricos, pelo Decreto No 41.578/00 que regulamenta a Lei nº 13199/99, e pela Portaria IGAM nº 010/98. O órgão gestor responsável pelos recursos hídricos é o Instituto Mineiro de Gestão das Águas (IGAM).

Segundo o Art. 10 da Portaria Administrativa nº 010 de 30 de dezembro de 1998, a análise técnica para outorga de lançamento de efluentes deve considerar como derivação consuntiva as vazões dos corpos de água que receberem lançamentos de efluentes e, desta forma, se tornam comprometidas com a diluição de cargas de poluentes. Observa-se, também, que se devem distinguir os poluentes “conservativos” e “não conservativos”. O parágrafo 2º diz respeito à consideração dos enquadramentos em classe de uso preponderante dos corpos de água e os padrões de lançamento determinados pela legislação ambiental pertinente para distinção de poluentes.

A Deliberação Normativa nº 26 de 18 de dezembro de 2008 do Conselho Estadual de Recursos Hídricos (CERH) e do Conselho Estadual de Política Ambiental (COPAM) dispõe sobre os procedimentos técnico-administrativos a serem observados durante a análise dos pedidos de outorga para lançamento de efluentes em corpos d'água.

No artigo 2º desta Deliberação está disposto que a análise dos pedidos de outorga deve ter como referência:

- o parâmetro Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO),
- a disponibilidade hídrica para diluir o poluente, tomando como base a vazão de referência;
- a quantidade de água para diluir a DBO, que será dada em termos de vazão de diluição.

Além disso, deve ser considerada ainda a concentração de DBO no efluente e a concentração permitida no corpo de água em função do enquadramento, e a concentração no corpo hídrico imediatamente a montante do lançamento.

Caso o parâmetro mais poluente de um efluente não seja a DBO, a Deliberação Normativa diz que devem ser analisados os parâmetros mais representativos no efluente.

Para a definição dos limites de disponibilidade hídrica, os seguintes critérios são adotados:

I – O somatório das vazões de diluição outorgadas na bacia a montante do ponto de lançamento considerado fica limitado à vazão de referência do corpo de água, descontando-se o percentual máximo de vazão para captação.

II – A vazão máxima outorgável para diluição de efluentes, por empreendimento, não pode ser maior que 50% da vazão de referência.

### 3.2.2.3 Bahia

No Estado da Bahia, a Superintendência de Recursos Hídricos (SRH), pertencente à Secretaria de Meio Ambiente e Recursos Hídricos, é o órgão gestor responsável pelo cumprimento do mecanismo de outorga de direito de uso de recursos hídricos, disposto na Lei nº 6.855 de 12 de maio de 1995, referente à Política, o Gerenciamento e o Plano Estadual de Recursos Hídricos e no Decreto Estadual Nº 6.296 de 21 de março de 1997, sobre outorga de direito de uso de recursos hídricos.

A Resolução do Conselho Estadual de Meio Ambiente da Bahia (CEPRAM) nº 2288, de 28 de abril de 2000, estabelece os padrões de lançamento para efluentes sanitários nos corpos hídricos, situados na Região Metropolitana de Salvador e demais municípios do estado da Bahia. A Norma define que os empreendimentos imobiliários habitacionais serão enquadrados em função do padrão de renda familiar e de interesse social. Os efluentes finais dos empreendimentos imobiliários habitacionais que estiverem situados em bacias hidrográficas utilizadas como mananciais para abastecimento público, deverão apresentar os teores limites estabelecidos pela Resolução CONAMA no 20/86 (revogada pela CONAMA 357/05), para corpos d'água Classe 2.

A Superintendência de Recursos Hídricos, através da Instrução Normativa nº 03 de 08 de novembro de 2007 estabeleceu os critérios técnicos referentes à outorga para fins de diluição, transporte ou disposição final de efluentes domésticos nos recursos hídricos. Nesta IN, define-se vazão de diluição como a quantidade de água do corpo receptor necessária para diluir, transportar ou dispor a carga de determinado parâmetro presente no efluente, em função da classe de enquadramento do corpo d'água.

As outorgas estão sujeitas às condicionantes de disponibilidade hídrica e às metas progressivas. As vazões de diluição a jusante de cada lançamento poderão ser novamente disponibilizadas, observada a capacidade de autodepuração do corpo receptor e a respectiva classe de enquadramento.

Em relação às vazões de referência disponíveis para diluição, transporte ou disposição final, a IN resolve no Art. 5º:

*A vazão de referência para análise hidrológica e hidráulica dos pedidos de outorga para fins de diluição, transporte ou disposição final de esgotos doméstico em corpos de água é com 90% (noventa por cento) de permanência a nível diário ( $Q_{90}$ ).*

*“II – O limite máximo individual da vazão reservada para a diluição, transporte ou disposição final dos esgotos domésticos é de até 20% (vinte por cento) da vazão de referência.*

*III – O somatório das vazões reservadas para a diluição, transporte ou disposição final dos esgotos domésticos, para cada ponto de análise, será no máximo de 50% da  $Q_{90}$ .*

*IV – No caso de ambientes lênticos (lagos, lagoas ou reservatórios) que tenham contribuições de mananciais superficiais perenes, considera-se como vazão de referência aquela correspondente à área de contribuição dos cursos de água afluentes aos mesmos.”*

Os parâmetros analisados nas outorgas de lançamento são DBO e coliformes termotolerantes, para os cursos d'água, e Nitrogênio e Fósforo para ambientes sujeitos a eutrofização.

#### 3.2.2.4 Mato Grosso

A Secretaria de Estado de Meio Ambiente do Estado do Mato Grosso (SEMA), através do Conselho Estadual de Recursos Hídricos, estabeleceu critérios técnicos referentes à outorga para diluição de efluentes em corpos hídricos superficiais através da Resolução CEHIDRO nº 29 de setembro de 2009. Nesta resolução é estabelecido que a outorga para diluição de efluentes será em quantidade de água

necessária para diluição da carga de determinado parâmetro de qualidade, de acordo com a classe de enquadramento ou com metas progressivas, instituídas formalmente.

A metodologia determinada por essa resolução, presente no anexo I da mesma, sugere a utilização da metodologia proposta por Cardoso da Silva e Monteiro (2004).

O somatório das vazões de captação considerado mais as vazões de diluição outorgadas à montante na bacia de drenagem deverão ficar limitadas à vazão de referência na seção de lançamento, estabelecida como a  $Q_{95}$ .

Estabelece, ainda, considerando as vazões outorgadas para captação que, na análise da disponibilidade hídrica para o processo de outorga, o percentual da vazão de referência reservado para a diluição de efluentes concorrerá com o percentual da vazão de referência comprometido com os percentuais de captações consuntivas, sendo, inicialmente reservada 30% da  $Q_{95}$  para diluição de efluentes. Posteriormente, será reservada um percentual da vazão para usos consuntivos (até um limite máximo de 50% da  $Q_{95}$ ), ficando estas indisponíveis para outorgas consuntivas.

As vazões de diluição à jusante de cada lançamento poderão ficar novamente disponíveis, observada a capacidade de autodepuração do curso d'água e a classe de enquadramento.

Os parâmetros analisados para a emissão de outorgas de lançamento são a DBO, para cursos d'água, e fósforo ou nitrogênio para locais sujeitos a eutrofização, como lagos e reservatórios.

#### 3.2.2.5 Paraná

No Estado do Paraná, o Instituto das Águas do Paraná, criado na Lei 16.242/09, antiga Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental (SUDERHSA), entidade autárquica vinculada a Secretaria Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos (SEMA), é o órgão responsável pelas questões de recursos hídricos do estado. O órgão publicou um manual (SUDERHSA, 2006) que define procedimentos e a metodologia a ser utilizada para outorga de

lançamento, baseado na metodologia utilizada pela ANA. Este manual é baseado no que foi disposto na Lei Nº 12.726, de 26 de novembro de 1999, que institui a Política Estadual de Recursos Hídricos e o Decreto nº 4.646, de 31 de agosto de 2001, que dispõe sobre o regime de outorga de direitos de uso de recursos hídricos.

O Decreto nº 4.646/01 relata que, para os usos correspondentes ao lançamento de esgotos e demais resíduos líquidos ou gasosos em corpos hídricos, serão outorgados:

- vazão e volume médio diário necessários à diluição das cargas poluentes lançadas e seu regime de variação mensal;
- cargas máximas de poluentes e respectivos volumes de diluição e período de duração;
- regimes de funcionamento, considerando-se a operação dos dispositivos de lançamentos de vazões e cargas, em termos do número de horas diárias, número de dias por mês e do regime de variação anual;
- evolução das vazões e cargas mencionadas nos itens acima, considerando-se as etapas subseqüentes de implantação do empreendimento.

No manual de outorgas do Estado do Paraná (SUDERHSA, 2006) estão apresentados os parâmetros que serão outorgados, dependendo do tipo de lançamento:

- Vazão máxima do efluente;
- Regime de funcionamento de lançamento de vazões (nº de horas diárias, nº de dias por semana, meses por ano);
- Concentrações máximas dos parâmetros de lançamento: DBO (Demanda Bioquímica de Oxigênio), DQO (Demanda Química de Oxigênio) e SS (Sólidos Suspensos).

### **3.2.3 Lançamento de efluentes no exterior**

Vanrolleghem, Benedetti e Meirlaen (2005) afirmam que ao tentar proteger o corpo receptor dos impactos do lançamento de efluentes, os Estados Unidos e a União Européia desenvolveram regulamentos importantes.

Nos Estados Unidos, o *Federal Water Pollution Control Act*, de 1972, inclui uma emenda denominada *Clean Water Act – CWA* que regulamenta e dispõe sobre a gestão dos corpos d'água e tem como objetivo restaurar e manter a integridade física, química e biológica das águas americanas, combatendo a poluição de fontes pontuais e não pontuais e controlar os lançamentos de efluentes nos corpos receptores (EPA, 2002).

Inicialmente o controle de lançamento era feito somente sobre as fontes pontuais, através de licenças emitidas pelo *National Pollutant Discharge Elimination System – NPDES*. As permissões do NPDES regulam os efluentes residenciais e industriais coletados através de rede de esgotos e tratados em estações de tratamento, e fontes pontuais industriais e resíduos de atividades de pecuária que são lançadas diretamente nos corpos de água (NEVES; PORTO, 2003). Essas licenças de lançamento para as fontes pontuais devem incluir limites baseados tanto em padrões de qualidade da água do corpo receptor (*Water Quality-Based Approach*), quanto nas melhores tecnologias de tratamento do efluente disponíveis (*Best Technology Available*), o que for mais restritivo (USEPA, 1991; NEVES, 2005 - ROQUES).

Posteriormente, observou-se que o controle das fontes pontuais isoladamente não era suficiente, sendo necessário também o controle das fontes difusas de poluição. Esse controle integrado das fontes pontuais e difusas foi previsto nos Estados Unidos pelo programa *Total Maximum Daily Load – TMDL* (USEPA, 1991; NEVES, 2005). O TMDL pode ser entendido como sendo a estimativa de carga máxima de um poluente que um corpo d'água pode receber sem que os padrões de qualidade da água sejam ultrapassados (MELO, 2006). Os padrões devem ser estabelecidos para cada poluente individualmente, sendo determinado ao se examinarem todas as fontes poluidoras que contribuem com aquele poluente. Cada Estado ajusta seus próprios padrões de qualidade da água, que são sujeitos à revisão e à aprovação da Agência Americana de Proteção Ambiental (*Environmental Protection Agency - EPA*).

Na União Européia, foi adotada em 2000 uma Diretriz Orientadora da Água (*Water Framework Directive – WFD*) sendo este o principal instrumento da política da União Européia relativa à água. Seu conceito superou o conceito tradicional de proteção,

surgindo como instrumento unificador das normas de recuperação e proteção da qualidade das águas, eliminando as lacunas nas legislações existentes e estabelecendo uma abordagem integrada dos problemas da água (ROQUES, 2006). Segundo a Comissão Europeia (2002), os fundamentos da Diretiva são a proteção das águas, a definição de objetivo para que seja alcançado o “bom estado” de todas as águas até 2015; a promoção do consumo sustentável da água; a cooperação transfronteiriça entre todos os países e partes envolvidas; a garantia de participação ativa de todos os interessados nas atividades de gestão das águas; a adoção de políticas para estabelecimento do preço da água; a aplicação do princípio do poluidor-pagador; e a ação preventiva.

A WFD requer que os Estados Membros da União Europeia identifiquem bacias hidrográficas que encontram-se em seu território e atribuam autoridades competentes que serão responsáveis para assegurar que os termos da WFD sejam alcançados (ZABEL; MILNE; MCKAY, 2001).

Segundo a Diretiva, as licenças de lançamento devem ser emitidas pela autoridade competente para valores limites de emissão, e o tratamento deve ser baseado nas melhores técnicas disponíveis, da mesma forma que os Estados Unidos. Os valores limites são definidos por um Conselho pela proposta da comissão da Diretiva, para instalações industriais e cargas poluentes (MELO, 2006).

Pesquisadores europeus (NEAL; HEATHWAITE, 2005) afirmam que melhorar somente a questão da fonte pontual de poluição não é suficiente para alcançar as reduções requeridas para alcançar o bom estado das águas como requer a WFD, sendo necessário avaliar a contribuição das fontes difusas de poluição em conjunto com a poluição pontual. Para controle da poluição difusa devem ser utilizadas melhores práticas ambientais.

#### **3.2.4 Vazão máxima outorgável**

De acordo com Cruz (2001), na análise de outorgas para diluição de efluentes, o primeiro passo é quantificar a demanda de água para diluir o efluente da fonte emissora e, posteriormente, determinar a disponibilidade hídrica do curso d'água na

seção de lançamento. Esta disponibilidade hídrica é variável no tempo e espaço e geralmente é quantificada através da *vazão de referência*.

A Resolução CONAMA nº 357/05 define a vazão de referência como “a vazão do corpo hídrico utilizada como base para o processo de gestão, tendo em vista o uso múltiplo das águas e a necessária articulação entre o Sistema Nacional de Meio Ambiente – SISNAMA e do Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos – SINGRH”. Neste sentido, a vazão de referência deverá corresponder a vazões mínimas, de forma a garantir o atendimento às demandas na maior parte do tempo, incluindo os períodos de estiagem (SALIM, ROQUES E SOUZA, 2005).

No Brasil, como as vazões são pequenas, o que de fato é outorgado, é uma fração dessa vazão mínima. Entretanto na prática, as vazões são bem maiores na maior parte do tempo (CARDOSO da SILVA e MONTEIRO, 2004).

A vazão mínima de referência está relacionada com uma duração, considerando-se que o uso da água não é um processo instantâneo. Portanto, existem alguns valores de característicos que são utilizados em projetos de recursos hídricos e que são indicadores das condições de estiagens de um rio (TUCCI, 2000 apud MELO, 2006). Os mais utilizados são :

- (i)  $Q_{7,10}$  - vazão mínima com 7 dias de duração consecutivos e 10 anos de tempo de retorno e;
- (ii)  $Q_{90}$  ou  $Q_{95}$  - vazão com 90% e 95 % de permanência, calculados a partir de dados diários de vazão, extraídos de uma curva de permanência de vazões.

No Espírito Santo, a vazão máxima outorgável para fins de diluição é 50% da vazão de referência adotada que é a  $Q_{90}$  (IEMA, 2009). O Manual de Outorga do Paraná (SUDERHSA, 2006) adota como vazão de referência a vazão  $Q_{95}$ , ou seja, a vazão que é igualada ou excedida em 95% do tempo, e aloca para os diversos usos (incluindo diluição de efluentes), 50% dessa vazão de referência. A Agência Nacional de Águas (ANA, 2005) usualmente utiliza como máximo outorgável o correspondente a 70% da  $Q_{95}$  para todos os usos, incluindo a outorga para diluição de efluentes, podendo variar em função das peculiaridades de cada região e 20% para cada usuário individual. A Bahia usualmente utiliza como máximo outorgável para outorga quantitativa o correspondente a 90% da  $Q_{90}$  (SRH, 1997), sendo para

usuários individualmente o correspondente a até 20%, sendo que para outorga qualitativa a vazão máxima outorgável corresponde a 20% da vazão de referência.

Ribeiro e Lanna (2003) sugerem que no caso de não haver vazão disponível para diluir os efluentes lançados, o usuário deve racionar tais lançamentos a fim de que sejam atendidos os padrões de qualidade estipulados no enquadramento. Sugerem, ainda, que, para que o usuário aumente a eficiência de utilização da água captada e, dessa forma, parcela dessa vazão possa ser transferida para diluição de efluente, o órgão competente outorgaria o direito de uso como um todo, considerando a possibilidade de uso para captação e diluição como uma só, e o usuário gerenciaria essa quantidade entre esses dois usos. Os autores sugerem também que, em vez de fixar uma vazão de referência, a vazão máxima outorgável variaria segundo a dinâmica hidrológica e meteorológica da bacia para que, dessa forma, não fossem impostas restrições desnecessárias ao usuário em épocas com maior disponibilidade de água.

#### 3.2.4.1. Vazão incremental por drenagem direta

O curso d'água normalmente recebe uma contribuição difusa, relativa a vazões que se inserem em sua calha, sem serem oriundas de tributários definidos. Estas vazões são adicionadas ao curso d'água, pois a bacia de contribuição drena diretamente a água para dentro do rio. Muitas vezes essas vazões não são consideradas em modelagem matemáticas. Entretanto, várias vezes é importante considerar esta contribuição incremental principalmente em situações em que o início do trecho simulado está associado a uma bacia de contribuição ainda pequena e a área da bacia aumenta consideravelmente ao longo do percurso, trazendo a necessidade de se aumentar a vazão do rio, para tornar a modelagem mais realística (Von SPERLING, 2007).

### 3.3 PROPOSTAS PARA CÁLCULO DE VAZÃO DE DILUIÇÃO

#### 3.3.1 Metodologia proposta por Kelman (1997)

De acordo com Kelman (1997), um usuário que lança um efluente num curso d'água se apropria de certa quantidade de água para diluir o mesmo. A equação sugerida pelo autor para o cálculo da vazão de diluição é (Equação 1):

$$Q_{dil_x} = \frac{Q_{efl} \times C_{efl}}{C_{max_x}} \quad (1)$$

Onde:

$Q_{dil_x}$  = vazão de diluição num trecho do rio, em m<sup>3</sup>/s

$Q_{efl}$  = vazão do efluente lançado pelo usuário, em m<sup>3</sup>/s

$C_{efl}$  = concentração do poluente lançado no local, em mg/L

$C_{max_x}$  = concentração máxima permitida do poluente no corpo d'água, de acordo com o enquadramento, em mg/L

Kelman (1997) define um coeficiente de utilização qualitativo ( $\alpha$ ) que indica quanto um usuário irá consumir de água para diluir o seu efluente. Seu valor depende do tipo de parâmetro que está sendo lançado no curso d'água, e da distância que separa a seção analisada da seção de lançamento. Se o parâmetro for conservativo, não ocorre o processo de autodepuração, logo, é como se o usuário se apropriasse de uma quantidade de água constante ao longo de todo o trecho do curso do rio, sendo o valor de  $\alpha$  igual à unidade. No caso de parâmetros não-conservativos, devido ao processo autodepurativo dos cursos d'águas, o poluente vai sendo degradado ao longo do curso do rio, sendo o coeficiente de utilização é menor que 1, diminuindo com a distância entre o ponto de lançamento e o trecho analisado. A equação de Kelman (1997) com decaimento é representado pela Equação 2:

$$Q_{dil_x} = \alpha \cdot \left( \frac{Q_{efl} \times C_{efl}}{C_{max_x}} \right) \quad (2)$$

Segundo Kelman (1997), o valor numérico do coeficiente de utilização  $\alpha$  pode ser estimado a partir do uso de um modelo matemático de qualidade de água, calibrado para a bacia em estudo.

Rodrigues (2000), interpretando a Lei nº 9.433/97, sugeriu a Equação 1 para representar a vazão de diluição sugerida pela Lei. De acordo com a autora, a vazão se manteria constante ao longo dos trechos a jusante do lançamento e respeitaria o

enquadramento no corpo receptor. Além disso, segundo a autora, a equação não considera o processo de degradação e a sedimentação do poluente no sistema, nem a retirada de massa do mesmo por meio de captação a jusante.

### 3.3.2 Metodologia proposta por Cardoso da Silva e Monteiro (2004)

A metodologia proposta por MMA (2000) e Cardoso da Silva e Monteiro (2004) para quantificação de impactos de lançamento de efluentes baseia-se nos conceitos propostos por Kelman (1997) e no Sistema de Suporte à Decisão para a análise técnica dos aspectos quantitativos e qualitativos dos usos da água, denominado Sistema Quali-Quantitativo de Análise de Outorgas (SQAQO) desenvolvido pela Secretaria de Recursos Hídricos do Ministério do Meio Ambiente (MMA 2000). Os autores consideram que as interferências qualitativas no corpo de água são “transformadas” em equivalentes quantitativos, facilitando as análises de pleito de outorga de lançamento de recursos hídricos, uma vez que unifica as análises de quantidade e qualidade de água.

A solução baseia-se na equação de balanço de massa (Equação 3):

$$(C_{efl} \cdot Q_{efl}) + (C_r \cdot Q_r) = C_{mistura} \cdot (Q_{efl} + Q_r) \quad (3)$$

Onde:

$C_{efl}$  = concentração do parâmetro lançado no local, em mg/L

$Q_{efl}$  = vazão do efluente lançado pelo usuário no local, em m<sup>3</sup>/s

$C_r$  = concentração do parâmetro no rio, em mg/L

$Q_r$  = vazão do rio, em m<sup>3</sup>/s

$C_{mistura}$  = concentração do parâmetro no corpo receptor após a mistura, em mg/L

Alterando alguns termos da Equação 3 se obtém a equação de balanço qualitativo, denominada de equação de diluição, proposta por Kelman (1997) (Equação 4):

$$Q_{dil_x} = Q_{efl} \cdot \frac{C_{efl} - C_{max_x}}{C_{max_x} - C_{nat}} \quad (4)$$

Onde,

$Q_{dil_x}$  = vazão de diluição para determinado parâmetro num trecho do rio, em m<sup>3</sup>/s

$Q_{efl}$  = vazão do efluente lançado pelo usuário, em m<sup>3</sup>/s

$C_{efl}$  = concentração do parâmetro lançado, em mg/L.

$C_{max_x}$  = concentração do parâmetro no corpo receptor após a mistura, em mg/L

$C_{nat}$  = concentração natural do parâmetro no corpo receptor onde é realizado o lançamento, em mg/L

Desta forma, a vazão de diluição é a vazão necessária para diluir determinada concentração de um dado parâmetro de qualidade, de modo que a concentração resultante seja igual à permitida.

Para utilização desta metodologia, admite-se sempre que o corpo de água se encontra na condição natural (sem a interferência de outros lançamentos), e não a atual (real, influenciada por lançamentos a montante), de concentração. Dessa forma pode-se avaliar o comprometimento de qualidade individual de cada usuário, sem a influência de outros e do local de lançamento na bacia, buscando atribuir o mesmo peso a usuários que lancem efluentes com as mesmas características quantitativas e qualitativas, independentemente da época de sua instalação.

O Manual Técnico de Outorgas da Superintendência de desenvolvimento de recursos hídricos e saneamento ambiental do Paraná (SUDERHSA, 2006) utiliza a equação desenvolvida a partir da equação de balanço de massa (Equação 4) para as análises dos pleitos de outorga para lançamento de efluentes. Entretanto, considera a concentração Natural do rio como zero, de forma a analisar apenas o lançamento individual do usuário.

A Equação 4, considerando o coeficiente de utilização qualitativo  $\alpha$ , proposto por Kelman (1997) para expressar a autodepuração, pode ser representada pela Equação 5:

$$Q_{dil_x} = \alpha \cdot \left[ Q_{efl} \cdot \frac{C_{efl} - C_{max_x}}{C_{max_x} - C_{nat}} \right] \quad (5)$$

Segundo Cardoso da Silva e Monteiro (2004), a *equação de diluição* (Equação 4) fornecerá uma *vazão de diluição*, que significa o quanto um usuário se apropria virtualmente da água para diluir determinado parâmetro presente em seu efluente.

Quando o efluente é lançado, a vazão de diluição somada à vazão do efluente resulta na vazão de mistura, cuja concentração não deve ultrapassar os limites do enquadramento. A vazão de mistura de um usuário para um determinado parâmetro fica indisponível para outras diluições do mesmo parâmetro ao longo do curso d'água, bem como para captação (Equação 6):

$$Q_{dil_{indisp, x}} = Q_{dil_{x_0}} + Q_{efl} \quad (6)$$

Onde,

$Q_{dil_{indisp, x}}$  = vazão de diluição que se torna indisponível para diluir outros efluentes, em m<sup>3</sup>/s

$Q_{dil_{x_0}}$  = vazão utilizada para diluir o efluente na seção de lançamento, em m<sup>3</sup>/s

$Q_{efl}$  = vazão de lançamento do efluente, em m<sup>3</sup>/s

É importante ressaltar que o valor de  $Q_{dil_{x_0}}$  é obtido pela equação 4, considerando os valores das variáveis na seção de lançamento do efluente.

Dependendo da natureza do parâmetro, a vazão indisponível pode sofrer um decaimento natural, devido ao processo de autodepuração dos corpos d'água. Os parâmetros de qualidade não-conservativos sofrem autodepuração por processos naturais. Para o parâmetro DBO, o decaimento é baseado na metodologia de Streeter-Phelps, onde a taxa de autodepuração é proporcional à primeira potência da concentração remanescente.

Logo, o cálculo da vazão indisponível para a DBO em qualquer trecho a jusante do lançamento é dado pela equação (Equação 7):

$$Q_{dil_{indisp, x}} = \frac{(Q_{efl} + Q_{dil_{x_0}}) \cdot C_{max_{x_0}} \cdot e^{-k_1 \cdot t}}{C_{max_x}} \quad (7)$$

Onde,

$Q_{dil_{x_0}}$  = vazão de diluição na seção onde ocorre o lançamento, em m<sup>3</sup>/s, obtido pela equação 4

$Q_{efl}$  = vazão do efluente, em m<sup>3</sup>/s

$k_1$  = coeficiente de desoxigenação, dia<sup>-1</sup>

t = tempo de percurso, em dias

$C_{max_{x_0}}$  = concentração máxima de DBO para o corpo hídrico na seção de lançamento, em mg/L

$C_{max_x}$  = concentração máxima de DBO para o corpo hídrico na seção onde se quer calcular a vazão indisponível, em mg/L

A verificação de atendimento ao balanço qualitativo deve ser realizada comparando-se a vazão de diluição indisponível ( $Q_{dil_{indisp,x}}$ ) total de determinado parâmetro de qualidade (soma de todas as vazões indisponíveis que ocorrem no trecho mês a mês), com a vazão remanescente. Se a vazão indisponível for maior que a remanescente significa que não há água suficiente para diluir os efluentes lançados para qualidade da classe desejada.

O valor da  $Q_{dil_{x_0}}$  será negativo sempre que a concentração do efluente for menor que a concentração permitida no trecho de lançamento, indicando que o usuário está incorporando água ao manancial com qualidade melhor.

### 3.3.3 Metodologia proposta por ROQUES (2006)

Roques (2006) desenvolveu uma metodologia para análise de outorga para diluição de efluentes em rios, que considera os parâmetros DBO e temperatura. Cabe observar que esses parâmetros são os utilizados pela ANA para análise de outorga de diluição de efluentes.

Para a análise da diluição, Roques (2006) utilizou a Equação 4, proposta por Kelman (1997) e utilizada por MMA (2000), IEMA (2006) e Cardoso da Silva e Monteiro (2004), considerando, na análise, somente o usuário em questão, independente dos demais lançamentos.

A idéia da metodologia é semelhante à da sugerida por MMA (2000). Assim, um usuário, ao lançar seu efluente, indisponibiliza para outros lançamentos uma vazão de diluição correspondente à soma da vazão de diluição (que é parte da vazão do rio) com a vazão do seu próprio lançamento:

$$Q_{dil_{indisp}, x} = Q_{dil_{x_0}} + Q_{efl} \quad (8)$$

Roques (2006) considera que a vazão de lançamento passa a fazer parte do corpo de água, sendo utilizada para diluir o próprio contaminante e ficando indisponibilizada para diluir o mesmo poluente nos lançamentos a jusante. No entanto, considera que a vazão de lançamento ( $Q_{efl}$ ) pode ficar disponível para diluir outros parâmetros e também para captação.

A vazão indisponível não é fixa ao longo do trecho, sendo seu decaimento acarretado por processos de autodepuração. Para calcular a variação da vazão indisponibilizada, Roques (2006) utilizou a ferramenta computacional QUAL2E e as variações dos valores das concentrações máximas permitidas do parâmetro analisado nos trechos a jusante (Equação 9).

$$Q_{dil_{indisp}, x} = \alpha_x \cdot \theta_x \cdot Q_{dil_{indisp}, x_0} \quad (9)$$

Onde:

$\alpha_x$  é o coeficiente de utilização da vazão qualitativa para um parâmetro na seção x a jusante do lançamento

$\theta_x$  = é o coeficiente de alteração da concentração máxima permitida, na seção x, a jusante do lançamento

$Q_{dil_{indisp}, x_0}$  = é a vazão de diluição que se torna indisponível para outras diluições na seção de lançamento  $x_0$ .

Roques (2006) define as equações para o cálculo de  $\alpha_x$  e  $\theta_x$  como:

$$\alpha_x = \frac{C_{após_x} - C_{antes_x}}{C_{após_{x0}} - C_{antes_{x0}}} \quad (10)$$

Onde,

$C_{após_x}$  é a concentração de DBO no corpo hídrico após o lançamento do efluente na seção x a jusante do lançamento, fornecida pelo modelo de simulação de qualidade de água, em mg/L

$C_{antes_x}$  é a concentração de DBO no corpo hídrico antes do lançamento do efluente na seção x a jusante do lançamento, fornecida pelo modelo de simulação de qualidade de água, em mg/L

$C_{após_{x0}}$  é a concentração de DBO no corpo hídrico após o lançamento do efluente na seção de lançamento  $x_0$ , fornecida pelo modelo de simulação de qualidade de água, em mg/L

$C_{antes_{x0}}$  é a concentração de DBO no corpo hídrico antes do lançamento do efluente na seção de lançamento  $x_0$ , fornecida pelo modelo de simulação de qualidade de água, em mg/L

$$\theta_x = \frac{C_{max_x}}{C_{max_{x0}}} \quad (11)$$

Em que,

$C_{max_x}$  = concentração máxima de enquadramento segundo a classe de uso do rio em qualquer seção do mesmo, mg/L

$C_{max_{x0}}$  = concentração máxima de enquadramento segundo a classe de uso do rio na seção de lançamento, mg/L

Logo,

$$Q_{dil\ indisp, x} = \left( \frac{C_{após_x} - C_{antes_x}}{C_{após_{x0}} - C_{antes_{x0}}} \right) \cdot \left( \frac{C_{max_x}}{C_{max_{x0}}} \right) \cdot (Q_{dil_{x0}} + Q_{efl}) \quad (12)$$

Seguindo a metodologia, calcula-se então, a vazão indisponibilizada para cada parâmetro e lançamento. Para cada lançamento, considera-se o maior valor de vazão, considerando os parâmetros analisados. Por fim, somam-se os valores para todos os lançamentos outorgados, obtendo-se o valor da vazão indisponível geral.

Cabe ressaltar que esta metodologia é próxima à utilizada por Cardoso da Silva e Monteiro (2004). Entretanto, Roques (2006) utiliza o coeficiente de decaimento qualitativo para estimar a autodepuração da água, enquanto que a metodologia proposta por Cardoso da Silva e Monteiro (2004) utiliza-se o decaimento proposto por Streeter-Phelps, para esta estimativa.

### 3.3.4 Metodologia proposta por Hora (2001)

A metodologia proposta por Hora (2001) considera um balanço de massa entre a carga de determinado parâmetro existente no rio e a carga lançada por um usuário em certo trecho do curso d'água. Admite que, ao lançar um efluente, o usuário indisponibiliza qualitativamente parte da vazão do rio para jusante, ou seja, o usuário utiliza uma vazão para diluir o acréscimo de concentração de um poluente produzido por ele, naquela vazão existente antes do lançamento. Dessa forma, a metodologia procura estimar qual a parte da concentração disponível do poluente que o usuário está consumindo indiretamente, expressa na forma de vazão, para diluir o seu efluente.

A concentração disponível representa a diferença entre a concentração máxima permissível ( $C_{max_x}$ ) e a já existente no rio antes do lançamento no ponto considerado ( $C_{antes}$ ).

Assim, através de um balanço de carga simplificado entre a carga disponível para consumo, descontando a carga já existente no rio, e a carga lançada pelo usuário, obtém que a vazão necessária para diluir um poluente é (Equação 13):

$$Q_{dil_x} = \frac{C_{efl} \times Q_{efl}}{C_{max_x} - C_{antes}} \quad (13)$$

Onde:

$Q_{dil_x}$  = vazão necessária para diluir um poluente lançado em um local do curso d'água e que se torna indisponível para outros usuários a jusante, em m<sup>3</sup>/s

$C_{efl}$  = Concentração do poluente lançado no local, em mg/L

$Q_{efl}$  = vazão do efluente lançado pelo usuário no local, em m<sup>3</sup>/s

$C_{max_x}$  = Concentração máxima do poluente permitida no corpo d'água, dada pelo enquadramento, em mg/L

$C_{antes}$  = concentração do poluente no rio antes do lançamento, em mg/L

Como a metodologia considera a condição do rio antes do lançamento, o autor destaca que é imprescindível a realização de monitoramento de qualidade da água e da quantidade associada aos locais de lançamento.

Para poluentes que não tenham decaimento, a análise dos pedidos de outorga, pela metodologia proposta, deve ser realizada de jusante para montante, de forma a assegurar que a outorga de lançamento leve em conta todas as afluições ao curso d'água principal, evitando que o acúmulo do poluente ultrapasse os níveis aceitáveis.

A cada novo pedido de outorga, deverão ser recalculados todos os pontos de outorga à jusante, pois um novo lançamento irá alterar a qualidade da água do rio e, conseqüentemente, o valor de entrada na equação dos valores correspondentes a outros usuários a jusante. No final, a vazão demandada pelos usuários deve ser menor que a vazão disponível no curso d'água para efetivamente diluir os poluentes.

Hora (2001) sugere que para os parâmetros não-conservativos, deve ser considerado um coeficiente de decaimento de concentrações, com o tempo, que pode ser estimado a partir de um modelo matemático. Em seu trabalho, ele sugere o modelo de Streeter-Phelps (Equação 14).

$$Q_{dil_x} = \frac{C_{efl} \times Q_{efl} \times e^{-(K_1).t}}{C_{max_x} - C_{antes}} \quad (14)$$

### 3.3.5 Metodologia proposta por Nahon (2006)

Nahon (2006) desenvolveu um sistema de apoio à análise de outorga de lançamento de efluentes para a variável DBO. Neste sistema o autor apresenta uma metodologia de cálculo para a vazão de diluição, com relação à DBO, a partir da equação de Streeter-Phelps (Equação 15), considerando o processo de sedimentação e o transporte advectivo para escoamento unidimensional e permanente:

$$L = L_o \cdot e^{-(K_1+K_3) \cdot t} \quad (15)$$

Onde:

$L$  = valor da concentração de DBO em mg/L

$L_o$  = valor inicial da DBO, em mg/L

$K_1$  = coeficiente de desoxigenação, em  $d^{-1}$

$K_3$  = coeficiente de sedimentação, em  $d^{-1}$

$t$  = tempo, em dias

Considera que a mistura completa ocorre no ponto de lançamento. Logo, a equação da concentração de mistura é obtida pela equação de balanço de massa (Equação 16):

$$L_o = \frac{Q_r \cdot C_r + Q_{efl} \cdot C_{efl}}{Q_r + Q_{efl}} \quad (16)$$

Onde:

$Q_r$  = é a vazão do rio, em  $m^3/s$

$C_r$  = é a concentração de DBO no rio, em mg/L

$Q_{efl}$  = é a vazão do efluente, em  $m^3/s$

$C_{efl}$  = é a concentração de DBO no efluente, em mg/L

O valor de  $C_r$  é zero para avaliar o comprometimento de cada usuário, visando facilitar a implantação do sistema de cobrança. Contudo, essa consideração apresenta desvantagem, pois a concentração real do parâmetro pode ficar acima do permitido pela classe de enquadramento. Por isso, Nahon (2006) propôs ainda parte

da verificação do Oxigênio Dissolvido pois, segundo legislação é permitida uma carga maior desde que não se comprometa a concentração de OD no corpo hídrico.

Unindo as equações 15 e 16, chega-se a equação, a seguir:

$$L = \frac{Q_{efl} \cdot C_{efl} \cdot e^{-(K_1+k_3)t}}{Q_r + Q_{efl}} \quad (17)$$

Admitindo que  $L$  é a concentração limite do corpo d'água conforme o enquadramento e que  $Q_r$  é a vazão apropriada para diluir o efluente ( $Q_{dil_x}$ ):

$$Q_{dil_x} = \left[ \frac{Q_{efl} \cdot C_{efl} \cdot e^{-(K_1+k_3)t}}{C_{max_x}} - Q_{efl} \right] \cdot F_c \quad (18)$$

A metodologia considera, ainda, um fator de proporcionalidade ( $F_c$ ), decorrente de mudanças dos limites de classe de enquadramento. Este fator é dado pela equação:

$$F_c = \frac{C_{max_x}}{C_{max_{x0}}} \quad (19)$$

Em que,

$C_{max_x}$  = concentração máxima de enquadramento segundo a classe de uso do rio em qualquer seção do mesmo, mg/L

$C_{max_{x0}}$  = concentração máxima de enquadramento segundo a classe de uso do rio na seção de lançamento, mg/L

### 3.3.6 O modelo de qualidade de águas RM1

Rodrigues (2000), com base na metodologia de Kelman (1997) desenvolveu o modelo RM1, que determina a vazão de diluição alocada no corpo hídrico, a vazão liberada para novas outorgas e o volume de diluição da carga de poluente do usuário de montante captada pelo usuário de jusante. Este modelo utiliza como apoio o modelo computacional QUAL2E. A autora sugeriu a Equação 20 para o cálculo da vazão de diluição necessária para certo lançamento:

$$Q_{dil_x} = \frac{C_{apos_x} - C_{antes_x}}{C_{max_x}} \cdot (Q_{rio_x} + Q_{efl}) \quad (20)$$

Onde

$C_{apos_x}$  - concentração do poluente no corpo receptor após o lançamento do efluente, em mg/L

$C_{antes_x}$  - concentração do poluente no corpo receptor antes do lançamento, diluída na vazão do efluente, mg/L

$C_{max_x}$  - concentração máxima de enquadramento correspondente à classe, mg/L

$Q_{rio_x}$  - vazão do rio, m<sup>3</sup>/s

$Q_{efl}$  - vazão de lançamento do efluente, m<sup>3</sup>/s

### 3.3.7 Cálculo do coeficiente de decaimento qualitativo

Kelman (1997) esclarece que a vazão de diluição de um poluente degradável sofre decaimento ao longo do curso d'água, devido à capacidade de autodepuração do corpo receptor. Esta capacidade é representada através de um coeficiente qualitativo ( $\alpha$ ) para cada seção do rio. O autor sugere, ainda, que esse coeficiente pode ser estimado com a utilização de um modelo matemático de qualidade de água, calibrado para a bacia. O valor do coeficiente  $\alpha$  é menor do que a unidade e multiplica a vazão de diluição requerida em cada seção.

De acordo com Rodrigues (2000), esse coeficiente qualitativo está relacionado não só com o tipo de poluente lançado no corpo receptor e com a capacidade de autodepuração do poluente no sistema, como sugere Kelman (1997), mas também com a sedimentação do poluente no sistema e a retirada de massa através de pontos de captação. Rodrigues (2000) sugere, para fins de simplificação dos cálculos, uma equação para um coeficiente qualitativo médio, para cada lançamento, e dentro de cada trecho. Este coeficiente médio pode ser calculado pela Equação 21:

$$\alpha = \frac{Q_{dil(x)}}{Q_{dil(x_0)}} \quad (21)$$

Onde  $\alpha$  é o coeficiente qualitativo médio representante da variação longitudinal da vazão de diluição (adimensional),  $Q_{dil}(x)$  é a vazão de diluição do parâmetro referente apenas ao lançamento do usuário considerado e  $Q_{dil}(x_0)$  é a vazão de diluição do parâmetro no ponto de lançamento, ambos em m<sup>3</sup>/s.

Roques (2006) baseando-se na definição de Rodrigues (2000), sugere que o cálculo do coeficiente de decaimento qualitativo  $\alpha_k$  seja dado por (Equação 22):

$$\alpha = \frac{C_{após_x} - C_{antes_x}}{C_{após_{x_0}} - C_{antes_{x_0}}} \quad (22)$$

Onde,

$C_{após_x}$  é a concentração de DBO no corpo hídrico após o lançamento do efluente na seção x a jusante do lançamento, fornecida pelo modelo de simulação de qualidade de água, em mg/L

$C_{antes_x}$  é a concentração de DBO no corpo hídrico antes do lançamento do efluente na seção x a jusante do lançamento, fornecida pelo modelo de simulação de qualidade de água, em mg/L

$C_{após_{x_0}}$  é a concentração de DBO no corpo hídrico após o lançamento do efluente na seção do local de lançamento  $x_0$ , fornecida pelo modelo de simulação de qualidade de água, em mg/L

$C_{antes_{x_0}}$  é a concentração de DBO no corpo hídrico antes do lançamento do efluente na seção do local de lançamento  $x_0$ , fornecida pelo modelo de simulação de qualidade de água, em mg/L

Roques (2006) obteve os valores para o cálculo do coeficiente  $\alpha$  através de simulações realizadas com o modelo computacional QUAL2E. A subtração entre as concentrações após o lançamento e antes deste, diluído na vazão do lançamento, permite avaliar o incremento da poluição de forma independente para cada usuário, sem a influência de outros, outorgados ou não.

### 3.4 AUTODEPURAÇÃO EM CORPOS DE ÁGUA

Neste tópico é abordado o processo de autodepuração dos corpos d'água, principalmente no que diz respeito ao consumo de oxigênio dissolvido após o lançamento de uma carga de matéria orgânica biodegradável num curso d'água. De acordo com Von Sperling (2005) a importância do conhecimento deste fenômeno relaciona-se à determinação da qualidade permitida para o efluente a ser lançado, incluindo o nível de tratamento necessário e a eficiência a ser atingida na remoção de matéria orgânica.

A introdução de matéria orgânica nos cursos d'água ocasiona o consumo de oxigênio decorrente do metabolismo de bactérias decompositoras, que utilizam o oxigênio para sua respiração.

Este fenômeno está associado à capacidade de o meio aquático retornar ao seu equilíbrio após as alterações induzidas pelos despejos afluentes (MOTA, 1998). Assim, não existe depuração absoluta. Mota (1998) ressaltou que um manancial, após receber carga poluidora, nunca mais voltará às condições anteriores e apenas alguns constituintes dessa carga passam por processo de transformação ou eliminação completo. Dessa forma, num enfoque prático, considera-se que a água está depurada quando suas características não sejam mais conflitantes com seu uso previsto em cada trecho. De acordo com Braga *et al.* (2002), o fenômeno da autodepuração é um processo natural de recuperação de um corpo de água que foi poluído por lançamentos de matéria orgânica biodegradável e é realizado por meio de processos físicos (diluição, sedimentação), químicos (oxidação) e biológicos.

O processo de autodepuração pode ser dividido em zonas ao longo do percurso longitudinal do corpo hídrico, que são: zona de degradação, zona de decomposição ativa, zona de recuperação e zona de águas limpas. As características de cada zona, quanto à DBO e ao OD, estão especificadas abaixo (Von SPERLING, 2005):

#### **a) Zona de degradação**

Zona logo após o lançamento, caracterizada por alta concentração de matéria orgânica. O processo de decomposição pelos microrganismos decompositores pode ter um início lento dependendo da adaptação dos mesmos ao lançamento. O

consumo de OD ainda é pequeno. Após a adaptação dos microrganismos, a taxa de consumo da matéria orgânica atinge seu máximo, implicando na taxa máxima de consumo de OD

**b) Zona de decomposição ativa**

Nesta zona a qualidade da água apresenta o seu estado mais deteriorado, pois os microrganismos desempenham seu papel mais ativamente. Assim o OD atinge seu menor valor, podendo o corpo d'água assumir papel de anaerobiose, desaparecendo a vida aquática aeróbia.

**c) Zona de recuperação**

Nesta etapa a matéria orgânica já se encontra bem estabilizada, reduzindo o consumo de OD. Por outro lado, há certa introdução de OD na massa líquida decorrente à introdução do ar atmosférico, dando fim a condição anaeróbia estabelecida anteriormente.

**d) Zona de águas limpas**

O curso d'água se encontra novamente limpo. Há predominância de matéria orgânica oxidada e estável e a concentração de OD é próxima à de saturação, devido ao baixo consumo pela população bacteriana e à produção pelas algas.

### 3.4.1 Consumo de oxigênio

#### 3.4.1.1 Cinética de desoxigenação

A cinética de reação da matéria orgânica se processa segundo uma reação de primeira ordem, ou seja, a taxa de mudança da concentração de uma substância é equivalente à primeira potência da concentração. De acordo com Von Sperling (2005), a equação de progressão da DBO pode ser expressa segundo a equação 23:

$$\frac{dL}{dt} = -K_1 \cdot t \quad (23)$$

Onde:

$L$  = concentração de DBO remanescente, em mg/L

$t$  = tempo, em dia

$K_1$  = coeficiente de desoxigenação, em dia<sup>-1</sup>

Integrando-se a equação anterior nos limites  $L = L_0$  e  $L = L_t$  e  $t = 0$  e  $t = t$ , obtemos a equação 24:

$$L = L_0 \cdot e^{-k_1 \cdot t} \quad (24)$$

$L$  = DBO remanescente em um tempo  $t$  qualquer, em mg/L

$L_0$  = DBO remanescente no tempo inicial  $t=0$ , em mg/L

### Coeficiente de desoxigenação ( $k_1$ )

O Coeficiente de desoxigenação ( $k_1$ ) representa a taxa de consumo de oxigênio do meio aquático, ou seja, a taxa de degradação da matéria orgânica. Esse valor depende das características da matéria orgânica, temperatura e da presença de substâncias inibidoras. Valores maiores de  $K_1$  indicam um consumo de oxigênio mais rápido, quando comparado com um valor menor de  $K_1$  (Von SPERLING, 2005).

A interpretação dos dados de DBO deve ser sempre vinculada ao conceito de coeficiente de desoxigenação, e conseqüentemente, à oxidação da matéria orgânica. Normalmente, os valores de  $K_1$  que são obtidos em testes laboratoriais podem ser diferentes dos efetivamente observados nos cursos d'água, sendo geralmente um valor maior, devido à sedimentação e a remoção de DBO pelo lodo de fundo (Von SPERLING, 2005). Alguns valores típicos de  $K_1$  são encontrados na tabela abaixo:

Tabela 1: Valores típicos de  $K_1$  em função da qualidade do efluente lançado

Origem	$K_1$ (dia <sup>-1</sup> )
Esgoto bruto concentrado	0,35 a 0,45
Esgoto bruto de baixa concentração	0,30 a 0,40
Efluente primário	0,30 a 0,40
Efluente secundário	0,12 a 0,24

Cursos d'água com águas limpas	0,08 a 0,20
--------------------------------	-------------

Fonte: Adaptado de Fair et al (1973) e Arceivala (1981) apud Von Sperling (2005).

Segundo Von Sperling (2007), uma forma de lidar com o componente da incerteza relativo a este coeficiente é o de se realizar uma **Análise de sensibilidade**, que consiste em variar o valor dos coeficientes avaliando se as alterações no perfil de OD resultante são expressivas. Em caso positivo, o modelo é sensível ao valor do coeficiente, devendo ser dedicada maior atenção na determinação precisa do mesmo. Caso a mudança no perfil de OD não seja de substancial, a incerteza no seu valor assume menor importância.

### 3.4.2 Produção de oxigênio

#### 3.4.2.1 Cinética de reaeração da água

Os principais mecanismos de entrada de oxigênio na água são a Reaeração atmosférica e fotossíntese, sendo que a primeira normalmente contribui mais para a oxigenação do que a segunda. A reaeração representa a troca de gases entre o meio líquido e a atmosfera, sendo mecanismos físicos responsáveis pela transferência do oxigênio, que ocorre na interface ar-água. De acordo com Jordão e Pessoa (2005) essa transferência é maior à medida que se aumenta a turbulência do rio, sendo, portanto, função da geometria do rio, do grau de mistura, da passagem por cachoeiras, da formação de corredeiras, etc.

O processo natural de reaeração de corpos de água receptores de despejos de esgotos envolve a transferência de massa superficial, por meio da qual a demanda por oxigênio, resultante da ação bacteriológica sobre a matéria orgânica biodegradável, pode ser suprida, ou não, dependendo da intensidade com que o fenômeno da transferência de oxigênio ocorre através da superfície do corpo receptor (SZÉLIGA e ROMA, 2003).

Segundo Jordão e Pessoa (2005) existe uma taxa de reoxigenação da água, representada por  $K_2$  (coeficiente de reoxigenação), que pode variar em função da temperatura, da área de interface ar-água. De acordo com Von Sperling (2005) a cinética de reaeração pode ser caracterizada por uma reação de primeira ordem

(Equação 25), sendo que a taxa de absorção de oxigênio é diretamente proporcional ao déficit inicialmente existente.

$$D = D_0 \cdot e^{-k_2 \cdot t} \quad (25)$$

Onde,

$D$  = é o déficit de oxigênio dissolvido, em mg/L

$D_0$  = é o déficit de oxigênio inicial, em mg/L

$t$  = tempo, em dia

$K_2$  = coeficiente de reaeração, em dia<sup>-1</sup>

De acordo com Von Sperling (2007), o valor do  $K_2$  tem influência maior nos resultados de balanço de oxigênio dissolvido quando comparado ao  $K_1$ , significando que o modelo de Streeter-Phelps é mais sensível ao  $K_2$  do que ao  $K_1$ . Isso se deve ao fato das faixas de variação do  $K_2$  serem mais estreitas.

O cálculo do  $K_2$  pode ser realizada de três formas:

- Valores médios tabelados
- Valores em função das características hidráulicas do corpo d'água
- Valores relacionados com a vazão nos cursos d'água

A Tabela 2 apresenta alguns valores típicos adotados por pesquisadores para o  $k_2$  (dia<sup>-1</sup>).

Tabela 2: Valores médios típicos de  $K_2$  (dia<sup>-1</sup>) (base e a 20°C)

Corpo d'água	$K_2$ (dia <sup>-1</sup> )	
	Raso	Profundo
Pequenas lagoas	0,23	0,12
Rios vagarosos, grandes lagos	0,37	0,23
Grandes rios com baixa velocidade	0,46	0,37
Grandes rios com velocidade normal	0,69	0,46
Rios rápidos	1,15	0,69
Corredeiras e quedas d'águas	>1,61	>1,15

Fonte: Fair *et al* (1973), Arceivala (1981) apud Von Sperling (2005).

Existem na literatura fórmulas relacionando o valor de  $K_2$  com a profundidade e velocidade dos corpos de água. De acordo com Jordão e Pessôa (2005), a formulação geral para o cálculo do  $K_2$  tem sido dada pela equação 26:

$$K_2 = \frac{c.v^n}{H^m} \quad (26)$$

Onde,

$v$  = velocidade média do escoamento, em m/s.

$H$  = profundidade média do curso d'água, em m.

$c$  = coeficiente adimensional relacionado à presença de matéria orgânica e tenso-ativa que influencia o  $K_2$

$n$  e  $m$  = coeficientes adimensionais relacionados a condições típicas do rio.

A Tabela 3 mostra os valores dos coeficientes de três pesquisadores diferentes e as condições em que elas são geralmente aplicadas.

Tabela 3: Valores usualmente empregados das constantes para cálculo dos valores de  $K_2$  segundo modelos baseados em dados hidráulicos

Pesquisadores	Coeficientes			Faixas de aplicação	
	c	n	m	Profundidade	Velocidade
O'Connor & Dobbins (1958)	3,73	0,50	1,50	$0,6m \leq H < 4,0m$	$0,6m/s \leq v < 4,0m/s$
Churchill ET AL (1962)	5,00	0,97	1,67	$0,6m \leq H < 4,0m$	$0,6m/s \leq v < 4,0m/s$
Owens ET AL (apud Branco, 1976)	5,30	0,67	1,85	$0,1m \leq H < 0,6m$	$0,6m/s \leq v < 4,0m/s$

Fonte: Adaptado de Jordão e Pessôa (2005) e Von Sperling (2005).

Pode-se também calcular o valor de  $K_2$  através de uma correlação com a vazão do curso d'água. A metodologia baseia-se em na determinação do valor de  $K_2$  para cada par de valor de  $v$  e  $H$  da série histórica de dados. Posteriormente realiza-se uma análise de regressão entre os valores de  $K_2$  e correspondentes valores da vazão  $Q$ . A equação representativa é como a mostrada abaixo (Equação 27)

$$K_2 = m . Q^n \quad (27)$$

Onde,

Q = vazão do rio, em m<sup>3</sup>/s

m e n = coeficientes da equação

### 3.4.3 Sedimentação da matéria orgânica

A sedimentação de sólidos em suspensão implica na remoção de uma determinada fração da matéria orgânica do líquido sobrenadante, o que pode ser traduzido por uma redução da DBO, restando apenas a DBO solúvel e a finamente particulada no líquido. Dessa forma, os sólidos depositados vão constituir a camada de lodo de fundo, que é a responsável pela demanda bentônica. Por outro lado, a sedimentação dos sólidos depende da turbulência e, se existirem condições de velocidade e vazão que propiciem o fenômeno inverso, da ressuspensão do material sedimentado, tem-se um adicional de demanda de oxigênio no líquido sobrenadante (Von SPERLING, 2007).

O coeficiente de sedimentação ( $k_3$ ) representa o quociente entre a velocidade de sedimentação da DBO sedimentável e a profundidade do rio (Equação 28) (CHAPRA, 1997).

$$K_3 = \frac{V_s}{H} \quad (28)$$

Onde,

$K_3$  = coeficiente de sedimentação (d<sup>-1</sup>)

$V_s$  = velocidade de sedimentação do material particulado, em m/d

H = profundidade do rio

De acordo com equação, maiores valores de  $K_3$  são encontrados em rios rasos. Em rios muito profundos o valor de  $K_3$  pode ser desprezado (Von SPERLING, 2007).

Abaixo são apresentados alguns valores de coeficiente de sedimentação apresentados por CHAPRA (1997), apud Von Sperling (2007), relacionados com a profundidade do curso d'água (Tabela 4):

Tabela 4: Faixa de variação do coeficiente de sedimentação de acordo com a profundidade dos rios

Profundidade do rio	Faixa de variação do coeficiente de sedimentação
Rios rasos ( $H < 1,0$ m)	0,10 a 0,5 $d^{-1}$
Rios intermediários ( $1,0$ m $< H < 2,0$ m)	0,05 a 0,2 $d^{-1}$
Rios profundos	0,00 a 0,05 $d^{-1}$

Fonte: Chapra (1997) apud Von Sperling (2007).

O modelo QUAL2E aceita uma faixa de variação de  $-0,36$  a  $0,36 d^{-1}$ . O valor negativo se refere à ressuspensão, na massa líquida, do material sedimentado (BROWN E BARNWEL, 1987).

#### 3.4.4 Influência da temperatura nos coeficientes

Os coeficientes apresentados anteriormente,  $K_1$ ,  $K_2$  e  $K_3$ , são influenciados pela temperatura. No valor de  $K_1$ , a temperatura influencia principalmente no metabolismo microbiano. O valor de  $K_2$  é influenciado devido a dois aspectos: O aumento da temperatura reduz a solubilidade do oxigênio no meio líquido e acelera os processos de absorção de oxigênio. Estes dois fatores influenciam de forma oposta (Von SPERLING, 2007).

O efeito da temperatura nos valores dos coeficientes pode ser calculado pela equação 29:

$$K_{n,T} = K_{n,20^{\circ}C} \cdot \theta^{T-20} \quad (29)$$

Onde,

$K_{n,T}$  = Valor do coeficiente “n” ( $n = 1, 2, 3$  e  $d$ ) considerado para a temperatura “T” qualquer, em  $dia^{-1}$

$K_{n,20^{\circ}C}$  = Valor do coeficiente “n” ( $n = 1, 2, 3$  e  $d$ ) considerado para a temperatura de  $20^{\circ}C$

$\theta$  = Coeficiente da temperatura, adimensional

T = Temperatura, em  $^{\circ}C$

A Tabela 5 mostra os valores dos coeficientes de temperatura para os diferentes coeficientes

Tabela 5: Valores dos coeficientes de temperatura

Parâmetro	Símbolo	Valor do coeficiente de temperatura ( $\theta$ )
Coeficiente de desoxigenação	$K_1$	1,047
Coeficiente de reaeração	$K_2$	1,024
Coeficiente de sedimentação	$K_3$	1,024

Fonte: Adaptado de Von Sperling (2007)

### 3.5 MODELAGEM MATEMÁTICA DA QUALIDADE DA ÁGUA

A modelagem da qualidade hídrica constitui-se em valiosa ferramenta destinada à simulação dos processos de transporte e autodepuração em corpos d'água, podendo ser utilizada para avaliar a qualidade atual, prever e avaliar diferentes cenários de alterações na qualidade das águas de um efetivo e/ou passível corpo receptor de descargas poluentes e contaminantes.

De acordo com Manual de Outorgas técnicas da Agência Nacional de Águas (ANA, 2009), o objetivo da modelagem da qualidade nos corpos d'água é apoiar técnicos no entendimento do comportamento de cada trecho do rio em relação ao parâmetro de interesse, para diferentes condições de cargas poluidoras e vazões de referência, dando base ao processo decisório em relação ao uso pretendido. Simulações possíveis a partir da aplicação de modelos matemáticos devidamente calibrados permitem avaliar as respostas dos corpos d'água em termos do abatimento progressivo de cargas poluentes, como fruto da complementação de tratamento de efluentes.

Segundo Von Sperling (2005), os modelos de qualidade de águas vêm sendo utilizados desde o desenvolvimento do modelo conceitual de Streeter-Phelps. As equações deste modelo são utilizadas para descrever o processo de consumo de oxigênio pela oxidação da matéria orgânica, a partir do momento que as cargas orgânicas são lançadas nos cursos d'água, e a produção de oxigênio pela reaeração atmosférica, dependente das suas características físicas, após o balanço entre OD e DBO. O modelo proposto por Streeter-Phelps é um modelo determinístico e estático.

Posteriormente, outros modelos foram sendo desenvolvidos, aumentando-se o grau de complexidade e o número de variáveis, mas mantendo a estrutura conceitual do modelo clássico. O mais conhecido e utilizado recentemente é o QUAL2E, desenvolvido pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (USEPA).

Quanto mais variáveis forem representados por um modelo, maior o número de coeficientes cinéticos e estequiométricos a serem obtidos ou adotados e, portanto, maior a dificuldade de calibração do modelo (VON SPERLING, 2005). Em modelos mais simplificados, no entanto, só são utilizados os dois parâmetros mais importantes no balanço de DBO, a saber: consumo de oxigênio pela oxidação da matéria orgânica e produção de oxigênio pela reaeração atmosférica.

### 3.5.1 QUAL-UFMG

De acordo com Von Sperling (2007) o QUAL-UFMG é uma ferramenta que possibilita a modelagem da qualidade da água em rios a partir de um modelo baseado no QUAL2E, desenvolvido pela US Environmental Protection Agency (USEPA). As planilhas do QUAL-UFMG permitem simulação rápida e simples de qualidade das águas, podendo ser modelados os seguintes parâmetros: DBO, OD, Nitrogênio total e suas frações (orgânico, amoniacal, nitrito e nitrato), fósforo total e suas frações (orgânico e inorgânico) e coliformes termotolerantes (fecais ou *E. coli*).

Nas planilhas do QUAL-UFMG são feitas algumas simplificações em relação ao QUAL2E. Estas são apresentadas e justificadas, a seguir (Von SPERLING, 2007):

- Não se incluem simulações de algas e suas inter-relações com os demais constituintes: as algas são muito importantes na simulação de ambientes lênticos, mas no caso de rios, a maior parte dos usuários do QUAL2E opta por não incluí-los na modelagem.
- Não considera a dispersão longitudinal: o efeito da dispersão longitudinal pode ser desprezado na maior parte das simulações que envolvem rios
- Integração pelo Método de Euler: O método de Euler é a forma de integração mais simples e de fácil compreensão pelo usuário na planilha Excel. A principal desvantagem é a necessidade de curtos passos de integração. Pelo fato do QUAL-

UFMG não ter grandes requisitos computacionais, podem ser adotadas curtas distâncias de integração, sem que isso gere tempos de cálculos excessivos

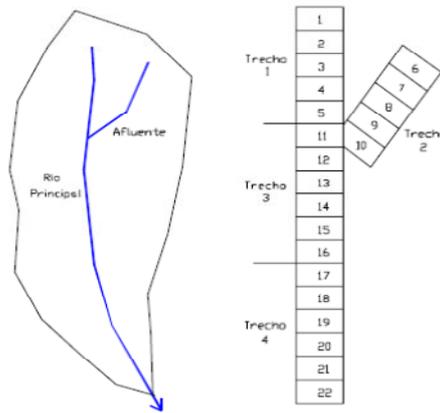
O modelo QUAL-UFMG já foi utilizado em diversos cenários para os cursos d'água componentes do Plano de Gerenciamento Integrado de Recursos Hídricos do Distrito Federal. Ide e Ribeiro (s.d.) calibraram o QUAL-UFMG para o rio Taquarizinho, Mato Grosso do Sul, utilizando a ferramenta SOLVER do Excel, a partir de dados de qualidade da água obtidos em campo. Posteriormente simularam cenários para prever o comportamento do rio ao longo do tempo. Os autores concluem que, com uma boa calibração, o QUAL-UFMG se apresenta como uma ferramenta útil na tomada de decisões acerca de implantações de empreendimentos na bacia do rio Taquarizinho.

### **3.5.2 QUAL2E e QUAL2K**

Desenvolvido pela United States Environmental Protection Agency (USEPA), o QUAL2E é um modelo unidimensional de qualidade de águas superficiais que pode simular 15 parâmetros de qualidade: Oxigênio dissolvido (OD), Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO), Concentração de biomassa algal, Nitrogênio orgânico, amônia, nitrito, nitrato, fósforo orgânico, fósforo inorgânico dissolvido, coliformes, uma variável não conservativa arbitrária e três variáveis conservativas arbitrárias (BROWN; BARNWELL, 1987).

O sistema computacional permite a introdução de descargas pontuais, tributários, captações e de incrementos de vazão, que podem ser relacionados com fontes difusas. Trabalha em regime permanente ou não. Em regime permanente é possível avaliar os impactos na qualidade de água advindos das fontes de lançamento. No regime não-permanente é possível variar dados meteorológicos e avaliar os efeitos na qualidade da água. Além disso, o modelo apresenta simplicidade na entrada de dados, podendo ser aplicado em rios bem misturados e ramificados. Entretanto, o modelo se limita a simulações em período de tempo onde a vazão do curso d'água e a carga de poluentes são constantes (BROWN; BARNWELL, 1987).

A estrutura conceitual do modelo consiste na subdivisão do curso d'água em trechos em trechos com características hidráulicas semelhantes, e esses trechos ainda são subdivididos em elementos computacionais de igual comprimento (Figura 1).



Fonte: BROWN; BARNWELL (1987)

Figura 1: Representação conceitual do modelo QUAL2E

SOUZA e FLORENCIO (2000) compararam os modelos de qualidade do QUAL2E e Streeter-Phelps no rio Beberibe e nos seus dois principais afluentes, o rio Morno e o riacho Lava-tripa, localizados na região metropolitana de Recife, PE, analisando os parâmetros DBO e OD. Foi verificado neste estudo que o modelo de Streeter-Phelps prevê com melhor aproximação os valores de DBO, em relação aos dados obtidos em campo, quando comparado com os resultados obtidos no QUAL2E.

O QUAL2K, desenvolvido por Tufts University, Medford, é uma versão mais moderna do modelo QUAL2E. Assim como este último, é um modelo de simulação da qualidade da água unidimensional, de regime permanente e não uniforme, podendo ser utilizado em rios e tributários. É implementado em planilhas de trabalho do programa Excel, utilizando como macrolinguagem o Visual Basic (CHAPRA *et al.*, 2007). Além das variáveis do QUAL2E, o QUAL2K modelo QUAL2K considera os seguintes parâmetros como variáveis de estado: condutividade, sólidos inorgânicos suspensos, matéria orgânica particulada (detritos), patógenos, alcalinidade, carbono inorgânico total, e biomassa, nitrogênio e fósforo de algas de fundo (KNAPICK; BASSANESI; FERNANDES, 2009) .

### 3.5.3 Análise de sensibilidade

Em estudos envolvendo modelagem matemática é interessante se analisar a representatividade do dado de entrada, ou seja, quão importante é a precisão de sua determinação, com referência aos demais dados de entrada e aos resultados obtidos pelo modelo. Esta avaliação é feita através de uma Análise de Sensibilidade (Von SPERLING, 2007).

Dessa forma, se a análise de sensibilidade mostrar que uma pequena variação no dado de entrada gera uma grande variação no dado de saída, a determinação do dado de entrada deve ser feita de forma mais confiável, a fim de se evitar grandes erros no dado de saída. Por outro lado, se o dado de entrada não causar grande variação no dado de saída, não se justifica canalizar muitos esforços para sua determinação.

De acordo com Von Sperling (2007) há três técnicas para realização de análises de sensibilidade: análise informal, análise de erros de primeira ordem e Simulação de Monte Carlo.

- a) Análise informal: forma mais simples de efetuar a análise, sendo realizada apenas através da simulação no modelo matemático com diferentes valores do dado de entrada e interpretar se os resultados são sensíveis a estas variações.
- b) Análise de erros de primeira ordem: trabalha com coeficientes normalizados de primeira ordem, que representam a porcentagem de variação na variável de saída resultante de uma variação em cada variável de entrada
- c) Simulação de Monte Carlo: roda-se várias vezes o modelo matemático, cada vez com um conjunto diferente de variáveis de entrada, selecionados aleatoriamente dentro de simulação especificada. Posteriormente procede-se uma análise estatística dos resultados obtidos.

## 3.6 SISTEMAS DE SUPORTE A DECISÃO EM RECURSOS HÍDRICOS

Devido à grande quantidade de informações que são geradas na utilização de modelos computacionais na análise de outorgas para lançamento de efluentes,

alguns autores desenvolveram ferramentas computacionais de automatização, na forma de Sistemas de Suporte à Decisão (SSD), de forma a facilitar as análises dos pleitos de outorga.

Porto e Azevedo (1997) definem os SSD como sistemas computacionais que têm por objetivo ajudar indivíduos que tomam decisões na solução de problemas não estruturados (ou parcialmente estruturados). Essas metodologias surgiram baseadas na utilização intensa de bancos de dados e modelos matemáticos, a partir de um módulo de interação de fácil utilização entre o usuário e o computador. Com o auxílio dos SSDs, o planejamento e o gerenciamento de recursos hídricos podem ser mais bem estruturados por meio do uso dessas ferramentas, simplificando e facilitando as tomadas de decisões.

Dentre os sistemas já desenvolvidos para o auxílio de decisões quanto à outorga de lançamento de fluentes, podemos citar o SQAQO – Sistema de Quali-quantitativo de análise de outorgas, desenvolvido pela Secretaria de Recursos Hídricos do Ministério do Meio Ambiente (MMA, 2000), que fornece subsídios para a definição técnica dos pedidos de outorga.

Rodrigues (2000) desenvolveu um modelo matemático, denominado RM1, cujo objetivo é auxiliar os processos de outorga de diluição de efluentes. Sua função principal é a determinação da variação longitudinal da vazão de diluição do curso d'água considerando as captações de água a jusante do ponto de lançamento de efluente e a carga do poluente já existente no sistema. Para isso, o modelo trabalha com o Modelo de qualidade da água QUAL2E e planilhas eletrônicas. Este modelo foi empregado posteriormente no Sistema de Suporte à Decisão denominado SSD RB – Sistema de Suporte a Decisão para a gestão Quali-quantitativa dos processos de Outorga e cobrança pelos Recursos Hídricos (RODRIGUES, 2005).

Roques (2006) desenvolveu uma metodologia para utilização dos modelos computacionais QUAL2E e GWLF para auxiliar a análise de outorgas de diluição de efluentes de fontes pontuais e difusas, baseados nos parâmetros DBO e temperatura.

Nahon (2006) desenvolveu e aplicou um SSD para análise de outorga de lançamento de efluentes para a variável DBO na Bacia do Alto Iguaçu, utilizando o

modelo de Streeter-Phelps para obtenção da equação de diluição e o modelo de simulação QUAL2E para verificação do sistema proposto.

Zorzal (2009) desenvolveu um Sistema de Apoio a Decisão para análise de outorgas de lançamento de efluentes de fontes pontuais, com o objetivo de subsidiar tomadores de decisões acerca da escolha de pontos de lançamento de efluentes e de suas respectivas outorgas. O programa desenvolvido utilizou o modelo QUAL2E para análise das características qualitativas do curso d'água, um banco de dados e uma interface usuário-computador, além de levar em consideração as características hidráulicas/hidrológicas, a capacidade de autodepuração dos rios e as classes de enquadramento dos cursos d'água.

Rodrigues e Cardoso da Silva (2007) desenvolveram um sistema de alocação de cargas e de vazão de diluição para os processos de enquadramento, outorga e cobrança pelo uso dos Recursos Hídricos, denominado ALOC. Este sistema possibilita a articulação de todos os instrumentos previstos na Política Nacional de Recursos Hídricos (Lei nº 9433/97), sendo constituído por uma interface gráfica de entrada e saída, georreferenciada por um banco de dados e pelos modelos QUAL2E (Brown e Barnwell, 1987), ALOC (Rodrigues, 2006) e FISCHER (Fischer *et al*, 1979). O modelo de FISCHER quantifica o comprimento da zona de mistura, considerando o regime permanente. O modelo ALOC é fundamentado nas proposições metodológicas de Kelman (KELMAN, 1997).

## **4 MATERIAIS E MÉTODOS**

O presente trabalho foi dividido em duas partes. Na primeira foram estudadas e comparadas propostas existentes para metodologias de outorga de diluição de efluentes, objetivando analisar como cada metodologia realiza a estimativa de vazão de diluição, considera sua variação ao longo do trecho de curso d'água simulado e a pré-existência de lançamentos ou captações a jusante e a montante do ponto de lançamento proposto. Na segunda parte, analisou-se a influência de variáveis constituintes das equações e das condições dos trechos do curso d'água sobre o resultado da vazão de diluição, através de análises de sensibilidade.

### **4.1 ESTUDO E COMPARAÇÃO DAS METODOLOGIAS DE CÁLCULO DE VAZÃO DE DILUIÇÃO**

O estudo baseou-se em simulações de diferentes cenários onde foram avaliadas as metodologias referentes ao cálculo da vazão de diluição em corpos hídricos. Dessa forma, calculou-se as vazões necessárias para diluição da carga de efluente lançada, com o uso das diferentes metodologias, de forma a obedecer ao enquadramento do corpo hídrico, considerando diferentes classes, de acordo com a Resolução CONAMA nº 357/05.

As metodologias de vazão de diluição, citadas na revisão de literatura, foram montadas em planilhas do Microsoft Office Excel, sendo utilizado como ferramenta de auxílio o modelo computacional QUAL-UFMG para cálculo do coeficiente de decaimento qualitativo. O parâmetro de análise adotado foi a DBO, por ser o parâmetro mais utilizado nas metodologias analisadas.

#### **4.1.1 Metodologias utilizadas**

As equações correspondentes às metodologias aplicadas são apresentadas a seguir. Com o intuito de aprofundamento de análise das estimativas de vazões de diluição, variou-se a equação da metodologia proposta por Kelman (1997) através da inclusão na mesma do coeficiente de decaimento qualitativo:

a) Equação da metodologia proposta por Kelman sem decaimento (1997) (Equação 1), denominada neste trabalho como “KelmanSD”:

$$Q_{dil_x} = \frac{Q_{efl} \times C_{efl}}{C_{max}}$$

b) Equação da metodologia de Kelman (1997) considerando o coeficiente de decaimento qualitativo (Equação 2), denominada neste trabalho como “KelmanCD”:

$$Q_{dil_x} = \alpha \cdot \left( \frac{Q_{efl} \times C_{efl}}{C_{max}} \right)$$

c) Equação de diluição obtida através da adaptação da equação de Balanço de Massa, proposta por MMA (2000) e Kelman (1997), considerando o coeficiente de decaimento qualitativo (Equação 5), denominada neste trabalho como “EBMmodCD”:

$$Q_{dil_x} = \alpha \cdot Q_{efl} \left( \frac{C_{efl} - C_{max}}{C_{max} - C_{nat}} \right)$$

d) Metodologia proposta por Cardoso da Silva e Monteiro (2004) (Equação 7), denominada neste trabalho como “CSeM”:

$$Q_{dil_{indisp, x}} = \frac{(Q_{efl} + Q_{dil_{x_0}}) \cdot C_{max_{x_0}} \cdot e^{-k_1 \cdot t}}{C_{max_x}}$$

e) Metodologia proposta por Roques (2006) (Equação 12), denominada neste trabalho como “Roques”:

$$Q_{dil_{indisp, x}} = \left( \frac{C_{apos_x} - C_{antes_x}}{C_{apos_{x_0}} - C_{antes_{x_0}}} \right) \cdot \left( \frac{C_{max_x}}{C_{max_{x_0}}} \right) \cdot (Q_{dil_{x_0}} + Q_{efl})$$

f) Metodologia proposta por Hora (2001) com o decaimento representado pela equação de Streeter-Phelps (Equação 14), denominada neste trabalho por “Hora”:

$$Q_{dil_x} = \frac{C_{efl} \times Q_{efl} \times e^{-(K_1).t}}{C_{max} - C_{antes}}$$

g) Metodologia de Nahon (2006) (Equação 18), denominada neste trabalho como “Nahon”:

$$Q_{dil} = \left[ \frac{Q_{efl} \times C_{efl} \times e^{-(K_1+k_3).t}}{C_{lim}} - Q_{efl} \right] \times F_c$$

#### 4.1.2 Cálculo do coeficiente de decaimento qualitativo

Conforme Kelman (1997), o coeficiente de utilização da vazão qualitativa pode ser calculado utilizando um modelo de simulação de qualidade de água. Neste trabalho utilizou-se a metodologia apresentada por Roques (2006) (Equação 10) e o modelo de qualidade de água QUAL-UFMG. A equação para o cálculo do coeficiente é representado pela equação 10:

$$\alpha = \frac{C_{apos_x} - C_{antes_x}}{C_{apos_{x0}} - C_{antes_{x0}}}$$

Os valores das concentrações de DBO antes e depois do lançamento, ao longo do curso do rio ( $C_{apos_x}$ ,  $C_{antes_x}$ ), e na seção de lançamento  $C_{apos_{x0}}$  e  $C_{antes_{x0}}$  foram calculadas com o auxílio do modelo de qualidade de água QUAL-UFMG. Para cada cenário simulado, foi realizada uma nova simulação no modelo. A subtração da concentração do rio antes do lançamento ( $C_{antes_x}$ ) da concentração do rio após o lançamento ( $C_{apos_x}$ ), objetivou avaliar o impacto do lançamento de cada usuário individualmente, sem a influência de outros, outorgados ou não (RODRIGUES, 2000; ROQUES, 2006). Este método de cálculo do coeficiente qualitativo de utilização foi utilizado para todas as metodologias de análise de outorga que utilizam esta variável, correspondentes às metodologias KelmanCD, EBMmodCD e Roques.

## 4.2 FORMAS DE ANÁLISE DAS OUTORGAS DE LANÇAMENTO

As metodologias CSeM, Roques e Nahon consideram os efeitos do lançamento a ser outorgado sobre a qualidade da água do corpo hídrico individualmente, independente das outras outorgas já autorizadas. Somente depois da análise dos impactos individuais, é analisado o efeito cumulativo dos outros usos no corpo hídrico. As outras metodologias não se referem aos critérios de análise do processo e apenas apresentam as equações para estimativas de vazões de diluição. A metodologia proposta por Hora considera, na análise de cada novo lançamento, a condição de concentração de DBO ANTERIOR ao lançamento no rio. Com o intuito de padronizar a análise de balanço qualitativo dos lançamentos simulados neste trabalho, considerou-se para as equações 1, 2, 5, 7, 12 e 18, relativas às metodologias de KelmanSD e KelmanCD, CSeM, Roques, Nahon e EBMmodCD, primeiramente, a análise relativa aos lançamentos individuais. Posteriormente, considerou-se, em conjunto, todos os lançamentos, através do somatório dos valores de vazão de diluição para todos os lançamentos, seção a seção (Equação 31):

$$Q_{dil_{geral}} = \sum_{i=1}^n \cdot Q_{dil_i} \quad (31)$$

Onde,

$Q_{dil_{geral}}$  = vazão de água necessária para diluir todos os lançamentos no curso d'água

$Q_{dil_i}$  = vazão de água necessária para diluir o lançamento do usuário  $i$

$n$  = número de usuários ao longo do curso d'água

Para efeito ilustrativo, Roques (2006) apresenta uma visualização esquemática da análise de outorgas para diluição de efluentes. A figura 1 representa uma seção transversal de um rio, considerando que a sua vazão é correspondente à vazão máxima outorgável para diluição.

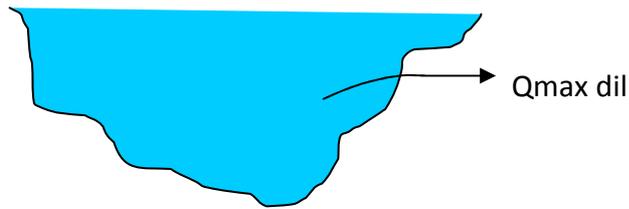


Figura 2: Seção transversal com a vazão máxima outorgável para diluição de efluentes

Após um lançamento, a vazão disponível para diluição para o lançamento em análise será o somatório da vazão máxima outorgável para diluição e a vazão do referido lançamento. A Figura 2 mostra esquematicamente esta vazão.

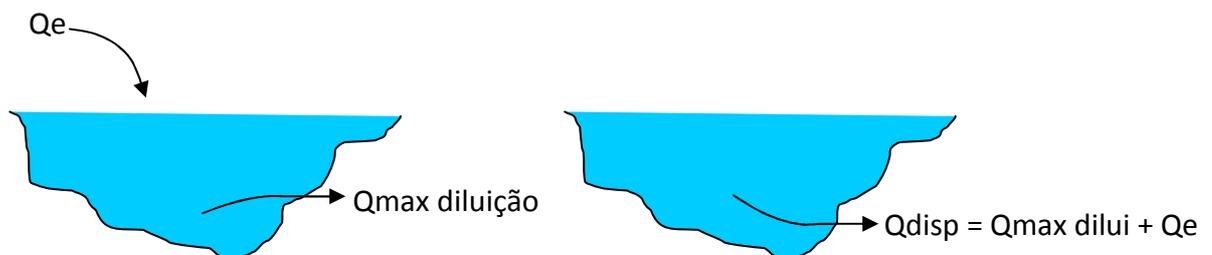


Figura 3: Seção transversal com a vazão disponível para diluição de efluentes

Ao outorgar-se uma determinada vazão para diluição de efluente (representada na Figura 3 pelo círculo), tem-se que a vazão indisponibilizada (somatório da vazão de diluição e a vazão do próprio lançamento) estará com a concentração máxima permitida para o corpo receptor e o restante da vazão disponível (vazão remanescente) permanecerá com a concentração natural do rio.

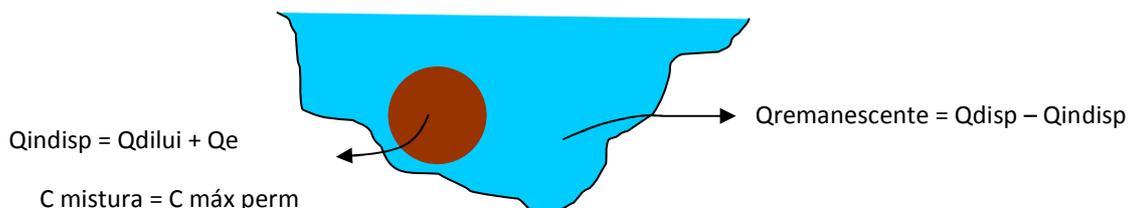


Figura 4: Seção transversal com as vazões indisponível (círculo) e remanescente

Desta forma, pode-se indisponibilizar valores de vazões para diluição até que o somatório destes “consoma” toda vazão remanescente. A Figura 4 esquematiza diversos valores de vazões indisponíveis (círculos), todos com a concentração máxima permitida para o corpo receptor e a vazão remanescente reduzida, em relação à Figura 5.

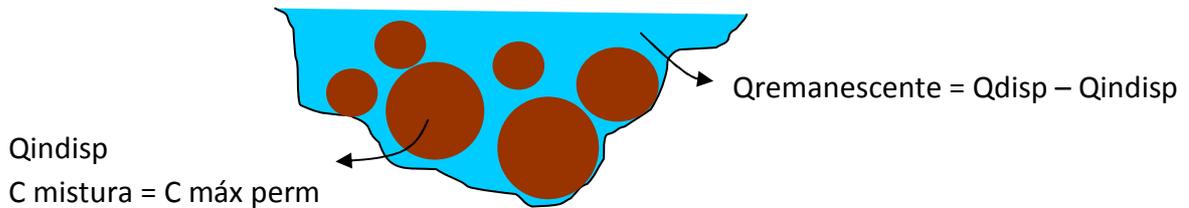


Figura 5: Seção transversal com as vazões indisponíveis (círculos) e remanescente

Longitudinalmente, ou seja, ao longo do rio, as vazões indisponíveis vão diminuindo, devido ao processo de autodepuração. Desta forma, ilustrativamente, pode-se imaginar que na seção transversal o diâmetro do círculo vai se reduzindo ao longo da seção longitudinal, tornando cada vez mais vazões disponíveis para outras diluições. A Figura 6 representa longitudinalmente essa redução no valor da vazão indisponível.

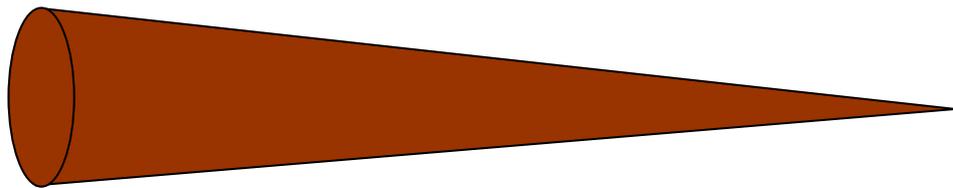


Figura 6: Decaimento da vazão indisponível ao longo do perfil longitudinal do rio

#### 4.3 BACIA PILOTO PARA APLICAÇÃO DAS METODOLOGIAS

Foi selecionada a sub-bacia do Rio Santa Maria da Vitória, localizada no estado do Espírito Santo (Figura 7), para demonstração do comportamento de cada metodologia e para fundamentar a aplicação das mesmas. Não foi objetivo deste trabalho realizar a caracterização das condições de qualidade das águas desta

bacia. Neste sentido, cabe ressaltar que os resultados são teóricos e não necessariamente representativos da realidade desta bacia hidrográfica.

As informações referentes aos aspectos gerais e às características físicas desta sub-bacia foram retiradas do relatório “Inter-relação entre os ambientes e qualidade das águas das bacias dos rios Jucu e Santa Maria da Vitória” produzido pelo Grupo de Estudos e Ações em Recursos Hídricos da Universidade Federal do Espírito Santo (UFES, 1999), da dissertação de mestrado de Zamprogno (1999) e de relatórios da HABTEC (1997).

A bacia do rio Santa Maria da Vitória é uma das principais responsáveis pelo abastecimento de água da Grande Vitória, ES. Possui uma área de drenagem de aproximadamente 1660 km<sup>2</sup>, com altitudes variando de 0 a 1300 m. Seu perímetro é 291 km. Limita-se a leste com a baía de Vitória, ao Norte e à Oeste com as bacias dos rios Reis Magos e Doce e, ao Sul, com as bacias do rio Jucu, Bubu e Formate-Marinho (HABTEC, 1997).

Os principais usos da água do rio Santa Maria são irrigação de hortaliças, geração de energia, abastecimento público e dessedentação de animais. Nas várzeas e baixas encostas ao longo do rio a atividade predominante é a agropecuária (ZORZAL, 2009). A qualidade da água desse manancial é afetada, principalmente, pelas atividades agropecuárias do município de Santa Maria de Jetibá (café, banana e olericultura), e pela disposição inadequada de esgotos domésticos da cidade de Santa Maria de Jetibá, despejados sem tratamento no rio Santa Maria da Vitória através de seu afluente Rio São Luis (ROQUES, 2006).

Segundo o Consórcio Santa Maria – Jucu (HABTEC, 1997), o rio Santa Maria é convencionalmente dividido da seguinte forma:

- Alto Santa Maria da Vitória: da nascente até a represa de Rio Bonito
- Médio Santa Maria da Vitória: da represa de Rio Bonito até a cidade de Santa Leopoldina
- Baixo Santa Maria da Vitória: da cidade de Sta Leopoldina até a foz, na Baía de Vitória.

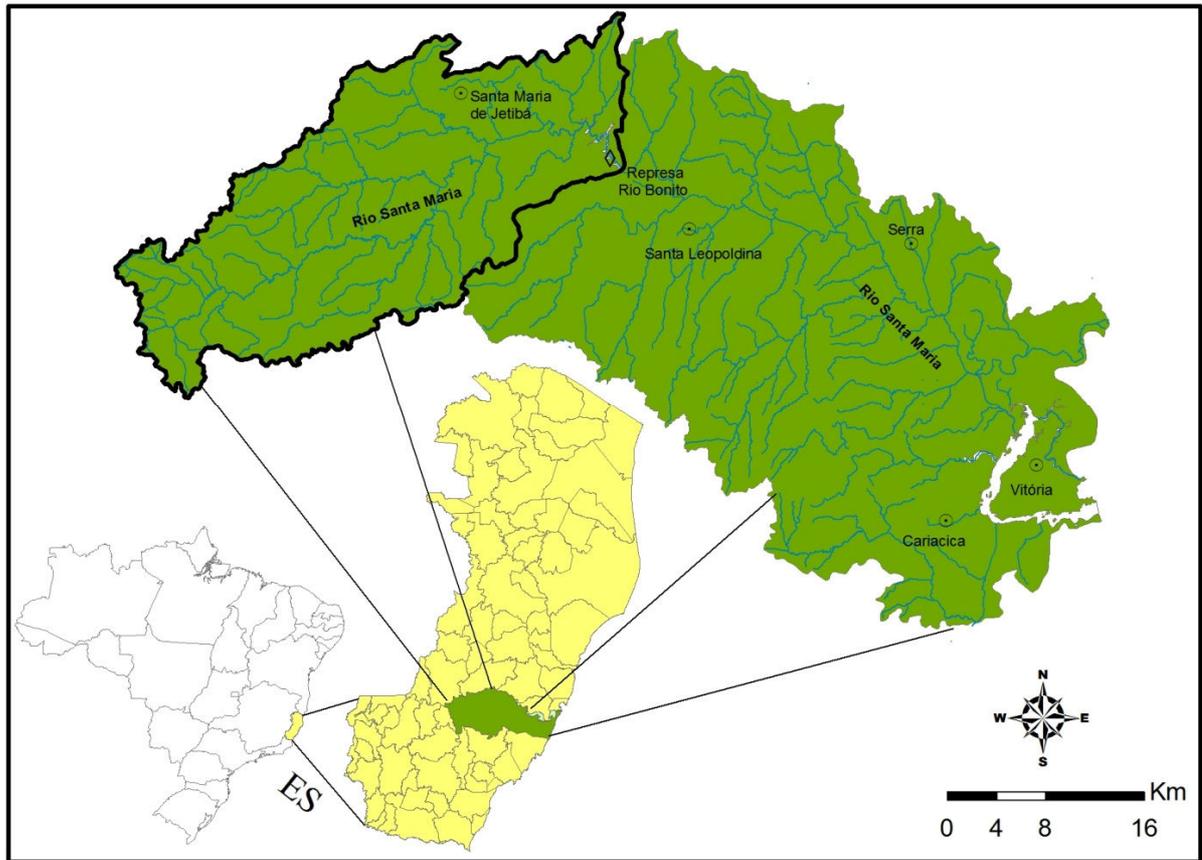


Figura 7: Localização da sub-bacia do rio Santa Maria da Vitória

As metodologias analisadas neste trabalho foram aplicadas na sub-bacia do Alto Santa Maria da Vitória. Esta sub-bacia apresenta área de drenagem de 616 km<sup>2</sup> e 78 km de extensão, compreendendo o trecho do rio Santa Maria desde a nascente até a represa de Rio Bonito (ZAMPROGNO, 1999). Adotou-se a localização da nascente principal desse rio no córrego Santa Maria da Vitória, situado próximo ao distrito de Alto Santa Maria, no município de Santa Maria de Jetibá, ES.

O regime de vazões da bacia apresenta um período de cheias entre os meses de dezembro e março e de baixas vazões correspondente aos meses de julho a outubro. O clima predominante no trecho estudado é o brando úmido, com média de 60 mm de chuva no mês mais seco (ZORZAL, 2009).

### 4.3.1 Dados de entrada da bacia para o qual-ufmg

O modelo de simulação de qualidade de águas QUAL-UFMG foi utilizado como ferramenta de auxílio para o cálculo do coeficiente qualitativo de utilização dos recursos hídricos. Os dados de entrada para as simulações são apresentados a seguir.

#### 4.3.1.1 Dados de cabeceira do rio

##### Vazão do rio

Para todas as simulações foi considerado o período mais crítico de vazões, sendo utilizada como vazão de referência a vazão de referência adotada foi a vazão mínima de sete dias consecutivos e período de retorno de 10 anos ( $Q_{7,10}$ ), indicada para a análise do atendimento aos padrões de qualidade, para alocação de cargas poluidoras e para concessões de outorga de captação e lançamento. A estimativa desta vazão foi baseada na dissertação de Coser (2003) intitulada “Regionalização de vazão  $Q_{7,10}$  para o Estado do Espírito Santo”.

Coser (2003) desenvolveu a regionalização da  $Q_{7,10}$  pelos métodos Tradicional e da Eletrobrás. Foram obtidas três regiões hidrográficas homogêneas por intermédio de cada método de regionalização.

Para a região onde se encontra a bacia do rio Santa Maria da Vitória, tanto o método tradicional quanto o da Eletrobrás foram considerados satisfatórios, sendo que em ambos os métodos, a variável que melhor representou a variação da  $Q_{7,10}$  foi a área de drenagem. As equações 32 e 33 representam os modelos de regressão recomendados para a representação da vazão mínima  $Q_{7,10}$  pelos seus respectivos métodos:

$$\text{Método Tradicional} \quad Q_{7,10} = 12,4181 \cdot 10^{-3} \cdot A^{0,88959} \quad (32)$$

$$\text{Método da Eletrobrás} \quad Q_{7,10} = 10,6074 \cdot 10^{-3} \cdot A^{0,91741} \quad (33)$$

O valor da área de drenagem para a cabeceira da sub-bacia foi calculado com o auxílio do ArcGis 9.3, sendo o valor resultante de 136 km<sup>2</sup>. As vazões mínimas estimadas pelo método Tradicional e pelo da Eletrobrás foram 0,98 e 0,96 m<sup>3</sup>/s respectivamente. Para este trabalho foi adotado o valor mais restritivo entre as duas vazões mínimas, 0,96 m<sup>3</sup>/s.

### **OD do rio**

Foi considerada a concentração de OD da cabeceira do rio como 8,0 mg/L, considerando as características geográficas locais, como altitude, temperatura e a concentração de saturação.

### **DBO do rio**

O valor da DBO do rio foi considerado como 1 mg/L na cabeceira da bacia, como sugerido por Klein (1962) *apud* von Sperling (2005). Este valor caracteriza um rio limpo, com matéria orgânica proveniente apenas de folhas, galhos, fezes de animais, etc.

### **Temperatura**

Adotou-se como valor da temperatura 20°C, obtido através de uma média dos valores de temperatura apresentadas no “Relatório de Inter-relações entre ambientes e qualidade das águas das bacias dos Rios Jucu e Santa Maria da Vitória” (UFES, 1999).

### **OD de saturação**

No QUAL-UFMG, o valor de OD de saturação foi preenchido em função do valor da temperatura adotada, sendo, neste caso, de 8,11 mg/L.

#### 4.3.1.2 Dados físicos do rio

### **Distância do trecho**

Calculou-se a extensão total do curso d'água em análise utilizando o software ArcGis 9.3, o qual resultou numa extensão de 78 km. Para a entrada no QUAL-UFMG, dividiu-se o trecho em elementos computacionais de 0,1 km.

### **Velocidade e profundidade em cursos d'água**

Em estações fluviométricas há o registro simultâneo de dados de vazão e de profundidade (H), podendo-se obter uma correlação entre a velocidade e a vazão e a profundidade e a vazão. Os modelos resultantes tem o seguinte formato:

$$v = a \cdot Q^b \quad (34)$$

$$H = \gamma \cdot Q^\beta \quad (35)$$

Onde,

v = velocidade do curso d'água, em m/s

Q = vazão do curso d'água em m<sup>3</sup>/s

H = Profundidade do curso d'água, em m

a, b,  $\gamma$ ,  $\beta$  = são coeficientes obtidos da análise de regressão.

Os valores dos coeficientes foram obtidos a partir do estudo da HABTEC (1997), sendo estes valores também utilizados nos trabalhos de Roques (2006) e Zorzal (2009) e também no Relatório de "Inter-relações entre ambientes e qualidade das águas das bacias dos rios Jucu e Santa Maria da Vitória" (UFES, 1999), que fizeram a utilização da mesma sub-bacia. Os valores são apresentados na Tabela 6:

Tabela 6: Coeficientes utilizados para equação de regressão

	a	b	$\gamma$	$\beta$
Valor utilizado	0,0603	0,7765	0,5487	0,4775

### **Vazão incremental por drenagem direta**

A fim de se analisar a importância deste parâmetro de entrada no valor da vazão de diluição e no processo autodepurativo do rio, inicialmente foi considerada esta contribuição. Para simplificação do cálculo, adicionou-se as contribuições das vazões dos tributários distribuídas como vazão incremental.

Para o cálculo da vazão incremental nas simulações que a consideraram, calculou-se a vazão de referência na cabeceira e também na foz da bacia, através da equação 32. A diferença entre estas duas vazões é o valor total de toda vazão advinda da drenagem direta. Dividindo-a pelos 78 km de percurso foi obtido as contribuições para cada trecho. O valor encontrado foi 0,035 m<sup>3</sup>/s.km.

#### 4.3.1.3 Parâmetros analisados

Foi simulado apenas o parâmetro DBO, sendo que os valores de entrada dos outros coeficientes no modelo de simulação QUAL-UFMG, como nitrogênio, fósforo e coliformes receberam valor zero, pois não foram considerados nas simulações.

#### 4.3.1.4 Coeficientes utilizados

##### **Coeficiente de desoxigenação ( $k_1$ )**

Foi adotado o valor obtido por Roques (2006) em calibração do modelo QUAL2E para o trecho de rio utilizado neste trabalho, de 0,21 d<sup>-1</sup>, posteriormente também utilizado por Zorzal (2009).

##### **Coeficiente de sedimentação ( $k_3$ )**

De acordo com os valores apresentados por Chapra (1997), *apud* Von Sperling (2007), sobre valor do coeficiente de sedimentação em função da profundidade do curso d'água, foi adotado o valor de 0,20 d<sup>-1</sup> para o coeficiente de sedimentação ( $K_3$ ), como é indicado na Tabela 4, que é o valor médio da faixa de variação do coeficiente para um rio raso ( $H \leq 1,0$  m).

#### 4.3.1.5 Resumo dos dados de entrada para as metodologias que não utilizam o QUAL-UFMG

Os dados para a entrada das metodologias que não utilizaram o QUAL-UFMG e que utilizaram o decaimento de Streeter-Phelps (metodologias de CSeM, Hora e Nahon) foram utilizados os mesmos valores dos coeficientes citados anteriormente:  $K_1 = 0,21 \text{ d}^{-1}$  e  $K_3 = 0,2 \text{ d}^{-1}$ . Da mesma forma, foram utilizados os coeficientes “a” e “b” da Tabela 6 para o cálculo da velocidade.

No modelo de Streeter-Phelps, o tempo de percurso de uma determinada partícula ao percorrer um trecho é função da velocidade e da distância percorrida. Isso é devido ao fato do modelo prever a utilização de um fluxo em pistão, desconsiderando os efeitos da dispersão. Desta forma o tempo de percurso foi calculado pela equação 37, para cada subdivisão do rio.

$$t = \frac{d}{v.86400} \quad (37)$$

Onde:

t = tempo de percurso em dias

d = distância percorrida (m)

v = velocidade (m/s)

Considerou-se a vazão na cabeceira de  $0,96 \text{ m}^3/\text{s}$  com incremento de  $0,035 \text{ m}^3/\text{s.km}$ . Para a metodologia de Hora, considerou-se que o valor da DBO no corpo hídrico antes do lançamento também sofre decaimento. O decaimento foi calculado através do modelo de Streeter-Phelps, sobre o valor inicial de concentração de  $1 \text{ mg/L}$ . Posteriormente, calculou-se o valor da vazão de diluição fazendo também o decaimento do valor da concentração do efluente que está sendo lançado, para cada elemento.

#### 4.4 DESCRIÇÃO DOS CENÁRIOS SIMULADOS

Para a simulação de cenários da primeira parte foram utilizadas duas cargas pontuais, objetivando a análise da influência de usuários já outorgados no curso d'água na avaliação da outorga para um segundo usuário que deseja se instalar. Foi

observada, quanto à metodologia utilizada na avaliação da outorga, a influência na quantidade de água disponibilizada para o segundo usuário a fim de manter o rio no limite estabelecido pelo enquadramento. Objetiva-se analisar, dessa forma, quanto o novo usuário teria que remover de sua carga de lançamento, considerando a existência, ou não, de outro usuário já outorgado, para a manutenção da classe de enquadramento.

#### 4.4.1 Fontes simuladas

##### ***Fonte pontual 1: Lançamento do efluente de uma estação de tratamento de esgotos***

Na bacia considerada para as simulações está localizada a cidade de Santa Maria de Jetibá. Considerou-se, então, que o esgoto gerado pelo município seria tratado por uma Estação de Tratamento de Esgoto (ETE).

A vazão de esgoto que chega à estação de tratamento foi estimada considerando a população do município e um valor médio diário atribuído, por pessoa, de consumo de água, uma vez que pode-se relacionar a quantidade de água consumida com a quantidade de esgoto produzido, multiplicando o primeiro por um coeficiente de retorno (c). O valor de c pode variar, de acordo com Von Sperling (2005), de 60 a 100%, sendo usualmente adotado o valor de 80%.

Segundo IBGE (2010), Santa Maria de Jetibá possui uma população de 33.663 habitantes. De acordo com Von Sperling (2005), pode-se classificar este município como de pequeno porte (10.000 a 50.000 habitantes), sendo adotado, portanto, o consumo per capita de água de 145 L/hab.dia. Através da equação 38, foi calculado o valor da vazão média de esgoto produzida no município.

$$Q_{e\ med} = \frac{Pop \cdot QPC \cdot c}{86400000} \quad (38)$$

Onde,

$Q_{e\ med}$  = vazão média de esgoto produzida, em m<sup>3</sup>/s

Pop= população do município, em número de habitantes

$QPC$  = consumo de água per capita, em L/hab.dia

$c$  = coeficiente de retorno

Assim, a estimativa da vazão média de esgoto tratado liberado pela ETE foi 0,045 m<sup>3</sup>/s.

Segundo Von Sperling (2005), a carga per capita considerada para estações de tratamento de esgoto para o parâmetro DBO é de 54 g/hab.dia. A concentração de DBO foi calculada pela equação 39.

$$C_e = \frac{KPC \cdot Pop}{Q_{e\ med} \cdot 86400} \quad (39)$$

Onde,

$C_e$  = concentração de DBO no esgoto, em mg/L

Pop = população do município, em habitantes

$Q_{e\ med}$  = vazão média do esgoto, em m<sup>3</sup>/s

A concentração de DBO no esgoto gerado de Santa Maria é de 467,54 mg/L. O sistema de tratamento da ETE foi considerado como um Reator UASB. Para a simulação, adotou-se eficiência de remoção de 80%, obtendo uma concentração final de 93,5 mg/L.

### **Fonte pontual 2: uma indústria de laticínio**

Devido à presença da atividade agroindustrial de pecuária na região utilizada para auxiliar os estudos das metodologias, foi simulada uma segunda fonte de lançamento de efluentes, decorrente de uma possível indústria de laticínio produtora de leite pasteurizado. Considerou-se que essa indústria teria capacidade para produção de 300 toneladas de leite pasteurizado por dia e produção de efluentes de 7,5 m<sup>3</sup>/ton (CETESB, 1990). Dessa forma estimou-se uma vazão do efluente de 0,025 m<sup>3</sup>/s.

A DBO do efluente foi baseada em estimativa apresentada pela CETESB (1990) para um laticínio, em torno de 290 mg/L. Adotou-se uma estação de tratamento de efluentes de 70% de eficiência, estimando-se, dessa forma, uma concentração de 87 mg/L de DBO para o efluente tratado.

#### **4.4.2 Cenários simulados**

Foram feitas simulações de diferentes cenários com finalidade de análise do comportamento das metodologias para diferentes situações de lançamentos, captações e enquadramento. A comparação entre os cenários foi feita em planilhas de Excel elaboradas para este objetivo. Os cenários simulados são:

##### **4.4.2.1 Cenário 1: Considerou-se o lançamento da ETE na cabeceira da bacia**

Simulou-se o lançamento hipotético pontual do efluente da estação de tratamento da cidade (fonte pontual 1) de esgoto na cabeceira da bacia, cujos dados de vazão do efluente e de concentração de DBO foram apresentados anteriormente.

##### **4.4.2.2 Cenário 2: Considerou-se o pedido de outorga de um novo lançamento, havendo um lançamento de DBO pré-existente a montante, já outorgado, na bacia**

Considerou-se a existência de um lançamento já outorgado da indústria de laticínio com as características descritas anteriormente (fonte pontual 2) no Km 9, a partir da cabeceira, do rio Santa Maria da Vitória e deseja-se avaliar o impacto na qualidade da água do Rio quando da implantação de uma segunda fonte, o efluente de uma ETE que se localizaria no Km 44 do Rio (fonte pontual 1).

##### **4.4.2.3 Cenário 3: Considerou-se o pedido de outorga de um novo lançamento, havendo um lançamento de DBO pré-existente a jusante já outorgado na bacia**

Simulou-se a implantação de um novo lançamento da ETE (fonte pontual 1) no km 9 do rio, a partir da cabeceira, considerando a existência de um lançamento pré-

existente de uma indústria de laticínio (fonte pontual 2) a jusante do novo local de lançamento, no Km 44 do rio.

4.4.2.4 Cenário 4: Considerou-se uma captação pré-existente a montante do ponto onde se deseja realizar o lançamento

Considerou-se um usuário que capta 0,5 m<sup>3</sup>/s de água do rio Santa Maria no Km 15 do rio e deseja-se outorgar um lançamento de uma ETE no Km 44 do rio (fonte pontual 1).

4.4.2.5 Cenário 5: Considerou-se uma captação pré-existente a jusante do ponto onde se deseja realizar o lançamento

Simulou-se a existência de uma captação de 0,5 m<sup>3</sup>/s pré-existente no Km 44 do rio Santa Maria e o lançamento do efluente de uma ETE no km 9 (fonte pontual 1).

4.4.2.6 Cenário 6: Considerou-se a mudança da classe de enquadramento do corpo hídrico

Simulou-se a mudança da classe de enquadramento do curso d'água no Km 44 do curso d'água. Considerou-se que da cabeceira até o Km 44 do curso d'água a classe de enquadramento era CLASSE 2, que, de acordo com a resolução CONAMA nº 357/05 a concentração máxima de DBO é de 5 mg/L. A partir do Km 44 até a foz da bacia, considerou-se a classe de enquadramento como CLASSE 3, cujo limite de enquadramento para a DBO é de 10 mg/L.

## **4.5 PARTE 2: ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS DE ENTRADA**

Considerando que as metodologias consideram parâmetros distintos nas equações e de diferentes formas, realizaram-se análises da influência de condições iniciais consideradas nas simulações, sobre as estimativas de valores de vazão de diluição através de análises de sensibilidade informais. O objetivo foi analisar quanto e como essas variáveis influenciam nas estimativas dos valores da vazão de diluição.

Variou-se apenas dos parâmetros que poderiam ser alterados na entrada de dados no QUAL-UFMG e nas equações programadas em planilhas do Excel, ao mesmo tempo: vazão incremental, concentração natural de DBO no rio, coeficiente de desoxigenação ( $K_1$ ) e coeficiente de sedimentação ( $K_3$ ). Todas as outras variáveis foram mantidas constantes durante a análise da variação de uma variável. As variações foram feitas em todos os cenários apresentados anteriormente (Item 4.4.2). As análises realizadas foram em relação às seguintes variáveis:

- Vazão incremental de drenagem: presença da vazão incremental ao longo do curso d'água, bem como seu valor. Testou-se as vazões incrementais de 0; 0,0035; 0,007; 0,03; 0,1  $m^3/s$ . 0,1 km.
- Condição inicial do corpo hídrico em relação à DBO: assumiu-se a concentração natural ( $C_{nat}$ ) deste parâmetro no corpo hídrico como 0; 0,5; 1 e 2 mg/L.
- Valor do coeficiente de desoxigenação: testaram-se valores entre os extremos apresentados na Tabela 1. Foram utilizados os valores de 0,08; 0,21; 0,3 e 0,45  $d^{-1}$ .
- Coeficiente de sedimentação  $k_3$ : testou-se a sua utilização, com valor de 0,2  $d^{-1}$  e também a não consideração do mesmo.

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 5.1 PARTE 1: COMPARAÇÃO DAS METODOLOGIAS DE VAZÃO DE DILUIÇÃO

#### 5.1.1 Análise das metodologias

Na Tabela 7 estão descritas as metodologias e os parâmetros que cada metodologia de outorga de vazão de diluição utiliza.

Tabela 7: Resumo das variáveis consideradas em cada metodologia utilizada

Metodologia	Variáveis consideradas no cálculo da vazão de diluição
CSeM	Vazão e concentração do efluente, concentração do enquadramento, concentração natural do rio, autodepuração ( $k_1$ ). Considera vazão indisponível = vazão de diluição + vazão do efluente)
EBMmodCD	Vazão e concentração do efluente, concentração de enquadramento, concentração natural do rio, autodepuração (coeficiente qualitativo $\alpha$ ).
KelmanCD	Vazão e concentração do efluente, concentração máxima do rio, autodepuração (coeficiente qualitativo $\alpha$ )
KelmanSD	Vazão e concentração do efluente, concentração máxima do rio.
Roques	Vazão e concentração do efluente, concentração do enquadramento, concentração natural do rio, autodepuração (coeficiente qualitativo $\alpha$ ). Considera vazão indisponível = vazão de diluição + vazão do efluente)
Hora	Vazão e concentração do efluente, concentração de enquadramento, concentração atual do curso d'água, autodepuração ( $k_1$ )
Nahon	Vazão e concentração do efluente, concentração de enquadramento, autodepuração ( $k_1$ e $k_3$ ).

A metodologia CSeM e a metodologia Roques têm como base de referência a metodologia KelmanSD. As duas primeiras, além de se basearem na metodologia

de Kelman (1997), utilizam também o conceito de balanço de massa no seu desenvolvimento. As metodologias Nahon e Hora originaram-se da equação de Streeter-Phelps e do conceito de balanço de massa.

A metodologia Roques baseou-se na CSeM. Entretanto, utiliza um modelo de qualidade de águas para estimar a autodepuração do curso d'água, que é calculada através do coeficiente de decaimento qualitativo ( $\alpha$ ). Estas duas metodologias permitem que uma maior carga seja lançada ao rio, pois consideram a vazão de diluição indisponível, que é a soma da vazão de diluição na seção de análise com a vazão do efluente, para diluir o a carga lançada, enquanto as outras consideram somente a vazão do rio. Entretanto, a vazão do efluente é normalmente pequena em relação à vazão do rio, sendo pouco representativa.

As metodologias CSeM, EBMmodCD e Roques consideram a concentração natural de matéria orgânica do rio antes do lançamento, que corresponde, de acordo com Von Sperling (2007) à DBO decorrente de folhas e galhos e fezes de animais que se encontram naturalmente na água. Esta consideração reduz a carga do efluente que pode ser lançada no rio, para atingir o enquadramento requerido, pois a quantidade de matéria orgânica natural já demanda parte da vazão do rio para sua diluição. A metodologia de Hora, por outro lado, considera a concentração anterior de DBO (real) do curso d'água, geralmente superior à DBO natural, podendo corresponder à concentração de DBO de um lançamento à montante. Além disso, o valor da vazão de diluição é menor no ponto de lançamento correspondentes à metodologias Nahon, KelmanCD e KelmanSD, por não considerarem a concentração de DBO pré-existente no rio.

Dentre as metodologias que consideram a autodepuração, esta foi calculada de três formas:

- Utilizando apenas o coeficiente de desoxigenação ( $k_1$ ), como propõem a metodologia CSeM e Hora;
- Utilizando o coeficiente de desoxigenação e o de sedimentação ( $k_1$  e  $k_3$ ), como na metodologia Nahon; e
- Utilizando o coeficiente de decaimento qualitativo, calculado a partir do modelo de qualidade de águas QUAL-UFMG, como nas metodologias Roques, EBMmodCD e KelmanCD.

O coeficiente de decaimento qualitativo é composto pela subtração das concentrações de DBO após e antes do lançamento no curso d'água, diluídas na concentração do lançamento. Essa subtração representa a concentração lançada já diluída no ponto de lançamento, e ao longo dos trechos a jusante do ponto de lançamento, mostrando a redução de concentração pelos processos de autodepuração, sedimentação e retirada da carga poluente por captação a montante. Por isso, as metodologias que utilizam o coeficiente de decaimento qualitativo apresentam decaimento mais acentuado em relação às metodologias que utilizam apenas os coeficientes da equação de Streeter-Phelps.

As metodologias Hora e CSeM, por só utilizarem o coeficiente  $k_1$ , apresentam menor autodepuração ao longo do rio do que as outras metodologias, o que acarreta em maiores valores de vazão de diluição. A metodologia Nahon, por outro lado, por considerar a sedimentação, os valores de vazões de diluição apresentam redução mais acentuada ao longo do curso do rio, quando comparada à metodologia CSeM. A metodologia KelmanSD, por não considerar o processo autodepurativo, pode superestimar o valor da vazão de diluição para todos os trechos do rio.

A seguir é apresentada a análise da aplicação das metodologias, considerando dados do Santa Maria da Vitória para diferentes cenários.

### 5.1.2 Cenário 1: Uma única fonte de lançamento localizada na cabeceira do rio Santa Maria da Vitória

A Tabela 8 e a Figura 8 apresentam os resultados das simulações realizadas para o cenário 1, com apenas 1 lançamento na cabeceira do curso de água, para todos os métodos propostos.

Tabela 8: Valores de vazões de diluição, em  $m^3/s$ , para diferentes seções do cenário 1

Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
Lançamento	1,041	1,052	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
20 km	0,536	0,490	0,168	0,142	0,841	0,185	0,175
40 km	0,334	0,296	0,048	0,041	0,841	0,047	0,051
60 km	0,230	0,201	0,018	0,015	0,841	0,000	0,019

De acordo com a Tabela 8, que é composta pelos valores de vazão de diluição em 4 seções do curso d'água, o maior valor de vazão de diluição na seção de lançamento foi obtido pela metodologia Hora (1,052 m<sup>3</sup>/s - detalhe em vermelho). O menor valor obtido foi com a metodologia Nahon (0,797 m<sup>3</sup>/s), demonstrando uma variação de 0,255 m<sup>3</sup>/s entre as duas metodologias, nas condições consideradas na simulação.. Os valores das vazões de diluição obtidos pelas metodologias CSeM, roques e EBMmodCD foram superiores aos obtidos pelas metodologias KelmanCD e KelmanSD e Nahon. Isto é justificado pelo fato das primeiras metodologias considerarem a concentração de DBO natural do curso d'água, adotada como 1 mg/L, enquanto que as últimas metodologias não consideram essa variável na estrutura da equação de diluição.

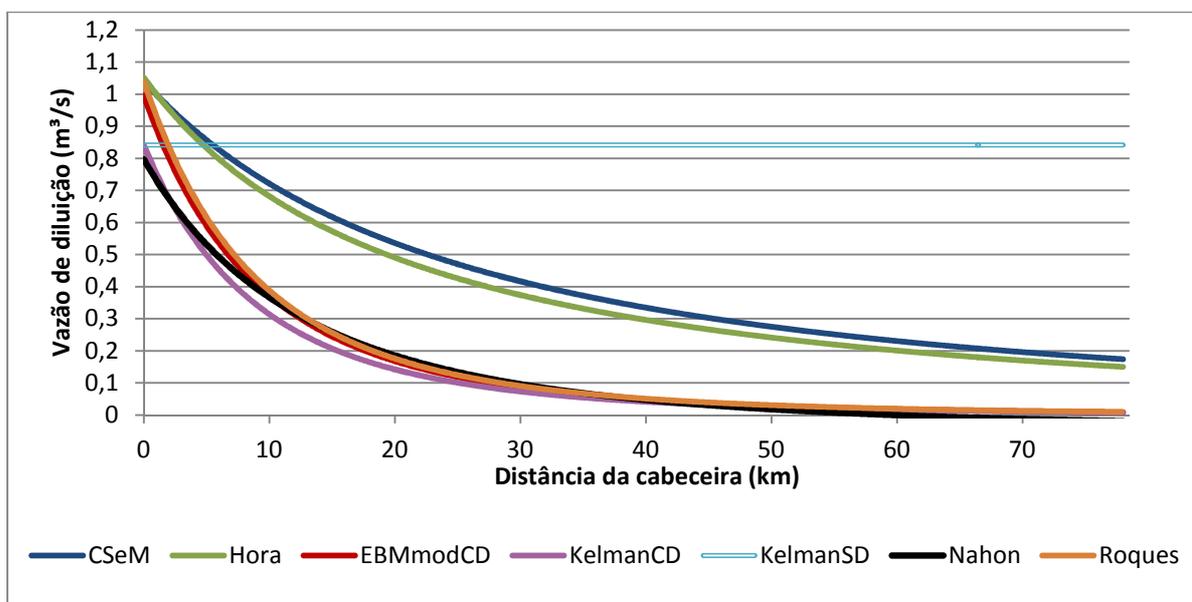


Figura 8: Resultado das vazões de diluição obtido na simulação do cenário 1

Em relação ao decaimento dos valores de vazões de diluição, ocasionados pelo processo de autodepuração do rio, dentre as metodologias que consideram o decaimento de acordo com a equação de Streeter-Phelps (CSeM, Hora e Nahon), a que resultou em maiores valores de vazão de diluição e, conseqüentemente menor efeito de autodepuração, é a metodologia CSeM, seguida pela Hora e Nahon, como pode ser observado na Figura 8 e na Tabela 8. A diferença nos resultados obtidos pelas metodologias CSeM e Nahon é devida ao fato da primeira considerar apenas o coeficiente de desoxigenação ( $k_1$ ) para representar o consumo biológico da matéria

orgânica, acarretando menor grau de autodepuração, enquanto que a metodologia Nahon considera, além do coeficiente de desoxigenação ( $k_1$ ), o de sedimentação da DBO ( $k_3$ ).

A metodologia Hora também considera somente o  $k_1$ . Entretanto, o decaimento é mais acentuado que o correspondente à metodologia CSeM, pois utiliza a concentração de DBO atual do corpo hídrico (influenciada pelo lançamento de efluentes existentes a montante). Dessa forma, leva em conta o decaimento do poluente lançado mais o decaimento do poluente existente antes do lançamento (no caso desta simulação, seria a concentração de 1 mg/L, proveniente da concentração de DBO natural). Por outro lado, a concentração natural do corpo hídrico considerado para a metodologia de CSeM foi constante e igual a 1 mg/L ao longo de todo o trecho, não havendo variação no denominador da equação, sendo considerado apenas o decaimento do poluente lançado no rio.

Entre as metodologias que consideram o coeficiente de decaimento qualitativo (EBMmodCD, KelmanCD e Roques), para os quais foi utilizada a ferramenta QUAL-UFMG, as vazões de diluição obtidas pelas metodologias Roques e EMBmodCD foram muito parecidas e ligeiramente superiores às obtidas pela metodologia KelmanCD. Isso se deve ao fato das duas primeiras metodologias considerarem os valores de concentrações de DBO natural do curso d'água na equação, enquanto a última não considera.

Em termos gerais, as vazões de diluição calculadas utilizando o coeficiente de decaimento qualitativo e as obtidas pela metodologia Nahon apresentaram reduções mais rápidas dos valores de vazões de diluição. Isto se deve ao fato destas considerarem o coeficiente de sedimentação ( $k_3$ ), diferentemente das outras metodologias que só consideram o coeficiente de desoxigenação ( $k_1$ ). Entretanto, entre estas metodologias, a metodologia Nahon apresentou o menor decaimento.

A metodologia KelmanSD resultou em valores de vazões de diluição constantes ao longo de todo o curso d'água, por não considerar a autodepuração do corpo hídrico. Desta forma, a utilização desta metodologia superestima os valores necessários de vazões para diluição do efluente nos trechos a jusante dos pontos de lançamento, em comparação com as demais metodologias.

### 5.1.3 Cenário 2: Pré-existência de um lançamento localizado a montante

A Tabela 9 e a Figura 9 ilustram os resultados para lançamento que deseja se instalar no rio, considerando a pré-existência de uma fonte a montante. Esta análise se refere ao usuário que quer se instalar individualmente, considerando apenas os valores da vazão de diluição correspondente a este lançamento.

Tabela 9: Valores de vazões de diluição, em m<sup>3</sup>/s, obtidas no cenário 2, considerando apenas o lançamento a jusante, para diversas seções

Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
44 km	1,041	1,046	0,996	0,842	0,8415	0,797	1,041
54 km	0,862	0,832	0,609	0,515	0,8415	0,538	0,636
64 km	0,727	0,681	0,390	0,330	0,8415	0,373	0,408
74 km	0,622	0,569	0,260	0,220	0,8415	0,263	0,272

Na análise individual das vazões de diluição estimadas para a seção de lançamento (km 44), a estimativa pela metodologia Hora para este cenário 2, foi inferior à estimativa para o cenário 1, com redução de 1,052 m<sup>3</sup>/s para 1,046 m<sup>3</sup>/s (Tabelas 8 e 9). Esta pequena redução pode ser justificada pelo fato desta metodologia levar em conta a concentração de DBO anterior do curso d'água na seção de lançamento, e não a concentração de DBO natural. Com isso, apesar da carga lançada nos cenários 1 e 2 serem as mesmas, a concentração de DBO anterior ao lançamento no curso d'água foi menor na seção do lançamento do cenário 2 do que na seção de lançamento do cenário 1, independente da presença do lançamento a montante.

Para as outras metodologias não houve alteração nas estimativas das vazões de diluição na seção de lançamento (km 44), pois as mesmas utilizam no cálculo as concentrações da DBO natural do rio, que não são influenciadas pelos lançamentos à montante. Dessa forma, as vazões de diluição para a seção de lançamento, segundo estas metodologias, não sofrem interferência da presença de um lançamento pré-existente a montante.

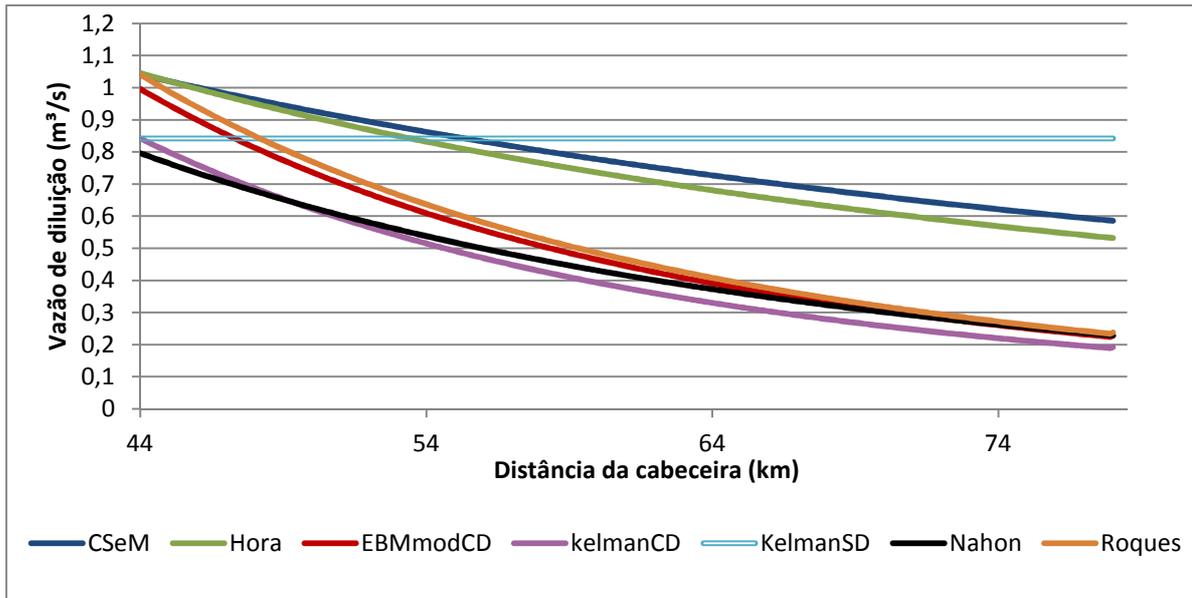


Figura 9: Resultado da simulação do cenário 2, considerando a análise individual do lançamento a jusante

Os valores estimados para as vazões de diluição para a seção de lançamento pela metodologia Hora são mais elevados do que os obtidos pela metodologia CSeM. Entretanto, apesar de utilizarem a mesma metodologia para estimar a autodepuração, a diminuição nos valores de vazões de diluição decorrentes do consumo de matéria orgânica ao longo do curso do rio, correspondentes à metodologia Hora, é maior pelo fato de considerar tanto o decaimento da concentração do poluente do lançamento pré-existente a montante como o atual, enquanto que a metodologia CSeM considera o decaimento relativo, apenas, ao segundo lançamento.

A Tabela 10 e a Figura 10 ilustram os resultados relativos ao cenário 2, considerando o somatório de todos os valores de vazões de diluição estimados com o uso das metodologias, para todas as seções do curso d'água.

Tabela 10: Valores de vazões de diluição, em  $m^3/s$ , para diferentes seções do cenário 2, considerando o somatório das vazões nas mesmas.

Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
9 km	0,538	0,508	0,513	0,435	0,435	0,410	0,538
43 km	0,227	0,195	0,050	0,043	0,435	0,056	0,053
44 km	1,263	1,046	1,044	0,882	1,276	0,849	1,091
70 km	0,732	0,610	0,319	0,270	1,276	0,309	0,334

Considerando a existência do lançamento a montante, o somatório das vazões de diluição para o trecho a jusante do lançamento, obtido através da metodologia KelmanSD, foi a que apresentou maior valor de vazão de diluição, 1,276 m<sup>3</sup>/s (Tabela 10), mostrando a importância da consideração da autodepuração, no sentido de não subestimar o potencial de diluição do rio. Observando apenas as metodologias que consideram a autodepuração, a CSeM foi a que estimou maiores valores de vazões de diluição na seção de lançamento (1,263 m<sup>3</sup>/s). Isto é devido ao fato desta metodologia só utilizar o coeficiente de desoxigenação para representar o decaimento da concentração de DBO, o que fez com que a depuração da matéria orgânica até a seção do segundo lançamento fosse menor do que as estimadas pelas outras metodologias.

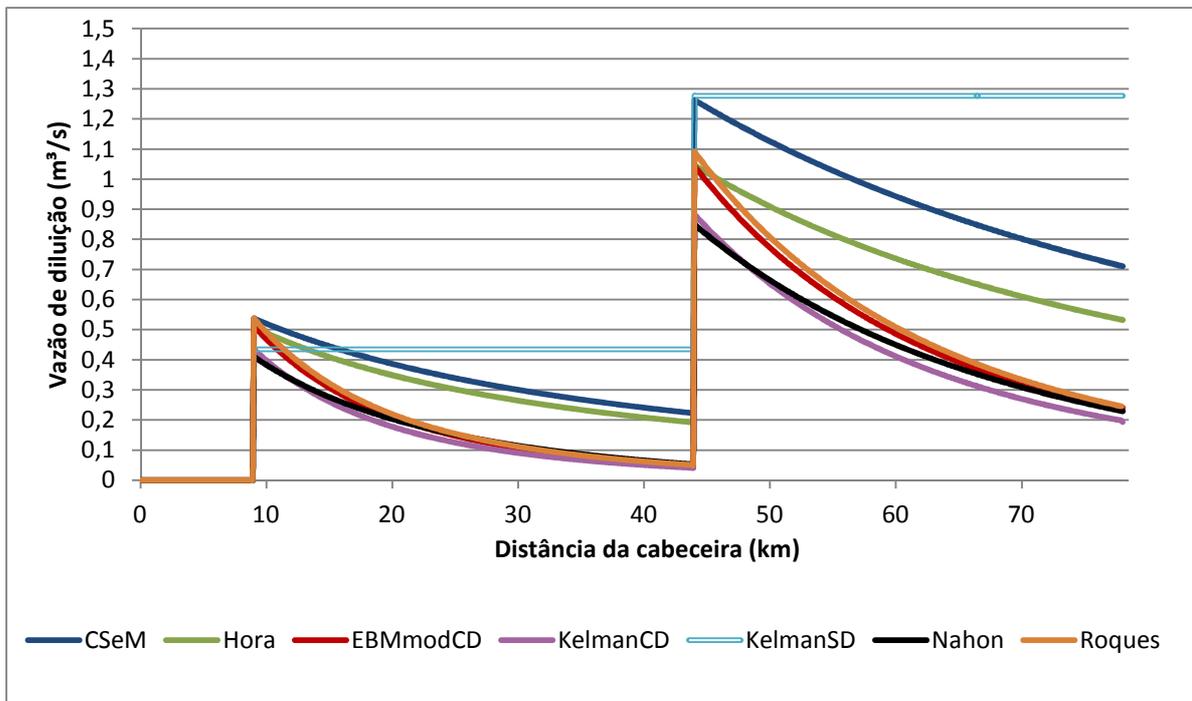


Figura 10: Resultado da simulação do cenário 2, considerando os somatórios das vazões de diluição nas seções

As metodologias Nahon e KelmanCD apresentaram os menores valores de vazões de diluição na seção do segundo lançamento. Os valores referentes ao lançamento pré-existente, na seção imediatamente à montante do novo lançamento, estimadas pelas metodologias Roques e EBMmodCD foram 0,053 e 0,050 m<sup>3</sup>/s respectivamente, superiores apenas aos valores obtidos pela metodologia KelmanCD (0,043 m<sup>3</sup>/s). Contudo, as estimativas para as mesmas metodologias na seção do novo lançamento alcançaram valores superiores a 1 m<sup>3</sup>/s, com aumentos

superiores aos obtidos pelas metodologias Nahon e KelmanCD. Isto pode ser explicado pelo fato das metodologias Roques e EBMmodCD considerarem, para o novo lançamento, a concentração natural de DBO do rio, enquanto as outras metodologias não o fazem.

#### 5.1.4 Cenário 3: Pré-existência de um lançamento localizado a jusante

A Tabela 11 e a Figura 11 ilustram os resultados do lançamento individual de cada metodologia no Km 9 do curso d'água.

Tabela 11: Valores de vazões de diluição, em m<sup>3</sup>/s, obtidas para o cenário 3, considerando somente o lançamento a montante

Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
9 km	1,041	0,982	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
43 km	0,439	0,378	0,100	0,085	0,841	0,111	0,105
44 km	0,430	0,640	0,095	0,080	0,841	0,105	0,099
70 km	0,273	0,347	0,029	0,025	0,841	0,017	0,030

Como as metodologias CSeM, KelmanCD, kelmanSD, EBMmodCD, Nahon e Roques analisam cada lançamento individualmente, as mesmas não consideraram o aumento da vazão de diluição devido à presença de um lançamento pré-existente a jusante, na seção do Km 44. A única exceção é a metodologia Hora, que considera a concentração de DBO do rio ANTES do lançamento (influenciada por lançamentos a montante), o que gerou aumento da vazão de diluição na seção do segundo lançamento (km 44) (Figura 11 e Tabela 12). As outras metodologias tiveram comportamento similar à simulação de um único lançamento, como observado anteriormente.

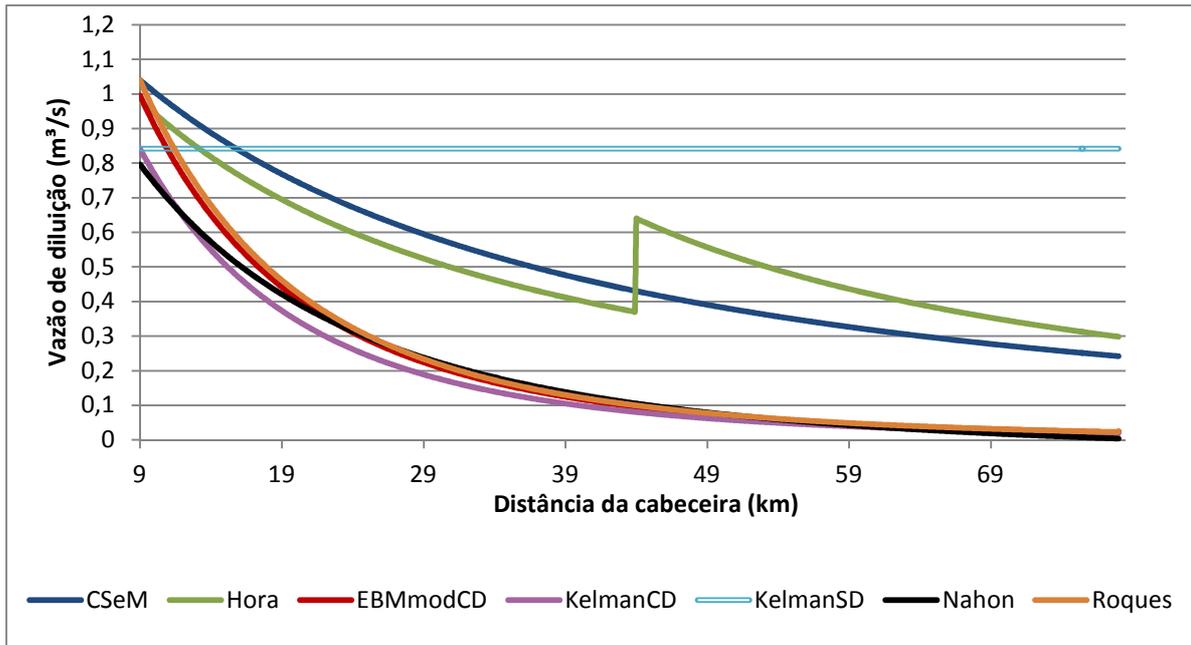


Figura 11: Resultado da simulação do cenário 3, considerando a análise individual do lançamento a montante

A Tabela 12 e a Figura 12 demonstram os resultados do somatório das vazões de diluição em cada seção do rio. Assim como no cenário 2, a metodologia KelmanSD apresentou os maiores valores de vazão de diluição. Dentre as metodologias que consideram a autodepuração, os valores de vazão de diluição estimados pela metodologia de CSeM foram os mais elevados, pelo fato desta só considerar o coeficiente  $k_1$ .

Tabela 12: Valores de vazões de diluição, em  $m^3/s$ , para diferentes seções do cenário 3, considerando o somatório das vazões nas mesmas

Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
9 km	1,041	0,982	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
43 km	0,439	0,378	0,100	0,085	0,841	0,111	0,105
44 km	0,968	0,640	0,608	0,515	1,277	0,495	0,637
70 km	0,615	0,347	0,185	0,157	1,276	0,151	0,194

Para as demais metodologias (EBMmodCD, KelmanCD, Nahon e Roques) o comportamento dos resultados foi similar ao correspondente Cenário 2.

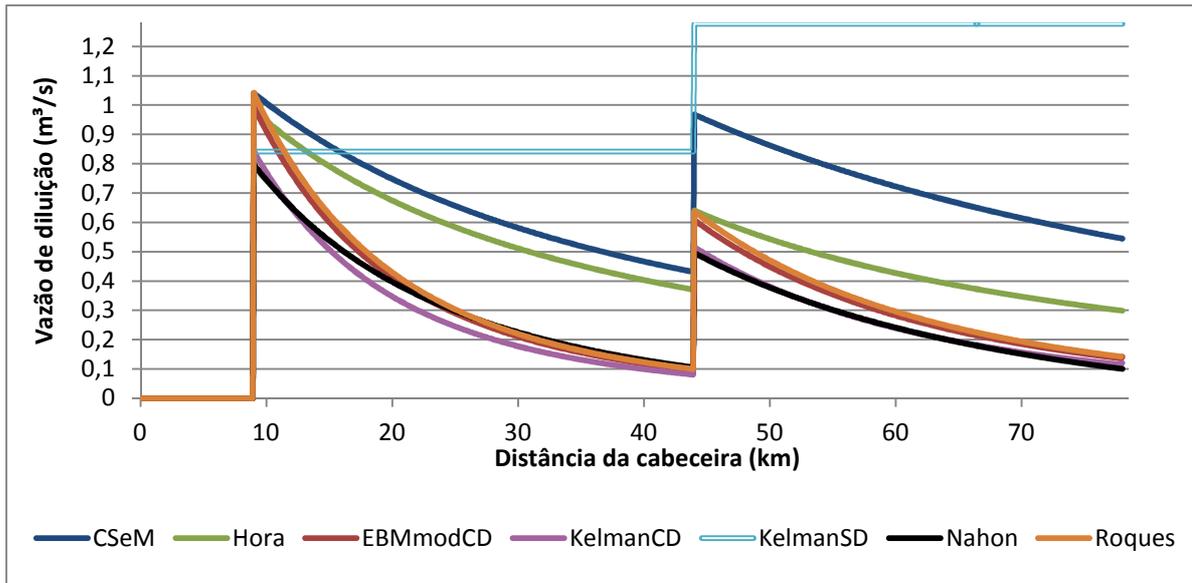


Figura 12: Resultado da simulação, para o cenário 3, considerando os somatórios das vazões de diluição nas seções

Apesar de apresentarem valores próximos de vazão de diluição nas seções imediatamente à montante do segundo lançamento, as metodologias Roques e EBMmosCD obtiveram valores mais elevados de vazão de diluição na seção de lançamento, quando comparada com a metodologias Nahon e KelmanCD. Este fato é devido a consideração da Concentração Natural ( $C_{nat}$ ) do rio novamente na equação.

#### 5.1.5 Cenário 4: Existência de uma captação no Km 9 a montante do lançamento

A Tabela 13 e a Figura 13 mostram os resultados das simulações para lançamento no Km 44, considerando a existência de uma captação a montante do mesmo.

Tabela 13: Valores de vazões de diluição, em  $m^3/s$ , obtidas para diferente seções do cenário 4

Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
44 km	1,041	0,885	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
54 km	0,835	0,703	0,555	0,469	0,841	0,502	0,580
64 km	0,686	0,573	0,331	0,280	0,841	0,328	0,346
74 km	0,574	0,477	0,208	0,176	0,841	0,219	0,217

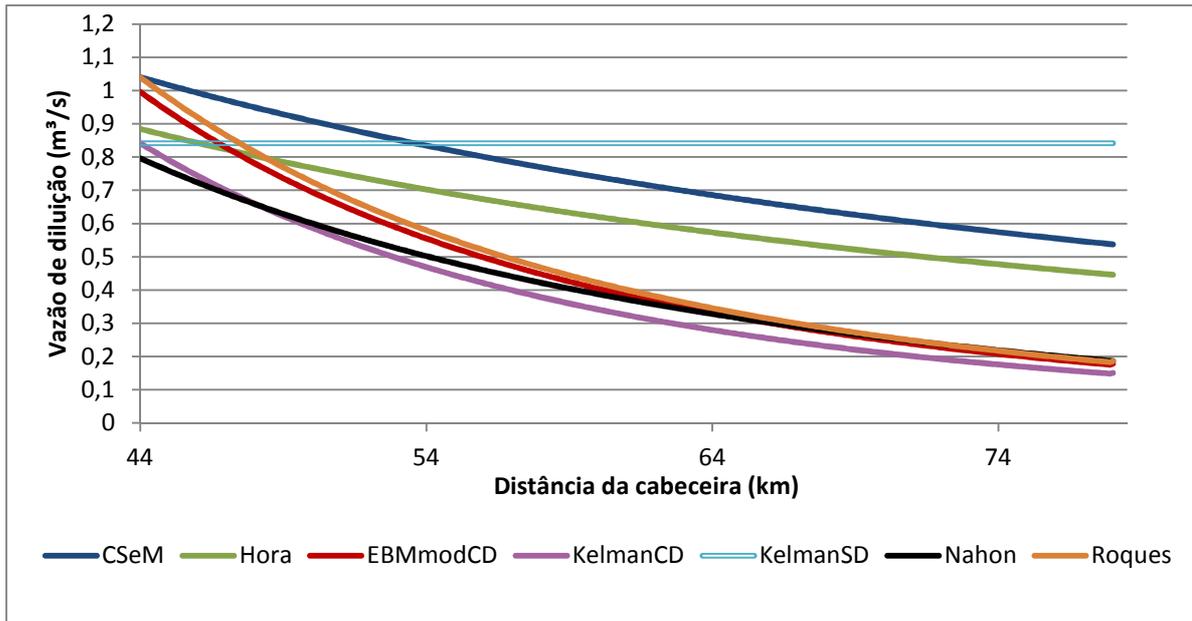


Figura 13: Resultado das vazões de diluição obtido na simulação do cenário 4

Considerando que não existe lançamento adicional de matéria orgânica à montante do lançamento, foi realizada apenas a análise individual, de cada lançamento. Com exceção da metodologia Hora, nenhuma metodologia apresentou alteração no valor da vazão de diluição na seção de lançamento devido à presença da captação a montante. Isso se deve ao fato das demais metodologias não considerarem diretamente na equação a vazão do rio. Entretanto, a diminuição da vazão devido à captação alterou o processo de autodepuração, pelo fato de ter acarretado diminuição nas velocidades do curso d'água e conseqüentemente, aumentado o tempo de percurso. Isto ocasionou menores valores de vazões de diluição ao longo do curso d'água, para todas as metodologias, quando comparados com os apresentados na Tabela 9, correspondendo a uma maior depuração no curso d'água.

A metodologia Hora apresentou redução no valor da vazão de diluição na seção de lançamento, pois o valor da concentração de DBO na seção imediatamente anterior à seção de lançamento era menor, devido à maior depuração ocasionada pela captação que reduziu o tempo de percurso da água no rio.

### 5.1.6 Cenário 5: Existência de uma captação a jusante do lançamento

A Tabela 14 e a Figura 14 ilustram os resultados das simulações relativos ao lançamento no km 9 do rio, considerando um ponto de captação a jusante, no Km 44. As metodologias apresentaram diminuições maiores nos valores das vazões de diluição ao longo do percurso do rio, a partir da seção de captação (Km 44). Esta redução foi devida à alteração do tempo de percurso utilizado para calcular o decaimento, uma vez que o mesmo é função da vazão do curso d'água e da velocidade do rio. Os valores das vazões de diluição não se alteraram na seção de lançamento, como observado na Tabela 14. A metodologia Hora, entretanto, apresentou menor valor de vazão de diluição na seção de lançamento, pelo fato desta metodologia considerar a autodepuração da matéria orgânica presente anteriormente no curso d'água.

Tabela 14: Valores de vazões de diluição, em m<sup>3</sup>/s, obtidas com o lançamento para diferentes seções do cenário 5

Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
9 km	1,041	0,982	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
43 km	0,439	0,378	0,100	0,085	0,841	0,111	0,105
44 km	0,430	0,370	0,095	0,080	0,841	0,105	0,099
70 km	0,254	0,213	0,029	0,024	0,841	0,009	0,030

Comparando os valores de vazões de diluição na seção de lançamento deste cenário (cenário 5) com os valores de vazão de diluição estimados no cenário 4, observa-se que os resultados obtidos pela metodologia Hora no cenário 5 são menores que os obtidas no cenário 4, nas seções de lançamento, apesar da carga lançada ser a mesma (Tabela 13 e Figura 13). Isto se deve ao fato do valor da concentração de DBO na seção imediatamente anterior à de lançamento ter menor valor no cenário 5. Este menor valor é decorrente do local de lançamento que é mais próximo da cabeceira do rio do que a seção de lançamento do cenário 4 (km 44). Com isso a matéria orgânica do rio, no cenário 4, é mais consumida. Dessa forma, observa-se a importância do local de lançamento e da seleção dos parâmetros que influenciam na autodepuração do rio nos valores de vazões de diluição.

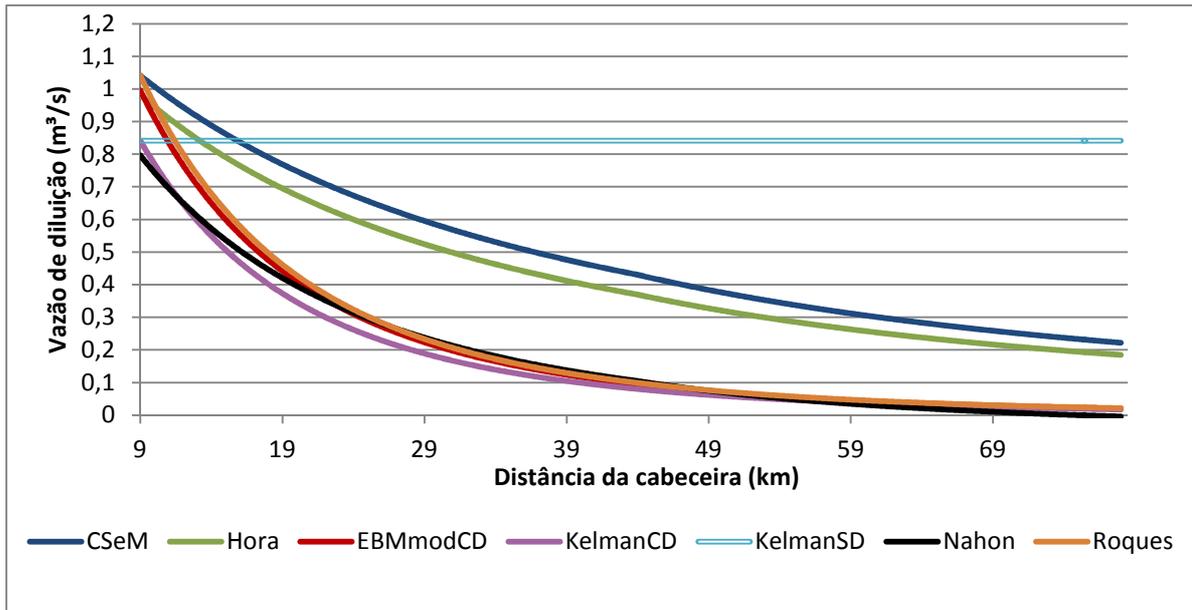


Figura 14: Resultado das vazões de diluição obtido na simulação do cenário 5

### 5.1.7 Cenário 6: Mudança de classe de enquadramento no Km 40

Simulou-se a mudança da classe de enquadramento do curso d'água no Km 40 do trecho do rio. Como mencionado na revisão de literatura, o valor da vazão de diluição está ligado ao enquadramento do curso d'água onde ocorrerá o lançamento. Na Tabela 15 e na Figura 15, observa-se que as metodologias KelmanSD, CSeM e Hora apresentaram maior redução nos valores de vazões de diluição na seção da mudança da classe de enquadramento da classe 2 para a classe 3, da ordem de 0,421; 0,174 e 0,135 m<sup>3</sup>/s respectivamente. Isso ocorreu devido à maior concentração da matéria orgânica, que não foi depurada através da autodepuração, até o ponto imediatamente anterior à mudança de classe, quando comparado com as outras metodologias analisadas. A metodologia Nahon apresenta também uma redução no valores de vazões de diluição na seção de mudança, mas inferior às metodologias anteriores, pois ela considera o fator de proporcionalidade ( $F_c$ ) decorrente de mudanças dos limites de classe de enquadramento, assim como faz as metodologias CSeM e Roques.

Tabela 15: Valores de vazões de diluição, em m<sup>3</sup>/s, para diferentes seções do cenário 6, considerando o somatório das vazões nas mesmas

Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
0 km	1,041	1,052	0,996	0,842	0,842	0,797	1,041

39 km	0,341	0,295	0,051	0,043	0,842	0,050	0,053
40 km	0,167	0,140	0,020	0,020	0,421	0,023	0,025
70 km	0,098	0,081	0,005	0,005	0,421	0,000	0,006

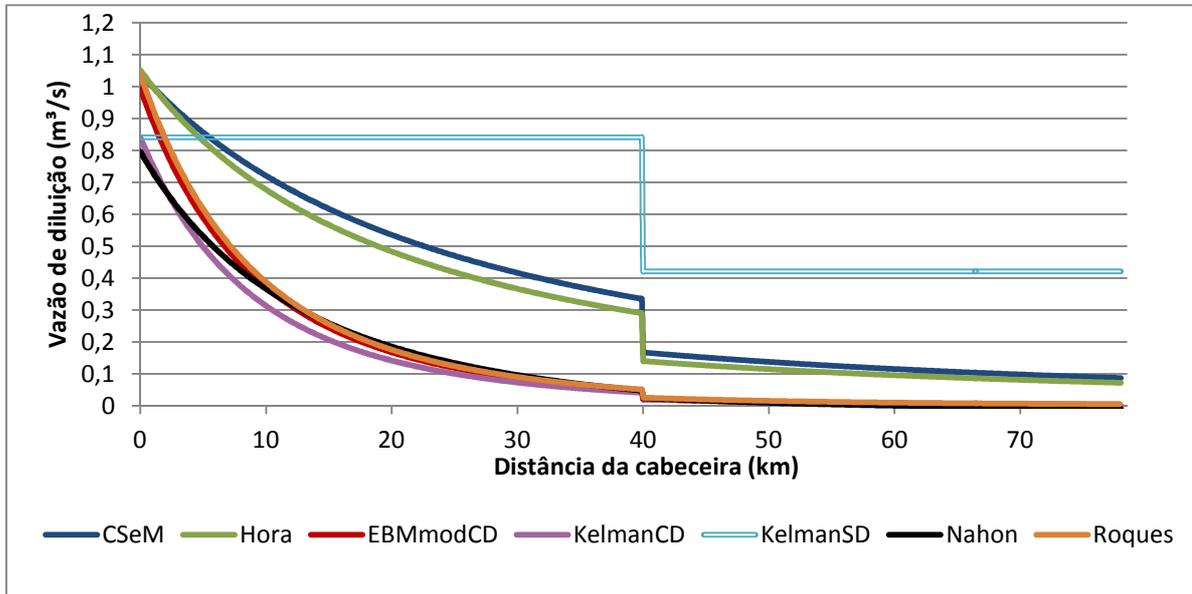


Figura 15: Resultado da simulação do cenário 6, considerando os somatórios das vazões de diluição nas seções

De acordo com a Tabela 15, em valores absolutos, as diferenças entre os valores de vazão de diluição imediatamente à montante e imediatamente a jusante da seção transversal de mudança de classe podem variar significativamente. Entretanto, em termos de reduções percentuais, as porcentagens apresentam variações muito menos significativas entre essas duas seções da ordem de 50 a 60% de redução.

## 5.2 PARTE 2: ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS DE ENTRADA NOS VALORES DE VAZÃO DE DILUIÇÃO

### 5.2.1 Análise da vazão incremental

Analisou-se a influência da escolha da vazão incremental sobre os valores das vazões de diluição. Foram testados os valores de 0; 0,0035; 0,007; 0,03 e 0,1 m<sup>3</sup>/s/0,1 km para a variável. Abaixo encontram-se os resultados obtidos para cada cenário. Cabe observar que para a água adicional, foi considerada uma DBO equivalente de 0 mg/L.

### 5.2.1.1 Cenário 1: Um lançamento na cabeceira

A Tabela 16 e a Figura 16 mostram os resultados obtidos em cada simulação, considerando apenas 1 lançamento na cabeceira.

Tabela 16: Valores de vazões de diluição, em m<sup>3</sup>/s, para seções do cenário 1, considerando o somatório das vazões nas seções, para diferentes valores de vazão incremental

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
$Q_{\text{incr}} = 0$ m <sup>3</sup> /s	Lançamento	1,041	1,052	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	20 km	0,453	0,401	0,209	0,177	0,841	0,121	0,219
	40 km	0,197	0,166	0,044	0,037	0,841	0,000	0,046
	60 km	0,086	0,070	0,009	0,008	0,841	0,000	0,010
$Q_{\text{inc}} = 0,0035$ mg/L	Lançamento	1,041	1,052	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	20 km	0,536	0,490	0,168	0,142	0,841	0,185	0,175
	40 km	0,334	0,296	0,048	0,041	0,841	0,047	0,051
	60 km	0,230	0,201	0,018	0,015	0,841	0,000	0,019
$Q_{\text{incr}} = 0,007$ m <sup>3</sup> /s	Lançamento	1,041	1,052	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	20 km	0,590	0,550	0,143	0,121	0,841	0,233	0,149
	40 km	0,419	0,382	0,047	0,040	0,841	0,098	0,049
	60 km	0,325	0,293	0,021	0,018	0,841	0,042	0,022
$Q_{\text{incr}} = 0,03$ m <sup>3</sup> /s	Lançamento	1,041	1,052	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	20 km	0,748	0,726	0,078	0,066	0,841	0,397	0,082
	40 km	0,652	0,628	0,032	0,027	0,841	0,292	0,034
	60 km	0,593	0,568	0,018	0,016	0,841	0,235	0,019
$Q_{\text{incr}} = 0,1$ m <sup>3</sup> /s	Lançamento	1,041	1,052	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	20 km	0,873	0,867	0,037	0,032	0,841	0,552	0,039
	40 km	0,824	0,816	0,017	0,015	0,841	0,489	0,018
	60 km	0,793	0,783	0,011	0,009	0,841	0,451	0,011

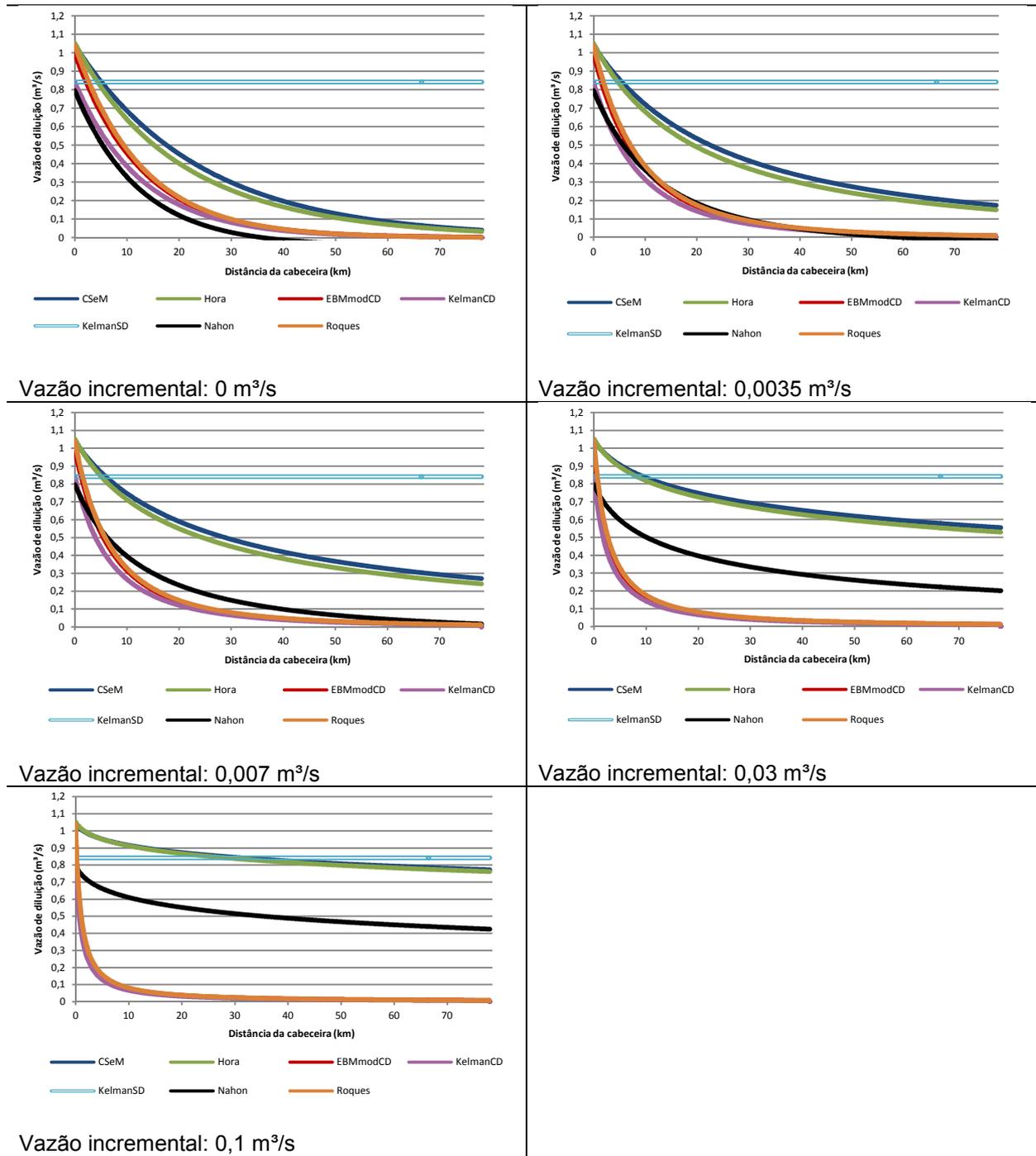


Figura 16: Resultado das simulações para o cenário 1, considerando diferentes valores de vazão incremental

Alterações nos valores de vazão incremental não provocaram variações nas vazões de diluição correspondentes à seção de lançamento. Entretanto, a jusante desta seção, quanto maior o valor da vazão incremental, maiores os valores das vazões de diluição para as metodologias CSeM, Hora e Nahon. Isso é decorrente do fato da velocidade da água aumentar de acordo com o aumento do valor da vazão

incremental, diminuindo os tempos de percurso entre a seção de lançamento e as seções consideradas na aplicação das equações correspondentes às metodologias. A não variação das vazões de diluição para a seção de lançamento decorre do fato do tempo de percurso utilizado na equação ser nulo neste local.

Por outro lado, para as metodologias que consideram a autodepuração através do coeficiente de decaimento qualitativo (EBMmodCD, Roques e KelmanCD) os valores das vazões de diluição diminuíram com o aumento dos valores de vazão incremental. Isto decorre do fato do cálculo do coeficiente considerar a diluição da DBO no curso d'água, através do modelo de qualidade de águas, sendo as concentrações, após diluição no rio, calculados pelo balanço de massa através do modelo. Devido ao aumento da vazão advindo da vazão incremental, as concentrações de DBO foram reduzindo ao longo do percurso pelo maior poder de diluição, com conseqüentes reduções nas vazões de diluição.

#### 5.2.1.2 Cenário 2: Pré-existência de um lançamento localizado a montante do lançamento simulado

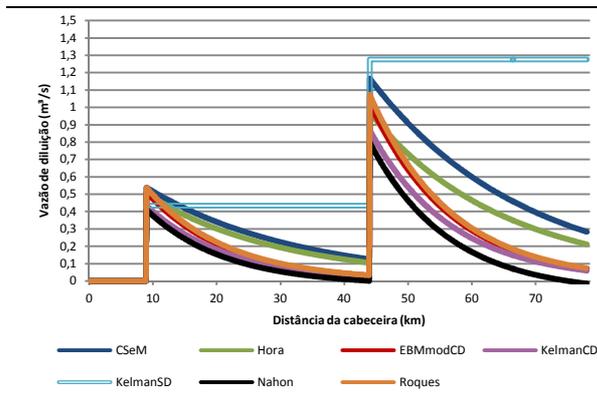
A Tabela 17 e a Figura 17 mostram os resultados das estimativas de vazões de diluição para os trechos do rio no cenário 2.

Tabela 17: Valores de vazões de diluição, em m<sup>3</sup>/s, para seções do cenário 2, considerando o somatório das vazões nas seções, para diferentes valores de vazão incremental

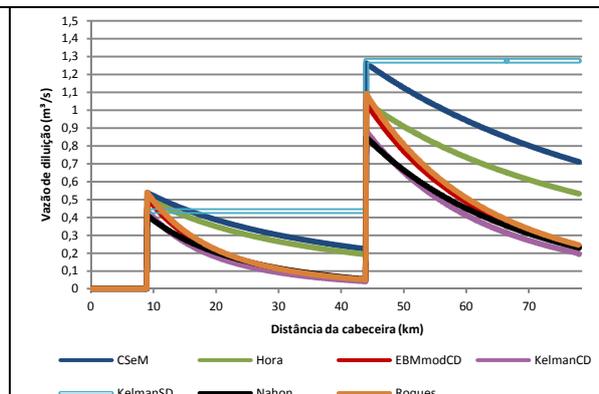
	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
$Q_{inc} = 0$ m <sup>3</sup> /s	9 km	0,538	0,504	0,513	0,435	0,435	0,410	0,538
	43 km	0,131	0,109	0,034	0,029	0,435	0,002	0,036
	44 km	1,166	0,971	1,027	0,868	1,276	0,797	1,074
	70 km	0,395	0,299	0,133	0,112	1,276	0,035	0,139
$Q_{inc} = 0,0035$ mg/L	9 km	0,538	0,508	0,513	0,435	0,435	0,410	0,538
	43 km	0,227	0,195	0,050	0,043	0,435	0,056	0,053
	44 km	1,263	1,046	1,044	0,882	1,276	0,849	1,091
	70 km	0,802	0,610	0,319	0,270	1,276	0,309	0,334
$Q_{inc} = 0,007$ m <sup>3</sup> /s	9 km	0,538	0,510	0,513	0,435	0,435	0,410	0,538
	43 km	0,281	0,247	0,059	0,050	0,435	0,098	0,062
	44 km	1,318	1,068	1,052	0,889	1,276	0,891	1,100
	70 km	0,972	0,735	0,402	0,340	1,276	0,460	0,421

$Q_{incr} = 0,03$ $m^3/s$	9 km	0,538	0,520	0,513	0,435	0,435	0,410	0,538
	43 km	0,407	0,376	0,079	0,067	0,435	0,228	0,083
	44 km	1,446	1,061	1,072	0,906	1,276	1,022	1,121
	70 km	1,292	0,923	0,556	0,470	1,276	0,807	0,582
$Q_{incr} = 0,1$ $m^3/s$	9 km	0,538	0,529	0,513	0,435	0,435	0,410	0,538
	43 km	0,477	0,459	0,092	0,078	0,435	0,320	0,097
	44 km	1,517	1,038	1,085	0,918	1,276	1,115	1,135
	70 km	1,450	0,982	0,630	0,532	1,276	1,015	0,658

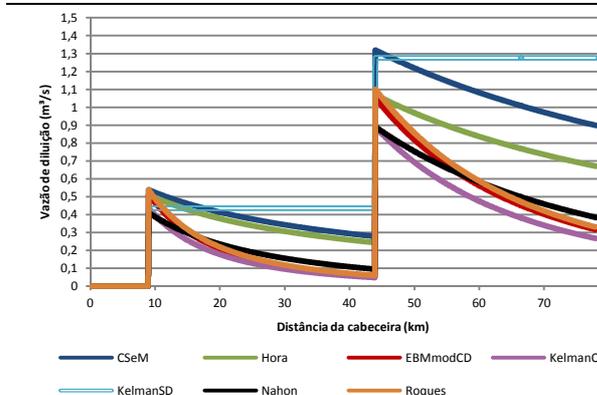
Para condição de lançamento pré-existente à montante, observa-se que os valores das vazões de diluição do lançamento à montante (Km 9) não se alteram devido às variações da vazão incremental na seção de lançamento. Apenas a metodologia Hora obteve valores diferentes nesta mesma seção, variando de 0,504 a 0,529  $m^3/s$  para as vazões incrementais de 0 a 0,1  $m^3/s$ . Isso ocorre devido às variações na concentração de DBO natural anterior ao lançamento (detalhe em vermelho na Tabela 17).



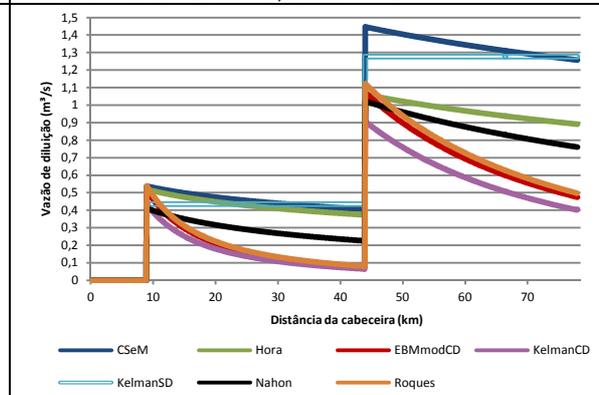
Vazão incremental: 0  $m^3/s$



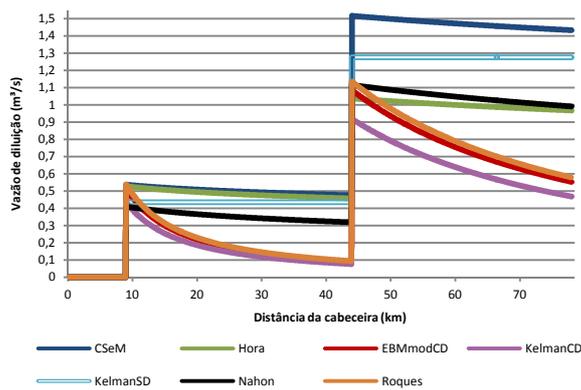
Vazão incremental: 0,0035  $m^3/s$



Vazão incremental: 0,007  $m^3/s$



Vazão incremental: 0,03  $m^3/s$



Vazão incremental: 0,1 m<sup>3</sup>/s

Figura 17: Resultado das simulações para o cenário 2, considerando diferentes valores de vazão incremental

Na seção do lançamento a jusante (Km 44), observou-se variações nos valores de vazões de diluição, conforme aumento da vazão incremental. Estas variações são devido às diferenças nos processos de autodepuração da matéria orgânica do lançamento à montante, influenciados pelo aumento da vazão incremental. Com isso, observa-se na tabela 17 e Figura 17 que quanto maior o valor da vazão incremental, maiores os valores da vazão de diluição na seção de lançamento do Km 44, devido ao aumento da velocidade do rio e conseqüente diminuição do tempo de percurso.

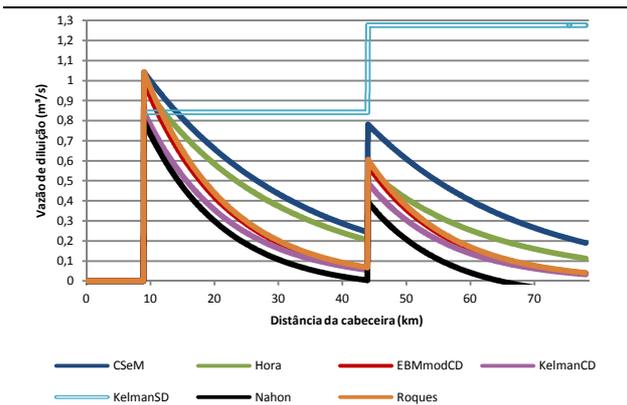
Para valores de vazão incremental muito altos, como 0,03 e 0,1 m<sup>3</sup>/s, as metodologias CSeM e Hora apresentaram valores muito elevados de vazões de diluição e quase nenhuma depuração, apresentando valores superiores aos da metodologia KelmanSD.

### 5.2.1.3 Cenário 3: Pré-existência de um lançamento localizado a jusante do lançamento simulado

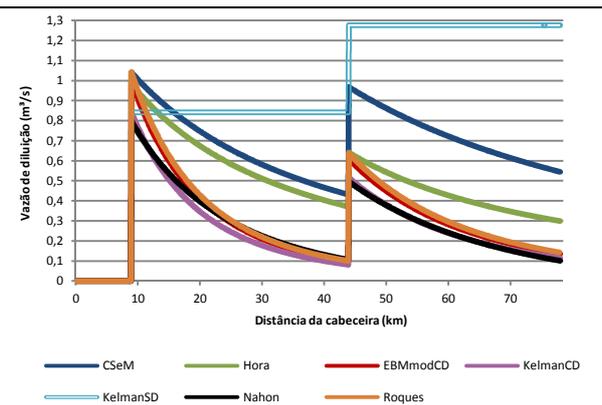
A Tabela 18 e a Figura 18 mostram o resultado obtido das vazões de diluição para o cenário 3.

Tabela 18: Valores de vazões de diluição, em m³/s, para seções do cenário 3, considerando o somatório das vazões nas seções, para diferentes valores de vazão incremental

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
$Q_{incr} = 0$ m³/s	9 km	1,041	0,976	0,996	0,842	0,8415	0,797	1,041
	43 km	0,253	0,212	0,069	0,059	0,8415	0,008	0,072
	44 km	0,780	0,562	0,577	0,489	1,2765	0,394	0,604
	70 km	0,264	0,160	0,072	0,062	1,2765	0,000	0,076
$Q_{inc} = 0,0035$ mg/L	9 km	1,041	0,982	0,996	0,842	0,8415	0,797	1,041
	43 km	0,439	0,378	0,100	0,085	0,8415	0,111	0,105
	44 km	0,968	0,640	0,608	0,515	1,2765	0,495	0,637
	70 km	0,615	0,347	0,185	0,157	1,2765	0,151	0,194
$Q_{incr} = 0,007$ m³/s	9 km	1,041	0,987	0,996	0,842	0,8415	0,797	1,041
	43 km	0,544	0,477	0,116	0,098	0,8415	0,193	0,122
	44 km	1,075	0,658	0,624	0,529	1,2765	0,576	0,654
	70 km	0,792	0,427	0,238	0,202	1,2765	0,277	0,250
$Q_{incr} = 0,03$ m³/s	9 km	0,788	1,005	0,996	0,842	0,8415	0,797	1,041
	43 km	1,321	0,727	0,154	0,130	0,8415	0,444	0,161
	44 km	1,182	0,612	0,662	0,561	1,2765	0,829	0,694
	70 km	1,036	0,524	0,343	0,291	1,2765	0,649	0,360
$Q_{incr} = 0,1$ m³/s	9 km	1,041	1,023	0,996	0,842	0,8415	0,797	1,041
	43 km	0,924	0,887	0,179	0,152	0,8415	0,623	0,187
	44 km	1,460	0,562	0,687	0,583	1,2765	1,010	0,720
	70 km	1,395	0,530	0,399	0,338	1,2765	0,917	0,418



Vazão incremental: 0 m³/s



Vazão incremental: 0,0035 m³/s

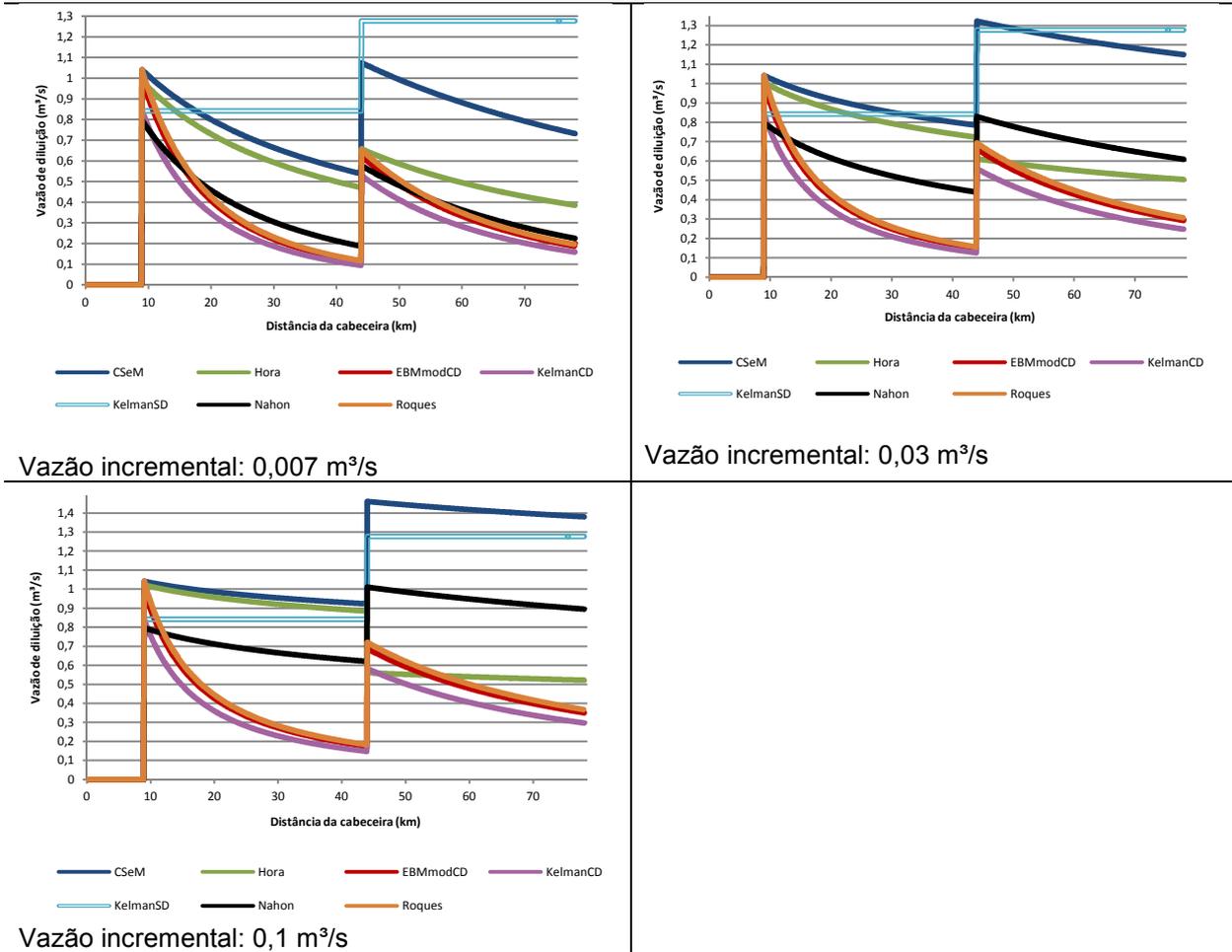


Figura 18: Resultado das simulações para o cenário 3, considerando diferentes valores de vazão incremental

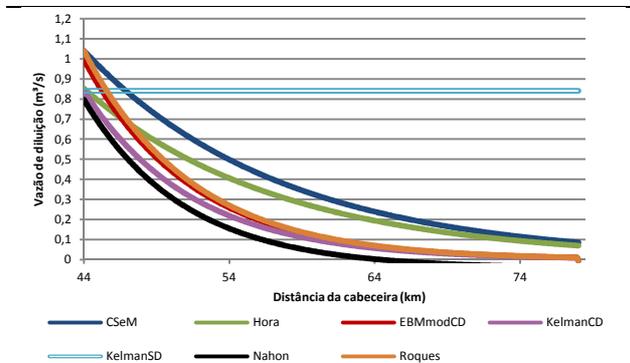
O resultado desta simulação é semelhante ao obtido no cenário 2, apresentado anteriormente, uma vez que o lançamento à jusante é influenciado pela matéria orgânica do lançamento à montante, sendo que a depuração dessa matéria orgânica também é influenciada pelos diferentes valores de vazão incremental. Considerando que a carga lançada no Km 9 deste cenário é maior que a carga lançada nesta mesma seção no cenário 2, foram obtidos valores de vazões de diluição mais elevados no Km 44 do cenário 3, pois a quantidade de matéria orgânica presente no rio, proveniente do primeiro lançamento, no trecho imediatamente à montante do segundo lançamento é maior.

5.2.1.4 Cenário 4: Existência de uma captação a montante do lançamento

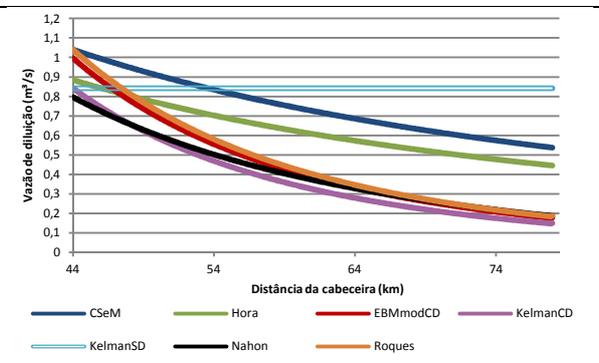
A Tabela 19 e a Figura 19 demonstram os valores de vazões de diluição obtidas com o cenário 4.

Tabela 19: Valores de vazões de diluição, em m³/s, para seções do cenário 4, considerando o somatório das vazões nas seções, para diferentes valores de vazão incremental

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
$Q_{inc} = 0$ m³/s	9 km	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
	44 km	1,041	0,852	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	60 km	0,320	0,260	0,115	0,097	0,841	0,039	0,120
	74 km	0,114	0,092	0,017	0,015	0,841	0,000	0,018
$Q_{inc} = 0,0035$ mg/L	9 km	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
	44 km	1,041	0,885	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	60 km	0,740	0,620	0,404	0,341	0,841	0,387	0,422
	74 km	0,574	0,477	0,208	0,176	0,841	0,219	0,217
$Q_{inc} = 0,007$ m³/s	9 km	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
	44 km	1,041	0,905	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	60 km	0,838	0,718	0,497	0,420	0,841	0,507	0,520
	74 km	0,715	0,608	0,302	0,256	0,841	0,360	0,316
$Q_{inc} = 0,03$ m³/s	9 km	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
	44 km	1,041	0,958	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	60 km	0,965	0,880	0,636	0,538	0,841	0,682	0,665
	74 km	0,915	0,828	0,466	0,394	0,841	0,609	0,487
$Q_{inc} = 0,1$ m³/s	9 km	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
	44 km	1,041	0,998	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	60 km	1,010	0,963	0,690	0,583	0,841	0,749	0,722
	74 km	0,988	0,939	0,537	0,454	0,841	0,716	0,562



Vazão incremental: 0 m³/s



Vazão incremental: 0,0035 m³/s

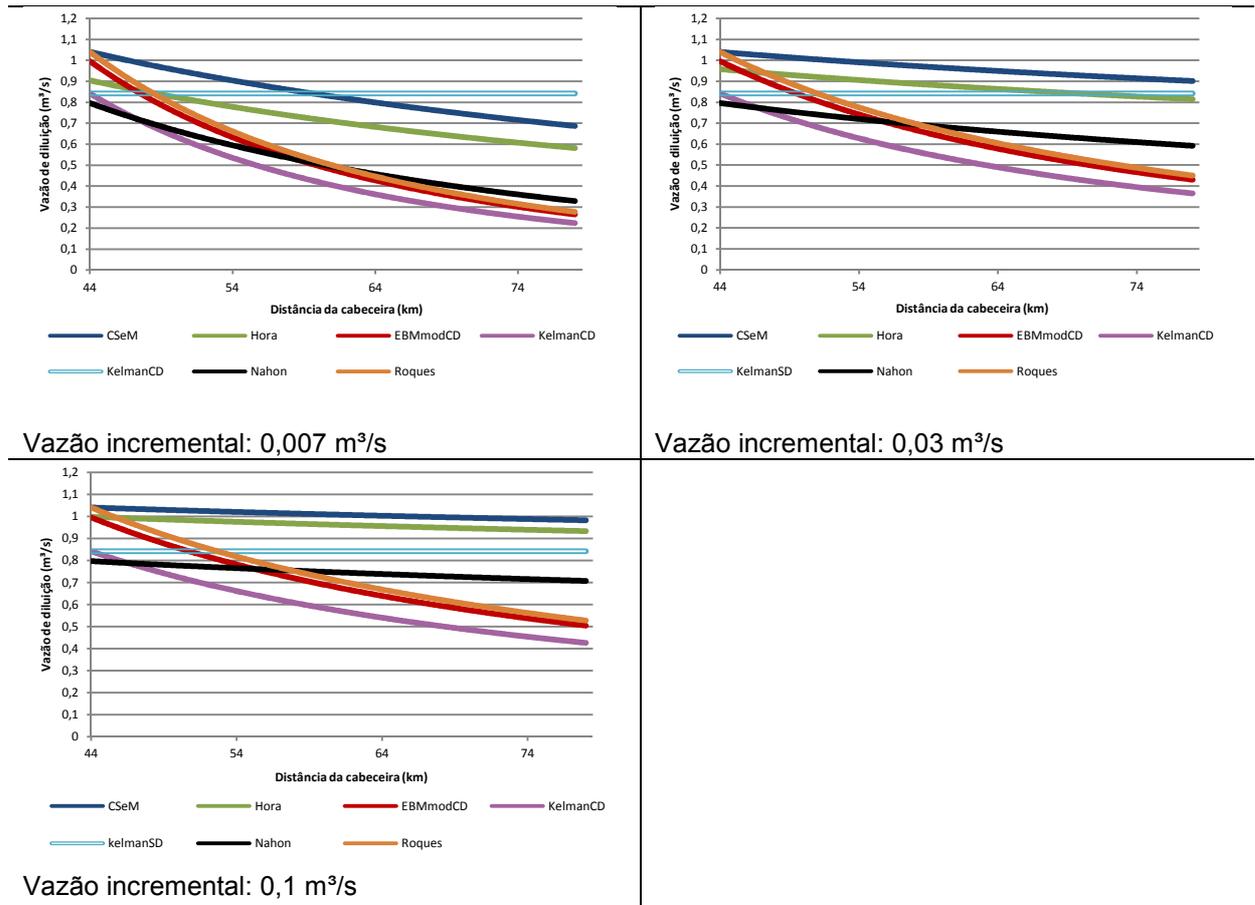


Figura 19: Resultado das simulações para o cenário 4, considerando diferentes valores de vazão incremental

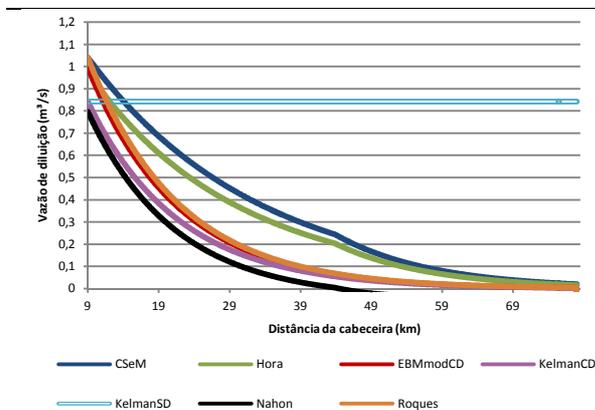
As variações das vazões incrementais não interferiram nos valores de vazões de diluição na seção de lançamento (km 44), para as metodologias CSeM, KelmanCD, KelmanSD, EBMmosCD, Nahon e Roques, pois nenhuma destas considera diretamente o valor da vazão do rio no cálculo da vazão de diluição (detalhe em vermelho na Tabela 19). A metodologia Hora, apresentou variação na concentração de DBO anterior ao lançamento e conseqüentemente nos valores de vazões de diluição, devido à captação presente à montante. Com isso houve aumento dos valores de vazão de diluição conforme aumento do valor da vazão incremental. As metodologias que consideram o decaimento apenas através de coeficientes de Streeter-Phelps (CSeM, Nahon, Hora) apresentam maiores variações decorrentes do aumento da vazão incremental quando comparadas às equações que consideram o coeficiente de decaimento qualitativo.

5.2.1.5 Cenário 5: Existência de uma captação a jusante do lançamento

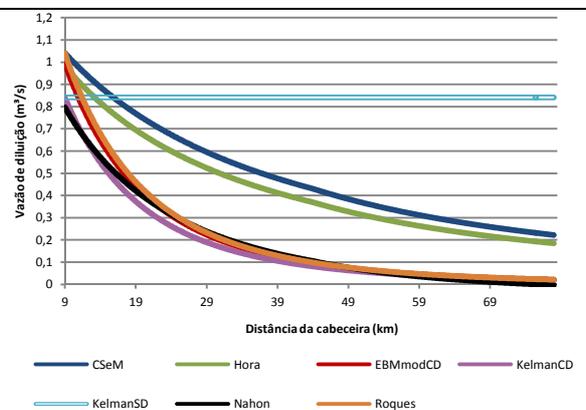
A Tabela 20 e a Figura 20 apresentam os valores de vazões de diluição obtidos na simulação do cenário 5.

Tabela 20: Valores de vazões de diluição, em m³/s, para seções do cenário 5, considerando o somatório das vazões nas seções, para diferentes valores de vazão incremental

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
$Q_{incr} = 0$ m³/s	9 km	1,041	0,976	0,996	0,842	0,000	0,797	1,041
	43 km	0,253	0,212	0,069	0,059	0,841	0,008	0,072
	44 km	0,242	0,202	0,064	0,054	0,841	0,004	0,067
	70 km	0,036	0,029	0,008	0,006	0,841	0,000	0,008
$Q_{incr} = 0,0035$ mg/L	9 km	1,041	0,982	0,996	0,842	0,000	0,797	1,041
	43 km	0,439	0,378	0,100	0,085	0,841	0,111	0,105
	44 km	0,430	0,370	0,095	0,080	0,841	0,105	0,099
	70 km	0,254	0,213	0,029	0,024	0,841	0,009	0,030
$Q_{incr} = 0,007$ m³/s	9 km	1,041	0,987	0,996	0,842	0,000	0,797	1,041
	43 km	0,544	0,477	0,116	0,098	0,841	0,193	0,122
	44 km	0,537	0,470	0,111	0,094	0,841	0,186	0,116
	70 km	0,385	0,330	0,042	0,036	0,841	0,076	0,044
$Q_{incr} = 0,03$ m³/s	9 km	1,041	1,005	0,996	0,842	0,000	0,797	1,041
	43 km	0,788	0,727	0,154	0,130	0,841	0,444	0,161
	44 km	0,784	0,723	0,150	0,126	0,841	0,439	0,156
	70 km	0,699	0,635	0,077	0,065	0,841	0,342	0,081
$Q_{incr} = 0,1$ m³/s	9 km	1,041	1,023	0,996	0,842	0,00	0,797	1,041
	43 km	0,925	0,887	0,179	0,152	0,841	0,623	0,187
	44 km	0,923	0,885	0,175	0,148	0,841	0,620	0,183
	70 km	0,882	0,839	0,101	0,086	0,841	0,563	0,106



Vazão incremental: 0 m³/s



Vazão incremental: 0,0035 m³/s

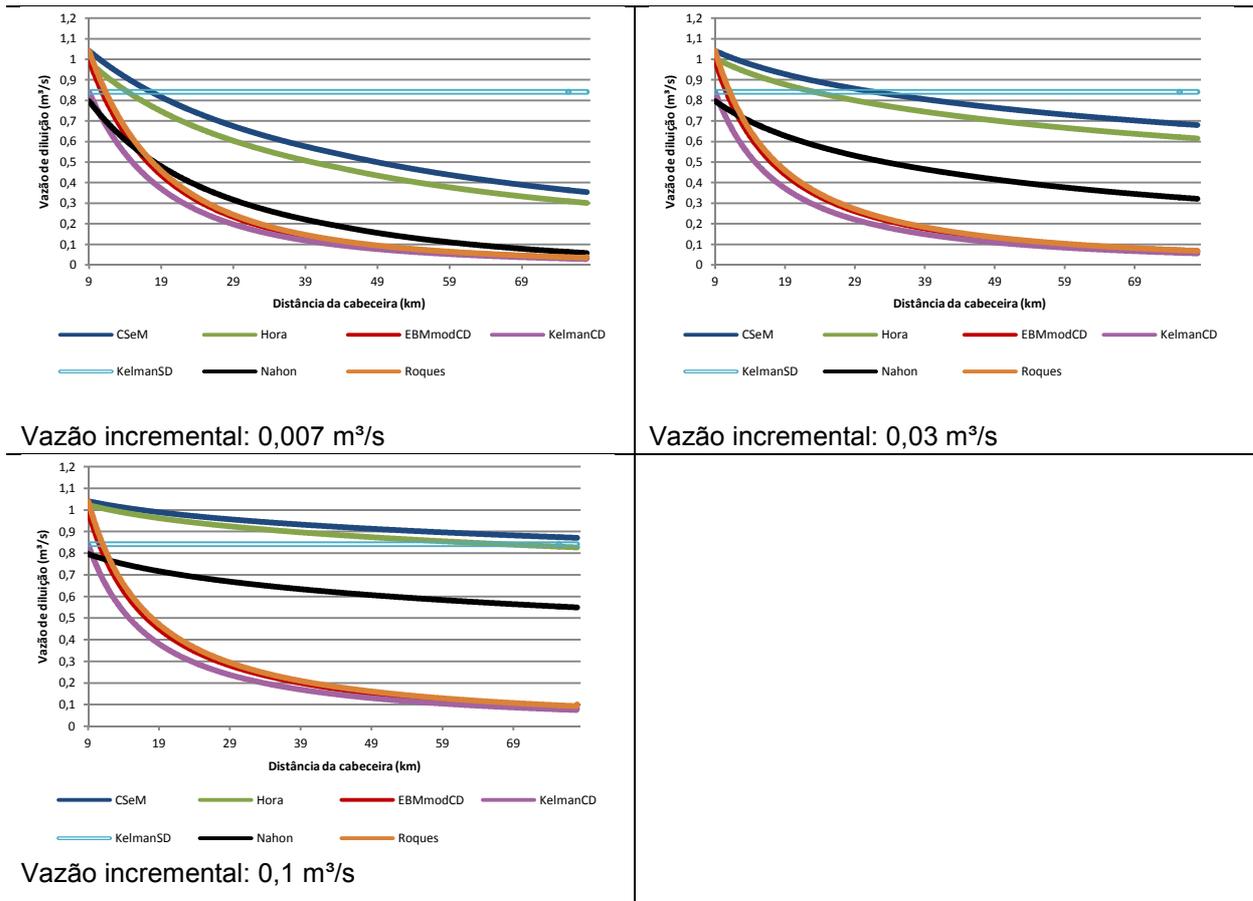


Figura 20: Resultado das simulações para o cenário 5, considerando diferentes valores de vazão incremental

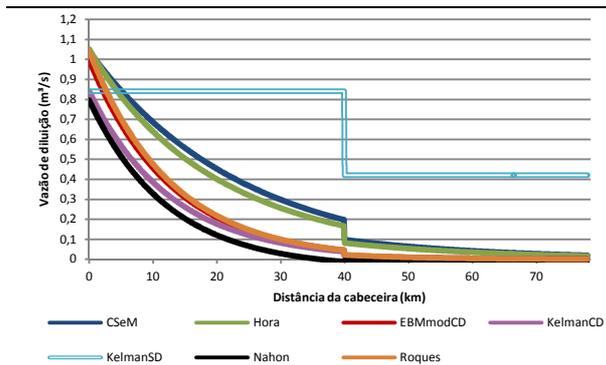
Para o cenário 5, menores valores de vazão incremental ocasionaram maior diferença nos valores de vazões de diluição entre as seções imediatamente à montante e imediatamente à jusante da seção de captação. Dessa forma, quanto maior o valor da vazão incremental, menores se tornam as diferenças de concentração de DBO entre esses dois pontos, indicando que maiores valores de vazão incremental implicam em menor autodepuração.

#### 5.2.1.6 Cenário 6: Mudança de classe de enquadramento

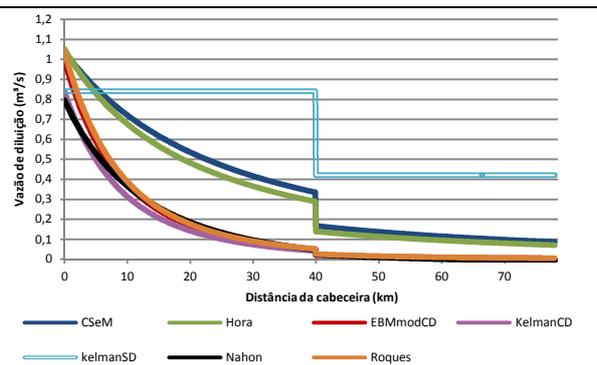
A Tabela 21 e a Figura 21 ilustram os resultados obtidos para os valores de vazões de diluição na simulação do cenário 6.

Tabela 21: Valores de vazões de diluição, em m<sup>3</sup>/s, para seções do cenário 6, considerando o somatório das vazões nas seções, para diferentes valores de vazão incremental

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
$Q_{inc} = 0$ m <sup>3</sup> /s	0 km	1,041	1,052	0,996	0,842	0,842	0,797	1,041
	39 km	0,205	0,173	0,047	0,040	0,842	0,000	0,050
	40 km	0,099	0,081	0,018	0,019	0,421	0,000	0,023
	70 km	0,028	0,023	0,002	0,002	0,421	0,000	0,002
$Q_{inc} = 0,0035$ mg/L	0 km	1,041	1,052	0,996	0,842	0,842	0,797	1,041
	39 km	0,341	0,295	0,051	0,043	0,842	0,078	0,053
	40 km	0,167	0,140	0,020	0,020	0,421	0,023	0,025
	70 km	0,098	0,081	0,005	0,005	0,421	0,000	0,006
$Q_{inc} = 0,007$ m <sup>3</sup> /s	0 km	1,041	1,052	0,996	0,842	0,842	0,797	1,041
	39 km	0,425	0,374	0,049	0,041	0,842	0,102	0,051
	40 km	0,210	0,177	0,020	0,020	0,421	0,049	0,024
	70 km	0,146	0,122	0,006	0,006	0,421	0,013	0,008
$Q_{inc} = 0,03$ m <sup>3</sup> /s	0 km	1,041	1,052	0,996	0,842	0,842	0,797	1,041
	39 km	0,655	0,606	0,033	0,028	0,842	0,296	0,035
	40 km	0,326	0,281	0,014	0,014	0,421	0,146	0,017
	70 km	0,285	0,244	0,006	0,006	0,421	0,108	0,008
$Q_{inc} = 0,1$ m <sup>3</sup> /s	0 km	1,041	1,052	0,996	0,842	0,842	0,797	1,041
	39 km	0,826	0,794	0,018	0,015	0,842	0,491	0,019
	40 km	0,412	0,362	0,007	0,007	0,421	0,245	0,009
	70 km	0,391	0,341	0,004	0,004	0,421	0,218	0,005



Vazão incremental: 0 m<sup>3</sup>/s



Vazão incremental: 0,0035 m<sup>3</sup>/s

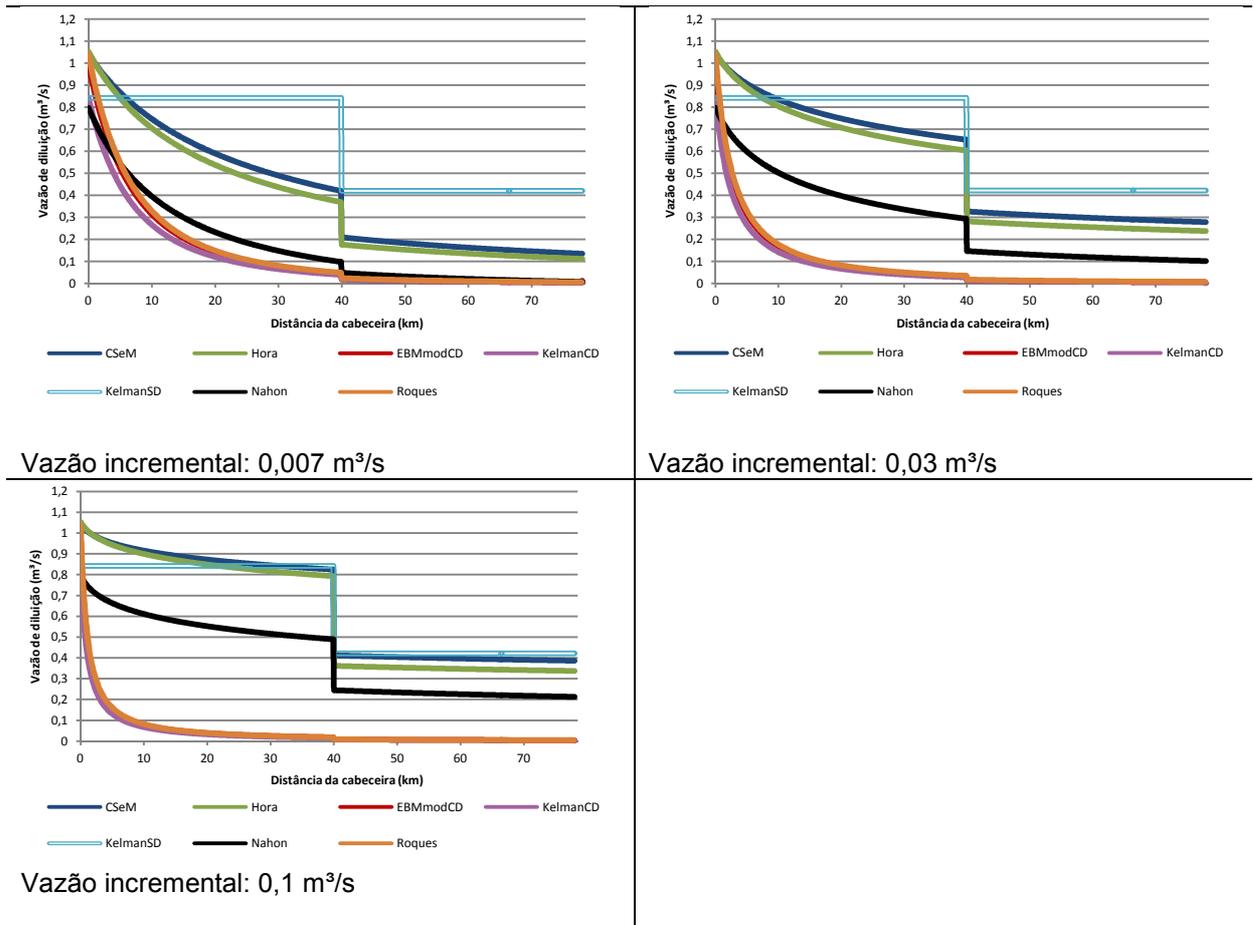


Figura 21: Resultado das simulações para o cenário 6, considerando diferentes valores de vazão incremental

Para as metodologias CSeM, Hora e Nahon, quanto maiores os valores da vazão incremental, maiores as diferenças entre os valores de vazão de diluição na seção imediatamente à montante e imediatamente à jusante da seção de mudança da classe de enquadramento. Isso se deve ao fato de que quanto maior o valor da vazão incremental, menor a depuração da matéria orgânica (pelo aumento da vazão e menor tempo de percurso) e conseqüentemente, maiores os valores das vazões de diluição. Ao contrário, para as metodologias que utilizam o coeficiente de decaimento qualitativo (EBMmodCD, KelmanCD e Roques), a diferença de valores de vazão de diluição entre estes dois pontos é menor no Km 40, devido à maior depuração da matéria orgânica.

## 5.2.2 Análise da variação da concentração natural de dbo no rio

Analisou-se a influência da escolha da concentração natural de DBO do rio nos valores da vazão da diluição. Foram testados os valores de 0; 0,5; 1 e 2 mg/L para a variável. Abaixo encontram-se os resultados obtidos para cada cenário.

### 5.2.2.1 Cenário 1: Única fonte de lançamento localizada na cabeceira do rio Santa Maria da Vitória

Pela Tabela 22 e Figura 22, observa-se que a variação das concentrações naturais de DBO do corpo hídrico influenciam diretamente os valores de vazões de diluição obtidas pelas metodologias que a consideram como variável da equação, correspondentes às metodologias CSeM, Hora, Roques e EBMmodCD. O valor de concentração de DBO natural, de acordo com Von Sperling (2007) é decorrente de folhas, galhos, fezes de animais que atingem o curso d'água, dentre outras coisas.

Tabela 22: Valores de vazões de diluição, em m<sup>3</sup>/s, para seções do cenário 1, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de concentração de DBO natural do rio

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
DBO <sub>nat</sub> = 0 mg/L	Lançamento	0,842	0,842	0,797	0,842	0,842	0,797	0,842
	20 km	0,433	0,433	0,133	0,140	0,842	0,185	0,140
	40 km	0,270	0,270	0,038	0,040	0,842	0,047	0,040
	60 km	0,186	0,186	0,014	0,015	0,842	0,000	0,015
DBO <sub>nat</sub> = 0,5 mg/L	Lançamento	0,930	0,935	0,885	0,842	0,842	0,797	0,930
	20 km	0,479	0,457	0,148	0,141	0,842	0,185	0,156
	40 km	0,299	0,279	0,043	0,040	0,842	0,047	0,045
	60 km	0,206	0,190	0,016	0,015	0,842	0,000	0,017
DBO <sub>nat</sub> = 1 mg/L	Lançamento	1,041	1,052	0,996	0,842	0,842	0,797	1,041
	20 km	0,536	0,490	0,168	0,142	0,842	0,185	0,175
	40 km	0,334	0,296	0,048	0,041	0,842	0,047	0,051
	60 km	0,230	0,201	0,018	0,015	0,842	0,000	0,019
DBO <sub>nat</sub> = 2 mg/L	Lançamento	1,373	1,403	1,328	0,842	0,842	0,797	1,373
	20 km	0,706	0,545	0,227	0,144	0,842	0,185	0,234
	40 km	0,441	0,310	0,066	0,042	0,842	0,047	0,068
	60 km	0,304	0,204	0,025	0,016	0,842	0,000	0,026

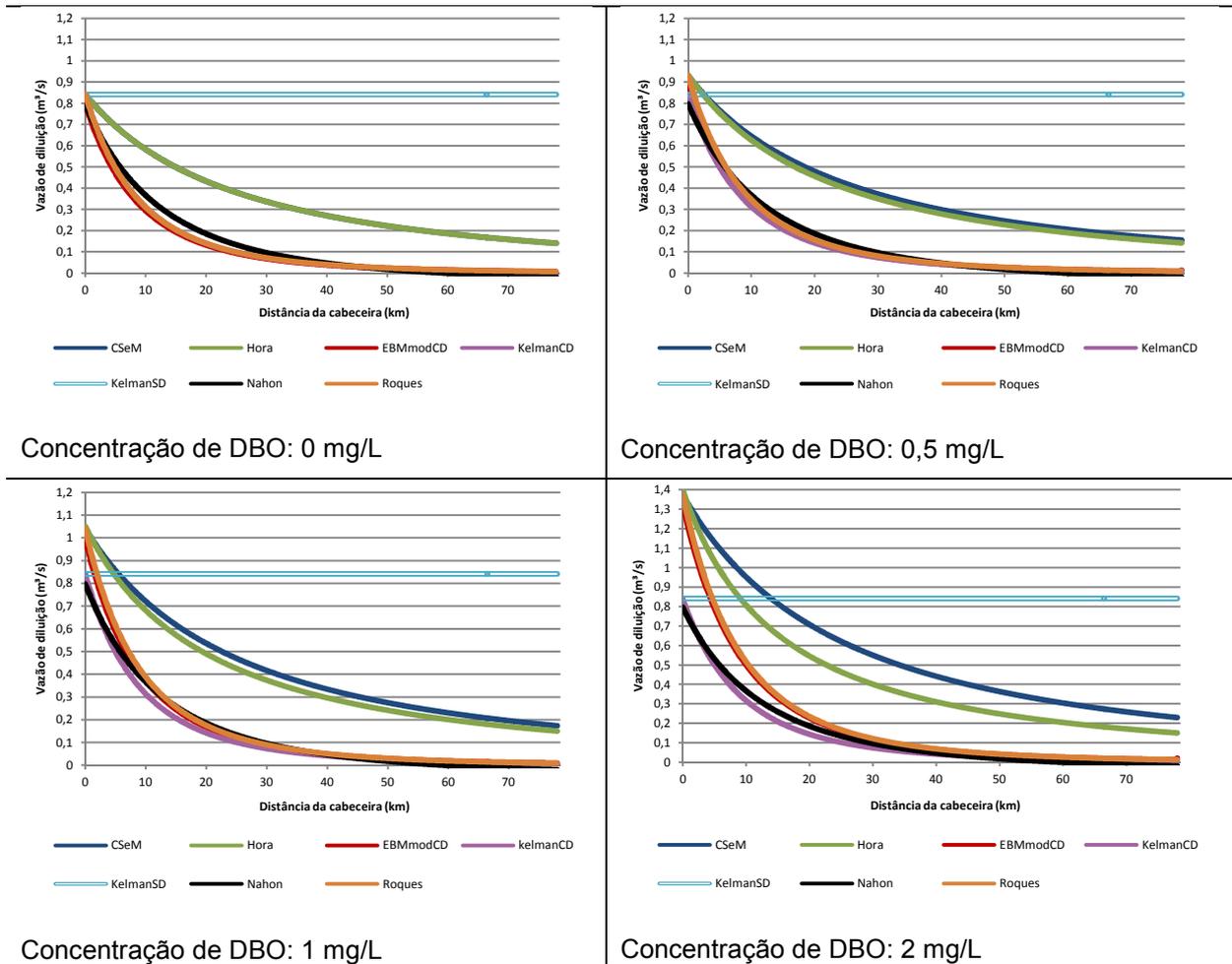


Figura 22: Resultado das simulações para o cenário 1, considerando diferentes valores de concentração de DBO natural do rio

As metodologias que possuem em sua formulação a variável  $C_{nat}$ , levam em conta a concentração natural de DBO do rio, sem considerar os lançamentos já existentes à montante. É importante observar também que além dos valores de vazões de diluição serem diferentes na seção de lançamento, também há alteração nos valores de vazão de diluição ao longo do curso d'água, decorrentes do aumento da matéria orgânica no rio. A metodologia CSeM foi a que apresentou valores mais elevados de vazões de diluição em função do aumento da concentração inicial de DBO no rio, apresentando aumento de  $0,531 \text{ m}^3/\text{s}$  quando se aumentou a concentração natural de 0 para  $2 \text{ mg/L}$  na seção de lançamento. Nas metodologias CSeM, Roques e EBMmodCD, observou-se que o aumento da concentração natural do curso d'água ocasionou diminuição entre a diferença da concentração de DBO de enquadramento ( $C_{max}$ ), mantida constante e igual a  $5 \text{ mg/L}$ , e a concentração natural ( $C_{nat}$ ) de DBO

do rio (denominador da equação), fazendo com que os valores de vazão de diluição aumentassem.

A metodologia Hora apresentou valores reduzidos de vazão de diluição na seção de lançamento pelo fato de considerar o decaimento da concentração de DBO anterior ao lançamento do rio, que nesta simulação corresponde à concentração natural, ou seja,  $C_{\text{atual}} = C_{\text{nat}}$ , já que não há outra fonte de lançamento a montante.

As metodologias Nahon, KelmanCD e KelmanSD, não apresentaram variações nas vazões de diluição no ponto de lançamento, nem ao longo do curso d'água devido às variações nos valores da concentração natural de DBO do rio, pois as mesmas não consideram esta variável nas respectivas equações de diluição.

#### 5.2.2.2 Cenário 2: Pré-existência de um lançamento localizado a montante do lançamento simulado

A Tabela 23 e a Figura 23 contém os valores de vazões de diluição obtidos a partir da simulação do cenário 2 com os diferentes valores de concentração de DBO natural do rio.

Tabela 23: Valores de vazões de diluição, em m<sup>3</sup>/s, para seções do cenário 2, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de concentração de DBO natural do rio

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
$DBO_{\text{nat}} = 0$ mg/L	9 km	0,434	0,434	0,410	0,435	0,435	0,410	0,435
	43 km	0,183	0,183	0,040	0,043	0,435	0,056	0,043
	44 km	1,021	0,974	0,835	0,882	1,276	0,849	0,882
	70 km	0,648	0,585	0,255	0,270	1,276	0,309	0,270
$DBO_{\text{nat}} = 0,5$ mg/L	9 km	0,479	0,482	0,456	0,435	0,435	0,410	0,481
	43 km	0,202	0,203	0,045	0,043	0,435	0,056	0,047
	44 km	1,128	1,021	0,927	0,882	1,276	0,849	0,975
	70 km	0,716	0,601	0,284	0,270	1,276	0,309	0,298
$DBO_{\text{nat}} = 1$ mg/L	9 km	0,538	0,508	0,513	0,435	0,435	0,410	0,538
	43 km	0,227	0,195	0,050	0,043	0,435	0,056	0,053
	44 km	1,263	1,046	1,044	0,882	1,276	0,849	1,091
	70 km	0,732	0,610	0,319	0,270	1,276	0,309	0,334
$t = 9$	9 km	0,706	0,721	0,683	0,435	0,435	0,410	0,708

43 km	0,298	0,304	0,068	0,043	0,435	0,056	0,070
44 km	1,664	1,192	1,392	0,882	1,276	0,849	1,439
70 km	1,057	0,657	0,426	0,270	1,276	0,309	0,441

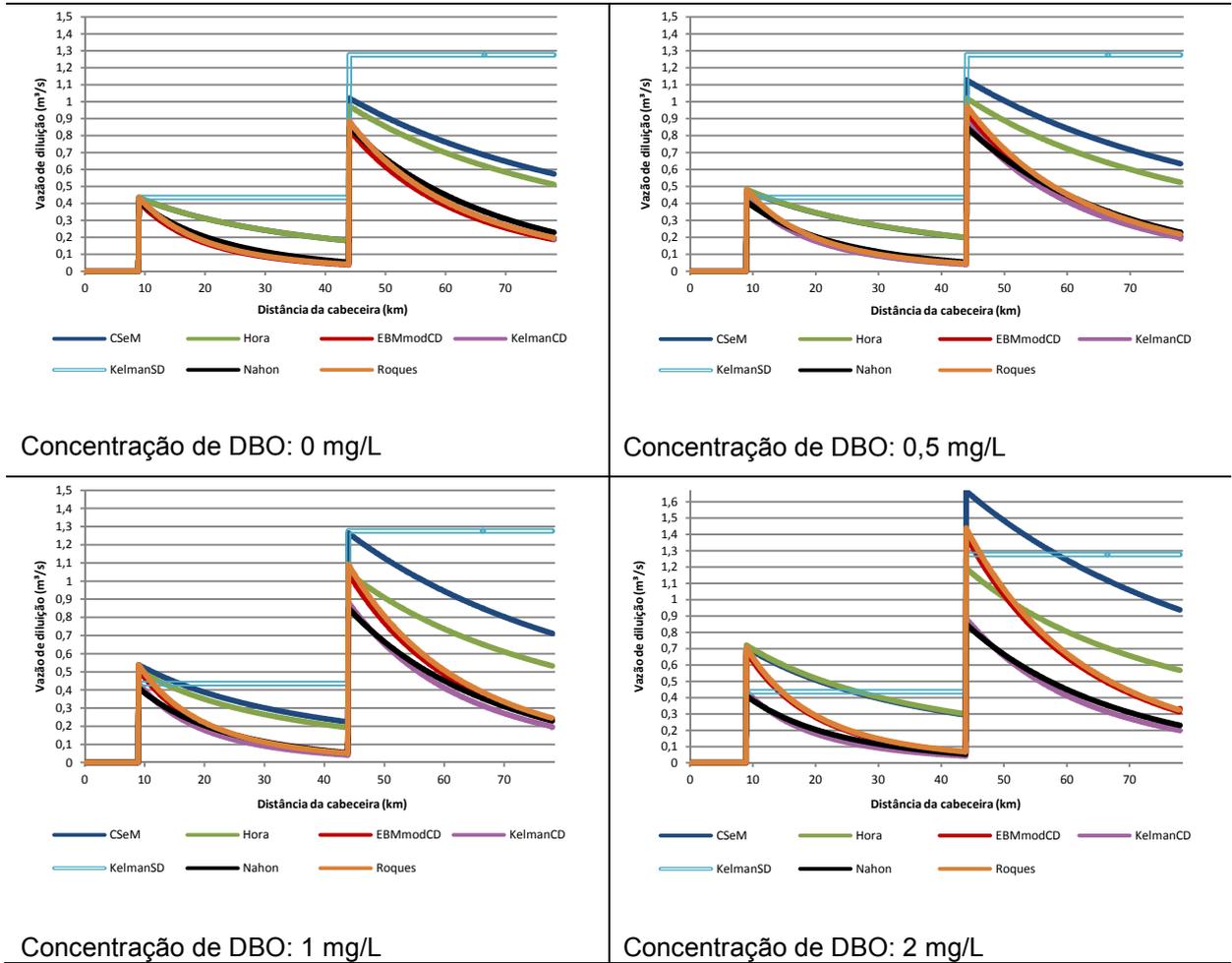


Figura 23: Resultado das simulações para o cenário 2, considerando diferentes valores de concentração de DBO natural do rio

O aumento da concentração de DBO natural ( $C_{nat}$ ) do rio ocasionou aumento nos valores de vazões de diluição nas duas seções de lançamento para as metodologias que consideram esta variável (CSeM, Hora, Roques e EBMmodCD), sendo que, na seção de lançamento à jusante, o aumento dos valores de vazão de diluição foram maiores quanto maiores os valores adotados para a  $C_{nat}$ , pois além da consideração da concentração da DBO deste lançamento, é considerada também a DBO que não foi depurada do primeiro lançamento. A metodologia CSeM foi a que resultou em maiores variações de vazão de diluição, em função do aumento do valor da DBO

natural do rio, principalmente na seção do segundo lançamento, apresentando aumento de 0,643 m<sup>3</sup>/s entre as concentrações naturais de 0 a 2 mg/L.

Valores mais elevados de concentração natural de DBO ocasionaram maiores valores de vazões de diluição ao longo de todo percurso do rio, influenciando desta forma, na análise de outorga de outros lançamentos que desejam se instalar a no curso d'água.

### 5.2.2.3 Cenário 3: Pré-existência de um lançamento localizado a jusante do lançamento simulado

A Tabela 24 e a Figura 24 mostram os resultados dos valores de vazões de diluição para as simulações no cenário 3.

Tabela 24: Valores de vazões de diluição, em m<sup>3</sup>/s, para seções do cenário 3, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de concentração de DBO natural do rio

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
DBO <sub>nat</sub> = 0 mg/L	9 km	0,842	0,842	0,797	0,842	0,841	0,797	0,842
	43 km	0,355	0,355	0,080	0,084	0,841	0,111	0,084
	44 km	0,783	0,591	0,486	0,515	1,276	0,495	0,515
	70 km	0,497	0,332	0,148	0,157	1,276	0,151	0,157
DBO <sub>nat</sub> = 0,5 mg/L	9 km	0,930	0,906	0,885	0,842	0,841	0,797	0,930
	43 km	0,392	0,394	0,089	0,084	0,841	0,111	0,093
	44 km	0,865	0,614	0,540	0,515	1,276	0,495	0,569
	70 km	0,502	0,339	0,164	0,157	1,276	0,151	0,173
DBO <sub>nat</sub> = 1 mg/L	9 km	1,041	0,982	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	43 km	0,439	0,378	0,100	0,085	0,841	0,111	0,105
	44 km	0,968	0,640	0,608	0,515	1,276	0,495	0,637
	70 km	0,615	0,347	0,185	0,157	1,276	0,151	0,194
DBO <sub>nat</sub> = 2 mg/L	9 km	1,373	1,179	1,328	0,842	0,841	0,797	1,373
	43 km	0,579	0,591	0,134	0,085	0,841	0,111	0,139
	44 km	1,276	0,699	0,811	0,516	1,276	0,495	0,840
	70 km	0,810	0,363	0,247	0,157	1,276	0,151	0,256

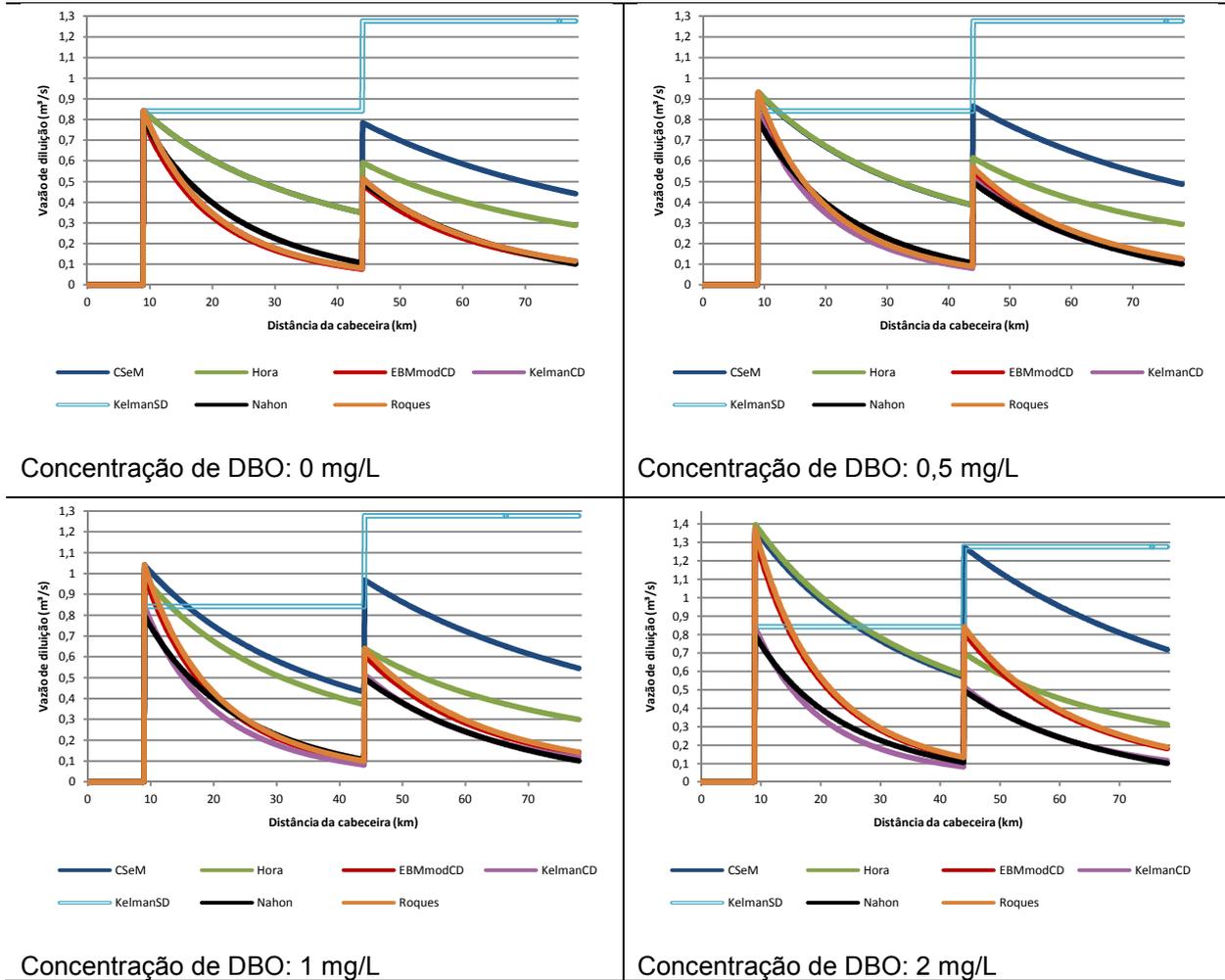


Figura 24: Resultado das simulações para o cenário 3, considerando diferentes valores de concentração de DBO natural do rio

O cenário 3 é semelhante ao cenário 2, pois mostra a influência de um lançamento pré-existente sobre outro que se instala no mesmo curso d’água. A concentração natural do DBO do rio influencia no processo de autodepuração do efluente lançado. É importante observar que para valores elevados de concentração de DBO natural, os valores de vazões de diluição na seção do segundo lançamento da metodologia CSeM foram próximos aos obtidos pela metodologia KelmanSD, mostrando possível superestimativa de valores.

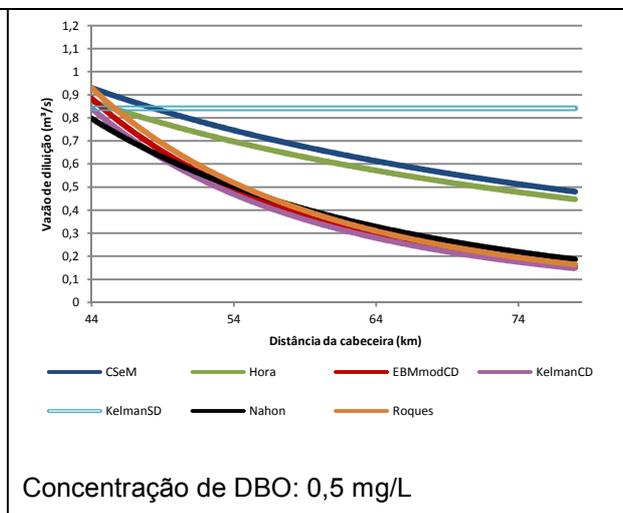
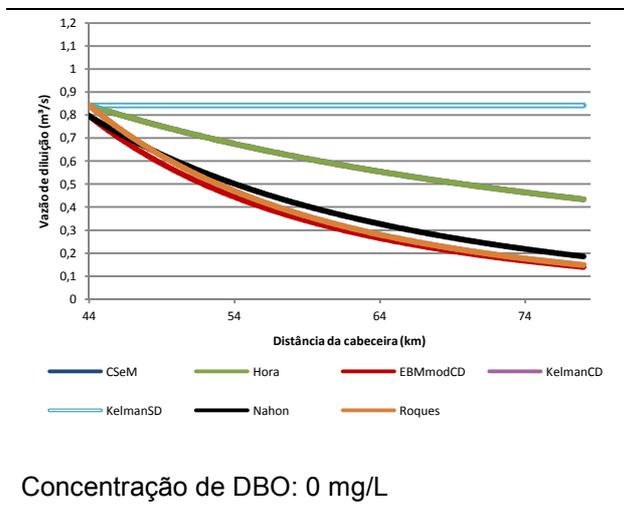
A partir da seção do segundo lançamento até a foz do rio, os valores de vazão de diluição obtidos pela metodologia KelmanSD foram semelhantes aos valores obtidos no correspondente trecho do cenário 2, devido a não consideração da autodepuração por esta metodologia.

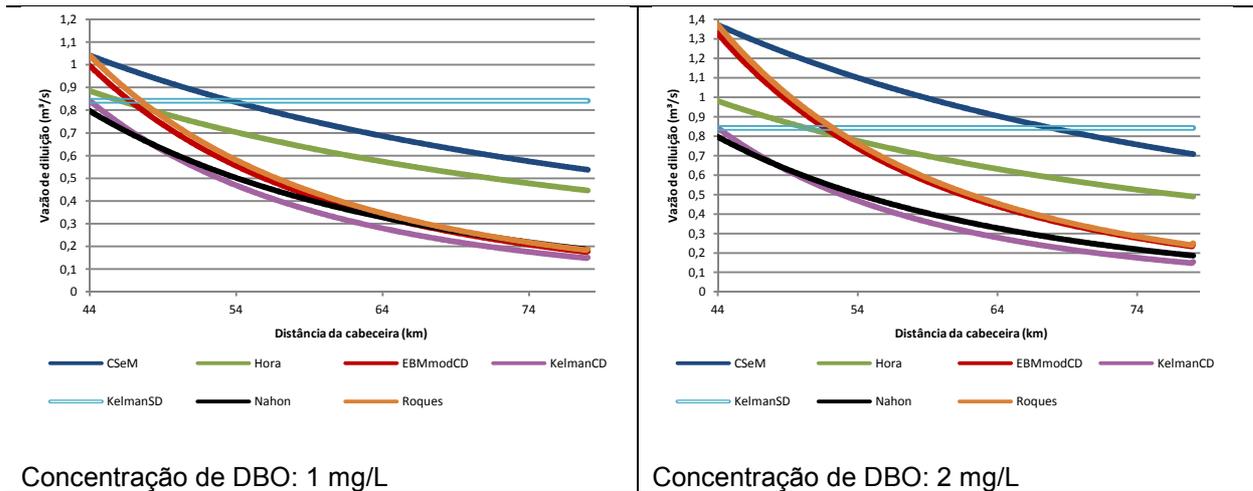
5.2.2.4 Cenário 4: Existência de uma captação a montante do lançamento

A Tabela 25 e a Figura 25 ilustram os resultados de vazões de diluição obtidos na simulação do cenário 4. São apresentados apenas os resultados correspondentes à seção de lançamento ate a foz do rio.

Tabela 25: Valores de vazões de diluição, em m<sup>3</sup>/s, para seções do cenário 4, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de concentração de DBO natural do rio

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
DBO <sub>nat</sub> = 0 mg/L	9 km	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	44 km	0,842	0,842	0,797	0,842	0,841	0,797	0,842
	60 km	0,598	0,598	0,324	0,342	0,841	0,387	0,342
	74 km	0,464	0,464	0,167	0,176	0,841	0,219	0,176
DBO <sub>nat</sub> = 0,5 mg/L	9 km	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	44 km	0,930	0,872	0,885	0,842	0,841	0,797	0,930
	60 km	0,661	0,618	0,359	0,342	0,841	0,387	0,378
	74 km	0,513	0,478	0,185	0,176	0,841	0,219	0,195
DBO <sub>nat</sub> = 1 mg/L	9 km	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	44 km	1,041	0,885	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	60 km	0,740	0,620	0,404	0,341	0,841	0,387	0,422
	74 km	0,574	0,477	0,208	0,176	0,841	0,219	0,217
DBO <sub>nat</sub> = 2 mg/L	9 km	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	44 km	1,373	0,981	1,328	0,842	0,841	0,797	1,373
	60 km	0,976	0,684	0,540	0,341	0,841	0,387	0,555
	74 km	0,757	0,524	0,277	0,175	0,841	0,219	0,285





Concentração de DBO: 1 mg/L

Concentração de DBO: 2 mg/L

Figura 25: Resultado das simulações para o cenário 4, considerando diferentes valores de concentração de DBO natural do rio

A alteração da concentração de DBO natural também alterou os valores das vazões de diluição na seção de lançamento e a autodepuração ao longo do trecho do rio quando da presença de uma captação à montante do lançamento. A metodologia Hora, pelo fato de considerar a autodepuração da matéria orgânica anterior ao lançamento ( $C_{anterior}$ ) desde o início do trecho do rio, apresenta, na seção de lançamento (km 44), valores de vazões de diluição menores do que os obtidos pelas metodologias CSeM, Roques e EBMmodCD. As metodologias Nahon, KelmanCD e KelmanSD não apresentaram alteração nos valores de vazão de diluição na seção de lançamento quando comparados com os valores obtidos na Tabela 13, considerando que a carga lançada é a mesma (detalhe em vermelho na Tabela 25). Isso é devido ao fato destas equações não considerarem a concentração de matéria orgânica natural do rio na equação de vazão de diluição.

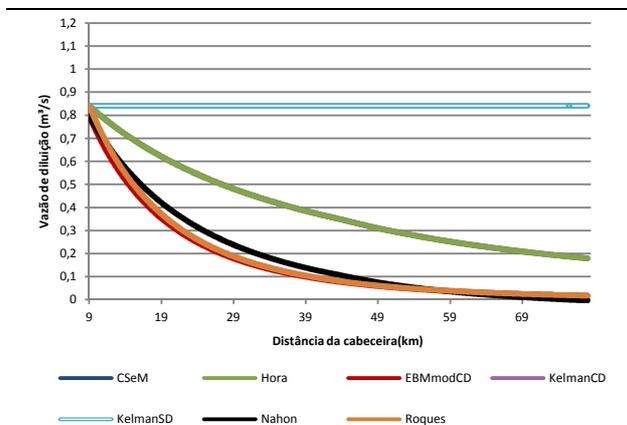
A metodologia CSeM, por só considerar o coeficiente de desoxigenação para estimar a autodepuração e por considerar, na equação, a variável da concentração natural ( $C_{nat}$ ), apresentou menor decaimento da vazão de diluição ao longo do trecho do rio, quando comparada com as outras metodologias.

5.2.2.5 Cenário 5: Existência de uma captação a jusante do lançamento

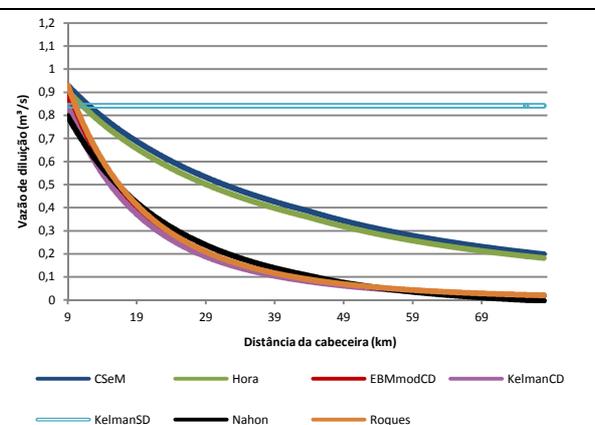
A Tabela 26 e a Figura 26 apresentam os valores de vazões de diluição obtidos na simulação do cenário 5, considerando diferentes concentração de DBO natural no curso d'água. Os resultados apresentados são apenas do lançamento no Km 9.

Tabela 26: Valores de vazões de diluição, em m<sup>3</sup>/s, para seções do cenário 5, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de concentração de DBO natural do rio

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
DBO <sub>nat</sub> = 0 mg/L	9 km	0,842	0,842	0,797	0,842	0,000	0,797	0,842
	43 km	0,355	0,355	0,080	0,084	0,841	0,111	0,084
	44 km	0,348	0,348	0,076	0,080	0,841	0,105	0,080
	70 km	0,206	0,206	0,023	0,024	0,841	0,009	0,024
DBO <sub>nat</sub> = 0,5 mg/L	9 km	0,930	0,906	0,885	0,842	0,000	0,797	0,930
	43 km	0,392	0,366	0,089	0,084	0,841	0,111	0,093
	44 km	0,385	0,359	0,084	0,080	0,841	0,105	0,089
	70 km	0,227	0,209	0,025	0,024	0,841	0,009	0,027
DBO <sub>nat</sub> = 1 mg/L	9 km	1,041	0,982	0,996	0,842	0,000	0,797	1,041
	43 km	0,439	0,378	0,100	0,085	0,841	0,111	0,105
	44 km	0,430	0,370	0,095	0,080	0,841	0,105	0,099
	70 km	0,254	0,213	0,029	0,024	0,841	0,009	0,030
DBO <sub>nat</sub> = 2 mg/L	9 km	1,373	1,179	1,328	0,842	0,000	0,797	1,373
	43 km	0,579	0,404	0,134	0,085	0,841	0,111	0,139
	44 km	0,567	0,395	0,128	0,081	0,841	0,105	0,132
	70 km	0,335	0,221	0,038	0,024	0,841	0,009	0,040



Concentração de DBO: 0 mg/L



Concentração de DBO: 0,5 mg/L

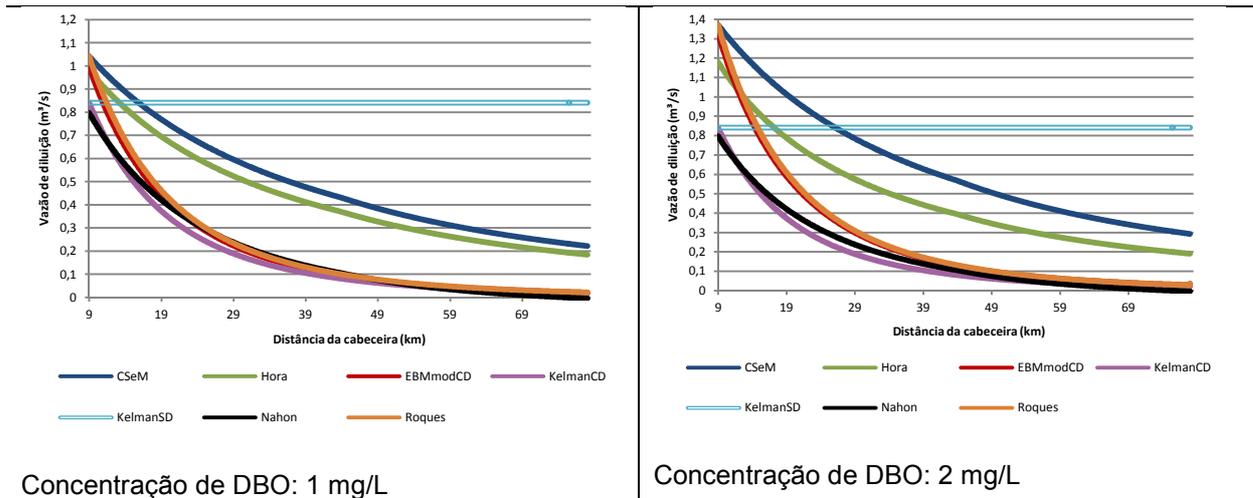


Figura 26: Resultado das simulações para o cenário 5, considerando diferentes valores de concentração de DBO natural do rio

Observa-se na Tabela 26 que devido ao fato do lançamento ser mais próximo da cabeceira do rio, quando compara-se os valores de vazão de diluição deste cenário com os obtidos no cenário 4 (Tabela 25), a metodologia Hora apresenta valores de vazão de diluição ligeiramente superiores no cenário 5, devido à menor degradação que a matéria orgânica do rio ( $C_{antes}$ ) sofre até o local de lançamento (detalhe em vermelho na tabela 26). Com isso, os valores de vazão de diluição obtidos são mais elevados. Ainda comparando estes dois cenários, os valores de vazões de diluição obtidos próximos à foz do rio para as metodologias que consideram a  $C_{nat}$  na equação, são menores no cenário 5 devido a influência do local de lançamento e à captação (km 44).

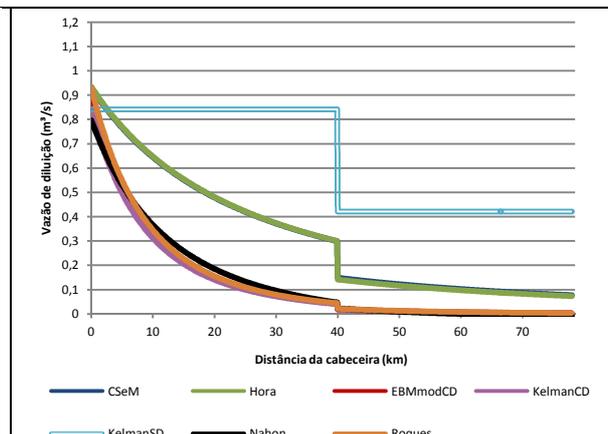
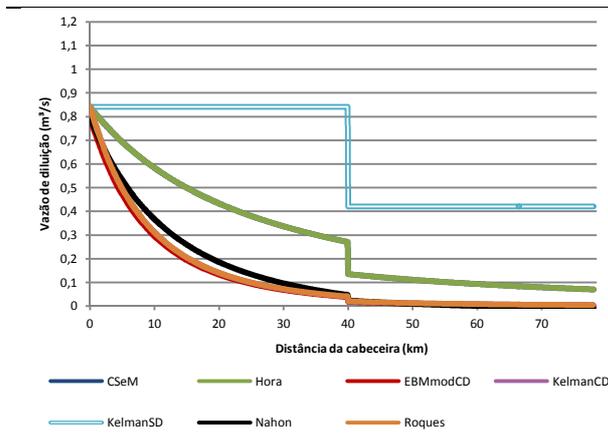
#### 5.2.2.6 Cenário 6: Mudança de classe de enquadramento

A Tabela 27 e a Figura 27 contém os resultados das simulações do cenário 6.

Tabela 27: Valores de vazões de diluição, em  $m^3/s$ , para seções do cenário 6, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de concentração de DBO natural do rio

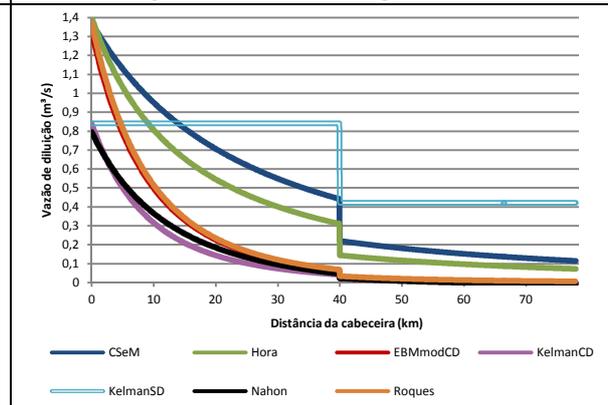
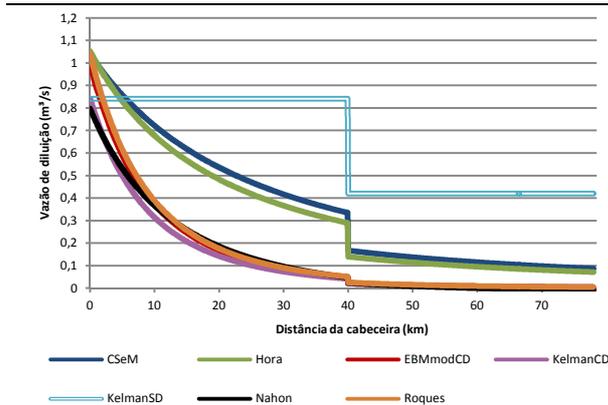
	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
$DBO_{nat} = 0$ mg/L	0 km	0,842	0,842	0,797	0,842	0,842	0,797	0,842
	39 km	0,276	0,276	0,040	0,042	0,842	0,078	0,060
	40 km	0,135	0,135	0,018	0,020	0,421	0,023	0,020

DBO <sub>nat</sub> = 0,5 mg/L	70 km	0,079	0,079	0,004	0,005	0,421	0,000	0,005
	0 km	0,930	0,935	0,885	0,842	0,842	0,797	0,930
	39 km	0,305	0,307	0,045	0,043	0,842	0,050	0,047
	40 km	0,149	0,142	0,019	0,020	0,421	0,023	0,022
	70 km	0,087	0,083	0,005	0,005	0,421	0,000	0,006
DBO <sub>nat</sub> = 1 mg/L	0 km	1,041	1,052	0,996	0,842	0,842	0,797	1,041
	39 km	0,341	0,295	0,051	0,043	0,842	0,050	0,053
	40 km	0,167	0,140	0,020	0,020	0,421	0,023	0,025
	70 km	0,098	0,081	0,005	0,005	0,421	0,000	0,006
DBO <sub>nat</sub> = 2 mg/L	0 km	1,041	1,052	0,996	0,842	0,842	0,797	1,041
	39 km	0,341	0,295	0,051	0,043	0,842	0,050	0,053
	40 km	0,167	0,140	0,020	0,020	0,421	0,023	0,025
	70 km	0,098	0,081	0,005	0,005	0,421	0,000	0,006



Concentração de DBO: 0 mg/L

Concentração de DBO: 0,5 mg/L



Concentração de DBO: 1 mg/L

Concentração de DBO: 2 mg/L

Figura 27: Resultado das simulações para o cenário 6, considerando diferentes valores de concentração de DBO natural do rio

A metodologia CSeM, por considerar apenas o  $K_1$  para estimar a autodepuração, apresentou valores mais elevados de vazões de diluição ao longo do curso d'água, quanto maior os valores de concentração de DBO natural do rio. Pelo fato da metodologia Hora considerar o decaimento da concentração de DBO do efluente que está sendo lançado e da matéria orgânica que existia antes no curso d'água, os valores das vazões de diluição diminuíram mais rapidamente em relação à metodologia CSeM. Entretanto, em relação à diferença relativa de vazão de diluição entre o trecho imediatamente à montante e imediatamente à jusante da seção de mudança de classe de enquadramento os mesmos apresentaram pouca variação.

### 5.2.3 ANÁLISE DA VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE DESOXIGENAÇÃO ( $K_1$ )

Analisou-se a influência da escolha do valor do coeficiente de desoxigenação nos valores resultantes de vazão da diluição. Foram testados os valores de 0,08; 0,21; 0,3 e 0,45  $d^{-1}$  para a variável  $K_1$ . Abaixo encontra-se os resultados obtidos para cada cenário.

#### 5.2.3.1 Cenário 1: Uma única fonte de lançamento localizada na cabeceira do rio Santa Maria da Vitória

A Tabela 28 e a Figura 28 ilustram os resultados obtidos para os valores de vazão de diluição na simulação do cenário 1.

Tabela 28: Valores de vazões de diluição, em  $m^3/s$ , para seções do cenário 1, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de  $k_1$

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
$K_1 = 0,08$ $d^{-1}$	Lançamento	1,041	1,052	0,996	0,842	0,842	0,797	1,041
	20 km	0,808	0,780	0,250	0,212	0,842	0,302	0,262
	40 km	0,675	0,639	0,096	0,081	0,842	0,140	0,100
	60 km	0,586	0,548	0,046	0,039	0,842	0,068	0,048
$K_1 = 0,21$ $d^{-1}$	Lançamento	1,041	1,052	0,996	0,842	0,842	0,797	1,041
	20 km	0,536	0,490	0,168	0,142	0,842	0,185	0,175
	40 km	0,334	0,296	0,048	0,041	0,842	0,047	0,051
	60 km	0,230	0,201	0,018	0,015	0,842	0,000	0,019
$K_1 = 0,3$ $d^{-1}$	Lançamento	1,041	1,052	0,996	0,842	0,8415	0,797	1,041
	20 km	0,403	0,359	0,127	0,108	0,8415	0,128	0,133
	40 km	0,205	0,177	0,030	0,025	0,8415	0,011	0,031

$K_1 = 0,45$ $d^{-1}$	60 km	0,121	0,102	0,010	0,008	0,8415	0,000	0,010
	Lançamento	1,041	1,052	0,996	0,842	0,8415	0,797	1,041
	20 km	0,251	0,216	0,080	0,068	0,8415	0,063	0,084
	40 km	0,091	0,076	0,014	0,011	0,8415	0,000	0,014
	60 km	0,041	0,034	0,003	0,003	0,8415	0,000	0,004

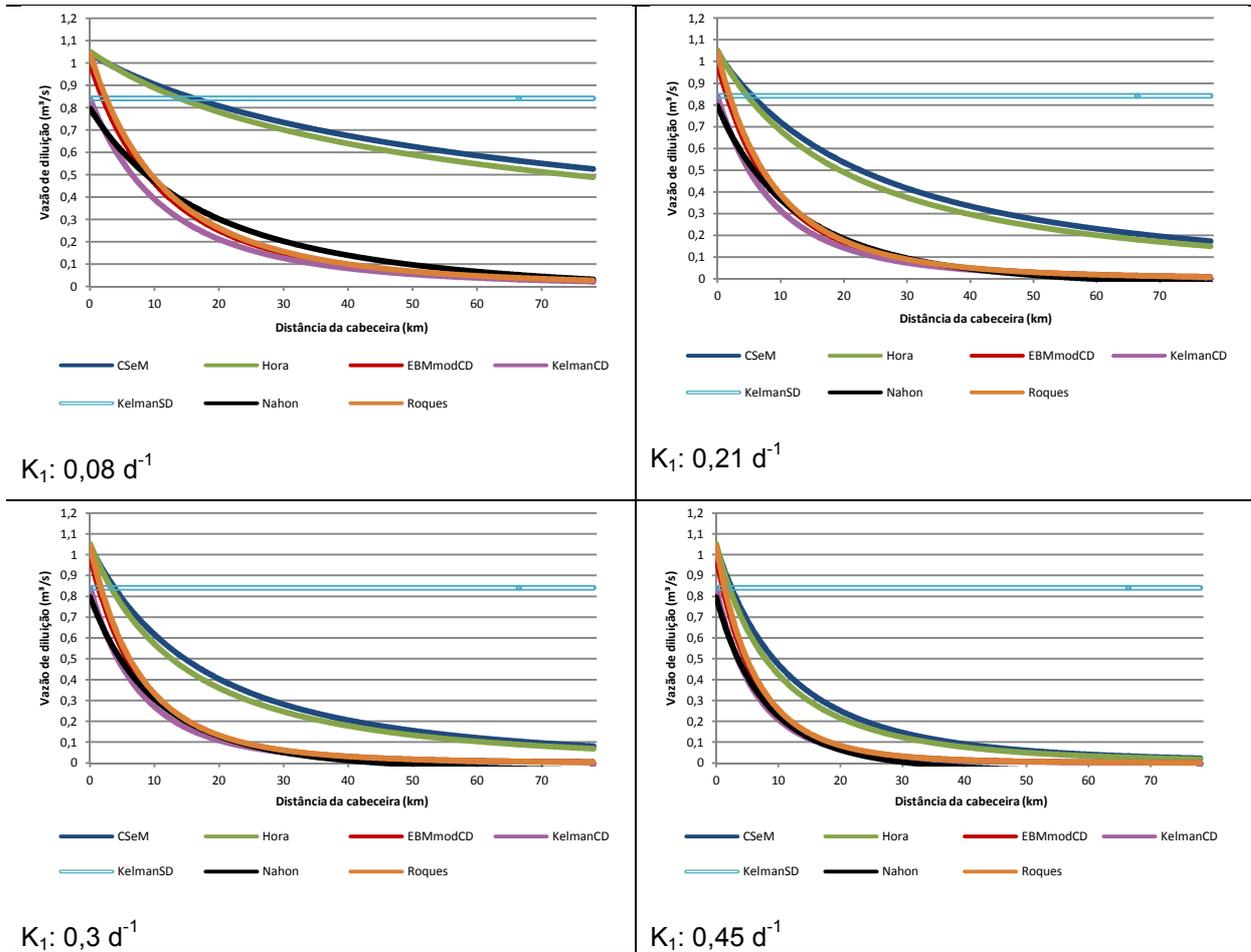


Figura 28: Resultado das simulações para o cenário 1, considerando diferentes valores de  $k_1$

De acordo com a Tabela 28, não houveram variações dos valores de vazões de diluição na seção de lançamento ocasionado pela variação do  $K_1$  (detalhe em vermelho), pois nesta seção o tempo correspondente ao tempo de percurso é zero e não há influência do termo correspondente ao decaimento de matéria orgânica ( $e^{-k_1 \cdot t}$ ). Por outro lado, o coeficiente de desoxigenação influencia diretamente o valor da vazão de diluição ao longo do percurso do rio, uma vez que interfere no processo de autodepuração.

As metodologias CSeM e Hora mostram-se mais sensíveis às variações no valor de  $K_1$ , apresentando maiores valores de vazões de diluição quanto maiores os valores de  $K_1$ , pois consideram este coeficiente diretamente na equação de diluição.

A metodologia Nahon por considerar também o  $K_3$  na estimativa da autodepuração não teve seus valores de vazão de diluição muito alterados com o aumento do  $K_1$ , mostrando que o  $K_3$  tem maior influência sobre os valores de vazão de diluição que o  $K_1$ . Os valores de vazão de diluição obtidos pela metodologia Nahon ficaram próximos aos obtidos pelas metodologias Roques, EBMmodCD, e KelmanCD, pois estas utilizam o coeficiente de decaimento qualitativo que também considera o  $K_3$ .

Observa-se que quanto menor o valor do  $K_1$ , maiores os valores das vazões de diluição resultantes ao longo do curso d'água. Esta relação do coeficiente de desoxigenação é uma condição geral, podendo ser generalizada para qualquer corpo hídrico. Os valores de vazões de diluição encontrados na seção de lançamento também não dependem da condição do rio em relação à vazão, apenas dependem das condições do lançamento, pois só consideram as variáveis de concentração e vazão de lançamento de efluente, concentração de enquadramento, concentração natural do rio ou a anterior. Ainda, na seção de lançamento o tempo é zero e, por isso não considera o termo de decaimento.

### 5.2.3.2 Cenário 2: Pré-existência de um lançamento localizado a montante do lançamento simulado

A Tabela 29 e a Figura 29 ilustram os resultados obtidos nas simulações do cenário 2, para os diferentes valores de  $K_1$ .

Tabela 29: Valores de vazões de diluição, em  $m^3/s$ , para seções do cenário 2, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de  $k_1$

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
$K_1 = 0,08$	9 km	0,538	0,528	0,513	0,435	0,4350	0,410	0,538
	43 km	0,387	0,359	0,086	0,073	0,4350	0,113	0,090
	44 km	1,425	1,314	1,078	0,912	1,2765	0,906	1,127
	70 km	1,198	1,015	0,436	0,369	1,2765	0,462	0,456
$K_1 = 0,2$	9 km	0,538	0,508	0,513	0,435	0,4350	0,410	0,538
	43 km	0,227	0,195	0,050	0,043	0,4350	0,056	0,053

$K_1 = 0,3 \text{ d}^{-1}$	44 km	1,263	1,046	1,044	0,882	1,2765	0,849	1,091
	70 km	0,732	0,610	0,319	0,270	1,2765	0,309	0,334
	9 km	0,538	0,497	0,513	0,435	0,4350	0,410	0,538
	43 km	0,157	0,132	0,035	0,030	0,4350	0,031	0,037
$K_1 = 0,45 \text{ d}^{-1}$	44 km	1,193	0,966	1,028	0,869	1,2765	0,825	1,075
	70 km	0,624	0,472	0,259	0,219	1,2765	0,233	0,271
	9 km	0,538	0,482	0,513	0,435	0,4350	0,410	0,538
	43 km	0,085	0,070	0,019	0,016	0,4350	0,005	0,020
	44 km	1,122	0,900	1,013	0,856	1,2765	0,800	1,059
	70 km	0,424	0,326	0,185	0,156	1,2765	0,143	0,194

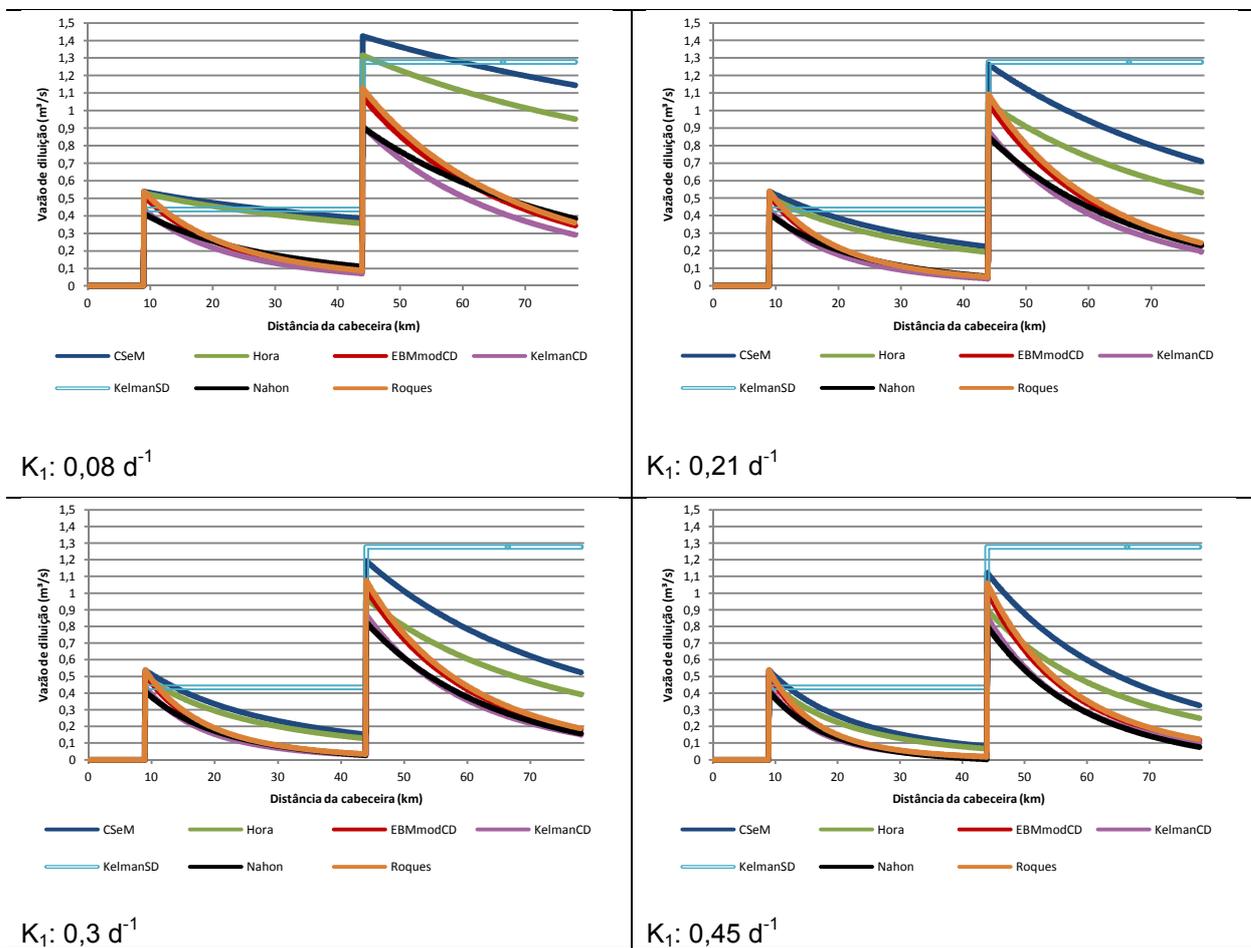


Figura 29: Resultado das simulações para o cenário 2, considerando diferentes valores de  $k_1$

Na seção do lançamento à montante, as metodologias não alteraram os valores de vazão de diluição (detalhe em vermelho), quando comparadas com a Tabela 11, para nenhum valor de  $K_1$ . A exceção é para a metodologia Hora que apresentou alterações nos valores de vazões de diluição na seção de lançamento devido à

consideração da autodepuração da DBO anterior (atual) ao lançamento no rio. Para este cenário, novamente, valores mais elevados de  $K_1$  resultam em menores valores de vazão de diluição ao longo do curso d'água.

Os diferentes valores de  $K_1$  alteraram os valores de vazão de diluição na seção do lançamento à jusante pelo fato deste coeficiente influenciar diretamente a depuração da matéria orgânica do primeiro lançamento. Assim, a adoção de valores menores de  $K_1$  elevam os valores de vazões de diluição na seção de lançamento.

### 5.2.3.3 Cenário 3: Pré-existência de um lançamento localizado a jusante do lançamento simulado

A Tabela 30 e a Figura 30 ilustram os resultados obtidos nas simulações do cenário 3. Os resultados deste cenário são semelhantes aos obtidos no cenário 2, pois também considera a influência de um lançamento pré-existente no rio. É importante observar que os valores de vazão de diluição da seção do segundo lançamento estão relacionados com o processo de degradação da matéria orgânica do primeiro lançamento e conseqüentemente com o valor de  $K_1$  adotado para estimar a autodepuração deste parâmetro. Logo, valores mais elevados de  $K_1$  resultam em menos valores de vazões de diluição na seção do lançamento à jusante.

As metodologias CSeM e Hora foras as que apresentaram maiores variações de valores de vazão de diluição conforme alteração no valor de  $K_1$ .

Tabela 30: Valores de vazões de diluição, em  $m^3/s$ , para seções do cenário 3, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de  $k_1$

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
$K_1 = 0,08$ $d_1$	9 km	1,041	1,021	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	43 km	0,749	0,694	0,170	0,143	0,841	0,221	0,177
	44 km	1,281	1,026	0,676	0,573	1,276	0,604	0,708
	70 km	1,077	0,710	0,272	0,231	1,276	0,289	0,285
$K_1 = 0,21$ $d_1$	9 km	1,041	0,982	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	43 km	0,439	0,378	0,100	0,085	0,841	0,111	0,105
	44 km	0,968	0,640	0,608	0,515	1,276	0,495	0,637
	70 km	0,615	0,347	0,185	0,157	1,276	0,151	0,194
$K_1 = 0,3$ $d_1$	9 km	1,041	0,961	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	43 km	0,303	0,254	0,070	0,059	0,841	0,063	0,073

$K_1 = 0,45$ $d^{-1}$	44 km	0,832	0,554	0,578	0,490	1,276	0,448	0,606
	70 km	0,435	0,256	0,145	0,123	1,276	0,092	0,152
	9 km	1,041	0,933	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	43 km	0,164	0,134	0,038	0,032	0,841	0,013	0,040
	44 km	0,694	0,489	0,035	0,465	1,276	0,400	0,574
	70 km	0,262	0,172	0,100	0,084	1,276	0,030	0,104

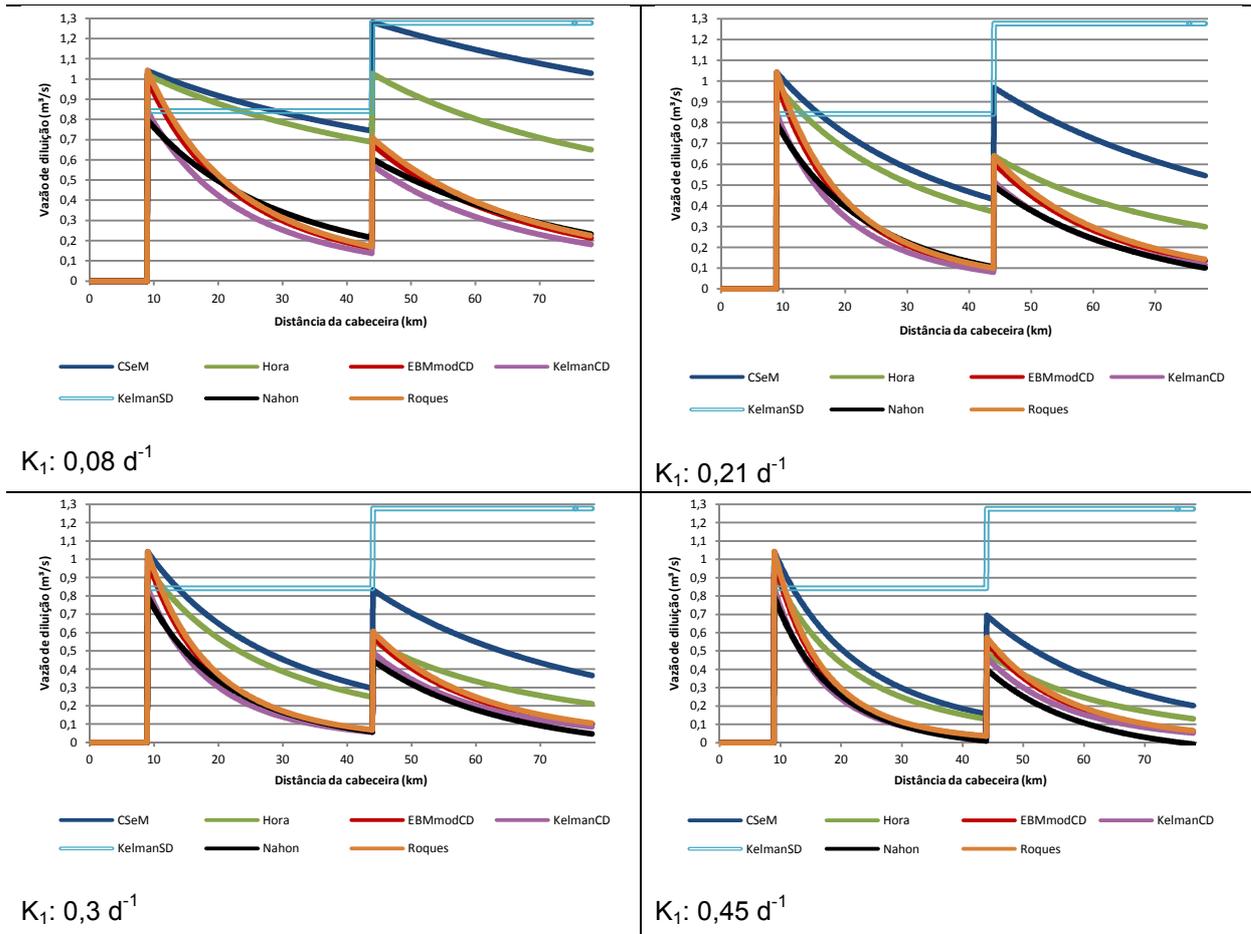


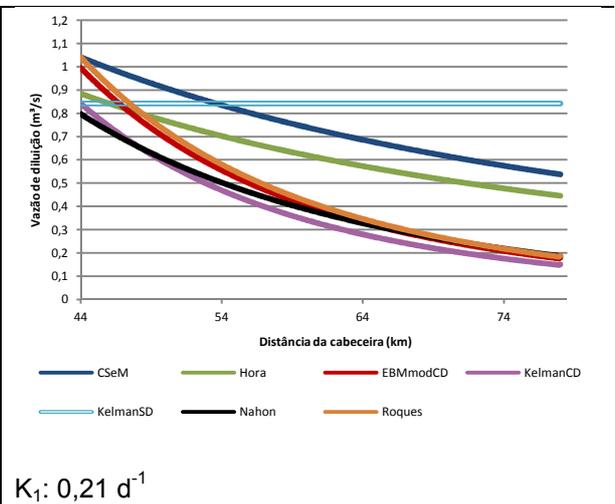
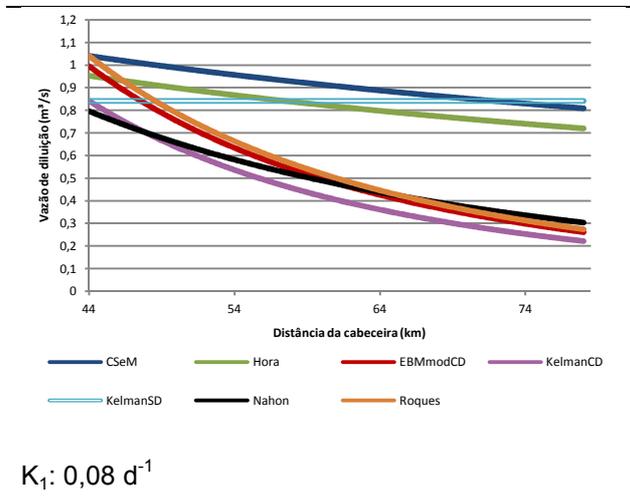
Figura 30: Resultado das simulações para o cenário 3, considerando diferentes valores de  $k_1$

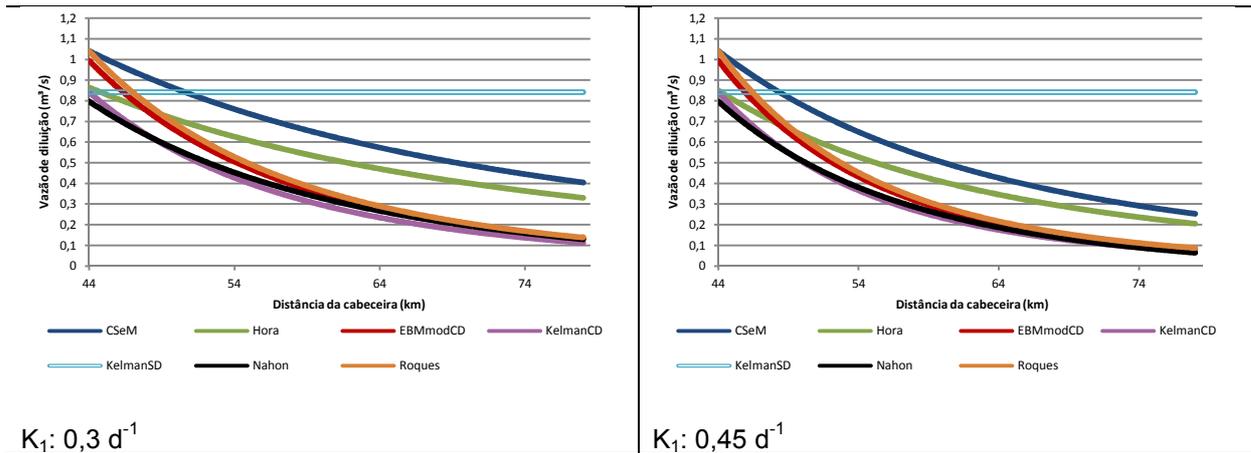
#### 5.2.3.4 Cenário 4: Existência de uma captação a montante do lançamento

A Tabela 31 e a Figura 31 apresentam os resultados de vazões de diluição do lançamento no Km 44 do rio, considerando a presença da captação à montante.

Tabela 31: Valores de vazões de diluição, em m<sup>3</sup>/s, para seções do cenário 4, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de k<sub>1</sub>

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
$K_1 = 0,08 \text{ d}^{-1}$	9 km	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	44 km	1,041	0,953	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	60 km	0,914	0,824	0,497	0,420	0,841	0,489	0,519
	74 km	0,830	0,740	0,298	0,252	0,841	0,336	0,312
$K_1 = 0,21 \text{ d}^{-1}$	9 km	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	44 km	1,041	0,885	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	60 km	0,740	0,620	0,404	0,341	0,841	0,387	0,422
	74 km	0,574	0,477	0,208	0,176	0,841	0,219	0,217
$K_1 = 0,3 \text{ d}^{-1}$	9 km	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	44 km	1,041	0,865	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	60 km	0,639	0,526	0,350	0,296	0,841	0,329	0,365
	74 km	0,445	0,364	0,162	0,137	0,841	0,159	0,169
$K_1 = 0,45 \text{ d}^{-1}$	9 km	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	44 km	1,041	0,850	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	60 km	0,501	0,407	0,275	0,232	0,841	0,248	0,287
	74 km	0,291	0,228	0,100	0,084	0,841	0,082	0,104





$K_1: 0,3 \text{ d}^{-1}$

$K_1: 0,45 \text{ d}^{-1}$

Figura 31: Resultado das simulações para o cenário 4, considerando diferentes valores de  $k_1$

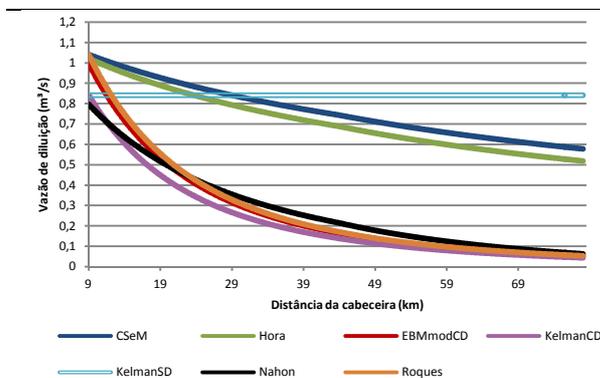
A metodologia Hora é a única que sofre variações nos valores de vazão de diluição na seção de lançamento pelo fato de considerar o valor da concentração anterior ao lançamento, e também pelo fato da concentração de DBO natural ( $C_{\text{anterior}}$ ) do rio já sofrer decaimento. As outras metodologias não apresentaram variações nos valores de vazão de diluição na seção de lançamento, quando comparadas com a Tabela 12, pelo fato do tempo de percurso considerado neste ponto ser zero. Ainda, todas as metodologias apresentaram menores valores de vazão de diluição quanto maior o valor do coeficiente de decaimento ao longo do curso do rio.

#### 5.2.3.5 Cenário 5: Existência de uma captação a jusante do lançamento

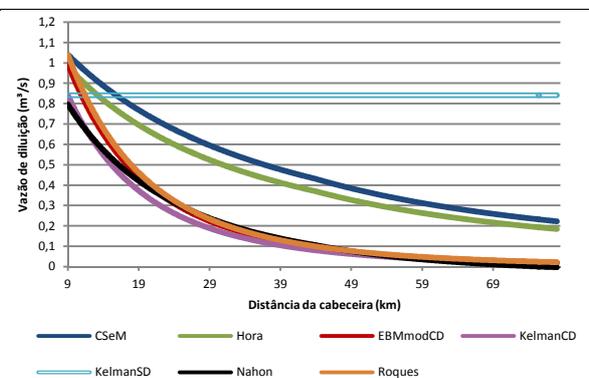
A Tabela 32 e a Figura 32 apresentam os resultados das simulações para o cenário 5. A análise destes resultados é semelhante à do cenário 4, uma vez que o valor de  $K_1$  interfere apenas no processo de autodepuração do rio. É importante considerar que, como o lançamento relativo a este cenário foi mais próximo da cabeceira do rio, houve maior tempo e espaço para que a matéria orgânica fosse consumida. Assim, os valores de vazões de diluição nas seções próximas à foz do rio são menores, quando comparadas com as obtidas para o cenário 4 (Figuras 31 e 32).

Tabela 32: Valores de vazões de diluição, em  $m^3/s$ , para seções do cenário 5, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de  $k_1$

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
$K_1 = 0,08$ $d^{-1}$	9 km	1,041	1,021	0,996	0,842	0,000	0,797	1,041
	43 km	0,750	0,694	0,170	0,143	0,8415	0,221	0,177
	44 km	0,745	0,688	0,163	0,138	0,8415	0,214	0,170
	70 km	0,609	0,548	0,065	0,055	0,8415	0,084	0,068
$K_1 = 0,21$ $d^{-1}$	9 km	1,041	0,982	0,996	0,842	0,000	0,797	1,041
	43 km	0,439	0,378	0,100	0,085	0,8415	0,111	0,105
	44 km	0,430	0,370	0,095	0,080	0,8415	0,105	0,099
	70 km	0,254	0,213	0,029	0,024	0,8415	0,009	0,030
$K_1 = 0,3$ $d^{-1}$	9 km	1,041	0,961	0,996	0,842	0,000	0,797	1,041
	43 km	0,303	0,254	0,070	0,059	0,8415	0,063	0,073
	44 km	0,295	0,247	0,065	0,055	0,8415	0,058	0,068
	70 km	0,139	0,114	0,016	0,014	0,8415	0,000	0,017
$K_1 = 0,45$ $d^{-1}$	9 km	1,041	0,933	0,996	0,842	0,000	0,797	1,041
	43 km	0,164	0,134	0,038	0,032	0,8415	0,013	0,040
	44 km	0,157	0,129	0,035	0,030	0,8415	0,010	0,037
	70 km	0,051	0,041	0,006	0,005	0,8415	0,000	0,007



$K_1: 0,08 d^{-1}$



$K_1: 0,21 d^{-1}$

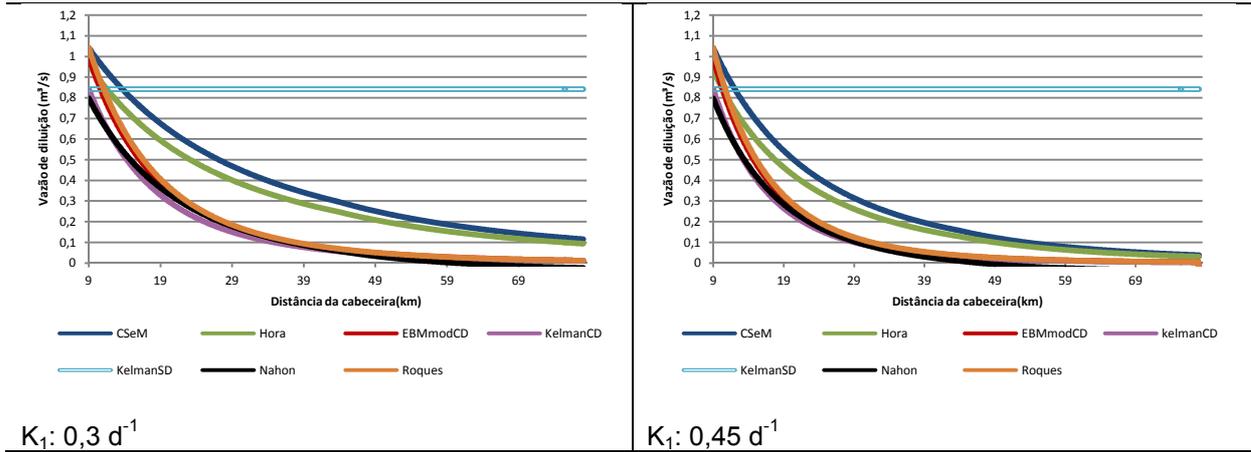


Figura 32: Resultado das simulações para o cenário 5, considerando diferentes valores de  $k_1$

5.2.3.6 Cenário 6: Mudança de classe de enquadramento

A Tabela 33 e a Figura 33 mostram os resultados obtidos na simulação de mudança de classe de enquadramento no trecho do rio.

Tabela 33: Valores de vazões de diluição, em  $\text{m}^3/\text{s}$ , para seções do cenário 6, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores de  $k_1$

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
$K_1 = 0,08 \text{ d}^{-1}$	0 km	1,041	1,052	0,996	0,842	0,842	0,797	1,041
	39 km	0,680	0,633	0,100	0,085	0,842	0,145	0,105
	40 km	0,338	0,292	0,040	0,041	0,421	0,070	0,050
	70 km	0,275	0,235	0,014	0,014	0,421	0,023	0,017
$K_1 = 0,21 \text{ d}^{-1}$	0 km	1,041	1,052	0,996	0,842	0,842	0,797	1,041
	39 km	0,341	0,295	0,051	0,043	0,842	0,050	0,053
	40 km	0,167	0,140	0,020	0,020	0,421	0,023	0,025
	70 km	0,098	0,081	0,005	0,005	0,421	0,000	0,006
$K_1 = 0,3 \text{ d}^{-1}$	0 km	1,041	1,052	0,996	0,842	0,842	0,797	1,041
	39 km	0,212	0,178	0,032	0,027	0,842	0,014	0,033
	40 km	0,103	0,085	0,013	0,013	0,421	0,006	0,016
	70 km	0,048	0,039	0,002	0,003	0,421	0,000	0,003
$K_1 = 0,45 \text{ d}^{-1}$	0 km	1,041	1,052	0,996	0,842	0,842	0,797	1,041
	39 km	0,095	0,079	0,015	0,012	0,842	0,000	0,015
	40 km	0,046	0,037	0,006	0,006	0,421	0,000	0,007
	70 km	0,014	0,012	0,001	0,001	0,421	0,000	0,001

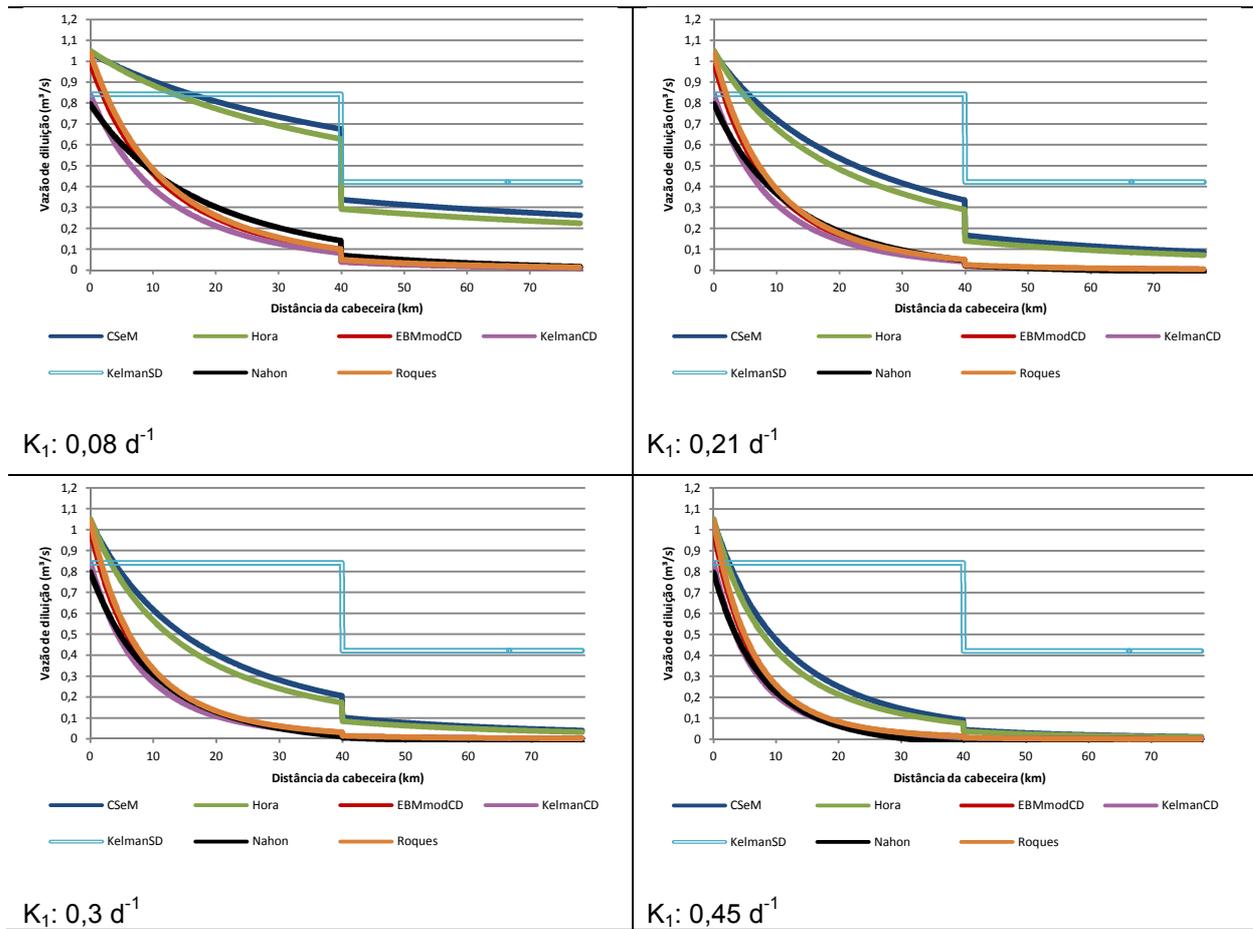


Figura 33: Resultado das simulações para o cenário 6, considerando diferentes valores de  $k_1$

Com o aumento do valor do coeficiente de desoxigenação, há maior depuração da matéria orgânica do rio e com isso, a diferença de valores de vazão de diluição entre a seção imediatamente anterior à seção de mudança de classe e a imediatamente posterior é menor. A autodepuração é condição específica da aplicação no rio Santa Maria, pois ela depende da vazão do rio. Entretanto a diminuição da vazão de diluição pelo aumento do  $K_1$  é uma condição generalizada para qualquer corpo hídrico.

#### 5.2.4 Análise relativa à simulação do coeficiente de sedimentação ( $k_3$ )

Analisou-se a influência do uso do coeficiente de sedimentação na representação da autodepuração e, conseqüentemente, nos valores resultantes de vazão da diluição.

Foram comparados valores de  $K_3$  de  $0,2 \text{ d}^{-1}$  e zero. A seguir são apresentados os resultados obtidos para os diferentes cenários.

#### 5.2.4.1 Cenário 1: Uma única fonte de lançamento localizada na cabeceira do rio Santa Maria da Vitória

A Tabela 34 e Figura 34 mostram os valores de vazões de diluição obtidos para diferentes seções do curso d'água.

Tabela 34: Valores de vazões de diluição, em  $\text{m}^3/\text{s}$ , para seções do cenário 1, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores do coeficiente  $k_3$

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
$K_3 = 0,2 \text{ d}^{-1}$	Lançamento	1,041	1,052	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	20 km	0,536	0,490	0,168	0,142	0,841	0,185	0,175
	40 km	0,334	0,296	0,048	0,041	0,841	0,047	0,051
	60 km	0,230	0,201	0,018	0,015	0,841	0,000	0,019
$K_3 = 0 \text{ d}^{-1}$	Lançamento	1,041	1,052	0,996	0,842	0,841	0,797	1,041
	20 km	0,536	0,490	0,310	0,262	0,841	0,388	0,324
	40 km	0,334	0,296	0,139	0,117	0,841	0,225	0,145
	60 km	0,230	0,201	0,075	0,063	0,841	0,141	0,078

Desconsiderando-se o coeficiente de sedimentação ( $K_3$ ) nas metodologias Nahon e daquelas que utilizam o coeficiente de decaimento qualitativo ( $\alpha$ ) (KelmanCD, EBMmodCD e Roques) para estimar a autodepuração, observou-se aumento nos valores de vazões de diluição, sendo que as mesmas apresentaram resultados próximos das metodologias CSeM e Hora, que não consideram o  $K_3$  na equação. É importante destacar que a metodologia Nahon só difere da metodologia CSeM pelo fato da segunda considerar a condição natural do corpo hídrico em relação à concentração de DBO e Nahon considerar o coeficiente  $K_3$ , adicionalmente ao coeficiente  $K_1$ . Isto indica que se for constatado que o rio apresenta baixa velocidade e que a sedimentação seja item importante a ser considerado no cálculo da vazão de diluição, ele também poderia ser considerado na metodologia CSeM. Por outro lado, caso seja identificado que a sedimentação é pouco significativa, esta variável pode ser considerada como nula na metodologia Nahon.

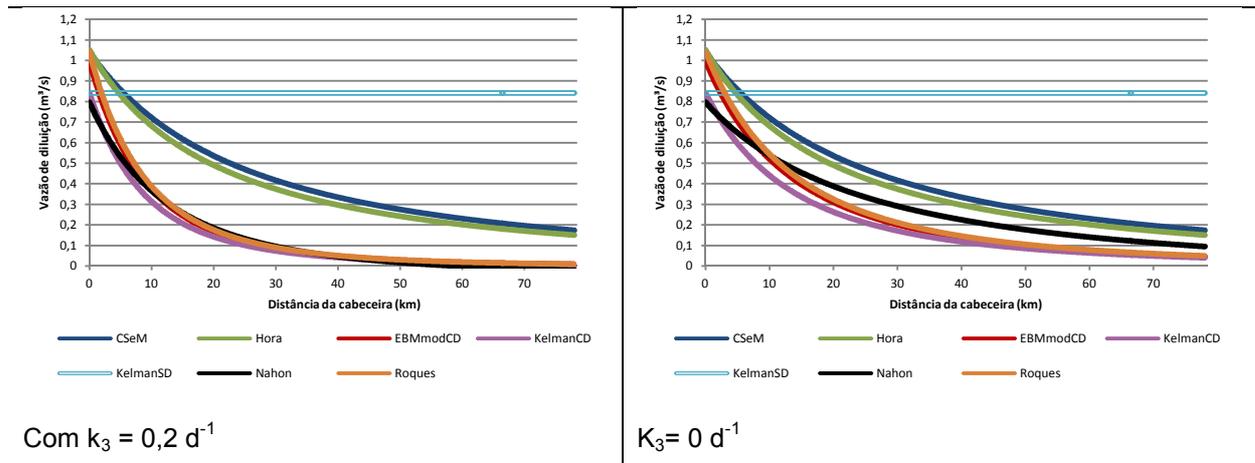


Figura 34: Resultados das simulações para o cenário 1, considerando diferentes valores do coeficiente  $k_3$

Assim como o coeficiente de desoxigenação  $K_1$ , o coeficiente de sedimentação influencia na autodepuração do rio. A consideração do  $K_3$  adicionalmente ao  $K_1$ , ocasiona uma maior representação da autodepuração do rio.

O fato da desconsideração do coeficiente de sedimentação aumentar os valores de vazões de diluição é uma condição geral para qualquer corpo hídrico. Entretanto o grau de autodepuração obtido em cada simulação é específico para cada rio, pois depende das vazões e velocidades dos mesmos.

Mesmo sem a consideração do coeficiente de sedimentação ( $k_3$ ) diretamente na equação, as metodologias EBMmodCD, Roques e KelmanCD resultaram em valores de vazões de diluição menores ao longo do rio, devido à utilização do modelo de simulação de qualidade para o cálculo do coeficiente de decaimento qualitativo. Este fato se justifica pois este coeficiente é considerado como parâmetro de entrada no modelo computacional de qualidade, sendo, dessa forma, a sedimentação também considerada nessas metodologias.

#### 5.2.4.2 Cenário 2: Pré-existência de um lançamento localizado a montante do lançamento simulado

A Tabela 35 e a Figura 35 mostram os valores de vazões de diluição obtidos nas simulações do cenário 2.

Tabela 35: Valores de vazões de diluição, em m<sup>3</sup>/s, para seções do cenário 2, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores do coeficiente k<sub>3</sub>

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
K <sub>3</sub> = 0,2 d <sup>-1</sup>	9 km	0,538	0,508	0,513	0,435	0,4350	0,410	0,538
	43 km	0,227	0,195	0,050	0,043	0,4350	0,056	0,053
	44 km	1,263	1,046	1,044	0,882	1,2765	0,849	1,091
	70 km	0,802	0,610	0,319	0,270	1,2765	0,309	0,334
K <sub>3</sub> = 0 d <sup>-1</sup>	9 km	0,538	0,508	0,513	0,435	0,4350	0,410	0,538
	43 km	0,227	0,195	0,114	0,097	0,4350	0,159	0,120
	44 km	1,263	1,046	1,106	0,935	1,2765	0,951	1,157
	70 km	0,802	0,610	0,520	0,440	1,2765	0,579	0,544

Para condição de lançamento pré-existente à montante, observa-se que os valores das vazões de diluição do lançamento à montante (Km 9) não se alteram devido às variações da vazão incremental na seção de lançamento. Apenas a metodologia Hora obteve valores diferentes nesta mesma seção, variando de 0,504 a 0,529 m<sup>3</sup>/s para as vazões incrementais de 0 a 0,1 m<sup>3</sup>/s. Isso ocorre devido às variações na concentração de DBO natural anterior ao lançamento (detalhe em vermelho na Tabela 17).

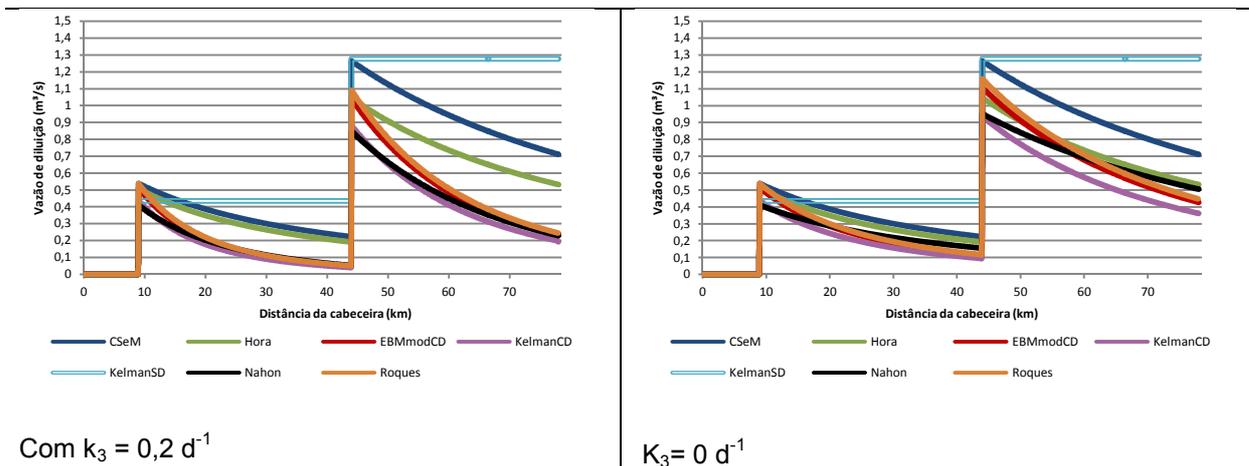


Figura 35: Resultados das simulações para o cenário 2, para diferentes valores do coeficiente k<sub>3</sub>

A consideração do coeficiente de sedimentação K<sub>3</sub> influencia diretamente na autodepuração da matéria orgânica proveniente dos lançamentos. Dessa forma, a consideração deste ocasiona menores valores de vazões de diluição na seção correspondente ao segundo lançamento, quando comparados com os obtidos pela

não consideração deste coeficiente, devido ao fato da matéria orgânica proveniente do primeiro lançamento sofrer maior redução pela sedimentação.

As metodologias CSeM e Hora, por não considerarem o valor  $K_3$  apresentaram vazões de diluição semelhantes aos resultados da Tabela 11, nas duas simulações realizadas.

#### 5.2.4.3 Cenário 3: Pré-existência de um lançamento localizado a jusante do lançamento simulado

A Tabela 36 e a Figura 36 ilustram os resultados de vazões de diluição obtidos na simulação do cenário 3. A análise dos resultados é semelhante ao do cenário 2, pois considera a influencia da autodepuração da matéria orgânica sobre os lançamentos que desejam se instalar no rio.

Tabela 36: Valores de vazões de diluição, em  $m^3/s$ , para seções do cenário 3, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores do coeficiente  $k_3$

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
$K_3 = 0,2 d^{-1}$	9 km	1,041	0,982	0,996	0,842	0,8415	0,797	1,041
	43 km	0,439	0,378	0,100	0,085	0,8415	0,111	0,105
	44 km	0,968	0,640	0,608	0,515	1,2765	0,495	0,637
	70 km	0,615	0,347	0,185	0,157	1,2765	0,151	0,194
$K_3 = 0 d^{-1}$	9 km	1,041	0,982	0,996	0,842	0,8415	0,797	1,041
	43 km	0,439	0,378	0,239	0,202	0,8415	0,310	0,250
	44 km	0,968	0,640	0,744	0,631	1,2765	0,693	0,780
	70 km	0,615	0,347	0,354	0,300	1,2765	0,407	0,370

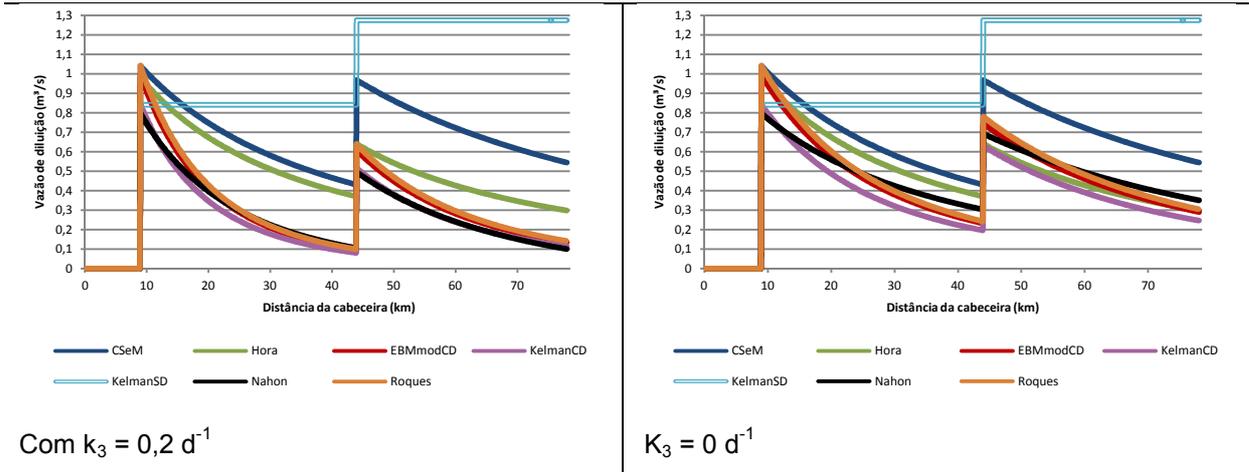


Figura 36: Resultados das simulações para o cenário 3, para diferentes valores do coeficiente  $k_3$

A análise deste cenário é semelhante à dos resultados obtidos no cenário 2, pois consideram a influência de um lançamento pré-existente sobre outro que se instala no mesmo curso d'água. O coeficiente  $K_3$  influencia na autodepuração da matéria orgânica do lançamento já existente, e conseqüentemente irá influenciar nas vazões disponíveis para diluir o segundo lançamento.

5.2.4.4 Cenário 4: Existência de uma captação a montante do lançamento

A Tabela 37 e a Figura 37 ilustram os resultados relativos às vazões de diluição para o cenário 4, considerando os resultados correspondentes à seção de lançamento até a foz do rio.

Tabela 37: Valores de vazões de diluição, em  $\text{m}^3/\text{s}$ , para seções do cenário 4, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores do coeficiente  $k_3$

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
$K_3 = 0,2 \text{ d}^{-1}$	9 km	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	44 km	1,041	0,885	0,996	0,842	0,8415	0,797	1,041
	60 km	0,740	0,620	0,404	0,341	0,8415	0,387	0,422
	74 km	0,574	0,477	0,208	0,176	0,8415	0,219	0,217
$K_3 = 0 \text{ d}^{-1}$	9 km	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	44 km	1,041	0,885	0,996	0,842	0,8415	0,797	1,041
	60 km	0,740	0,620	0,565	0,478	0,8415	0,553	0,591

74 km	0,574	0,477	0,374	0,316	0,8415	0,419	0,390
-------	-------	-------	-------	-------	--------	-------	-------

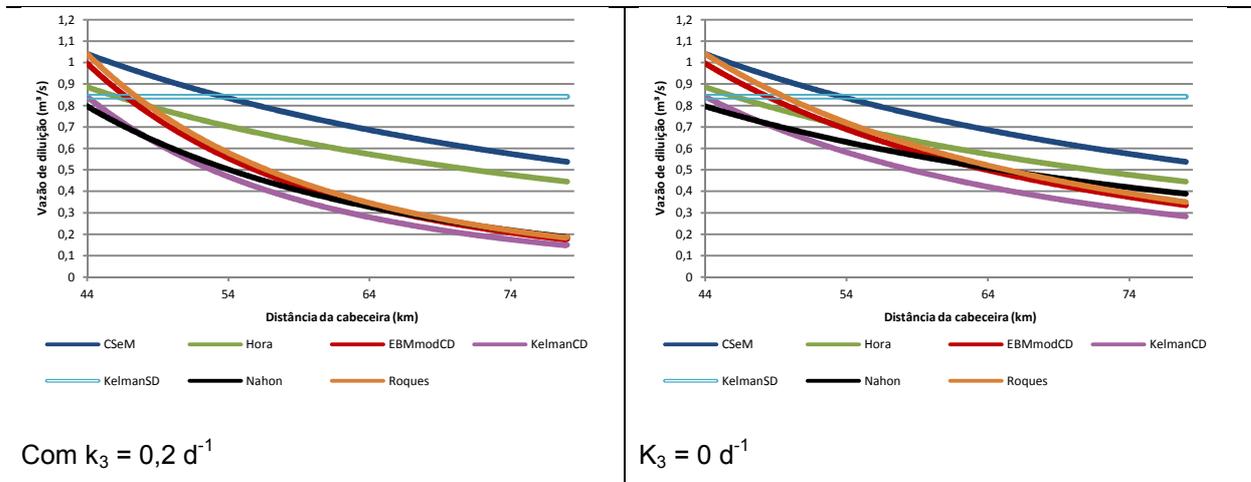


Figura 37: Resultados das simulações para o cenário 4, para diferentes valores do coeficiente  $k_3$

Como observado anteriormente, a consideração de  $K_3$  como zero aumentou os valores de vazões de diluição ao longo do curso d’água, uma vez que desconsidera o processo de sedimentação. As metodologias CSeM, Hora e KelmanSD Não tiveram seus valores alterados por não considerarem esse coeficiente no cálculo das vazões de diluição

5.2.4.5 Cenário 5: Existência de uma captação a jusante do lançamento

A Tabela 38 e a Figura 38 apresentam os resultados relativos às vazões de diluição para o cenário 5.

Tabela 38: Valores de vazões de diluição, em  $\text{m}^3/\text{s}$ , para seções do cenário 5, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores do coeficiente  $k_3$

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
$K_3 = 0,2 \text{ d}^{-1}$	9 km	1,041	0,982	0,996	0,842	0,000	0,797	1,041
	43 km	0,439	0,378	0,100	0,085	0,8415	0,111	0,105
	44 km	0,430	0,370	0,095	0,080	0,8415	0,105	0,099
	70 km	0,254	0,213	0,029	0,024	0,8415	0,009	0,030
$K_3 = 0 \text{ d}^{-1}$	9 km	1,041	0,982	0,996	0,842	0,000	0,797	1,041
	43 km	0,439	0,378	0,225	0,190	0,8415	0,310	0,235
	44 km	0,430	0,370	0,218	0,184	0,8415	0,303	0,228

70 km	0,254	0,213	0,101	0,086	0,8415	0,161	0,106
-------	-------	-------	-------	-------	--------	-------	-------

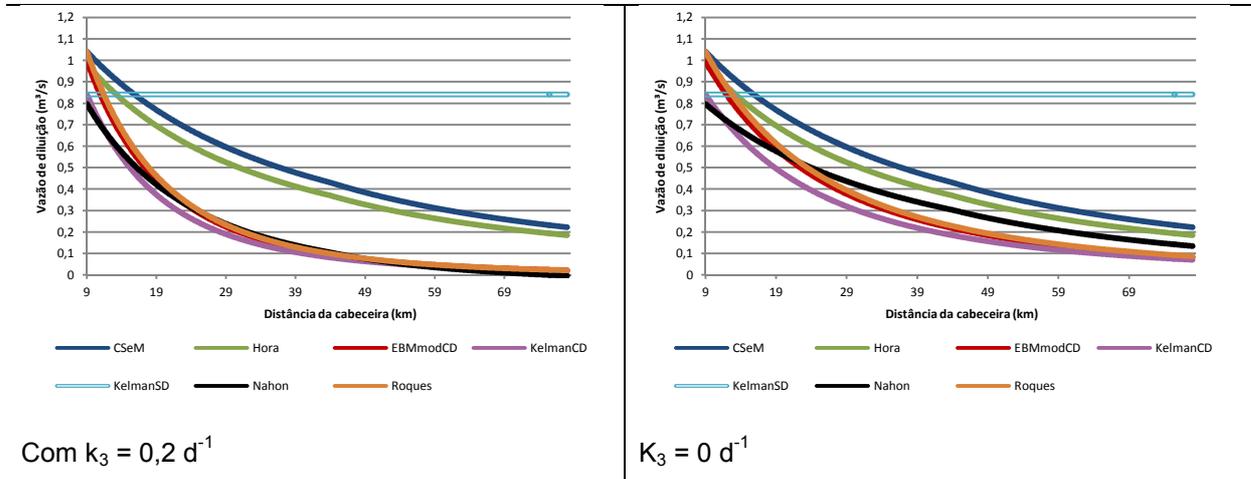


Figura 38: Resultados das simulações para o cenário 5, para diferentes valores do coeficiente  $k_3$

5.2.4.6 Cenário 6: Mudança de classe de enquadramento

A Tabela 39 e a Figura 39 contêm os resultados relativos às vazões de diluição para o cenário 6, correspondente à mudança de classe de enquadramento.

Tabela 39: Valores de vazões de diluição, em  $\text{m}^3/\text{s}$ , para seções do cenário 6, considerando o somatório das vazões em cada seção, para diferentes valores do coeficiente  $k_3$

	Seção	CSeM	Hora	EBMmodCD	KelmanCD	KelmanSD	Nahon	Roques
$K_3 = 0,2 \text{ d}^{-1}$	9 km	1,041	1,052	0,996	0,842	0,842	0,797	1,041
	43 km	0,341	0,295	0,051	0,043	0,842	0,050	0,053
	44 km	0,167	0,140	0,020	0,020	0,421	0,023	0,025
	70 km	0,098	0,081	0,005	0,005	0,421	0,000	0,006
$K_3 = 0 \text{ d}^{-1}$	9 km	1,041	1,052	0,996	0,842	0,842	0,797	1,041
	43 km	0,341	0,295	0,144	0,122	0,842	0,050	0,150
	44 km	0,167	0,140	0,058	0,059	0,421	0,023	0,073
	70 km	0,098	0,081	0,024	0,024	0,421	0,000	0,030

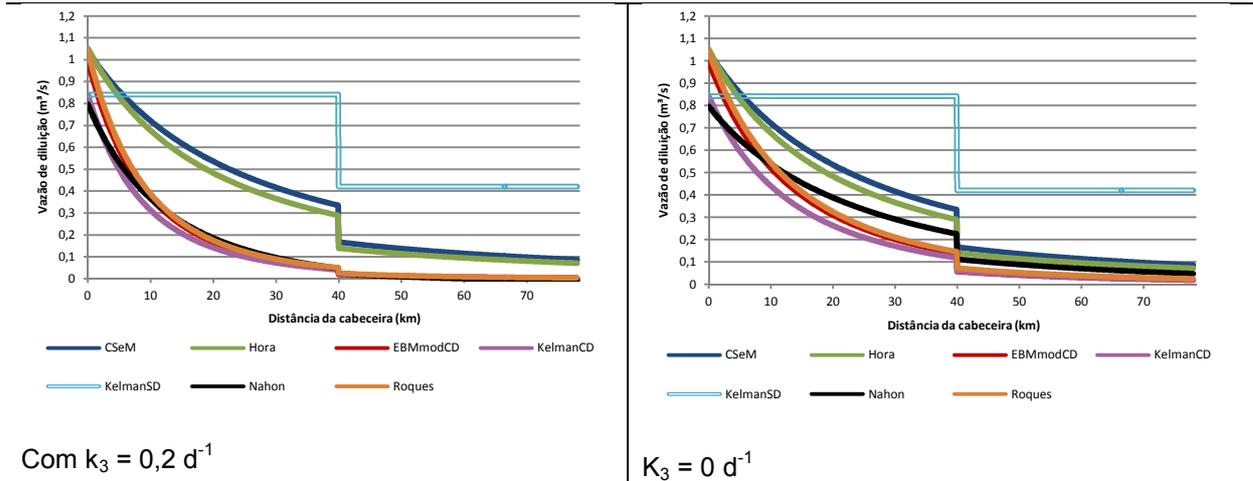


Figura 39: Resultados das simulações para o cenário 6, para diferentes valores do coeficiente  $k_3$

A consideração da sedimentação influencia na autodepuração da matéria orgânica do lançamento nas metodologias EBMmodCD, KelmanCD, Nahon e Roques, sendo que os valores de vazões de diluição são maiores nas seções próximas à seção de mudança de classe de enquadramento para a simulação em que  $K_3$  é zero.

## 6 CONCLUSÕES

As diferentes metodologias apresentadas na literatura para estimativas de vazões de diluição de efluentes podem resultar em valores muito diversos. A não consideração do processo de autodepuração pelas metodologias de estimativa, como ocorre com a metodologia KelmanSD, resulta geralmente em superestimação de valores de vazões de diluição a jusante dos pontos de lançamento previstos, comparativamente com as demais metodologias. Essa superestimativa pode dificultar a aprovação de solicitações de outorga de lançamento posteriores. Entretanto, a metodologia KelmanSD pode se tornar válida na estimativa de vazões de diluição de parâmetros conservativos de qualidade de água.

A consideração da concentração de DBO no corpo hídrico à montante do instante do lançamento ( $C_{antes}$ ), como sugere Hora, ao invés de se fazer a análise individual de cada lançamento, faz com que a outorga fique condicionada aos outros lançamentos já existentes anteriormente no rio, outorgados ou não. Além disso, a utilização deste parâmetro exige que se faça um monitoramento constante da qualidade das águas do rio ao longo do tempo, podendo gerar custos elevados aos órgãos ambientais. Por outro lado, a análise do lançamento individual de cada usuário avalia quanto este comprometerá da vazão do rio de forma independente, facilitando, futuramente, a implantação do sistema de cobrança, em que o usuário pagará apenas pela carga que ele realmente lança. Entretanto, a análise dos pleitos de outorga considerando a qualidade real do curso d'água pode tornar o processo de análise mais próximo da realidade.

A definição da concentração natural de DBO ( $C_{nat}$ ) do rio influencia significativamente na estimativa de valores de vazões de diluição nas seções de lançamento e também ao longo do curso d'água, pelas metodologias que a consideram. A consideração da concentração natural de DBO do rio como sendo nula pode facilitar a análise individual de cada lançamento exclusivamente, além de disponibilizar maior quantidade de água para a diluição de efluente de outros lançamentos. Entretanto, em rios que apresentam concentração de matéria orgânica natural significativa, a não consideração deste parâmetro pode fazer com que os limites de concentração de enquadramento sejam ultrapassados, prejudicando a qualidade do rio. Logo, é de extrema importância a identificação adequada das

características naturais referentes à matéria orgânica do rio para que as estimativas de vazões de diluição e, conseqüentemente, as decisões a respeito das concessões de outorgas de lançamento sejam mais realistas.

A presença de captação pré-existente a montante ou jusante, assim como a consideração da vazão incremental, pelo fato de influírem nas vazões nos trechos do curso d'água, nas velocidades, nos tempos de percurso podem exercer grande influência sobre o processo de autodepuração e, conseqüentemente, nas estimativas de vazões de diluição.

A metodologia Nahon considera a adição do coeficiente de sedimentação ( $k_3$ ) ao coeficiente de desoxigenação ( $k_1$ ) para estimativa da autodepuração do rio. Ambos influenciam diretamente o processo de autodepuração, sendo importante a escolha de valores próximos da realidade, de preferência obtidos por meio da calibração de modelos matemáticos de simulação para o curso d'água analisado.

Em relação à estimativa da autodepuração do rio, a utilização do coeficiente de decaimento qualitativo ( $\alpha$ ) pode ser mais realista ao processo de autodepuração que de um rio do que a simples utilização direta dos coeficientes de desoxigenação e sedimentação ( $K_1$  e  $K_3$ ), uma vez que através de modelos de qualidade de água, como o QUAL-UFMG é possível considerar maior quantidade de parâmetros e coeficientes, caso existam informações a respeito dos cursos d'água, obtidos por monitoramento. Por outro lado, caso não existam, a utilização apenas do coeficientes de desoxigenação ( $K_1$ ) representa uma alternativa para estimativa da autodepuração. É de grande importância a boa calibração dos coeficientes, tanto para utilização do modelo de qualidade d'água quanto na simples equação de Streeter-Phelps, uma vez que valores inadequados podem sub ou superestimar os valores de vazões de diluição.

Este trabalho mostrou, através de simulações, quanto e como as metodologias podem variar os resultados de vazões de diluição, dependendo das condições e parâmetros adotados nas análises, de forma a fornecer subsídios para tomadas de decisão por órgãos gestores de recursos hídricos. Cabe, entretanto, a estes avaliar qual dessas metodologias é mais adequada para estimativa das vazões, dependendo das características dos cursos d'água em que os lançamentos

ocorrerão, da disponibilidade de dados referentes ao rio em questão e do rigor adotado pelo órgão ambiental responsável em relação às análises de outorga para lançamento.

## 7 RECOMENDAÇÕES

Devido às grandes diferenças encontradas nas variadas situações simuladas, é importante que ocorra a adoção de parâmetros condizentes com a realidade dos corpos d'água nas análises de solicitações de pleitos de outorga para lançamento. É recomendável que os trabalhos de análise de outorga de lançamento de efluentes sejam precedidos de monitoramento e modelagem da qualidade da água para a definição mais real dos parâmetros.

Na análise de sensibilidade foi demonstrado que valores de concentração de DBO natural, vazões incrementais, coeficientes  $K_1$  e  $K_3$  possuem importantes papéis nas estimativas de vazões de diluição. Este fato mostra a grande importância de estudos prévios para definição de parâmetros quali-quantitativos, e modelagem para obter maior êxito nas estimativas de vazões de diluição e análise de concessão de outorgas.

No presente estudo, a análise de sensibilidade considerou apenas aspectos e parâmetros individualmente. Recomenda-se a realização de análises considerando variações simultâneas de mais de um aspecto ou parâmetro. Estudos comparativos semelhantes aos realizados neste trabalho para diferentes bacias hidrográficas podem contribuir para a escolha das metodologias mais adequadas por parte dos órgãos ambientais emissores de outorgas.

## 8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (Brasil). Manual de procedimentos técnicos e administrativos de outorgas de direito de uso dos recursos hídricos da Agência Nacional de Águas. Relatório Final. Brasília, 2009.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (Brasil): **Resolução nº 219, de 06 de junho de 2005** - Diretrizes para análise e emissão de outorga de direito de uso de recursos hídricos para fins de lançamento de efluentes. 2005. Disponível em <<http://www.ana.gov.br/>>, Acesso em 8 dez. 2009.

AZEVEDO, L. G. T.; BALTAR, A. M.; RÊGO, M.; PORTO, R. L. L. Sistemas de Suporte à Decisão para Outorga de Direitos de Uso da Água no Brasil. In: AZEVEDO, L. G. T; MEIJA, A. (Coord). **Série Água Brasil**. Brasília: Banco Mundial, 2003. 48 p.

BAHIA. Lei Nº 6.855, de 12 de maio de 1995. Dispõe sobre a Política, o Gerenciamento e o Plano Estadual de Recursos Hídricos e dá outras providências. **Diário Oficial do Estado**, Bahia, 13 mai. 1995.

BRAGA, B. et al. **Introdução à Engenharia Ambiental**. São Paulo: Ed. Pretince Hall, 2002.

BRASIL. Lei Federal n.º 9.433, de 8 de janeiro de 1997. **Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil**, Brasília, 8 jan. 1997.

BRASIL. Resolução CONAMA n.º 357, de 17 de março de 2005. **Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil**, Brasília, 19 mar. 2005.

BRASIL. Resolução n.º 16 do Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH), de 8 de maio de 2001. **Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil**, Brasília, 8 maio 2001.

BROWN, L. C.; BARNWHEEL JUNIOR, T. O. **The enhanced stream water quality models QUAL2E and QUAL2E-UNCAS: documentation and user manual**. Georgia: EPA. 1987.

CARDOSO da Silva, L. M e MONTEIRO, R. A. **Outorga de Direito de Uso de Recursos Hídricos: uma das possíveis abordagens**. Gestão de Águas Doces/Carlos José Saldanha Machado (Organizador). Capítulo V, p. 135-178. - Rio de Janeiro: Interciência. 2004.

CETESB (Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental). **Nota Técnica sobre Tecnologia de Controle: indústria de laticínios**. NT-17. São Paulo: CETESB, 1990. 30 p.

CHAPRA, S. C. **Surface water-quality modeling**. [S.l.]: WCB/McGraw-Hill. 1997.

CHAPRA, S. C.; PELLETIER, G.; TAO, H. **QUAL2K: A Modeling Framework for Simulating River and Stream Water Quality, Version 2.07: Documentation and Users Manual**. Civil and Environmental Engineering Dept., Tufts University, Medford, MA, 2007, 105 p.

COMISSÃO EUROPEIA. **A diretiva-quadro da água: Algumas informações**. Serviços das Publicações Oficiais das Comunidades Europeias, Luxemburgo, 2002.12p.

COSER, M. C. **Regionalização de vazões  $Q_{7,10}$  no Estado do Espírito Santo**. 2003. 160 f. Dissertação (Mestrado em engenharia Ambiental) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2003.

CRUZ, J. C. **Disponibilidade hídrica para outorga: avaliação de aspectos técnicos e conceituais**. 2001. 190f. Tese (Doutorado em recursos hídricos e saneamento ambiental) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2001.

EPA - ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY OF UNITED STATES. **Federal Water Pollution Control Act or Clean Water Act (CWA)** [As Amended Through P.L. 107–303, November 27, 2002]. United States, 2002.

HABTEC Engenharia Sanitária e Ambiental. **Relatório Diagnóstico e Plano Diretor dos Rios Santa Maria da Vitória e Jucu: ecossistemas interiores e recursos hídricos**. Consórcio intermunicipal de recuperação das bacias dos rios Santa Maria da Vitória e Jucu. Convênio MMA/SRH 181/96, 1997. v. I.

HORA, A. F. **Metodologia para outorga do uso de recursos hídricos com ênfase no caso de aproveitamentos hidrelétricos**. 2001. 256 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia de produção) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

IDE, W. R. & RIBEIRO, M. L. Calibração do Modelo de qualidade de água QUAL-UFMG para o Rio Taquarizinho em período de estiagem [s.d.]. Disponível em: <[www.propp.ufms.br/gestor/titan.php?target=openFile&fileId=49](http://www.propp.ufms.br/gestor/titan.php?target=openFile&fileId=49)>. Acesso em 01 de outubro de 2010.

INSTITUTO ESTADUAL DE MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS DO ESPÍRITO SANTO (IEMA). Instrução Normativa nº. 007 do Instituto Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos, de 21 de junho de 2006. **Diário Oficial do Estado do Espírito Santo**, Vitória, 27 junho, 2006.

INSTITUTO ESTADUAL DE MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS DO ESPÍRITO SANTO (IEMA). Instrução Normativa nº. 19 do Instituto Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos, de 04 de outubro de 2005. **Diário Oficial do Estado do Espírito Santo**, Vitória, 06 de outubro e 2005.

INSTITUTO ESTADUAL DE MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS DO ESPÍRITO SANTO (IEMA). Instrução Normativa nº. 013 do Instituto Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos, de 09 de dezembro de 2009. **Diário Oficial do Estado do Espírito Santo**, Vitória, 24 de dezembro de 2009.

INSTITUTO MINEIRO DE GESTÃO DAS ÁGUAS (IGAM). Portaria Administrativa N° 010, de 30 de dezembro de 1998. Altera a redação da Portaria N° 030, de 07 de junho de 1993. **Diário Oficial do Estado**, Minas Gerais, 23 jan. 1999.

\_\_\_\_\_. Portaria Administrativa N° 07, de 19 de outubro de 1999. Altera a redação do § 3º do Art. 8º da Portaria nº 030, de 07 de junho de 1993, com nova redação dada pela Portaria nº 010, de 30 de dezembro de 1998, que regulamenta o processo de outorga de direito de uso de águas de domínio do Estado. **Diário Oficial do Estado**, Minas Gerais, 22 out. 1999.

JORDÃO, E. P. & PESSÔA, C. A. **Tratamento de esgotos domésticos**. 4ª Edição. Editora SEGRAC. 932 p. Rio de Janeiro, 2005.

KELMAN, J. Gerenciamento de recursos hídricos: Parte I – outorga. In: XII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 12, 1997, Vitória. **Anais...** Rio de Janeiro: ABRH, 1997. p. 123-128.

KNAPICK, H. G.; BASSANESI, K.; FERNANDES, C. V. S. QUALIDADE DA ÁGUA DA BACIA DO RIO IGUAÇU: Diferenças conceituais entre os modelos QUAL2E e QUAL2K. In: XVIII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 18, 2009, Mato Grosso. **Anais...** Rio de Janeiro: ABRH, 2007. CD-ROM

LANNA, A. E.; PEREIRA, J. S.; SILVA, L. M. Análise de critérios de outorga de direitos de uso da água. In: XII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 12, 1997, Vitória. **Anais...** Rio de Janeiro: ABRH, 1997. p. 145-152.

LEEUWESTEIN, J. M. **Proposição de suporte metodológico para enquadramento de cursos d'água**. 2000. 204 p. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos). Universidade de Brasília, Brasília, 2000.

MACINA I. L. F.; MENDONÇA A. S. F. Avaliação da qualidade da água a montante e a jusante de reservatórios localizados na bacia do rio Santa Maria da Vitória. In: CONGRESSO INTERAMERICANO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL. 27., 2000, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental (AIDIS); Associação Brasileira de Engenharia Ambiental (ABES), 2000.

MELO, M. C. Avaliação e Proposição de critérios de outorga para lançamento de efluentes em corpos de água. 2006, 135 p. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos hídricos). Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.

MINAS GERAIS. Decreto Nº 41.578, de 8 de Março de 2001. Regulamenta a Lei Nº 13.199, de 29 de janeiro de 1999, que dispõe sobre a Política Estadual de Recursos Hídricos. **Diário Oficial do Estado**, Minas Gerais, 09 mar. 2001.

\_\_\_\_\_. Lei Nº 13.199, de 29 de Janeiro de 1999. Dispõe sobre a Política Estadual de Recursos Hídricos e dá outras providências. **Diário Oficial do Estado**, Minas Gerais, 30 jan. 1999.

\_\_\_\_\_. Deliberação Normativa Nº 26 de 18 de dezembro de 2008. Dispõe sobre procedimentos gerais de natureza técnica e administrativa a serem observados no exame de pedidos de outorga para o lançamento de efluentes em corpos de água superficiais no domínio do Estado de Minas Gerais. **Diário Oficial do Estado**, Minas Gerais, 30 de dezembro de 2008.

MMA (Ministério do Meio Ambiente). Secretaria de Recursos Hídricos (SRH/MMA). SISAGUA – **Sistema de Apoio ao Gerenciamento de Usuários de Água**. Brasília, 2000.

MOTA, S. **Preservação de recursos hídricos**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental (ABES), 1998.

NAHON, I. M. **Sistema de apoio à análise de outorga de lançamento de efluentes para a variável Demanda Bioquímica de Oxigênio**: estudo de caso da Bacia do Alto Iguaçu.

2006. 147 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental). Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2006.

NAHON, I. M.; KISHI, R. T.; FERNANDES, C. V. S. Desenvolvimento de um sistema de apoio à análise de Outorgas de Lançamento de Efluentes – Estudo de Caso: Bacia do Alto Iguaçu. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 14, n.2, p.47-58, 2009.

NEAL, C.; HEATHWAITE, A.L. **Nutrient mobility within river basins**: a European perspective. *Journal of Hydrology*. 2005. v. 304. pg 477 – 490.

NEVES, M. M. **Potencial da metodologia TMDL como mecanismo de enquadramento de corpos d'água**. 2005. 256 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

NEVES, M. M., PORTO, M. O emprego do TMDL como mecanismo de enquadramento de corpos de água. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 15, 2003, Curitiba. **Anais...** Rio de Janeiro: ABRH, 2003.

PARANÁ. Lei N° 12.726, de 26 de novembro de 1999. Institui a Política Estadual de Recursos Hídricos e adota outras providências. **Diário Oficial do Estado**, Paraná, 29 nov. 1999.

\_\_\_\_\_. Decreto N° 4.646, de 31 de agosto de 2001. Dispõe sobre o regime de outorga de direitos de uso de recursos hídricos e adota outras providências. **Diário Oficial do Estado**, Paraná, 31 ago. 2001

PEREIRA, T. V.; MENDONÇA, A. S. F. Outorga de lançamento de efluentes: comparação de alternativas. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 16., 2005, João Pessoa. **Anais...** João Pessoa: ABRH, 2005. 1 CD-ROM.

PORTO, R.L.L.; AZEVEDO, L.G.T. Sistemas de Suporte a Decisões Aplicados a Problemas de Recursos Hídricos. In: Porto, R.L.L. (Org.). **Técnicas Quantitativas para o Gerenciamento de Recursos Hídricos**. Porto Alegre: Editora Universidade - UFRGS/ABRH, 1997. p. 43-95.

RIBEIRO, M. M. R.; LANNA, A. E. L. A Outorga integrada das vazões de captação e diluição. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 1, n. 3, p. 151-168, 2003.

RODRIGUES, R. B. **Metodologia de apoio à concessão de outorga para diluição de efluentes e cobrança pelo uso da água - o modelo RM1**. 2000. 140 p. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

RODRIGUES, R. B. **SSD RB – Sistema de Suporte a decisão proposto para a gestão quali-quantitativa dos processos de outorga e cobrança pelo uso da água**. São Paulo, 2005. 155 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil na área de Recursos hídricos. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

RODRIGUES, R. B.; CARDOSO DA SILVA, L. M. Aloc Server – Sistema de alocação de carga e de vazão de diluição para os processos de enquadramento, outorga e cobrança pelo uso soa recursos hídricos. In: XVII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 17, 2007, São Paulo. **Anais...** Rio de Janeiro: ABRH, 2007. CD-ROM

RORIZ, G. M. **Desenvolvimento de uma ferramenta de suporte a decisão em recursos hídricos através da automatização dos modelos QUAL2E e GWLF.** 2002. 165 p. Dissertação (mestrado em Engenharia Ambiental). Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2002.

ROQUES, T. V. P. **Aplicação de modelos computacionais na análise de outorga para diluição de efluentes em corpos de água – fontes pontuais e difusas.** 2006. 201 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental). Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2006.

SALIM, F. P. C. **Desenvolvimento de sistema de suporte à decisão para o gerenciamento da qualidade das águas em rios considerando múltiplas fontes e poluição pontual.** 2004. 124p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental). Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2004.

SALIM, F. P. S; ROQUES, T. V. P.; SOUZA, W. G. Definição de critérios de análise de outorga para diluição de efluentes em cursos d'água: o caso do Estado do Espírito Santo. In: XVII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 17, 2007, São Paulo. **Anais...** Rio de Janeiro: ABRH, 2007. CD-ROM

SOUZA, S. N.; FLORENCIO, L. Critérios para escolha de modelos matemáticos como ferramenta de apoio ao gerenciamento da qualidade da água de bacias hidrográficas. In: XXVII Congresso Interamericano de Engenharia Sanitária e Ambiental, 27, 2000. Porto Alegre. **Anais...** Rio de Janeiro, ABES, 2000.

SOUZA, W. G.; SALIM, F. P. C.; CARDOSO DA SILVA, L. M. Aplicação de Metas progressivas de melhoria de qualidade de água no processo de outorga para diluição de efluentes. In: XVIII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 18, 2009, Campo Grande. **Anais...** Rio de Janeiro: ABRH, 2009. CD-ROM.

SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO AMBIENTAL (SUDERHSA). Manual técnico de Outorgas. Paraná, 2006.

SUPERINTENDÊNCIA DE RECURSOS HÍDRICOS (SRH). **Decreto nº 6.296 de 21 de março de 1997.** Bahia, 1997.

SUPERINTENDÊNCIA DE RECURSOS HÍDRICOS (SRH). Instrução Normativa nº 03 de 08 de novembro de 2007. **Diário Oficial d o Estado**, Salvador, 14 de novembro de 2007.

SZÉLIGA, M. R. e ROMA, W. N. L. Sistema de visão computacional para medição de turbulência e correlação com a reaeração de corpos d'água receptores. **Revista de Engenharia Sanitária e Ambiental.** Vol. 9, nº 1, p. 30-44, 2003,.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO. Grupo de Estudo e Ações em Recursos Hídricos (UFES/GEARH). **Inter-relações entre ambientes e qualidade das águas das bacias dos rios Jucu e Santa Maria da Vitória**. Vitória: UFES, 1999.

USEPA (United States Environmental Protection Agency). **Guidance for Water Quality-based Decisions: The TMDL Process**. Washington, 1991. EPA 440/4-91-001

VANROLLEGHEM, P. A.; BENEDETTI, L.; MEIRLAEN, J. **Modelling and real-time control of the integrated urban wastewater system**. Environmental Modelling & Software, Belgium, 2005, v 20, ed. 4, pg 427-442

VON SPERLING, M. **Estudos e modelagem da qualidade da água de rios: princípios do tratamento biológico de águas residuárias**. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, UFMG, 2007.

VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. 3 ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – UFMG,. 452 p. 2005

WHITEHOUSE, P. **Measures for Protecting Water Quality: Current Approaches and Future Developments**. Ecotoxicology and Environmental Safety. United Kingdom, 2001, v. 50, ed. 2, pg 115-126.

ZAMPROGNO, D. P. **Subsídio para a definição de locais apropriados para a implantação de reservatórios de regularização de vazões: refinamento e aplicação de procedimento metodológico**. 1999. 118 f. (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 1999.

ZABEL, T; MILNE, I; MCKAY, G. **Approaches adopted by the European Union and selected Member States for the control of urban pollution**. Urban Water. Hong Kong, 2001,v. 3, ed. 1-2, pg 25-32.

ZORZAL, R. **Sistema de Suporte à Decisão para análise de outorga de lançamento de efluentes de fontes pontuais em rios**. 2009. 202 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental). Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2009.