

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

THIARA CEZANA GOMES

**PLANEJAMENTO DE SISTEMAS DE TRATAMENTO DE
EFLUENTES NO ÂMBITO DE BACIAS HIDROGRÁFICAS
COM BASE EM MODELAGEM DE QUALIDADE DA ÁGUA E
TÉCNICAS DE OTIMIZAÇÃO**

**VITÓRIA-ES
2022**

THIARA CEZANA GOMES

**PLANEJAMENTO DE SISTEMAS DE TRATAMENTO DE
EFLUENTES NO ÂMBITO DE BACIAS HIDROGRÁFICAS
COM BASE EM MODELAGEM DE QUALIDADE DA ÁGUA E
TÉCNICAS DE OTIMIZAÇÃO**

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

Orientador: Prof. Dr. Antonio Sérgio Ferreira Mendonça

Coorientador: Prof. Dr. Rodrigo de Alvarenga Rosa

Ficha catalográfica disponibilizada pelo Sistema Integrado de Bibliotecas - SIBI/UFES e elaborada pelo autor

G633p Gomes, Thiara Cezana, 1988-
Planejamento de sistemas de tratamento de efluentes no âmbito de bacias hidrográficas com base em modelagem de qualidade da água e técnicas de otimização / Thiara Cezana Gomes. - 2022.
192 f. : il.

Orientador: Antonio Sérgio Ferreira Mendonça.

Coorientador: Rodrigo de Alvarenga Rosa.

Tese (Doutorado em Engenharia Ambiental) - Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Bacias hidrográficas. 2. Desenvolvimento de recursos hídricos. 3. Qualidade da água. 4. Qualidade ambiental. 5. Águas residuais - Aspectos ambientais. 6. Modelos matemáticos. I. Mendonça, Antonio Sérgio Ferreira. II. Rosa, Rodrigo de Alvarenga. III. Universidade Federal do Espírito Santo. Centro Tecnológico. IV. Título.

CDU: 628



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

PLANEJAMENTO DE SISTEMAS DE TRATAMENTO DE EFLUENTES NO ÂMBITO DE BACIAS HIDROGRÁFICAS COM BASE EM MODELAGEM DE QUALIDADE DA ÁGUA E TÉCNICAS DE OTIMIZAÇÃO

Thiara Cezana Gomes

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Antônio Sérgio Ferreira Mendonça
Orientador - PPGEA/CT/UFES

Prof. Dr. Rodrigo de Alvarenga Rosa
Coorientador – PPGEA/CT/UFES

Prof. Dr. José Antônio Tosta dos Reis
Examinador Interno – PPGEA/CT/UFES

Prof.^a Dr.^a Gisele de Lorena Diniz Chaves
Examinadora Interna – PPGEA/CT/UFES

Prof. Dr. Fernando das Graças Braga da Silva
Examinador Externo – UNIFEI

Prof. Dr. Leandro Colombi Rosendo
Examinador Externo – IFES

Elisa Valentim Goulart
Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO

Vitória/ES, 22 de agosto de 2022

DEDICATÓRIA

*Dedico este trabalho a minha mãe Carmen,
minha primeira (e mais especial) professora.
Aos meus irmãos, Caroline e Thiago.
A minha estrelinha, Safira.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que, de alguma maneira, contribuíram ao longo dessa jornada. Em especial, a Deus e à Maria pela companhia e conforto.

A minha querida mãe Carmen, obrigada pelas orações e por me amar e admirar em todas as circunstâncias. A minha irmã e madrinha Caroline e ao meu irmão Thiago, por todo suporte, cuidado e sabedoria compartilhada.

Ao professor orientador Antonio Sergio, serei eternamente grata pelo voto de confiança que me concedeu anos atrás naquela entrevista de seleção para doutorado. Obrigada por me ensinar sobre Recursos Hídricos, mas, especialmente, por me ensinar de maneira genuína sobre resiliência, gentileza e generosidade.

Ao professor coorientador Rodrigo, agradeço pela parceria e amizade que construímos ao longo dos últimos 12 anos. Obrigada por me motivar e por ser exemplo de dedicação e força.

Ao professor Tosta, minha enorme admiração. Obrigada por acreditar em mim e na minha ideia. Pelo olhar atento a cada leitura, pela paciência ao ensinar, pelas aulas e conversas sempre inspiradoras.

Meus agradecimentos à professora Gisele, que tanto admiro, e aos professores Fernando e Leandro pela disponibilidade e gentileza ao aceitarem fazer parte dessa banca.

Obrigada aos demais professores e funcionários do PPGEA/UFES por todo suporte. Em especial, ao professor Diogo e à Shanna, pela disponibilidade e apoio.

Agradeço também ao professor Jorge que nos últimos meses se tornou porta-voz de ótimas notícias. Notícias que me deram força e coragem para encerrar esse longo ciclo de doutoramento.

Aos professores tão especiais que passaram pela minha vida acadêmica, agradeço por todo incentivo e pelas vivências compartilhadas.

Agradeço aos alunos que tive o prazer de conhecer nos últimos anos e ao processo de (trans)formação que vivenciamos.

Aos amigos, obrigada pela torcida.

Agradeço à CAPES pelo apoio financeiro.

RESUMO

No Brasil, os níveis de cobertura dos serviços de tratamento de esgotos ainda são considerados baixos. Os custos de implantação, operação e manutenção de sistemas de tratamento de esgotos são, em geral, elevados e variam consideravelmente conforme o tipo de tecnologia a ser implementada. Diante desse cenário, esta pesquisa propõe um método para planejamento de sistemas de tratamento de efluentes envolvendo minimização dos custos de tratamento e transporte do esgoto, considerando a legislação vigente, a visão sistêmica em que se assume a bacia hidrográfica como unidade de planejamento e a capacidade de autodepuração dos corpos receptores. A modelagem integrada foi subsidiada por três módulos: (i) modelo de qualidade de água combinado a técnica de otimização para estimativa de eficiências mínimas de tratamento de esgotos, (ii) dimensionamento hidráulico e (iii) Problema de Localização de Facilidades (PLF). O estudo difere de outros por trazer à tona a discussão a respeito do Tratamento Consorciado de Efluentes Sanitários (TCES) e por considerar as eficiências de remoção dos poluentes no processo de escolha de tecnologias e localizações das Estações de Tratamento de Esgoto (ETEs), ponderando a capacidade de autodepuração dos corpos d'água. O TCES prevê a possibilidade de efluentes gerados por diferentes fontes pontuais serem transportados e agrupados em ETEs com maior capacidade, proporcionando redes centralizadas. A estratégia metodológica foi aplicada à bacia hidrográfica do rio Pardo, localizada no Espírito Santo. No total 22 cenários para modelagem de qualidade da água foram criados, subdivididos em dois grupos: ETEs individuais e TCES. Para ponderar a sensibilidade do método às variações de parâmetros, foram elaborados quatro quadrantes de análises, sendo em cada um deles um conceito chave trabalhado. A adoção do conceito de TCES se mostrou viável especialmente para redes apresentando menores comprimentos, conjuntos de eficiências de tratamento de esgoto mais elevadas e cenários com potencial de economias de escala. Ao considerar população global crescente e cidades que enfrentam limitações orçamentárias a mudança de paradigmas e a busca por soluções econômicas e ambientalmente seguras é de grande valia.

Palavras-chave: Problema de alocação de efluentes sanitários. Modelo de qualidade de água. Tratamento de esgoto. Problema de Localização de Facilidades. Otimização.

ABSTRACT

In Brazil, the sewage treatment services coverage levels are low. Sewage treatment systems setting up, operating and maintaining costs are generally high and vary considerably depending on the technology type to be implemented. Given this scenario, this research proposed a method for planning effluent treatment systems involving minimization of sewage treatment and transport costs, considering the current legislation, systemic vision in which the river basin is assumed as a planning unit and water bodies self-depuration capacities. The integrated modeling was supported by three modules: (i) water quality mathematical modelling combined with optimization technique to estimate minimum sewage treatment efficiencies, (ii) hydraulic calculations and (iii) Facility Location Problem (PLF). The study differs from others by integrating organic material removal efficiencies into Wastewater Treatment Plant (WTP) locations choice process, by considering self-purification capacity of water bodies and by discussing Consortium Effluent Treatment (CET). In the CET, the effluents generated by different point sources are transported and grouped in ETEs presenting greater capacities, providing centralized networks. The methodology was applied to the Pardo watershed, in Espírito Santo state, Brazil. In total, 22 scenarios for water quality modeling were created, subdivided into two groups: individual WTPs and CET. In order to consider the method's sensitivity to parameter variations, four analysis quadrants were developed being a key concept worked in each of them. The adoption of the CET concept proved to be viable, especially for networks presenting smaller lengths, sets of high sewage treatment efficiencies and/or increased scale economies. When considering the growing global population and cities facing budget constraints, paradigms changes and search for economically and environmentally safe solutions are very valuable.

Keywords: Waste load allocation problem. Water quality model. Sewage treatment. Facility Location Problems. Optimization.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Condições e padrões de qualidade para corpos d'água doce segundo a Res. CONAMA nº 357/05	33
Tabela 2 - Custos de redes coletoras de esgoto	48
Tabela 3 - Custos de coletores e interceptores	49
Tabela 4 - Custos de Estações Elevatórias de Esgoto	49
Tabela 5 - Custos de linhas de recalque	50
Tabela 6 – Faixas de eficiência e custos de implantação, operação e manutenção de sistemas de tratamento de esgotos (dezembro/2020).....	54
Tabela 7 - Resumo da revisão da literatura	61
Tabela 8 – Cálculo da declividade mínima conforme coeficiente de Manning	89
Tabela 9 – Valores aproximados de ks para cálculo da perda de carga localizada.....	91
Tabela 10 – Nomenclatura dos nós da rede.....	101
Tabela 11 - Vazão dos efluentes domésticos da população urbana da bacia do rio Pardo.....	103
Tabela 12 - Operadores e parâmetros utilizados na aplicação do Algoritmo Genético	104
Tabela 13 - Materiais dos condutos.....	106
Tabela 14 – Valores aproximados de ks para configuração das EEEs	107
Tabela 15 - Apresentação dos cenários	110
Tabela 16 – Trajetos possíveis por cenários.....	117
Tabela 17 – Eficiências de tratamento de esgoto estimadas pelos modelos de otimização aplicados à bacia hidrográfica do rio Pardo.....	127
Tabela 18 – Eficiências médias por ETE candidata	129
Tabela 19 - Resultados do dimensionamento hidráulico.....	130
Tabela 20 – Resultados da execução do Grupo 1 contemplando 37 tecnologias de tratamento	134
Tabela 21 – Detalhamento de custos das ETEs para os cenários 2, 3 e 4	135
Tabela 22 – Resultados da execução do Grupo 1 contemplando 37 <i>versus</i> 29 tecnologias de tratamento	136
Tabela 23 – Detalhamento dos custos dos Cenários 3 e 4 considerando 29 tecnologias de tratamento disponíveis.....	138
Tabela 24 – Resumo dos resultados dos Quadrantes 1 e 2 de análises	140
Tabela 25 – Resultados do Quadrante 3	143
Tabela 26 - Resultados do Quadrante 4.1	151

Tabela 27 - Resultados do Quadrante 4.2.....	153
--	-----

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Problema de localização aplicado a uma rede de tratamento de efluentes	22
Figura 2 - Redes descentralizadas e redes centralizadas	23
Figura 3 - Linha do tempo dos modelos matemáticos de qualidade de água.	28
Figura 4 - Principais função objetivo e restrições dos modelos de alocação de efluentes sanitários.....	36
Figura 5 - Fluxo de solução do AG	40
Figura 6 – Partes constituintes de um sistema de esgotamento sanitário	42
Figura 7 – Partes constituintes de um sistema de esgotamento sanitário - simplificado.....	42
Figura 8 - Custos <i>per capita</i> de ETE por tecnologia e por fonte bibliográfica	52
Figura 9 - Etapas da revisão sistemática.....	56
Figura 10 - Estrutura da tabela-resumo	58
Figura 11 - Quantidade de artigos por periódico	59
Figura 12 - Evolução do número de publicações por ano	59
Figura 13 – (a) Tipos de cenários; (b) PAES versus desenvolvimento dos países; (c) Aplicação do PAES em países.....	69
Figura 14 - Uso de modelos de qualidade da água nos PAES.....	70
Figura 15 - Parâmetros de qualidade da água analisados	70
Figura 16 - Objetivos e restrições do PAES	71
Figura 17 – Método para planejamento de sistemas de tratamento de efluentes no âmbito de bacias hidrográficas	74
Figura 18 - <i>Inputs</i> e <i>outputs</i> do método proposto.....	76
Figura 19 - Esquema do modelo proposto.....	77
Figura 20 – Fluxo do dimensionamento hidráulico.....	86
Figura 21 - Esquema do modelo proposto evidenciando suas variáveis e conjuntos.....	93
Figura 22 - Diferentes combinações de eficiências para um mesmo conjunto de ETEs selecionadas.....	94
Figura 23 - Funcionamento das Restrições (49).....	97
Figura 24 - Localização da Bacia Hidrográfica do rio Pardo	98
Figura 25 - Diagrama unifilar da bacia hidrográfica do rio Pardo.	99
Figura 26 - Configuração da rede estudada	100
Figura 27 - Fontes pontuais e ETEs candidatas na bacia hidrográfica do rio Pardo	100
Figura 28 – Grupos e subgrupos de cenários propostos	109

Figura 29 - ETEs Individuais – Cenários 1 a 4.....	111
Figura 30 – Mapa ETEs Individuais – Cenários 1 a 4.....	111
Figura 31 - Tratamento Consorciado de Efluentes – Centralizado (a) – Cenários 5 a 8.....	112
Figura 32 – Mapa do Tratamento Consorciado de Efluentes – Centralizado (a) – Cenários 5 a 8	112
Figura 33 - Tratamento Consorciado de Efluentes – Centralizado (b) – Cenários 9 a 12.....	113
Figura 34 – Mapa do Tratamento Consorciado de Efluentes – Centralizado (b) – Cenários 9 a 12	113
Figura 35 - Tratamento Consorciado de Efluentes – A jusante (a) – Cenários 13 a 16	114
Figura 36 – Mapa do Tratamento Consorciado de Efluentes – A jusante (a) – Cenários 13 a 16	114
Figura 37 - Tratamento Consorciado de Efluentes – A jusante (b) – Cenário 17 e 18.....	115
Figura 38 – Mapa do Tratamento Consorciado de Efluentes – A jusante (b) – Cenários 17 e 18	115
Figura 39 - Tratamento Consorciado de Efluentes – A montante – Cenários 19 a 22	116
Figura 40 – Mapa do Tratamento Consorciado de Efluentes – A montante – Cenários 19 a 22	116
Figura 41 – Quadrantes de análises	118
Figura 42 – Funcionamento das faixas de eficiências e custos de ETEs.....	119
Figura 43 – Perfil de concentração de OD e DBO do rio Pardo – Cenários 1 a 4	121
Figura 44 - Perfil de concentração de OD e DBO do ribeirão São José - Cenários 1 a 4	123
Figura 45 - Perfil de concentração de OD e DBO do rio Pardinho - Cenários 1 a 4.....	123
Figura 46 - Perfil de concentração de OD e DBO do ribeirão Perdição - Cenários 1 a 4	123
Figura 47 – Perfil de concentração de OD e DBO do rio Pardo – Cenários 5 a 8 – Centralizado (a).....	124
Figura 48 - Perfil de concentração de OD e DBO do rio Pardo – Cenários 9 a 12 – Centralizado (b)	124
Figura 49 - Perfil de concentração de OD e DBO do rio Pardo – Cenários 13 a 16 – A jusante (a).....	125
Figura 50 - Perfil de concentração de OD e DBO do rio Pardo – Cenários 17 e 18 – A jusante (b)	125
Figura 51 - Perfil de concentração de OD e DBO do rio Pardo – Cenários 19 a 22 – A montante	126
Figura 52 – Panorama das eficiências de remoção por ETEs candidatas e cenários.....	128

Figura 53 – Comprimento da rede	131
Figura 54 – Comparativo cenários 5 a 8 <i>versus</i> cenários 9 a 12	132
Figura 55 – Percentual de diâmetros nas redes.....	133
Figura 56 – Comparativo dos custos Grupo 1 considerando 39 e 27 tecnologias de tratamento	137
Figura 57 – Tecnologias de tratamento obtidas para Grupo 1.....	139
Figura 58 – Custos totais das ETEs conforme variação das faixas (Grupo 1)	140
Figura 59 - <i>Layout</i> da rede para Quadrantes 1 e 2.....	141
Figura 60 - Percentual de participação nos custos totais para Quadrante 3	144
Figura 61 - Percentual de custos por ETEs alocadas.....	145
Figura 62 – Distribuição dos custos de transporte do esgoto	145
Figura 63 – <i>Layout</i> da rede para Quadrante 3	146
Figura 64 - <i>Layout</i> da rede para Quadrante 4.1	148
Figura 65 - Perfil de concentração de OD e DBO do rio Pardo – Cenário 17 (Quadrante 4.1)	148
Figura 66 – Comparativo entre Quadrante 3 e Quadrante 4.1	149
Figura 67 - <i>Layout</i> da rede para Quadrante 4.2	152
Figura 68 - Percentual de participação nos custos totais para Quadrante 4.2	154
Figura 69 – Trajetos disponíveis para tratamento do esgoto gerado em Irupi	154

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Taxonomia dos Problemas de Localização	37
Quadro 2 - Detalhamento dos quadrantes de análises	120
Quadro 3 - Resumo das análises dos módulos da estratégia metodológica proposta.....	155
Quadro 4 – Análise SWOT do método proposto.....	156

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

AG	Algoritmo Genético
ANA	Agência Nacional das Águas
CL	Condição de Lançamento
CPL	Custo Presente Líquido
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio
DQO	Demanda Química de Oxigênio
EEE	Estação Elevatória de Esgoto
ETE	Estação de Tratamento de Esgoto
FP	Fonte Pontual
GEOBASES	Sistema Integrado de Bases Georreferenciadas do Estado do Espírito Santo
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
INCC	Índice Nacional de Custo da Construção
ISJN	Instituto Jones dos Santos Neves
MO	Modelo de Otimização
OD	Oxigênio Dissolvido
PAES	Problema de Alocação de Efluentes Sanitários
PEAD	Polietileno de Alta Densidade
PLF	Problema de Localização de Facilidades
PNRH	Política Nacional de Recursos Hídricos
PPGEA/UFES	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental da Universidade Federal do Espírito Santo
PVC	Cloreto de Polivilina
RNA	Redes Neurais Artificiais
SA	<i>Simulated Annealing</i>
SAS	<i>Statistical Analysis System</i>
SES	Sistema de Efluentes Sanitários
SIG	Sistema de Informações Geográficas
TCES	Tratamento Consorciado de Efluentes Sanitários
TMA	Taxa Mínima de Atratividade
USEPA	Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos
VPL	Valor Presente Líquido

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	19
1.1 Descrição do problema científico	21
1.2 Hipóteses	24
1.3 Objetivos	24
1.4 Contribuições científicas da pesquisa	25
1.5 Estrutura do trabalho	25
2. REFERENCIAL TEÓRICO.....	27
2.1 Introdução à qualidade da água e aos modelos de simulação de sistemas hídricos	27
2.1.1 Modelos de qualidade da água e capacidade de suporte dos corpos d'água	28
2.1.2 Legislação ambiental.....	31
2.2 Modelos de otimização	35
2.2.1 O Problema de Alocação de Efluentes Sanitários	35
2.2.2 O Problema de Localização de Facilidades.....	37
2.3 Técnicas heurísticas de otimização	39
2.3.1 Algoritmo Genético	39
2.4 Funções de custos de Sistemas de Esgotamento Sanitário	42
2.4.1 Custos de transporte do esgoto.....	46
2.4.2 Custos de estações de tratamento de esgoto.....	51
3. REVISÃO SISTEMÁTICA DA LITERATURA PARA O PROBLEMA DE ALOCAÇÃO DE EFLUENTES SANITÁRIOS	56
3.1 Fase I: Planejamento da Revisão	56
3.2 Fase II: Documentação da Revisão	58
3.3 Fase III: Realização da Revisão	68
4. MÉTODO PARA PLANEJAMENTO DE SISTEMAS DE TRATAMENTO DE EFLUENTES NO ÂMBITO DE BACIAS HIDROGRÁFICAS.....	74
4.1 Fase I: Definir escopo da bacia hidrográfica analisada	75

4.2 Fase II: Propor cenários	76
4.3 Fase III: Ajustar modelos para otimização	76
4.4 Fase IV: Aplicar método proposto	77
4.5 Fase V: Avaliar soluções	77
5. MODELOS MATEMÁTICOS PROPOSTOS PARA PLANEJAMENTO DE SISTEMAS DE TRATAMENTO DE EFLUENTES NO ÂMBITO DA BACIA HIDROGRÁFICA	79
5.1 Módulo 1: Modelo de qualidade da água combinado a técnica de otimização para estimativa de eficiências mínimas de tratamento de esgotos	79
5.1.1 <i>Modelo para simulação da qualidade da água</i>	79
5.1.2 <i>Modelos de otimização</i>	82
5.2 Módulo 2: Dimensionamento hidráulico	85
5.2.1 <i>Conduto livre</i>	88
5.2.2 <i>Conduto forçado</i>	90
5.3 Módulo 3: Problema de Localização para alocação de ETEs	92
6. APRESENTAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO, CENÁRIOS E DADOS DE ENTRADA DOS MODELOS	98
6.1 Área de estudo	98
6.1.1 <i>Definição dos nós da rede</i>	99
6.2 Dados de entrada do método proposto	101
6.2.1 <i>Variáveis hidrodinâmicas e constantes cinéticas</i>	101
6.2.2 <i>Cargas orgânicas e vazões de lançamento dos efluentes domésticos e dos cursos d'água</i>	103
6.2.3 <i>Parâmetros e operadores do Algoritmo Genético</i>	104
6.2.4 <i>Levantamento de cotas</i>	105
6.2.5 <i>Materiais e diâmetros comerciais dos condutos</i>	105
6.2.6 <i>Parâmetros dos cálculos hidráulicos</i>	106
6.2.7 <i>Funções de custos</i>	107

6.2.8 Matriz de distâncias	108
6.3 Apresentação dos cenários	109
7. RESULTADOS E DISCUSSÕES	121
7.1 Módulo 1: Qualidade da água e eficiências mínimas de remoção de tratamento	121
7.1.1 Simulação do lançamento de esgotos brutos.....	121
7.1.2 Eficiências mínimas de remoção de DBO necessárias	126
7.2 Módulo 2: Dimensionamento hidráulico	130
7.3 Módulo 3: Problema de Localização de Facilidades no âmbito da bacia hidrográfica	133
7.3.1 Quadrante 1: Efeitos da disponibilidade de tecnologias de tratamento na seleção de sistemas e no custo total de tratamento de efluentes.....	135
7.3.2 Quadrante 2: Ajuste das faixas de eficiência de tratamento de esgoto e o impacto na escolha das tecnologias e no custo total de tratamento de efluentes	138
7.3.3 Quadrante 3: O Tratamento Consorciado de Efluentes Sanitários e sua viabilidade no âmbito da bacia hidrográfica do rio Pardo	141
7.3.4 Quadrante 4: Ajuste de parâmetros e suas implicações nas soluções do método proposto.....	146
7.4 Resumo dos resultados	155
7.5 Análise SWOT do método proposto.....	156
8. CONCLUSÕES	158
8.1 Recomendações e trabalhos futuros.....	159
REFERÊNCIAS	161
APÊNDICES	172
APÊNDICE A – Cotas para bacia hidrográfica do rio Pardo.....	173
APÊNDICE B – Matriz de distância para bacia hidrográfica do rio Pardo	174
APÊNDICE C – Perfis de concentração de OD e DBO para os tributários do rio Pardo	175

APÊNDICE D – Faixas de custos de tratamento de efluentes considerando economias de escala
180

ANEXOS 182

ANEXO A - Índice Nacional da Construção Civil – INCC-DI 183

ANEXO B - Tabela de custos *per capita* de tratamento de efluentes por tecnologia e por fonte
bibliográfica..... 190

ANEXO C - Dimensionamento e verificação de tubulações ($n = 0,013$) 191

1. INTRODUÇÃO

A sociedade passa por um processo de intensa urbanização, no qual cidades se desenvolvem em passo acelerado e carecem de infraestrutura robusta e economicamente eficiente e de disponibilidade de recursos como água, energia e alimentos (AGUDELO; MELS; BRAADBAART, 2010; BIEKER; CORNEL; WAGNER, 2010). Assim, a necessidade de preservação e recuperação dos recursos hídricos se torna evidente. Além do acentuado crescimento populacional que acarreta, naturalmente, um dispêndio maior deste recurso para diferentes fins, há ainda a problemática da poluição dos corpos d'água. Trata-se de um problema mundial e o seu controle é considerado um dos grandes desafios da gestão de recursos hídricos (BITTENCOURT; GOBBI, 2006; TEODORO *et al.*, 2013).

Atualmente, a média brasileira de atendimento da população urbana com sistemas coletivos de coleta e tratamento de esgotos é de 46,5%, ou seja, menos da metade (ANA, 2020). Além disso, de toda a carga orgânica gerada (9,1 mil toneladas de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)/dia), apenas 39% é removida com a infraestrutura existente nas sedes das cidades do país. Dessa maneira, em termos de carga orgânica remanescente, aproximadamente 5,5 mil toneladas DBO/dia podem alcançar os corpos receptores (ANA, 2017). No Brasil, há registro de 3.668 Estações de Tratamento de Esgotos (ETEs) em 2.007 municípios. Segundo ANA (2020), houve um aumento de 900 novas ETEs entre 2013 e 2019; no entanto, nota-se ainda uma concentração em termos de municípios abrangidos com tratamento de esgotos, apenas 36% do total.

Para atenuar esses problemas devem ser construídos ou replanejados sistemas de coleta e tratamento de efluentes em muitos lugares nos próximos anos (ZEFERINO; CUNHA; ANTUNES, 2012). O montante de investimento estimado até 2035 para universalizar os serviços de esgotamento sanitário no Brasil, de maneira a aumentar a segurança hídrica em termos de qualidade da água, é de cerca de R\$ 150 bilhões (ANA, 2017).

Diante de tal cenário, estratégias metodológicas que auxiliem na redução dos custos de implantação, operação e manutenção de sistemas de tratamento de efluentes; na tomada de decisão por parte de gestores, pesquisadores e governantes; no cumprimento da Política Nacional de Recursos Hídricos (PNRH), instituída pela Lei 9.433/97, e das demais legislações vigentes; e, por fim, na busca pelo planejamento integrado de sistemas de águas residuárias urbanas são de grande valia.

Os itens citados anteriormente formam, portanto, os pilares que justificam esta pesquisa. Trata-se da proposição de uma estratégia metodológica, com auxílio de modelagem de qualidade da água e de técnicas de otimização, para o planejamento de sistemas de tratamento de efluentes levando em consideração, dentre outros aspectos, a legislação vigente, a visão sistêmica em que se assume a bacia hidrográfica como unidade de planejamento e a capacidade de autodepuração dos corpos receptores.

Entende-se por autodepuração a capacidade dos corpos d'água restabelecerem o equilíbrio do meio aquático por meio de mecanismos naturais após as alterações provocadas pelos despejos

dos efluentes (VON SPERLING, 2014a). Em condições de carência de recursos financeiros, comum na maior parte dos municípios brasileiros, a autodepuração surge como uma opção válida quando considerados os critérios técnicos e o rateio entre poluidores, evitando assim que a capacidade de assimilação do curso d'água fique centrada em um só poluidor (LANNA, 1997; REIS; VALORY; MENDONÇA, 2015; SALLA *et al.*, 2013; VON SPERLING, 2014a).

No que concerne à escolha das melhores formas de tratamento de efluentes e das localizações de ETEs, Estações Elevatórias de Esgoto (EEEs) e condutos que compõem um sistema de tratamento de efluentes, nota-se que o uso de modelos de otimização pode auxiliar no processo de tomada de decisão (MACHADO; PORTO; KAVISKI, 2012). A modelagem permite que vários arranjos (*layouts*), cenários, seus impactos e custos sejam analisados sem a necessidade de alterar fisicamente o sistema real. Assim, uma quantidade substancial de despesas financeiras pode ser suprimida (OPPA, 2007; BUTLER e SCHÜTZE, 2005). Isso se torna ainda mais relevante ao se considerar a complexidade de uma bacia hidrográfica, com múltiplos lançamentos de diferentes cargas em corpos d'água com variadas capacidades de assimilação (VON SPERLING, 2014a), envolvendo ainda questões topográficas, legais, aspectos quantitativos, qualitativos e diversas variáveis.

O objetivo destes modelos de otimização é quase sempre o mesmo: minimizar custos de implantação, operação e manutenção da rede e maximizar a melhoria da qualidade da água (MACHADO; CUNHA; PORTO, 2006). Do ponto de vista prático, não há uma solução única para projetar um sistema de águas residuárias. Possíveis soluções incluem o tratamento individualizado da carga orgânica gerada por cada comunidade, mas também há a possibilidade de projetar sistemas em que todo montante de água residuária da região seja tratado em uma estação centralizada (CUNHA *et al.*, 2005).

Machado (2009), por exemplo, utilizou a meta-heurística *Simulated Annealing* (SA) na solução de um problema de localização de ETEs no âmbito de bacias hidrográficas, visando a minimização de custos. Todavia, em sua abordagem, fez uso de eficiências de remoção de poluentes padronizadas para as estações; Sousa *et al.* (2002) utilizaram SA juntamente a uma interface flexível de Sistema de Informação Geográfica (SIG) para o planejamento de sistemas de águas residuárias em nível regional; Wang e Jamieson (2002) buscaram determinar uma solução de custo mínimo para a localização das estações. A dinâmica da qualidade da água do rio foi analisada somente em termos de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) modelada por meio de Redes Neurais Artificiais (RNA). Não foram considerados questões de *design* da rede de esgoto e capacidade de autodepuração do curso d'água; Cunha *et al.* (2009) fizeram uma primeira tentativa de incorporar na abordagem de localização de ETEs um modelo de qualidade da água para considerar explicitamente restrições sobre a qualidade do corpo receptor; Zeferino, Cunha e Antunes (2017) propuseram dois modelos de otimização com o objetivo de encontrar configurações ótimas para redes. No entanto, os autores classificaram as ETEs em pequena e grande escala, não havendo menção direta a eficiência de tratamento dos esgotos ou tecnologias associadas a cada uma delas.

A estratégia metodológica proposta nessa pesquisa tem como alicerce os estudos anteriores. Mas difere deles por considerar eficiências de remoção dos poluentes no processo de escolha

das melhores tecnologias e localizações das ETEs, ponderando a capacidade de autodepuração dos corpos d'água de tal maneira a proteger corpos receptores, atender a legislação vigente e minimizar os custos envolvidos no projeto da rede. Além disso, a proposta traz à tona a discussão a respeito do Tratamento Consorciado de Efluentes Sanitários (TCES), ou seja, a possibilidade de efluentes gerados por diferentes fontes serem transportados e agrupados em ETEs maiores, proporcionando uma rede centralizada.

A centralização poderá fornecer custos totais menores ao explorar economias de escala. Além disso, o analista ou gestor poderá beneficiar-se da disponibilidade de área e energia elétrica de certos locais candidatos, aceitação cultural, grau de qualificação da mão de obra da operação, fornecedores de materiais e insumos, possíveis subsídios fiscais e adequação ao clima, ao mesmo tempo em que obtém um melhor desempenho ambiental. Essa abordagem já ocorre na área de resíduos sólidos sendo amparada pelo uso de Problemas de Localização de Facilidades (PLF), conforme estudos de Gomes *et al.* (2021b); Couto *et al.*, (2017); Ferri, Chaves e Ribeiro (2015); Gomes (2015).

Sugere-se assim o emprego de maneira combinada de técnicas de otimização, modelagem de qualidade de água, cálculos hidráulicos e PLF para o planejamento de sistemas de tratamento de efluentes no âmbito de bacias hidrográficas.

1.1 Descrição do problema científico

Os sistemas de águas residuárias são de importância crucial para a promoção do desenvolvimento sustentável. Entretanto, eles podem ser muito onerosos e as soluções adotadas difíceis de reverter, visto tratar-se muitas vezes de obras robustas. Portanto, os sistemas devem ser planejados de forma eficiente, levando em consideração aspectos econômicos, ambientais, operacionais e sociais.

Ainda que o investimento inicial seja significativo, os benefícios obtidos a longo prazo excederão em grande parte os custos, visto que intervenções em água e saneamento promovem, dentre outros, proteção contra doenças, redução de mortalidade, melhorias na saúde pública e no meio ambiente (GALDO; BRICENO, 2005). Embora essas redes sejam muitas vezes planejadas a nível local, uma abordagem de planejamento a nível regional que explore as economias de escala, ao mesmo tempo em que obtém um melhor desempenho ambiental é de grande valia (ZEFERINO; CUNHA; ANTUNES, 2017).

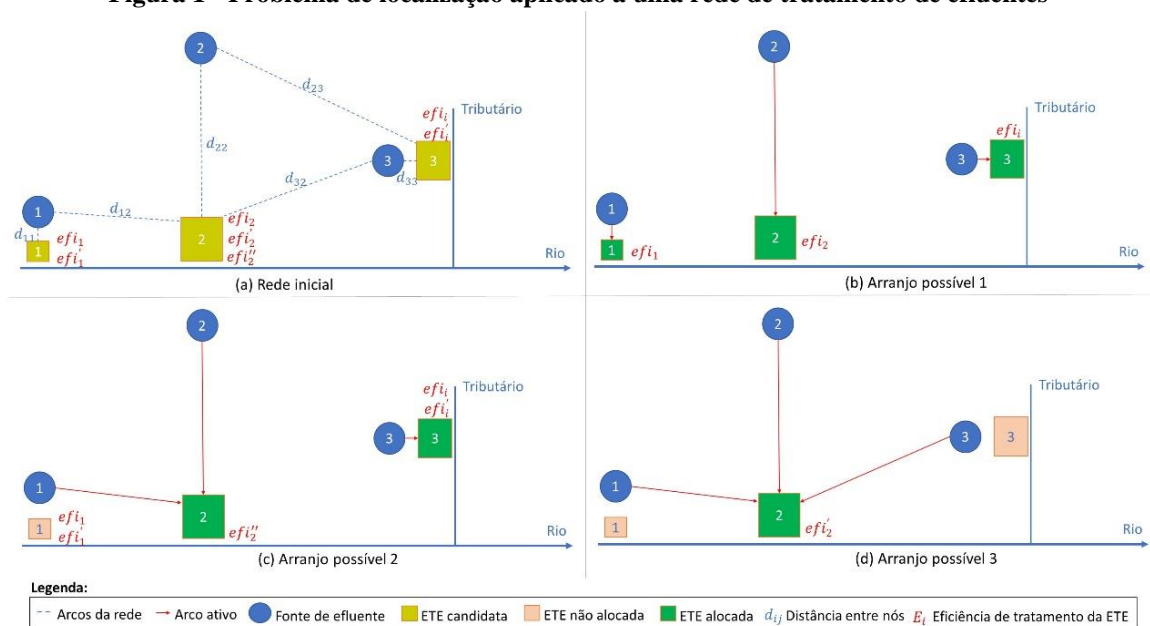
Os modelos de otimização propostos na literatura visam encontrar o *layout* ideal para a rede de esgoto, incluindo a localização dos condutos, estações elevatórias e de tratamento a serem incluídas no sistema. As decisões envolvem, dentre outros, os custos de instalação, operação e manutenção das infraestruturas e os parâmetros de qualidade da água a serem atendidos. A qualidade da água varia ao longo do rio de acordo com as descargas de carga orgânica e é avaliada por meio de parâmetros ambientais, como a concentração de Oxigênio Dissolvido (OD) e Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) (ZEFERINO, 2011).

O PLF vem sendo usado como auxílio para este tipo de planejamento, conforme estudos de Machado (2009); Sousa *et al.* (2002); Cunha *et al.*, (2009); Zeferino, Cunha e Antunes (2017). Problema de localização consiste em determinar locais para a instalação de facilidades que atendam às demandas de clientes com o menor custo possível. Facilidades podem representar, por exemplo, postos de saúde, escolas, fábricas ou estações de tratamento de efluentes e clientes podem ser bairros, unidades de vendas, estudantes, dentre outros (FERRI; CHAVES; RIBEIRO, 2015). Localizar uma instalação consiste em escolher uma posição para a sua operação de maneira que uma função objetivo seja otimizada, isto é, maximizada e/ou minimizada, satisfazendo algumas restrições previamente estabelecidas. Trata-se de uma importante decisão estratégica a ser tomada por organizações privadas ou públicas (FERRI; CHAVES; RIBEIRO, 2015; FARAHANI; REZAPOUR; KARDAR, 2011).

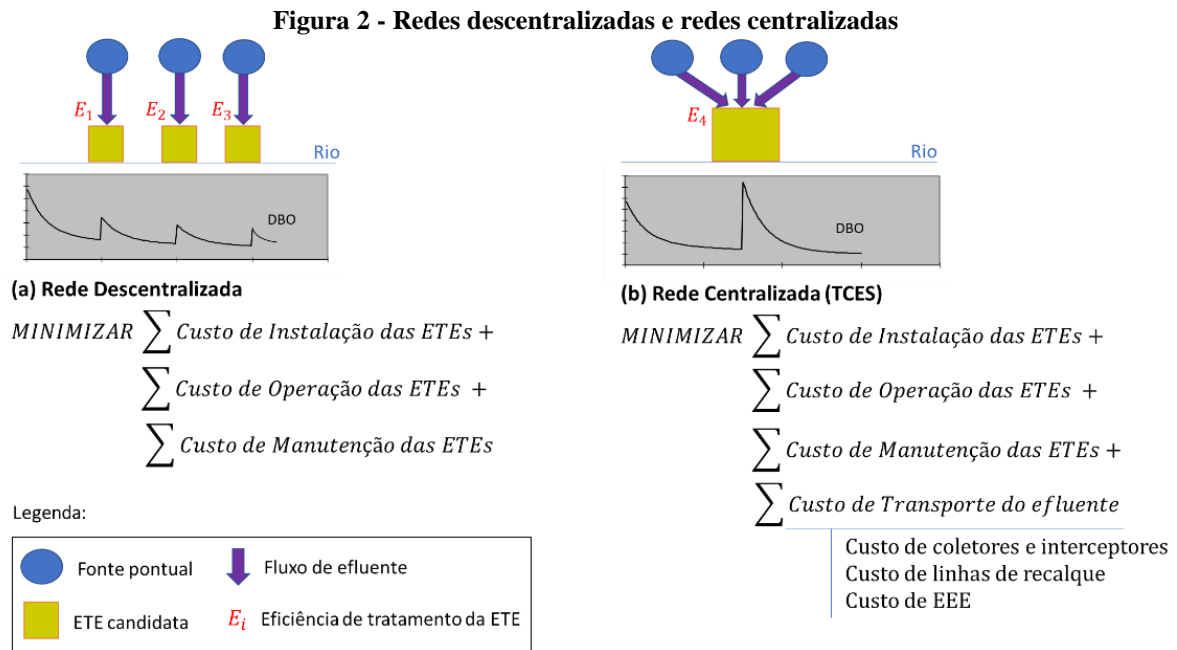
Assim, sugere-se, por meio dessa pesquisa, o uso de otimização para um PLF aplicado ao planejamento de redes de tratamento de efluentes, de tal forma que não apenas os custos sejam considerados no método proposto, mas que também se busque a determinação de eficiências mínimas de remoção de efluentes no âmbito de uma bacia hidrográfica de forma que seja assegurada a qualidade da água almejada para os corpos receptores. Por redes, mencionadas anteriormente, entende-se a representação dos fluxos que circulam entre pontos de origem e de destino pré-determinados. A configuração pode ser definida como um conjunto de nós, também nomeados elos ou facilidades, e por arcos que unem esses nós (GOLDBARG; LUNA, 2005).

No caso do problema estudado, as fontes pontuais de efluentes e as ETEs candidatas são os elos da rede e os arcos que os unem são os possíveis fluxos dos efluentes gerados, conforme Figura 1a. Nota-se que as ETEs candidatas possuem eficiências de remoção de poluentes e localizações específicas. Dessa maneira, diferentes *layouts* podem ser obtidos. Há a possibilidade, por exemplo, da abertura de todas as ETEs candidatas (Figura 1b), apenas duas (Figura 1c) ou então somente uma (Figura 1d). A configuração mais viável será obtida segundo as restrições e os objetivos impostos no modelo e de acordo com os parâmetros correspondentes ao cenário.

Figura 1 - Problema de localização aplicado a uma rede de tratamento de efluentes



Previamente, é possível perceber que há soluções nas quais o efluente disposto em cada Fonte Pontual (FP) é tratado em ETEs individuais (Figura 2a), assim como há soluções onde os efluentes de diversos nós são enviados para uma única estação, gerando uma rede central (Figura 2b). Nessa pesquisa, o último caso foi nomeado Tratamento Consorciado de Efluentes Sanitários (TCES). No TCES, ao agrupar esgotos vindos de diferentes FPs em uma ETE candidata, há necessidade de inclusão dos custos de transporte dos efluentes. Esse poderá contemplar custo de coletores, interceptores, linhas de recalque e Estações Elevatórias de Esgoto (EEEs).



Desde já, nota-se que a definição de quantas e quais estações deverão ser alocadas tem relação com a capacidade de assimilação do rio, questões topográficas e hidráulicas da região estudada, montante de efluente gerado, eficiência e capacidade das ETEs e custos variados. Ou seja, uma grande quantia de variáveis e parâmetros tem influência neste método. Em muitos casos, a capacidade de autodepuração do curso d'água é negligenciada e as ETEs candidatas recebem eficiências padronizadas sem que a assimilação do corpo receptor seja contabilizada. Tal fato culmina em custos finais de rede extremamente onerosos, visto que o aumento das eficiências de tratamento tende a ocasionar o aumento dos custos totais (DEININGER, 1965).

Em países em desenvolvimento o custo é aspecto de grande relevância no processo de escolha de tecnologias de tratamento de esgotos (JORDÃO e PESSOA, 2014). No Brasil, considerada a baixa cobertura do serviço de tratamento de esgotos, a utilização da capacidade de autodepuração ganha extrema relevância, visto que a inclusão do conceito sugere uma redução nos custos de implantação de medidas de controle de poluição ao utilizar os cursos d'água como complementação dos processos que ocorrem no tratamento de águas residuárias (BRINGER, 2017; REIS; VALORY e MENDONÇA, 2015).

Após detectar essa lacuna, busca-se a criação de uma estratégia metodológica mais abrangente composta por três módulos: (i) modelagem de qualidade de água combinada a técnica de

otimização aplicável à determinação de eficiências mínimas de remoção de poluentes no âmbito de uma bacia hidrográfica; (ii) cálculos hidráulicos para obtenção de redes hidraulicamente viáveis; (iii) problema de localização visando minimização dos custos de instalação, operação, manutenção das ETEs e dos custos de transporte de esgotos (Figura 2b).

1.2 Hipóteses

Tomando por base as informações apresentadas nas seções anteriores, foram formuladas as perguntas geradoras e as respectivas hipóteses desta pesquisa, que auxiliarão na definição do objetivo geral, dos objetivos específicos e no planejamento metodológico.

Problema 1: A adoção do conceito de tratamento de esgoto consorciado é válida dos pontos de vista quantitativo (custos) e qualitativo (qualidade da água)?

Hipótese 1: A adoção do conceito de Tratamento Consorciado de Efluentes Sanitários (TCES) pode ser uma alternativa viável para regiões que buscam o tratamento adequado de efluentes sanitários, respeitando os critérios legais de qualidade do corpo d'água, visto que redes centralizadas proporcionam redução dos custos totais quando comparadas às redes descentralizadas.

Problema 2: Os custos para instalação de um sistema regional de tratamento de efluentes podem ser significativamente mais elevados quando se faz uso de eficiências de tratamento padronizadas sem considerar a autodepuração dos corpos receptores?

Hipótese 2: O uso de eficiências de tratamento considerando a capacidade de autodepuração do rio pode reduzir significativamente os custos totais dos sistemas de tratamento de efluentes ao mesmo tempo que obtém um desempenho ambiental adequado, conforme legislação vigente.

1.3 Objetivos

O objetivo geral desta pesquisa é propor um método que permita o planejamento integrado de sistemas de tratamento de efluentes envolvendo minimização dos custos de tratamento e transporte em abordagem individual ou consorciada, considerando a legislação vigente, a visão sistêmica em que se assume a bacia hidrográfica como unidade de planejamento e a capacidade de autodepuração dos corpos receptores.

Para que o objetivo geral seja alcançado foram delineados os objetivos específicos apresentados na sequência.

- Implementar e validar modelos de otimização capazes de auxiliar no planejamento integrado de sistemas de tratamento de efluentes, de forma a obter eficiências mínimas de remoção de esgotos no âmbito de bacias hidrográfica, redes hidraulicamente viáveis e as melhores localizações do ponto de vista de minimização dos custos de tratamento e transporte dos efluentes;

- Verificar robustez e flexibilidade do método por meio da aplicação em diferentes cenários a partir de informações relacionadas a uma bacia hidrográfica real;
- Analisar os efeitos dos diferentes custos envolvidos no projeto de sistemas de tratamento de efluentes no resultado final;
- Avaliar potencial de adoção do conceito de Tratamento Consorciado de Efluentes Sanitários (TCES) segundo resultados obtidos para os diferentes cenários e respectivos custos associados.

1.4 Contribuições científicas da pesquisa

Dentre as principais contribuições científicas desta pesquisa que atestam sua originalidade, listam-se:

- Desenvolvimento e aplicação de uma modelagem integrada, embasada por técnicas de otimização, para planejamento de sistemas de tratamento de efluentes considerando a visão sistêmica em que se assume a bacia hidrográfica como unidade de planejamento;
- Inclusão no planejamento dos sistemas regionais, das eficiências de tratamento como variáveis do processo de escolha das melhores localizações das ETEs, de tal maneira a proteger os corpos receptores, considerar a capacidade de autodepuração do corpo receptor, atender a legislação vigente e minimizar os custos envolvidos no projeto da rede;
- Trazer à tona a discussão a respeito do TCES para regiões que buscam o tratamento adequado de suas águas residuárias, respeitando os critérios legais de qualidade do corpo d'água, mas que possuem limitações orçamentárias;
- Análise do impacto dos diferentes custos envolvidos no projeto de sistemas de tratamento de efluentes sendo possível apurar quais são os mais críticos e, conseqüentemente, demandam maior diligência por parte do decisor.

1.5 Estrutura do trabalho

O presente trabalho está dividido em oito capítulos. O primeiro capítulo apresenta as informações introdutórias, a justificativa do tema da pesquisa, a descrição do problema científico, as contribuições científicas, as hipóteses, os objetivos a serem alcançados e a estrutura do texto.

No segundo capítulo é apresentado o referencial teórico, contextualizando os modelos de qualidade da água, a capacidade de suporte dos corpos d'águas, os padrões estabelecidos para qualidade de águas superficiais e o PLF. Apresenta-se também técnicas heurísticas de otimização, em especial o Algoritmo Genético (AG) que dão suporte à resolução dos modelos

citados anteriormente. Em seguida, é mostrado levantamento de funções de custos de transporte e tratamento de esgotos, úteis no desenvolvimento e na execução do PLF.

O terceiro capítulo apresenta revisão sistemática da literatura relativa ao Problema de Alocação de Efluentes Sanitários (PAES). Trata-se de revisão publicada em Gomes *et al.* (2021a), por meio da qual é possível atestar a existência da lacuna científica exposta na seção 1.1. Por meio da visão sistêmica apresentada nos capítulos dois e três, se estruturam as bases teóricas que norteiam o trabalho proposto.

O quarto capítulo trata da proposição metodológica desenvolvida e aplicável ao processo de planejamento de sistemas de tratamento de efluentes no âmbito de bacias hidrográficas.

O quinto capítulo descreve as formulações e usos dos modelos matemáticos de qualidade da água, dimensionamento hidráulico e localização de facilidades e, conseqüentemente, os aspectos que fundamentam a proposição de utilização dos três módulos de forma conjunta.

O sexto capítulo aborda a definição e a caracterização da bacia hidrográfica estudada, os cenários propostos, assim como os procedimentos para obtenção dos parâmetros e dados de entrada aplicáveis à área de estudo.

Os resultados obtidos em cada um dos três módulos são expostos no sétimo capítulo, além do resumo dos resultados e a análise SWOT do método proposto. Finalmente, o capítulo oito apresenta as conclusões e recomendações para trabalhos futuros, seguido pelas referências bibliográficas utilizadas.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo são explanados alguns conceitos concernentes à qualidade da água, aos modelos de simulação de sistemas hídricos, além de ser apresentada breve explicação sobre legislação relevante para a área e tecnologias empregadas para o tratamento de efluentes. São abordados os dois principais problemas de otimização tratados na pesquisa: Problema de Alocação de Efluentes Sanitários (PAES) e Problema de Localização de Facilidades (PLF). Por fim, os principais conceitos relacionados com a técnica heurística do algoritmo genético e algumas das funções de custos de transporte e tratamento dos esgotos disponíveis na literatura.

2.1 Introdução à qualidade da água e aos modelos de simulação de sistemas hídricos

A qualidade da água é resultante de fenômenos naturais, da atuação do homem e função das condições naturais e do uso e da ocupação do solo na bacia hidrográfica. Assim, seu controle associa-se a um planejamento global, no nível de toda a bacia, e não localmente. Os diversos componentes presentes na água que alteram seu grau de pureza podem ser retratados, de maneira ampla e simplificada, em termos das suas características físicas, químicas e biológicas. Estas podem ser traduzidas na forma de parâmetros de qualidade. Alguns deles são: pH, alcalinidade, cor, turbidez, dureza, fósforo orgânico e inorgânico, fósforo total, nitratos, nitritos, amônia, nitrogênio total, coliformes fecais, Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO), Demanda Química de Oxigênio (DQO) e Oxigênio Dissolvido (OD) (VON SPERLING, 2014a).

Os parâmetros mais utilizados na caracterização de corpos d'água e no controle operacional de estações de tratamento de efluentes são o OD e a DBO (ANDRADE, 2012). O OD, além de vital para a biota, é o principal parâmetro de caracterização dos efeitos da poluição das águas por despejos orgânicos. O oxigênio dissolvido na água pode ser de origem natural ou antrópica. A origem natural se deve à dissolução do oxigênio atmosférico e à produção dos organismos fotossintéticos. Como origem antrópica, têm-se a introdução de aeração artificial e a produção pelos organismos fotossintéticos em corpos d'água eutrofizados (VON SPERLING, 2014a). A DBO retrata, de maneira indireta, o teor de matéria orgânica nos esgotos ou no corpo d'água. Ou seja, não é propriamente um poluente, mas uma indicação do potencial do consumo do oxigênio dissolvido (BRAGA *et al.*, 2005; VON SPERLING, 2014a).

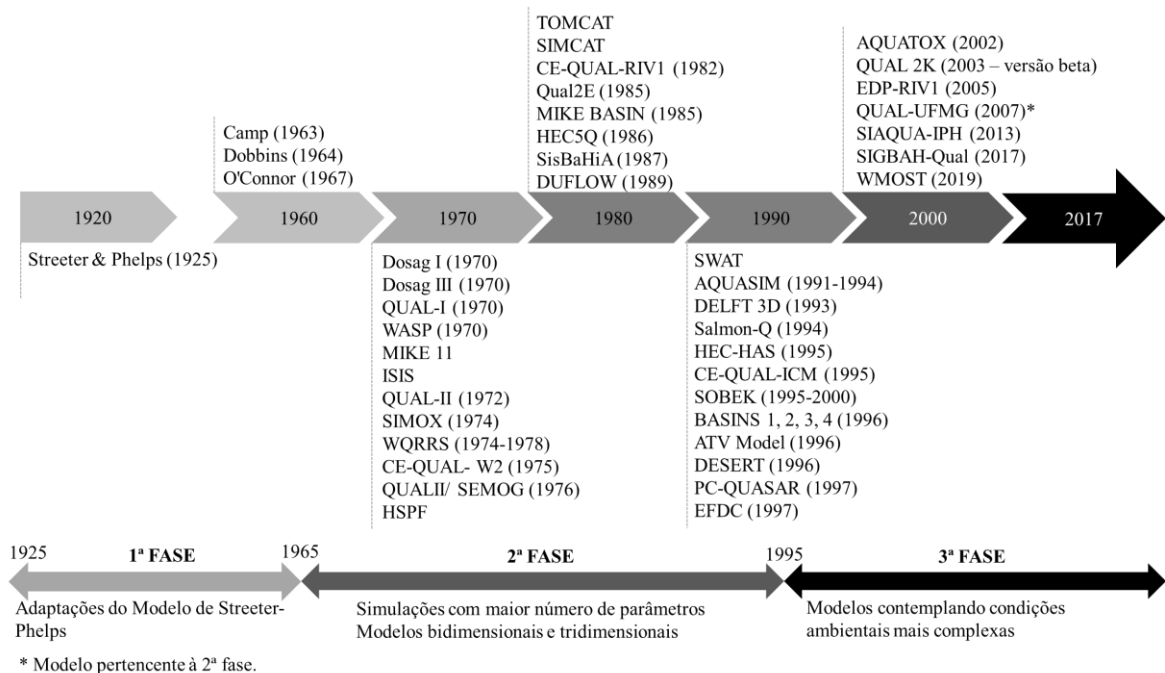
A introdução de matéria orgânica em um corpo d'água resulta em um processo natural de neutralização denominado autodepuração. Este está ligado ao conjunto de processos físicos, químicos e bioquímicos, essencialmente naturais, que buscam o restabelecimento do equilíbrio no meio aquático, após as alterações induzidas pelos despejos, e pode ser bastante eficiente na melhoria da qualidade d'água dependendo do nível de poluição dos rios (ANDRADE, 2010; VON SPERLING, 2014a). Neste processo há estágios de sucessão ecológica que podem ser associados a zonas fisicamente identificáveis no rio nomeadas zonas de autodepuração. Cabe salientar que não existe uma depuração absoluta, o ecossistema atinge novamente o equilíbrio, porém em condições diferentes das anteriores (BRAGA *et al.*, 2005; VON SPERLING, 2014a).

2.1.1 Modelos de qualidade da água e capacidade de suporte dos corpos d'água

É de grande valia o conhecimento e a quantificação do fenômeno de autodepuração, visto que pode propiciar o uso da capacidade de assimilação dos rios como complementação dos processos que ocorrem no tratamento de esgotos, algo extremamente relevante em países com carências de recursos (REIS; VALORY; MENDONÇA, 2015). O uso dos cursos d'água como complementação dos processos que ocorrem no tratamento, desde que feito com parcimônia e dentro de critérios técnicos seguros, bem definidos e sem ultrapassar os limites da legislação e do corpo hídrico (BRINGER, 2017; VON SPERLING, 2014a). Nesse ponto, estabelece-se a necessidade por modelos de qualidade da água para subsidiar análises e tomadas de decisão.

Os modelos de qualidade da água são formados por um conjunto de expressões matemáticas que definem os processos físicos, químicos e biológicos que ocorrem no corpo d'água (ALBERTIN, 2008). A Figura 3 ilustra uma linha do tempo com os principais modelos surgidos em cada uma das décadas, conforme Calmon (2015); Rauch *et al.*, (1998) e Wang *et al.* (2013). Segundo Wang *et al.* (2013), o processo de desenvolvimento dos modelos de qualidade de água pode ser dividido em três fases.

Figura 3 - Linha do tempo dos modelos matemáticos de qualidade de água.



Na primeira fase, de 1925 a 1965, grande parte dos pesquisadores modificou e aprimorou o modelo de Streeter-Phelps. O modelo de Streeter-Phelps foi aplicado inicialmente ao rio Ohio, nos Estados Unidos, em um estudo que tinha por finalidade aumentar a eficiência das ações a serem tomadas no controle da poluição (STREETER; PHELPS, 1925). A formulação serviu como base para o desenvolvimento da maioria dos modelos avançados (SINGH; JAIN, 2009), sendo composto, de forma genérica, por duas equações. Uma modela a desoxigenação, ou seja, a oxidação da matéria orgânica biodegradável, e a outra a reaeração atmosférica (CHAPRA, 2008), a partir da solução analítica de equações diferenciais ordinárias de primeira ordem. Essas equações são nomeadas, respectivamente, equações de demanda bioquímica de oxigênio e de

reaeração. Matematicamente a cinética do déficit é representada em (1) e (2). E a concentração de oxigênio no tempo é dada por (3).

$$\frac{dL}{dt} = -K_1 \cdot L \quad (1)$$

$$\frac{dD}{dt} = -K_1 \cdot L + K_2 \cdot D \quad (2)$$

$$C_{(t)} = C_s - D_{(t)} \quad (3)$$

Onde: L é a DBO última (mg/L); D é o déficit de oxigênio (mg/L); t é o tempo (dia); K_1 e K_2 são os coeficientes de, respectivamente, desoxigenação e de reaeração (dia^{-1}); $C_{(t)}$ é a concentração de OD no tempo (mg/L); C_s é a concentração de saturação de OD (mg/L); e $D_{(t)}$ é o déficit de oxigênio no tempo.

Considerando $t = x/v$, onde x é a posição em relação ao ponto de descarga do efluente (m) e v a velocidade média do fluxo da água (m/s), as soluções das equações (1) e (2), introduzidas na equação (3), resultam na equação (4).

$$C_{(x)} = C_s - \left[\frac{K_1 \cdot L_0}{K_2 - K_1} \left(e^{\frac{-K_1}{v}x} - e^{\frac{-K_2}{v}x} \right) + (C_s - C_0)e^{\frac{-K_2}{v}x} \right] \quad (4)$$

Onde: L_0 é a DBO última inicial (mg/L) e C_0 é a concentração inicial de OD do rio (mg/L).

O modelo assume que o escoamento no curso d'água ocorre segundo o regime de fluxo em pistão. Cada seção do curso d'água funciona como um êmbolo, no interior do qual a qualidade de água é uniforme. Não há intercâmbios de massa ou energia entre duas seções adjacentes quaisquer. À medida que o êmbolo se desloca ao longo do curso d'água, os processos que caracterizam o fenômeno de autodepuração se desenvolvem no seu interior.

Dentre as principais limitações do modelo de Streeter-Phelps, pode-se listar: equações descritas são válidas apenas em condições aeróbias (GUNDELACH; CASTILLO, 1970); sistema unidimensional; lançamento do efluente pontual e constante; regime permanente com vazão e seção constantes; não inclui os fenômenos de reoxigenação pela fotossíntese, sedimentação da matéria orgânica e demanda bentônica, no entanto, é possível a inclusão a partir da modificação das constantes cinéticas; pressupõe mistura imediata; regime hidráulico do tipo fluxo em pistão não levando em consideração os efeitos da dispersão. Ainda que existam tais simplificações, o modelo pode ser uma ferramenta útil para prever os danos causados pelo lançamento de efluentes quando há necessidade de menor número de parâmetros de entrada e maior simplicidade conceitual (RODRIGUES, 2005; VON SPERLING, 2014a). A formulação original de Streeter-Phelps foi, ao longo dos anos, passando por modificações e aperfeiçoamentos, mas mantendo sua estrutura conceitual clássica (ZANDONADI, 2011).

Ainda na primeira fase, entre 1925 e 1965, o modelo Camp modificou as equações originais adicionando termos referentes à sedimentação e/ou ressuspensão, a DBO do escoamento

superficial e a fotossíntese. Já o modelo Dobbins fez uso de equações diferenciais de segunda ordem, considerando os efeitos da demanda bentônica, fotossíntese e respiração no acréscimo da taxa de OD.

A segunda fase, de 1965 a 1995, contemplou o rápido progresso dos modelos de qualidade da água. Modelos bidimensionais e tridimensionais foram desenvolvidos, o número de variáveis ampliado, o modo hidrodinâmico e as influências dos sedimentos foram introduzidas.

Ressalta-se nesta fase o QUAL2E (BROWN; BARNWELL, 1987), desenvolvido pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (USEPA). O modelo considera os principais mecanismos de transporte (advecção e dispersão) apenas na direção longitudinal do escoamento, representando em maior profundidade os ciclos de oxigênio, nitrogênio e fósforo na água. Trata-se de um dos mais conhecidos e utilizados por pesquisadores de diversas regiões do mundo (COX, 2003; CHAPRA, 2008; VON SPERLING, 2014a).

Alguns dos trabalhos que fizeram uso do QUAL2E como ferramenta de suporte para o gerenciamento de recursos hídricos foram: Paliwal, Sharma e Kansal (2007) que interligaram os resultados do modelo a um SIG, de maneira a mostrar a intensidade da poluição em cada trecho do rio Yamuna, na Índia; Azzellino *et al.* (2006) que combinaram o QUAL2E a uma técnica de Análise Fatorial com objetivo de aumentar a compreensão a respeito da distribuição de fontes pontuais e difusas nas bacias de Cherio e Adda, na Itália; Ning *et al.* (2001) que previram as concentrações de DBO, OD, fósforo total e amônia para toda a bacia do rio Kao-Ping, em Taiwan, com auxílio do QUAL2E como ferramenta de suporte para o gerenciamento de recursos hídricos.

Por fim, o terceiro estágio, a partir de 1995, caracterizado pelo desenvolvimento de modelos de qualidade de água que tratam condições ambientais mais complexas, muitas vezes integrando modelos de poluição do ar para avaliar diretamente a contribuição da deposição de poluentes atmosféricos em bacias hidrográficas. Destaca-se o sistema BASINS, desenvolvido pela USEPA, que permite uma análise ambiental polivalente capaz de avaliar rapidamente quantias expressivas de fontes pontuais e não pontuais (WANG *et al.*, 2013).

No Brasil, um modelo de relevância é o QUAL-UFMG, desenvolvido por Marcos Von Sperling no ambiente do programa Microsoft Excel com base no QUAL2E. Trata-se de uma planilha versátil e simples, de modelagem unidimensional, capaz de simular os seguintes constituintes ao longo do rio: DBO, OD, nitrogênio total e sua fração orgânica, amoniacal, nitrito e nitrato, fósforo total e suas frações orgânicas e inorgânicas, e coliformes termotolerantes.

Dentre as simplificações na implementação do QUAL-UFMG em relação ao QUAL2E citam-se: a integração numérica pelo método de Euler; a desconsideração da dispersão longitudinal; a não inclusão da modelagem de algas e de todas suas inter-relações com os demais constituintes por motivos de simplificação técnica e também pela pequena importância das mesmas na simulação de ambientes lóticos; considera-se a cinética de primeira ordem para as reações de todos os compostos e a situação simplificadora de mistura imediata no ponto de lançamento (VON SPERLING, 2014a).

Aplicações do QUAL-UFMG podem ser observadas nos trabalhos de Salla *et al.* (2013) que por meio do modelo detectaram o problema de lançamento de despejos acima do que o Rio Jordão, em Minas Gerais, poderia suportar; Teodoro *et al.* (2013) que incorporaram às planilhas de simulação do QUAL-UFMG equações para determinação de vazão de diluição e cobrança pelo lançamento de efluentes em um estudo de caso no Rio Taquarizinho, em Mato Grosso do Sul; Zandonadi, Mendonça e Reis (2015) com o auxílio do modelo analisaram diferentes metodologias para estimativas de vazões de diluição de efluentes; Calmon *et al.* (2016) propuseram uma metodologia para suporte ao processo de enquadramento de cursos d'água superficiais, fundamentada em análise conjunta de curvas de permanência de qualidade e capacidade de autodepuração de rios.

2.1.2 Legislação ambiental

Em geral, o objetivo dos estudos de modelagem da qualidade da água é avaliar as condições prováveis de qualidade de água que se estabelecerão nos corpos receptores quando determinadas intervenções são impostas e confrontá-las com a legislação ambiental vigente (VON SPERLING, 2014a).

No Brasil, considerando-se uma perspectiva de enquadramento, as condições de qualidade devem respeitar aquilo que foi estipulado pela Resolução CONAMA 357/2005. Esta fornece orientação para o enquadramento dos corpos d'água, classificando-os em águas doces, salobras e salinas. Conforme os usos previstos, há 13 classes (águas doces: classe especial e 1 a 4; águas salobras: classe especial e 1 a 3; águas salinas: classe especial e 1 a 3), sendo a especial dotada de usos mais nobres e a 4 de usos menos nobres.

Assim, ponderando que a gestão dos recursos hídricos deve proporcionar o uso múltiplo das águas, fundamento da PNRH, para cada uma das classes de uso há uma determinada qualidade a ser mantida. Esta é expressa em forma de padrões de qualidade dos corpos receptores e padrões para o lançamento de efluentes nos corpos d'água (padrões de descarga ou de emissão). Ambos estão inter-relacionados, visto que o atendimento aos padrões de lançamento deve garantir simultaneamente o atendimento aos do corpo receptor. Os limites estabelecidos para alguns dos parâmetros físicos, químicos e biológicos de qualidade nas águas doces estão apresentados na Tabela 1.

Posteriormente, a Resolução 357/2005 foi complementada pela Resolução CONAMA 430/2011 com a incorporação de padrões de lançamento de efluentes. Neste aspecto, fixou-se o valor máximo de 120 *mg/L* de DBO. Entretanto, efluentes provenientes de sistemas de tratamento com eficiência de remoção mínima de 60% de DBO ou mediante estudo de autodepuração do corpo hídrico, podem ter esse limite ultrapassado. A minimização dos esforços de tratamento, ou seja, das eficiências de remoção de poluentes nas estações está, em geral, diretamente relacionada à minimização dos custos de tratamento.

No atual modelo brasileiro de gerenciamento dos sistemas de saneamento básico, ainda que as parcerias público-privada e os processos de privatização estejam ganhando espaço, a implantação de ETEs constitui obrigação primária do poder público. Assim, resguardando a qualidade da água do corpo receptor, a redução dos esforços de tratamento com a consequente diminuição dos investimentos para implantação e operação das ETEs pode permitir que os recursos não aplicados em sistemas de tratamento sejam direcionados ao atendimento de outras demandas sociais (REIS; VALORY; MENDONÇA, 2015).

Neste contexto, para o estabelecimento de eficiências das estações de tratamento de efluentes sanitários no âmbito de uma bacia hidrográfica e consequente adequação à legislação, o emprego combinado de modelos de qualidade de água e técnicas de otimização apresentam-se como alternativa que tem recebido a atenção de diferentes autores como Andrade, Mauri e Mendonça (2013); Bringer (2017); Valory, Reis e Mendonça (2016); Yandamuri, Srinivasan e Bhallamudi (2006), dentre outros que serão detalhados no Capítulo 3.

Tabela 1 - Condições e padrões de qualidade para corpos d'água doce segundo a Res. CONAMA n° 357/05

(continua)

Condição ou padrão de qualidade para corpos d'água doce	Valor máximo permissível			
	Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 4 ⁽¹⁾
Cor verdadeira	Nível de cor natural do corpo d'água em mg Pt/L	Até 75 mg Pt/L	Até 75 mg Pt/L	-
Turbidez	Até 40 UNT	Até 100 UNT	Até 100 UNT	-
Gosto ou odor	Virtualmente ausente	Virtualmente ausente	Virtualmente ausente	-
pH	6 a 9	6 a 9	6 a 9	6 a 9
DBO _{5,20} ⁽²⁾	3 mg/L O ₂	5 mg/L O ₂	10 mg/L O ₂	-
OD	Não inferior a 6 mg/L O ₂ em qualquer amostra	Não inferior a 5 mg/L O ₂ em qualquer amostra	Não inferior a 4 mg/L O ₂ em qualquer amostra	Maior que 2 mg/L O ₂ em qualquer amostra
Nitrato ⁽³⁾	10,0 mg/L N	10,0 mg/L N	10,0 mg/L N	-
Nitrito ³	1,0 mg/L N	1,0 mg/L N	1,0 mg/L N	-
Nitrogênio amoniacal total ⁽³⁾	3,7mg/L N, para pH ≤ 7,5 2,0 mg/L N, para 7,5 < pH ≤ 8,0 1,0 mg/L N, para 8,0 < pH ≤ 8,5 0,5 mg/L N, para pH > 8,5	3,7mg/L N, para pH ≤ 7,5 2,0 mg/L N, para 7,5 < pH ≤ 8,0 1,0 mg/L N, para 8,0 < pH ≤ 8,5 0,5 mg/L N, para pH > 8,5	13,3 mg/L N, para pH ≤ 7,5 5,6 mg/L N, para 7,5 < pH ≤ 8,0 2,2 mg/L N, para 8,0 < pH ≤ 8,5 1,0 mg/L N, para pH > 8,5	-
Fósforo total (ambiente lântico ⁵) ⁽³⁾	0,020 mg/L P	0,020 mg/L P	0,05 mg/L P	-
Fósforo total (ambiente intermediário, com tempo de residência entre 2 e 40 dias, e tributários diretos de ambiente lântico) ⁽³⁾	0,025 mg/L P	0,025 mg/L P	0,075 mg/L P	-
Fósforo total (ambiente lótico ⁶) e tributários de ambientes intermediários ⁽³⁾	0,1 mg/L P	0,1 mg/L P	0,15 mg/L P	-
Clorofila a	10 µg/L	30 µg/L	60 µg/L	-

Tabela 1 - Condições e padrões de qualidade para corpos d'água doce segundo a Res. CONAMA n° 357/05

(conclusão)

Condição ou padrão de qualidade para corpos d'água doce	Valor máximo permissível			
	Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 4 ⁽¹⁾
Densidade de cianobactérias	20.000 cel/mL ou 2 mm ³ /L	50.000 cel/mL ou 5 mm ³ /L	100.000 cel/mL ou 10 mm ³ /L ²	-
Coliformes termotolerantes (CL)	Para o uso de recreação de contato primário deverão ser obedecidos os padrões de qualidade de balneabilidade, previstos na Res. CONAMA n° 274/00. Para os demais usos, não deverá ser excedido um limite de 200 coliformes termotolerantes por 100 mililitros em 80% ou mais de pelo menos 6 amostras, coletadas durante o período de um ano, com frequência bimestral. ⁽⁴⁾	Para uso de recreação de contato primário deverá ser obedecida a Res. CONAMA n° 274/00. Para os demais usos, não deverá ser excedido um limite de 1.000 coliformes termotolerantes por 100 mililitros em 80% ou mais de pelo menos 6 (seis) amostras coletadas durante o período de um ano, com frequência bimestral. ⁽⁴⁾	Para recreação de contato secundário não deverá ser excedido um limite de 2500 CL por 100 mL em 80% ou mais de pelo menos 6 amostras, coletadas durante o período de um ano, com frequência bimestral. Para dessedentação de animais criados confinados não deverá ser excedido o limite de 1000 CL por 100 mL em 80% ou mais de pelo menos 6 amostras, coletadas durante o período de um ano, com frequência bimestral. Demais usos, não deverá ser excedido um limite de 4000 CL por 100 mL em 80% ou mais de pelo menos 6 amostras coletadas durante o período de um ano, com periodicidade bimestral. ⁽⁴⁾	-

Notas:

- ⁽¹⁾ Para águas doces classe 4, o odor e aspecto não devem ser objetáveis e as substâncias facilmente sedimentáveis que contribuam para o assoreamento de canais de navegação devem estar virtualmente ausentes;
- ⁽²⁾ Os limites de DBO, estabelecidos para as águas doces de Classes 2 e 3, poderão ser elevados, caso o estudo da capacidade de autodepuração do corpo receptor demonstre que as concentrações mínimas de OD previstas não serão desobedecidas, nas condições de vazão de referência, com exceção da zona de mistura. Entende-se como zona de mistura a região do corpo receptor onde ocorre a diluição inicial de um efluente;
- ⁽³⁾ Os valores máximos admissíveis dos parâmetros relativos às formas químicas de nitrogênio e fósforo, nas condições de vazão de referência, poderão ser alterados em decorrência de condições naturais, ou quando estudos ambientais específicos, que considerem também a poluição difusa, comprovem que esses novos limites não acarretarão prejuízos para os usos previstos no enquadramento do corpo de água.
- ⁽⁴⁾ A *E. coli* poderá ser determinada em substituição ao parâmetro coliforme termotolerante de acordo com limites estabelecidos pelo órgão ambiental competente.
- ⁽⁵⁾ Ambiente léntico: ambiente que se refere à água parada, com movimento lento ou estagnado (BRASIL, 2005).
- ⁽⁶⁾ Ambiente lótico: ambiente relativo a águas continentais moventes (BRASIL, 2005).

Fonte: Adaptado de Brasil (2005) e Reis (2018).

2.2 Modelos de otimização

De maneira geral, modelos de otimização representam um problema e são compostos por uma função objetivo, que se deseja maximizar e/ou minimizar, e um conjunto de restrições, na forma de equações e/ou inequações, que determinam a região viável das variáveis de decisão (BRAGA JR, 1987; MEZURA-MONTES; COELLO, 2008). Especificamente para esta pesquisa, dois problemas clássicos de otimização serão conceituados a seguir: Problema de Alocação de Efluentes Sanitários (PAES) e Problema de Localização de Facilidade (PLF).

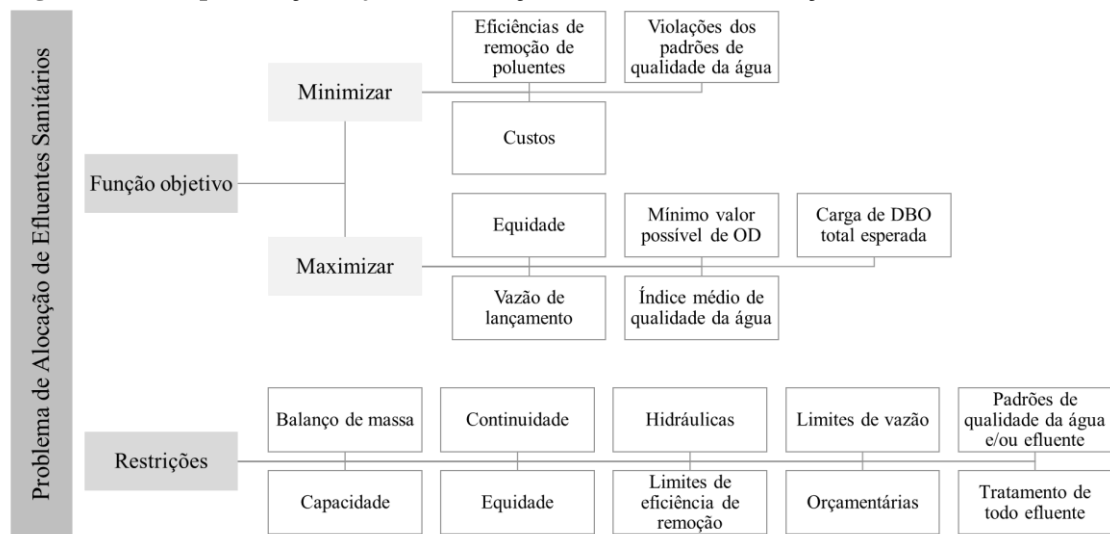
2.2.1 O Problema de Alocação de Efluentes Sanitários

Usualmente, bacias hidrográficas possuem uma série de pontos de disposição final de efluentes com consideráveis variações qualitativas e quantitativas, e cursos d'água com características hidrodinâmicas substancialmente diferentes. Assim, o processo de alocação de cargas poluidoras tende a ser complexo. Ao longo dos anos, foi possível minimizar a complexidade da resolução dos PAES por meio do uso de técnicas de otimização (VALORY; REIS; MENDONÇA, 2016).

Tipicamente, os PAES visam determinar o nível necessário de remoção de poluentes para cada fonte, de tal maneira que uma solução de custo global mínimo seja obtida, mantendo ou alcançando de forma satisfatória a qualidade hídrica (BURN; YULIANTI, 2001; MAHJOURI; BIZHANI-MANZAR, 2013; ASHTIANI *et al.*, 2015a; SAADATPOUR, AFSHAR; KHOSHKAM, 2019). Ou seja, tem-se como variável de decisão os níveis de tratamento necessários; as restrições garantem a obediência aos padrões de qualidade de água, conforme carga de poluentes, condições do corpo receptor e legislação vigente; enquanto a função objetivo, normalmente, visa maximizar alguma medida de eficiência econômica (BURN; YULIANTI, 2001).

O PAES envolve complexos fatores sociais, econômicos, ambientais e políticos. Assim, a alocação de carga precisa ser economicamente eficiente, tecnicamente viável e socialmente justa (LIU *et al.*, 2014; SAADATPOUR; AFSHAR; KHOSHKAM, 2019). Nas últimas décadas, impulsionado pela conscientização quanto aos quatro pilares citados anteriormente e pelo aprimoramento das técnicas computacionais, o uso de funções com múltiplos objetivos cresceu consideravelmente (BRAGA; BARBOSA; NAKAYAMA, 1998; ASHTIANI *et al.*, 2015a). A Figura 4 ilustra alguns dos principais itens que podem compor a função objetivo e as restrições desse tipo de problema tornando a abordagem mais abrangente e realista.

Figura 4 - Principais função objetivo e restrições dos modelos de alocação de efluentes sanitários



É sabido que a escolha entre os diferentes objetivos e restrições do PAES pode variar conforme especificidades da região de aplicação do modelo. Isso inclui, dentre outros, o grau de desenvolvimento do país de instalação dos sistemas de tratamento de esgotos. Isto é, em países desenvolvidos a eficiência do sistema, a confiabilidade e requisitos de área são critérios mais críticos a serem analisados. Em contrapartida, em países em desenvolvimento, a minimização dos custos tende a ser um ponto de grande relevância (METCALF; EDDY, 1991; VON SPERLING, 2007; VON SPERLING, 2014a). Ainda sobre países subdesenvolvidos, crescem duas questões: (i) o uso da capacidade de autodepuração do rio, justificado pela carência de recursos financeiros e operado com parcimônia, dentro de critérios técnicos seguros e bem definidos (VON SPERLING, 2014a), e (ii) o rateio desta capacidade de assimilação do curso d'água (LANNA, 1997). O rateio deve atender princípios de equidade e distribuição de custos, definindo quanto e quem deve pagar pelos danos provenientes da poluição. De tal maneira que um só poluidor não utilize toda a capacidade de assimilação do curso d'água (LANNA, 1997; BRINGER, 2017).

Os níveis de tratamento para um dado conjunto de fontes poluentes são afetados pela capacidade de assimilação do corpo receptor. Por isso, frequentemente um modelo de qualidade da água é combinado a algum algoritmo determinístico ou probabilístico para prever a resposta do rio em termos de determinados parâmetros de análise (YANDAMURI; SRINIVASAN; BHALLAMUDI, 2006; MOSTAFAVI; AFSHAR, 2011; LEI *et al.*, 2015). A resposta dependerá da carga de poluentes e das condições dentro do corpo d'água, como vazão, temperatura, taxas de reação e taxa de sedimentação (BURN; YULIANTI, 2001).

No Capítulo 3 são apresentados mais detalhes sobre o estado da arte do PAES com base no estudo publicado por Gomes *et al.* (2021a).

2.2.2 O Problema de Localização de Facilidades

Os Problemas de Localização de Facilidades consistem em determinar locais para a instalação de facilidades que atendam às demandas de clientes com o menor custo possível. Facilidades podem representar, por exemplo, postos de saúde, centros de reaproveitamento, escolas, fábricas ou ETEs. E clientes podem ser bairros, unidades de vendas, estudantes (FERRI *et al.*, 2015). Em geral, facilidades devem ser alocadas entre n possíveis locais de instalação, com o objetivo de minimizar o custo total em satisfazer a demanda distribuída em m locais de consumo. Tanto os custos fixos de instalação das facilidades quanto os custos variáveis de atendimento da demanda pelas facilidades, também chamados custos de distribuição, alocação ou transporte, são computados no custo total (DIAS, 2008; MATEUS e CARVALHO, 1992).

Existem inúmeras variantes do PLF, cujas diferenças englobam, por exemplo, a capacidade (ilimitada ou limitada) das facilidades a serem alocadas, a tipologia das facilidades (homogênea ou heterogênea), o número máximo de facilidades que podem ser instaladas, a distribuição dos possíveis locais de instalação no espaço, os objetivos do modelo (único ou múltiplos), entre outros (KLOSE; DREXL, 2005; GHIANI *et al.*, 2004).

Klose e Drexl (2005) realizaram uma revisão da literatura dos problemas de localização de facilidade com ênfase nos modelos de localização contínuos, em rede, de programação inteira mista e suas aplicações. O Quadro 1 apresenta a taxonomia para PLF proposta pelos autores e por Ghiani, Laporte e Musmanno (2004).

Quadro 1 - Taxonomia dos Problemas de Localização

(continua)

Classificação		Descrição
Espaço	Planar	A demanda ocorre em qualquer lugar no plano. Não existem restrições de percurso, de modo que se pode usar a distância mais curta. Por exemplo, métodos da métrica euclidiana e o modelo de Weber.
	Em rede	As instalações e os pontos de demanda estão localizados nos nós da rede e há restrições de fluxo nos arcos que ligam esses nós da rede.
Localização	Contínuo	Os modelos permitem que as instalações sejam localizadas em qualquer lugar dentro do espaço tratado do problema, o que os assemelham aos problemas planares.
	Discreto	Assume-se que os clientes e as instalações estão localizados nos nós da rede, em um conjunto finito de localizações. Os problemas de localização em rede são classificados como modelos discretos.
Horizonte de tempo	Período simples	Considera-se um único período e todo planejamento é feito com as previsões para esse período.
	Período misto	O horizonte de planejamento é dividido em períodos e em cada um deles novas demandas e novos cenários são definidos.
Tipologias das instalações	Homogêneas	Existe somente um tipo de instalação previsto para localização.
	Heterogêneas	Existem vários tipos de instalações para serem localizadas.

Quadro 1 - Taxonomia dos Problemas de Localização

(conclusão)

Classificação		Descrição
Fluxo dos produtos	Único produto	Existe fluxo de apenas um produto ao longo da rede.
	Vários produtos	Diversos produtos podem fluir ao longo das instalações existentes na rede.
Interação entre as instalações	Sem interação	Quando não existe fluxo de produtos entre instalações.
	Com interação	Existe a possibilidade de fluxos de produtos entre as instalações. Assim, a solução do problema de localização passa a depender não só da distribuição espacial das instalações, mas também, dos fluxos entre as instalações.
Tipologia do fluxo de produtos	Sem relevância	Quando o fluxo do produto que chega à facilidade e que sai da facilidade não é determinante para resolver o problema de localização.
	Com relevância	Quando os fluxos de produtos que entram e saem das instalações da rede são determinantes para a solução do problema de localização.
Tipo de demanda	Integral	Quando o fluxo da demanda não pode ser fracionado, sendo exigido que cada cliente seja abastecido por uma única facilidade.
	Fracionada	Quando a demanda pode ser fracionada e um cliente pode ser atendido por duas ou mais instalações.
Incertezas	Determinístico	Quando não se consideram as incertezas e, portanto, os valores são fixos.
	Estocástico	Quando ocorrem incertezas oriundas de atrasos, tempo de viagem, demandas dos clientes, quantidade de retorno, dentre outras.
Características das instalações	Ilimitadas	Quando a capacidade das instalações é considerada como ilimitada, sem restrições.
	Limitadas	Quando os problemas impõem limite ou tamanho da capacidade das instalações nas restrições.
Objetivos	Único	Apenas um objetivo é considerado, como a determinação de mínimo custo para a rede.
	Múltiplos	Múltiplos objetivos são considerados, como a determinação de mínimo custo com maximização do atendimento da demanda.

Fonte: Adaptado de Klose e Drexl (2005) e Ghiani et al. (2004).

Ressalta-se que os problemas de localização não são usualmente classificados como uma única classe da taxonomia apresentada, e sim como um conjunto de classes dentro da taxonomia. Além disso, para definição da localização de facilidades, deve-se levar em conta não somente fatores quantitativos, como a minimização de custos e distâncias, mas também, decisões qualitativas que, muitas vezes, são de difícil mensuração e de extrema importância na tomada de decisão. Dentre os fatores que merecem destaque, citam-se (MELO *et al.*, 2007; DUBKE, 2006; CANEL e KHUMAWALA, 1996; HEIZER, 1999):

- Disponibilidade e custos de mão-de-obra, serviços de comunicação, saúde, energia e segurança;
- Incentivos governamentais;
- Taxa de câmbio e barreiras comerciais;
- Regulamentação de impacto ambiental;
- Grau de organização sindical;
- Disponibilidade e custos de serviços públicos;
- Facilidades para o sistema de transporte;
- Clima e temperatura da região.

2.3 Técnicas heurísticas de otimização

Os algoritmos usados para a solução de um problema de otimização, por exemplo, PAES ou PLF, podem ser, basicamente, determinísticos ou probabilísticos (RODRIGUES JÚNIOR, 2005). Os métodos de otimização determinísticos, em geral, são baseados nos cálculos de derivadas de primeira ou segunda ordem ou de uma aproximação dessas derivadas. Em contrapartida, os métodos baseados nos algoritmos probabilísticos introduzem no processo de otimização dados e parâmetros estocásticos solucionando o problema do ponto de vista probabilístico. Estes métodos exigem grande número de avaliações do valor da função objetivo e das restrições, sendo considerados computacionalmente dispendiosos (POLAK, 1971).

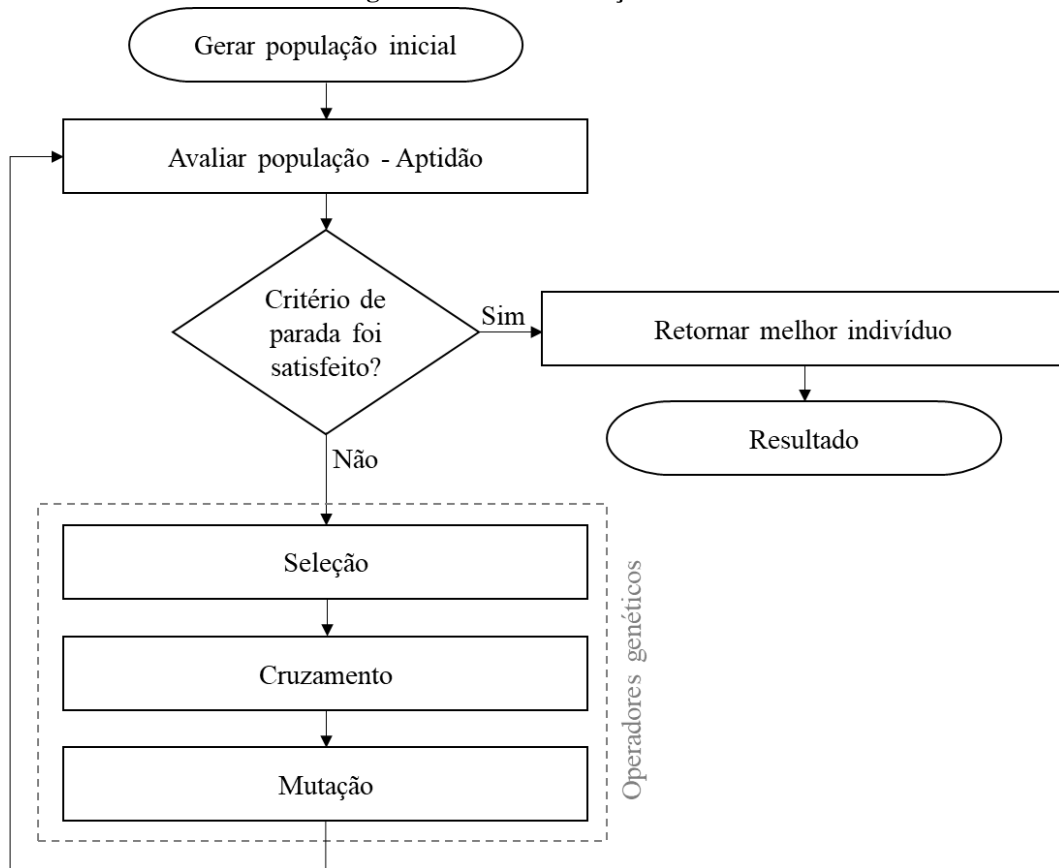
Segundo Sridharan (1995), existe a necessidade de desenvolver algoritmos especiais ou heurísticas para solucionar modelos de localização. Dentre as técnicas heurísticas existentes, pode-se listar Algoritmo Genético (AG), *simulated annealing*, *tabu search*, otimização por colônias de formigas, *particle swarm optimization*, dentre outras. Por integrar o escopo dessa pesquisa, a seguir é apresentado o detalhamento da heurística AG.

2.3.1 Algoritmo Genético

Os Algoritmos Genéticos (AG) têm se mostrado uma técnica eficaz de resolução de problemas de otimização. Introduzidos em 1975 por John Holland, na Universidade de Michigan (HOLLAND, 1975), formam uma classe de algoritmos probabilísticos que, a partir de uma população inicial de soluções candidatas, evoluem em direção a melhores soluções aplicando operadores modelados em processos genéticos que ocorrem na natureza (GOLDBERG, 1989). O uso de AG garante uma solução, na maioria das vezes, na vizinhança do ótimo global que satisfaz os critérios de parada do método. Ademais, são aplicados em uma vasta variedade de problemas, pois não impõem limitações que geralmente são encontradas nos métodos de busca diretos e indiretos (CASTILHO, 2003).

Diferente de outros métodos que partem de um ponto do espaço de busca para encontrar a solução ótima, os Algoritmos Genéticos operam em um conjunto de soluções, aplicando o princípio de seleção natural de Darwin. Assim, indivíduos de uma espécie que apresentam características mais favoráveis têm maior chance de sobreviver que indivíduos que não apresentam estas características. Desta maneira, geração após geração, um novo conjunto de indivíduos é criado pelo processo de seleção dos indivíduos progenitores, conforme o nível de aptidão associado ao problema. A procriação é feita entre os progenitores por meio de operadores extraídos da genética natural. Este processo leva à evolução de indivíduos que se adaptam melhor ao problema, tal como na adaptação natural (CÔRTEZ, 2011). A Figura 5 ilustra o fluxo de um AG padrão.

Figura 5 - Fluxo de solução do AG



Fonte: Adaptado de Gebrim (2013)

O algoritmo esquematizado no fluxograma da Figura 5 pode ser descrito, sucintamente, em seis passos (DAVIS, 1991). São eles:

- (1) Iniciar uma população, de tamanho N , com cromossomos gerados aleatoriamente. Cada cromossomo representa uma tentativa de solução no espaço de soluções possíveis do problema;
- (2) Aplicar a função de aptidão em cada cromossomo desta população;
- (3) Criar cromossomos por meio de cruzamentos de cromossomos selecionados desta população. Aplicar recombinação e mutação nestes cromossomos;
- (4) Eliminar membros da antiga população, de modo a ter espaço para inserir estes novos cromossomos, mantendo a população com o mesmo número N de cromossomos;
- (5) Aplicar a função de adequação nestes cromossomos e os inserir na população;
- (6) Se a solução ideal for encontrada ou se o tempo (ou número de gerações) esgotar, retornar o cromossomo com a melhor adequação. Caso contrário, voltar ao passo (3).

Em geral, a simulação do processo evolutivo produzirá cromossomos cada vez mais bem adaptados, isto é, com melhor valor da função aptidão. Ao final, espera-se obter uma solução (cromossomo) com elevado grau de adequação ao problema proposto.

É importante salientar que a otimização por AG é fortemente dependente do desempenho dos operadores genéticos e dos parâmetros (GREFENSTETTE, 1986). O objetivo dos operadores genéticos é transformar a população por meios de sucessivas gerações, buscando melhorar a aptidão dos indivíduos. Na maior parte dos casos, os AGs utilizam três operadores: seleção,

cruzamento (*crossover*) e mutação. No que diz respeito aos parâmetros do AG, os principais são o tamanho da população inicial, probabilidade de recombinação, probabilidade de mutação e elitismo.

O operador genético seleção visa selecionar os indivíduos que sofrerão cruzamento e mutação. Indivíduos mais qualificados, de acordo com a equação de mérito, têm mais chances de serem escolhidos. Os principais métodos de seleção são: roleta, torneio, *deterministic sampling*, *stochastic remainder sampling* e *stochastic universal sampling*, detalhados em Goldberg (1989).

O cruzamento é o responsável pela criação de novos indivíduos. Há permutação do material genético entre os pares de indivíduos previamente selecionados. Após a formação dos pares e conforme uma dada probabilidade de cruzamento, o processo de cruzamento pode ou não ocorrer.

A inserção de material genético novo na população ocorre por meio da mutação. Assim como no cruzamento, esse processo pode ou não ocorrer, de acordo com uma dada probabilidade de mutação. A probabilidade deve ser baixa para que a busca pelo indivíduo ótimo não seja puramente aleatória.

Após a realização dos operadores genéticos, os novos indivíduos são inseridos à população inicial. Esta inserção pode ser feita por meio de substituição aleatória, dos pais originais, dentre outras. Assim, uma vez que a população original é alterada, tem-se uma nova geração. O processo continua até se obter a convergência (ÁVILA, 2002).

O número de indivíduos na população é escolhido em função da dificuldade do problema a ser resolvido. Com um número baixo de indivíduos, o universo de busca pode estar sendo representado de maneira muito simplória e o desempenho cair. Já com um número muito grande de indivíduos, apesar da cobertura representativa do domínio do problema, o tempo computacional pode se tornar inviável (NEVES, 2007).

O elitismo visa preservar aptidões elevadas, garantindo que essas possíveis soluções não sejam perdidas durante o processo de seleção. Ele favorece a preservação de soluções boas e o alcance mais rápido dos resultados. Isso porque os melhores indivíduos de uma geração são reintroduzidos na geração seguinte, sem que ocorra *crossover* ou mutação. Trata-se de uma importante propriedade que tem demonstrado aumento de eficácia dos algoritmos evolucionários em aplicações de recursos hídricos (REED; MINSKER; GOLDBERG, 2000; BAYER; FINKEL, 2004).

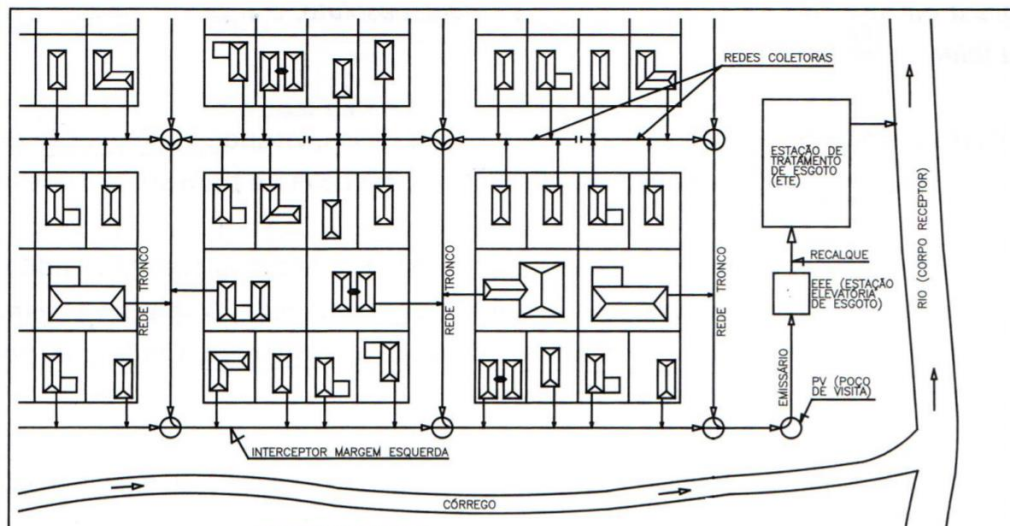
Aplicações de AG têm sido frequentes em recursos hídricos, especialmente em Problemas de Alocação de Efluentes Sanitários (PAES) conjuntamente a modelos de simulação de qualidade de água. A revisão sistemática deste assunto será apresentada no capítulo seguinte.

2.4 Funções de custos de Sistemas de Esgotamento Sanitário

O conceito de custo refere-se ao gasto relativo a bem ou serviço utilizado na produção de outros bens e serviços (MARTINS, 1992). Em geral, os custos de uma unidade de produção são compostos pelos custos de implantação (ou custos de investimento) da unidade de produção e pelos custos correspondentes ao processo de produção propriamente (ou custos de operação) (BUARQUE, 1984). Unidade de produção poderá ser, por exemplo, o Sistema de Esgotamento Sanitário (SES) que coleta, transporta, trata e faz a disposição final do esgoto (PACHECO, 2011).

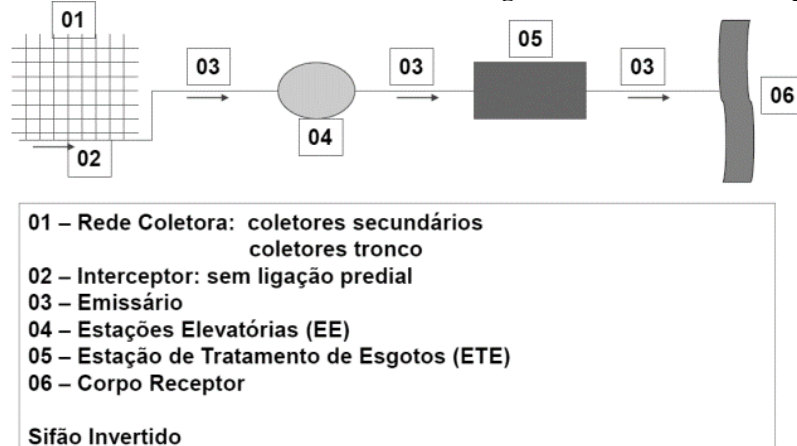
Antes de adentrar nas funções de custos do SES, faz-se necessário estabelecer a nomenclatura dos elementos que compõem a coleta, transporte e tratamento de esgoto. Ressalta-se que os termos podem variar, conforme referência, localidade e prestadora de serviço. Mas, em geral, o SES é composto por rede coletora, interceptor e coletor tronco, estação elevatória, linha de recalque e estação de tratamento. A Figura 6 e a Figura 7 mostram exemplos de SES e seus elementos.

Figura 6 – Partes constituintes de um sistema de esgotamento sanitário



Fonte: Adaptado de Barros *et al.* 1995.

Figura 7 – Partes constituintes de um sistema de esgotamento sanitário - simplificado



Fonte: Adaptado de Knapik e Cubas (2016).

Com intuito de padronizar os termos utilizados nesta pesquisa, a seguir são apresentados os conceitos dos elementos de transporte, de acordo com Tsutiya e Alem Sobrinho (1999); Colossi (2002); Pacheco (2011).

- Rede coletora: conjunto de canalizações destinadas a receber e conduzir os esgotos dos edifícios. O sistema de esgoto predial se liga diretamente à rede coletora por uma tubulação nomeada coletor predial. A rede coletora é composta de coletores secundários e de coletores tronco;
- Coletor secundário: canalização de menor diâmetro que recebe os esgotos das residências, transportando-os para os coletores troncos ou principais;
- Coletor tronco: canalização do sistema coletor que recebe a contribuição dos coletores secundários, transportando-as para um interceptor ou emissário. Os diâmetros são usualmente maiores que os dos coletores secundários;
- Emissário: canalização destinada a conduzir os esgotos a um destino conveniente (Estação de Tratamento de Esgoto (ETE), quando houver, ou ao local de lançamento), sem receber contribuições em marcha. Em geral, transporta o esgoto tratado como um conduto forçado, até o corpo receptor;
- Interceptor: canalizações que recebem os coletores ao longo de seu comprimento, não recebendo ligações prediais diretas. Desenvolvem-se ao longo dos fundos de vale, margeando cursos d'água ou canais, tendo por objetivo interceptação e encaminhamento dos esgotos até as estações elevatórias (EEE) ou ETEs. Geralmente são tubulações mais profundas e com diâmetros maiores, pois podem receber grandes contribuições das sub-bacias;
- Estação Elevatória de Esgoto (EEE): conjunto de instalações responsável pela transferência do esgoto de uma cota mais baixa para outra mais alta, vencendo a altura manométrica do trecho recalado. A partir desse ponto, o esgoto pode voltar a fluir por gravidade. A classificação das EEEs varia conforme os tipos de bombas que as compõem. As bombas utilizadas podem ser: ejetor pneumático, parafuso e centrífuga (convencionais, submersíveis e re-autoescorvantes). Em geral, para SES, as bombas utilizadas são centrífugas;
- Linha de recalque: conjunto de tubulações, conexões, peças, acessórios e dispositivos ligado diretamente ao conjunto de bombas. Normalmente, tem seu término em um Poço de Visita (PV) ou em uma ETE;
- Poço de Visita (PV): estruturas complementares do SES que permitem inspeção e limpeza da rede;
- Estação de Tratamento de Esgoto (ETE): unidades que tem por finalidade tratar os esgotos, permitindo lançamento em rios, lagos ou mar. Busca-se reproduzir a capacidade dos cursos d'água de decompor naturalmente a matéria orgânica.

No Brasil e em outros países, ainda há carência de informações, no que diz respeito aos custos de implantação e, principalmente, operação e manutenção de sistemas de esgotamento sanitário (RUIZ-ROSA *et al.*, 2016). Alguns trabalhos da área são Colossi (2002); Jordão e Pessoa (2005); ANA (2008); Machado (2009); Salazar (2010); Salazar e von Sperling (2011); Pacheco (2011); von Sperling (2014a); Pacheco *et al.* (2015); Cobrape (2017); Pessoa (2019) que criaram modelos e faixas típicas de custos.

Pessoa (2019) buscou analisar os custos unitários de implantação e operação dos Sistemas de Esgotamento Sanitário (SES) e as variáveis que influenciam nesses custos. Além disso, estimou os investimentos de ampliação e custos de operação dos serviços de esgotamento sanitário de uma prestadora regional, e analisou seu impacto sobre a tarifa cobrada por sua prestação. Os resultados demonstraram que, quanto às análises de custos de ETEs, a tecnologia mais empregada na amostra foi a de reatores anaeróbios do tipo UASB, presente em 86% das ETEs estudadas. Quanto aos custos na operação de coleta e tratamento de esgoto, os gastos com pessoal e serviço terceirizado representaram 80% do total para coleta de esgoto e 72% para tratamento de esgoto, sendo os custos mais representativos da operação.

Em COBRAPE (2017) foi apresentado um método para estimativa dos custos de implantação para a coleta, o transporte e o tratamento de esgoto, por meio de curvas de custos, fornecendo subsídio à tomada de decisão e ao planejamento.

Pacheco *et al.* (2015) apresentaram estimativas de custos de implantação para a coleta e transporte de esgotos. Para redes coletoras de esgoto, as funções de custo foram obtidas considerando diferentes níveis de declividade de terreno, diâmetros da tubulação de 150 a 350 *mm* e diferentes tipos de solos e urbanização. Para coletores e interceptores, as equações tiveram faixas de Diâmetro Nominal (DN) variando de 200 a 800 *mm*, contemplando materiais como PVC e concreto armado. Para as EEEs foram obtidas estimativas de custos para faixas de diferentes alturas manométricas, com relação à vazão. Para as linhas de recalque, encontrou-se estimativas de custo em função do DN com a utilização de diferentes materiais (PEAD, PVC DEFoFo, FoFo e RPVC/PRFV). Os custos apresentados nos estudos possuem base de atualização orçamentária de maio de 2011.

Em Pacheco (2011) há, além das funções listadas em Pacheco *et al.* (2015), equações para cálculo dos custos de implantação de diferentes tipos de tratamento de efluentes. O autor realizou ainda um comparativo das funções alcançadas em sua pesquisa com funções de Brudeki e Aisse (2007), Colossi (2002), Cobrape-Engecorps-Geoambiente (2009). Não foram considerados custos de terreno e custos operacionais (mão-de-obra, energia e insumos), que podem ser preponderantes na escolha da alternativa. O método para composição dos custos de implantação para os Sistemas de Esgotamento Sanitário desconsiderou também desapropriações e indenizações, pois estas estão ligadas às particularidades locais de cada intervenção. Tais aspectos ressaltam a dificuldade na transposição de funções de custo para locais diversos daqueles em que foram produzidas.

Salazar (2010) e Salazar e von Sperling (2011) apresentaram faixas de valores e funções de custo unitário de implantação de redes coletoras, interceptores, EEEs e ETEs. Os custos foram

obtidos a partir de orçamentos por empresas de consultoria, com predominância daquelas desenvolvidas no estado de Minas Gerais. Todos os custos foram convertidos para a data-base de abril de 2010 usando o Índice Nacional de Custo da Construção (INCC).

Colossi (2002) investigou dados históricos de, aproximadamente, cinquenta projetos de sistema de esgoto sanitário. Análises de regressão múltipla linear foram utilizadas para o ajuste de modelos estatísticos das relações paramétricas de custo. Equações de custo de rede coletora, ligações prediais, EEE e emissários tiveram boa precisão. No entanto, as equações de custo de implantação de ETEs tiveram ajustes e significância estatísticas pouco satisfatórias, devido à pequena quantidade de dados existentes.

Além disso, notou-se por meio dos resultados de ajuste dos modelos que o fator de economia de escala é significativo para grande parte dos componentes do Sistema de Efluentes Sanitários (SES). No modelo de custo para rede coletora, a variável densidade mostrou maior influência na obtenção de economia de escala do que a área de abrangência. No modelo de ligações prediais, observou-se que o custo cresce, praticamente, numa razão direta com o número de ligações. Para o modelo da EEE que possui duas variáveis independentes (capacidade de recalque e altura manométrica), a altura manométrica se mostrou mais influente no custo do que a vazão de projeto. Mas, sabe-se que os custos *per capita* para um sistema de menor vazão de projeto pode se apresentar maior. Por fim, no modelo de custo de emissário, a vazão de projeto apresentou uma alta influência na economia de escala dos custos, se comparada com a extensão da linha. Logo, quanto maior a capacidade, menores são os incrementos de custos de construção (COLOSSI, 2002).

Ressalta-se que o uso de curvas de custos pode considerar os custos de infraestruturas já instaladas ou se basear em uma obra padrão. No primeiro caso, extrai-se uma função matemática a partir do gráfico de distribuição de custos de cada tipo de intervenção, estabelecendo-se uma correspondência entre o porte e os custos finais das obras (ANA, 2008). Observa-se a importância de agrupar em um banco de dados um número considerável de orçamentos finais de projetos executados, corrigidos temporalmente e em função da distribuição espacial dos empreendimentos (COBRAPE-ENGECORPS-GEOAMBIENTE, 2009). Além disso, a metodologia de transformação dos dados em funções de custos tende, em geral, à generalização. Assim, faz-se necessária a utilização de ferramentas de categorização, ou seja, uma separação de fatores como pavimentação, solo seco, solo com rochas, tipo de material utilizado nas tubulações, tipo de bombas e tipo de tratamentos para minimizar a dispersão dos dados. Dessa forma, é possível alcançar melhor ajuste dos pontos às funções, uma vez que os custos dentro de cada categoria se referem a situações de implantação semelhantes (PACHECO, 2011; ANA, 2008; SALAZAR, 2010).

No segundo caso, elimina-se a utilização de uma amostra para a qual não se conhece adequadamente as condicionantes da estrutura de preços. Em contrapartida, tem-se um esforço relativamente amplo para o estabelecimento de composições orçamentárias para todos os tipos e dimensões de obras (ANA, 2008).

Nas situações em que se faz uso de amostras, a atualização financeira dos dados usados para desenvolvimento das funções de custos torna-se necessária pois a base de dados é composta por diversos custos obtidos em diferentes períodos. Assim, é preciso atualizar o valor passado para o valor presente de forma que sejam analisados em valores relativos (PACHECO, 2011). Para isso, adota-se o Índice Nacional de Custo da Construção (INCC), taxa calculada mensalmente pela Fundação Getúlio Vargas (FGV, 2020), conforme Anexo A. Machado (2009); Pacheco (2011); Pacheco *et al.* (2015); Pessoa (2019) também aplicaram essa metodologia em seus estudos. Os reajustes são calculados por meio da equação (5).

$$C_{atualizado} = C_0 \cdot FM_m \quad (5)$$

Onde: $C_{atualizado}$: valor atualizado (R\$); C_0 : valor dos serviços a preços iniciais (R\$); FM_m : índice de reajuste.

Sendo FM_m obtido por meio da equação (6).

$$FM_m = \left(1 + \frac{Var\ INCC_m}{100}\right) \times \left(1 + \frac{Var\ INCC_{m+1}}{100}\right) \times \left(1 + \frac{Var\ INCC_{m+2}}{100}\right) \times (\dots) \times \left(1 + \frac{Var\ INCC_n}{100}\right) \quad (6)$$

Onde: $Var\ INCC$: variação do INCC no mês, conforme Anexo A; m : mês a calcular; n : base temporal. No caso, dezembro de 2020.

A seguir são apresentadas estimativas de custos de transporte do esgoto e de instalação, operação e manutenção de ETEs considerando diferentes referências.

2.4.1 Custos de transporte do esgoto

Para os custos de transporte do esgoto estão incluídos, geralmente, equações da rede coletora de esgoto, coletores e interceptores, EEE, linhas de recalque e emissários.

Salienta-se que os custos de uma mesma extensão de rede coletora podem variar notavelmente de uma região para outra, respeitando as particularidades locais, condição que endossa a dificuldade de transposição de custos. Segundo Pacheco (2011), condições topológicas do município desenvolvem fator preponderante para os custos do transporte do esgoto. Por exemplo, cidades que possuem uma topografia muito plana, tais como cidades litorâneas, resultam em redes em um aprofundamento constante para garantir a tensão trativa mínima de arraste dos sólidos. Assim, um município que possui uma única sub-bacia com declividade favorável e outro com inúmeras sub-bacias, é provável que os custos de implantação e operação do primeiro cenário sejam menores que os do segundo.

Além disso, a concepção de um SES também pode variar conforme os estudos realizados, isto é, há para um sistema variadas possibilidades de transporte dos esgotos, aproveitando-se dos

diversos elementos de acordo com a melhor alternativa e situação local (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 1999).

A seguir o delineamento das funções de custos de transporte do esgoto de diferentes autores, contemplando: (i) custos de redes coletoras de esgoto (Tabela 2); (ii) custo dos coletores e interceptores (Tabela 3); (iii) custos das EEE (Tabela 4); (iv) custos das linhas de recalque (Tabela 5).

Frente ao levantamento realizado, foi possível notar que os custos de material para coletores e interceptores são substancialmente inferiores aos custos de escavação, travessias, contenção e recomposição dos pavimentos (SALAZAR, 2010). Ademais, quando coletores/ interceptores possuíam de 200 a 400 *mm*, o material PVC não se mostrou competitivo para o DN próximo ou superior a 400 *mm* (PACHECO, 2011).

Observou-se haver uma relação entre o padrão construtivo da EEE – que define a obra civil da EEE (profundidade do poço, tanque de acúmulo, guindaste, entrada, gerador de energia) – e o tipo do conjunto de bombas. Este padrão pode influenciar nos custos. Mesmo para elevatórias pequenas é necessária uma estrutura civil mínima, mas com o acréscimo de vazão este custo vai se diluindo com o ganho em escala (PACHECO *et al.*, 2015).

Na obtenção dos custos de elevatórias de esgoto foi comum observar diferentes custos para mesma vazão de recalque, por influência dos seguintes fatores: altura manométrica da linha de recalque, tipo do conjunto bomba utilizado e padrão construtivo da estrutura civil da EEE (COBRAPE, 2017).

A classificação das linhas de recalque de acordo com o material foi necessária, segundo Pacheco (2011), pois percebeu-se uma grande variação dos custos quanto aos diferentes tipos de materiais. Por fim, notou-se por meio dos resultados de ajuste dos modelos que o fator de economia de escala é significativo para grande parte dos componentes do SES (COLOSSI, 2002).

Tabela 2 - Custos de redes coletoras de esgoto

Referência	Equação de custo	Limites	Nota
Colossi (2002)	$y = 669,56 (L^{0,487}) (x^{1,036})$	-	y é o custo (\$USA), L é a densidade populacional (hab/ha) e x é a área de abrangência da rede (ha).
Brudeki e Aisse (2007)	R\$ 392,88/hab	DN 100 mm até 200 mm	-
	R\$105,08/m (nível 1) a R\$196,28/m (nível 5) *	DN 150 mm	
	R\$124,08/m (nível 1) a R\$218,70/m (nível 5) *	DN 200 mm	
	R\$156,71/m (nível 1) a R\$254,74/m (nível 5) *	DN 250 mm	Solo favorável e baixa urbanização
	R\$197,34/m (nível 1) a R\$298,79/m (nível 5) *	DN 300 mm	
	R\$228,68/m (nível 1) a R\$333,53/m (nível 5) *	DN 350 mm	
	R\$129,68/m (nível 1) a R\$256,89/m (nível 5) *	DN 150 mm	
	R\$150,75/m (nível 1) a R\$283,08/m (nível 5) *	DN 200 mm	
	R\$185,44/m (nível 1) a R\$322,90/m (nível 5) *	DN 250 mm	Solo desfavorável e baixa urbanização
	R\$228,15/m (nível 1) a R\$370,73/m (nível 5) *	DN 300 mm	
	R\$261,56/m (nível 1) a R\$409,28/m (nível 5) *	DN 350 mm	
Pacheco et al. (2015)	R\$134,85/m (nível 1) a R\$232,95/m (nível 5) *	DN 150 mm	
	R\$155,69/m (nível 1) a R\$257,25/m (nível 5) *	DN 200 mm	
	R\$190,17/m (nível 1) a R\$295,20/m (nível 5) *	DN 250 mm	Solo favorável e alta urbanização
	R\$232,67/m (nível 1) a R\$341,18/m (nível 5) *	DN 300 mm	
	R\$265,91/m (nível 1) a R\$377,88/m (nível 5) *	DN 350 mm	
	R\$166,67/m (nível 1) a R\$307,03/m (nível 5) *	DN 150 mm	
	R\$190,45/m (nível 1) a R\$336,39/m (nível 5) *	DN 200 mm	
	R\$227,94/m (nível 1) a R\$379,47/m (nível 5) *	DN 250 mm	Solo desfavorável e alta urbanização
	R\$273,53/m (nível 1) a R\$430,65/m (nível 5) *	DN 300 mm	
	R\$309,91/m (nível 1) a R\$472,62/m (nível 5) *	DN 350 mm	
Salazar e von Sperling (2011); Salazar (2010)	R\$ 86,14/m a R\$147,05/m	Conforme percentuais de presença de rocha e de pavimentação.	-
	R\$211,83/m	DN 150 mm. Material PVC	
	R\$238,77/m	DN 200 mm. Material PVC	
	R\$282,74/m	DN 250 mm. Material PVC	Índice 3 do nível de terrenos **
	R\$336,73/m	DN 300 mm. Material PVC	
	R\$379,14/m	DN 350 mm. Material PVC	

* Nível 1 possui declividades mais favoráveis ao transporte; nível 5 possui declividades menos favoráveis, com terrenos mais planos.

** Distribuição da composição do tipo de escoramento por nível 3 de declividade terreno: 57% Sem Escoramento; 7% Pontaleta; 16% Descontínuo; 14% Contínuo; 5% Especial; 1% Metálico e Madeira.

Tabela 3 - Custos de coletores e interceptores

Referência	Equação de custo	Limites	Nota
Brudeki e Aisse (2007)	R\$ 3,67/hab (coletor tronco)	DN 300 a 400 mm	-
	R\$ 12,33/hab (interceptores)	DN 700 a 1.500 mm	-
Pacheco <i>et al.</i> (2015)	$y = 0,0014 (x^{2,3})$	DN 200 a 400 mm em PVC	x é o diâmetro nominal – DN (mm); y é o custo (R\$/m)
	$y = 0,0017 (x^{2,1})$	DN 400 a 800 mm em concreto armado	
Cobrape-Engecorps-Geoambiente (2009)	$y = 0,6248(x^{1,1274})$	DN 150 a 1500 mm em PVC e concreto armado	x é o diâmetro nominal – DN (mm); y é o custo atualizado para maio/2011 (R\$/m)
Cobrape (2017)	$y = 0,0018(x^{2,1118})$	DN de 400 a 800 mm em concreto armado	x é o diâmetro nominal – DN (mm); y é o valor (R\$/m)

Tabela 4 - Custos de Estações Elevatórias de Esgoto

Referência	Equação de custo	Limites	Nota
Colossi (2002)	$y = 3,29.10^3 (L^{0,330}) (x^{0,679})$	-	y é o custo (\$USA) - 2002; L é a altura manométrica (m. c. a.); x é a vazão da EEE (l/s).
	$y = 14,06.10^3 (L^{0,330}) (x^{0,679})$	-	y é o custo (R\$) - 2011; L é a altura manométrica (m. c. a.); x é a vazão da EEE (l/s).
Brudeki e Aisse (2007)	R\$ 46,77/hab	-	-
Pacheco <i>et al.</i> (2015)	$y = 98.000 \ln(x) + 250.000$	H_{man} de até 15 m. c. a.; Vazões entre 0 a 40 l/s	y é o custo (R\$); x é a vazão (l/s).
	$y = 191.000 \ln(x) + 50.000$	H_{man} de 15 até 30 m. c. a.; Vazões entre 0 a 380 l/s	
	$y = 290.000 \ln(x) + 140.000$	H_{man} de 30 até 45 m. c. a.; Vazões entre 0 a 200 l/s	
	$y = 775.000 \ln(x) - 1.200.000$	H_{man} acima de 45 m. c. a.; Vazões entre 0 a 260 l/s	
Cobrape (2017)	$y = 241903 \ln(x) - 66354$	H_{man} de 15 até 30 m. c. a.	y é o custo (R\$); x é a vazão (l/s)

Tabela 5 - Custos de linhas de recalque

Referência	Equação de custo	Limites	Nota
Colossi (2002)	$y = 10,152 (L^{1,044}) (x^{0,548})$	-	y é o custo da linha de recalque (\$USA); L é a extensão da linha de recalque (m); x é a vazão (L/s) de projeto da linha de recalque.
	$y = 43,385(L^{1,044})(x^{0,548})$	-	y é o custo da linha de recalque em reais (2011); L é a extensão da linha de recalque (m); x é a vazão (L/s) de projeto da linha de recalque.
Pacheco <i>et al.</i> (2015)	$y = 4,3 (x^{0,8})$	Material PEAD; DN 75 a 400 mm	y é o custo (R\$/ m); x é o diâmetro nominal – DN da linha de recalque (mm)
	$y = 2,6 (x^{0,8})$	Material PVC; DN 75 a 300 mm (mais econômico até DN 300 mm)	
	$y = 170 \ln(x) - 470$	Material FoFo; DN 80 a 400 mm	
	$y = 0,7x + 78$	Materiais PRFV e RPVC; DN 75 a 600 mm	
Cobrape (2017)	$y = 152,37 \ln(x) - 435,48$	Material PEAD (polietileno de alta densidade)	y é o custo (R\$/ m); x é o diâmetro nominal – DN (mm)

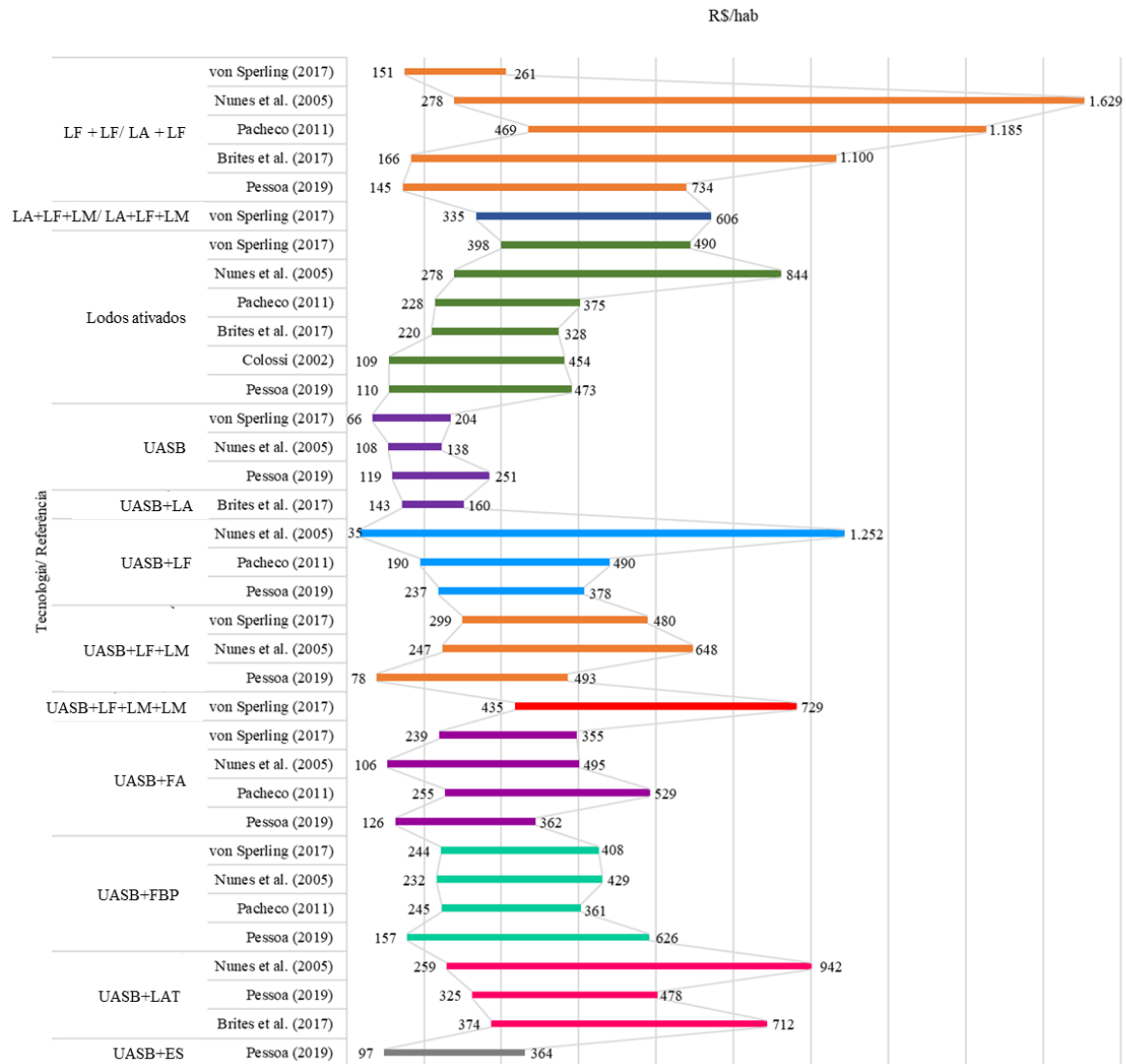
2.4.2 Custos de estações de tratamento de esgoto

Nos países desenvolvidos, os critérios que são considerados críticos na seleção dos sistemas de tratamento são a eficiência, a confiabilidade, a disposição do lodo e a área necessária. Contudo, nos países em desenvolvimento os itens críticos são os custos de construção, a sustentabilidade, os custos operacionais e a simplicidade da tecnologia (VON SPERLING, 2014a). Com isso, para este estudo estarão detalhados, além dos custos de transporte do esgoto, listados na seção anterior, os custos de implantação das ETEs (pontuais no tempo) e eventuais custos de manutenção e operação (distribuídos no tempo).

Pessoa (2019) realizou um comparativo entre custos *per capita* em função de diferentes tecnologias de tratamento. Para isso, utilizou estudos de Colossi (2002); Brites *et al.* (2007); Nunes *et al.* (2005); Pacheco (2010); von Sperling (2017), além de seus resultados. Para tornar a comparação mais fidedigna os dados foram atualizados para data base de agosto de 2017 por meio do INCC. Ao todo, o conjunto de dados contou com 348 ETEs construídas em diversos estados do Brasil. A Figura 8 apresenta as faixas de custo separadas por tecnologias e autores. Ressalta-se que para grupos de tecnologia nos quais as faixas de custos foram obtidas por meio de poucas amostras, conforme Anexo B, é aconselhável parcimônia na análise de tendências.

Observa-se na Figura 8 grande amplitude das faixas de custos para uma mesma tecnologia de tratamento (ou combinação de tecnologias) e o quanto, em alguns casos, os valores oscilam conforme autores. Por exemplo, para combinação Lagoa Facultativa + Lagoa Facultativa (LF + LF) / Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa (LA + LF) enquanto von Sperling (2017) obteve faixa entre R\$/hab 151 a R\$/hab 261, Nunes *et al.* (2015) manteve o custo para LF + LF/ LA + LF entre R\$/hab 278 a R\$/hab 1.629. Ou seja, uma faixa 12 vezes maior. Esse aspecto pode impactar na escolha das tecnologias e na mensuração do custo da obra. Ainda que em caráter estratégico, no horizonte de longo prazo, os custos sejam, por vezes, mensurados de maneira global e menos detalhada, é preciso ponderar tal vulnerabilidade do processo de escolha das tecnologias e mensuração dos custos.

Figura 8 - Custos *per capita* de ETE por tecnologia e por fonte bibliográfica



Legenda: LF: Lagoa facultativa; LA: Lagoa anaeróbia; LM: Lagoa de maturação; UASB: Reator anaeróbio de manta de lodo de fluxo ascendente; FA: Filtro anaeróbio; FBP: Filtro biológico percolador; LAT: Lodos ativados convencional; ES: Escoamento superficial.

Fonte: Adaptado de Pessoa (2019).

Nota-se que Pessoa (2019) elencou 14 tecnologias, unitárias ou combinadas. Há literaturas disponíveis com um montante superior de tecnologias de tratamentos, por exemplo, von Sperling (2014b), conforme Tabela 6. Nessa tabela constam 37 tecnologias identificadas a partir da literatura, as respectivas faixas de eficiência de remoção de DBO, estimativas dos custos de implantação/ construção das ETEs, além dos custos de operação e manutenção atualizados para dezembro de 2020.

É relevante observar que os custos de tratamento são apresentados em função de números de habitantes, sendo os custos de implantação (*R\$/hab*) pontuais no tempo e os custos de operação e manutenção distribuídos ao longo do tempo (*R\$/hab.ano*). Conforme Tabela 6, existem diferentes tecnologias aplicáveis a um mesmo valor de eficiência de remoção de DBO (estimadas, por exemplo, por meio de um modelo de otimização PAES) e para cada tecnologia há custos de implantação, operação e manutenção associados. Assim, trata-se de um valor que varia conforme a eficiência de remoção e o número de habitantes.

Cabe salientar que os sistemas de tratamento apresentados na Tabela 6 são constituídos de tecnologias em nível de tratamento primário, secundário e terciário. Compõem os custos operacionais das ETEs os gastos com pessoal (encargos e benefícios), energia elétrica, materiais de tratamento, serviços, água, materiais e rateio de despesas de pessoal de apoio (TCHOBANOGLIOUS *et al.*, 2016).

Para adaptação dos dados a uma forma tal que permita que sejam comparados homogeneamente com outras alternativas, fez-se uso Método do Valor Presente Líquido (VPL). Trata-se de um método de análise de investimento muito conhecido e utilizado, o qual representa as diferenças nos fluxos de caixa futuros trazidos ao valor presente, descontado o investimento inicial (SOUZA, CLEMENTE, 2008). O cálculo do VPL encontra-se na equação (7).

$$VPL = -CF_0 + \sum_{j=1}^N \frac{CF_j}{(1 + TMA)^j} \quad (7)$$

Sendo: CF_0 corresponde ao valor investido; CF_j cada um dos diversos valores envolvidos no fluxo de caixa; N se refere ao tempo de duração; TMA se refere a taxa de juros ou taxa mínima de atratividade.

Salienta-se que nos casos em que há predominância de dispêndios ou onde eles compõem todo o fluxo de caixa, os benefícios se tornam negativos e os custos positivos. Assim, designa-se o valor presente líquido com sinal negativo por Custo Presente Líquido (CPL), conforme equação (8).

$$CPL = -VPL \quad (8)$$

Tabela 6 – Faixas de eficiência e custos de implantação, operação e manutenção de sistemas de tratamento de esgotos (dezembro/2020)

(continua)

Código	Sistemas de Tratamento	Eficiência de Remoção de DBO (%)		Custos de implantação (R\$/hab)			Custos de Operação e Manutenção (R\$/hab. ano)		
		Limite inferior	Limite superior	Limite inferior	Limite superior	Média	Limite inferior	Limite superior	Média
T1	Tratamento primário (tanques sépticos)	30	35	119,0	223,2	171,1	6,1	12,3	9,2
T2	Tratamento primário convencional	30	35	119,0	223,2	171,1	6,1	12,3	9,2
T3	Tratamento primário avançado	45	80	148,4	296,8	222,6	29,4	51,5	40,5
T4	Lagoa facultativa	75	85	148,4	238,0	193,2	7,4	12,3	9,8
T5	Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa	75	85	133,7	208,5	171,1	7,4	12,3	9,8
T6	Lagoa aerada facultativa	75	85	177,9	296,8	237,3	14,7	29,4	22,1
T7	Lagoa aerada mistura completa + lagoa de sedimentação	75	85	177,9	296,8	237,3	14,7	29,4	22,1
T8	Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa + lagoa de maturação	80	85	296,8	549,5	423,2	8,6	14,7	11,7
T9	Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa + lagoa de alta taxa	80	85	177,9	296,8	237,3	12,3	20,9	16,6
T10	Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa + remoção de algas	85	90	177,9	296,8	237,3	12,3	20,9	16,6
T11	Infiltração lenta	90	99	74,8	296,8	185,8	2,5	8,6	5,5
T12	Infiltração rápida	85	98	74,8	296,8	185,8	4,9	12,3	8,6
T13	Escoamento superficial	80	90	119,0	296,8	207,9	7,4	14,7	11,0
T14	Terras úmidas construídas (<i>Wetlands</i>)	80	90	148,4	296,8	222,6	7,4	14,7	11,0
T15	Tanque séptico + filtro anaeróbio	80	85	238,0	445,3	341,6	18,4	29,4	23,9
T16	Tanque séptico + infiltração	90	98	177,9	371,7	274,8	8,6	18,4	13,5
T17	Reator UASB	60	75	58,9	177,9	118,4	8,6	14,7	11,7
T18	UASB + lodos ativados	83	93	177,9	371,7	274,8	22,1	44,2	33,1
T19	UASB + biofiltro aerado submerso	83	93	177,9	371,7	274,8	22,1	44,2	33,1
T20	UASB + filtro anaeróbio	75	87	208,5	326,3	267,4	12,3	22,1	17,2
T21	UASB + filtro biológico de alta carga	80	93	223,2	371,7	297,5	18,4	27,0	22,7
T22	UASB + flotação por ar dissolvido	83	93	223,2	371,7	297,5	20,9	33,1	27,0
T23	UASB + lagoas de polimento	77	87	267,4	545,0	406,2	9,8	20,9	15,3
T24	UASB + lagoa aerada facultativa	75	85	223,2	303,0	263,1	14,7	29,4	22,1
T25	UASB + lagoa aerada mist. completa + lagoa decantação	75	85	223,2	303,0	263,1	14,7	29,4	22,1

Tabela 6 – Faixas de eficiência e custos de implantação, operação e manutenção de sistemas de tratamento de esgotos (dezembro/2020)

(conclusão)

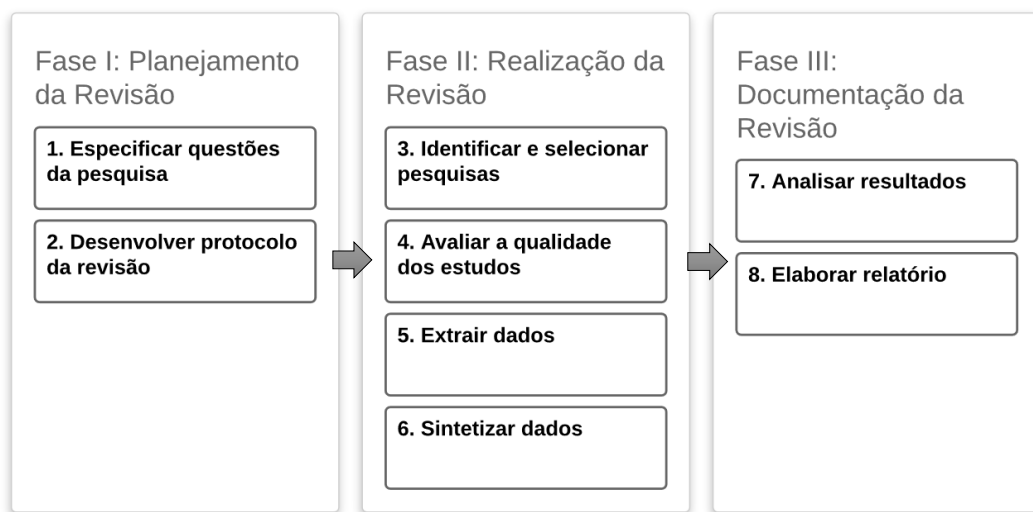
Código	Sistemas de Tratamento	Eficiência de Remoção de DBO (%)		Custos de implantação (R\$/hab)			Custos de Operação e Manutenção (R\$/hab. ano)		
		Limite inferior	Limite superior	Limite inferior	Limite superior	Média	Limite inferior	Limite superior	Média
T26	UASB + escoamento superficial	77	90	223,2	303,0	263,1	14,7	27,0	20,9
T27	Lodos ativados convencional	85	93	356,9	363,0	360,0	29,4	58,9	44,2
T28	Lodo ativado aeração prolongada	90	97	296,8	327,0	311,9	29,4	58,9	44,2
T29	Lodo ativado batelada	90	97	296,8	327,0	311,9	29,4	58,9	44,2
T30	Lodo ativado convencional com remoção biológica de N	85	93	415,8	484,0	449,9	29,4	74,8	52,1
T31	Lodo ativado convencional com remoção biológica de N/P	85	93	445,3	545,0	495,1	44,2	82,2	63,2
T32	Lodo ativado convencional + filtração terciária	93	98	445,3	545,0	495,1	44,2	82,2	63,2
T33	Filtro biológico percolador de baixa carga	85	93	223,2	363,0	293,1	29,4	44,2	36,8
T34	Filtro biológico percolador de alta carga	80	90	223,2	363,0	293,1	29,4	44,2	36,8
T35	Biofiltro aerado submerso com nitrificação	88	95	177,9	303,0	240,4	29,4	51,5	40,5
T36	Biofiltro aerado submerso com remoção biológica de N	88	95	223,2	363,0	293,1	29,4	51,5	40,5
T37	Tanque séptico + biodisco	88	95	363,0	371,7	367,3	29,4	44,2	36,8

Fonte: Adaptado de von Sperling (2014b).

3. REVISÃO SISTEMÁTICA DA LITERATURA PARA O PROBLEMA DE ALOCAÇÃO DE EFLUENTES SANITÁRIOS

A revisão sistemática de literatura é uma forma de estudo que utiliza uma metodologia bem definida para identificar, analisar e sumarizar as evidências disponíveis a respeito de uma questão de pesquisa particular de maneira imparcial e repetível (OKOLI; SCHABRAM, 2010). Um método de revisão sistemática da literatura constituído por três fases (Figura 9) foi proposto por Brereton *et al.* (2007) para o domínio da engenharia de *software*. Posteriormente, em decorrência do levantamento bibliográfico realizado nessa pesquisa, Gomes *et al.* (2021a) aplicaram-no para o PAES, demonstrando a flexibilidade do método em diferentes áreas de concentração da engenharia.

Figura 9 - Etapas da revisão sistemática



Fonte: Adaptado de Brereton *et al.* (2007).

Conforme Figura 9, a Fase I é composta por duas etapas: (1) Especificar questões da pesquisa e (2) Desenvolver protocolo da revisão. Assim, deve-se definir o tema abordado, os objetivos e o procedimento que serão adotados para realizar a revisão. A Fase II contém quatro etapas: (3) Identificar e selecionar pesquisas; (4) Avaliar a qualidade dos estudos; (5) Extrair dados; (6) Sintetizar dados. Nesta fase, os critérios para seleção e avaliação dos trabalhos identificados e a organização da informação extraída são elaborados. A Fase III apresenta duas etapas: (7) Analisar resultados e (8) Elaborar relatório. A seguir apresenta-se a aplicação da metodologia ilustrada na Figura 9 bem como os resultados obtidos.

3.1 Fase I: Planejamento da Revisão

Esta subseção descreverá as etapas relacionadas à Fase I.

3.1.1 Etapa 1: Especificar questões da pesquisa

No que diz respeito ao Problema de Alocação de Efluentes Sanitários (PAES), esta revisão visa responder às seguintes questões 1) Quais as abordagens de solução empregadas?; 2) Quais

características são incorporadas ao problema?; 3) O modelo de otimização foi executado em instâncias reais ou de teste?; 4) Em qual país a metodologia foi aplicada?; 5) Qual o modelo de qualidade de água foi utilizado?; 6) Quais os parâmetros de qualidade da água analisados?; 7) Quais as lacunas existentes na literatura?.

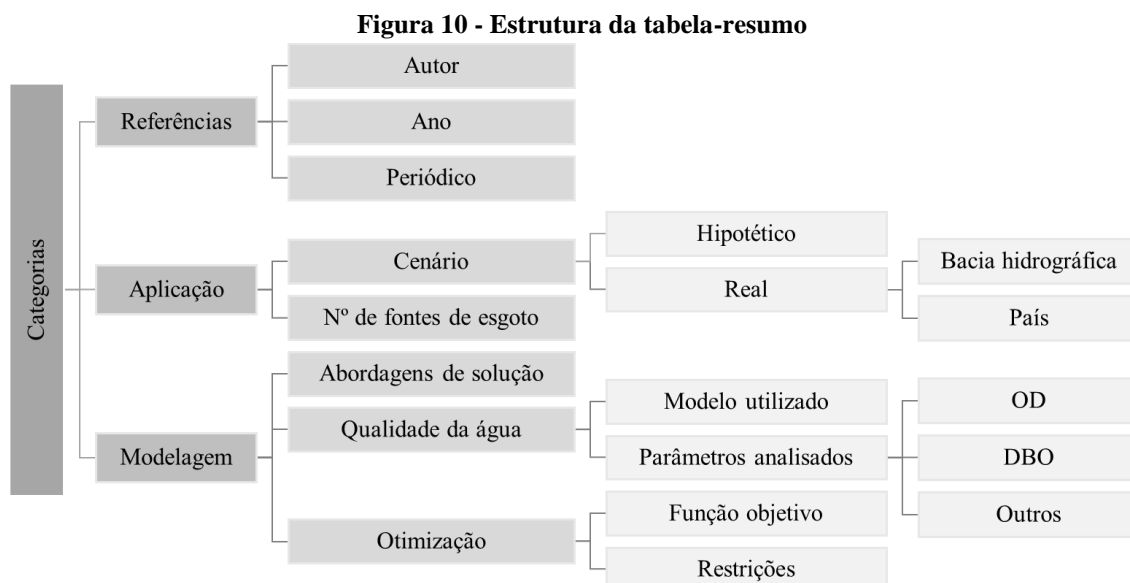
3.1.2 Etapa 2: Desenvolver protocolo da revisão

Para identificar as pesquisas efetuaram-se buscas nas bases *Science Direct*, *IEEE Xplore*, *Wiley Online Library*, *Scielo*, *Scopus* e *Domínio Público*, além da plataforma de busca do *Google Scholar*, utilizando como palavras-chave “*waste-load allocation*”; “*water quality modelling*”; “*optimization*”; “*river basin*”; “problema de alocação de efluentes sanitários”; “modelagem de qualidade de água”; “otimização”; “bacia hidrográfica”. As palavras-chave foram procuradas no título, no resumo e nas palavras-chave dos estudos.

Considerou-se o período de 2000 a 2019 para a realização deste trabalho considerando este um horizonte de tempo satisfatório para caracterizar o cenário das pesquisas e sua evolução. Não houve limitação quanto ao país de publicação. Para selecionar as pesquisas identificadas, foram considerados artigos científicos publicados em periódicos relacionados às áreas de engenharia ambiental, recursos hídricos, saneamento, engenharia civil e computação que tratam do PAES. Foram pesquisados artigos nos idiomas inglês e português. Monografias de curso de pós-graduação, trabalhos de curso de graduação, dissertações, teses, capítulos de livro e publicações de simpósios, congressos ou conferências foram excluídos da pesquisa. Ressalta-se que artigos que tratassem do PAES, mas sem a inclusão de algum tipo de modelo de otimização também foram desconsiderados. Isto porque toda a estrutura da tabela-resumo, apresentada na seção 3.2.4, foi feita com base em objetivos e restrições típicos de modelos de otimização.

Para avaliar a qualidade dos estudos, fez-se a leitura completa dos trabalhos selecionados e foram utilizados critérios de inclusão específicos. O critério de inclusão englobou estudos que contivessem abordagens de solução de otimização e realização de testes em instâncias de referência da literatura ou instâncias reais com dados de rios ou bacias hidrográficas. Aplicações em reservatórios e estuários foram desconsideradas.

A partir dos estudos que atenderam aos critérios expostos anteriormente, extraíram-se dados relativos a três categorias que se subdividem em demais itens, conforme esquema da Figura 10. A listar: (i) Referências (autor; ano; periódico), (ii) Aplicação (cenário hipotético; cenário real; bacia hidrográfica e país de aplicação; nº de fontes geradoras de esgoto avaliadas); (iii) Modelagem (abordagens de solução; modelo de qualidade da água utilizado; modelo de otimização (função objetivo; restrições)). Os itens incluídos nas subcategorias “função objetivo” e “restrições” na categoria “Modelagem” são os contemplados na Figura 10.



Fonte: Gomes *et al.* (2021a).

3.2 Fase II: Documentação da Revisão

Nesta subseção abordam-se as quatro etapas associadas à Fase II.

3.2.1 Etapa 3: Identificar e Selecionar Pesquisas

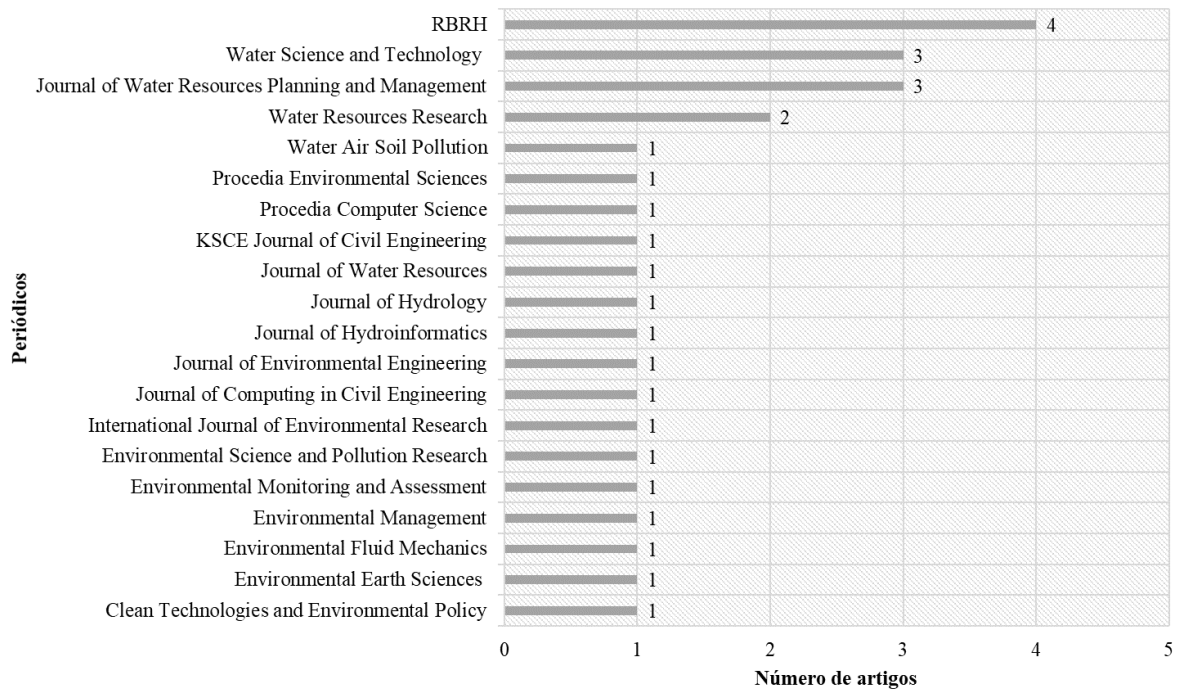
A identificação e seleção dos trabalhos seguiram os critérios apresentados na seção 3.1.2, resultando, inicialmente, na identificação de 53 estudos.

3.2.2 Etapa 4: Avaliar a qualidade dos estudos

Por meio da leitura completa dos trabalhos previamente selecionados foram feitas as avaliações de qualidade. Os critérios de inclusão descritos na seção 3.1.2 foram utilizados, ocasionando à exclusão de 25 artigos que não atenderam aos critérios de inclusão estabelecidos. Dessa maneira, foram considerados 28 trabalhos para a realização da revisão sistemática de literatura. Após isso, extraíram-se os dados.

3.2.3 Etapa 5: Extrair dados

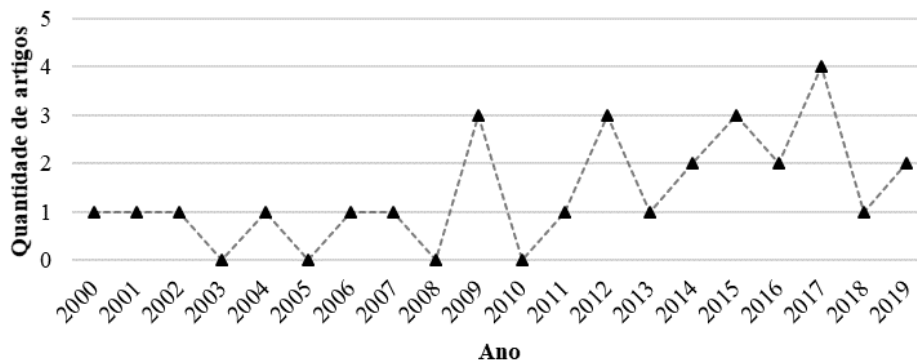
Quanto às fontes de pesquisa, quatro periódicos concentraram 42,9% do total de estudos analisados, a listar: RBRH, *Journal of Water Resources Planning and Management*, *Water Science and Technology* e *Water Resources Research*. A Figura 11 apresenta a distribuição dos artigos em diferentes revistas. É possível observar a presença frequente de periódicos da área de recursos hídricos e engenharia ambiental, mas também uma quantidade de revistas de engenharia civil e computação. No último caso, devido ao uso frequente de técnicas de otimização para resoluções do PAES.

Figura 11 - Quantidade de artigos por periódico

Fonte: Gomes *et al.* (2021a).

Em relação ao período englobado nesta pesquisa, os anos de 2009, 2012, 2015 e 2017 apresentaram maiores quantidades de publicações, conforme Figura 12. Esse crescimento de publicações na última década pode ser justificado pelo processo de intensa urbanização que abrangeu diversas cidades do mundo, ocasionando a piora na qualidade das águas de diversas bacias hidrográficas. Em consequência, ampliou-se a necessidade de aprimoramento da gestão dos recursos hídricos apoiada, dentre outros, pela solução de problemas de alocação de carga efluente (CHO; LEE, 2014; LI *et al.*, 2015; YU; HE; LU, 2016).

Além disso, o avanço das técnicas computacionais também impulsionou a pesquisa nos últimos anos, possibilitando a elaboração de modelos mais realistas, incluindo múltiplos objetivos, áreas de abrangência maiores, um maior número de parâmetros de qualidade da água e incertezas associadas ao processo (BRAGA; BARBOSA; NAKAYAMA, 1998; HAN *et al.*, 2012; ASHTIANI *et al.*, 2015a; VALORY; REIS; MENDONÇA, 2016).

Figura 12 - Evolução do número de publicações por ano

Fonte: Gomes *et al.* (2021a).

3.2.4 Etapa 6: Sintetizar dados

A síntese dos artigos selecionados, com enfoque na aplicação e modelagem, é apresentada na Tabela 7. A tabela sumariza, em ordem cronológica, a revisão da literatura, sendo os itens elencados nas colunas baseados na revisão sistemática de Melo e Câmara (1994); Machado, Cunha e Porto (2006) e conforme a leitura dos 28 artigos listados. A subdivisão da planilha segue a estrutura da Figura 10 apresentada anteriormente. Outro ponto a destacar é que, em muitos casos, os estudos objetos de análise tratam de mais de um modelo de otimização. Por isso, fez-se uso de simbologia, conforme rodapé da Tabela 1, para sinalizar a função objetivo e as restrições de cada modelo.

O PAES é frequentemente resolvido usando modelo de qualidade de água acoplado a método de otimização (LOUCKS; REVELLE; LYNN, 1967; DORFMAN; JACOBY; THOMAS, 1972). Com objetivo de criar um processo capaz de escapar de mínimos locais e realizar uma busca robusta no espaço de soluções, ainda que sem garantia de otimalidade, há também o frequente uso de meta-heurísticas. Algoritmos Genéticos (AG), *Tabu Search*, *Simulated Annealing*, *Ant Colony Optimization*, *Greedy Randomized Adaptive Search Procedure*, *Particle Swarm Optimization* são exemplos de meta-heurísticas usadas para resolução de diferentes problemas. Burn e Yulianti (2001), por exemplo, buscaram identificar a viabilidade do uso do AG em PAES. Para isso, três diferentes formulações foram propostas e aplicadas a um estudo de caso baseado no rio Willamette em Oregon, Estados Unidos (EUA). Nestas formulações, os autores consideraram os custos e a equidade na distribuição do esforço de tratamento entre os poluidores para definir *trade-offs* considerando diferentes objetivos. Resultados demonstraram que o AG é uma técnica de solução eficaz para a resolução do PAES.

No estudo de Aras, Togan e Berkun (2007), o enfoque foi a comparação entre o AG e a Programação Linear proposta por Revelle, Loucks e Lynn (1968) na resolução do PAES. A solução do AG permitiu estimar as eficiências de remoção de DBO correspondentes às ETEs considerando um cenário hipotético com três comunidades. O intuito era minimizar o custo do tratamento de águas residuárias para toda a bacia hidrográfica, impondo o atendimento de restrições de qualidade da água. Ao final, notou-se que o AG obteve resultados comparáveis aos obtidos por meio da Programação Linear.

Valory, Reis e Mendonça (2016) incorporaram ao PAES padrões de qualidade ambiental para os parâmetros de OD e DBO, além de medidas de equidade entre os sistemas de tratamento de esgoto, tanto nas restrições quanto na função objetivo. Para isso, um modelo de qualidade de água baseado no modelo QUAL-UFMG foi combinado a um AG e aplicado à bacia hidrográfica do rio Santa Maria da Vitória, Brasil. Foi empregada, também, uma Técnica de Busca Exaustiva (TBE) para a obtenção da solução ótima. Os resultados obtidos com o AG foram muito próximos aos alcançados com a TBE, com o benefício de as buscas exigirem tempo de processamento computacional substancialmente menor. Dentre todos os modelos desenvolvidos, o que produziu o conjunto de menores eficiências correspondeu a uma função objetivo que minimizou a soma das eficiências com restrições de obediência aos padrões de qualidade ambiental.

Tabela 7 - Resumo da revisão da literatura

(conclusão)

Referências			Aplicação				Modelagem																															
Autores	Ano	Periódico	Cenário Hipotético	Cenário Real	País	Nº de fontes de esgoto	Abordagens de solução	Modelo de Qualidade de Água (QA) especificado	Otimização																													
									Função Objetivo							Restrições																						
									Mínimizar				Maximizar																									
Custos do tratamento de efluentes	Custos dos condutos e EE	Custos de penalidades	Violações dos padrões de QA	Eficiências de tratamento	Equidade	Min. valor de OD	Índice médio de QA	Carga de DBO ou DQO	Diferenças entre variáveis de desvio + e -	Desempenho geral**	Nível mín. de satisfação do sistema***	Vazão de lançamento	Continuidade	Capacidade	Tratamento de todo efluente	Fluxos opostos	Equidade	Balanco de massa	Padrões de qualidade de água e/ou efluente	Desempenho do sistema de QA especificado pelo decisor	Inexistência de violações de qualidade da água	Violações do padrão de qualidade da água	Orçamentárias	Límites de vazão/fluxo (mín. e/ou máx.)	Límites de eficiência de tratamento (mín. e/ou máx.)	Obediência a o conjunto de níveis de remoção disponíveis	Taxa de redução de emissões de efluentes (mín. e/ou máx.)	Quantidade de água	Não negatividade	Hidráulicas								
Ashtiani et al.	2015a	<i>International Journal of Environmental Research</i>		Rio Haraz	Irã		MOPSO	S&P	✓		✓	✓																										
Ashtiani et al.	2015b	<i>Environmental Monitoring and Assessment</i>		Rio Haraz	Irã	8	MOPSO; NSGA-II	S&P	✓#		✓	#						#			#	✓#					✓#											
Santoro et al.	2016	RBRH		Rio Pardo, ES	Brasil	5	AG; Curva de Lorentz	QUAL-UFMG			✓#	~+					#*	#*	✓#	#							✓#											
Valory et al.	2016	<i>Journal of Environmental Engineering</i>		Rio Santa Maria da Vitória, ES	Brasil	5	AG; Busca Exaustiva	QUAL-UFMG			✓#	#*						✓	#*	✓#						✓#												
Yu et al.	2016	<i>Journal of Hydrology</i>		Rio Songhua	China		Coefficiente de Gini; AHP	WASP				✓				✓											✓											
Fantin et al.	2017	RBRH		Rio Pardo, ES	Brasil	5	AG; CPL	QUAL-UFMG				✓	#						✓#							✓#												
Saben et al.	2017	<i>Water Science and Technology</i>		Rio Sefidrud	Irã	15	MOPSO; GMCRII; MCDM	S&P	✓		✓											✓				✓												
Xu et al.	2017	<i>Environmental Science and Pollution Research</i>		Rio Tuojiang	China	8	Coefficiente Gini; Condições de KKT	✓	✓			✓								✓						✓		✓					✓			✓		
Zeferino et al.	2017	<i>Water Science and Technology</i>		Rio Una, PE	Brasil	38	SA; Procedimento de busca local	✓	✓#	✓#		*				✓#	✓#	#	#				*												✓#	✓#	✓#	
Bringer et al.	2018	RBRH		Rio Pardo, ES	Brasil	5	AG; ELECTRE III	QUAL-UFMG				✓								✓						✓												
Sá et al.	2019	RBRH		Rio Pardo, ES	Brasil	5	AG	QUAL-UFMG				✓								✓						✓												
Saadatpour et al.	2019	<i>Journal of Hydroinformatics</i>		Rio Gheshlagh	Irã	8	S-O; PDMOSA	QUAL2Kw	✓			✓	✓													✓												

Legenda: AG: Algoritmo Genético; AHP: Analytic Hierarchy Process; CPL: Custo Presente Líquido; CRG: Cooperative Reallocation Game; CSM: Cost Saving Maximization; EE: Estação Elevatória; GMCRII: Graph Model for Conflict Resolution II; HGPA: Hybrid Goal-Programming Approach; HM: Homomorphous Mapping; KKT: Karush-Kuhn-Tucker; MCDM: Multi-Criteria Decision Making; MOPSO: Multiobjective Particle Swarm Optimization; NA-ACO: Non-dominated Archiving Multi-colony Ant Algorithm; NIO: Nonlinear Interval Optimization; NSGA-II: Non-Dominated Sorting Genetic Algorithm II; OGP: Optimal Generation Performance; PDMOSA: Pareto Domination-based Multi-objective Simulated Annealing; PL: Programação Linear; PNL: Programação Não Linear; PQ: Programação Quadrática; RNA: Rede Neural Artificial; S&P: Steiner&Phelps; SA: Simulated Annealing; SIG: Sistema de Informação Geográfica; SMC: Simulação de Monte Carlo; S-O: Simulação-Otimização; SRFNP: Sensoriamento Remoto para Fontes Não Pontuais; SSD: Sistema de Suporte à Decisão; SST: Sólidos Suspensos Totais; TJE: Teoria dos Jogos Evolutivos Assimétricos; WMO-SA: Weighted Multi-Objective Simulated Annealing; YBT: Young Bargaining Theory.

Modelo 1: ✓ Modelo 2: # Modelo 3: * Modelo 4: ~ Modelo 5: + Modelo 6: /

**Soma ponderada de três medidas individuais de desempenho: EN (nº de violações de OD), EV (magnitude da violação máxima de OD) e ETS (magnitude total de violações de OD).

***Conforme taxas de remoção de efluentes

Fonte: Gomes *et al.* (2021a).

Santoro, Reis e Mendonça (2016), também com auxílio de AG, avaliaram seis diferentes modelos de otimização aplicáveis à determinação de eficiências mínimas de tratamento de esgotos em bacias hidrográficas. A minimização do somatório das eficiências e a minimização da inequidade entre os esforços de tratamento de esgotos foram consideradas. Resultados indicaram que a ausência de medidas de equidade ocasionou má distribuição das eficiências de tratamento de efluentes. Além disso, os modelos que incluíram equidade como restrição do problema de otimização não apresentaram respostas consistentes. Isto porque o local de aplicação do estudo (bacia hidrográfica do rio Pardo, Brasil) apresentava lançamentos de cargas orgânicas brutas muito diferentes entre si.

A bacia hidrográfica do rio Pardo também foi utilizada no estudo de Fantin, Reis e Mendonça (2017). Inicialmente, foi realizada a etapa de pré-seleção de alternativas de tratamento de esgoto tecnicamente viáveis com auxílio de AG acoplado ao modelo de qualidade de água. Em seguida, por meio da ordenação crescente de Custos Presente Líquidos (CPL) associados a cada alternativa de tratamento de esgotos, foi feita a escolha final. Os resultados indicaram que o modelo de otimização que buscou a minimização das eficiências, permitindo uso da capacidade de autodepuração dos cursos d'água, selecionou sistemas de tratamento que variaram da combinação de reatores UASB e lagoas de polimento a sistemas de infiltração lenta, escolhas que apresentaram menores estimativas de CPL. Em contrapartida, a incorporação da equidade entre os sistemas de tratamento aumentou significativamente os custos associados ao tratamento de esgoto para a bacia hidrográfica.

Ainda no âmbito do uso de AG, estudos que incluem a junção de diferentes abordagens de solução são frequentemente encontrados na literatura. Bringer, Reis e Mendonça (2018) combinaram modelo de simulação da qualidade da água, AG e análise multicriterial com o auxílio do método *Electre* III para selecionar sistemas de tratamento de esgotos. Após etapa de pré-seleção técnica, que considerou três diferentes possíveis cenários de tratamento de esgotos, foi aplicada análise multicriterial, que indicou sistemas de tratamento para cinco localidades pertencentes à bacia hidrográfica do rio Pardo, Brasil. Infiltração Rápida, Biofiltro Aerado Submerso (com Nitrificação), *Wetland*, Lagoas facultativas e reatores UASB (seguidos ou não de pós-tratamento) foram os mais indicados para os cenários considerados.

Para lidar com diferentes objetivos ou critérios, variações conhecidas como Algoritmos Genéticos Multiobjetivos (AGMO) foram propostas (SRINIVAS; DEB, 1994; ZITZLER; THIELE, 1998; DEB *et al.*, 2002). Os AGMOs constituem abordagem mais adequada para resolver problemas com múltiplos objetivos, categorizando possíveis melhores respostas em virtude dos critérios avaliados. Yandamuri, Srinivasan e Bhallamudi (2006) utilizaram versão multi-objetivo do AG conhecida por *Nondominated Sorting Genetic Algorithm II* ou Algoritmo Genético de Classificação por Não Dominância II (NSGA II) (DEB *et al.*, 2002). Os autores discutiram a problemática de alocação de cargas considerando os custos e a equidade na distribuição dos esforços de tratamento entre os poluidores. Dois modelos foram propostos, o primeiro relacionado a Custo-Desempenho e o segundo abordou o *trade-off* Custo-Equidade-*Performance*. A utilidade prática foi ilustrada por meio de uma aplicação no rio Willamette, nos EUA.

Cho e Lee (2014) utilizaram o modelo de qualidade de água QUAL2Kw conjuntamente ao NSGA-II. Foi buscada minimização das eficiências de tratamento, além da minimização da inequidade entre as descargas de efluentes. Um conjunto de soluções, denominadas Pareto-ótimo, foi gerado pelo NSGA-II, permitindo a avaliação dos diferentes cenários e os pontos críticos de poluição, garantindo a escolha da solução mais equânime e de menor custo. A metodologia foi aplicada ao rio Yeongsan, Coréia do Sul, que sofre com níveis extremos de poluição.

Niksokhan, Kerachian e Karamouz (2009) combinaram NSGA-II com teoria dos jogos. A metodologia consistiu em duas etapas principais: (i) alocação inicial do custo do tratamento, na qual um modelo de simulação da qualidade da água do rio foi incorporado ao NSGA-II e à *Young Bargaining Theory* (YBT); (ii) realocação equitativa do custo do tratamento, por meio de abordagens teóricas de jogos cooperativos. A utilidade prática da metodologia proposta foi ilustrada por meio de estudo de caso do rio Zarjub, norte do Irã, curso d'água que possui condição de qualidade de água crítica.

Conforme estudo anterior, pesquisadores têm utilizado a teoria dos jogos para resolver conflitos entre partes interessadas no âmbito de bacias hidrográficas. Além de Niksokhan, Kerachian e Karamouz (2009), ressalta-se o estudo de Estalaki, Abed-Elmdoust e Kerachian (2015), autores que propuseram um PAES baseado em Teoria dos Jogos Evolutivos Assimétricos (TJEA). A metodologia foi desenvolvida de maneira a determinar funções de penalidade que garantissem a qualidade da água do rio, penalizando qualquer poluidor que violasse os padrões estabelecidos. Para isso o *framework* possuía quatro módulos: (i) simulação da qualidade da água, (ii) cálculo de custos de tratamento de águas residuárias, (iii) funções de penalidade e (iv) modelo TJEA. A aplicação foi feita com dados do rio Zarjub, norte do Irã. Os resultados obtidos pelo TJEA foram comparados aos de um modelo tradicional de alocação de carga visando a minimização de custos e o atendimento aos padrões de qualidade de água. Observou-se custos menores ao empregar o modelo tradicional; no entanto, ambos apresentaram respostas semelhantes.

Outra abordagem observada frequentemente nos estudos listados na Tabela 7 é o *Multiobjective Particle Swarm Optimization* (MOPSO). Ashtiani, Niksokhan e Jamshidi (2015a) aplicaram as equações de Streeter-Phelps no rio Haraz, no Irã, e posteriormente o MOPSO. Os autores encontraram cargas diárias máximas totais que minimizavam as violações dos padrões de qualidade ambiental, os custos totais de tratamento e um índice de inequidade para região. Os custos foram obtidos usando uma função real derivada de ETEs construídas no país no intervalo de 2010 a 2013. Resultados demonstraram uma economia de aproximadamente 41% nos custos totais em comparação com a política de comando e controle atualmente aplicada na região. O estudo de Ashtiani, Niksokhan e Ardestani (2015b), semelhante ao anterior, utilizou novamente Streeter-Phelps, MOPSO e o rio Haraz, no Irã, como área de estudo. O diferencial foi a comparação de duas abordagens para a resolução do problema de otimização: MOPSO e NSGA-II. Os resultados indicaram convergência entre as soluções dos dois algoritmos. Os autores recomendaram fortemente o uso de medidas de equidade para obtenção de uma política

mais justa de alocação de carga de efluentes na bacia hidrográfica, ainda que essa escolha nem sempre resulte em um resultado mais econômico.

Saberi e Niksokhan (2017) também utilizaram MOPSO para o PAES. Inicialmente obtiveram uma curva de *trade-off* entre os dois objetivos: (i) minimização das violações do padrão de qualidade estabelecido para DBO *versus* (ii) minimização do custo total do tratamento. Em seguida, a melhor solução não dominada foi selecionada empregando-se conjuntamente *Multi-Criteria Decision Making* (MCDM) e *Graph Model for Conflict Resolution II* (GMCR II). A aplicabilidade e eficiência da metodologia foram examinadas em um estudo de caso no rio Sefidrud, na parte norte do Irã.

Por outro lado, Andrade, Mauri e Mendonça (2013) propuseram um modelo de otimização tendo como objetivos a minimização dos custos de tratamento, a maximização das descargas de poluentes, a minimização da medida de equidade e a minimização das violações dos padrões de qualidade ambiental fixados para OD e DBO. A bacia hidrográfica do rio Santa Maria da Vitória, Brasil, constituiu a área de estudo avaliada pelos referidos autores. Para aplicação do modelo de otimização foi empregado algoritmo *Weighted Multi-Objective Simulated Annealing* (MOSA) acoplado ao modelo de simulação de qualidade de água QUAL2E.

Prosseguindo com estudos que fizeram uso combinado de diferentes técnicas para a resolução do PAES, ressalta-se Mujumdar e Subbarao Vemula (2004); Qin *et al.* (2009) e Hernandez e Uddameri (2013). Mujumdar e Subbarao Vemula (2004) integraram um modelo de otimização *fuzzy*, o modelo de qualidade de água QUAL2E, um método de manipulação de restrições para algoritmos evolutivos nomeado *Homomorphous Mapping* (HM) e o AG. O objetivo era obter níveis ótimos de remoção de poluentes para as oito fontes pontuais localizadas na bacia do rio Tunga-Bhadra, no sul da Índia, além do nível de satisfação correspondente. Qin *et al.* (2009), com auxílio de programação quadrática, minimizaram custos operacionais de sistemas de tratamento de efluentes sujeitos a padrões de qualidade da água e restrições de níveis mínimo e máximo de remoção de carga orgânica. A não linearidade associada à função objetivo foi mitigada pela técnica de regressão quadrática. Incertezas associadas à parâmetros de qualidade da água foram tratadas por meio de análise de intervalo.

Por fim, Hernandez e Uddameri (2013) desenvolveram um Sistema de Suporte à Decisão que incorporou expressões de balanço de massa, Sistema de Informação Geográfica (SIG) e sensoriamento remoto para fontes não pontuais. Um modelo híbrido de programação por metas ou *Goal-Programming* (GP) foi desenvolvido. A função objetivo buscou maximizar o somatório da diferença entre as duas variáveis de decisão: Z_j^+ e Z_j^- . A variável Z_j^+ representa o fluxo adicional de efluentes que poderia ser descarregado da ETE_j . A variável Z_j^- , por sua vez, corresponde a quantidade de esgoto que deveria ser reduzido na ETE_j para atender os objetivos de qualidade da água no rio. A aplicação foi feita no Rio Arroyo Colorado, fronteira entre EUA e México, região na qual aproximadamente 35% da população vive na faixa de pobreza. Resultados indicaram que, embora a bacia hidrográfica não tenha atingido seu limite crítico geral, as sub-bacias hidrográficas a montante e a jusante possuem necessidade de redução de

suas cargas. Além disso, notou-se que apesar das áreas urbanas cobrirem apenas 13% da bacia hidrográfica, elas contribuíram com quase 45% do total de cargas não pontuais.

Explorando outras abordagens de solução para o PAES, pode-se listar Mostafavi e Afshar (2011) que empregaram QUAL2K juntamente ao *Non-dominated Archiving Multi-colony Ant Algorithm* (NA-ACO). A aplicabilidade foi demonstrada por meio de um sistema hídrico hipotético com quatro fontes poluidoras. Buscou-se a minimização dos custos totais do tratamento de esgotos e de um índice de violação de padrão de qualidade ambiental. O índice foi obtido a partir da soma ponderada de três componentes: número de violações do padrão, magnitude da violação máxima e número total de violações do padrão de qualidade estabelecido para OD nos pontos de verificação ao longo do rio. A diminuição do índice de violação, com a consequente melhoria da qualidade da água, levou ao aumento do custo total associado ao tratamento de esgotos. Adicionalmente, ao se elevar o padrão para o parâmetro OD de 6,0 para 6,5 mg/l, a diferença no custo do tratamento entre as soluções de menor custo e da solução com índice mínimo de violação aumentou 73,6%.

Zhang *et al.* (2012) estabeleceram um método de alocação de carga para a área Xi'an-Xianyang, rio Weihe, China. Para análise no nível regional, os autores usaram o coeficiente de Gini, o que demonstrou a necessidade de redução de 20% das concentrações de demanda química de oxigênio (DQO) em oito distritos da região estudada. Em seguida, com auxílio do método *Optimal Generation Performance* (OGP), os autores estabeleceram o percentual de redução de DQO para alcance da meta global definida no modelo regional.

Yu, He e Lu (2016) também trabalharam com coeficiente de Gini como parâmetro para apoio à solução do PAES. Para o cálculo do coeficiente de Gini foram utilizados como índices de avaliação: população, PIB, área agrícola e capacidade ambiental. Além disso, os pesos dos índices de controle foram determinados por meio do emprego da Análise Hierárquica de Processos (AHP). A aplicação foi realizada na bacia do rio Songhua, China. A estratégia ótima identificada pela modelagem poderia garantir o cumprimento das metas de planejamento do Plano de Ação da China para o Controle da Poluição das Águas.

Xu *et al.* (2017) propuseram um modelo de otimização em dois níveis, com incertezas integradas. O método incorporou conflitos entre tomadores de decisão e poluidores, além do *trade-off* entre desenvolvimento socioeconômico e proteção ambiental. A abordagem metodológica foi aplicada ao rio Tuojiang, China, e as soluções do modelo foram obtidas usando a condição Karush-Kuhn-Tucker (KKT).

É possível observar que grande parte dos artigos citados trabalharam apenas com análises de OD e/ou DBO. No entanto, Carmichael e Strzepek (2000) incluíram, além de DBO, o nitrogênio (N) e o fósforo (P). A utilidade do PAES com múltiplos poluentes foi demonstrada por meio de três abordagens: (i) considerando apenas a redução de DBO; (ii) considerando a redução de DBO, P e N sem levar em consideração sua interação biológica e química; e (iii) considerando a redução de DBO, P e N, incluindo interações. Os resultados do estudo de caso na bacia hidrográfica do rio Nitra, Eslováquia, demonstraram que considerar apenas a redução da DBO levou a custos mais altos.

Assim como Carmichael e Strzepek (2000), Han *et al.* (2012) trabalharam com DBO, N e o P em suas análises. Os autores utilizaram simulação de Monte Carlo (SMC) para minimização dos custos de tratamento de efluentes, estimando as porcentagens de remoção de cargas de resíduos para atender aos padrões de qualidade de água da bacia hidrográfica do rio Nakdong, na Coreia. A incorporação da abordagem estocástica considerou incertezas devido à variação dos conjuntos de dados de vazão e qualidade da água, produzindo resultados mais realistas.

Recentemente, Sá *et al.* (2019) estabeleceram um modelo de otimização visando a determinação simultânea de eficiências mínimas de remoção de DBO e compostos de N. Os resultados indicaram que, com o aumento de pH nos cursos d'água, os sistemas precisam ser mais eficientes quanto à remoção de amônia, em função do potencial aumento da sua toxicidade.

Por fim, Saadatpour, Afshar e Khoshkam (2019) empregaram o QUAL2Kw, para simulação de DBO, OD, amônia (NH₄-N), nitrato (NO₃-N), fosfato (PO₄-P), Sólidos suspensos totais (SST) e coliformes, em conjunto com a técnica de otimização *Pareto Domination-based Multi-objective Simulated Annealing* (PDMOSA). Os objetivos incluíram minimizar os custos de instalação, operação e manutenção das ETEs, maximizar equidade entre lançamentos e maximizar o índice de qualidade da água do rio. Os resultados foram apresentados na forma de uma frente de Pareto, integrando uma combinação das melhores soluções dos três objetivos listados anteriormente. A metodologia foi aplicada a bacia hidrográfica do rio Gheshlagh, Irã, que possui alta carga de efluentes devido crescimento abrupto da região, aliado a ausência de tratamento. Resultados indicaram que para a fonte pontual de maior carga foi alocado o maior esforço de tratamento, resultado decorrente das medidas de equidade empregadas.

Apesar dos avanços percebidos nas pesquisas de 2000 a 2019, foi possível detectar uma lacuna científica quanto a estudos que englobem o PAES conjuntamente aos modelos de localização e dimensionamento de Sistemas Regionais de Tratamento de Efluentes (SRTE). Ou seja, modelos que permitam definir os melhores locais e o dimensionamento de ETEs, estações elevatórias e condutos, agregando informações do percentual de remoção das plantas de tratamento e, consequentemente, do tipo de tratamento mais adequado para o sistema hídrico analisado. Os artigos que mais se aproximaram da abordagem conjunta foram Wang e Jamieson (2002); Cunha *et al.* (2009) e Zeferino, Cunha e Antunes (2017).

Wang e Jamieson (2002) buscaram determinar uma solução de custo mínimo para a localização das ETEs, bem como o ótimo grau de tratamento. Entretanto, não consideraram problemas de *design* da rede de esgoto e a dinâmica da qualidade da água do rio foi analisada somente em termos de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) modelada por meio de Redes Neurais Artificiais (RNA). Com o objetivo de encontrar configurações ótimas para redes de tratamento de efluentes, Zeferino, Cunha e Antunes (2017) propuseram três cenários de otimização: (i) minimização dos custos de instalação, operação e manutenção das ETEs, condutos e estações elevatórias, considerando apenas restrições de cunho hidráulico; (ii) inclusão de restrições de qualidade da água ao modelo anterior; (iii) maximização do valor mínimo de OD com um limite de orçamento. No entanto, os autores classificaram as ETEs em pequena e grande escala, assumindo que as ETEs forneciam um determinado nível de tratamento fixo. Cunha *et al.* (2009) usaram essa mesma abordagem para as ETEs, implementando um algoritmo SA com

um procedimento de busca local, procedimento que foi aplicado em diferentes cenários com variações na topografia da região e nas combinações de restrições ambientais do modelo. De forma geral, notou-se que as soluções aproveitaram a topografia da região localizando as ETEs a jusante. Quando os requisitos de qualidade da água se tornaram mais severos, algumas estações permaneceram alocadas a montante para permitir o cumprimento da legislação.

3.3 Fase III: Realização da Revisão

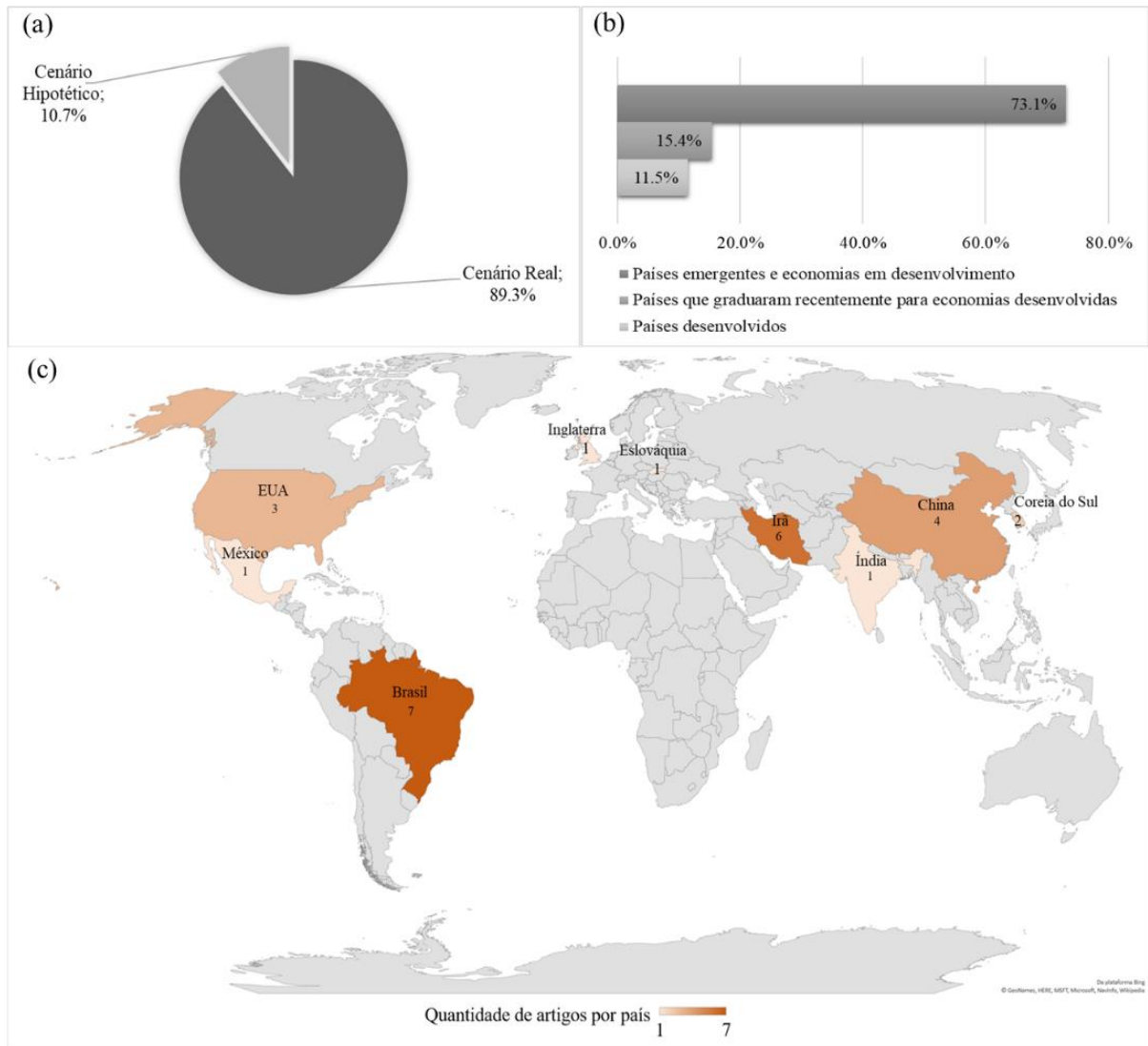
Nesta subseção será apresentada apenas a etapa 7 da Fase III, já que a etapa 8 representa a própria elaboração do artigo.

3.3.1 Etapa 7: Analisar Resultados

A Figura 13 evidencia que quanto à aplicação dos modelos, 10,7% dos artigos trabalharam apenas com cenários hipotéticos. Os outros 89,3% foram testados com dados reais de sistemas hídricos presentes em diferentes países (Figura 13a). Em média, as bacias hidrográficas tinham 12 fontes pontuais de esgoto. Ou seja, ainda que existam avanços computacionais, as instâncias de teste não costumam ser extremamente amplas. Uma parcela disso relaciona-se também com a baixa presença de dados disponíveis.

Em relação às instâncias reais, a maioria das publicações foi aplicada em bacias hidrográficas do Brasil, totalizando sete artigos, seguido por Irã e China. Apenas 11,5% dos países especificados na Figura 13c são desenvolvidos, conforme classificação do Fundo Monetário Internacional (ONU, 2017). Os demais se enquadram no grupo de países emergentes, com economias em desenvolvimento ou que recentemente se estabeleceram como economias desenvolvidas (Figura 13b). Nesse contexto, o emprego combinado de técnicas de otimização e de modelagem matemática da qualidade da água pode apresentar-se como uma alternativa válida para planejamento e seleção de sistemas de tratamento de esgotos. Isto porque a implantação de ETEs é geralmente uma tarefa do governo. A redução dos esforços de tratamento - com a consequente redução de investimentos na implantação e operação das estações - permite a redistribuição de recursos públicos poupados para outras demandas sociais (REIS; VALORY; MENDONÇA, 2015; SANTORO; REIS; MENDONÇA, 2016). É necessário enfatizar que a adoção de um objetivo de minimização de custos não significa menor preocupação com questões ambientais. De fato, o que significa é que buscou-se a solução de menor custo consistente com os objetivos especificados para a qualidade da água por meio das restrições, o que pode ser extremamente exigente (CUNHA *et al.* 2009).

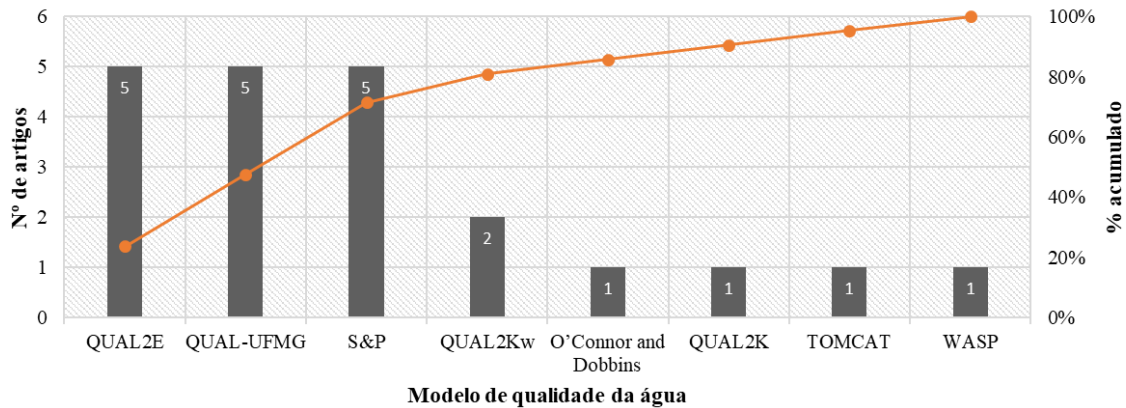
Figura 13 – (a) Tipos de cenários; (b) PAES versus desenvolvimento dos países; (c) Aplicação do PAES em países



Fonte: Gomes *et al.* (2021a).

Quanto ao modelo de qualidade de água que foi acoplado ao método de otimização, sete artigos não mencionaram claramente qual modelo utilizado. O restante dos estudos empregou QUAL2E, QUAL-UFMG, Streeter-Phelps, QUAL2Kw, O'Connor e Dobbins, QUAL2K, TOMCAT e WASP, sendo os três primeiros modelos empregados em 71,4% dos trabalhos analisados (Figura 14). A formulação original e precursora do modelo de Streeter-Phelps foi, ao longo dos anos, modificada e aperfeiçoada, ainda mantendo sua estrutura conceitual clássica e sendo recorrentemente empregada até os dias atuais (WANG *et al.*, 2013). O QUAL2E (BROWN; BARNWELL, 1987) é um dos modelos de qualidade da água mais conhecidos e utilizados por pesquisadores de diversas regiões do mundo (COX, 2003; VON SPERLING, 2014a), sendo empregado, em inúmeros trabalhos, como ferramenta de suporte para o gerenciamento de recursos hídricos (PALIWAL; SHARMA; KANSAL, 2007; AZZELLINO *et al.*, 2006; NING *et al.*, 2001).

Figura 14 - Uso de modelos de qualidade da água nos PAES

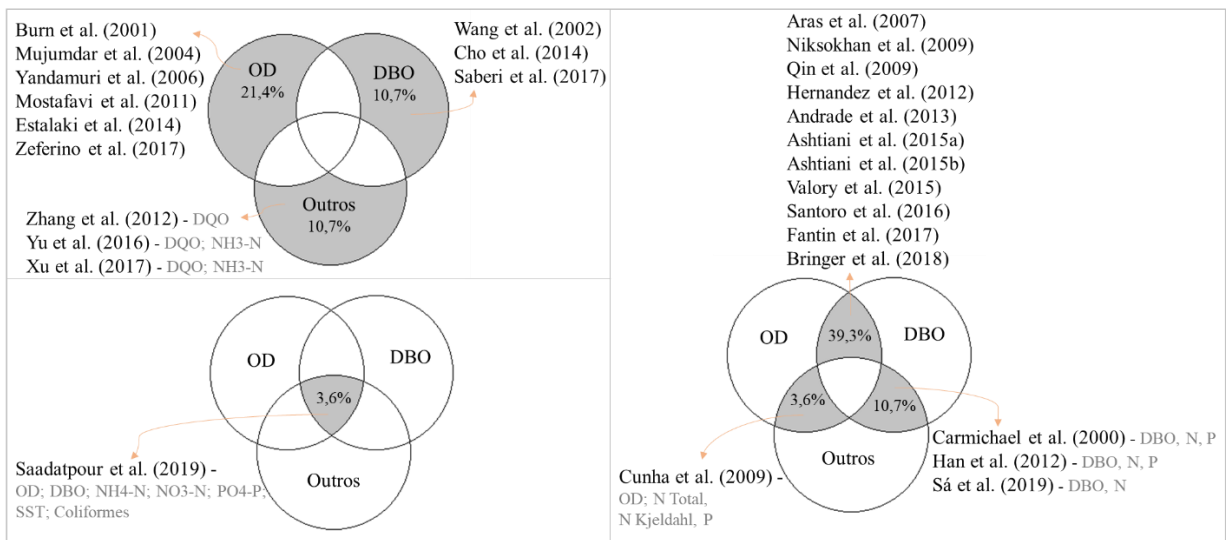


Fonte: Gomes *et al.* (2021a).

Posteriormente, com base no QUAL2E, foi desenvolvido o modelo QUAL-UFMG, modelo mais recorrentemente utilizado no Brasil (SALLA *et al.*, 2013; TEODORO *et al.*, 2013; ZANDONADI; MENDONÇA; REIS, 2015; CALMON *et al.*, 2016). Considerando a presença maciça de artigos com aplicação em bacias hidrográficas brasileiras (Figura 13c) é justificável a indicação do modelo QUAL-UFMG em percentual elevado nesta revisão sistemática.

Os parâmetros mais utilizados na caracterização de corpos d'água e no controle operacional de estações de tratamento de efluentes foram o OD e a DBO (Figura 15). O aprimoramento dos modelos usados, das técnicas de otimização e uma maior conscientização da necessidade de coleta e acompanhamento de dados levaram a inclusão de novos parâmetros ao longo do período acompanhado nesta revisão (2000-2019). Neste contexto, os estudos passaram a incluir os parâmetros nitrogênio, fósforo, amônia, dentre outros.

Figura 15 - Parâmetros de qualidade da água analisados



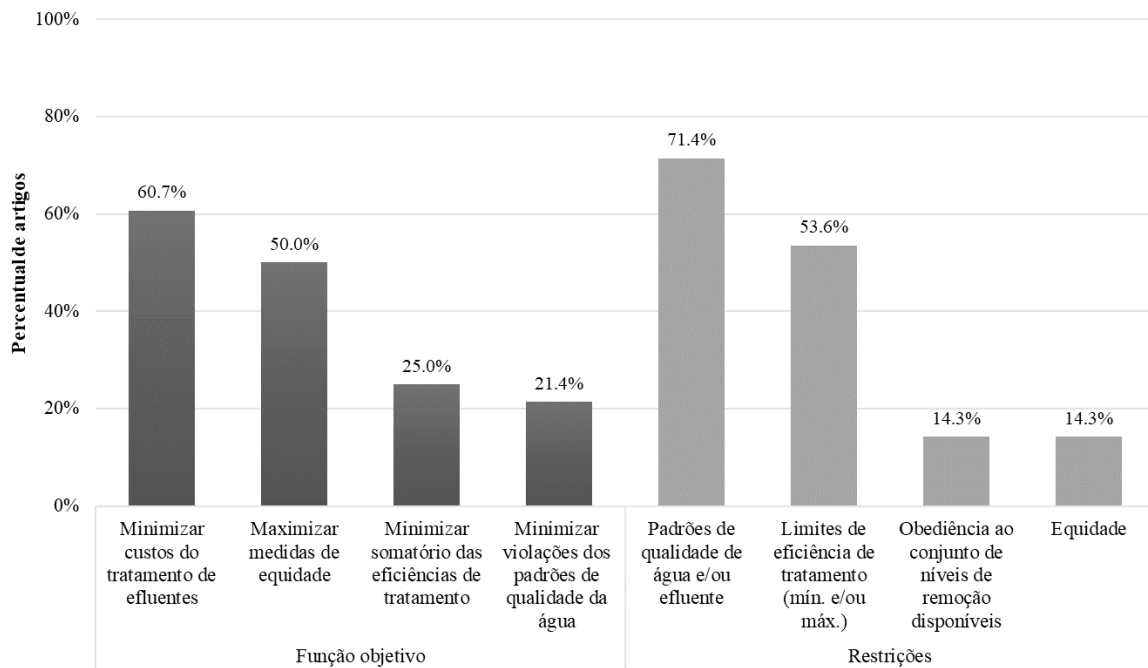
Fonte: Gomes *et al.* (2021a).

A partir da análise dos artigos listados na Tabela 7, notou-se o uso principal de Algoritmo Genético (AG) como abordagem de solução para o PAES. Dos 28 artigos listados, dez

utilizaram essa meta-heurística. Em seguida, 14% dos artigos trabalharam com NSGA-II, uma das mais conhecidas variações do AG. Esses dados ressaltam o êxito dos AGs na busca de soluções para o PAES. Outras abordagens que também surgiram com certa frequência foram *Multiobjective Particle Swarm Optimization* (MOPSO), Procedimento de Busca Local e *Simulated Annealing* (SA).

O modelo clássico de alocação de carga efluente visa a minimização dos custos sujeito a restrições de custo ambiental. A amostra de dados desta revisão sistemática confirmou esse padrão. No entanto, notou-se uma tendência crescente do uso de múltiplos objetivos, atestado inclusive pela presença de abordagens de solução mais robustas ao longo dos anos. Seguindo da minimização dos custos, há a maximização de medidas de equidade e a minimização do somatório de eficiências de remoção de efluentes que, implicitamente, sugere a minimização dos custos (Figura 16).

Figura 16 - Objetivos e restrições do PAES



Fonte: Gomes *et al.* (2021a).

Um ponto a ressaltar sobre a inclusão dos custos em PAES é que apenas três artigos incluíram explicitamente os custos de manutenção dos sistemas de tratamento e sete artigos incluíram os custos de operação. Em geral, utilizou-se apenas os custos de instalação das ETEs. Tal fato, relaciona-se a ausência ou a dificuldade de obtenção de dados para elaboração das funções de custos (MACHADO, 2009).

Ainda conforme Figura 16, restrições relacionadas a legislação ambiental vigente são comumente usadas no PAES. No entanto, é relevante destacar que existe uma tendência de crescimento de pesquisas com enfoque em medidas de equidade entre os esforços de tratamento, uma vez que a capacidade de assimilação de efluentes pelos corpos d'água deve ser adequadamente rateada entre os poluidores para que, além dos ganhos econômicos, ocorram ganhos sociais.

Por fim, foi possível notar que as soluções de planejamento para problemas de sistemas de águas residuárias são frequentemente buscadas a nível local (ZEFERINO, 2011). Neste caso, há ETEs individuais localizadas em cada ponto de geração de efluentes. A abordagem na qual os efluentes sanitários de diferentes localidades sejam agrupados em plantas de tratamento de abrangência regional é ainda escassa.

É importante salientar que ao se agrupar esgotos vindos de diferentes localidades em uma ETE central, há necessidade de se considerar restrições que envolvam a formulação clássica dos Problemas de Localização de Facilidades (PLF), ou seja, todo esgoto gerado precisa ser tratado e restrições de capacidade e de continuidade de fluxo obedecidas. Quanto ao objetivo, a função deve incluir custos de transporte, contemplando a inserção de estações elevatórias, quando necessário, e dos condutos. Assim, a solução conterà a localização e capacidade das ETEs, o diâmetro da tubulação em cada trecho, bem como a disposição dos sistemas de transporte e a localização das elevatórias quando necessárias (CUNHA *et al.*, 2009; MELO; CÂMARA, 1994; ZEFERINO, 2011). Assim, a junção destes dois aspectos constitui uma lacuna científica nesta área de pesquisa. Ambos, PAES e PLF, se caracterizam pela complexidade de solução prática e, em geral, a construção de resoluções vem sendo desenvolvida separadamente, ainda que os temas sejam, de certa maneira, interdependentes.

Por meio da metodologia empregada nesta revisão sistemática sobre PAES, entende-se como relevantes as seguintes conclusões e contribuições:

- Dentre as abordagens de solução para o PAES, a grande maioria foi composta por algoritmos genéticos e suas variações. Além disso, a maior parte das aplicações usaram cenários reais, ao invés de cenários hipotéticos;
- A maior parte dos países que realizaram a aplicação do PAES em artigos classificam-se como emergentes ou economicamente em desenvolvimento. Ao considerar uma população global crescente e que enfrenta restrições de recursos, a mudança de paradigmas e uma gestão de recursos hídricos que permita soluções mais econômicas e simultaneamente ambientalmente seguras é de grande valia. Dessa maneira, a carência de recursos pode justificar a incorporação do conceito de autodepuração no processo de escolha de sistemas de tratamento de águas residuárias. Ressalta-se que o uso de cursos d'água como complementação dos processos de tratamento de esgotos, deve ser realizado com parcimônia e dentro de critérios técnicos seguros e bem definidos;
- Frequentemente incluída aos modelos analisados, as medidas de equidade permitiram que a capacidade de assimilação de efluentes pelos corpos d'água fosse rateada entre os poluidores, evitando que um só poluidor utilizasse toda a capacidade de assimilação do curso d'água;
- Uma lacuna científica no que diz respeito a metodologias que tratem da alocação de cargas orgânicas conjuntamente ao planejamento de redes de tratamento de efluentes a nível regional foi observada. Notou-se uma escassez de trabalhos que considerem não apenas os

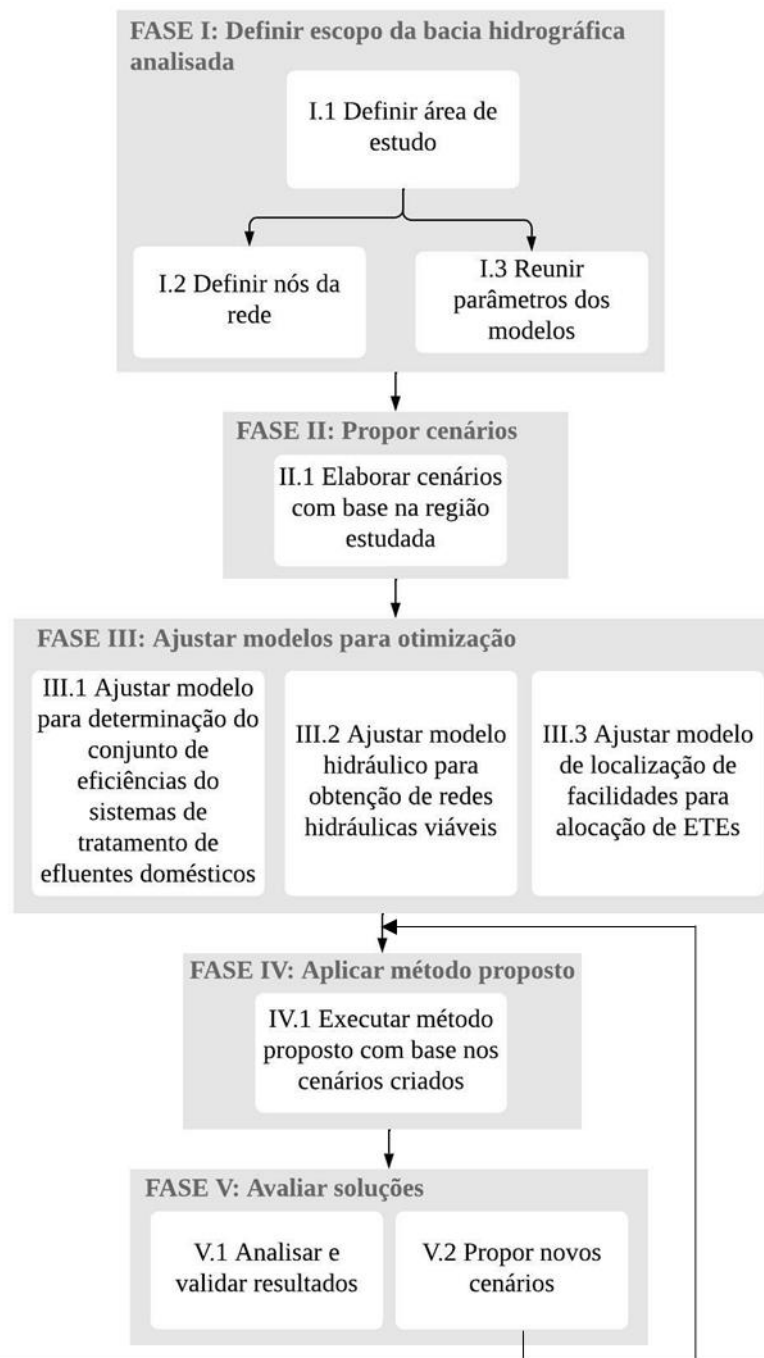
elementos individualmente - condutos, estações de tratamento de efluentes, elevatórias e corpo receptor - mas também as interações existentes entre eles;

- Por fim, atestou-se que o uso combinado de modelo computacional de qualidade de água e técnicas de otimização para o desenvolvimento de problemas de alocação de efluentes sanitários pode subsidiar e fundamentar tomadas de decisões relativas à seleção dos sistemas de tratamento de esgotos no âmbito de bacias hidrográficas.

4. MÉTODO PARA PLANEJAMENTO DE SISTEMAS DE TRATAMENTO DE EFLUENTES NO ÂMBITO DE BACIAS HIDROGRÁFICAS

Com intuito de atingir os objetivos da pesquisa, faz-se necessário estabelecer uma estratégia metodológica a ser seguida. O método proposto nesse estudo está dividido em 5 fases, compostas por um total de 10 etapas, apresentadas na sequência e expostas na Figura 17. É interessante notar que o *framework* apresentado na Figura 17 pode ser replicado para qualquer bacia hidrográfica na qual se almeje a gestão integrada de recursos hídricos.

Figura 17 – Método para planejamento de sistemas de tratamento de efluentes no âmbito de bacias hidrográficas



4.1 Fase I: Definir escopo da bacia hidrográfica analisada

1.1 Definir área de estudo

Nesta etapa é selecionada a bacia hidrográfica em que o método proposto será aplicado. Deve-se definir o diagrama unifilar correspondente, incluindo rio principal, afluentes e localização das fontes pontuais de esgoto. Para que a aplicação obtenha resultados fidedignos, é importante que existam disponíveis os dados de entrada para a bacia hidrográfica. O detalhamento da área de estudo utilizada nessa pesquisa encontra-se na seção 6.1.

1.2 Definir nós da rede

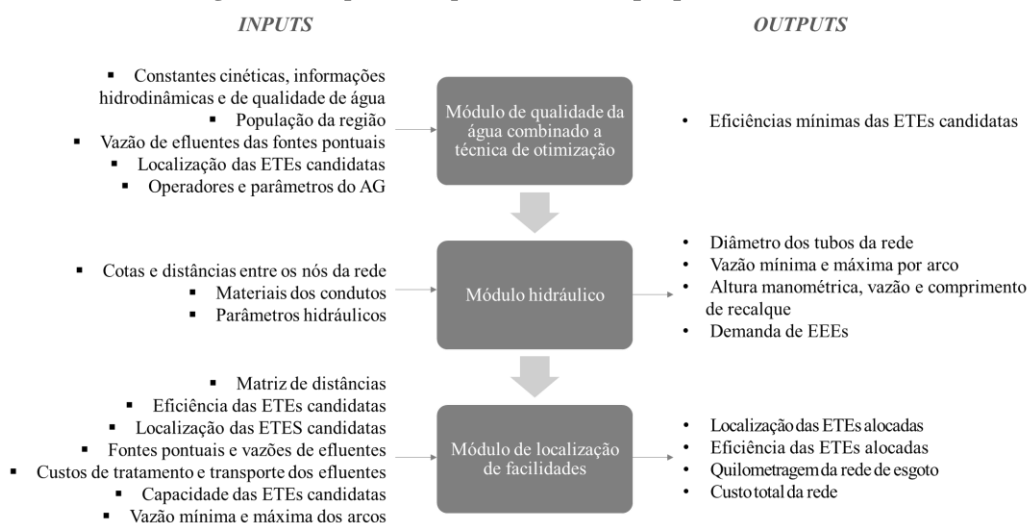
Nessa pesquisa, a aplicação do PLF demanda um número finito e conhecido de possíveis locais para instalação das facilidades. O processo de escolha dos nós candidatos, no caso, as ETES candidatas, incluirá duas abordagens: ETES individuais e Tratamento Consorciado de Efluentes Sanitários (TCES).

As ETES individuais englobam plantas candidatas instaladas nas proximidades de cada fonte pontual, resultando em uma abordagem individualizada. Neste caso, os custos de transporte dos efluentes não deverão ser incluídos. A segunda abordagem inclui ETES centralizadas. Nessa opção, os nós candidatos recebem esgoto de diferentes fontes, centralizando o tratamento do efluente em uma abordagem consorciada de tratamento de efluentes sanitários. A decisão de onde instalar esses possíveis locais é feita comumente pelo decisor com base na área estudada, topografia, população, entre outros, sendo esse um processo recorrente quando se faz uso de PLF.

Segundo Melo, Nickel e Saldanha da Gama (2007), para a definição da localização deve-se levar em conta fatores quantitativos e decisões qualitativas. As últimas são de difícil mensuração, mas de extrema importância na decisão final de localização. Dentre os fatores qualitativos que merecem destaque, citam-se: regulamentação de impacto ambiental; custos de instalação, operação e transporte; clima e temperatura da região; incentivos governamentais; facilidades para o sistema de transporte; disponibilidade e custos de terreno, mão-de-obra, energia e segurança, entre outros. A seção 6.1.1 apresenta os nós referentes a bacia hidrográfica de aplicação da pesquisa.

1.3 Reunir parâmetros dos modelos

Para execução dos modelos incluídos no método é necessário obter e reunir uma variedade de parâmetros e dados de entrada específicos da bacia hidrográfica e/ou região analisada. A Figura 18 ilustra os *inputs* e *outputs* de cada um dos três módulos. Os *inputs* são os dados de entrada ou parâmetros e os *outputs* são as saídas ou respostas dos modelos. Recorrentemente, *outputs* de um módulo servirão como *inputs* do(s) módulo(s) seguinte(s).

Figura 18 - Inputs e outputs do método proposto

O detalhamento dos dados de entrada para aplicação na bacia do rio Pardo encontra-se na seção 6.3 da pesquisa.

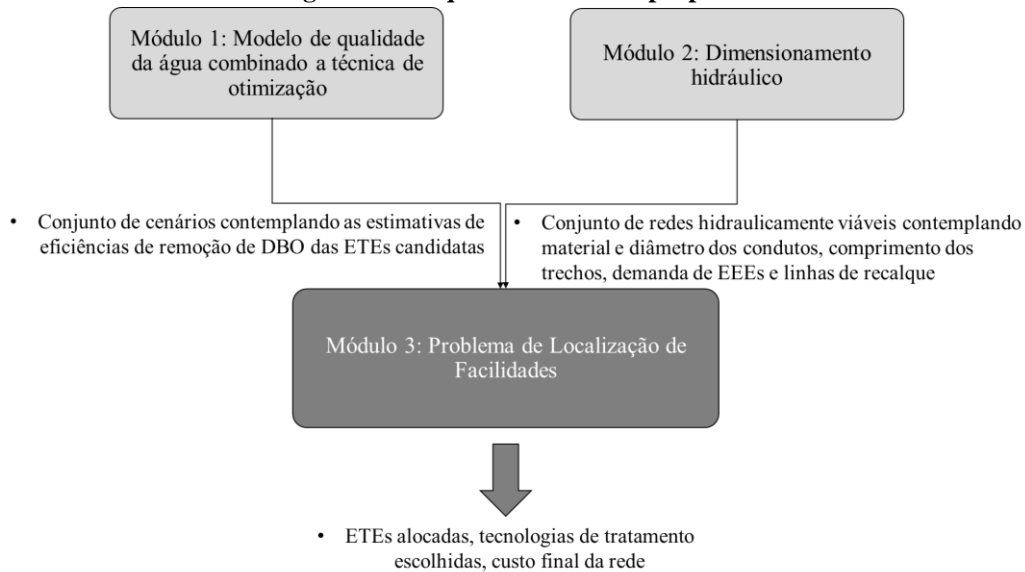
4.2 Fase II: Propor cenários

II.1 Elaborar cenários com base na região estudada

Um conjunto de cenários deverá ser criado com base nas informações reais da bacia hidrográfica em análise. Variações referentes a localização das ETES candidatas e ao modelo de otimização acoplado ao modelo de qualidade de água deverão ser previstos. Poderão ainda haver cenários com variações de topografia, montante de esgoto, inclusão ou retirada de restrições nos modelos de otimização, variação das funções de custos, distância entre nós, dentre outros. O detalhamento dos cenários para aplicação na bacia do rio Pardo encontra-se na seção 6.2 desse estudo.

4.3 Fase III: Ajustar modelos para otimização

Atualmente, os sistemas de tratamento de esgoto e a localização das ETES no âmbito do corpo d'água são por vezes considerados como unidades separadas no gerenciamento da qualidade da água. O modelo proposto neste estudo visa promover um planejamento de rede integrado de um sistema de águas residuárias urbanas, de tal maneira a proteger o corpo receptor e minimizar os custos envolvidos. Para isso, o modelo será dividido em três módulos: (i) modelo de qualidade da água combinado a técnica de otimização para estimativa de eficiências mínimas de tratamento de esgotos; (ii) dimensionamento hidráulico; (iii) localização de facilidades, detalhados na sequência. A Figura 19 ilustra as principais saídas de cada um deles.

Figura 19 - Esquema do modelo proposto.

Os módulos podem ser usados separadamente ou como alicerce de um método de apoio à decisão projetado para cobrir grande parte das questões envolvidas na implementação de uma abordagem de gestão integrada de recursos hídricos. Os três módulos e as equações que os compõem estão detalhados no capítulo 5.

4.4 Fase IV: Aplicar método proposto

IV.1 Executar método proposto com base nos cenários criados

Com os dados de entrada já coletados e tratados, e os Módulos 1, 2 e 3 implementados e validados, os diversos cenários propostos na fase anterior deverão ser executados com auxílio dos *softwares* escolhidos (*Matlab; Excel de Microsoft Office; SAS Software; solver IBM ILOG CPLEX*).

4.5 Fase V: Avaliar soluções

V.1 Analisar e validar resultados

A solução gerada pelos três módulos irá conter: localização das ETEs alocadas; estimativas eficiência de tratamento e tecnologia de tratamento das ETEs alocadas; diâmetros, materiais e comprimento da rede; custo total e proporção dos custos envolvidos.

Os resultados obtidos por meio da execução do método deverão ser transferidos para planilhas eletrônicas e os valores das variáveis de decisão, da função objetivo e outros *outputs* organizados em forma de tabelas, gráficos e figuras para melhor entendimento e análise.

Os resultados dos diversos cenários listados na Fase IV serão então analisados quantitativa e qualitativamente. Os cenários detentores dos menores custos totais de instalação da rede, os custos mais representativos e a, conseqüente, viabilidade ou não do TCES para a bacia hidrográfica escolhida deverão ser discutidos. A verificação desta etapa para bacia hidrográfica do rio Pardo encontra-se no capítulo 7.

V.2 Propor novos cenários

Em consequência das análises realizadas nas etapas anteriores, pontos de aprendizagem e melhoria serão levantados. Estes servirão para embasar novos cenários e/ou estudos. O detalhamento desta etapa com enfoque para bacia hidrográfica do rio Pardo encontra-se na seção 7.5 e no capítulo 8.

5. MODELOS MATEMÁTICOS PROPOSTOS PARA PLANEJAMENTO DE SISTEMAS DE TRATAMENTO DE EFLUENTES NO ÂMBITO DA BACIA HIDROGRÁFICA

A metodologia proposta baseia-se no uso de três módulos para obtenção do objetivo geral dessa tese: (i) modelagem da qualidade da água combinado a técnica de otimização para estimativa de eficiências mínimas de tratamento de esgotos; (ii) dimensionamento hidráulico; (iii) Problema de Localização de Facilidades (PLF). A seguir, detalham-se as especificidades de cada um deles.

5.1 Módulo 1: Modelo de qualidade da água combinado a técnica de otimização para estimativa de eficiências mínimas de tratamento de esgotos

Neste módulo, um modelo de qualidade de água é combinado a um método de otimização, com intuito de obter um conjunto de cenários onde diferentes eficiências de remoção de matéria orgânica são estimadas para as ETEs candidatas localizadas em diferentes nós da rede. O programa desenvolvido no ambiente computacional do *software MatLab (Matrix Laboratory)* considera as interações físicas de mistura e as reações biológicas que caracterizam o processo natural de autodepuração do corpo d'água, reproduzindo as formulações matemáticas e estruturas conceitual e computacional do modelo QUAL-UFMG, originalmente apresentado e discutido por Von Sperling (2014a).

5.1.1 Modelo para simulação da qualidade da água

O modelo possibilita simular a qualidade de água em um rio principal e seus tributários, incorporando as cargas pontuais ao longo de todo sistema hídrico e englobando interações físicas de mistura e reações biológicas que caracterizam o processo natural de autodepuração do corpo d'água.

O QUAL-UFMG utiliza o método de integração de Euler, requerendo curtos passos de integração. Desta forma, imprecisões e instabilidades numéricas podem ser minimizadas (VON SPERLING, 2014a). O rio ou parte do sistema fluvial deve ser segmentado em trechos com comprimentos constantes e cada um destes segmentos reproduzirá um reator de mistura completa em série, com as mesmas propriedades hidro geométricas e taxas de reações físicas e bioquímicas.

Para cada volume de controle, efetua-se um balanço hidráulico em função das vazões e um balanço de massas para cada constituinte simulado, permitindo representar a evolução da qualidade da água ao longo do trecho simulado.

No programa computacional foram calculadas as concentrações dos parâmetros de qualidade de água por segmento do curso d'água (C), por meio da soma da variação da concentração (dC) no segmento com a concentração resultante do processo de mistura (CM), conforme equação (9) (CHAPRA; 1997, VON SPERLING, 2014a).

$$C_{i+1} = CM_i + dC_i \quad (9)$$

Na equação (9), o cálculo da concentração de mistura (CM) é realizado conforme equação (10).

$$CM_i = \frac{Q_{rio_{i-1}} \cdot C_{rio_{i-1}} + Q_{trib_i} \cdot C_{trib_i} + Q_{efl_i} \cdot C_{efl_i} + Q_{inc_i} \cdot C_{inc_i}}{Q_{rio_{i-1}} + Q_{trib_i} + Q_{efl_i} + Q_{inc_i}} \quad (10)$$

Sendo: Q_{rio} : vazão do rio (m^3/s); C_{rio} : concentração do parâmetro analisado, no rio, à montante do lançamento (mg/L); Q_{trib} : vazão do tributário afluente ao segmento i (m^3/s); C_{trib} : concentração do parâmetro analisado, no tributário, no ponto de encontro com o rio (mg/L); Q_{efl} : vazão do efluente doméstico afluente ao segmento i do rio (m^3/s); C_{efl} : concentração do parâmetro analisado, no efluente (mg/L); Q_{inc} : Vazão incremental (distribuída) do parâmetro analisado (m^3/s); C_{inc} : concentração do parâmetro analisado, por entrada incremental (distribuída) (mg/L).

Neste estudo os parâmetros de qualidade da água abordados foram oxigênio dissolvido (OD) e demanda bioquímica de oxigênio (DBO), ambos fortemente utilizados para caracterizar a qualidade das águas de corpos hídricos após o despejo de efluentes domésticos (VON SPERLING, 2014a).

Dessa forma, a concentração de DBO e OD em cada segmento do corpo d'água resulta da aplicação da equação (9), sendo as variações das concentrações de DBO e OD em cada segmento estimadas, respectivamente, por meio das equações (11) e (12), considerando o sistema hídrico funcionando em regime permanente de vazões. Assim, o cômputo da acumulação de DBO em cada segmento envolve as parcelas referentes ao decaimento da matéria orgânica no rio, a sedimentação e a carga difusa. Já a modelagem do comportamento do OD envolve as parcelas referentes a reaeração, decomposição, demanda de sedimento, fotossíntese, respiração e a demanda nitrogenada.

$$\frac{dL}{dt} = -K_D \cdot L - K_S \cdot L + L_{rd} \quad (11)$$

$$\frac{dC}{dt} = K_2 \cdot (C_s - C) - K_D \cdot L - S_D + F - R - R_{O_2amon} \cdot (f_{nitr} \cdot K_{an}) \cdot N_{amon} \quad (12)$$

Sendo: $\frac{dL}{dt}$: cômputo da acumulação de DBO em cada segmento; K_D : coeficiente de decomposição da matéria orgânica no rio (d^{-1}); K_S : coeficiente de remoção da DBO por sedimentação (d^{-1}); L : concentração de DBO última em um tempo qualquer (mg/L); L_{rd} : taxa de entrada de DBO última difusa na massa líquida ($g/m^3 \cdot d$); $\frac{dC}{dt}$: cômputo da acumulação de OD em cada segmento; C : concentração de oxigênio dissolvido em um tempo t qualquer (mg/L); K_2 : coeficiente de reaeração (d^{-1}); C_s : concentração de saturação do OD (mg/L); S_D : demanda de oxigênio pelo sedimento ($mg O_2/l \cdot d$); F : taxa de produção de OD por fotossíntese ($mg O_2/m^3 \cdot d$); R : Taxa de consumo de OD por respiração ($mg O_2/m^3 \cdot d$); R_{O_2amon} : relação

entre o oxigênio consumido por cada unidade de amônia oxidada ($mg O_2/mgN_{amon}$); f_{nitr} : fator de correção do coeficiente de nitrificação em função do OD; K_{an} : coeficiente de conversão de amônia a nitrato (coeficiente de nitrificação) (d^{-1}); N_{amon} : concentração de N-amônia em um tempo de percurso t qualquer (mg/L).

Neste estudo, a simulação das concentrações de DBO considerou os fenômenos de desoxigenação associados à oxidação da matéria orgânica e as contribuições de cargas difusas externas. Já para as concentrações de OD, considerou-se a reaeração atmosférica e a desoxigenação produzida pela oxidação da matéria orgânica. Logo, foram desconsiderados os fenômenos de fotossíntese, respiração, sedimentação e demanda bentônica.

Segundo Von Sperling (2014a), os processos de fotossíntese (produção de OD) e respiração (consumo de OD) têm taxas aproximadamente iguais, podendo se equivaler para simulações de qualidade de água que assumem escoamento permanente. Além disso, a não inclusão nas simulações de algas e suas inter-relações com demais constituintes, procede de dois fatos principais: as algas são mais relevantes para modelagem de ambientes lênticos do que lóticos (rios) e a representação dos processos que envolvem algas são complexos e os valores dos coeficientes de difícil determinação.

Quanto ao fenômeno de sedimentação, a não consideração relaciona-se a favor da segurança dos resultados, visto que a redução da DBO advinda da sedimentação não é inserida nos cálculos (VON SPERLING, 2014a). Ademais, determinar o valor do coeficiente de sedimentação é um procedimento complexo, por conta das dificuldades associadas ao cálculo, no corpo d'água, de valores de velocidade de sedimentação. Isto porque esta variável é dependente da granulometria e do peso específico das partículas presentes no esgoto (CARVALHO, 2008).

No que se refere à demanda bentônica, sua quantificação requer trabalhos muito laboriosos e custosos, exigindo grande volume de levantamentos de campo e análises laboratoriais. No caso do uso de dados médios de literatura, a complexa interação entre fatores como composição e textura do lodo, porcentagem de matéria orgânica, idade, profundidade, temperatura, oxigênio dissolvido torna a generalização uma tarefa difícil. Por fim, desprezou-se a remoção de nitrogênio orgânico por sedimentação e a liberação de amônia pelos sedimentos de fundo. Assume-se que o nitrogênio total permaneça o mesmo, alterando-se apenas as formas em que se apresenta no meio líquido (VON SPERLING, 2014a).

Assim, guardadas as ressalvas listadas anteriormente, as equações usadas no modelo matemático deste estudo refletem o exposto em (13) e (14).

$$\frac{dL}{dt} = -K_D \cdot L + L_{rd} \quad (13)$$

$$\frac{dC}{dt} = K_2 \cdot (C_s - C) - K_D \cdot L \quad (14)$$

Sendo: $\frac{dL}{dt}$: cômputo da acumulação de DBO em cada segmento; K_D : coeficiente de decomposição da matéria orgânica no rio (d^{-1}); L : concentração de DBO última em um tempo qualquer (mg/L); L_{rd} : taxa de entrada de DBO última difusa na massa líquida ($g/m^3 \cdot d$); $\frac{dC}{dt}$: cômputo da acumulação de OD em cada segmento; C : concentração de oxigênio dissolvido em um tempo t qualquer (mg/L); K_2 : coeficiente de reaeração (d^{-1}); C_s : concentração de saturação do OD (mg/L).

5.1.2 Modelos de otimização

Com o objetivo de estimar as eficiências mínimas de tratamento dos esgotos necessárias para a manutenção da qualidade de água dos cursos hídricos foi utilizado um modelo objetivando minimizar o somatório de eficiências (Modelo 1 – MO1) e outro com intuito de minimizar medidas de inequidades (Modelo 2 – MO2). Quanto às restrições dos modelos de otimização, havia, dentre outras, duas condições de lançamento de efluentes excludentes, totalizando quatro diferentes modelos detalhados a seguir.

5.1.2.1 Modelo 1 - minimização do somatório de eficiências

O Modelo 1 proposto por Louzada, Reis e Mendonça (2013) determina a minimização do somatório de eficiências de tratamento de esgotos. O modelo compreende a função objetivo (15) e as restrições (16) a (20) expostos a seguir.

Sendo: $DBOr_i$: Concentração de DBO no curso d'água imediatamente antes i -ésimo ponto de lançamento de efluente, considerando a disposição de esgotos brutos, em mg/L ; E_i : Eficiência de remoção de DBO do i -ésimo sistema de tratamento de efluente; n o conjunto de locais de descarga.

Função objetivo:

$$\text{Minimizar } \sum_{i=1}^n E_i \quad (15)$$

Sujeito a:

$$E_i \leq 95\% \quad (16)$$

$$OD_{\text{Curso d'Água}} \geq 5 \text{ mg/L} \quad (17)$$

$$DBO_{\text{Curso d'Água}} \leq 5 \text{ mg/L} \quad (18)$$

$$E_i \geq 0\% \text{ (Condição de lançamento 1)} \quad (19)$$

$$E_i \geq 60\% \text{ (Condição de lançamento 2)} \quad (20)$$

A função objetivo (15) visa a minimização do somatório de eficiências de tratamento de esgotos, cujo propósito é minimizar o esforço de tratamento no âmbito da bacia hidrográfica. Ressalta-se que, em geral, menores eficiências de remoção de DBO estão associadas a tecnologias de tratamento de efluentes com custos menores.

As restrições (16) garantem que a eficiência de tratamento não ultrapasse o valor de 95%. Além disso, é assumido que os cursos d'água da bacia hidrográfica do rio Pardo, região estudada, pertencem a Classe II, conforme padrões de qualidade estabelecidos pela Resolução CONAMA nº 357/2005. Essa informação fomenta as restrições estabelecidas pelas inequações (17) e (18). Ressalta-se que os padrões podem ser facilmente ajustados segundo bacia hidrográfica analisada.

As restrições (19) e (20) são excludentes entre si, resultando em duas condições de lançamento de esgotos e, conseqüentemente, duas variações de modelos de otimização. As inequações foram baseadas no Art. 21 da Resolução CONAMA nº 430/2011 que define como condição para lançamento direto de efluentes oriundos de sistemas de tratamento de esgotos sanitários a DBO_5 no valor máximo de 120 mg/L . Sendo que este limite somente poderá ser ultrapassado no caso de efluente de sistema de tratamento com eficiência de remoção mínima de 60% de DBO (Condição de Lançamento 2 – CL2), ou mediante estudo de autodepuração do corpo hídrico que comprove atendimento às metas do enquadramento do corpo receptor (Condição de Lançamento 1 – CL1).

Assim, as restrições (19) admitem o lançamento de efluentes brutos, sendo a capacidade de autodepuração do corpo receptor responsável pela manutenção das concentrações de OD e DBO em conformidade com os padrões de qualidade ambiental estabelecidos pela Resolução CONAMA no 357/2005. Enquanto as restrições (20) tratam da obrigatoriedade da eficiência mínima de tratamento de 60%, condição na qual a Resolução CONAMA no 430/2011 admite que os valores de DBO no efluentes tratados sejam superiores a 120 mg/L .

5.1.2.2 Modelo 2 - minimização de medidas de inequidades

Bringer, Reis e Mendonça (2018) propuseram um modelo de otimização que impõe a minimização de medidas de inequidades entre sistemas de tratamento. O Modelo 2, baseado no princípio do poluidor-pagador, decorre das conclusões do trabalho de Santoro, Reis e Mendonça (2016). O modelo de otimização compreende a função objetivo (21) e as restrições (22) a (26) expostos a seguir.

Sendo: $DBOr_i$: Concentração de DBO no curso d'água imediatamente antes i -ésimo ponto de lançamento de efluente, considerando a disposição de esgotos brutos, em mg/L ; $DBOr_{e_i}$: Concentração de DBO no curso d'água no i -ésimo ponto de lançamento de efluente, considerando a disposição de esgotos brutos, em mg/L ; E_i : Eficiência de remoção de DBO do

i -ésimo sistema de tratamento de efluente; Qr_i : Vazão do curso d'água imediatamente antes i -ésimo ponto de lançamento de efluente, em L/s ; n o conjunto de locais de descarga.

Função objetivo:

$$\text{Minimizar} \sum_{i=1}^n \sum_{j=i+1}^n \left| \frac{DBOr_i - DBOr_{-e_i}}{E_i} - \frac{DBOr_j - DBOr_{-e_j}}{E_j} \right| \quad (21)$$

Sujeito a:

$$E_i \leq 95\% \quad (22)$$

$$OD_{\text{Curso d'Água}} \geq 5 \text{ mg/L} \quad (23)$$

$$DBO_{\text{Curso d'Água}} \leq 5 \text{ mg/L} \quad (24)$$

$$E_i \geq 0\% \text{ (Condição de lançamento 1)} \quad (25)$$

$$E_i \geq 60\% \text{ (Condição de lançamento 2)} \quad (26)$$

A função objetivo (21) almeja a minimização de medida de inequidade entre sistemas de tratamento de esgotos ao considerar que quanto maior o aumento da concentração de DBO no curso d'água após a disposição de esgotos brutos, maior a eficiência de tratamento de águas residuárias exigida para aquele ponto de lançamento.

As restrições (22) garantem que a eficiência de tratamento não ultrapasse o valor de 95%. As restrições (23) e (24) constituem os padrões ambientais para OD e DBO, respectivamente, estabelecidos pela Resolução CONAMA nº 357/2005 para Classe II, os quais devem ser atendidos em toda extensão dos corpos d'água que constituem a bacia. As restrições (25) e (26) são excludentes entre si, resultando em duas condições de lançamento de esgotos e, conseqüentemente, duas variações de modelos de otimização, conforme detalhado anteriormente.

Salienta-se que nessa pesquisa não foi incluída uma terceira condição de lançamento, na qual a DBO do esgoto tratado deva ser menor ou igual a 120 mg/L . Tal premissa decorre dos estudos de Bringer, Reis e Mendonça (2018). Os resultados demonstraram que as eficiências de remoção de DBO obtidas para a condição de lançamento 2 e a possível terceira condição foram muito próximas em se tratando da bacia hidrográfica do rio Pardo.

Os modelos de otimização apresentados anteriormente foram acoplados a um Algoritmo Genético (AG) com o auxílio do *Toolbox "Optimization"* do *software* MATLAB. Os operadores e parâmetros utilizados no AG serão os mesmos do estudo de Valory *et al.* (2016) e estão especificados na seção 6.3.

5.2 Módulo 2: Dimensionamento hidráulico

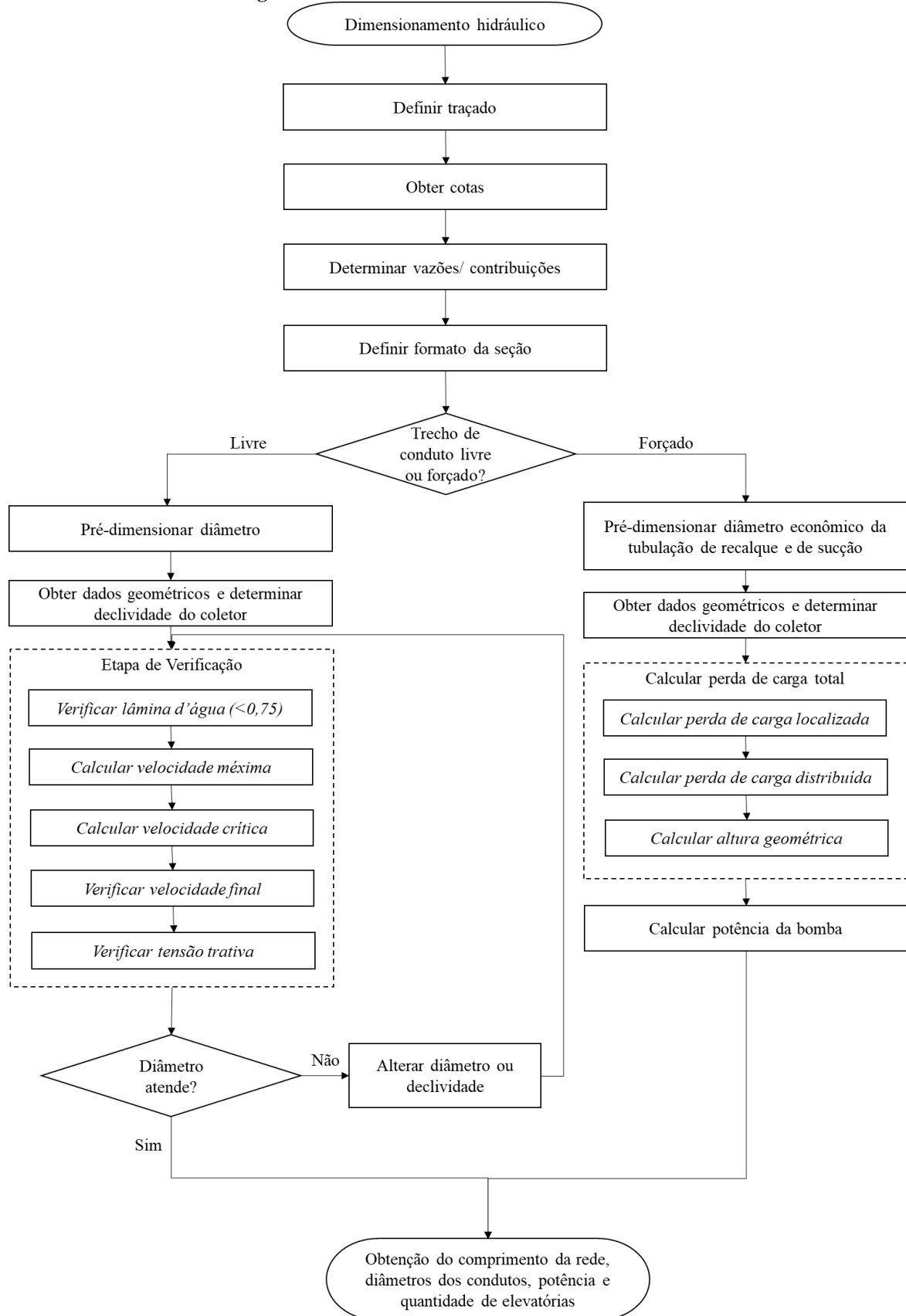
O segundo módulo deste estudo visa a obtenção de uma rede hidráulicamente viável permitindo escoamento tanto por gravidade (conduto livre) quanto sob pressão (conduto forçado), por meio de cálculos hidráulicos. Quando se permite um duplo sentido de fluxo em todos os trechos da rede, um número muito grande de possibilidades é obtido. Segundo Machado (2009), tal abordagem ocasiona torna o problema de difícil resolução. Por conta disso, um pré-processamento, trecho a trecho da rede, será realizado para priorização de alguns caminhos, conforme premissas do módulo hidráulico, a listar:

- Para esta pesquisa, considerou-se o regime permanente, em que as propriedades do fluido são invariáveis em cada ponto ao longo do tempo, e uniforme, caracterizado pela velocidade constante em qualquer seção normal ao escoamento;
- Limitou-se o uso de seções circulares, visto tratar-se do padrão mais comum em redes de esgoto;
- Reações físicas, químicas e biológicas que afetem o esgoto transportado não foram admitidas.

É sabido que o escoamento de esgoto por meio de uma tubulação pode ocorrer sob condições de conduto livre ou forçado. No primeiro caso, a característica principal é a presença da pressão atmosférica atuando sobre a superfície do fluido, em uma seção aberta (como nos canais de irrigação e drenagem) ou fechada (como nos condutos de esgoto e galerias de águas pluviais). Neste caso, o escoamento ocorre necessariamente por gravidade. Já em condutos forçados, as principais características são a tubulação fechada, a seção plena, a atuação sobre o líquido de uma pressão diferente da atmosférica e, por fim, o escoamento se estabelecer por bombeamento (PORTO, 2006).

Para facilitar o dimensionamento da rede hidráulica, os cálculos foram automatizados utilizando o *software* Excel. A planilha contempla as formulações para escoamento livre e forçado, conforme trajeto e sua respectiva variação topográfica da rede analisada. A Figura 20 resume as principais etapas do processo de dimensionamento hidráulico e, em seguida, há o detalhamento das etapas para conduto livre e forçado.

Figura 20 – Fluxo do dimensionamento hidráulico



O dimensionamento hidráulico tem início com a definição do traçado. Nesta etapa é realizada análise das cotas e previsão de traçado para região estudada com auxílio de SIG. Os critérios usados foram:

- Priorização de escoamento livre, minimizando elevatórias e linhas de recalque. Buscou-se aproveitar o curso do rio quando a diferença de cota for favorável a condução por gravidade, conduzindo o esgoto de uma cota mais alta para mais baixa;
- Priorização de trecho retilíneo, minimizando uso de nós intermediários para mudanças de direção, seja em planta ou em perfil;
- Os locais a serem considerados como nós intermediários serão os pontos de mudança de declividade da rede e pontos de estação elevatória. Os nós de origem e destino serão, respectivamente, fontes pontuais de efluentes e ETEs candidatas.

Concomitantemente, calcula-se, conforme equações (27) e (28), a vazão média de demanda para início (\bar{Q}_{di}) e fim (\bar{Q}_{df}) de plano, em l/s, respectivamente.

$$\bar{Q}_{di} = \frac{C' P_i q}{86400} \quad (27)$$

$$\bar{Q}_{df} = \frac{C' P_f q}{86400} \quad (28)$$

Onde: \bar{Q}_{di} : vazão média de demanda para início de plano (L/s); \bar{Q}_{df} : vazão média de demanda para fim de plano (L/s); C' : Coeficiente de Retorno; P_i : População no início de plano (hab); P_f : Estimativa da população para o fim de plano (hab); q : Consumo de água *per capita* (L/hab.d).

E, posteriormente, realiza-se o cálculo das vazões de dimensionamento (L/s) para o início e fim de plano, dadas por (29) e (30), respectivamente.

$$Q_i = K_2 \bar{Q}_{di} + Q_{inf} \quad (29)$$

$$Q_f = K_1 K_2 \bar{Q}_{df} + Q_{inf} \quad (30)$$

Onde: Q_i e Q_f são as vazões de dimensionamento inicial e final, respectivamente (L/s); K_1 : Coeficiente de vazão máxima diária; K_2 : Coeficiente de vazão máxima horária; Q_{inf} : Vazão de infiltração (L/s).

Por fim, determina-se a vazão a montante inicial (Q_{im}) e final (Q_{fm}) e a vazão a jusante inicial (Q_{ij}) e final (Q_{fj}), em L/s. Considera-se como vazão a montante, aquela que está chegando no trecho. Enquanto a vazão a jusante é dada pela vazão a montante acrescida da taxa de contribuição do trecho. Ressalta-se que por tratar-se de emissários, o valor da taxa de contribuição ao longo do trecho será desconsiderado, sendo a vazão a montante igual a vazão a jusante, exceto quando há fontes pontuais intermediários entre a fonte pontual inicial até a ETE

candidata. Neste caso, as vazões das fontes pontuais intermediárias serão acrescidas às vazões iniciais.

Entende-se por emissário, rede de esgoto com grandes dimensões, tanto no comprimento, quanto em seu diâmetro, no qual tem a função de transportar toda a contribuição do esgoto doméstico de um município até as estações de tratamento de esgoto. É importante salientar que quando a vazão obtida em um trecho específico é menor que 1,5 L/s, a planilha de dimensionamento hidráulico corrige o valor automaticamente para vazão mínima de 1,5 L/s (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986).

A escolha do tipo de conduto será em função dos dados geométricos (cotas) de cada trecho. Assim, quando o efluente segue de uma cota maior para o menor adota-se conduto livre (por gravidade) e quando segue de uma cota menor para maior adota-se conduto forçado (por pressão das bombas). Acompanhando o fluxo especificado na Figura 20, a seguir o detalhamento dos cálculos para condutos livres e forçados.

5.2.1 Conduto livre

Para dimensionamento de trechos por conduto livre constam as seguintes etapas:

- Determinação da declividade do coletor (I): para determinação de I é necessário aplicar as equações (31) a (34), com base nos dados topográficos coletados no SIG.

$$PC = Prof_{mín} + D \quad (31)$$

$$CMC = CMT - PC \quad (32)$$

$$CJC = CJT - PC \quad (33)$$

$$I = (CMC - CJC) / L \quad (34)$$

Sendo: PC : Profundidade do coletor; $Prof_{mín}$: Profundidade mínima coletor; D : Diâmetro adotado; CMC : Cota montante coletor; CJC : Cota jusante coletor; CMT : Cota montante terreno; CJT : Cota jusante terreno; I : Declividade coletor; L : Extensão do trecho.

A profundidade mínima do coletor necessita ser de 0,90 m conforme Associação Brasileira de Normas Técnicas (2000). Ressalta-se que o valor da declividade do coletor deve ser a mais econômica possível de forma que evite grandes escavações, mas sempre maior que a declividade mínima, obtida a partir das expressões listadas na Tabela 8. As expressões variam conforme valores do Coeficiente de Manning, em função do tipo de material adotado. A declividade mínima deve ser respeitada para viabilizar a autolimpeza da rede, considerando uma tensão trativa mínima de 1,50 Pa, conforme Associação Brasileira de Normas Técnicas (1989). Cabe ressaltar que a vazão a ser utilizada para formulação da Tabela 8 é a vazão de início de plano.

Tabela 8 – Cálculo da declividade mínima conforme coeficiente de Manning

Coeficiente de Manning	Declividade mínima (m/m)*
0,009	$I = 0,0065 Q^{-0,49}$
0,010	$I = 0,0061 Q^{-0,49}$
0,011	$I = 0,0058 Q^{-0,49}$
0,012	$I = 0,0056 Q^{-0,49}$
0,013	$I = 0,0055 Q^{-0,49}$
0,014	$I = 0,0051 Q^{-0,49}$
0,015	$I = 0,0049 Q^{-0,49}$
0,016	$I = 0,0048 Q^{-0,49}$

Nota: Q em L/s

Fonte: Tsutiya e Alem Sobrinho (1999)

Tsutiya e Alem Sobrinho (1999) destacam que a declividade máxima admissível é aquela que culmina em uma velocidade final igual a 5,00 m/s para a vazão final de plano, com intuito de evitar entrada de bolhas no escoamento e abrasão, podendo ser calculada pela equação (35), considerando coeficiente de Manning (n) igual a 0,013, conforme recomendação da Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986).

$$I_{max} = 4,65 Q_f^{-0,67} \quad (35)$$

- Cálculo dos diâmetros (D_0): o dimensionamento dos diâmetros de uma rede de esgoto é realizado por meio da verificação dos parâmetros normativos, de acordo com cálculos realizados a partir de uma escolha arbitrária de um diâmetro comercial. Para uma escolha assertiva do diâmetro, utiliza-se a fórmula (36) de pré-dimensionamento que está em função de uma determinada vazão (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 1999) de forma que a lâmina d'água seja menor do que 0,75.

$$D_{pré} = (0,0463 \frac{Q_f}{\sqrt{I}})^{0,375} \quad (36)$$

Os cálculos são realizados com o auxílio da tabela de dimensionamento e verificação de tubulações, baseada na equação de Manning, exposta no Anexo B. Ressalta-se que o diâmetro mínimo deve ser de 100 mm (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986).

Inclusas na etapa de dimensionamento dos diâmetros para condutos livres, as subetapas de verificação, conforme NBR 9649:1986, especificadas a seguir em (a), (b), (c) e (d).

(a) Cálculo e verificação da lâmina d'água ($\frac{y}{d_0}$): para um diâmetro comercial arbitrado (DN), calcula-se o valor de $\frac{Q}{\sqrt{I}}$. De posse dos dois valores citados anteriormente, obtém-se o valor da lâmina d'água, conforme Anexo C. A lâmina d'água máxima deve ser de 75% da seção preenchida.

(b) Cálculo da velocidade média (v_m): de posse dos dados do Anexo C, obtém-se o valor da relação $\frac{v_m}{\sqrt{I}}$. Com o valor da declividade I, já calculado anteriormente para cada trecho,

encontra-se o valor da velocidade média. Cabe ressaltar que a velocidade média também pode ser obtida por meio do cálculo do raio hidráulico, conforme expressão (37).

$$v_m = \frac{1}{n} R_h^{2/3} I^{1/2} \quad (37)$$

Onde: v_m : velocidade (m/s); n : coeficiente de Manning; R_h : raio hidráulico (m); I : declividade (m/m).

A velocidade média deve estar abaixo da velocidade máxima (5 m/s) e da velocidade crítica. O cálculo da última será especificado a seguir.

(c) Cálculo da velocidade crítica (v_c): para o valor da lâmina d'água obtido na etapa (a), determina-se o valor de beta ($\beta = R_h/D$) e, em seguida, determina-se o valor do raio hidráulico (R_h). A velocidade crítica é calculada por meio da fórmula (38).

$$v_c = 6 \sqrt{g R_h} \quad (38)$$

Onde: g é a aceleração da gravidade (m/s²).

(d) Cálculo da tensão trativa (τ): conforme Tsutiya e Alem Sobrinho (1999), a tensão trativa é definida como uma tensão tangencial exercida sobre a parede do conduto pelo líquido em escoamento. Ou seja, é a componente tangencial do peso do líquido sobre a unidade de área da parede do coletor que atua sobre o material sedimentado, promovendo arraste. De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas (1989), cada trecho da rede deve ser verificado de forma que tenha uma tensão trativa mínima de 1,50 Pa para vazão de início de plano, considerando coeficiente de Manning (n) igual a 0,0013. A tensão trativa é determinada por meio da fórmula (39).

$$\tau = \gamma R_h I \quad (39)$$

Onde: τ : tensão trativa (Pa); γ : peso específico do fluido, no caso, esgoto (kgf/m³).

Após execução dos cálculos descritos anteriormente, obtém-se os valores dos diâmetros econômicos de cada trecho estudado.

5.2.2 Conduto forçado

Para dimensionamento de trechos por conduto forçado constam as seguintes etapas:

- Levantamento de dados gerais de entrada: com base nos dados topográficos coletados com auxílio do SIG, obter cotas de montante e jusante (desnível geométrico) da rede e o comprimento da tubulação de recalque (L).
- Pré-dimensionamento do diâmetro econômico da tubulação de recalque e de sucção: para isso, utiliza-se a fórmula de Bresse, exposta em (40).

$$D = k \sqrt{Q} \quad (40)$$

Onde: D : diâmetro (m); k : coeficiente em função da velocidade de recalque; Q : vazão de recalque (m^3/s).

- Cálculo da perda de carga total: a perda de carga total é composta, basicamente, por três parcelas, especificadas a seguir: (a) localizada, (b) distribuída e (c) geométrica.

(a) Perda de carga localizada: A perda de carga localizada é causada pela passagem do líquido por peças especiais e outras singularidades de tubulações, tais como curvas, reduções e válvulas. Em redes de tubulações extensas, com grandes trechos de tubos retos, tende a se tornar desprezível quando comparada às demais parcelas da perda de carga total.

O cálculo de perda localizada é realizado com o auxílio do método de Borda-Belanger. Para o caso em que há mais de uma peça especial, a perda de carga total será a soma das perdas localizadas em todos os acessórios, conforme equação (41).

$$H_l = \sum k_s \frac{V^2}{2g} \quad (41)$$

Sendo: H_l : perda de carga localizada (m); k_s : coeficiente adimensional dependente da geometria da conexão, rugosidade da parede do tubo e condição de escoamento; V : velocidade média (m/s); g : aceleração da gravidade ($9,8 m/s^2$).

Cada acessório apresenta valores específicos de k_s (Tabela 9) a serem utilizados no cálculo da perda de carga localizada, conforme configuração analisada.

Tabela 9 – Valores aproximados de k_s para cálculo da perda de carga localizada

Peça	k_s	Peça	k_s
Ampliação gradual	0,30*	Junção	0,40
Bocais	2,75	Medidor Venturi	2,50*
Comporta aberta	1,00	Redução gradual	0,15**
Controlador de vazão	2,50	Válvula de ângulo aberto	5,00
Cotovelo de 90°	0,90	Válvula de gaveta aberto	0,20
Cotovelo de 45°	0,40	Válvula de globo aberto	10,00
Crivo	0,75	Saída de tubulação	1,00
Curva de 90°	0,40	Tê passagem direta	0,60
Curva de 45°	0,20	Tê saída de lado	1,30
Curva de 22,5°	0,10	Tê saída bilateral	1,80
Entrada normal em canalização	0,50	Válvula de pé	1,75
Entrada de borda	1,00	Válvula de retenção	2,50
Existência de pequena derivação	0,03	Velocidade	1,00

* Relativa à velocidade na tubulação.

** Com base na velocidade maior.

Fonte: Adaptado de Azevedo Netto *et al.* (1998).

(b) Perda de carga distribuída: a parede dos dutos retilíneos causa uma perda de pressão distribuída ao longo do comprimento do tubo, fazendo com que a pressão total diminua gradativamente ao longo do comprimento. As perdas de carga distribuídas são determinadas por meio do produto entre o comprimento da tubulação de recalque (L) e a perda de carga unitária (J). A perda de carga unitária é determinada pela fórmula (42) de Hazen-Williams.

$$H_f = 10,65 \frac{Q^{1,85}}{C^{1,85} D^{4,87}} \quad (42)$$

Onde: Q : vazão de recalque (m^3/s); D : diâmetro da tubulação de recalque (m); C : coeficiente que está em função do material.

(c) Desnível geométrico: representa o desnível topográfico a ser vencido pelo esgoto por meio do sistema de elevatória, sendo a diferença de cota do ponto mais baixo para o mais alto.

- Cálculo da potência da bomba: calcula-se a potência utilizando a altura manométrica segundo equação (43).

$$P_{CV} = \frac{\gamma Q H_m}{75 n} \quad (43)$$

Sendo: P_{CV} : Potência (cv); γ : peso específico do fluido (kgf/m^3); Q : vazão (m^3/s); H_m : altura manométrica ($m. c. a.$); n : rendimento ou eficiência global $n = n_B \times n_M$ (%).

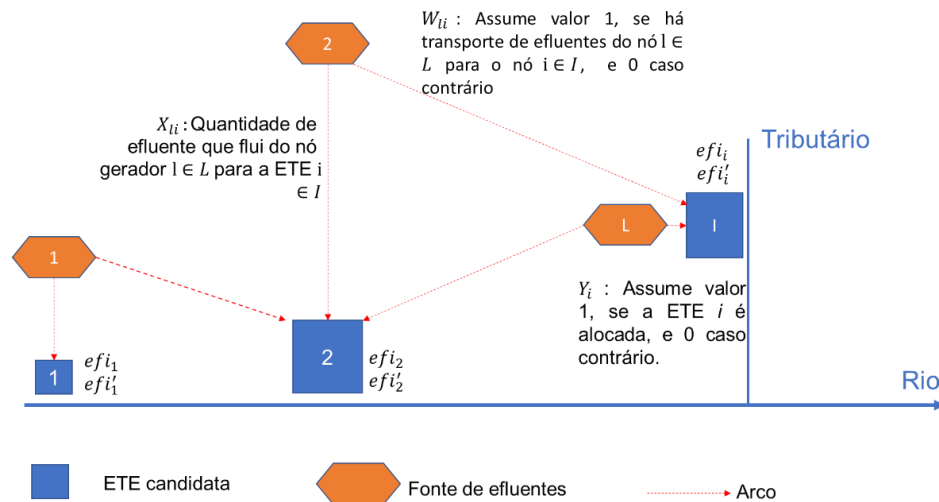
Após execução dos cálculos descritos anteriormente, obtém-se os valores dos diâmetros econômicos de cada trecho, seus respectivos comprimentos, potência e quantidade de bombas. Segundo Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020), para transporte de água ou de esgoto sob pressão utilizando tubos de PVC, admite-se diâmetros comerciais partindo de 75 mm .

5.3 Módulo 3: Problema de Localização para alocação de ETEs

Nessa etapa é apresentado o modelo matemático proposto para resolução do PLF com seus conjuntos, variáveis de decisão, parâmetros, função objetivo e restrições. O processo de localização das ETEs para rede proposta parte dos resultados decorrentes do módulo de qualidade da água e do módulo hidráulico.

A rede proposta conta com dois elos principais: os nós geradores de efluentes (fontes pontuais) e as ETEs candidatas. Um esquema visual desta rede aplicado à definição de quantas e quais ETEs deverão ser abertas para atender a demanda de uma determinada região pode ser visualizado na Figura 21. Importante ressaltar que pode haver nós intermediários nos arcos que refletem a mudança de nível e/ou a inserção de estações elevatórias nos casos onde há condutos forçados.

Figura 21 - Esquema do modelo proposto evidenciando suas variáveis e conjuntos



Assim, seja L o conjunto de nós geradores de efluentes e I o conjunto de ETEs candidatas, para atender as necessidades das diferentes comunidades, todo efluente gerado, definido como q_l , deverá ser destinado a uma estação de tratamento de efluentes aberta em $i \in I$. Essa quantidade de efluente que fluirá do nó $l \in L$ para a ETE $i \in I$, é representada por x_{li} . Cada ETE possuirá uma capacidade máxima de recepção de efluentes cap_i . A quantidade x_{li} será definida após execução do modelo matemático. Assim como quais as ETEs deverão ser alocadas em função dos custos, do fluxo de efluentes e de suas eficiências. Para tanto, uma variável binária y_i será criada e ao assumir o valor 1, a ETE $i \in I$ deverá ser instalada, quando o valor for nulo, a ETE $i \in I$ não será aberta. A terceira e última variável de decisão é w_{li} que assumirá valor 1, quando o arco li estiver ativo, ou seja, se houver transporte de efluentes do nó $l \in L$ para o nó $i \in I$, e 0 caso contrário.

Nos cenários em que há possibilidade de tratamento consorciado de efluentes, os arcos da rede possuirão custos de transporte associados que incluem custos de coletores e interceptores, linhas de recalque e implantação de ETEs, respectivamente, cci_{li} , clr_{li} e cee_{li} , que irão variar de acordo com o material, diâmetro da tubulação, topografia, distâncias e tipo de escoamento. Quando não há escoamento forçado, clr_{li} e cee_{li} serão nulos.

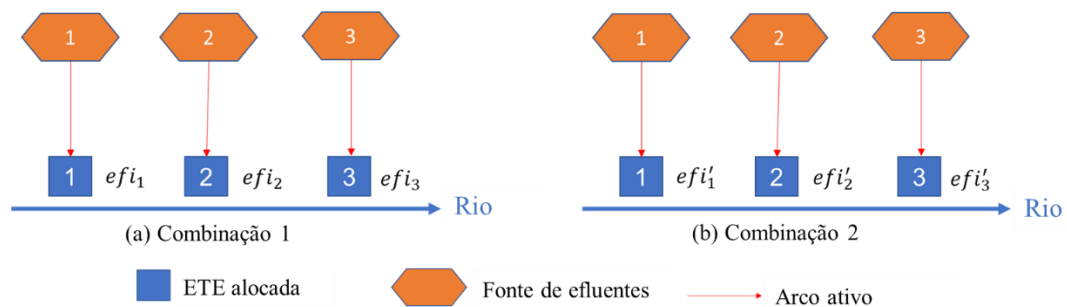
Tanto nos cenários em que há tratamento consorciado de esgoto quanto naqueles em que o tratamento é individualizado, deve-se incluir o custo cf_i de implantação da ETE candidata $i \in I$, além do custo com_i de operá-la e realizar manutenção. Os custos das ETEs estão relacionados às eficiências de remoção de poluentes E_i , estimadas por meio da execução do modelo de qualidade de água acoplado ao modelo de otimização e AG do Módulo 1. Cada ETE candidata poderá possuir mais de uma opção de eficiência, conforme os cenários criados e, consequentemente, mais de uma opção de custo de implantação, manutenção e operação. Além disso, os custos de tratamento variam conforme as tecnologias selecionadas, conforme Tabela 6.

Na Figura 22, por exemplo, nota-se dois agrupamentos possíveis de eficiências de tratamento considerando uma mesma escolha de localizações de ETEs. Na Figura 22a, ETE_1 possui

eficiência efi_1 , ETE_2 possui eficiência efi_2 e ETE_3 possui eficiência efi_3 . Na Figura 22b, ETE_1 possui eficiência efi'_1 , ETE_2 possui eficiência efi'_2 e ETE_3 possui eficiência efi'_3 . Estas eficiências são provenientes do conjunto de eficiências decorrentes dos modelos de otimização empregados no Módulo 1 (equações (15) a (26)).

O modelo de localização escolherá o arranjo mais viável, de tal maneira a minimizar o somatório dos custos de transporte (nos cenários onde há TCES) e de tratamento dos efluentes (em todos os cenários), conforme eficiência de tratamento pretendida.

Figura 22 - Diferentes combinações de eficiências para um mesmo conjunto de ETEs selecionadas



O modelo matemático se baseou nos modelos de Zeferino, Cunha e Antunes (2017); Machado (2009); Sousa *et al.*, (2002); Wang e Jamieson (2002); Cunha *et al.*, (2009) diferindo desses por considerar eficiências de remoção dos poluentes (estimadas via Módulo 1) no processo de escolha das melhores tecnologias e localizações das ETEs, ponderando a capacidade de autodepuração dos corpos d'água de tal maneira a proteger corpos receptores, atender a legislação vigente e minimizar os custos envolvidos no projeto da rede. Tal fato impacta diretamente nos custos associados ao tratamento dos esgotos usados no PLF. Além disso, a formulação do modelo de localização proposto permite que uma mesma ETE candidata possua mais de uma opção de eficiência de tratamento, formando assim grupos de cenários a serem escolhidos. Ademais, a proposta traz à tona a discussão a respeito do Tratamento Consorciado de Efluentes Sanitários (TCES), ou seja, a possibilidade de efluentes gerados por diferentes fontes serem transportados e agrupados em ETEs maiores, proporcionando uma rede centralizada.

Nesse sentido, ressalta-se que para um mesmo percentual de eficiência de tratamento de esgotos há uma gama de 37 tecnologias disponíveis, conforme especificado na Tabela 6, seção 2.4.1. O modelo avalia inicialmente quais tecnologias possuem faixa de eficiência adequada a eficiência de remoção obtida no Módulo 1. Em seguida, define o melhor tratamento do ponto de vista de minimização de custos. Para isso, o PLF proposto foi desenvolvido e executado no *solver* CPLEX 22.1.0 da IBM (IBM, 2022) utilizando o *software Statistical Analysis System (SAS)* para o pré-processamento dos dados de custos.

O modelo matemático compreende os conjuntos, parâmetros, variáveis de decisão, a função objetivo (44) e as restrições (45) a (54) expostos a seguir.

Conjuntos:

I : conjunto de estações de tratamento;

L : conjunto de fontes pontuais.

Parâmetros:

cf_i : custo de implantação da ETE candidata $i \in I$ considerando a eficiência de tratamento E_i estimada no Módulo 1;

com_i : custo de operação e manutenção da ETE candidata $i \in I$ considerando a eficiência de tratamento E_i estimada no Módulo 1;

cci_{li} : custo de coletores e interceptores para transporte do efluente do nó $l \in L$ para o nó $i \in I$;

clr_{li} : custo de linhas de recalque para transporte do efluente do nó $l \in L$ para o nó $i \in I$;

cee_{li} : custo de implantação de EEEs incluídas no arco do nó $l \in L$ para o nó $i \in I$;

cap_i : capacidade de recebimento de efluentes da ETE candidata $i \in I$;

q_l : quantidade de efluente gerado no nó $l \in L$;

df_{li} : distância entre o nó $l \in L$ e a estação de tratamento de efluentes $i \in I$;

$qmin_{li}$: vazão mínima permitida no arco li , com $l \in L$ e $i \in I$;

$qmax_{li}$: vazão máxima permitida no arco li , com $l \in L$ e $i \in I$;

$coexi_{li}$: matriz de coexistência da estação de tratamento de efluentes $i \in I$ em relação a estação de tratamento de efluentes $j \in I$, conforme Figura 23;

M : valor muito grande para lógica do modelo;

m : valor muito pequeno para lógica do modelo.

Variáveis de decisão:

y_i : assume valor 1, se a estação de tratamento de efluentes i é alocada, e 0 caso contrário;

x_{li} : quantidade de efluente que flui do nó gerador $l \in L$ para a ETE $i \in I$;

w_{li} : assume valor 1, se o arco li está ativo, ou seja, se há transporte de efluentes do nó $l \in L$ para o nó $i \in I$, e 0 caso contrário.

Função objetivo:

$$\begin{aligned} \text{Minimizar} \quad & \sum_{i \in I} cf_i y_i + \sum_{i \in I} com_i y_i + \sum_{l \in L} \sum_{i \in I} cci_{li} w_{li} + \sum_{l \in L} \sum_{i \in I} clr_{li} w_{li} \\ & + \sum_{l \in L} \sum_{i \in I} cee_{li} w_{li} \end{aligned} \quad (44)$$

Sujeito a:

$$\sum_{i \in I} x_{li} = q_l \quad \forall l \in L \quad (45)$$

$$\sum_{l \in L} x_{li} \leq y_i cap_i \quad \forall i \in I \quad (46)$$

$$w_{li} \leq x_{li} M \quad \forall l \in L, i \in I \quad (47)$$

$$w_{li} \geq x_{li} m \quad \forall l \in L, i \in I \quad (48)$$

$$y_j + y_i \leq coex_{ji} \quad \forall j \in J, i \in I \mid j \neq i \quad (49)$$

$$x_{li} \geq qmin_{li} \quad \forall l \in L, i \in I \quad (50)$$

$$x_{li} \leq qmax_{li} \quad \forall l \in L, i \in I \quad (51)$$

$$y_i \in \{0, 1\} \quad \forall i \in I \quad (52)$$

$$w_{li} \in \{0, 1\} \quad \forall l \in L, i \in I \quad (53)$$

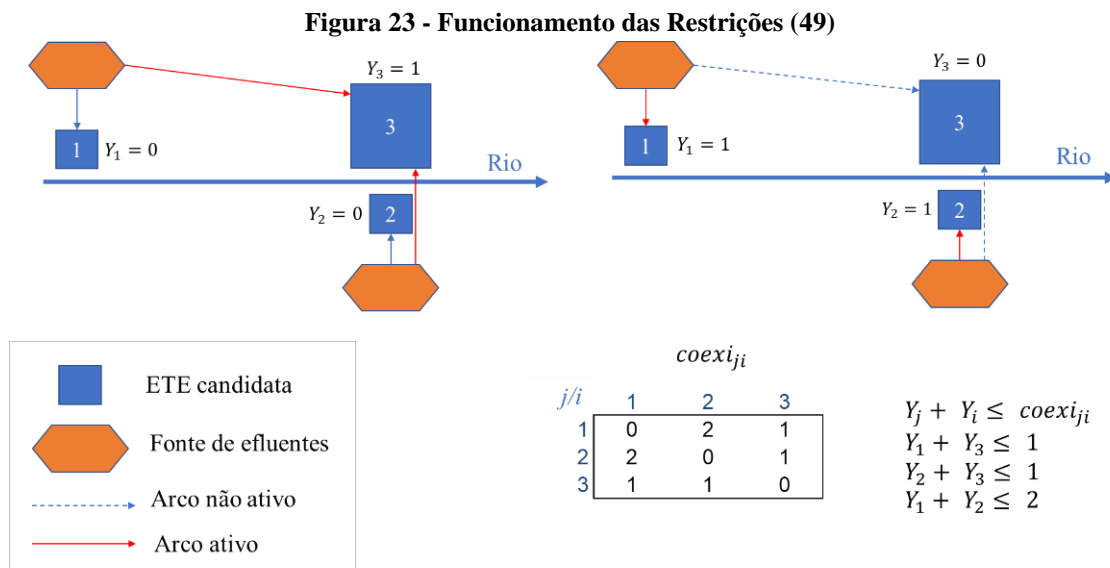
$$x_{li} \in \mathbb{R}^+ \quad \forall l \in L, i \in I \quad (54)$$

A Função Objetivo (44) visa minimizar os custos totais referentes a implantação, operação e manutenção do sistema de tratamento de efluentes. Para tanto, a primeira parcela da função objetivo soma o custo fixo de implantação de uma ou mais ETEs, a segunda contabiliza os custos de operação e manutenção relacionados à abertura de uma ou mais ETEs. Nos casos onde há tratamento consorciado de efluentes, agrega-se a terceira parcela do custo da construção de coletores e interceptores para transporte do efluente, quarta parcela referente aos custos de linhas de recalque e quinta parcela representa o custo de inserir estações elevatórias na rede projetada.

É necessário enfatizar que a adoção do objetivo de minimização de custos não significa menor preocupação com questões ambientais pois, os mesmos estão expressos tanto no Módulo 1 quanto nas restrições. De fato, o que a função objetivo representa é a busca por uma solução de menor custo, consistente com os objetivos especificados para a qualidade da água.

As Restrições (45) garantem que todo efluente gerado será tratado por completo. As Restrições (46) garantem que o efluente transportado para a ETE não exceda a capacidade de receber esgoto desta estação. As restrições (47) e (48) garantem que a variável de decisão binária w_{li} assumo valor 1 sempre que no arco li estiver ocorrendo transporte de efluentes, $x_{li} \geq 0$ e, 0 caso contrário.

As Restrições (49) impedem a coexistência de ETEs em determinados nós da rede. Uma exemplificação pode ser visualizada na Figura 23. No caso desta rede, quando há a abertura da ETE_1 e da ETE_2 , por exemplo, não há a necessidade da abertura da ETE_3 . Ao mesmo tempo, quando a ETE_3 é alocada, não há a necessidade de abertura da ETE_1 e da ETE_2 . Essa restrição também é útil em casos em que determinadas eficiências em conjunto ocasionariam uma perda do padrão desejável de qualidade de água.



As Restrições (50) e (51) garantem que o esgoto transportado nos condutos estará dentro dos valores mínimos e máximos de vazão admissíveis. Esses valores dependem dos diâmetros dos tubos, das diferenças entre cotas e da velocidade de fluxo. Os cálculos hidráulicos necessários para determinar o diâmetro dos tubos e as vazões máximas e mínimas de cada trecho da rede resultam do módulo hidráulico. Por fim, as Restrições (52) e (53) indicam que as variáveis y_i e w_{li} são binárias, ou seja, assumem apenas valor 0 ou 1. As Restrições (54) garantem que a variável x_{li} é real e positiva.

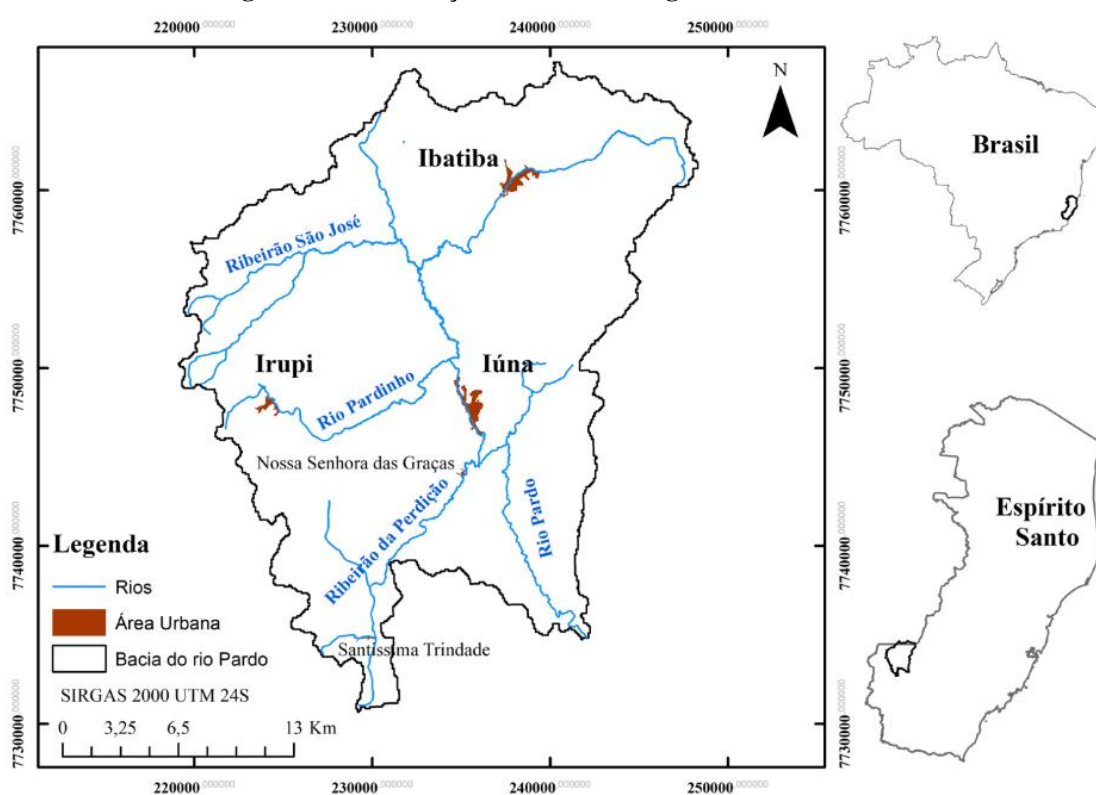
6. APRESENTAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO, CENÁRIOS E DADOS DE ENTRADA DOS MODELOS

A estrutura metodológica e os modelos apresentados, respectivamente, nos Capítulos 4 e 5 poderão ser aplicados para diferentes bacias hidrográficas. A título de experimentação, teste e análise a metodologia proposta nesta tese foi implementada em uma bacia hidrográfica real. A área estudada, os cenários, os parâmetros e dados de entrada necessários para este estudo de caso serão apresentados nas seções a seguir.

6.1 Área de estudo

A metodologia proposta foi aplicada à bacia hidrográfica do rio Pardo, conforme Figura 24, afluente do rio Braço Norte Esquerdo, importante tributário do rio Itapemirim, localizado no sul do estado do Espírito Santo. O rio Pardo nasce no município de Ibatiba (ES), em altitude de aproximadamente 1.244 m, compreendendo área de drenagem de cerca de 611 km² e 57,9 km de extensão. Em sua bacia hidrográfica estão inseridas partes dos municípios de Ibatiba, Irupi, Iúna, Muniz Freire e Lajinha – este último localizado no Estado de Minas Gerais (CALMON, 2015).

Figura 24 - Localização da Bacia Hidrográfica do rio Pardo



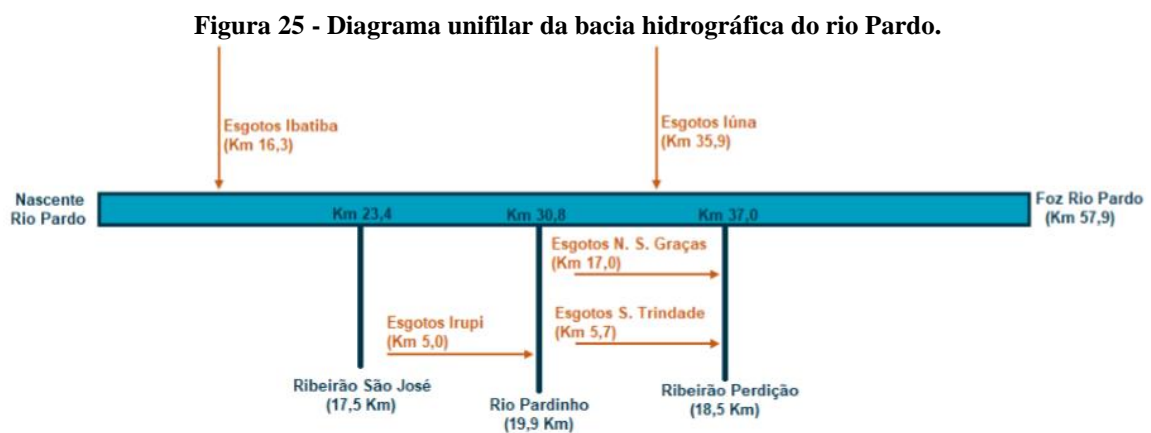
Fonte: Reis *et al.* (2022).

A economia da região se baseia na extração e beneficiamento de mármore e granito. Também são encontradas indústrias alcooleiras, frigoríficos e cooperativas de derivados do leite, além

do cultivo de café, atividades de fruticultura, arroz, feijão, milho, mandioca e cana de açúcar (INCAPER, 2011a; INCAPER, 2011b; INCAPER, 2011c; INCAPER, 2011d).

Ressalta-se que a área de estudo ofereceu suporte ao desenvolvimento de diversos trabalhos científicos apresentados em Bringer, Reis e Mendonça (2018); Calmon (2015); Fantin, Reis e Mendonça (2017); Machado (2019); Sá, Reis e Mendonça (2019); Santoro, Reis e Mendonça (2016); Reis (2018), que serviram como fontes de informações para aplicação da estratégia metodológica proposta.

O sistema hídrico é composto pelo rio Pardo e por três tributários de maior relevância - ribeirão São José, rio Pardinho e ribeirão Perdição, conforme Figura 25.



Fonte: Bringer (2017).

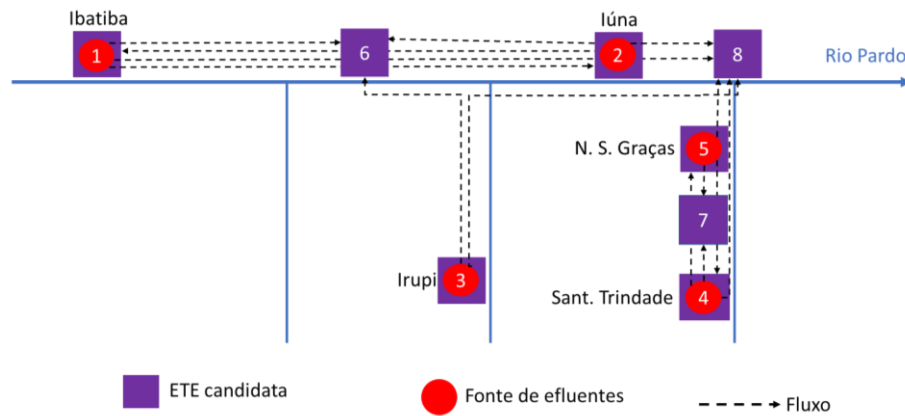
O rio Pardo recebe lançamentos de esgotos domésticos provenientes das sedes dos municípios de Ibatiba e Iúna. O rio Pardinho, por sua vez, tem sua qualidade alterada pelo aporte de esgotos sanitários do município de Irupi. Já no ribeirão Perdição existem lançamentos de águas residuárias provenientes dos povoados de Santíssima Trindade e Nossa Senhora das Graças (BRINGER, 2017; CALMON, 2015).

Há ETEs implantadas apenas no ponto de disposição de efluentes de Irupi. No entanto, segundo informações do Plano Municipal de Saneamento Básico de Irupi (2015), partes das redes estão entupidas ou com baixa declividade, o que dificulta que o esgoto chegue ao tratamento, indicando assim que as unidades existentes estão funcionando precariamente e que parte do esgoto está sendo lançado *in natura* no Rio Pardinho.

6.1.1 Definição dos nós da rede

Os nós contemplados para o sistema hídrico da bacia hidrográfica do rio Pardo foram estabelecidos, em função de estudos publicados conforme Figura 26.

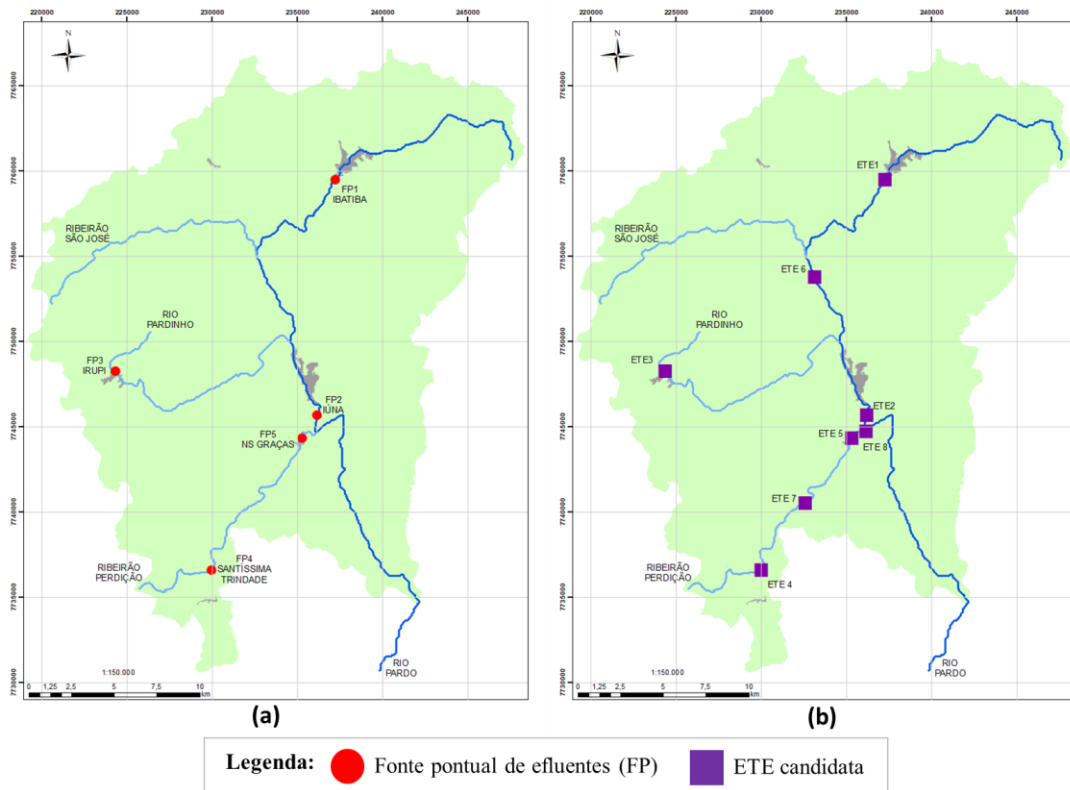
Figura 26 - Configuração da rede estudada



No total, a rede contempla cinco nós que representam as fontes pontuais de efluentes e oito nós referentes às localizações das ETEs candidatas. Nota-se pela Figura 26 que quando o trajeto está relacionado a fonte pontuais (FP_i) e ETEs candidatas (ETE_j) com i e j de mesmo valor, tem-se uma supressão da distância entre esses pontos. Nesses casos, não há contabilização de custos de transporte do esgoto, pois o tratamento ocorre de maneira local (individualizada).

A Figura 27a ilustra os pontos de geração de efluentes e a Figura 27b as ETEs candidatas inseridas na bacia hidrográfica do rio Pardo.

Figura 27 - Fontes pontuais e ETEs candidatas na bacia hidrográfica do rio Pardo



A título de padronização, fica estabelecida a nomenclatura exposta na Tabela 10.

Tabela 10 – Nomenclatura dos nós da rede

Código	Descrição	Código	Descrição
FP1	Fonte pontual 1 - Ibatiba	ETE1	ETE candidata 1 localizada em Ibatiba, <i>km</i> 16,3 do rio Pardo
FP2	Fonte pontual 2 - Iúna	ETE2	ETE candidata 2 localizada em Iúna, <i>km</i> 35,9 do rio Pardo
FP3	Fonte pontual 3 - Irupi	ETE3	ETE candidata 3, localizada em Irupi, <i>km</i> 5,0 do rio Pardinho
FP4	Fonte pontual 4 - Santíssima Trindade	ETE4	ETE candidata 4, localizada em Santíssima Trindade, <i>km</i> 5,7 do rio Pardinho
FP5	Fonte pontual 5 - Nossa Senhora das Graças	ETE5	ETE candidata 5, localizada em N. Sra. Graças, <i>km</i> 17,0 do rib. Perdição
		ETE6	ETE candidata 6, localizada no <i>km</i> 26,1 do rio Pardo
		ETE7	ETE candidata 7, localizada no <i>km</i> 11,3 do rib. Perdição
		ETE8	ETE candidata 8, localizada no <i>km</i> 37 do rio Pardo

6.2 Dados de entrada do método proposto

Os dados de entrada e parâmetros necessários para execução dos três módulos da estratégia metodológica proposta estão descritos a seguir.

6.2.1 Variáveis hidrodinâmicas e constantes cinéticas

As constantes cinéticas, variáveis hidrodinâmicas utilizadas no presente estudo foram baseadas em Calmon *et al.* (2016), que propôs uma metodologia para suporte ao processo de enquadramento de cursos d'água superficiais com o uso combinado de curvas de permanência e modelagem de autodepuração, tendo como área de estudo a mesma desta tese, a bacia hidrográfica do rio Pardo.

Os valores de altitude e temperatura médias, estimados por Calmon *et al.* (2016), para a bacia do rio Pardo foram de 846,36 *m* e 20,6 °C, respectivamente. Há algumas fórmulas empíricas que fornecem diretamente o valor de concentração de saturação, C_s , em função de, por exemplo, a temperatura T (°C) (VON SPERLING, 2014a). Uma fórmula frequentemente empregada é exposta na equação (55) (POPEL, 1979).

$$C_s = 14,652 - 4,1022 \times 10^{-1} \cdot T + 7,9910 \times 10^{-3} \cdot T^2 - 7,7774 \times 10^{-5} \cdot T^3 \quad (55)$$

Onde: C_s : concentração de saturação (*mg/L*); T : temperatura (°C).

A influência da altitude pode ser computada pela seguinte equação (56) (QASIM, 1985), fórmula.

$$f_H = \frac{C'_s}{C_s} = \left(1 - \frac{\text{Altitude}}{9450}\right) \quad (56)$$

Onde: f_H = fator de correção da concentração de saturação de OD pela altitude; C'_s = concentração de saturação na altitude H (mg/L); C_s : concentração de saturação (mg/L); *Altitude* = altitude (m).

Neste estudo, a formulação da concentração de saturação de OD está em função da temperatura T (°C), corrigida pela altitude da bacia, reproduzindo assim a equação (57).

$$C_{sat} = f_H \cdot C_s \quad (57)$$

Onde: C_{sat} = concentração de saturação de OD final; f_H = fator de correção da concentração de saturação de OD pela altitude.

A partir do uso das fórmulas (55), (56), (57) e dos valores de altitude e temperatura listadas anteriormente, obteve-se o valor de 8,11 mg/L para concentração de saturação de OD na bacia do rio Pardo.

Equações de ajuste de velocidade e altura da lâmina d'água em função da vazão foram estabelecidas por Calmon *et al.* (2016) com base em Thomann e Muller (1987), conforme equações (58) e (59).

$$U = 0,1433 \cdot Q^{0,6305} \quad (58)$$

$$H = 0,6076 \cdot Q^{0,2566} \quad (59)$$

Onde: U = velocidade do curso d'água (m/s); Q = vazão do curso d'água (m³/s); H = profundidade do curso d'água (m).

Nas equações (58) e (59), os coeficientes a, b, c, d , respectivamente, 0,1433; 0,6305; 0,6076; 0,2566, foram obtidos a partir dos registros de medições de vazão, entre os anos de 1996 e 2013, da estação fluviométrica de Terra Corrida – Montante, estação instalada e em operação no rio Pardo.

O coeficiente que representa a oxidação da matéria orgânica no rio, K_d , foi determinado em função das características hidráulicas do corpo d'água (profundidade e vazão), baseando-se na formulação proposta por EPA (1985) e Thomann e Mueller (1987), conforme equação (60) para H menor ou igual a 2,5 m.

$$K_D = 0,3 \cdot \left(\frac{H}{2,5}\right)^{-0,434} \quad (60)$$

O coeficiente que regula o fenômeno da reaeração atmosférica, K_2 , foi obtido a partir da formulação estabelecida originalmente por O'Connor & Dobbins (1958, apud BOWIE *et al.*, 1985), por meio de correlação com variáveis hidráulicas, conforme equação (61) para H entre 0,6 m e 4,0 m e U entre 0,05 m/s e 0,8 m/s.

$$K_2 = 3,93 \cdot U^{0,5} \cdot H^{-1,5} \quad (61)$$

Ao considerar as relações entre vazão e velocidade (Equação (58)) e entre vazão e profundidade (Equação (59)), a estimativa do valor de K_2 foi conduzida conforme Equação (62).

$$K_2 = 3,93 \cdot (0,1433 \cdot Q^{0,6305})^{0,5} \cdot (0,6076 \cdot Q^{0,2566})^{-1,5} \quad (62)$$

Ressalta-se ainda que os valores dos coeficientes cinéticos foram corrigidos, em função da temperatura de 20,6°C adotada neste estudo, com emprego dos valores típicos do coeficiente de temperatura (θ) indicados pela literatura: 1,024 para K_2 (BOWIE *et al.*, 1985); 1,047 para o coeficiente K_D (EPA, 1987).

6.2.2 Cargas orgânicas e vazões de lançamento dos efluentes domésticos e dos cursos d'água

Para determinação das cargas orgânicas dos efluentes domésticos dos três municípios e dos dois distritos inseridos na bacia hidrográfica do rio Pardo, Calmon *et al.* (2016) dividiram a população segundo a origem em rural e urbana, produzindo duas formas de poluição hídrica.

Dessa maneira, assumiu-se que todo efluente proveniente da população rural chegaria aos corpos d'água sem nenhuma forma de tratamento, gerando uma carga incremental direta de DBO em toda extensão dos rios Pardo, ribeirão São José, rio Pardinho e ribeirão da Perdição. A carga incremental direta estimada por Calmon *et al.* (2016) foi de 9,35 g de DBO/dia.m.

Quanto aos efluentes de origem urbana, considerou-se que todo efluente é coletado e, a partir do número de habitantes de cada município ou distrito, foi possível obter suas respectivas vazões de lançamento, conforme Tabela 11. Os dados populacionais correspondem a uma estimativa realizada por Calmon *et al.* (2016) para o ano de 2030, com base nas taxas médias de crescimento geométrico anual fornecidas pelo IBGE (2011).

Os lançamentos dos núcleos urbanos correspondem a lançamentos pontuais brutos, considerando a não existência de estações de tratamento em operação na bacia do rio Pardo. A concentração de DBO adotada para cada efluente pontual bruto foi de 400 mg/L (CALMON *et al.*, 2016). Como pressuposto deste estudo a DBO foi considerada constante todo o tempo.

Tabela 11 - Vazão dos efluentes domésticos da população urbana da bacia do rio Pardo

Localidade	População Urbana em 2030 (hab)	Vazão de lançamento dos esgotos urbanos (L/s)
Ibatiba	18.125	24,3
Iúna	14.821	19,9
Irupi	4.918	5,2
Santíssima Trindade	301	0,3
Nossa Senhora das Graças	600	0,6

Fonte: Calmon (2015).

Os valores da vazão de referência Q_{90} adotados para bacia hidrográfico do rio Pardo foram os mesmos apresentados em Calmon *et al.* (2016). A vazão incremental utilizada foi de 0,035 m³/s.km² para todos os cursos d'água analisados, determinada pelo balanço de massa, obtido pela diferença entre a vazão a jusante do trecho simulado e a vazão nas cabeceiras dos cursos d'água. Já as concentrações de DBO e OD assumida foram de 2 mg/L e 7,5 mg/L,

respectivamente (CALMON *et al.*, 2016). Por fim, ressalta-se que o rio Pardo e seus tributários foram segmentados em trechos de 100 m para execução do modelo de qualidade da água.

6.2.3 Parâmetros e operadores do Algoritmo Genético

Para a aplicação do AG foi empregado o *Toolbox Optimization* do software Matlab. O modelo de qualidade de água e o AG foram conjuntamente empregados para a determinação das eficiências de tratamento associadas aos pontos de disposição de efluentes dos 22 cenários elaborados.

A eficiência do AG relaciona-se aos parâmetros e operadores selecionados. Tal escolha conduz o processo de otimização, visto que a partir destes componentes, novas soluções dentro do espaço de busca são geradas, e novas regiões desse espaço exploradas, conforme explicitado anteriormente na seção 2.3.1 e no capítulo 3.

No presente trabalho, foram utilizados os parâmetros, operadores e representação do AG determinados por Valory, Reis e Mendonça (2016) ao estimarem as eficiências mínimas de tratamento para cenários de lançamentos de efluentes na bacia hidrográfica do rio Santa Maria da Vitória. Este mesmo arranjo foi aplicado em Santoro, Reis e Mendonça (2016); Fantin, Reis e Mendonça (2017); Bringer, Reis e Mendonça (2018) e Sá, Reis e Mendonça (2019), os quais tiveram a bacia hidrográfica do rio Pardo como área de estudo. Os operadores e parâmetros estão sumarizados na Tabela 12.

Conforme Tabela 12, a seleção foi aplicada para a criação de uma população intermediária, submetida aos processos de cruzamento e mutação para a definição da próxima geração. Foi empregada a seleção por torneio e foram escolhidos, aleatoriamente, dez indivíduos da população inicial para participarem do processo. O indivíduo com maior aptidão é escolhido para compor a população intermediária. Os indivíduos selecionados cruzam entre si. Para o cruzamento (*crossover*) foi empregado taxa de 50%. Na sequência, foram aplicados os operadores de mutação. Optou-se pela adoção de mutação adaptativa, capaz de produzir arbitrariamente mutações nos genes de maneira que os indivíduos se adéquem à função objetivo e às restrições estabelecidas. Para preservar e encaminhar os indivíduos mais adaptados de cada geração para a próxima geração foram escolhidos três indivíduos.

Tabela 12 - Operadores e parâmetros utilizados na aplicação do Algoritmo Genético

Operador/ Parâmetro	Valor/ Tipo
Codificação	Real
Tamanho da população	300 indivíduos
Tipo de seleção	Torneio (grupo de 10 indivíduos)
Tipo de <i>crossover</i>	Aritmético
Taxa de <i>crossover</i>	50%
Mutação	<i>Adaptative feasible</i>
Elitismo	3 indivíduos
Critério de parada	100 gerações ou convergência dos resultados

Fonte: Valory, Reis e Mendonça (2016)

É sabido que a aplicação do AG não garante o alcance da solução ótima global. Assim, na intenção de atenuar a eventual questão da não obtenção do ótimo global, foram conduzidas cinco simulações para cada modelo de otimização empregado, sendo escolhida aquela cuja função objetivo obtivesse menor valor.

6.2.4 Levantamento de cotas

Por meio do Sistema Integrado de Bases Georreferenciadas do Estado do Espírito Santo (GEOBASES) foram obtidas as curvas de nível da bacia hidrográfica do rio Pardo, provenientes de cartas digitalizadas do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), e as feições de áreas urbanizadas, advindas do Instituto Jones dos Santos Neves (ISJN). Para obtenção dos valores de cotas dos nós e distâncias da rede da bacia hidrográfica do rio Pardo, fez-se uso do *software* ArcGIS.

Considerando a trajetória do rio Pardo e os principais pontos notáveis do estudo, as cotas oscilaram de um mínimo de 636,0 metros (refere-se a ETE candidata 8 situada no *km* 37 do rio principal) a um máximo de 767,0 metros (refere-se a FP 4 (Santíssima Trindade), localizada no *km* 5,7 do ribeirão Perdição). Os dados compilados de cotas, encontram-se no Apêndice A.

6.2.5 Materiais e diâmetros comerciais dos condutos

Os exemplos mais comuns de materiais de tubos para esgotamento sanitário são: cerâmica, cloreto de polivilina (PVC), ferro fundido, concreto, polietileno de alta densidade (PEAD), poliéster reforçado com fibras de vidro (PRFV) e aço (BEVILACQUA, 2006; PACHECO *et al.*, 2015).

Os principais fatores que devem ser observados para a escolha do material a ser utilizado nas tubulações de esgotos são: propriedades do fluido, propriedades do tubo (força estática e fadiga, resistência à corrosão, resistência à fricção de fluido do tubo ou revestimento interno), custos, resistência a cargas externas, disponibilidade e periodicidade de manutenção (BEVILACQUA, 2006).

Nessa pesquisa adotou-se para diâmetros menores que 400 mm, escoamento livre ou forçado, o uso de tubos de PVC, conforme Pacheco *et al.*, (2015) e Machado (2009). Trata-se de um material amplamente usado por ser econômico, resistente à corrosão, durável, com alta proporção força-peso, liso, leve, flexível e estanque (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 1999; PASSETO, 1973). Para diâmetros maiores que 400 mm, faz-se necessário avaliar o uso de outro material (PACHECO *et al.*, 2015; MACHADO, 2009).

Assim, o arranjo dos cenários e respectivos materiais usados para aplicação do método na bacia hidrográfica do rio Pardo encontra-se na Tabela 13. Reitera-se que nos casos em que o trajeto $FP_i - ETE_j$ possui $i = j$, configura-se tratamento individualizado do efluente, logo não há necessidade de inserção de custo de transporte. Outro ponto a observar é que a bacia

hidrográfica em estudo aprecia diâmetros pequenos, menores que 400mm, conforme poderá ser averiguado na seção 7.2, por conta disso há o uso exclusivo de PVC.

Tabela 13 - Materiais dos condutos

Grupo	Subgrupo	Cenários	Trajetos	Tipo do escoamento	Tipo de material
1) ETEs Individuais	-	1 a 4	FP1 - ETE1	NA	NA
			FP2 - ETE2	NA	NA
			FP3 - ETE3	NA	NA
			FP4 - ETE4	NA	NA
			FP5 - ETE5	NA	NA
2) Tratamento Consorciado de Efluentes	Centralizado (a)	5 a 8	FP1 - ETE6	Livre	PVC
			FP2 - ETE6	Forçado	PVC
			FP3 - ETE3	NA	NA
			FP4 - ETE7	Livre	PVC
			FP5 - ETE7	Forçado	PVC
	Centralizado (b)	9 a 12	FP1 - ETE6	Livre	PVC
			FP2 - ETE6	Forçado	PVC
			FP3 - ETE6	Livre	PVC
			FP3 - ETE6	Forçado	PVC
			FP4 - ETE7	Forçado	PVC
	A jusante (a)	13 a 16	FP1 - ETE2	Livre	PVC
			FP2 - ETE2	NA	NA
			FP3 - ETE3	NA	NA
			FP4 - ETE5	Livre	PVC
			FP5 - ETE5	NA	NA
A jusante (b)		17 e 18	FP1-FP2-ETE8	Livre	PVC
			FP3-ETE8	Livre	PVC
			FP4-FP5-ETE8	Livre	PVC
A montante		19 a 22	FP1 - ETE1	NA	NA
			FP2 - ETE1	Forçado	PVC
	FP3 - ETE3		NA	NA	
	FP4 - ETE4		NA	NA	
	FP5 - ETE4		Forçado	PVC	

NA: não se aplica

Quanto à dimensão dos tubos, foram adotados diâmetros comerciais fixos de 75 mm, 100 mm, 150 mm, 200 mm, 250 mm, 300 mm, 350 mm e 400 mm. Salienta-se que o modelo permite ao usuário ajustar o tipo de material usado e dos diâmetros comerciais aplicáveis. Ao definir os tipos de materiais e diâmetros aplicáveis aos condutos é imprescindível que os mesmos possuam funções de custo associadas, subsidiando o cálculo dos custos da função objetivo do Problema de Localização de Facilidades (PLF).

6.2.6 Parâmetros dos cálculos hidráulicos

Para aplicação do Módulo 3, fez-se uso do coeficiente de Manning n no valor de 0,013 para o cálculo dos coletores de esgotos, conforme recomendação da Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986). Segundo Metcalf e Eddy (1982), este valor deve ser mantido mesmo quando se utilizam materiais inicialmente menos rugosos e com comprimentos maiores do que as

tubulações tradicionais. Assim, para resguardar segurança dos cálculos, o valor de n utilizado foi o de 0,013.

Para os cálculos de trechos em regime forçado, adotou-se o coeficiente C de rugosidade de Hazen–Williams, em $m^{0,367}/s$, de 130,0, conforme Porto (2006) e Azevedo Netto *et al.* (1998) listaram para o material PVC.

O coeficiente de retorno C' para cálculo da vazão média de demanda para início (\bar{Q}_{di}) e fim (\bar{Q}_{df}) de plano, respectivamente equações (27) e (28), foi de 0,8, segundo recomendação da Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986).

Para os cálculos da tensão trativa τ (Pa) (equação (39)) e da potência das bombas P_{CV} (cv) (equação (43)), adotou-se o peso específico do esgoto bruto γ de $1000 \text{ kgf}/\text{m}^3$.

A determinação da constante k da equação (40) da fórmula de Bresse depende dos custos de material, transporte, mão-de-obra, energia elétrica, operação e manutenção do sistema, variando de local para local e no tempo, principalmente em regimes econômicos inflacionários. Na área técnica ou na elaboração de projetos hidráulicos, o valor da constante k varia entre 0,70 a 1,30 (PORTO, 2006), tendo sido adotado o valor de 1,2, conforme Netto e Fernández (2018).

Para o cálculo da perda de carga localizada, adotou-se uma configuração única das estações elevatórias, fixando tais perdas para os diferentes cenários. Foram considerados como elementos que compõe o sistema de elevatória apenas uma ampliação, três curvas de 90° , uma curva de 45° , uma junção, uma válvula de gaveta, uma saída de canalização e uma válvula de retenção. Para essa configuração, os valores de k_s estão estabelecidos na Tabela 14 apresentada a seguir. Acessórios mais específicos como cesto, caixa de areia, grade e outros acessórios extras de pré-tratamento do esgoto foram desconsiderados.

Tabela 14 – Valores aproximados de k_s para configuração das EEEs

Peça	Quantidade	K_s	Peça	Quantidade	K_s
Ampliação gradual	1	0,30	Válvula de gaveta aberto	1	0,20
Curva de 90°	3	0,40	Saída de tubulação	1	1,00
Curva de 45°	1	0,20	Válvula de retenção	1	2,50
Junção	1	0,40			

6.2.7 Funções de custos

Os custos necessários para execução do modelo de localização foram obtidos por meio da aplicação de funções de custos previamente apresentadas na seção 2.4. Para escolha das funções levou-se em consideração funções com maior aderência estatística, base de dados contemplando municípios do Espírito Santo e melhores resultados quando validadas às condições da bacia hidrográfica do rio Pardo.

Assim, definiu-se para os custos das ETEs as funções estabelecidas em von Sperling (2014b) (Tabela 6). Para os custos de transporte, quando em escoamento livre, foram usadas as funções

de custo de Pacheco *et al.* (2015) (Tabela 3). E para escoamento forçado aquelas subsidiadas por Colossi (2002) (Tabela 4) e Pacheco *et al.* (2015) (Tabela 5).

Salienta-se que a composição dos custos de transporte não considerou desapropriações e indenizações, visto que estão ligadas às particularidades locais de cada intervenção. Não foram estimados os custos de terreno de implantação, custos de manutenção e custos de energia dedicados às EEs.

Ressalta-se que os dados foram atualizados financeiramente, conforme procedimento explicitado na seção 2.4, por meio do Índice Nacional de Custo da Construção (INCC). Neste estudo, os custos foram corrigidos monetariamente para a data base de dezembro de 2020.

Para adaptação dos custos de implantação das ETEs (pontuais no tempo) e os custos anuais de manutenção e operação (distribuídos no tempo) a uma forma tal que permita que sejam comparados homogeneamente com outras alternativas, fez-se uso Método do Valor Presente Líquido (VPL), explicitado na seção 2.4.2. Para Taxa Mínima de Atratividade (TMA) utilizou-se o valor de 2% ao ano, sendo esse o valor da taxa SELIC (BACEN, 2021). Os cálculos foram realizados com horizonte de planejamento de 25 anos, conforme Jordão e Pessôa (2014); Djukic *et al.* (2016); Goffi (2017).

Conforme advertido por Pacheco (2011), o uso das funções de custo exige prudência, visto que pode não manifestar exatamente a realidade do custo do empreendimento. Contudo, estabelece o primeiro olhar financeiro sobre novos projetos e investimentos, sendo válido para tomada de decisão em projetos de longo prazo.

6.2.8 Matriz de distâncias

O PLF necessita da elaboração de uma matriz de distância para as combinações de distâncias das fontes pontuais que geram efluentes para as ETEs candidatas, seja para lançamento direto no modelo matemático ou em forma de pré-processamento, de tal maneira a obter os custos de transportes dos diferentes arcos da rede analisada. A matriz encontra-se no Apêndice B.

Para elaboração dessas matrizes foi utilizado o levantamento realizado no Módulo 2 (cálculos hidráulicos) com auxílio do *software* ArcGIS. Nele foram salvos todos os nós geradores de efluentes, ou seja, as fontes pontuais, além dos nós que representam as localizações das ETEs candidatas.

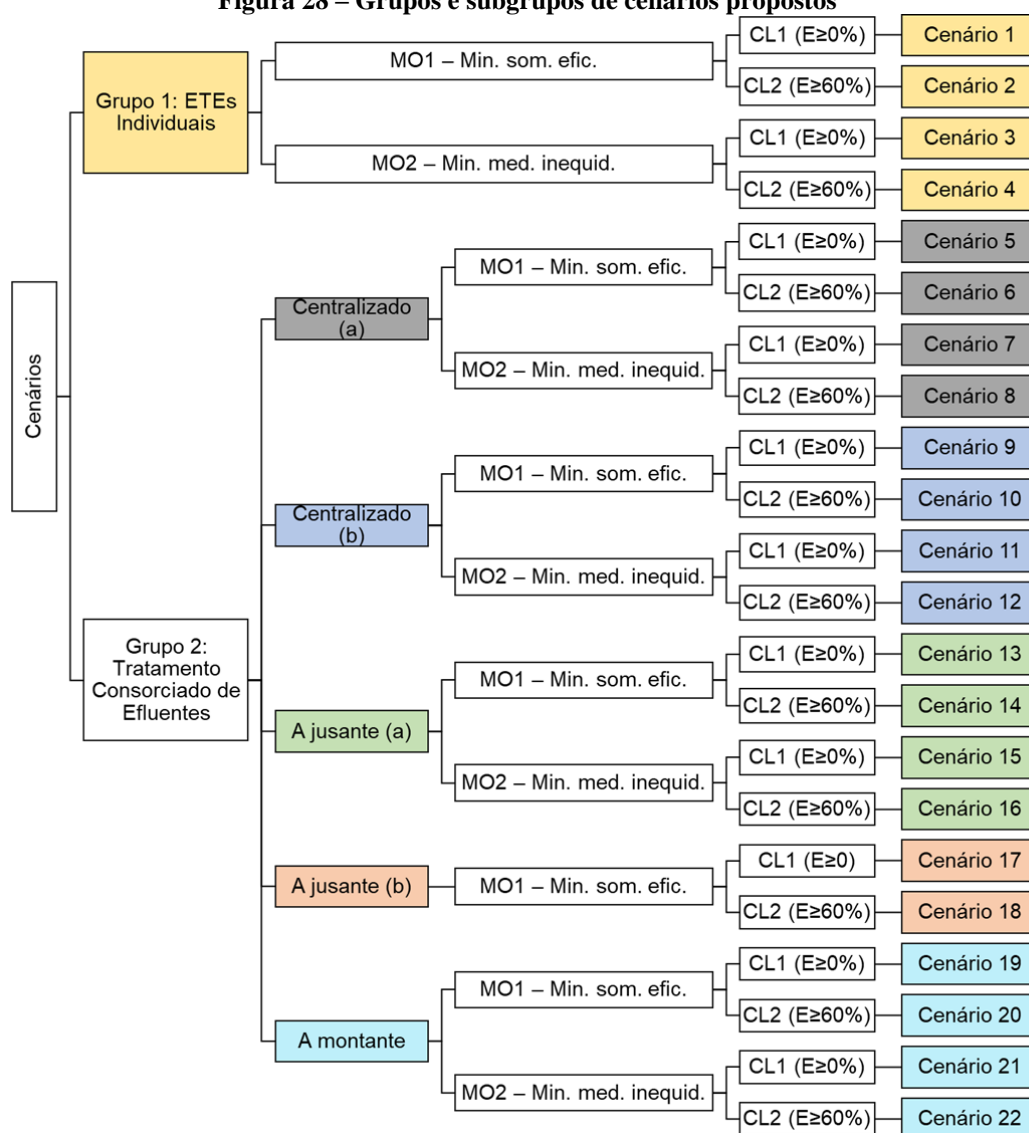
Uma particularidade do PLF aplicado a sistemas de tratamento de efluentes é a necessidade de nós intermediários entre alguns dos arcos que ligam fontes pontuais a ETEs candidatas. Isso porque, em alguns casos, há mudanças nos diâmetros em um mesmo trecho e, conseqüentemente, necessidade de uso de nova função de custo. Para bacia hidrográfica do rio Pardo houve necessidade de inserção de nós intermediários nos trajetos: FP1 – ETE2; FP1 – ETE6; FP1 – ETE8; FP3 – ETE6; FP3 – ETE8.

6.3 Apresentação dos cenários

Para análise do modelo proposto foram formulados 22 cenários. Os 22 cenários estão incluídos em duas categorias, conforme Figura 28: Grupo 1 (G1) ETEs individuais; Grupo 2 (G2) Tratamento Consorciado de Efluentes Sanitários. No primeiro caso, entende-se que há possibilidade de alocação de ETEs em cada ponto gerador de efluente. Logo, cria-se uma rede descentralizada.

No segundo caso, o esgoto gerado em diferentes fontes pontuais deve ser transportado para uma ETE central, dando origem à ideia de Tratamento Consorciado de Efluentes Sanitários (TCES). Esta ETE pode estar localizada entre duas fontes pontuais, de maneira centralizada; a jusante ou a montante. Estes são considerados subgrupos de cenários.

Figura 28 – Grupos e subgrupos de cenários propostos



Todos os subgrupos de cenários (centralizado (a), centralizado (b), a jusante (a), a jusante (b), a montante) foram replicados para os dois modelos de otimização de qualidade da água. Sendo o Modelo 1 (MO1) – minimização do somatório de eficiências de remoção de poluentes e o

Modelo 2 (MO2) – minimização de medidas de inequidade. Por fim, para os Modelos 1 e 2 realizou-se a variante de condição de lançamento 1 (CL1) e condição de lançamento 2 (CL2). Sendo CL1 o modelo que possui restrição de eficiência de tratamento igual ou maior a 0% e CL2 aquele em que os sistemas de tratamento devem apresentar eficiências mínimas de 60%. Tais aspectos foram descritos anteriormente na seção 5.1.2.

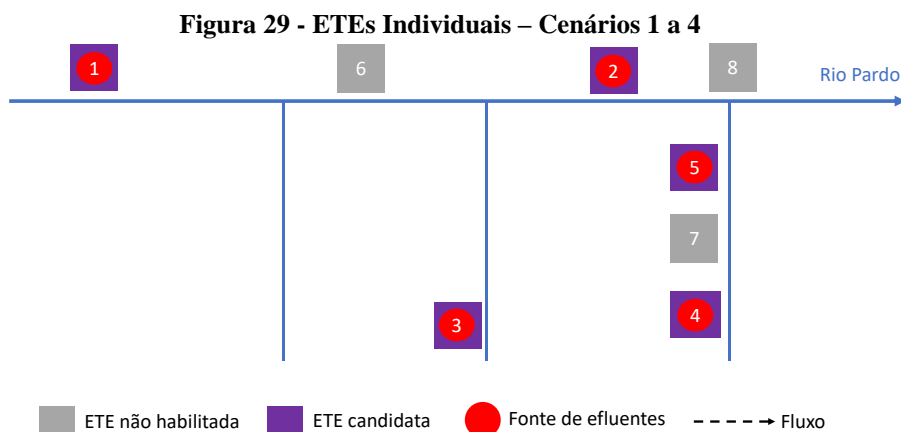
De maneira a facilitar futuras análises, a Tabela 15 expressa os códigos e características de cada cenário. Os códigos expostos na primeira coluna da tabela apresentam nessa ordem: Grupo de cenários (G), Cenário (C); Modelo de otimização para estimativa de eficiências mínimas de remoção de efluentes usado (MO); Condição de Lançamento de efluentes apropriada naquele cenário (CL); correspondente, assim, à seguinte estrutura: $G_i-C_i-MO_i-CL_i$.

Tabela 15 - Apresentação dos cenários

Código	Grupo de cenários (G)	Subgrupo	Cenário (C)	Modelo de otimização (MO)	Condição de Lançamento (CL)
G1-C1-MO1-CL1		-	1	MO1	CL1
G1-C2-MO1-CL2	1) ETEs individuais	-	2	MO1	CL2
G1-C3-MO2-CL1		-	3	MO2	CL1
G1-C4-MO2-CL2		-	4	MO2	CL2
G2-C5-MO1-CL1		2) Tratamento Consorciado de Efluentes	Centralizado (a)	5	MO1
G2-C6-MO1-CL2	Centralizado (a)		6	MO1	CL2
G2-C7-MO2-CL1	Centralizado (a)		7	MO2	CL1
G2-C8-MO2-CL2	Centralizado (a)		8	MO2	CL2
G2-C9-MO1-CL1	2) Tratamento Consorciado de Efluentes	Centralizado (b)	9	MO1	CL1
G2-C10-MO1-CL2		Centralizado (b)	10	MO1	CL2
G2-C11-MO2-CL1		Centralizado (b)	11	MO2	CL1
G2-C12-MO2-CL2		Centralizado (b)	12	MO2	CL2
G2-C13-MO1-CL1	2) Tratamento Consorciado de Efluentes	A jusante (a)	13	MO1	CL1
G2-C14-MO1-CL2		A jusante (a)	14	MO1	CL2
G2-C15-MO2-CL1		A jusante (a)	15	MO2	CL1
G2-C16-MO2-CL2		A jusante (a)	16	MO2	CL2
G2-C17-MO1-CL1	2) Tratamento Consorciado de Efluentes	A jusante (b)	17	MO1	CL1
G2-C18-MO1-CL2		A jusante (b)	18	MO1	CL2
G2-C19-MO1-CL1	2) Tratamento Consorciado de Efluentes	A montante	19	MO1	CL1
G2-C20-MO1-CL2		A montante	20	MO1	CL2
G2-C21-MO2-CL1		A montante	21	MO2	CL1
G2-C22-MO2-CL2		A montante	22	MO2	CL2

MO1: Modelo 1 - min. Somatório de eficiências; MO2: Modelo 2 - min. medidas de inequidade; CL1: condição de lançamento 1; CL2: condição de lançamento 2.

A Figura 29 ilustra o *layout* da rede proposta nos cenários 1 a 4. Para cada fonte pontual há uma ETE candidata relacionada. As fontes de efluentes 1, 2, 3, 4 e 5 correspondem, respectivamente, a Ibatiba, Iúna, Irupi, Santíssima Trindade e N. S. Graças.



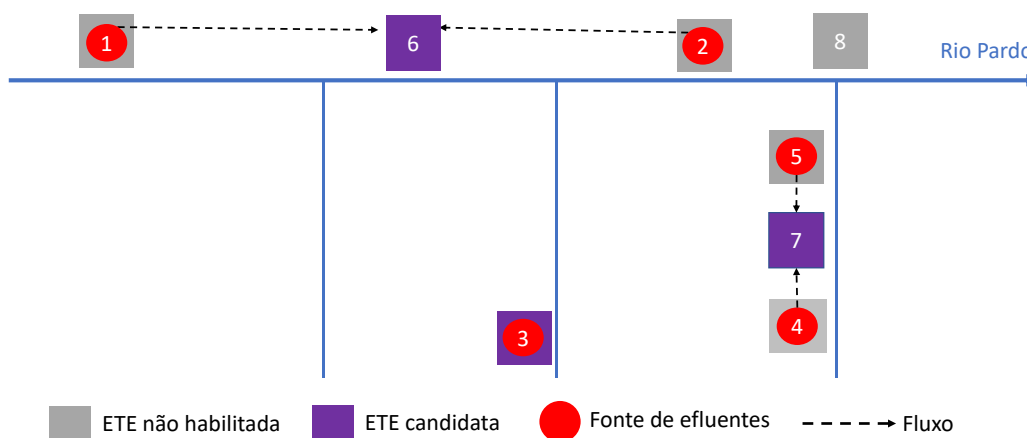
A Figura 30 ilustra o mapa da rede proposta nos cenários 1 a 4 traçado com auxílio do *software* ArcGIS.

Figura 30 – Mapa ETEs Individuais – Cenários 1 a 4



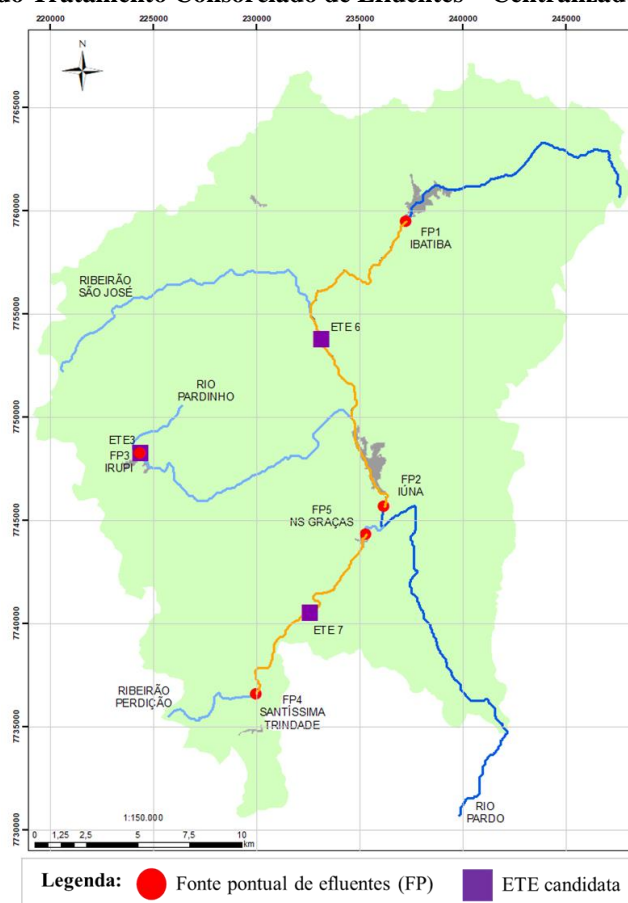
A Figura 31 ilustra o *layout* da rede proposta nos cenários 5 a 8. Percebe-se que o efluente gerado nas fontes 1 e 2 é transportado para a ETE candidata 6, localizada no intermédio dos dois nós, equidistantes em relação ao curso do rio (26,1 km do rio principal). Os efluentes gerados nas fontes pontuais 4 e 5 são lançados conjuntamente na ETE candidata 7 (11,3 km do Ribeirão Perdição). Os efluentes provenientes da fonte pontual 3 seguem para tratamento, de forma individualizada, na ETE candidata 3. Nota-se uma proposta híbrida, na qual FP 1, FP 2, FP 4 e FP 5 tratam os esgotos de maneira consorciada, enquanto FP 3 realiza o tratamento de forma individual.

Figura 31 - Tratamento Consorciado de Efluentes – Centralizado (a) – Cenários 5 a 8



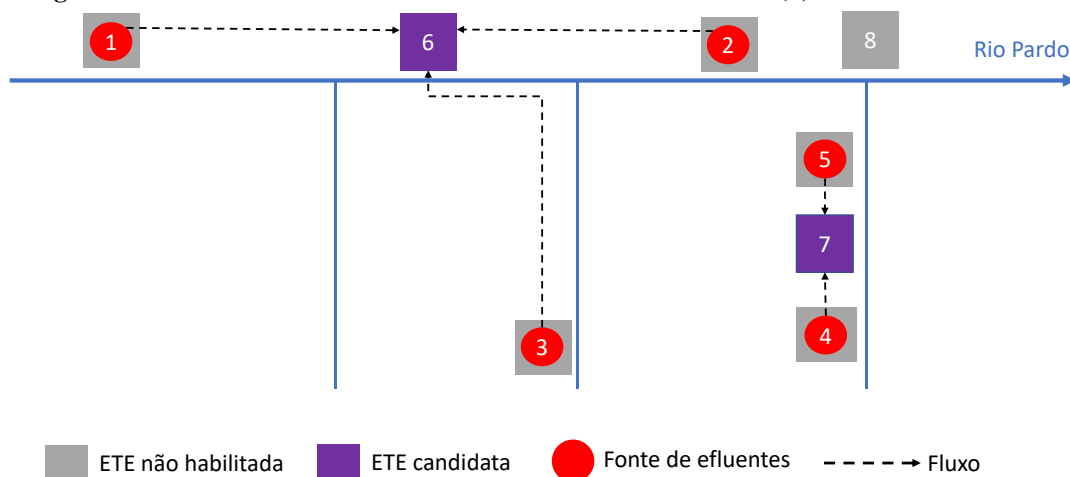
A Figura 32 ilustra o mapa da rede proposta nos cenários 5 a 8, ilustrado com auxílio do *software* ArcGIS.

Figura 32 – Mapa do Tratamento Consorciado de Efluentes – Centralizado (a) – Cenários 5 a 8



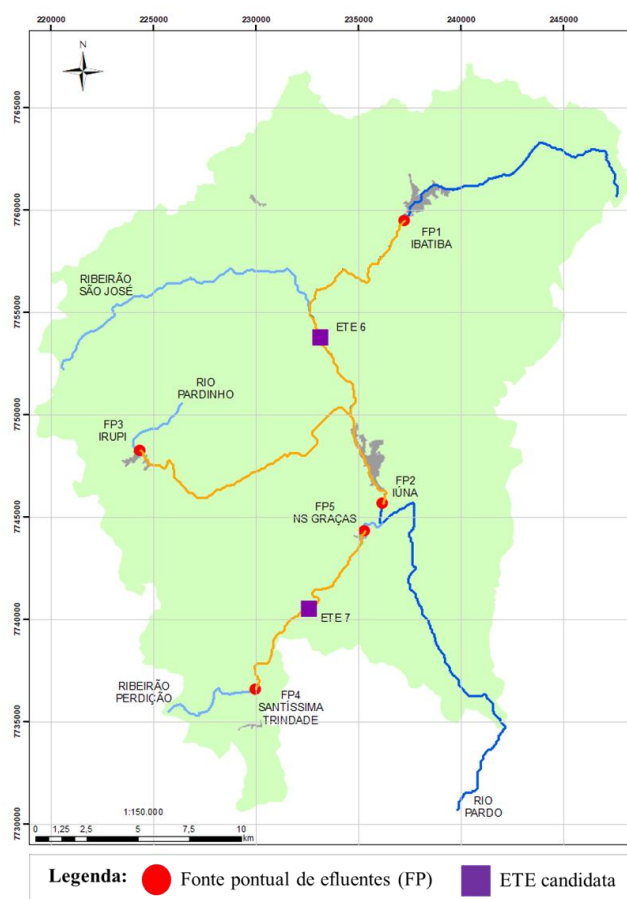
A Figura 33 ilustra o *layout* da rede proposta nos cenários 9 a 12. Esse cenário difere dos cenários 5 a 8 pelo envio do esgoto da fonte pontual 3 para a ETE candidata 6, em conjunto com os esgotos provenientes das fontes 1 e 2.

Figura 33 - Tratamento Consorciado de Efluentes – Centralizado (b) – Cenários 9 a 12



A Figura 34 ilustra o mapa da rede proposta nos cenários 9 a 12, traçado com auxílio do *software* ArcGIS.

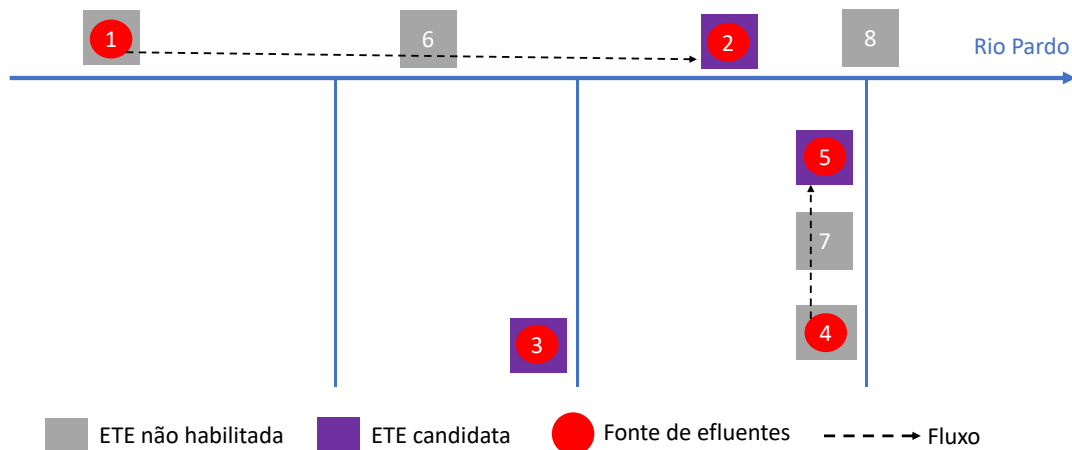
Figura 34 – Mapa do Tratamento Consorciado de Efluentes – Centralizado (b) – Cenários 9 a 12



A Figura 35 ilustra o *layout* da rede proposta nos cenários 13 a 16. Percebe-se que o efluente gerado na fonte pontual 1 é transportado para a ETE candidata 2, localizada a jusante, no quilômetro 35,9 do rio principal. O esgoto gerado em Iúna (fonte pontual 2) também é tratado na ETE 2. Além disso, fontes pontuais 4 e 5 lançam efluentes conjuntamente na ETE candidata

5 (km 17 do tributário Ribeirão Perdição). A fonte pontual 3 segue para tratamento de efluentes, de forma individualizada, na ETE candidata 3.

Figura 35 - Tratamento Consorciado de Efluentes – A jusante (a) – Cenários 13 a 16



A Figura 36 ilustra o mapa da rede proposta nos cenários 13 a 16, desenhado com auxílio do *software* ArcGIS.

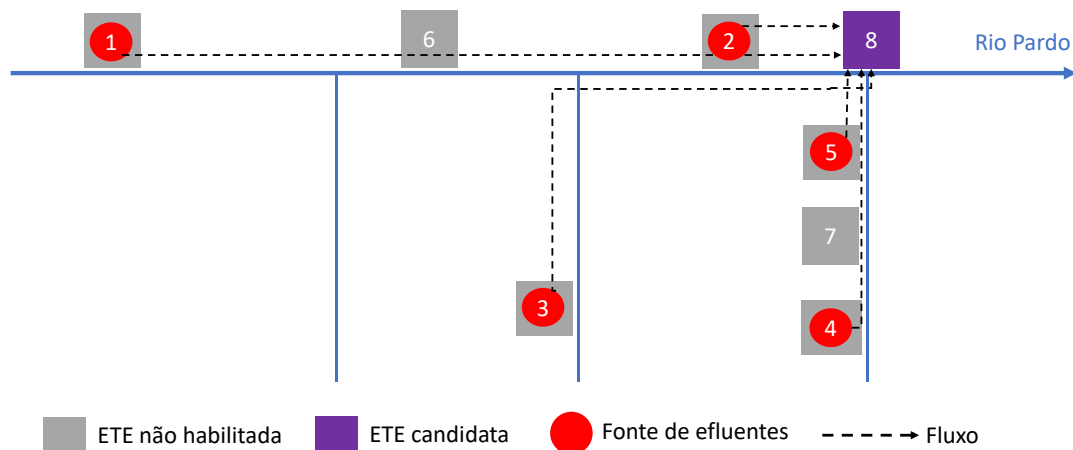
Figura 36 – Mapa do Tratamento Consorciado de Efluentes – A jusante (a) – Cenários 13 a 16



A Figura 37 ilustra o *layout* da rede proposta nos cenários 17 e 18. Percebe-se que todo o efluente gerado nas cinco fontes pontuais é enviado para uma única ETE a jusante, ETE 8, localizada na intersecção entre Rio Pardo e Ribeirão da Perdição. Neste caso, houve execução

apenas do Modelo 1, visto que o Modelo 2 demanda um comparativo entre estações de tratamento.

Figura 37 - Tratamento Consorciado de Efluentes – A jusante (b) – Cenário 17 e 18



A Figura 38 ilustra o mapa da rede proposta nos cenários 17 e 18, traçado com auxílio do software ArcGIS.

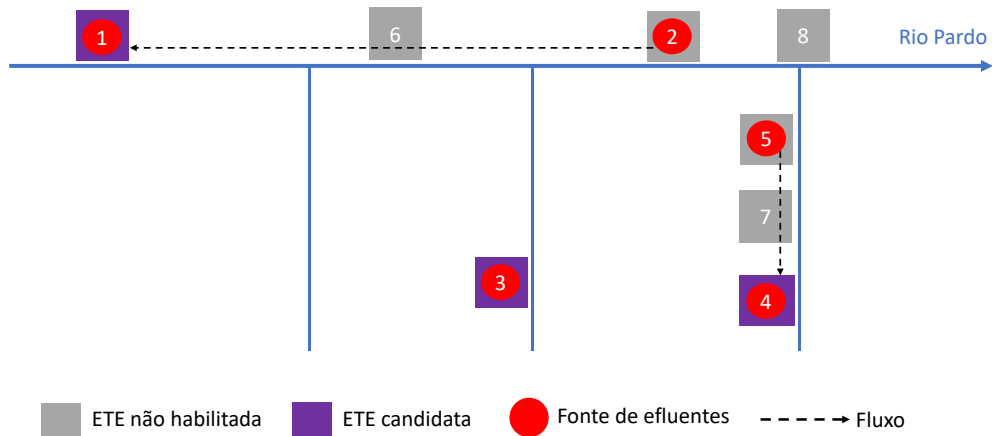
Figura 38 – Mapa do Tratamento Consorciado de Efluentes – A jusante (b) – Cenários 17 e 18



A Figura 39 ilustra o *layout* da rede proposta nos cenários 19 a 22. Esses cenários apresentam fluxos para montante, ou seja, fluxos contrários ao sentido do rio, o que indica necessidade de conduto forçado. Percebe-se que o efluente gerado na fonte pontual 2 é transportado para a ETE candidata 1, localizada a montante (km 16,3 do rio principal). O esgoto gerado em Ibatiba (fonte de efluente 1) também é tratado na ETE 1. Além disso, as fontes pontuais 4 e 5 lançam

efluentes, conjuntamente, na ETE candidata 4 (quilômetro 5,7 do Ribeirão Perdição). Os efluentes correspondentes à fonte pontual 3 seguem para tratamento de efluentes, de forma individualizada, para a ETE candidata 3.

Figura 39 - Tratamento Consorciado de Efluentes – A montante – Cenários 19 a 22



A Figura 40 ilustra o mapa da rede proposta nos cenários 19 a 22, desenhado com auxílio do *software* ArcGIS.

Figura 40 – Mapa do Tratamento Consorciado de Efluentes – A montante – Cenários 19 a 22



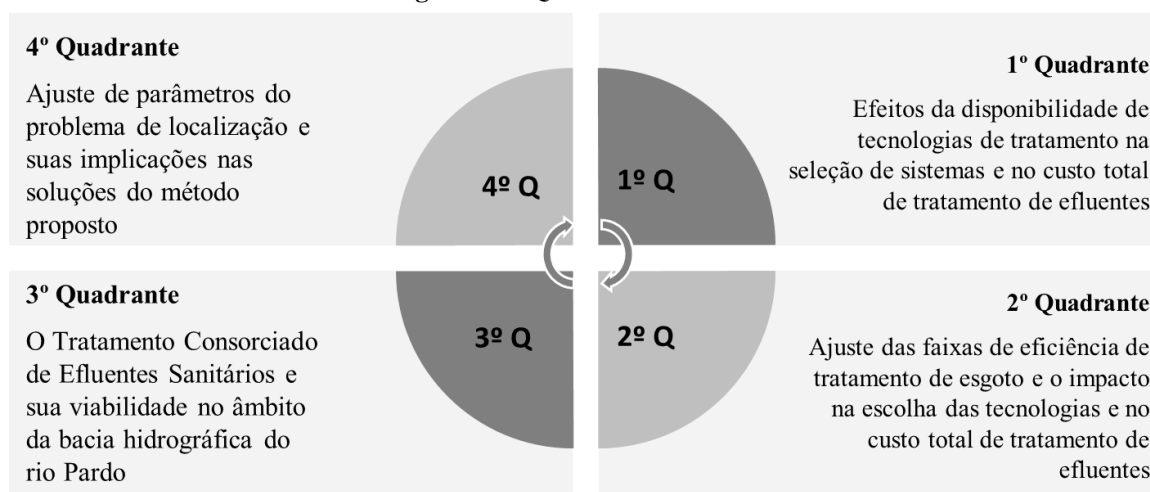
Assim, tem-se para cada um dos cenários um escopo específico de trajetos, conforme Tabela 16. Trajetos $FP_i - ETE_j$ e $i = j$ correspondem a tratamentos individualizados de efluentes, não havendo necessidade de inserção de custos de transporte, considerando que as distâncias serão nulas.

Tabela 16 – Trajetos possíveis por cenários

Grupo	Subgrupo	Cenários	Trajetos
1) ETEs Individuais	-	1 a 4	FP1 - ETE1
			FP2 - ETE2
			FP3 - ETE3
			FP4 - ETE4
			FP5 - ETE5
2) Tratamento Consorciado de Efluentes Sanitários	Centralizado (a)	5 a 8	FP1 - ETE6
			FP2 - ETE6
			FP3 - ETE3
			FP4 - ETE7
			FP5 - ETE7
	Centralizado (b)	9 a 12	FP1 - ETE6
			FP2 - ETE6
			FP3 - ETE6
			FP4 - ETE7
			FP5 - ETE7
A jusante (a)	13 a 16	FP1 - ETE2	
		FP2 - ETE2	
		FP3 - ETE3	
		FP4 - ETE5	
		FP5 - ETE5	
A jusante (b)	17 e 18	FP1-FP2-ETE8	
		FP3-ETE8	
		FP4-FP5-ETE8	
A montante	19 a 22	FP1 - ETE1	
		FP2 - ETE1	
		FP3 - ETE3	
		FP4 - ETE4	
		FP5 - ETE4	

Para ponderar a sensibilidade do método proposto às variações que podem ocorrer em função da mudança de parâmetros, foram elaborados quatro quadrantes de análises. Em cada um deles um conceito chave é trabalhado, conforme Figura 41. Salienta-se que ocorre a apropriação das análises e resultados dos quadrantes anteriores aos posteriores.

Figura 41 – Quadrantes de análises

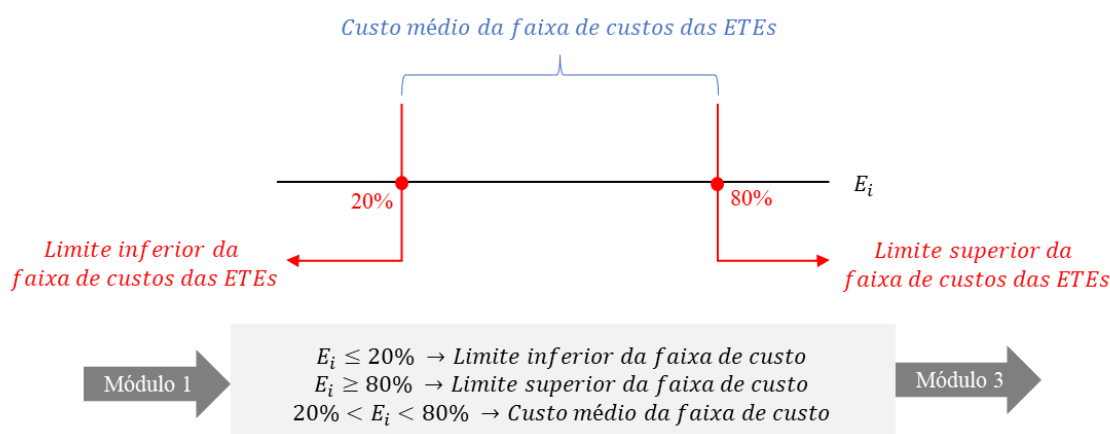


No quadrante 1 realizou-se variação do número de tecnologias de tratamento disponíveis com intuito de elucidar de que maneira essa mudança impactaria na escolha e no custo total dos sistemas de tratamento de efluentes. A priori, a execução do PLF contou com uma gama de 37 tecnologias, conforme Tabela 6, apresentada na seção 2.4.2. Em seguida, os cenários foram replicados considerando apenas 29 tecnologias, conforme estudo de Reis (2018). Assim, foram suprimidas as seguintes tecnologias: infiltração lenta (T11), infiltração rápida (T12), escoamento superficial (T13), *wetlands* (T14), tanque séptico + infiltração (T16), UASB + flotação por ar dissolvido (T22), UASB combinado com escoamento superficial (T26) e biofiltro aerado submerso com remoção biológica de N (T36).

Tal ação decorre de entrevistas realizadas em Reis (2018) com especialistas da área de recursos hídricos e saneamento ambiental. As entrevistas indicaram que mesmo oferecendo elevadas eficiências de remoção de matéria orgânica, as tecnologias T11, T12, T13, T14 e T26 dependem fortemente da litologia local e, em geral, requerem grandes áreas para implantação, aspectos que contribuem para que elas raramente sejam adotadas, na prática. As demais tecnologias foram suprimidas por não estarem contempladas no banco de dados de Reis (2018). Ressalta-se que nos quadrantes 2, 3 e 4 a execução do modelo manteve 29 tecnologias de tratamento e que para os quadrantes 1 e 2 apenas o Grupo 1 de cenários foi apreciado.

No segundo quadrante de análises, os custos de cada tecnologia de tratamento foram ajustados conforme as eficiências de tratamento estimadas a partir dos modelos de otimização do Módulo 1 (MO1 e MO2 – CL1 e CL2). Assim, ao invés do uso exclusivo de custos médios de implantação, operação e manutenção das ETEs, conforme adotado em Fantin, Reis e Mendonça (2017); Bringer, Reis e Mendonça (2018); Reis (2018) esse valor foi tratado em função de limites, conforme Figura 42.

Figura 42 – Funcionamento das faixas de eficiências e custos de ETEs



Para eficiências de tratamento (estimadas por meio do Módulo 1) menores que 20%, utilizou-se os limites inferiores das faixas de custos apresentadas na Tabela 6. Para eficiências maiores que 80%, os limites superiores. Para valores de eficiência entre 20% e 80%, manteve-se o custo médio da faixa. Almeja-se análise comparativa de custos estimados por meio dessa abordagem, em detrimento ao método habitual que utiliza os valores médios das faixas de custos.

Relativamente ao terceiro quadrante, o PLF foi executado para os Grupos 1 e 2 de cenários, buscando análise relativa à bacia hidrográfica do rio Pardo considerando parâmetros estimados para a região. Nesse caso, foram mantidas 29 tecnologias de tratamento e as faixas de custos variaram conforme eficiências de remoção das ETEs (Figura 42).

Relativamente ao quarto quadrante foi analisada a viabilidade do TCES para a bacia hidrográfica do rio Pardo em função de variações de alguns parâmetros, para isso, dois panoramas foram criados. No primeiro panorama do quarto quadrante, nomeado Quadrante 4.1, as ETEs receberam valores fixos de eficiência de tratamento (70% ou 95%), em detrimento aos valores estimados a partir da otimização do Módulo 1 (MO1, MO2, CL1, CL2). As distâncias entre nós foram mantidas segundo levantamento de dados, sem redução ou acréscimo de comprimento. A proposição desse panorama deriva do estudo de Machado (2009) que trabalhou com PLF, porém manteve as eficiências de remoção de tratamento fixas, ao invés de tratá-las como variáveis de decisão do problema estudado.

Machado (2009) considerou eficiências de tratamento (E_i) padronizadas supondo dois casos: (i) ETEs com E_i igual a 70%; (ii) ETEs com E_i igual a 95%. No primeiro momento, as cargas remanescentes lançadas foram tratadas em ETEs com eficiência de 70%. Caso algum trecho apresentasse OD e DBO incompatível ao estabelecido pela legislação vigente, esta ETE assumiria a eficiência de 95%. Os custos do tratamento de efluentes variaram conforme limite inferior, superior e média da faixa (Figura 42).

O segundo panorama do quarto quadrante, nomeado Quadrante 4.2, as distâncias entre fontes pontuais e ETEs foram reduzidas em 60%, permitindo a análise no âmbito da bacia hidrográfica considerando trechos com menores comprimentos e mesma quantidade de fontes pontuais e ETEs candidatas. Além disso, os estudos de Machado (2009), Zeferino (2011) e Zeferino *et al.*

(2017) explicitaram que redes centralizadas podem oferecer melhores soluções em relação aos custos das estações de tratamento ao explorarem economias de escala, especialmente para vazões maiores.

Assim, no Quadrante 4.2, além da redução dos comprimentos dos trechos, foram definidos quatro níveis de associação das ETEs consorciadas. Em cada classe um percentual de redução dos custos de tratamento foi estipulado, de maneira a explorar economias de escala. Nos casos em que o cenário de TCES possui ETEs candidatas que recebem e tratam os efluentes gerados em duas fontes pontuais, o decréscimo nos limites inferiores, superiores e médias das faixas custos de implantação, operação e manutenção das ETEs consorciadas foi de 30%; para três fontes pontuais, 32%; para quatro fontes pontuais, 34%; para cinco fontes pontuais, 35%. Essa redução foi aplicada às faixas de custos propostas por von Sperling (2014b). Os valores de custos de implantação ($R\$/hab$) e custos de operação e manutenção ($R\$/hab. ano$) encontram-se no Apêndice D.

O Quadro 2 sintetiza as especificidades de cada quadrante, conforme detalhado anteriormente.

Quadro 2 - Detalhamento dos quadrantes de análises

Quadrante	Descrição
1	Contempla Grupo 1 de cenários. Uso do custo médio das faixas de custos de implantação, operação e manutenção das ETEs. Comparativo de soluções ao reduzir de 37 para 29 o número de tecnologias de tratamento disponíveis.
2	Contempla Grupo 1 de cenários. 29 tecnologias de tratamento disponíveis. Faixas de custos variam conforme eficiência de tratamento de esgotos da ETE candidata.
3	Contempla Grupos 1 e 2 de cenários. 29 tecnologias de tratamento disponíveis. Faixas de custos variam conforme eficiência de tratamento de esgotos da ETE candidata. Mantem dados de entrada conforme levantamento realizado para bacia hidrográfica do rio Pardo.
4	Contempla Grupos 1 e 2 de cenários. 29 tecnologias de tratamento disponíveis. Faixas de custos variam conforme eficiência de tratamento de esgotos da ETE candidata. <i>Quadrante 4.1</i> Padronização do valor de eficiências de tratamento das ETEs (70% e/ou 95%). Mantem distâncias reais da bacia hidrográfica do rio Pardo. <i>Quadrante 4.2</i> Redução de 60% das distâncias entre nós da rede. Inclusão do conceito de economias de escala para ETEs consorciadas. Eficiências de remoção obtidas a partir do Módulo 1.

7. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A seguir são apresentados os resultados de cada um dos três módulos do método proposto (modelagem de qualidade da água, dimensionamento hidráulico e Problema de Localização de Facilidades (PLF)) aplicados à bacia hidrográfica do rio Pardo. Na seção 7.4 encontra-se o resumo dos resultados e na seção 7.5 a análise SWOT do método, indicando forças, oportunidades, fraquezas e ameaças.

7.1 Módulo 1: Qualidade da água e eficiências mínimas de remoção de tratamento

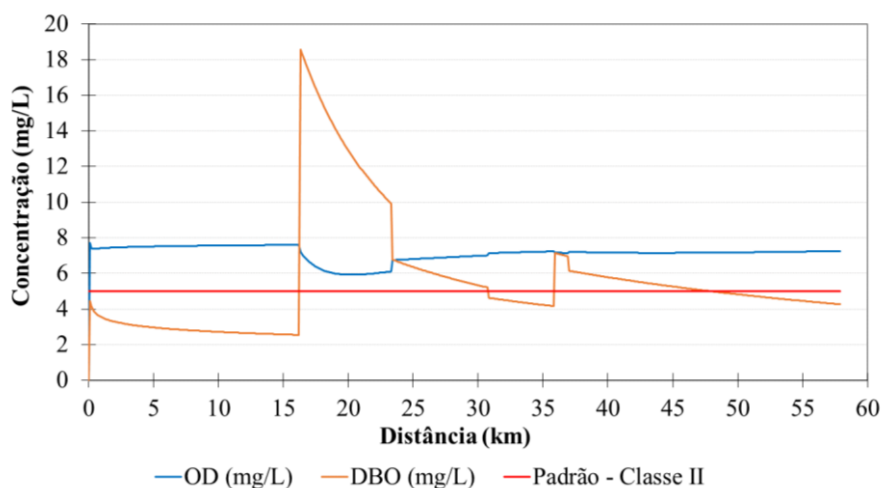
O uso do modelo de simulação da qualidade de água combinado com os modelos de otimização permitiu a estimativa das eficiências mínimas de remoção de DBO para os diferentes pontos de disposição de efluentes da bacia hidrográfica do rio Pardo. A título de validação do modelo matemático implementado no *software* MATLAB foram iguais aos fornecidos pelo QUAL-UFMG.

7.1.1 Simulação do lançamento de esgotos brutos

Por meio do programa implementado no ambiente computacional do MATLAB foram obtidos os perfis de concentração de OD e DBO dos cursos d'água da bacia hidrográfica do rio Pardo, quando da disposição final de esgotos brutos, conforme Figura 43 a Figura 46. Esses perfis representam a disposição dos aportes na bacia hidrográfica tal qual cenários do Grupo 1, ou seja, Cenários 1, 2, 3 e 4.

No que diz respeito ao perfil de concentração de OD do rio principal, considerando o limite de 5 mg/L fixado para corpos d'água Classe 2, mesmo com o aporte de esgotos brutos em Ibatiba e Iúna (rio principal), Irupi (rio Pardinho) e Santíssima Trindade e Nossa Senhora das Graças (ribeirão Perdição), as concentrações de OD permaneceram acima do limite estabelecido pela Resolução CONAMA nº 357/2005, segundo Figura 43.

Figura 43 – Perfil de concentração de OD e DBO do rio Pardo – Cenários 1 a 4



Entretanto, quanto ao perfil de concentração de DBO do rio principal, nota-se que há trechos nos quais as concentrações permaneceram fora do limite estipulado, por conta, especialmente, das principais fontes pontuais da bacia hidrográfica do rio Pardo: Ibatiba e Irupi. A primeira, localizada no *km* 16,3 do rio Pardo, produziu acréscimo de, aproximadamente, 16 *mg/L* de DBO. A segunda ocasionou o aumento de 11,2 *mg/L* de DBO no *km* 5 do rio Pardinho (Figura 45).

Em contrapartida, os lançamentos de esgotos das comunidades de Santíssima Trindade e Nossa Senhora das Graças (ribeirão Perdição) não conferiram ao corpo d'água características em desacordo com sua classe de qualidade (Figura 46). Tal fato é explicado pelo menor despejo de carga orgânica e pelas condições do curso d'água assumidas para a seção a montante dos lançamentos. Para essas localidades, os aportes de esgotos brutos resultaram em acréscimos de DBO, em média, de apenas 0,6 *mg/L* e 0,4 *mg/L*, aportes estes associados à comunidade de Santíssima Trindade e Nossa Senhora das Graças, respectivamente.

Ainda analisando a Figura 43, é possível observar que no *km* 35,9 há um pico decorrente do lançamento de esgotos de Iúna. Em consequência, houve um aumento de, aproximadamente, 3 *mg/L* de DBO no rio principal. Percebe-se também que o impacto causado no rio principal pelo aporte de esgoto de Ibatiba é consideravelmente maior que aquele provocado por Iúna, ainda que os correspondentes valores das cargas orgânicas sejam próximos. Isso porque a vazão do curso d'água no local de aporte de esgotos de Ibatiba é, aproximadamente, 4,5 vezes menor que a vazão do mesmo curso d'água no local do lançamento de esgotos de Iúna. Analogamente, embora a carga orgânica despejada por Irupi seja menor que a de Iúna, o impacto causado no rio principal quanto à DBO foi maior.

Quanto ao ribeirão São José (Figura 44), localizado no *km* 23,4 do rio principal, manteve-se com concentrações de OD e DBO dentro dos preconizados para cursos d'água doce Classe 2, visto que não há recebimento de nenhuma fonte pontual de esgoto doméstico em todo trecho. Dessa forma, a afluência dele ao rio Pardo contribuiu com a melhoria da qualidade em trechos do rio principal a jusante, através de diluição do esgoto produzido pela fonte pontual anterior, Ibatiba. Tal aspecto também foi observado, porém em menor escala, com as afluências do rio Pardinho (*km* 30,8) e do ribeirão Perdição (*km* 37).

Figura 44 - Perfil de concentração de OD e DBO do ribeirão São José - Cenários 1 a 4

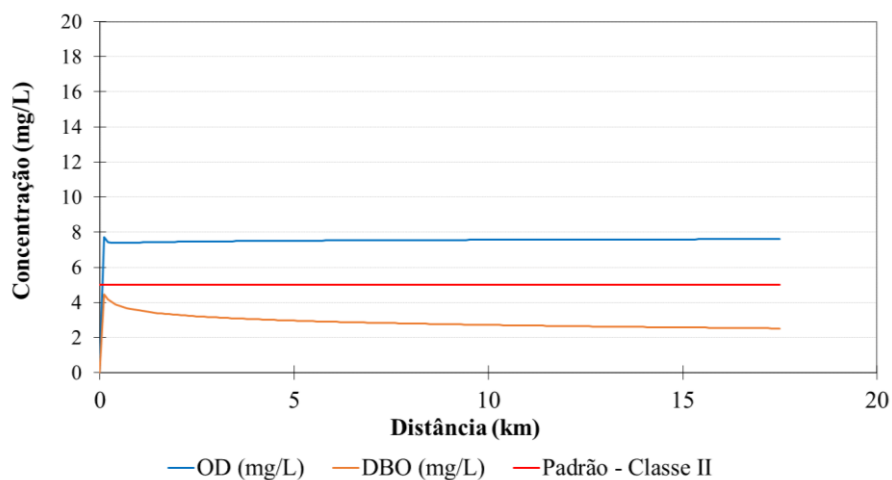


Figura 45 - Perfil de concentração de OD e DBO do rio Pardinho - Cenários 1 a 4

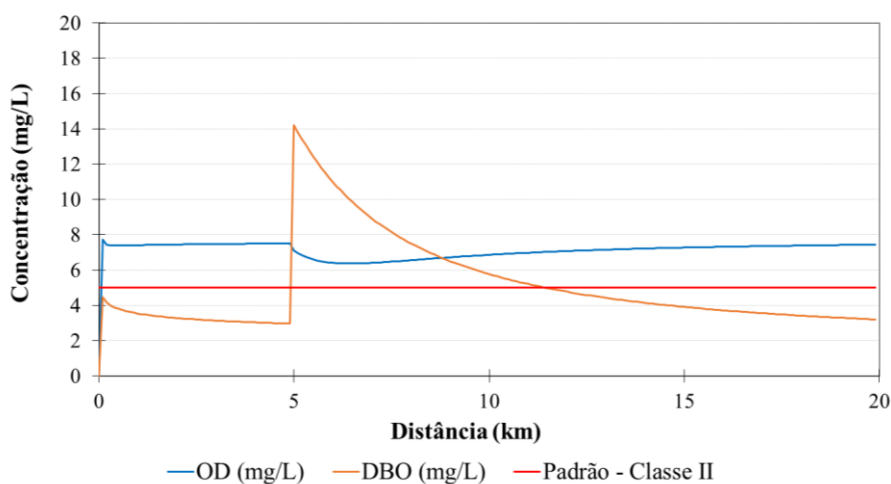
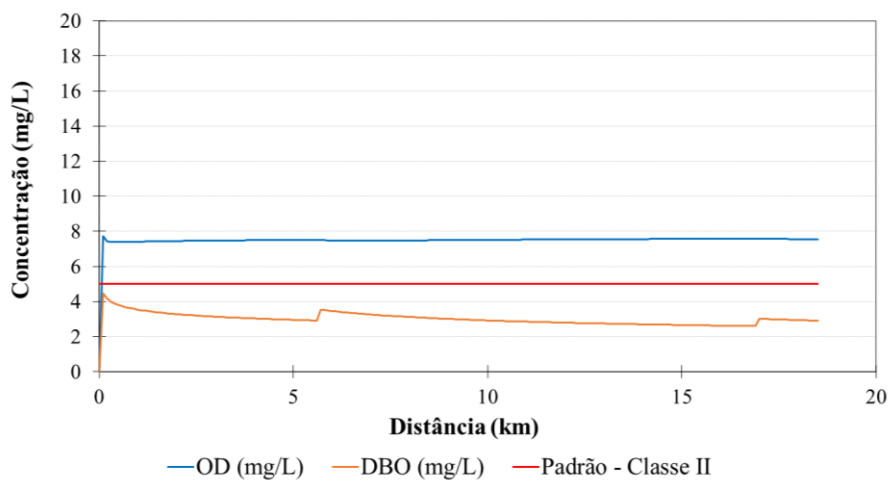


Figura 46 - Perfil de concentração de OD e DBO do ribeirão Perdição - Cenários 1 a 4



Assim como relatado nos cenários 1 a 4, nos cenários 5 e 8 (centralizado (a)) e nos cenários 9 a 12 (centralizado (b)) não há atendimento aos padrões de qualidade de água associados à DBO preconizados para cursos d'água doce classe 2, conforme Figura 47 e Figura 48. Nota-se que o

pico de DBO, nas duas figuras, ocorre no *km* 26,1 do rio principal, onde localiza-se a ETE candidata 6. No entanto, o pico é mais acentuado na Figura 48, devido ao acúmulo dos esgotos provenientes de Irupi, Ibatiba e Iúna.

Figura 47 – Perfil de concentração de OD e DBO do rio Pardo – Cenários 5 a 8 – Centralizado (a)

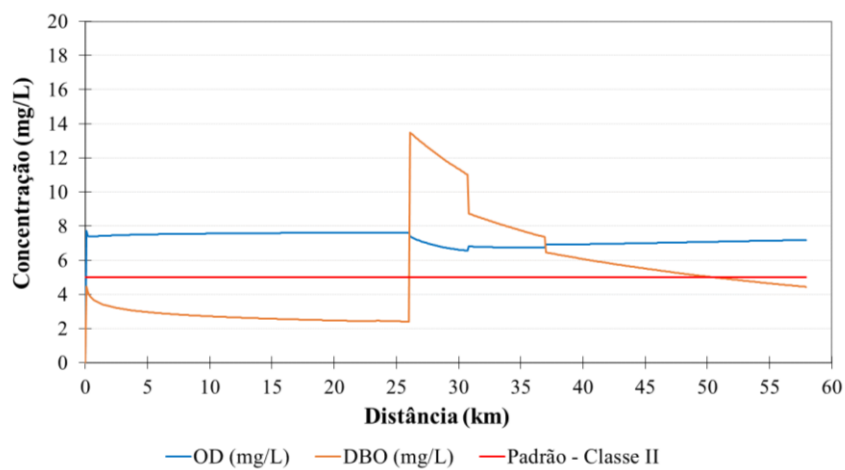
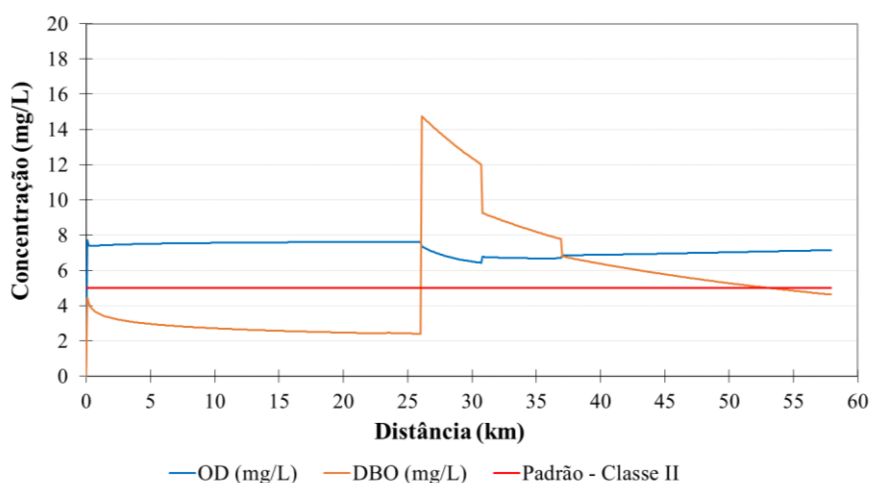


Figura 48 - Perfil de concentração de OD e DBO do rio Pardo – Cenários 9 a 12 – Centralizado (b)



Para o rio Pardinho, há ausência de atendimento do padrão de DBO apenas para os cenários 5, 6, 7 e 8, visto que para os cenários 9, 10, 11 e 12 o esgoto gerado por Irupi é lançado na ETE candidata 6. Os perfis de concentração para os tributários destes cenários e demais encontram-se no Apêndice C.

Da mesma forma, cenários 13 a 16 (a jusante (a)) e cenários 17 e 18 (a jusante (b)) tiveram trechos nos quais o limite de 5 mg/L para DBO não foi atendido. Percebe-se na Figura 49, referente aos cenários 13 a 16, aumento da concentração de DBO no *km* 35,9 ocasionada pela entrada de esgoto proveniente de Ibatiba e Iúna. Já na Figura 50 esse aumento se dá no *km* 37, intermédio entre o rio principal e o ribeirão Perdição. Interessante notar que embora para os cenários 17 e 18 ocorra acúmulo de efluentes das cinco fontes pontuais, a concentração de DBO se manteve semelhante àquela obtida para os cenários 13 a 16, por conta da confluência do ribeirão Perdição com o rio Pardo, com conseqüente aumento da diluição do esgoto produzido.

Figura 49 - Perfil de concentração de OD e DBO do rio Pardo – Cenários 13 a 16 – A jusante (a)

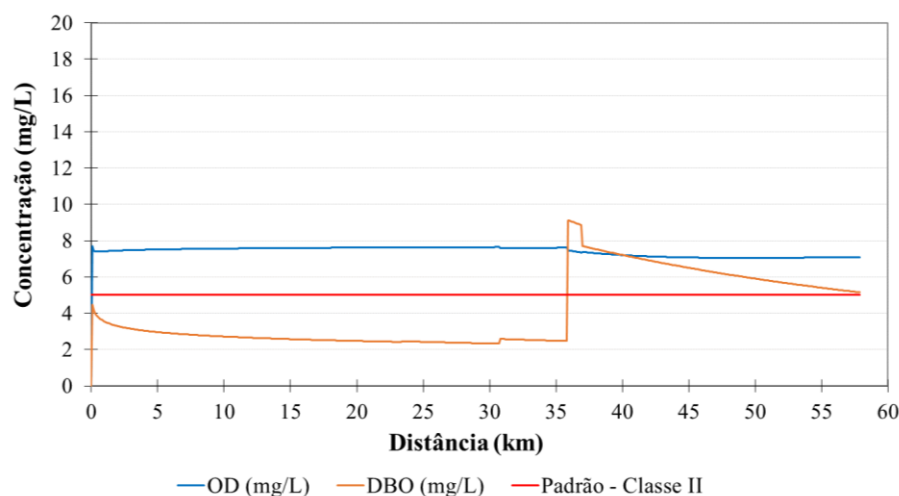
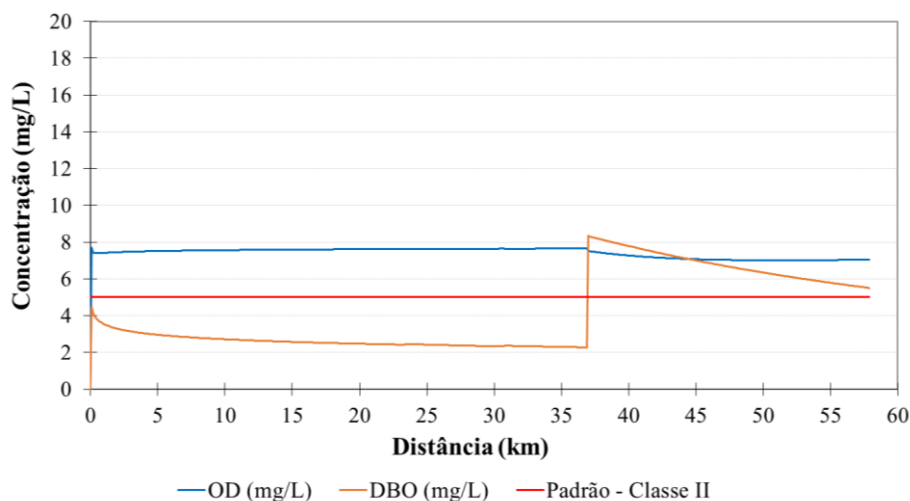
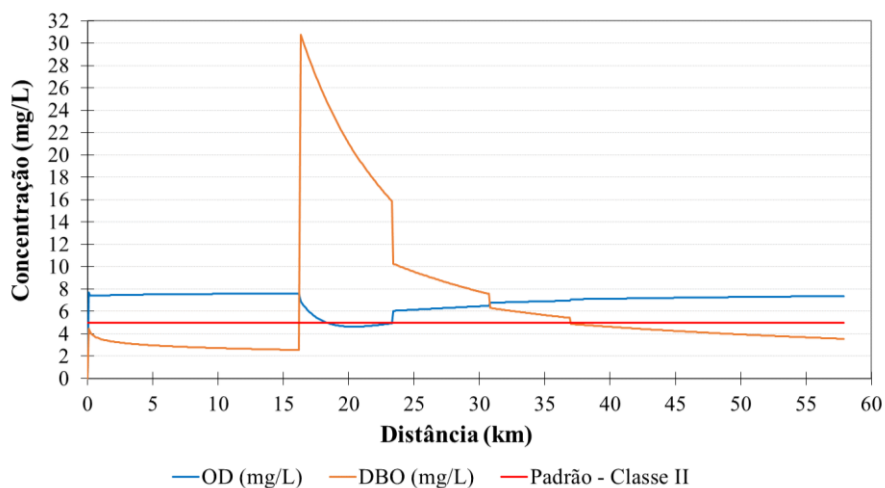


Figura 50 - Perfil de concentração de OD e DBO do rio Pardo – Cenários 17 e 18 – A jusante (b)



Quanto aos cenários 19 a 22 (Figura 51), nota-se trechos em discordância com os padrões de qualidade tanto no que diz respeito às concentrações de OD quanto de DBO. O trecho apresentando maiores valores de DBO, conforme Figura 51, encontra-se a jusante do *km* 16,3, onde se localiza a ETE candidata 1, que recebe efluentes de Ibatiba e Iúna. A estratégia de promover o aporte a montante se mostrou pouco adequada, visto que a concentração máxima de DBO mais que duplicou, se comparada com o valor correspondente a estratégia centralizada e mais que triplicou se comparada com os valores correspondentes aos cenários a jusante. Tal fato decorre, dentre outros, das baixas vazões do curso d'água na seção transversal onde ocorre o lançamento.

Figura 51 - Perfil de concentração de OD e DBO do rio Pardo – Cenários 19 a 22 – A montante



Logo, é possível concluir que a perspectiva de disposição final de esgoto bruto, independentemente do cenário de disposição considerado, não permitiria o atendimento dos padrões de qualidade de água associados à DBO e fixados para cursos d'água classe 2 em extensos trechos dos rios Pardo e Pardo. Sendo assim, fez-se uso dos modelos de otimização e AG para estimativa das eficiências mínimas de remoção de DBO necessárias, detalhadas na sequência.

É possível concluir, a partir dos resultados das simulações, que a perspectiva de disposição final de esgoto bruto, independentemente do cenário de disposição considerado, causaria violação do limite preconizado pela Resolução 357/2005 para cursos d'água doce classe 2 em extensos trechos dos rios Pardo e Pardo. Sendo assim, fez-se uso de modelos de otimização para estimativa das eficiências mínimas de remoção de DBO necessárias para manutenção de valores dentro dos limites

7.1.2 Eficiências mínimas de remoção de DBO necessárias

A Tabela 17 ilustra as eficiências mínimas de tratamento estimadas através da execução do módulo de qualidade da água para os 22 cenários delineados considerando informações relativas à bacia hidrográfica do rio Pardo. Os cenários, conforme seção 6.2, consideram tratamento por ETEs individuais e tratamento consorciado de efluentes. Quanto à função objetivo do modelo de otimização, são considerados modelo que almeja a minimização do somatório das eficiências (MO1) e modelo no qual a função objetivo visa minimizar medidas de inequidades (MO2). Quanto às condições de lançamento, foram consideradas incorporação da autodepuração (CL1) e eficiência mínima de 60% (CL2).

Tabela 17 – Eficiências de tratamento de esgoto estimadas pelos modelos de otimização aplicados à bacia hidrográfica do rio Pardo

Grupo	Subgrupo	Cenário	Código	Eficiências de remoção de DBO (%)								Σ E
				ETE1	ETE2	ETE3	ETE4	ETE5	ETE6	ETE7	ETE8	
1) ETEs Individuais	-	1	G1-C1-MO1-CL1	84,2	18,8	81,4	0,0	0,0	NA	NA	NA	184,4
		2	G1-C2-MO1-CL2	84,1	60,0	81,3	60,0	60,0	NA	NA	NA	345,4
		3	G1-C3-MO2-CL1	95,0	24,2	91,6	5,0	3,4	NA	NA	NA	219,2
		4	G1-C4-MO2-CL2	95,0	95,0	95,0	60,0	60,0	NA	NA	NA	405,0
2) Tratamento Consorciado de Efluentes	Centralizado (a)	5	G2-C5-MO1-CL1	NA	NA	81,4	NA	NA	76,1*	0,0**	NA	157,5
		6	G2-C6-MO1-CL2	NA	NA	81,3	NA	NA	76,1*	60,0**	NA	217,4
		7	G2-C7-MO2-CL1	NA	NA	95,0	NA	NA	93,5*	8,0**	NA	196,5
		8	G2-C8-MO2-CL2	NA	NA	95,0	NA	NA	95,0*	60,0**	NA	250,0
	Centralizado (b)	9	G2-C9-MO1-CL1	NA	NA	NA	NA	NA	78,5***	0,0**	NA	78,5
		10	G2-C10-MO1-CL2	NA	NA	NA	NA	NA	90,4***	60,0**	NA	150,4
		11	G2-C11-MO2-CL1	NA	NA	NA	NA	NA	95,0***	7,2**	NA	102,2
		12	G2-C12-MO2-CL2	NA	NA	NA	NA	NA	95,0***	60,0**	NA	155,0
	A jusante (a)	13	G2-C13-MO1-CL1	NA	59,4*	81,3	NA	0,0**	NA	NA	NA	140,7
		14	G2-C14-MO1-CL2	NA	60,0*	81,9	NA	60,0**	NA	NA	NA	201,9
		15	G2-C15-MO2-CL1	NA	73,4*	90,5	NA	5,1**	NA	NA	NA	169,0
		16	G2-C16-MO2-CL2	NA	95,0*	95	NA	60,0**	NA	NA	NA	250,0
A jusante (b)		17	G2I-C17-MO1-CL1	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	55,0****	55,0
		18	G2-C18-MO1-CL2	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	60,0****	60,0
A montante	19	G2-C19-MO1-CL1	93,3*	NA	81,4	0,0**	NA	NA	NA	NA	174,7	
	20	G2-C20-MO1-CL2	90,7*	NA	83,1	60,0**	NA	NA	NA	NA	233,8	
	21	G2-C21-MO2-CL1	95,0*	NA	81,3	13,3**	NA	NA	NA	NA	189,6	
	22	G2-C22-MO2-CL2	95,0*	NA	95,0	60,0**	NA	NA	NA	NA	250,0	

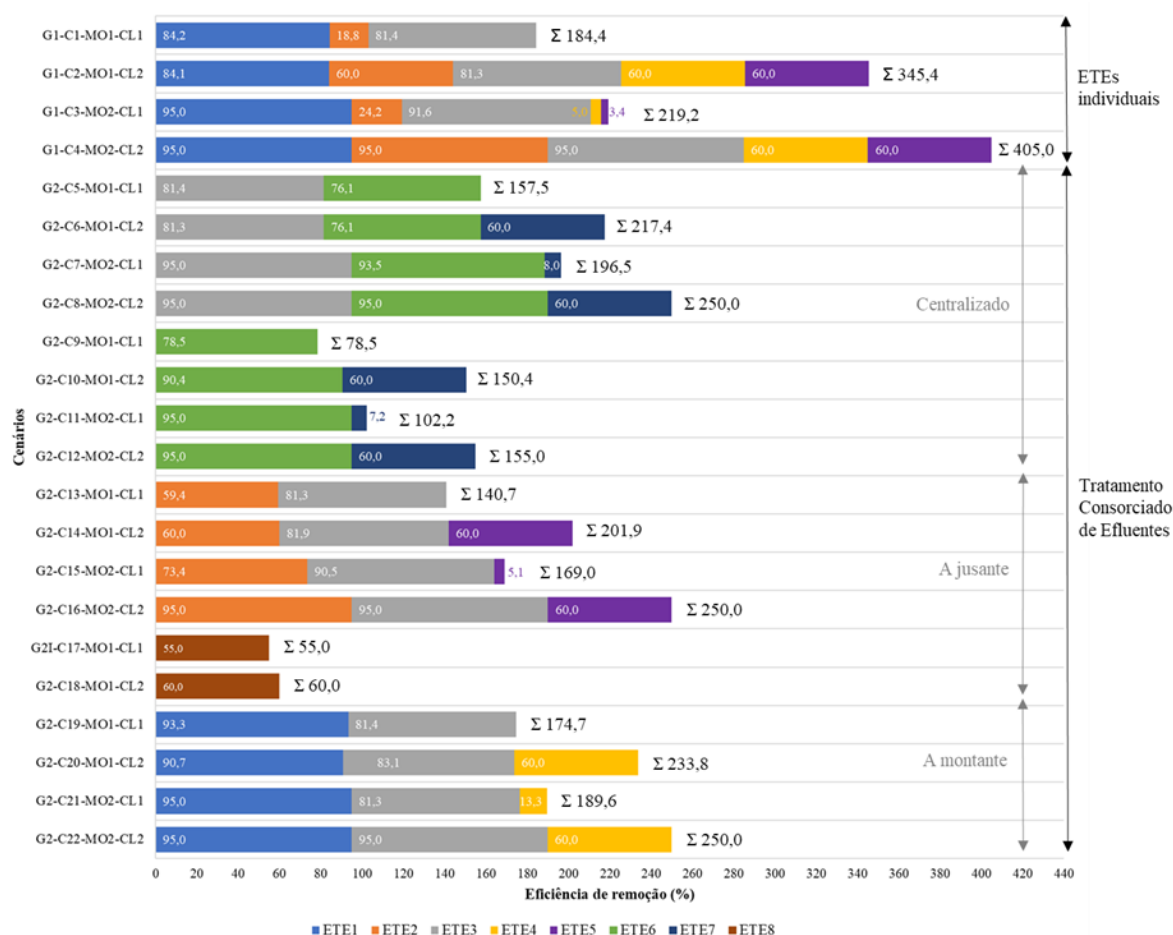
NA: não se aplica, pois ETE_i não está disponível para este cenário; CL1: condição de lançamento 1 ($E_i \geq 0\%$ - incorporação da autodepuração); CL2: condição de lançamento 2 ($E_i \geq 60\%$). MO1: Modelo de otimização 1 - minimização do somatório de eficiências; MO2: Modelo de otimização 2 - minimização de medidas de inequidades.

* Agrega o esgoto de Ibatiba e Iúna; ** Agrega o esgoto de Santíssima Trindade e N. S. Graças; *** Agrega o esgoto de Ibatiba, Iúna e Irupi; **** Agrega o esgoto de Ibatiba, Iúna, Irupi, Santíssima Trindade e N. S. Graças.

A partir da análise da Tabela 17, nota-se que para os cenários que incorporaram a autodepuração foram estimadas eficiências inferiores àquelas consideradas para cenários nos quais foi adotada eficiência mínima de tratamento de 60,0%. Para o Modelo de Otimização 1 (MO1), quando considerada a Condição de Lançamento 1 (CL1), as eficiências variaram de zero a 93,3%, enquanto para o MO1 com Condição de Lançamento 2 (CL2) as eficiências variaram de 60,0% a 90,7%. Para o MO2, quando considerada a CL1, as eficiências variaram de 3,4% a 95,0%, máximo permitido de acordo com as restrições adotadas para todas as versões do modelo. Quando considerada a CL2, as eficiências ficaram entre 60,0% e 95,0%.

O maior somatório de eficiências, 405,0%, correspondeu ao Cenário 4 (G1-C4-MO2-CL2) quando considerada a CL2, conforme é possível visualizar na Figura 52. Isto por tratar-se de um cenário que considera necessidade de abertura de cinco ETEs e obrigatoriedade de eficiência mínima 60%. Percebe-se que ao tornar a minimização de medidas de inequidade um objetivo (MO2), os valores das eficiências de remoção permaneceram, em geral, menos discrepantes entre si e mais elevados, acarretando aumento do somatório de eficiências no âmbito da bacia hidrográfica.

Figura 52 – Panorama das eficiências de remoção por ETEs candidatas e cenários



Para os cenários que consideraram a condição de lançamento CL2, os somatórios de eficiências foram consideravelmente maiores. Por exemplo, no caso da ETE 7, para os cenários 7 (G2-C7-MO2-CL1) e 8 (G2-C8-MO2-CL2) as eficiências estimadas foram 8,0% e 60,0%, respectivamente. Desta forma, a consideração da eficiência mínima 60% tenderia a ocasionar

aumento dos custos do sistema de tratamento, considerando que maiores eficiências geralmente correspondem a maiores custos. Cabe observar que este aspecto é especialmente relevante nos casos de limitações orçamentárias para implantação e operação de sistemas de esgotos sanitários na bacia hidrográfica. Além disto, o alcance de maiores eficiências pode requerer tecnologias de tratamento mais sofisticadas. A seção 7.3 apresenta detalhamento a respeito.

O menor somatório de eficiência corresponde aos cenários 17 e 18 (Tratamento Consorciado a jusante (b)), respectivamente, 55% e 60,0%, que consideram a implantação de apenas uma estação (ETE 8), com lançamento de efluentes no final do rio principal, próximo ao intermédio deste com o ribeirão Perdição, onde o corpo receptor apresenta maior vazão de diluição.

A Figura 52 também torna evidente que a ETE candidata 1 absorveu para os diferentes cenários maior percentual de eficiência de tratamento. Excluindo os cenários onde a eficiência foi nula, a média foi 91,5%. O valor justifica-se por conta da ETE candidata 1 estar associada à recepção exclusiva de Ibatiba ou conjunta de Ibatiba, Iúna e/ou Irupi, as três maiores fontes geradoras de esgoto da bacia hidrográfica analisada. A segunda ETE com maior média foi a ETE 6, com valor de 87,45%, seguida pela ETE 3 com 86,96%, conforme Tabela 18.

As ETEs que obtiveram menores eficiências médias foram aquelas instaladas no ribeirão Perdição (ETE 5, 7 e 4, respectivamente, 41,4%; 42,5% e 43,05%), visto que as localidades por elas atendidas, Nossa Senhora das Graças e Santíssima Trindade, possuem baixas vazões de lançamento do esgoto bruto.

Tabela 18 – Eficiências médias por ETE candidata

ETE candidata	Localização da ETE	Eficiência média de remoção da ETE candidata (%)	Classificação
1	A montante do rio Pardo	91,5	1
2	A jusante do rio Pardo	60,7	4
3	A montante do rio Pardinho	86,9	3
4	A montante do rib. Perdição	43,05	6
5	A jusante do rib. Perdição	41,4	8
6	Centralizada ao rio Pardo	87,4	2
7	Centralizada ao rib. Perdição	42,5	7
8	A jusante do rio Pardo	57,5	5

Em resumo, o modelo de simulação da qualidade da água e os modelos de otimização permitiram, respectivamente, compreender o comportamento dos cursos d'água frente ao(s) aporte(s) de efluentes e as eficiências mínimas de remoção de esgoto necessárias para obediência aos padrões ambientais.

Pode-se concluir ainda que para os cenários nos quais a eficiência mínima requerida foi de 60%, conforme legislação ambiental, houve um aumento considerável nas eficiências de remoção. Como consequência, tem-se estimativa exagerada das ETEs e, possivelmente, má distribuição dos custos de implantação, manutenção e operação das estações. Fato este a se considerar, tendo em vista uma população crescente e que enfrenta muitas vezes restrições de recurso.

7.2 Módulo 2: Dimensionamento hidráulico

A partir da aplicação das etapas de cálculos listadas na seção 5.2 e dos dados de entrada do Módulo 2 mencionados na seção 6.3, o dimensionamento hidráulico foi realizado para bacia hidrográfica do rio Pardo. Os resultados obtidos para trechos em escoamento livre e forçado foram compilados conforme Tabela 19.

Tabela 19 - Resultados do dimensionamento hidráulico

(continua)

Cenário	Trajetos	Tipo do escoamento	Tipo de material	Comprim. do trecho (m)	Diâmetro (m)	Hman (m.c.a.)	Classe da Hman* (m.c.a.)	Potência da EEE (cv)
5 a 8	FP1 - ETE6	Livre	PVC	1.010,30	0,2	NA	NA	NA
				201,7	0,2	NA	NA	NA
				8.588,00	0,3	NA	NA	NA
	FP2 - ETE6	Forçado	PVC	9.800,00	0,2	31,9	30 a 45	21,5
	FP3 - ETE3	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
	FP4 - ETE7	Livre	PVC	5.600,30	0,1	NA	NA	NA
9 a 12	FP1 - ETE6	Livre	PVC	1.010,30	0,2	NA	NA	NA
				201,7	0,2	NA	NA	NA
				8.588,00	0,3	NA	NA	NA
	FP2 - ETE6	Forçado	PVC	9.800,00	0,2	31,9	30 a 45	21,5
	FP3 - ETE6	Livre	PVC	1.761,20	0,1	NA	NA	NA
				13.137,90	0,2	NA	NA	NA
FP3 - ETE6	Forçado	PVC	4.687,30	0,1	27,6	15 a 30	5	
			5.600,30	0,1	NA	NA	NA	
FP4 - ETE7	Livre	PVC	5.600,30	0,1	NA	NA	NA	
FP5 - ETE7	Forçado	PVC	5.696,50	<0,10	64,3	> 45	1,5	
13 a 16	FP1 - ETE2	Livre	PVC	1.010,30	0,2	NA	NA	NA
				632,5	0,2	NA	NA	NA
				17.929,30	0,3	NA	NA	NA
	FP2 - ETE2	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
	FP3 - ETE3	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
	FP4 - ETE5	Livre	PVC	11.296,90	0,1	NA	NA	NA
FP5 - ETE5	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	
17 e 18	FP1-FP2-ETE8	Livre	PVC	1.010,30	0,2	NA	NA	NA
				684,2	0,2	NA	NA	NA
				17.929,30	0,3	NA	NA	NA
	FP3-ETE8	Livre	PVC	1.047,80	0,3	NA	NA	NA
				1.761,20	0,1	NA	NA	NA
	FP3-ETE8	Livre	PVC	13.137,90	0,2	NA	NA	NA
12.728,00				0,1	NA	NA	NA	
FP4-FP5-ETE8	Livre	PVC	12.728,00	0,1	NA	NA	NA	

Tabela 19 - Resultados do dimensionamento hidráulico

(conclusão)

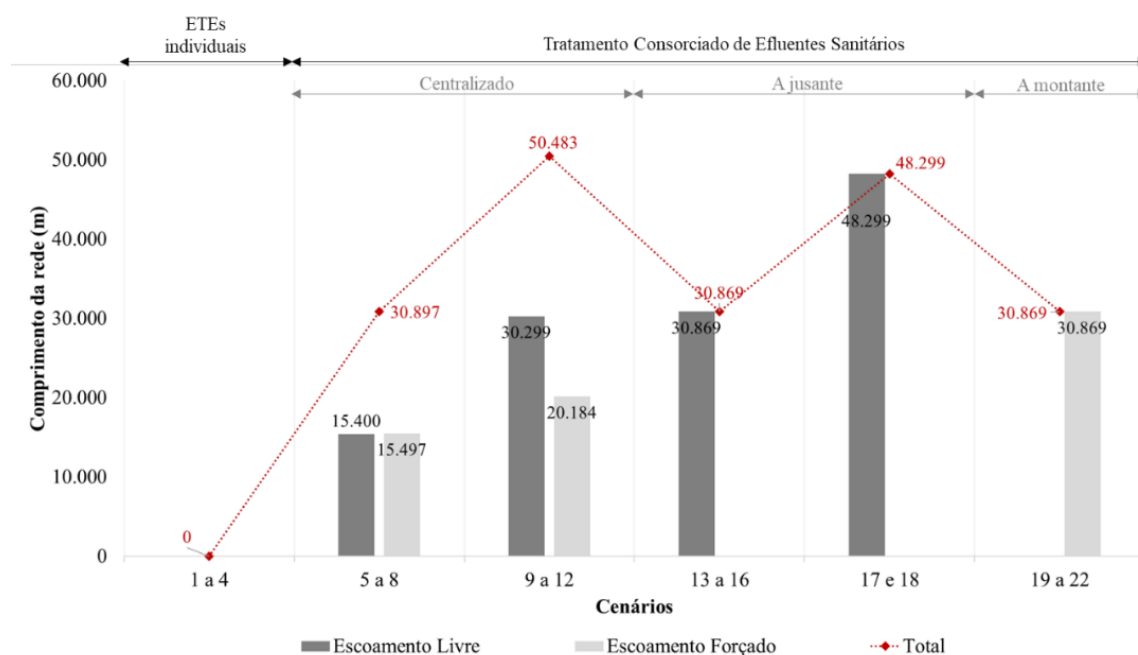
Cenário	Trajetos	Tipo do escoamento	Tipo de material	Comprim. do trecho (m)	Diâmetro (m)	Hman (m.c.a.)	Classe da Hman* (m.c.a.)	Potência da EEE (cv)
19 a 22	FP1 - ETE1	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
	FP2 - ETE1	Forçado	PVC	19.572,80	0,2	135,8	> 45	90,5
	FP3 - ETE3	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
	FP4 - ETE4	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
	FP5 - ETE4	Forçado	PVC	11.296,50	<0,10	155,2	> 45	3,5

NA: não se aplica; *Classes de Hman relacionadas à função de custo de Pacheco et al. (2015) para implantação das EEEs.

Para os cenários 1 a 4 não há contabilização de custos de transporte, visto tratar-se da proposição de tratamento individualizado. Enquanto os demais cenários refletem a possibilidade de TCES, proporcionando uma rede parcialmente ou totalmente centralizada. Nos cenários 5 a 22 há, pelo menos, dois arcos da rede nos quais desloca-se o esgoto de uma fonte pontual para uma ETE candidata. Logo, custos de transporte devem ser incluídos. Por isso, fez-se necessário contabilizar diâmetros, comprimentos dos trechos, tipo de material e, nos casos em que ocorre escoamento forçado, a altura manométrica (H_{man}), levantamento da vazão e potência. A demanda dessas informações pode variar conforme variáveis da função de custo adotada.

Nota-se que a maior parte dos trajetos, 65,2%, no que diz respeito ao comprimento, se deu por escoamento livre, pois, conforme especificado na seção 5.2 procurou-se priorizar condutos livres, minimizando elevatórias e linhas de recalque. A Figura 53 ilustra o comprimento da rede, em metros, para cada um dos cenários subdividido em escoamento livre e forçado.

Figura 53 – Comprimento da rede

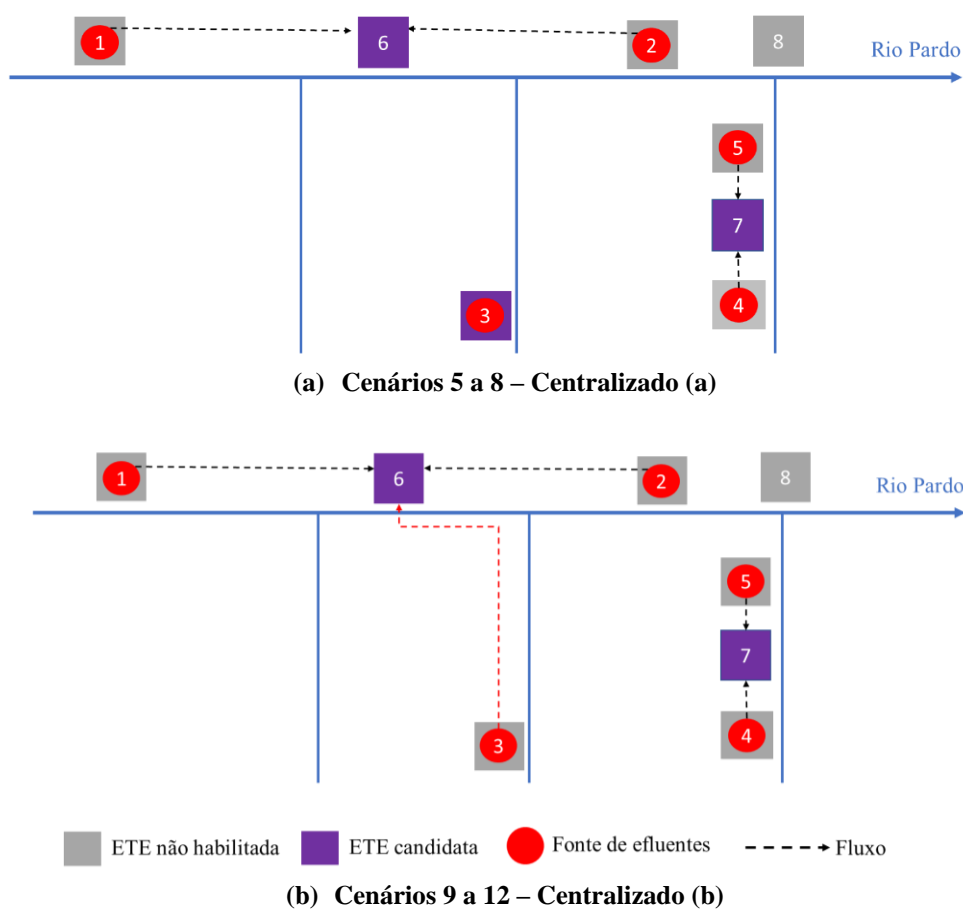


Observa-se que os cenários centralizados (ou seja, cenários 5 a 12) foram aqueles com maior equilíbrio na distribuição de trechos com escoamento livre e forçado. Isso porque ao centralizar ETEs candidatas em pontos intermediários houve necessidade de deslocar o esgoto de nós com menor cota para maior cota, assim como o inverso. Comparando os cenários 5 a 8 (centralizado (a)) com os cenários 9 a 12 (centralizado (b)) percebe-se que houve aumento na extensão da rede (Figura 53). Aspecto compreensível devido ao trajeto da FP3 a ETE candidata 6, adicionado na proposta de rede dos cenários 9 a 12 (Figura 54b). Porém, não existente nos cenários 5 a 8 (Figura 54a), visto que o esgoto gerado em Irupi foi tratado de maneira individual.

Os cenários 13 a 18, que contemplam propostas a jusante, tiveram em sua totalidade escoamento livre. Observa-se que os cenários 17 e 18 foram os detentores de maior extensão com 48,3 km. Fato justificado pela necessidade de transportar os efluentes gerados em todas as cinco fontes pontuais exclusivamente para ETE candidata 8. Já nos cenários 19 a 22 todos os trechos utilizaram escoamento forçado, por se tratar da proposição de deslocamento para ETEs a montante.

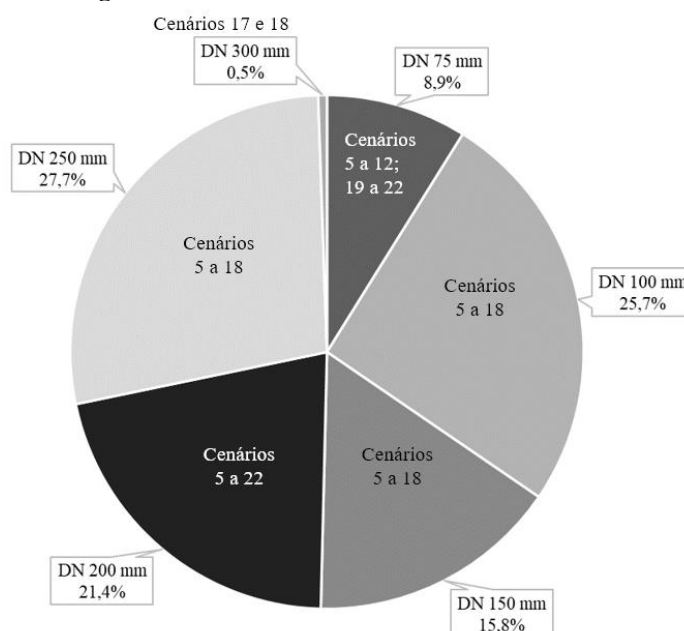
O comprimento total das redes para cada cenário variou de, aproximadamente, 30 km a 50 km (Figura 53). No total, os cenários 9 a 12 (centralizado (b)) somaram os maiores valores, pois o esgoto gerado pelas cinco fontes pontuais é deslocado para ETEs centrais 6 e 7. No cenário 17 e 18 (a jusante (b)), que possui a segunda maior somatória, ocorre o mesmo. O efluente é transportado em sua totalidade para a ETE candidata 8.

Figura 54 – Comparativo cenários 5 a 8 versus cenários 9 a 12



Considerando as vazões especificadas por Calmon (2015) para bacia hidrográfica do rio Pardo, os condutos tiveram diâmetros variando de 75 a 300 *mm*. Sendo o diâmetro de 250 *mm* obtido com maior frequência (27,7%), seguido pelo diâmetro de 100 *mm* (25,7%), conforme Figura 55. Os diâmetros com proporções reduzidas são explicados pelo baixo volume de carga orgânica gerada nas regiões da bacia hidrográfica do rio Pardo, sobretudo no transporte de efluentes que ocorre no ribeirão Perdição, devido a baixíssima carga orgânica gerada em Nossa Senhora das Graças e Santíssima Trindade. Em contraponto, os cenários 17 e 18 foram aqueles com uso do maior diâmetro de 300 *mm*, visto que agregam efluentes de todas as fontes pontuais em um único nó (ETE candidata 8).

Figura 55 – Percentual de diâmetros nas redes



As alturas manométricas variaram de 27,6 *m. c. a.* (cenários 9 a 12) a 155,2 *m. c. a.* (cenários 19 a 22), sendo a maioria classificada como alta (maior que 45 *m. c. a.*). A função para obtenção dos custos de EEE se mostrou mais sensível a variação de vazão, em detrimento à altura manométrica. No entanto, observou-se que em casos onde a altura manométrica é muito elevada, o custo acaba reduzindo por economia de escala e pelo próprio acréscimo de vazão.

Em resumo, por meio dos cálculos do Módulo 2 de dimensionamento hidráulico foi possível a obtenção dos diâmetros, comprimentos dos trechos, alturas manométricas e necessidade de inserção de EEEs, tornando possível a aplicação das funções de custos compiladas na seção 2.4.1 e necessárias ao PLF.

7.3 Módulo 3: Problema de Localização de Facilidades no âmbito da bacia hidrográfica

O processo de localização das ETEs para rede proposta parte dos resultados decorrentes do módulo de qualidade da água combinado a técnicas de otimização (Módulo 1) e do módulo

hidráulico (Módulo 2). De posse desses resultados, tornou-se possível a execução do Módulo 3, o modelo de localização.

A título de entendimento dos custos de tratamento dos efluentes sanitários, procedeu-se inicialmente a execução do Módulo 3 (PLF) contemplando apenas cenários do Grupo 1 (cenários 1, 2, 3 e 4), nos quais os custos de transporte são nulos, e 37 tecnologias de tratamento disponíveis.

Após a execução foi possível observar que ao cenário 1 correspondeu o menor custo total de tratamento de efluentes, conforme Tabela 20. Isso se deve à abertura de apenas 3 ETES candidatas (ETEs 1, 2 e 3), visto que para as fontes pontuais relativas aos povoados de Santíssima Trindade e Nossa Senhora das Graças não houve necessidade de estações para manutenção dos níveis de OD e DBO em concordância com a legislação vigente. Além disso, considerando todos os cenários do Grupo 1 o somatório das eficiências de remoção para este cenário foi o menor (184,40%). Justifica-se pela função objetivo almejar a minimização do somatório de eficiências (MO1) e por esse cenário contemplar a condição de lançamento 1 (CL1) que admite eficiência igual ou maior a 0%, ponderando a capacidade de autodepuração do corpo receptor.

Tabela 20 – Resultados da execução do Grupo 1 contemplando 37 tecnologias de tratamento

Código	Cenário	Ranking	Nº de tecnologias de tratamento disponíveis	Tecnologias de tratamento escolhidos	ETEs alocadas								Custo ETES (R\$)	
					1	2	3	4	5	6	7	8		
G1-C1-MO1-CL1	1	1	37	T11	✓	✓	✓							11.116.671,22
G1-C2-MO1-CL2	2	2	37	T11	✓	✓	✓	✓	✓					11.381.200,08
G1-C3-MO2-CL1	3	2	37	T11	✓	✓	✓	✓	✓					11.381.200,08
G1-C4-MO2-CL2	4	2	37	T11	✓	✓	✓	✓	✓					11.381.200,08

Dois aspectos merecem destaque na Tabela 20:

(i) Em todos os cenários houve escolha apenas da tecnologia de tratamento infiltração lenta (T11), visto tratar-se de uma tecnologia com ampla faixa de eficiência (até 99%) e baixo custo médio, considerando os correspondentes às demais (custo de implantação (R\$185,8/hab) e custo de operação e manutenção (R\$5,5/hab.ano) - Tabela 6). Logo, o somatório de custos torna-se menor para a tecnologia T11 em detrimento aos relativos às outras tecnologias. Ressalta-se que a escolha do modelo é exclusivamente quantitativa, não sendo consideradas análises qualitativas na ponderação das diferentes tecnologias;

(ii) Os cenários 2, 3 e 4 permaneceram empatados no *ranking* apresentado na Tabela 20, ou seja, corresponderam a eles mesmos valores de custos totais de instalação, manutenção e operação das ETES. Ainda que para os três cenários as tecnologias escolhidas para os tratamentos nas ETES alocadas sejam as mesmas, os valores de eficiências mínimas de remoção se apresentam diferentes, conforme explicitado na seção 7.1.2 e reiterado na Tabela 21. Tal fato decorre pela consideração dos valores médios das faixas de custos listadas na Tabela 6. Os fatos

dos custos das ETEs terem como unidades de medida $R\$/hab$ (custos de instalação) e $R\$/hab. ano$ (custos de operação e manutenção) e da escolha recorrente da tecnologia T11, faz com que os valores finais permaneçam os mesmos, conforme Tabela 21.

Tabela 21 – Detalhamento de custos das ETEs para os cenários 2, 3 e 4

Código	Nº de tecnologias de tratamentos disponíveis	ETE alocada	Eficiência de tratamento (%)	Sistema de Tratamento	Custo total das ETEs (R\$)
G1-C2-MO1-CL2	37	1	84,1	Infiltração lenta	5.321.404,65
G1-C2-MO1-CL2	37	2	60,0	Infiltração lenta	4.351.367,63
G1-C2-MO1-CL2	37	3	81,3	Infiltração lenta	1.443.898,93
G1-C2-MO1-CL2	37	4	60,0	Infiltração lenta	88.372,02
G1-C2-MO1-CL2	37	5	60,0	Infiltração lenta	176.156,84
		∑ E	345,40	TOTAL:	11.381.200,08
G1-C3-MO2-CL1	37	1	95,0	Infiltração lenta	5.321.404,65
G1-C3-MO2-CL1	37	2	24,2	Infiltração lenta	4.351.367,63
G1-C3-MO2-CL1	37	3	91,6	Infiltração lenta	1.443.898,93
G1-C3-MO2-CL1	37	4	5,0	Infiltração lenta	88.372,02
G1-C3-MO2-CL1	37	5	3,4	Infiltração lenta	176.156,84
		∑ E	219,20	TOTAL:	11.381.200,08
G1-C4-MO2-CL2	37	1	95,0	Infiltração lenta	5.321.404,65
G1-C4-MO2-CL2	37	2	95,0	Infiltração lenta	4.351.367,63
G1-C4-MO2-CL2	37	3	95,0	Infiltração lenta	1.443.898,93
G1-C4-MO2-CL2	37	4	60,0	Infiltração lenta	88.372,02
G1-C4-MO2-CL2	37	5	60,0	Infiltração lenta	176.156,84
		∑ E	405,00	TOTAL:	11.381.200,08

Em decorrência dos aspectos (i) e (ii) listados anteriormente decorrem os Quadrantes 1 e 2 de análises. Na sequência, apresentam-se os Quadrantes 3 e 4, conforme descritos na seção 6.2.

7.3.1 Quadrante 1: Efeitos da disponibilidade de tecnologias de tratamento na seleção de sistemas e no custo total de tratamento de efluentes

No quadrante 1 realizou-se variação do número de tecnologias de tratamento disponíveis com intuito de elucidar de que maneira essa mudança impactaria na escolha e no custo total dos sistemas de tratamento de efluentes.

Assim, posteriormente à execução do modelo de localização considerando as 37 tecnologias de tratamento, realizou-se a execução considerando a hipótese de disponibilidade de apenas 29 tecnologias de tratamento, conforme listado em Reis (2018) e previamente detalhado na seção

6.2. Dessa forma, em relação a Tabela 6 que contempla as faixas de eficiência e custos de implantação, operação e manutenção de sistemas de tratamento de esgotos, foram suprimidas as tecnologias: infiltração lenta (T11), infiltração rápida (T12), escoamento superficial (T13), *wetlands* (T14), tanque séptico + infiltração (T16), UASB + flotação por ar dissolvido (T22), UASB combinado com escoamento superficial (T26), biofiltro aerado submerso com remoção biológica de N (T36).

Os resultados dessa alteração estão reunidos na Tabela 22. Percebe-se que ao eliminar as tecnologias citadas anteriormente o modelo priorizou um conjunto de tecnologias mais variado, incluindo lagoa anaeróbia + lagoa facultativa (T5), reator UASB (T17), UASB + filtro biológico de alta carga (T21) e biofiltro aerado submerso com nitrificação (T35), ao invés da escolha recorrente pela tecnologia infiltração lenta (T11).

Tabela 22 – Resultados da execução do Grupo 1 contemplando 37 versus 29 tecnologias de tratamento

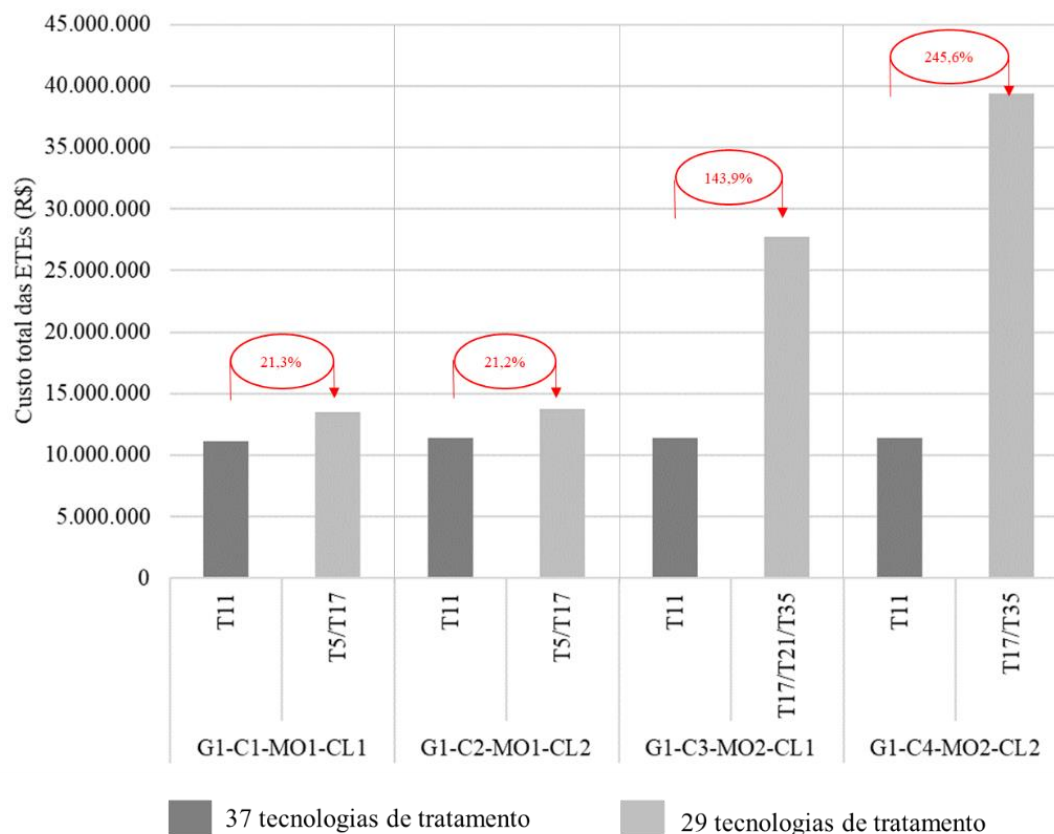
Código	Cenário	Ranking	Nº de tecnologias de tratamento disponíveis	Tecnologias de tratamento escolhidas	ETEs alocadas								Custo ETEs (R\$)	
					1	2	3	4	5	6	7	8		
G1-C1-MO1-CL1	1	1	37	T11	✓	✓	✓							11.116.671
G1-C2-MO1-CL2	2	2	37	T11	✓	✓	✓	✓	✓					11.381.200
G1-C3-MO2-CL1	3	2	37	T11	✓	✓	✓	✓	✓					11.381.200
G1-C4-MO2-CL2	4	2	37	T11	✓	✓	✓	✓	✓					11.381.200
G1-C1-MO1-CL1	1	3	29	T5/T17	✓	✓	✓							13.483.640
G1-C2-MO1-CL2	2	4	29	T5/T17	✓	✓	✓	✓	✓					13.795.268
G1-C3-MO2-CL1	3	5	29	T17/T21/T35	✓	✓	✓	✓	✓					27.760.860
G1-C4-MO2-CL2	4	6	29	T17/T35	✓	✓	✓	✓	✓					39.338.004

MO1: Modelo de otimização 1 – minimização do somatório eficiências; MO2: Modelo de otimização 2 – minimização de medidas de inequidade; CL1: Condição de lançamento 1; CL2: condição de lançamento 2; T5: Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa; T11: Infiltração lenta; T17: Reator UASB; T21: UASB + filtro biológico de alta carga; T35: Biofiltro aerado submerso com nitrificação.

Essa modificação na escolha das tecnologias reforça aspectos relacionados a viabilidade técnica e ambiental das tecnologias de infiltração, como a forte dependência da litologia local e a demanda de grande área para implantação, aspectos que raramente tem permitido suas aplicações para o tratamento de esgotos.

Além disso, o aspecto das faixas de eficiência de T11 serem amplas e com custos baixos tem como resultado o destoante valor, em reais, obtido pelos cenários associados a consideração exclusiva de T11, conforme se nota na Figura 56.

Figura 56 – Comparativo dos custos Grupo 1 considerando 39 e 27 tecnologias de tratamento



Ao comparar resultados obtidos com disponibilidade de 37 *versus* 29 tecnologias, nos cenários 1 (G1-C1-MO1-CL1) e 2 (G1-C2-MO1-CL2) o acréscimo no custo total de tratamento dos efluentes foi de 21,3% e 21,2%, respectivamente. Já os cenários 3 (G1-C3-MO2-CL1) e 4 (G1-C4-MO2-CL2) tiveram um aumento ainda mais expressivo, respectivamente, 143,9% e 245,6%. Fato justificável pela consideração da tecnologia biofiltro aerado submerso com nitrificação (T35) para as ETEs que possuem elevada eficiência de tratamento (95%), conforme Tabela 23. Para as tecnologias elencadas nessa pesquisa não há muitas opções cujas faixas de eficiências de remoção de poluentes tenham esse alto percentual. As disponíveis possuem elevados custos de implantação, operação e manutenção, resultando em aumento do valor total.

Tabela 23 – Detalhamento dos custos dos Cenários 3 e 4 considerando 29 tecnologias de tratamento disponíveis

Código	Cenário	ETE	Eficiência (E_i)	Código da Tecnologia	Tecnologia de Tratamento	Custo ETEs (R\$)
G1-C3-MO2-CL1	3	1	95,0	T35	Biofiltro aerado submerso com nitrificação	18.681.414
		2	24,2	T17	Reator UASB	5.126.129
		3	91,6	T21	UASB + filtro biológico de alta carga	3.641.689
		4	5,0	T17	Reator UASB	104.106
		5	3,4	T17	Reator UASB	207.521
Total						27.760.860
G1-C4-MO2-CL2	4	1	95,0	T35	Biofiltro aerado submerso com nitrificação	18.681.414
		2	95,0	T35	Biofiltro aerado submerso com nitrificação	15.275.985
		3	95,0	T35	Biofiltro aerado submerso com nitrificação	5.068.976
		4	60,0	T17	Reator UASB	104.106
		5	60,0	T17	Reator UASB	207.521
Total						39.338.004

Tais análises permitem concluir que a disponibilidade de tecnologias impacta diretamente no planejamento do sistema de tratamento de efluentes, não apenas no que diz respeito propriamente as tecnologias escolhidas, mas também quanto aos custos finais de projeto. A escolha de determinadas tecnologias pode até mesmo inviabilizar a universalização de serviços de esgoto em certas regiões que possuam, por exemplo, limitações orçamentárias. Especialmente em casos em que a eficiência estimada para ETE candidata está acima de 90%, devido aos elevados custos associados a esses percentuais e possibilidades reduzidas de tecnologias disponíveis.

Por consequência, é válido também o entendimento de que os modelos de otimização que possuem eficiências menores relacionadas às ETEs candidatas resultam, em geral, em custos totais menores. Nesse sentido, minimizar o somatório de eficiências (MO1) e explorar a capacidade de autodepuração do corpo d'água (CL1) tendem a ser alternativas interessantes.

7.3.2 Quadrante 2: Ajuste das faixas de eficiência de tratamento de esgoto e o impacto na escolha das tecnologias e no custo total de tratamento de efluentes

No segundo quadrante de análises, os custos de cada tecnologia de tratamento foram ajustados conforme a eficiência estimada por meio dos modelos de otimização do Módulo 1 (MO1 e MO2 – CL1 e CL2). Assim, ao invés de considerar exclusivamente custos médios de implantação, operação e manutenção das ETEs, esse valor foi tratado segundo limites inferior, superior e média (Figura 42). Para eficiências de remoção menores que 20%, fez-se uso dos limites inferiores das faixas de custos da Tabela 6. Para eficiências de remoção maiores que 80%,



limites superiores. Para valores de eficiência entre 20% e 80%, custos médios da faixa. O procedimento foi especificado na seção 6.2.

Por conseguinte, efetuou-se para o Grupo 1 de cenários uma nova execução do PLF ponderando o processo anterior. A mudança impactou tanto na escolha de tecnologias de tratamento (Figura 57), quanto nos custos (Figura 58), ainda que o cenário 1 permaneça sendo aquele com menor custo e o cenário 4 o mais caro do Grupo 1.

Conforme Figura 57, quando consideradas 37 tecnologias de tratamento, para os cenários 1 e 3, notou-se o acréscimo de lagoa anaeróbia + lagoa facultativa (T5), além de T11. Quando disponíveis 29 tecnologias, para os cenários 3 e 4, ao invés de biofiltro aerado submerso com nitrificação (T35), foi selecionado tanque séptico + biodisco (T37). Demais tecnologias permaneceram as mesmas.

Figura 57 – Tecnologias de tratamento obtidas para Grupo 1

Característica da faixa de custo		Custo médio da faixa				Custo varia entre limite inferior, superior e médio da faixa			
		1	2	3	4	1	2	3	4
T5	Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa	✓	✓			✓	✓	✓	✓
T11	Infiltração lenta	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
T17	Reator UASB	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
T21	UASB + filtro biológico de alta carga			✓				✓	
T35	Biofiltro aerado submerso com nitrificação			✓	✓				
T37	Tanque Séptico + biodisco							✓	✓

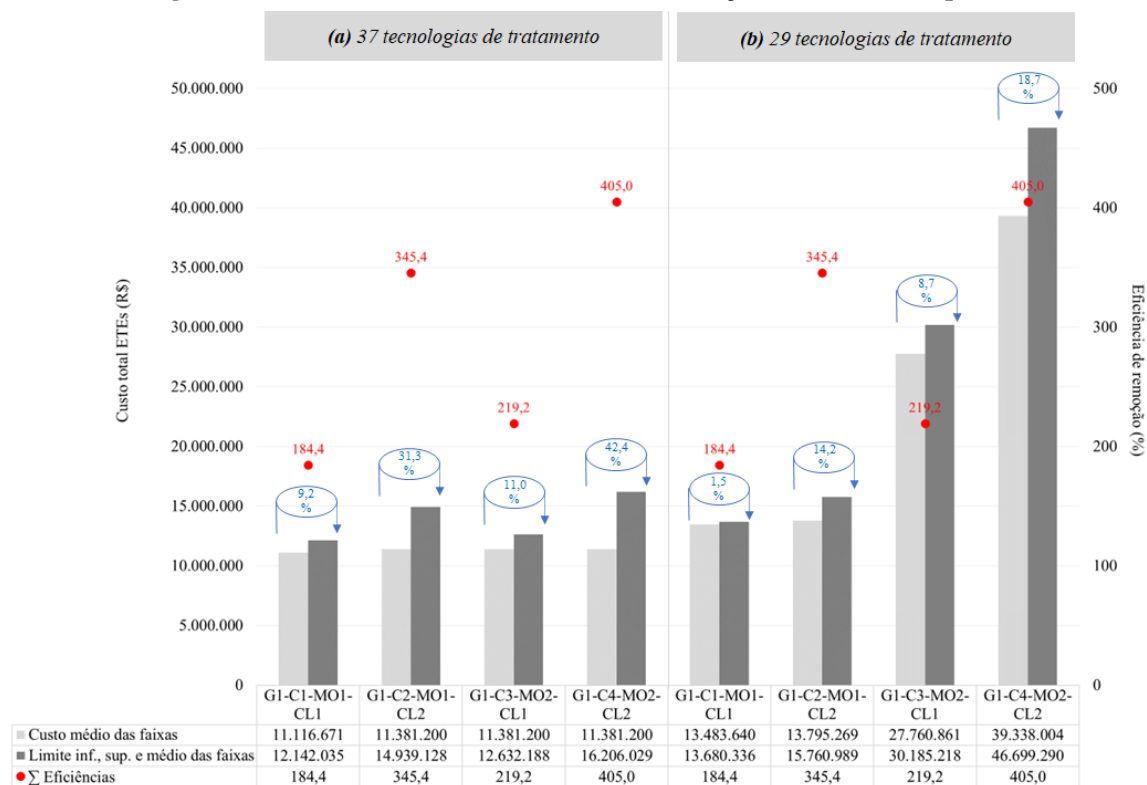
Legenda:  37 tecnologias de tratamento disponíveis
 29 tecnologias de tratamento disponíveis

Quanto aos custos, o gráfico da Figura 58 apresenta um paralelo entre custos associados aos valores médios das faixas e aqueles ponderados conforme limites inferiores, superiores e médios, considerando 37 tecnologias (Figura 58a) e 29 tecnologias (Figura 58b).

Ao analisar a Figura 58a, no âmbito das 37 tecnologias de tratamento disponíveis, nota-se que ao variar os custos associados, os cenários 2 (G1-C2-MO1-CL2), 3 (G1-C3-MO2-CL1) e 4 (G1-C4-MO2-CL2), anteriormente empatados com R\$11.381.200,00 (Tabela 21), passam a elencar valores diferentes entre si. Isso torna os resultados mais legítimos, especialmente ao notar o somatório das eficiências associados a cada cenário.

Nesse aspecto, é válida a observação do cenário 4 (G1-C4-MO2-CL2), cuja somatória de eficiências é de 405,0%, a maior do Grupo 1. Na Figura 58a sugere-se tratar de uma rede com custo relativamente baixo, especialmente ao utilizar o custo médio das faixas de custos. Mas na Figura 58b, frente às adaptações sugeridas nos Quadrantes 1 e 2, é possível perceber o aumento dos custos, evidenciando a proposição de que maiores somatórias de eficiências levam a custos totais aumentados, pois tendem a requerer tecnologias de tratamento mais sofisticadas.

Figura 58 – Custos totais das ETEs conforme variação das faixas (Grupo 1)



Os resultados dos Quadrantes 1 e 2 para o Grupo 1 de cenários estão resumidos na Tabela 24.

Tabela 24 – Resumo dos resultados dos Quadrantes 1 e 2 de análises

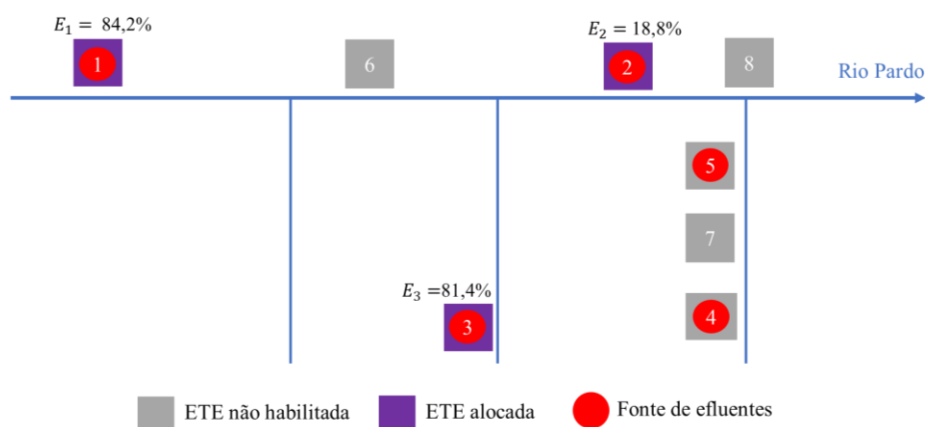
Cen.	Código	ETEs alocadas	Ranking (ordem crescente de custos)	Nº de tecnol. dispon.	Faixa de custos	$\sum E_i$ (%)	Custo ETEs (R\$)
1	G1-C1-MO1-CL1	1, 2, 3	1	37	CM	184,4	11.116.671
2	G1-C2-MO1-CL2	1, 2, 3, 4, 5	2	37	CM	345,4	11.381.200
3	G1-C3-MO2-CL1	1, 2, 3, 4, 5	2	37	CM	219,2	11.381.200
4	G1-C4-MO2-CL2	1, 2, 3, 4, 5	2	37	CM	405,0	11.381.200
1	G1-C1-MO1-CL1	1, 2, 3	3	37	LI, LS, CM	184,4	12.142.035
3	G1-C3-MO2-CL1	1, 2, 3, 4, 5	4	37	LI, LS, CM	219,2	12.632.188
1	G1-C1-MO1-CL1	1, 2, 3	5	29	CM	184,4	13.483.640
1	G1-C1-MO1-CL1	1, 2, 3	6	29	LI, LS, CM	184,4	13.680.336
2	G1-C2-MO1-CL2	1, 2, 3, 4, 5	7	29	CM	345,4	13.795.268
2	G1-C2-MO1-CL2	1, 2, 3, 4, 5	8	37	LI, LS, CM	345,4	14.939.127
2	G1-C2-MO1-CL2	1, 2, 3, 4, 5	9	29	LI, LS, CM	345,4	15.760.988
4	G1-C4-MO2-CL2	1, 2, 3, 4, 5	10	37	LI, LS, CM	405,0	16.206.028
3	G1-C3-MO2-CL1	1, 2, 3, 4, 5	11	29	CM	219,2	27.760.860
3	G1-C3-MO2-CL1	1, 2, 3, 4, 5	12	29	LI, LS, CM	219,2	30.185.217
4	G1-C4-MO2-CL2	1, 2, 3, 4, 5	13	29	CM	405,0	39.338.004
4	G1-C4-MO2-CL2	1, 2, 3, 4, 5	14	29	LI, LS, CM	405,0	46.699.290

Cen.: cenários; CM: Custo Médio; LI: Limite Inferior; LS: limite Superior.

Observa-se na Tabela 24 que sistemas com 29 tecnologias disponíveis, eficiências de remoção obtidas por meio da maximização de medidas de equidade (MO2) e que considerem eficiências mínimas de 60% (CL2) demandam maior investimento.

Para os dois quadrantes iniciais o *layout* que minimizaria os custos respeitando restrições de cunho ambiental é o apresentado na Figura 59 com a abertura das ETEs 1, 2 e 3, com eficiências de remoção de, respectivamente, 47,9%, 39,1% e 13,0%.

Figura 59 - Layout da rede para Quadrantes 1 e 2



As análises dispostas nos Quadrantes 1 e 2 demonstram considerável sensibilidade do modelo no processo de escolha de tecnologias e obtenção de custos de tratamento frente às mudanças propostas. É notável que ao planejar sistemas de tratamento de efluentes, tais escolhas precisam estar alinhadas ao estudo de viabilidade, análise dos custos e benefícios ambientais, de maneira a minimizar riscos do processo.

7.3.3 Quadrante 3: O Tratamento Consorciado de Efluentes Sanitários e sua viabilidade no âmbito da bacia hidrográfica do rio Pardo

No terceiro quadrante, o PLF foi executado para os Grupos 1 e 2 de cenários, buscando analisar a bacia hidrográfica do rio Pardo mantendo os parâmetros e dados de entrada segundo levantamento realizado para a região estudada.

Foram mantidas 29 tecnologias de tratamento e o procedimento de alcance dos custos de tratamento foi o mesmo detalhado no Quadrante 2 e explicitado na seção 6.2, Figura 42. Nenhum potencial de economias de escala foi incluído para ETEs consorciadas. Os custos de transporte do esgoto para TCES foram calculados a partir dos resultados do Módulo 2.

Os resultados apresentados na Tabela 25 demonstram menores custos associados ao cenário 1 (G1-C1-MO1-CL1), com a alocação das ETEs 1, 2 e 3. Seguido pelo cenário 2 (G1-C2-MO1-CL2), com a abertura das ETEs 1, 2, 3, 4 e 5. Ambos cenários pertencem ao Grupo 1 de ETEs individuais. Na terceira colocação encontra-se o cenário 5 (G2-C5-MO1-CL1) do Grupo 2 de Tratamento Consorciado de Efluentes Sanitários (TCES), no qual ETEs 3 e 6 foram alocadas.

Ao comparar o cenário 1 e o cenário 5 nota-se um acréscimo de 71,8% entre custos (Tabela 25), resultado dos custos de transporte do esgoto associados ao TCES no valor de R\$ 9.356.124. O cenário 5 (G2-C5-MO1-CL1) inclui o deslocamento de esgoto das fontes pontuais 1 (Ibatiba)

e 2 (Iúna) para ETE 6 (localizada no *km* 26,1 do rio principal). Os custos de implantação, operação e manutenção das ETEs 3 e 6 totalizam R\$ 14.152.506 e incluem exclusivamente lagoa anaeróbia + lagoa facultativa (T5).

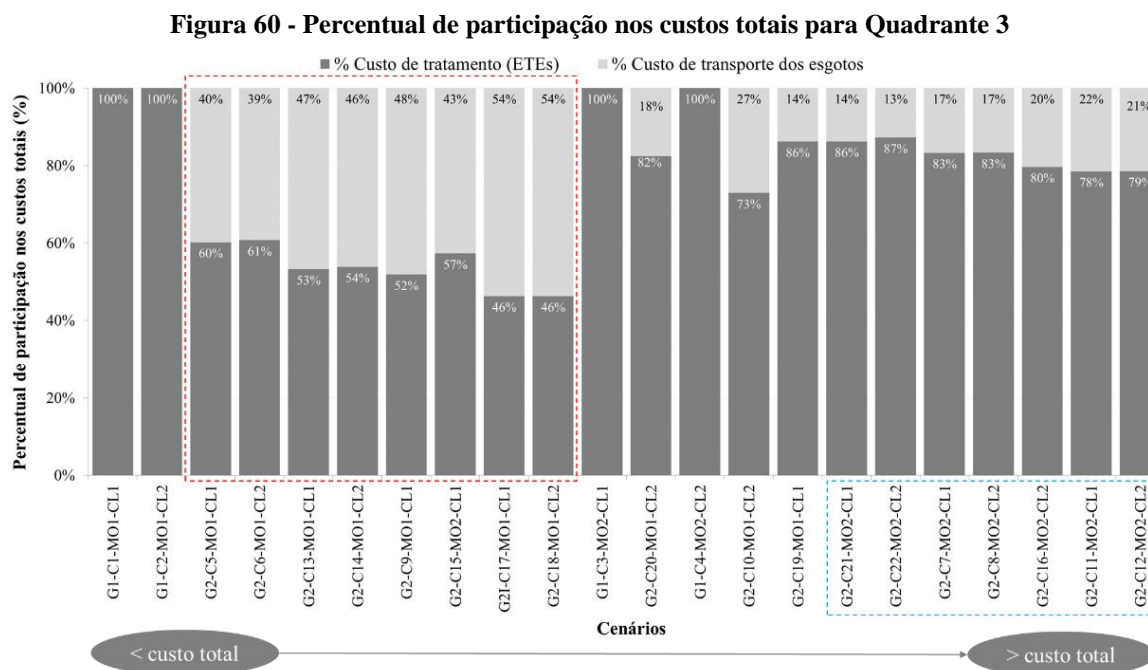
No cenário 1 (G1-C1-MO1-CL1) há combinação de T5 e Reator UASB (T17). Houve a escolha tecnologia T17 para tratamento do esgoto gerado em Iúna ($E_i = 18,8\%$), pois o limite inferior da faixa de custo de implantação é baixo em relação as demais tecnologias (R\$ 58,87/*hab*), resultando em custo menor. Assim, para esse cenário os custos das ETEs totalizaram R\$ 13.680.336.

Tabela 25 – Resultados do Quadrante 3

Código	Cenário	Ranking	Tecnologias de tratamento escolhidas	ETEs alocadas								Custo Total (R\$)	
				1	2	3	4	5	6	7	8		
G1-C1-MO1-CL1	1	1	T5/T17	✓	✓	✓							13.680.336
G1-C2-MO1-CL2	2	2	T5/T17	✓	✓	✓	✓	✓					15.760.989
G2-C5-MO1-CL1	5	3	T5			✓				✓			23.508.631
G2-C6-MO1-CL2	6	4	T5/T17			✓				✓	✓		23.820.260
G2-C13-MO1-CL1	13	5	T5/T17		✓	✓							25.542.861
G2-C14-MO1-CL2	14	6	T5/T17		✓	✓		✓					25.854.489
G2-C9-MO1-CL1	9	7	T5							✓			26.496.052
G2-C15-MO2-CL1	15	8	T17/T21		✓	✓			✓				27.962.551
G2-C17-MO1-CL1	17	9	T17									✓	28.978.835
G2-C18-MO1-CL2	18	9	T17									✓	28.978.835
G1-C3-MO2-CL1	3	10	T17/T21/T37	✓	✓	✓	✓	✓					31.954.242
G2-C20-MO1-CL2	20	11	T5/T17/T21	✓		✓	✓						38.951.033
G1-C4-MO2-CL2	4	12	T17/T37	✓	✓	✓	✓	✓					46.699.290
G2-C10-MO1-CL2	10	13	T17/T21							✓	✓		47.095.814
G2-C19-MO1-CL1	19	14	T5/T37	✓		✓							49.399.721
G2-C21-MO2-CL1	21	15	T5/T17/T37	✓		✓	✓						49.603.807
G2-C22-MO2-CL2	22	16	T17/T37	✓		✓	✓						53.533.196
G2-C7-MO2-CL1	7	17	T17/T37			✓				✓	✓		55.947.872
G2-C8-MO2-CL2	8	18	T17/T37			✓				✓	✓		56.055.415
G2-C16-MO2-CL2	16	19	T17/T37		✓	✓			✓				58.643.883
G2-C11-MO2-CL1	11	20	T17/T37							✓	✓		59.354.830
G2-C12-MO2-CL2	12	21	T17/T37							✓	✓		59.462.373

T5: Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa; T17: Reator UASB; T21: UASB + filtro biológico de alta carga; T35: Biofiltro aerado submerso com nitrificação; T37: Tanque séptico + biodisco.

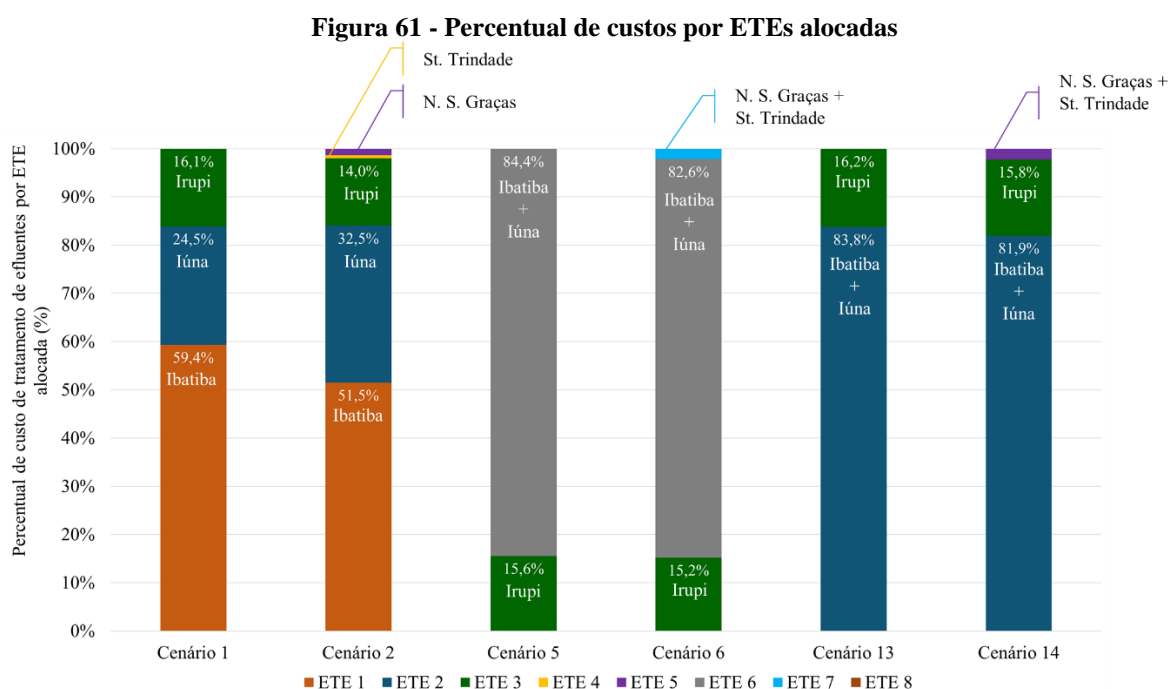
A Figura 60 demonstra o impacto dos custos de transporte do esgoto no planejamento da rede para bacia hidrográfica do rio Pardo. O fato de possuir distâncias consideráveis entre nós evidencia que uma parcela significativa dos custos totais permanece alocada aos custos de condutos, interceptores, elevatórias e linhas de recalque, tornando o TCES menos atrativo nesse contexto. Isso fica mais evidente nos cenários 5, 6, 13, 14, 9, 15, 17 e 18 demarcados em vermelho no gráfico da Figura 60, respectivamente, G2-C5-MO1-CL1, G2-C6-MO1-CL2, G2-C13-MO1-CL1, G2-C9-MO1-CL1, G2-C15-MO2-CL1, G2-C17-MO1-CL1 e G2-C18-MO1-CL2.



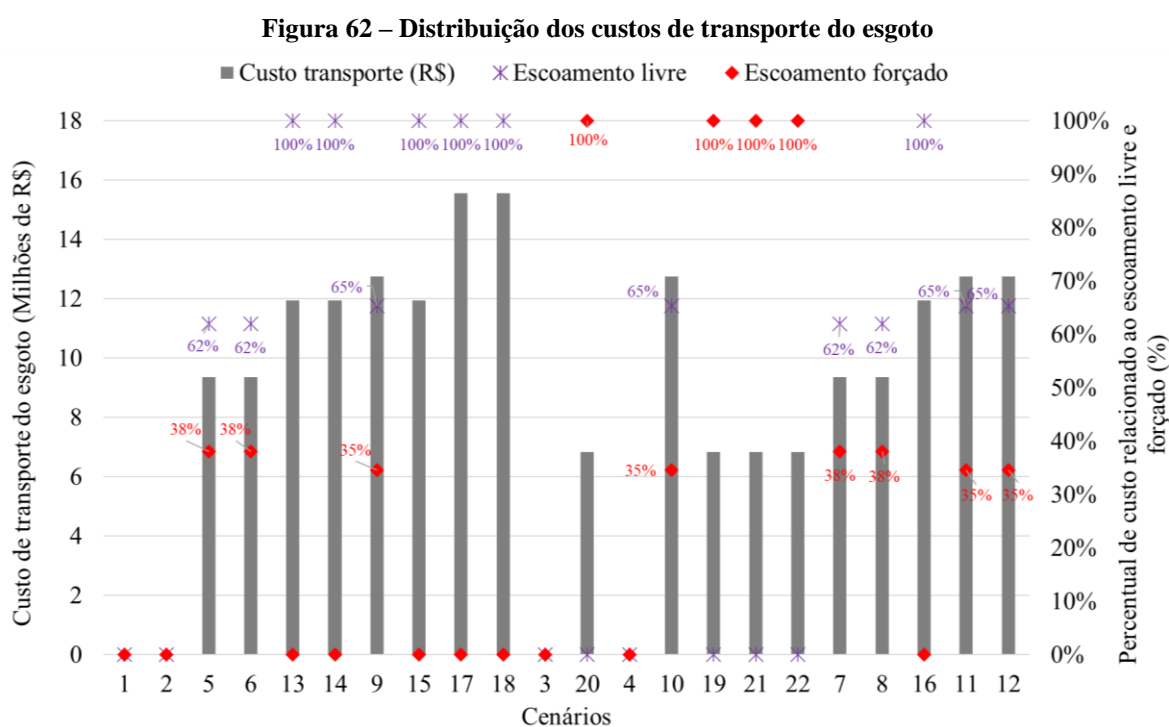
A partir do cenário 20 (G2-C20-MO1-CL2) percebe-se que o percentual de participação dos custos de transportes torna-se menor que os custos de tratamento. Tal fato é resultado do uso recorrente nesses cenários das tecnologias biofiltro aerado submerso com nitrificação (T35), UASB + filtro biológico de alta carga (T21) e tanque séptico + biodisco (T37), conforme se nota na Tabela 25, que possuem custos elevados. Com isso o custo de tratamento ganha proporções superior ao de transporte. Além disso, observa-se que os cenários mais caros (21, 22, 7, 8, 16, 11 e 12, respectivamente, G2-C21-MO2-CL1, G2-C22-MO2-CL2, G2-C7-MO2-CL1, G2-C8-MO2-CL2, G2-C16-MO2-CL2, G2-C11-MO2-CL1 e G2-C12-MO2-CL2), demarcados em azul na Figura 60, utilizaram o MO2 (minimização de medidas de inequidade) para estimativa das eficiências mínimas de remoção, resultando em custos maiores.

Quanto aos custos de tratamento, a Figura 61 ilustra a distribuição de custos por ETES alocadas considerando os seis cenários com menores custos do Quadrante 3. Nota-se que as ETES que absorveram as demandas de Ibatiba, Iúna e Irupi (ETES 1, 2, 3 e 6) foram as que alcançaram maior percentual dentre as demais, reflexo da maior carga orgânica gerada nesses nós. As ETES 4, 5 e 7 possuem participação consideravelmente menor nos custos, visto que refletem o

tratamento dos povoados de Nossa Senhora das Graças e Santíssima Trindade, locais com baixas concentrações populacionais.

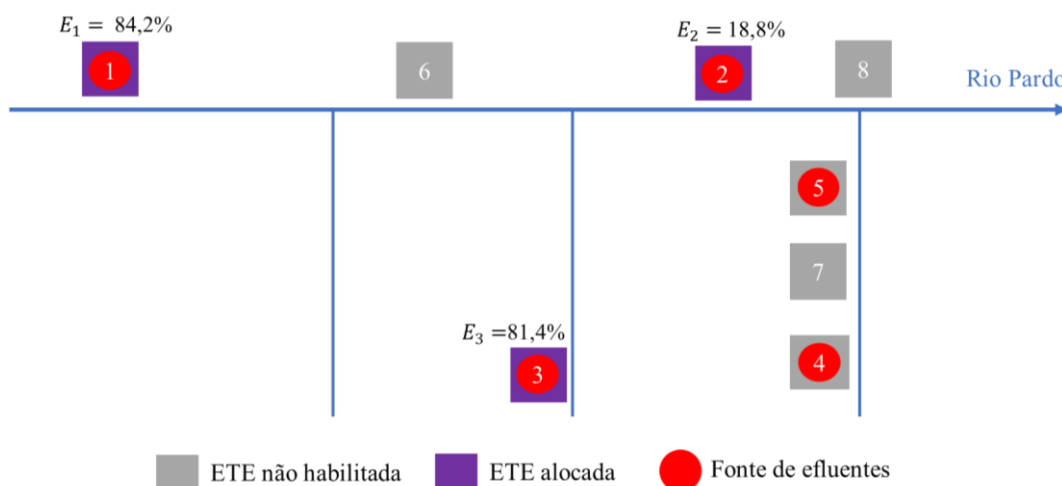


Quanto aos custos de transporte, buscou-se priorizar o escoamento livre ao forçado, conforme se nota na Figura 62, aproveitando o curso do rio, minimizando elevatórias e linhas de recalque. Vale ressaltar que os trechos de escoamento forçado têm comprimentos menores, os custos de energia das EEEs não foram incluídos e as funções de custos da categoria certa complexidade de ajuste, tais fatos impactaram em custos finais proporcionalmente menores.



O *layout* e as eficiências associadas ao resultado de minimização de custos para o Quadrante 3 encontra-se na Figura 63. Nota-se que o PLF priorizou uma solução de ETEs individuais, em detrimento ao TCES. Esse resultado possui forte relação com o escopo da bacia hidrográfica analisada, composta por poucas fontes pontuais (nós geradores de efluentes), distâncias consideráveis que culminam em custos de transporte do esgoto mais expressivos e somatório de eficiências de remoção de poluentes baixo (proporcionalmente, os custos de transporte tornam-se maiores que os de tratamento).

Figura 63 – *Layout* da rede para Quadrante 3



As análises dispostas no Quadrante 3 demonstraram que resultados melhores foram alcançados a partir de eficiências mínimas de remoção de poluentes estimadas por meio do modelo de otimização 1 (MO1) e com a abordagem de ETEs individuais. Ainda que o TCES não tenha sido a alternativa com menor custo, permaneceu dentre as três melhores opções (Tabela 25). Em situações específicas, nas quais não existe a possibilidade de instalação de ETEs individuais em todas as fontes pontuais, o analista ou gestor pode se beneficiar da disponibilidade de área, energia elétrica, subsídios fiscais, adequação ao clima, dentre outros, em abordagem consorciada que exige menos locais de instalação das facilidades.

Assim como ocorre na aplicação de PLF para outros segmentos (por exemplo, planejamento da cadeia de suprimentos e de redes logísticas reversas), no planejamento de sistemas de tratamento de efluentes, a alteração de certos grupos de parâmetros (relevo, comprimentos dos arcos, custos de transporte, dentre outros) pode impactar diretamente nas facilidades alocadas e nos custos totais. Dessa forma, o Quadrante 4 visa analisar a sensibilidade do método proposto frente a ajustes de parâmetros e suas implicações nas soluções.

7.3.4 Quadrante 4: Ajuste de parâmetros e suas implicações nas soluções do método proposto

O quarto quadrante analisou a viabilidade do TCES frente a mudanças de alguns parâmetros. Inicialmente as ETEs receberam valores fixos de eficiência de tratamento dos esgotos (70% e 95%), nomeado Quadrante 4.1. No segundo panorama do Quadrante 4, nomeado Quadrante

4.2, as distâncias entre fontes pontuais e ETEs foram reduzidas em 60% permitindo a análise de uma bacia hidrográfica com trechos de menor comprimento, além da inserção de economias de escala para ETEs consorciadas. A seguir o detalhamento dos resultados.

7.3.4.1 Quadrante 4.1 - Efeitos da padronização das eficiências nos resultados do método

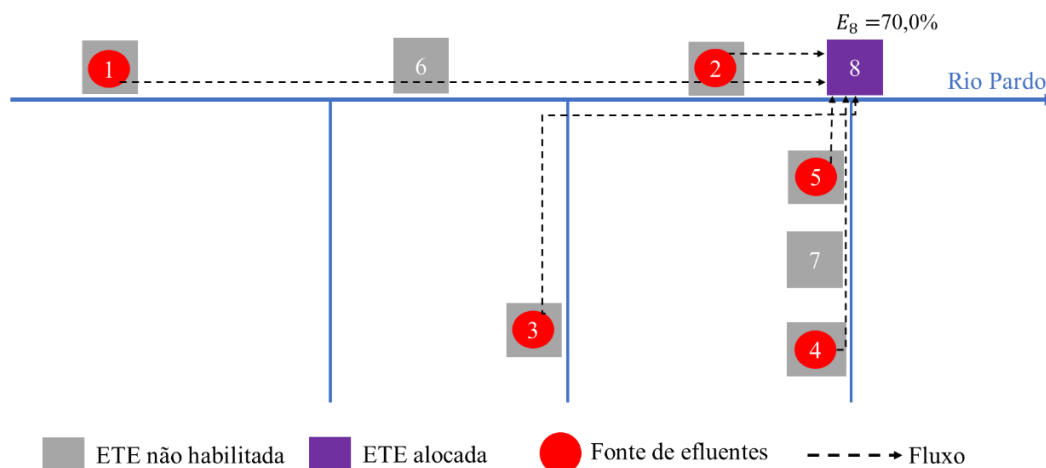
No primeiro panorama do Quadrante 4, os valores das eficiências de tratamento estimadas foram fixos (70% ou 95%), em detrimento aos contabilizados pelas técnicas de otimização do Módulo 1 (MO1, MO2, CL1, CL2). Os comprimentos dos trechos da rede foram mantidos, não houve qualquer redução ou ampliação de valores. Potencial de economias de escala não foram considerados para as ETEs consorciadas.

A proposição desse panorama deriva do estudo de Machado (2009) que trabalhou com PLF aplicado ao planejamento de sistemas regionais de tratamento de efluentes, porém mantendo as eficiências de remoção fixas. Quanto aos custos de tratamento dos efluentes, para E_i igual a 95% foi utilizado o limite superior das faixas, para E_i igual a 70% o valor médio das faixas de custos propostas por von Sperling (2014b), Tabela 6, segundo prerrogativa exposta no Quadrante 2.

Para as premissas estabelecidas anteriormente, os cenários a jusante (b) (cenário 17 (G2-C17-MO1-CL1) e cenário 18 (G2-C18-MO1-CL2)) foram os que minimizaram os custos de tratamento e transporte do esgoto, respeitando restrições de cunho ambiental e hidráulico. Os cenários alcançaram mesmo valor, pois as eficiências, população atendida e localização são as mesmas. Nota-se que o melhor resultado priorizou, novamente, o MO1 que busca a minimização do somatório das eficiências de remoção de efluentes.

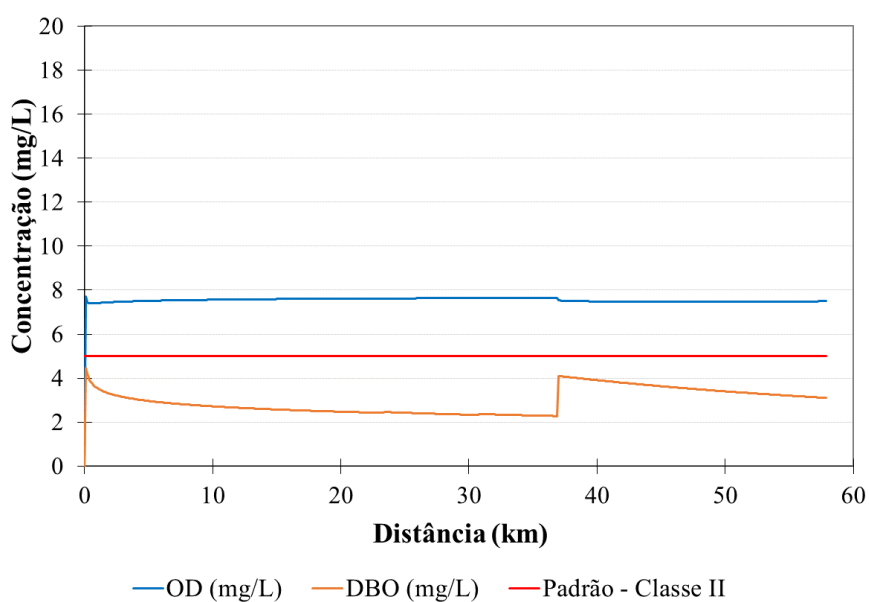
Nesse cenário apenas a ETE 8 (localizada no intermédio entre o ribeirão Perdição e o rio principal) foi alocada, próxima ao *km* 37, em uma proposta de rede integralmente centralizada e com abordagem consorciada (TCES), conforme Figura 64. Com estimativa de eficiência de tratamento de esgotos de 70% e tecnologia de tratamento reator UASB (T17), a estação 8 absorveu os efluentes gerados nas cinco fontes pontuais existentes na bacia hidrográfica analisada.

Figura 64 - Layout da rede para Quadrante 4.1



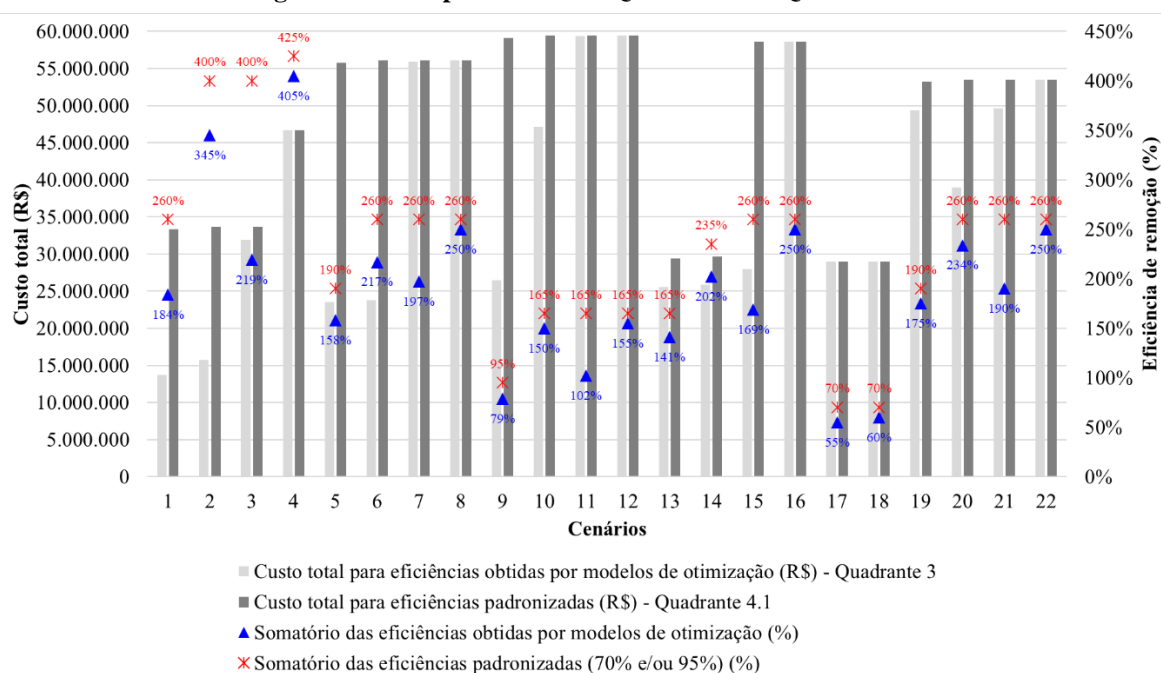
A Figura 65 demonstra o atendimento aos limites de OD e DBO durante toda a extensão do rio principal, fato esperado visto que houve aumento da eficiência de remoção estimada por conta da padronização dos valores (70% ou 95%). Anteriormente, por meio do modelo de otimização 1 (Módulo 1), as eficiências mínimas obtidas foram de 55% e 60% para condição de lançamento 1 e 2, respectivamente, eficiências que também atenderiam aos padrões de qualidade ambiental.

Figura 65 - Perfil de concentração de OD e DBO do rio Pardo – Cenário 17 (Quadrante 4.1)



A Figura 66 ilustra o comparativo de custos para cada cenário quando se fez uso das eficiências de remoção obtidas por meio de modelagem de qualidade da água e técnicas de otimização (Quadrante 3) *versus* eficiências de remoção padronizada (Quadrante 4.1). O cenário 1, por exemplo, obteve um acréscimo de 144% dos custos. Nota-se que os custos são consideravelmente maiores no último caso, visto que não se utiliza do potencial de autodepuração dos cursos d'água e submete-se porcentagem de tratamento para além das necessidades para cumprimento da legislação.

Figura 66 – Comparativo entre Quadrante 3 e Quadrante 4.1



A Tabela 26 ilustra os resultados da execução do Quadrante 4.1. Percebe-se o uso apenas das tecnologias reator UASB (T17) por possuir limite inferior de custo de implantação consideravelmente menor que as demais tecnologias (Tabela 6) e tanque séptico + biodisco (T37) devido a ampla faixa de eficiência de tratamento. O aumento dos custos de tratamento dos efluentes, ocasionados pelas maiores eficiências de remoção, refletiu em um decréscimo de participação dos custos de transporte no percentual, conforme penúltima coluna da Tabela 26. Enquanto no Quadrante 3 a média percentual alocado aos custos de transporte do esgoto era de 31%, nesse quadrante o valor reduziu para 24%.

As análises dispostas no Quadrante 4.1 demonstram que o Tratamento Consorciado de Efluentes Sanitários pode ser uma alternativa viável, especialmente nos casos em que as eficiências de remoção associadas à bacia hidrográfica são elevadas, visto que, proporcionalmente, os custos de transporte do esgoto tornam-se menores.

Além disso, é interessante observar o expressivo efeito do uso de eficiências elevadas no custo total do sistema de tratamento. Esse aspecto reforça a importância da aplicação de métodos para escolha das tecnologias de tratamento a serem empregadas no âmbito de bacias hidrográficas. A determinação por empresas projetistas sem qualquer estudo de viabilidade, análise de custos (implantação, operação, manutenção, transporte, tratamento, dentre outros), avaliação da complexidade operacional, localização das estações, disponibilidade de área, subsídios locais e/ou benefícios ambientais mostra-se frágil do ponto de vista qualitativo e quantitativo.

O uso das eficiências de remoção como variáveis de decisão no planejamento de sistemas de tratamento surge como uma possibilidade de obtenção de segurança hídrica em termos de qualidade da água, ao passo que se reduz o montante total a investir. Considerando a estimativa da ANA (2017) de cerca de R\$ 150 bilhões necessários à universalização dos serviços de

esgotamento sanitário até 2035, o uso de eficiências obtidas de forma específica para realidade da bacia hidrográfica analisada e o conceito de consorciar o tratamento de esgoto, tornam-se alternativas interessantes.

Tabela 26 - Resultados do Quadrante 4.1

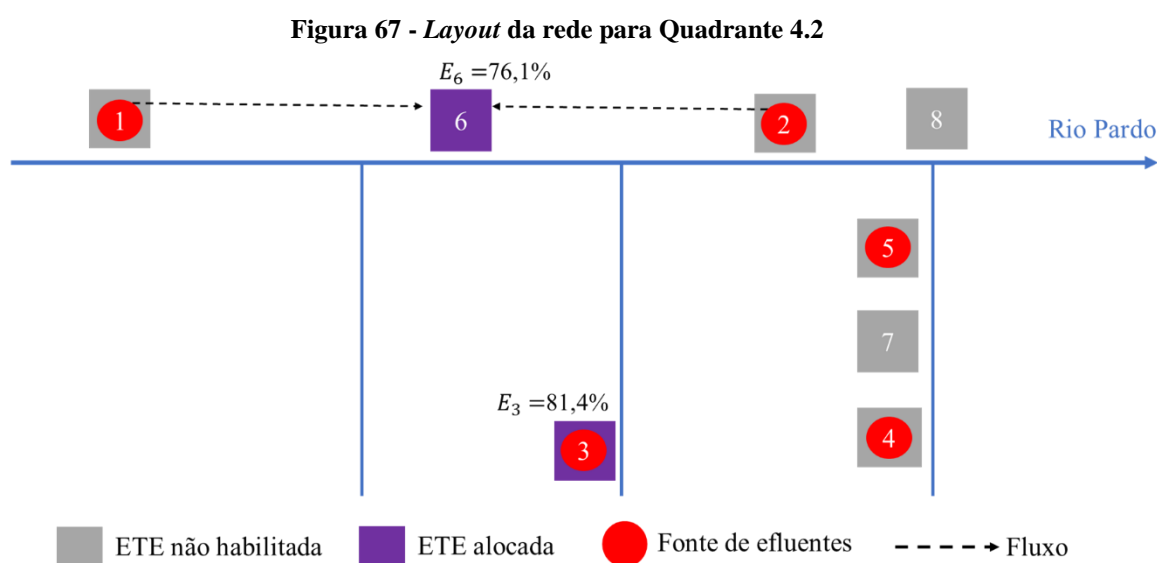
Cenário	Ranking	Tecnologias de tratamento escolhidas	Eficiências das ETEs alocadas								Custo Total (R\$)	% custo alocado para transporte do esgoto	% custo alocado para tratamento de esgoto (ETEs)	
			1	2	3	4	5	6	7	8				
17	1	T17									70%	28.978.835	53,70%	46,30%
18	1	T17									70%	28.978.835	53,70%	46,30%
13	2	T17/ T37		70%	95%							29.364.707	40,70%	59,30%
14	3	T17/ T37		70%	95%			70%				29.676.335	40,20%	59,80%
1	4	T17/ T37	95%	70%	95%							33.356.398	0,00%	100,00%
2	5	T17/ T37	95%	70%	95%	70%	70%					33.668.026	0,00%	100,00%
3	5	T17/ T37	95%	70%	95%	70%	70%					33.668.026	0,00%	100,00%
4	6	T17/ T37	95%	95%	95%	70%	70%					46.699.290	0,00%	100,00%
19	7	T37	95%		95%							53.221.568	12,80%	87,20%
20	8	T17/ T37	95%		95%	70%						53.533.196	12,80%	87,20%
21	8	T17/ T37	95%		95%	70%						53.533.196	12,80%	87,20%
22	8	T17/ T37	95%		95%	70%						53.533.196	12,80%	87,20%
5	9	T37			95%				95%			55.743.786	16,80%	83,20%
6	10	T17/ T37			95%				95%	70%		56.055.415	16,70%	83,30%
7	10	T17/ T37			95%				95%	70%		56.055.415	16,70%	83,30%
8	10	T17/ T37			95%				95%	70%		56.055.415	16,70%	83,30%
15	11	T17/ T37		95%	95%			70%				58.643.883	20,40%	79,60%
16	11	T17/ T37		95%	95%			70%				58.643.883	20,40%	79,60%
9	12	T37							95%			59.150.745	21,60%	78,40%
10	13	T17/ T37							95%	70%		59.462.373	21,50%	78,50%
11	13	T17/ T37							95%	70%		59.462.373	21,50%	78,50%
12	13	T17/ T37							95%	70%		59.462.373	21,50%	78,50%

T17: Reator UASB; T37: Tanque séptico + biodisco.

7.3.4.2 Quadrante 4.2 - Efeitos da redução das distâncias e atribuição de economias de escala nos resultados do método

No Quadrante 4.2, além da redução dos comprimentos dos trechos em 60%, foram definidos quatro níveis de associação das ETEs consorciadas e seus respectivos percentuais de redução dos custos de tratamento (30%, 32%, 34% e 35%), de maneira a explorar economias de escala.

Nesse caso, a melhor configuração para o sistema de tratamento de efluentes prevê a abertura das ETEs 3 e 6, conforme Figura 67, utilizando exclusivamente lagoa anaeróbia + lagoa facultativa (T5) como tecnologia de tratamento. Trata-se do cenário 5 (G2-C5-MO1-CL1), pertencente ao Grupo 2 de Tratamentos Consorciados de Efluentes Sanitários. Novamente o menor custo utilizou eficiências de remoção obtidas por meio do Modelo de Otimização 1 (MO1) que buscou a minimização do somatório de eficiências, admitindo uso da autodepuração dos corpos d'água (CL1) como complementação dos processos de tratamento de esgotos.



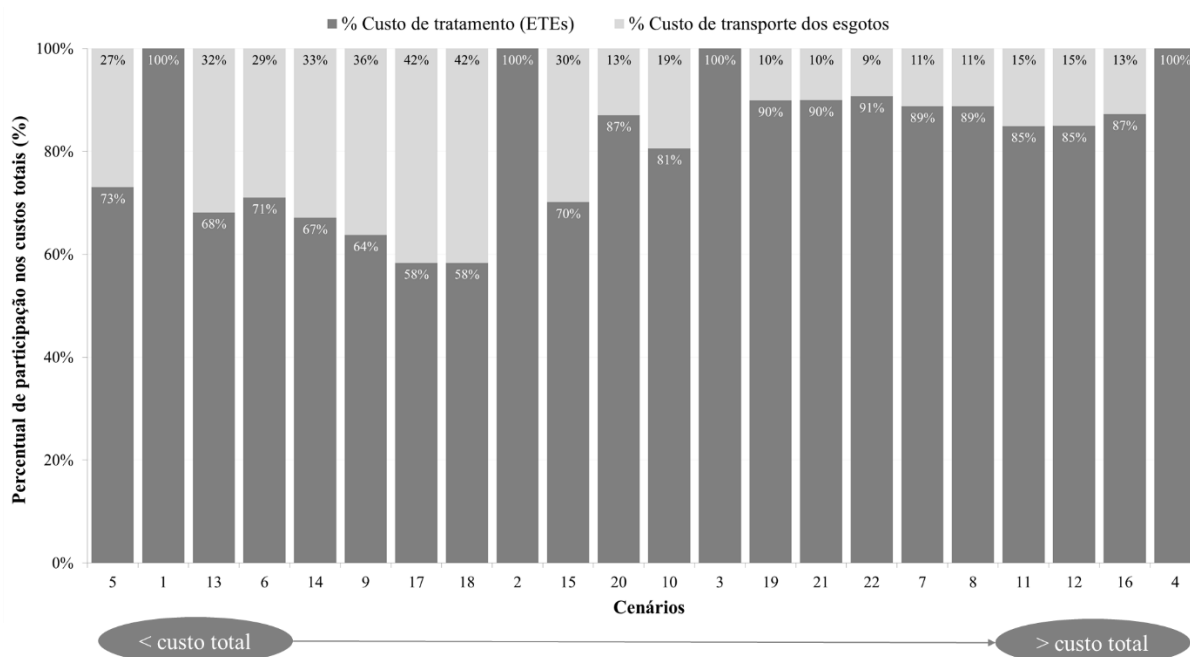
Em segundo lugar no *ranking* de menores custos com total de R\$ 13.680.336 está o cenário 1 (G1-C1-MO1-CL1) de ETEs individuais, conforme Tabela 27. Nesse caso, ETEs 1, 2 e 3 foram alocadas e não houve custos de transporte do esgoto associados. Ainda que o cenário 5 tenha custos de transporte associados, a redução das distâncias, conjuntamente ao potencial de economias de escala para ETEs consorciadas proporcionaram bons resultados para o TCES.

A Figura 68 apresenta a participação dos custos de tratamento dos efluentes e transporte do esgoto em relação aos custos totais apresentados na Tabela 27. Evidencia-se a diminuição do percentual de custos transporte de esgoto quando comparado ao Quadrante 3 (Figura 60), resultado da redução das distâncias. A diferença dos percentuais não é tão grande, pois simultaneamente houve a aplicação das economias de escala, tornando os custos de tratamento menores.

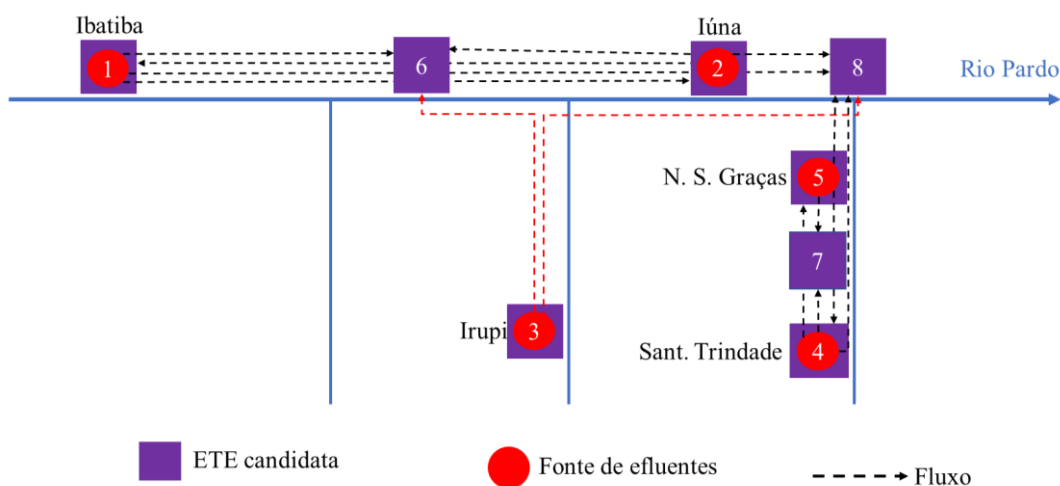
Tabela 27 - Resultados do Quadrante 4.2

Código	Cenário	Ranking	Tecnologias de tratamento escolhidas	ETEs alocadas								Custo Total (R\$)	
				1	2	3	4	5	6	7	8		
G2-C5-MO1-CL1	5	1	T5			✓				✓			13.563.725,68
G1-C1-MO1-CL1	1	2	T5/T17	✓	✓	✓							13.680.336,45
G2-C13-MO1-CL1	13	3	T5/T17		✓	✓							13.968.491,08
G2-C6-MO1-CL2	6	4	T5/T17			✓				✓	✓		14.256.581,50
G2-C14-MO1-CL2	14	5	T5/T17		✓	✓			✓				14.514.764,25
G2-C9-MO1-CL1	9	6	T5							✓			14.654.488,67
G2-C17-MO1-CL1	17	7	T17									✓	14.943.440,04
G2-C18-MO1-CL2	18	7	T17									✓	14.943.440,04
G1-C2-MO1-CL2	2	8	T5/T17	✓	✓	✓	✓		✓				15.760.988,50
G2-C15-MO2-CL1	15	9	T17/T21		✓	✓				✓			15.990.407,77
G2-C20-MO1-CL2	20	10	T5/T17/T21	✓		✓	✓						25.832.316,50
G2-C10-MO1-CL2	10	11	T17/T21							✓	✓		28.980.606,02
G1-C3-MO2-CL1	3	12	T17/T21/T37	✓	✓	✓	✓		✓				31.954.241,57
G2-C19-MO1-CL1	19	13	T5/T37	✓		✓							33.146.398,56
G2-C21-MO2-CL1	21	14	T5/T17/T37	✓		✓	✓						33.289.258,44
G2-C22-MO2-CL2	22	15	T17/T37	✓		✓	✓						36.039.830,92
G2-C7-MO2-CL1	7	16	T17/T37			✓				✓	✓		36.745.910,04
G2-C8-MO2-CL2	8	17	T17/T37			✓				✓	✓		36.821.189,94
G2-C11-MO2-CL1	11	18	T17/T37							✓	✓		37.314.585,97
G2-C12-MO2-CL2	12	19	T17/T37							✓	✓		37.389.865,86
G2-C16-MO2-CL2	16	20	T17/T37		✓	✓			✓				37.467.340,29
G1-C4-MO2-CL2	4	21	T17/T37	✓	✓	✓	✓		✓				46.699.290,02

T5: Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa; T17: Reator UASB; T21: UASB + filtro biológico de alta carga; T37: Tanque séptico + biodisco.

Figura 68 - Percentual de participação nos custos totais para Quadrante 4.2

Em todos os quatro quadrantes, a ETE candidata 3 foi alocada em mais cenários, isso porque para tratar o esgoto gerado em Irupi de maneira consorciada faz-se necessário um trajeto de FP3 a ETE6 incluindo escoamento livre e forçado ou um trajeto de FP3 a ETE 8 incluindo apenas escoamento livre, conforme Figura 69. Dessa forma, o tratamento individual torna-se mais interessante.

Figura 69 – Trajetos disponíveis para tratamento do esgoto gerado em Irupi

Os diferentes quadrantes evidenciaram que muitas soluções para o planejamento de sistemas de tratamento de efluentes podem ser vislumbradas. Soluções em que cada centro populacional trata o esgoto em sua própria estação de tratamento (ETEs individuais), outras em que os efluentes produzidos por cada povoado ou cidade são enviados para uma única estação de tratamento (TCES) ou ainda uma versão híbrida, onde as redes contemplam ETEs individuais e consorciadas.

O TCES se mostrou uma alternativa viável de tratamento de efluentes, especialmente para cenários que contemplem eficiências de tratamento elevadas, redes com distâncias menores, promoção de economias de escala e/ou locais em que a abertura de ETEs individuais não seja possível, por serem áreas populosas, com litologia desfavorável ou por ausência de subsídios.

7.4 Resumo dos resultados

O Quadro 3 resume as principais análises realizadas frente a execução dos diferentes cenários para os módulos propostos na estratégia metodológica e que já foram amplamente discutidos nas seções 7.1, 7.2 e 7.3.

Quadro 3 - Resumo das análises dos módulos da estratégia metodológica proposta

Módulo	Considerações
1) Modelagem de qualidade da água e eficiências mínimas de remoção de tratamento	<ul style="list-style-type: none"> - O modelo de simulação da qualidade da água e os modelos de otimização MO1, MO2, CL1, CL2 permitiram, respectivamente, compreender o comportamento dos cursos d'água frente ao(s) aporte(s) de efluentes e alcançar as eficiências mínimas de remoção de esgoto necessárias para obediência aos padrões ambientais; - Em cenários nos quais a capacidade de autodepuração dos corpos d'água não foi considerada e medidas de inequidade foram minimizadas houve um aumento considerável nas eficiências de remoção.
2) Dimensionamento hidráulico	<ul style="list-style-type: none"> - Os cálculos de dimensionamento hidráulico permitiram a obtenção dos diâmetros, comprimentos dos trechos, alturas manométricas e identificação da necessidade de inserção de EEEs, tornando possível a aplicação das funções de custos necessárias ao PLF.
3) Problema de Localização de Facilidades (PLF)	<ul style="list-style-type: none"> - O PLF permitiu o planejamento de sistemas de tratamento de efluentes, incluindo a localização das ETEs, suas respectivas estimativas de eficiências de remoção e tipos de tecnologias associadas; - A disponibilidade de tecnologias de tratamento impactou no <i>layout</i> do sistema e nos custos finais de projeto; - Os resultados demonstraram considerável sensibilidade do modelo frente aos ajustes nas faixas de custos do tratamento de efluentes; - O TCES se mostrou uma alternativa viável de tratamento de efluentes, especialmente para conjuntos de eficiências de remoção de poluentes elevadas, redes apresentando menores comprimentos, potencial de economias de escala e/ou locais em que a abertura de ETEs individuais não seja possível, por serem áreas populosas, com litologia desfavorável ou por ausência de subsídios.

7.5 Análise SWOT do método proposto

Usando matriz SWOT, as forças, fraquezas, oportunidades e ameaças do método proposto foram identificadas (Quadro 4).

Quadro 4 – Análise SWOT do método proposto

Interno	Strengths (Forças)	Weaknesses (Fraquezas)
	<p>Adaptabilidade: facilmente adaptável a variadas bacias hidrográficas localizadas em diferentes estados e/ou países;</p> <p>Modularidade: diferentes parâmetros podem ser acrescidos ou retirados conforme área de estudo e análises pretendidas;</p> <p>Custo: não há custos significativos associados, exceto <i>homem – hora</i> para levantamento dos dados de entrada, execução e análise dos modelos;</p> <p>Agilidade: os resultados são obtidos rapidamente;</p> <p>Construção de cenários: oferece previsões com base na elaboração de diferentes cenários, sem necessidade de intervenção no sistema real;</p> <p>Eficiências de remoção de esgotos vinculadas ao PLF: vincula ao PLF, por meio dos custos de tratamento dos efluentes, as eficiências de remoção como variáveis na escolha das melhores localizações das ETEs.</p>	<p>Interface: interface do sistema não amigável, porém o uso poderá ser facilmente ensinado aos usuários.</p>
Externo	Opportunities (Oportunidades)	Threats (Ameaças)
	<p>Políticas governamentais: o método poderia ser utilizado pelos governos como uma ferramenta de avaliação da viabilidade do TCES no âmbito de bacias hidrográficas;</p> <p>Unificação: um Sistema de Suporte à Decisão unificando os três módulos do método proposto poderia ser criado.</p>	<p>Divulgação: o método ainda não é amplamente divulgado ou adotado por órgãos reguladores.</p> <p>Funções de custos: inexistência de dados ou baixo ajuste das funções de custos, dificultando a aplicação e análises do PLF.</p>

As forças da estratégia metodológica incluem a alta adaptabilidade dos modelos a diferentes bacias hidrográficas localizadas em variados estados e países. Parâmetros podem ser acrescidos ou retirados conforme área de estudo e análises pretendidas, por exemplo, inclusão de tecnologias de tratamento específicas da região. Além disso, não há custos significativos associados à aplicação do método, exceto *homem – hora* para levantamento dos dados de entrada, execução e análise dos modelos. O método permite previsões com base na elaboração de diferentes cenários, sem necessidade de intervenção no sistema real, sendo os resultados obtidos rapidamente. Outro aspecto positivo é a vinculação ao PLF, por meio dos custos de tratamento dos efluentes, das eficiências de remoção como variáveis na escolha das melhores localizações das ETEs.

A interface do sistema não amigável pode ser considerada uma fraqueza. Assim, tem-se como oportunidade a criação de um Sistema de Suporte à Decisão unificando os três módulos do método proposto e tornando a ferramenta mais receptiva ao usuário. Outra oportunidade seria a utilização dessa estratégia metodológica pelos governos para avaliação da viabilidade do TCES no âmbito de bacias hidrográficas, sendo válida toda proposta ambientalmente correta que tenha como intuito universalizar os serviços de esgotamento sanitário, de forma a aumentar a segurança hídrica em termos de qualidade da água e promover a minimização dos custos.

Pode-se citar como ameaças à implantação do método o fato do mesmo ainda não ser amplamente divulgado e/ou adotado por órgãos reguladores. Além da inexistência ou baixo ajuste das funções de custos, dificultando a aplicação e análises do PLF.

8. CONCLUSÕES

Esta pesquisa propôs um método para planejamento de sistemas de tratamento de efluentes envolvendo minimização dos custos de tratamento e transporte do esgoto, em abordagem individual ou consorciada, considerando a legislação vigente, a visão sistêmica em que se assume a bacia hidrográfica como unidade de planejamento e a capacidade de autodepuração dos corpos receptores.

A modelagem integrada foi subsidiada por três módulos: *(i)* modelo de qualidade de água combinado a técnica de otimização para estimativa de eficiências mínimas de tratamento de esgotos, *(ii)* dimensionamento hidráulico e *(iii)* Problema de Localização de Facilidades (PLF).

A estratégia metodológica diferiu de outras por considerar as eficiências de remoção dos poluentes no processo de escolha das melhores tecnologias e localizações das ETEs, ponderando a capacidade de autodepuração dos corpos d'água de tal maneira a minimizar os custos envolvidos no projeto da rede. Além disso, a proposta trouxe à tona a discussão a respeito do Tratamento Consorciado de Efluentes Sanitários (TCES), ou seja, a possibilidade de efluentes gerados por diferentes fontes serem transportados e agrupados em ETEs maiores, proporcionando uma rede centralizada.

O modelo de qualidade da água combinado aos modelos de otimização visando a minimização do somatório das eficiências de tratamento de esgotos ou a minimização de medidas de inequidade, permitiram a apropriação das eficiências mínimas de remoção de DBO para os diferentes pontos de disposição de efluentes. Associados ao AG, mostraram-se robustos e possibilitaram a execução dos cenários propostos em um bom tempo computacional e com resultados alinhados aos do QUAL-UFMG.

As informações alçadas a partir dos cálculos hidráulicos, serviram de base para obtenção dos custos de transporte do esgoto, necessários ao PLF. Assim, foi possível obter o tipo de escoamento trecho a trecho, material utilizado para os condutos, diâmetros mínimos e comprimentos requeridos, necessidades de EEE, alturas manométricas e vazões requeridas.

Por meio do conjunto de eficiências de tratamento e do dimensionamento hidráulico obtidos para a rede analisada, foi possível indicar a partir dos resultados do PLF os locais para instalação de ETEs, as tecnologias de tratamento e a necessidade de elementos de transporte, de tal maneira a minimizar custos. O método foi aplicado à bacia hidrográfica do rio Pardo e se apresentou adaptável, flexível e ágil. Ressalta-se que a estratégia metodológica tem perspectiva de ser empregada em quaisquer bacias hidrográficas.

A adoção do conceito de TCES se mostrou viável, especialmente para redes com menores comprimentos, conjuntos de eficiências de tratamento de esgoto elevadas e/ou potencial de economias de escala. Ao considerar a população global crescente e cidades que enfrentam limitações orçamentárias, a mudança de paradigmas e a busca por soluções econômicas e ambientalmente seguras é de grande valia.

A inclusão do conceito de autodepuração sugeriu uma redução nos custos de implantação de medidas de controle de poluição, visto que utiliza os cursos d'água como complementação dos processos que ocorrem no tratamento de águas residuárias.

Esses aspectos reforçaram a importância da aplicação do método para escolha das tecnologias de tratamento e dos *layouts* da rede a serem empregados no âmbito de bacias hidrográficas. A determinação desses fatores por empresas projetistas sem qualquer estudo de viabilidade, análise de custos, avaliação da complexidade operacional, localização das estações, disponibilidade de área, subsídios locais e/ou benefícios ambientais mostra-se frágil do ponto de vista qualitativo e quantitativo.

Assim como ocorre na aplicação de problemas de localização em outras áreas (por exemplo, planejamento da cadeia de suprimentos e de redes logísticas reversas), no planejamento de sistemas de tratamento de efluentes, a alteração de determinados parâmetros (comprimentos dos trechos, custos de transporte, custos de tratamento, relevo, dentre outros) impactou diretamente nas facilidades alocadas, nas tecnologias escolhidas e nos custos totais.

O método proposto forneceu informações estratégicas para a tomada de decisão quanto à localização de ETEs e demais elementos da rede. É importante salientar que não existe cenário de tecnologias de tratamento, *layout* e custos aplicável a todas as situações. O melhor sistema de tratamento é considerado aquele selecionado em um criterioso processo de concepção, capaz de estabelecer diferentes possibilidades frente as características da bacia hidrográfica e região selecionadas, de maneira a promover a universalização dos serviços de esgotamento sanitário e aumentar a segurança hídrica em termos de qualidade da água.

8.1 Recomendações e trabalhos futuros

A partir dos resultados apresentados nesta pesquisa surgem algumas recomendações e oportunidades para pesquisas futuras, dentre elas:

- Conduzir estudos equivalentes que combinem outras meta-heurísticas e modelos de qualidade de água, com intuito de avaliar a efetividade das combinações no processo de alocação de efluentes sanitários e localização de ETEs no âmbito da bacia hidrográfica;
- Conduzir avaliação similar a estabelecida neste estudo considerando outros parâmetros de qualidade de água, principalmente quando a bacia hidrográfica analisada apresentar lançamentos de efluentes de origem diversa da doméstica;
- Implementar modelos de otimização, nos quais a função objetivo considere a compensação do uso das ETEs, por conta de subsídios fiscais, terreno, disponibilidade de mão de obra, conforme local a ser instalada a ETE candidata;

- Realizar estudos para obtenção de funções de custos que utilizem dados exclusivos da região estudada, além de estipular os custos para operação e manutenção do transporte de esgoto;
- Aplicar a estratégia metodológica proposta em outras bacias hidrográficas, de maior porte e com maior diversidade de uso e ocupação do solo;
- Estudos que busquem aperfeiçoar o método proposto, por meio do desenvolvimento de sistema computacional para suporte à decisão voltado para o processo de planejamento de sistemas de tratamento de esgotos.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DAS ÁGUAS (ANA) – BRASIL. Termos de Referência para Elaboração dos Serviços de Estimativas Orçamentárias para as Intervenções em Captação, Adução e Tratamento de Água e Tratamento de Esgotos. **Atlas de Abastecimento de Água do Nordeste**, Regiões Metropolitanas e Sul. Brasil, 2008.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA) - BRASIL. Atlas esgotos - Despoluição de bacias hidrográficas/ Agência Nacional de Águas, **Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental**. Brasília: ANA, 2017.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA) - BRASIL. Atlas esgotos: Atualização da base de dados de estações de tratamento de esgotos no Brasil. Agência Nacional de Águas, **Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental**. Brasília: ANA, 2020.

AGUDELO, C.; MELS, A. R.; BRAADBAART, O. D 4.1. **10 Best practice and a decision-support system for ecosan systems**. Wageningen University, 2010.

AISSE, M. M. **Sistemas Econômicos de Tratamento de Esgotos Sanitários**. Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental – ABES, 2000.

ALBERTIN, L. L. **Técnica de gerenciamento da qualidade hídrica superficial baseada na otimização multiobjetivo**. 193 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

ANDRADE, L. N. Autodepuração dos corpos d'água. **Revista da Biologia USP**. v. 5, v. 1984, p. 16, 2010.

ANDRADE, L. N. **Modelo de otimização multiobjetivo para outorga de diluição de efluentes e enquadramento de corpos d'água**. 157 f. Tese (Doutorado em Engenharia Ambiental) - Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES. 2012.

ANDRADE, L. N.; MAURI, G. R.; MENDONÇA, A. S. F. General multiobjective model and simulated annealing algorithm for waste-load allocation. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 139, n. 3, p. 339-344, 2013.

ARAS, E; TOGAN, V; BERKUN, M. River water quality management model using genetic algorithm. **Environmental Fluidic Mechanical**, v. 7, p. 439-450, 2007.

ASHTIANI, E. F., NIKSOKHAN, M. H., JAMSHIDI, S. Equitable fund allocation, an economical approach for sustainable waste load allocation. **Environmental monitoring and assessment**, v. 187, n. 8, p. 522, 2015a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14486: Sistemas enterrados para condução de esgoto sanitário - Projeto de redes coletoras com tubos de PVC**. Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 568: Projeto de Interceptores de Esgoto Sanitário**. Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7665: Sistemas de transporte de água ou de esgoto sob pressão — Tubos de PVC-M DEFOFO com junta elástica — Requisitos**. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9649: Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro, 1986.

ÁVILA, S. L. **Algoritmos genéticos aplicados na otimização de antenas refletoras**. 84 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Elétrica) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

AZEVEDO NETTO, J. M.; FERNANDEZ, M. F.; ARAUJO, R.; ITO, A. E. **Manual de Hidráulica**. 8. ed., São Paulo: Blucher, 1998.

AZZELLINO, A., SALVETTI, R., VISMARA, R., BONOMO, L. Combined use of the EPA-QUAL2E simulation model and factor analysis to assess the source apportionment of point and non point loads of nutrients to surface waters. **Science of the total environment**, 371(1), 214-222, 2006.

BACEN. Banco Central do Brasil. **Conversão de moedas**. Disponível em: <<https://www.bcb.gov.br/controleinflacao/taxaselic>>. Acesso em: junho de 2021.

BARROS, R.T.V *et al.* **Manual de Saneamento e Proteção Ambiental para os Municípios**. Belo Horizonte: Escola de Engenharia da UFMG, 1995.

BAYER, P.; FINKEL, M. Evolutionary algorithms for the optimization of advective control of contaminated aquifer zones. **Water Resources Research**, v. 40, n. 6, 2004.

BEVILACQUA, N. **Materiais de tubulações utilizadas em sistemas de coleta e transporte de esgotos sanitários: estudo de caso da área norte de São Paulo**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica e Sanitária) - Universidade de São Paulo, 2006.

BIEKER, S.; CORNEL, P.; WAGNER, Ma. Semicentralised supply and treatment systems: integrated infrastructure solutions for fast growing urban areas. **Water Science and Technology**, v. 61, n. 11, p. 2905-2913, 2010.

BITTENCOURT, S.; GOBBI, E. F. Carga máxima de fósforo admissível ao reservatório Piraquara II, uma aplicação do processo TMDL. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, 30(3), 595-603, 2006.

BOWIE, G. L.; MILLS, W. B.; PORCELLA, D. B.; CAMPBELL, C. L.; PAGENKOPF, J. R.; RUPP, G. L.; JOHNSON, K. M.; CHAN, P. W. H.; GHERINI, S.A. **Rates, Constants, and Kinetics Formulations in Surface Water Quality Modeling**, 2 ed., Technical Report EPA-600/3-85-040, USEPA, 1985.

BRAGA JR., B. P. F. **Técnicas de otimização e simulação aplicadas em sistemas de recursos hídricos**. In: BARTH, F. T. et al. Modelos para gerenciamento de recursos hídricos. São Paulo, Nobel/ABRH, 1987. p.427-518. (Coleção ABRH de recursos hídricos)

BRAGA, B.; HESPANHOL, I.; CONEJO, J.C.F.; MIRERZWA, J.C.; BARROS, M. T. L.; SPENCER, M.; PORTO, M.; NUCCI, N.; JULIANO, N.; EIGER, S. **Introdução à engenharia ambiental**. 2ª edição. São Paulo: Prentice Hall, 2005.

BRAGA, B; BARBOSA, P. S. F; NAKAYAMA, P.T. Sistemas de suporte à decisão em recursos hídricos. **RBRH**, v. 3, n. 3, p. 73 – 95, 1998.

BRASIL. **Lei n. 9433, de 8 de janeiro de 1997**. Institui a Política Nacional de Recursos Hídricos e cria o Conselho Nacional de Recursos Hídricos e o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/LEIS/L9433.htm> Acesso em 05 nov. 2017.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. Conselho Nacional do Meio Ambiente. **Resolução CONAMA nº 357, de 17 de março de 2005**. Diário Oficial da República Federativa do Brasil, Brasília, 2005.

BREERETON, P.; B. A. KITCHENHAM; D. BUDGEN; M. TURNER E M. KHALIL. Lessons from applying the systematic literature review process within the software engineering domain. **Journal of systems and software**, v. 80, n. 4, p. 571-583, 2007.

BRILL, E. D. Jr.; NAKAMURA, M. A branch and bound method for use in planning regional wastewater treatment systems. **Water Resources Research**, Washington, v.14, n.1, p.109-118, 1978.

BRINGER, L. M. **Seleção de sistemas de tratamento de esgotos no âmbito de bacias hidrográficas a partir do emprego de modelagem de qualidade, otimização e da análise multiobjetivo**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) - Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES. 2017.

BRINGER, L. M., REIS, J. A. T. D., MENDONÇA, A. S. F. Seleção de sistemas de tratamento de esgotos no âmbito de bacias hidrográficas a partir do emprego da análise multiobjetivo. **RBRH**, v. 23, 2018.

- BRITES, A. P. Z.; PRZYBYSZ, L. C. B.; MARIN, M. C. C.; YAZAKI, L. O.; FERNANDES, C. S.; PORTO, M. F. A. Utilização das funções de custos para análise de medidas de despoluição hídrica. In: **Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos**, 17., 2007, São Paulo. Anais. São Paulo: ABRHidro, 2007.
- BROWN, L. C.; BARNWELL Jr, T. O. **The Enhanced Stream Water Quality Models QUAL2E and QUAL2E-UNCAS: Documentation and User Manual**. Georgia: EPA, 1987.
- BRUDEKI, N.; AISSE, M. M. Custos Estruturais por Habitante em Saneamento Básico no Estado do Paraná. In: **Congresso Brasileiro e Engenharia Sanitária e Ambiental**, 24., 2007, Belo Horizonte. Anais... [S.l.: s.n.], 2007.
- BUARQUE, C. **Avaliação Econômica de Projetos**. Editora Campos, 12ª Ed. 1984.
- BURN, D. H.; LENCE, B. J. Comparison of optimization formulations for waste-load allocations. **Journal of Environmental Engineering**, v. 118, n. 4, p. 597-612, 1992.
- BURN, D. H.; YULIANTI; J. S. Waste-load allocation using genetic algorithms. **Journal of Water Resources Planning and Management**, 127(2), 121-129, 2001.
- BUTLER, D.; SCHÜTZE, M. Integrating simulation models with a view to optimal control of urban wastewater systems. **Environmental Modelling & Software**, v. 20, n. 4, p. 415-426, 2005.
- CALMON, A. P. S. **Metodologia para suporte ao processo de enquadramento dos cursos d'água superficiais considerando curvas de permanência de qualidade e processo de autodepuração**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) - Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES. 2015.
- CALMON, A. P. S.; SOUZA, J. C. S.; REIS, J. A. T.; MENDONÇA, A. S. F. Uso combinado de curvas de permanência de qualidade e modelagem da autodepuração como ferramenta para suporte ao processo de enquadramento de cursos d'água superficiais. **RBRH**, 21(1), 118-133, 2016.
- CARDWELL H.; ELLIS H. Stochastic Dynamic Programming for Water Quality Management. **Water Resources Research**. Washington, v.29, n.4, p. 803-813, 1993.
- CARMICHAEL, J. J.; STRZEPEK, K. M. A multiple-organic-pollutant simulation/optimization model of industrial and municipal wastewater loading to a riverine environment. **Water Resources Research**, v. 36, n. 5, p. 1325-1332, 2000.
- CARVALHO, N. O. **Hidrossedimentologia Prática**. 2 ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2008. 599 p.
- CASTILHO, V. C. **Otimização de componentes de concreto pré-moldado protendidos mediante algoritmos genéticos**. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.
- CHAPRA, Steven C. **Surface water-quality modeling**. Waveland press, 2008.
- CHEUNG, P. B. **Análise de Reabilitação de Redes de Distribuição de Água para Abastecimento via Algoritmos Genéticos Multiobjetivo**. 2004. 268 f. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.
- CHO, J. H.; LEE, J. H. Multi-objective Waste Load Allocation Model for Optimizing Waste Load Abatement and Inequality Among Waste Dischargers. **Water Air Soil Pollution**, 2014.
- CHO, J. H.; SUNG, K. S.; HA, S. R. A river water quality management model for optimising regional wastewater treatment using a genetic algorithm. **Journal of Environmental Management**, 73(3), 229-242, 2004.
- COBRAPE. **Produto 09: Programa de intervenções na bacia**. Paraná: Instituto das Águas do Paraná, 2017.
- COBRAPE-ENGEORPS-GEOAMBIENTE. **Nota técnica – metodologia de cálculo das curvas de custo**. Brasília: Agência Nacional das Águas, 2009.

- COLOSSI, N. **Modelos paramétricos de custos para projetos de sistemas de esgoto sanitário**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Produção) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC. 2002.
- CONVERSE, A. O. Optimum number and location of treatment plants. **Journal Water Pollution Control Federation**, 1629-1636, 1972.
- CORTÊS, C. F. M. **Otimização do projeto da superestrutura de pontes pré-fabricadas pelo método dos algoritmos genéticos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.
- COUTO, M. C. L., LANGE, L. C., ROSA, R. D. A., COUTO, P. R. L. Planning the location of facilities to implement a reverse logistic system of post-consumer packaging using a location mathematical model. **Waste Management & Research**, 35(12), 1254-1265, 2017.
- COX, B. A. A review of currently available in-stream water-quality models and their applicability for simulating dissolved oxygen in lowland rivers. **Science of the Total Environment**, v. 314, p. 335-377, 2003.
- CUNHA, M. C., PINHEIRO, L., AFONSO, P., SOUSA, J. A multi-objective approach for wastewater system planning at a regional level. **WIT Transactions on Ecology and the Environment**, v. 80, 2005.
- CUNHA, M. C.; PINHEIRO, L.; ZEFERINO, J.; ANTUNES, A.; AFONSO, P. Optimization model for integrated regional wastewater systems planning. **Journal of Water Resources Planning and Management**, 135(1), 23-33, 2009.
- CUNHA, M. C.; SOUSA, J. Robust design of water distribution networks for a proactive risk management. **Journal of Water Resources Planning and Management**, 136(2), 227-236, 2010.
- DAI, C.; CAI, Y. P.; LIU, Y.; WANG, W. J.; GUO, H. C. A Generalized Interval Fuzzy Chance-Constrained Programming Method for Domestic Wastewater Management Under Uncertainty—A Case Study of Kunming, China. **Water Resources Management**, 29(9), 3015-3036, 2015.
- DAVIS, L. **Handbook of genetic algorithms**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1991.
- DEB, K., PRATAP, A., AGARWAL, S., & MEYARIVAN, T. A. M. T. A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II. **IEEE transactions on evolutionary computation**, v. 6, n. 2, p. 182-197, 2002.
- DEININGER, R. A. **Water quality management: The planning of economically optimal pollution control systems**. Ph.D. thesis, Northwestern University, Evanston, IL., USA, 1965.
- DEININGER, R. A.; SU, S. Y. Modelling regional waste water treatment systems. **Water Research**, 7(4), 633-646, 1973.
- DJUKIC, M.; JOVANOSKI, J.; MUNITLAK, O.; LAZIC, M.; BODROZA, D. Cost-benefit analysis of an infrastructure project and a cost-reflective tariff: A case study for investment in wastewater treatment plant in Serbia. **Renewable and Sustainable Energy Reviews**. 59, p. 1419–1425. 2016.
- DORFMAN, Robert; JACOBY, Henry D.; THOMAS, Harold A. **Models for managing regional water quality**. Harvard University Press, Cambridge, Mass, 1972.
- EPA, United States Environmental Protection Agency. **The enhanced stream water quality models QUAL2E and QUAL2E-UNCAS. Documentation and user model**. Athens 1987. 189 p.
- ESTALAKI, S. M., ABED-ELMDOUST, A., KERACHIAN, R. Developing environmental penalty functions for river water quality management: application of evolutionary game theory. **Environmental Earth Sciences**, v. 73, n. 8, p. 4201-4213, 2015.
- FANTIN, L. L. D.; REIS, J. A. T. dos; MENDONÇA, A. S. F. Proposal of a methodology for pre-selection of sewage treatment systems within watersheds. **RBRH**, v. 22, 2017.

- FARAHANI, R. Z.; REZAPOUR, S.; KARDAR, L. **Logistics Operations and Management: concepts and models**. New York: Elsevier, 2011.
- FEIZI ASHTIANI, E.; NIKSOKHAN, M. H.; ARDESTANI, M. Multi-objective Waste Load Allocation in River System by MOPSO Algorithm. **International Journal of Environmental Research**, v. 9, n. 1, p. 69-76, 2015.
- FERRI, G. L.; CHAVES, G. L. D.; RIBEIRO, G. M. Reverse logistics network for municipal solid waste management: The inclusion of waste pickers as a Brazilian legal requirement. **Waste Management**, v. 40, p. 173-191, 2015.
- FGV. Portal IBRE. **Tabela INCC**. 2020. Disponível em: Acesso em: 21 abril de 2021.
- GALDO, V.; BRICENO, B. Evaluating the impact on child mortality of a water supply and sewerage expansion in Quito: is water enough?. **IADB Office of Evaluation and Oversight Working Paper**, 2005.
- GAREY, M.R.; JOHNSON, D.S. **Computers and intractability: a guide to the theory of NP-completeness**. W.H. Freeman and Co., San Francisco, CA, 1979.
- GEBRIM, D. V. B. **Otimização operacional de sistemas de abastecimento de água com objetivo de redução de custo de energia elétrica**. 134 f. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) - Universidade de Brasília, Brasília, DF. 2013
- GHIANI, G.; LAPORTE, G.; MUSMANNO, R. **Introduction to logistics systems planning and control**. John Wiley & Sons, 2004.
- GOFFI, A. S. **Uso da análise multicritério para a seleção de tecnologias de tratamento de efluentes**. 114 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Produção e Sistemas) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2017.
- GOLDBARG, M. C.; LUNA, H. P. L. **Otimização Combinatória e Programação Linear: Modelos e Algoritmos**, Rio de Janeiro: Campus, 2.ed., p. 371-408, 2005.
- GOLDBERG, D. **Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine Learning**, Addison-Wesley 1989.
- GOMES, T. C. **Modelo matemático para definição de centrais de transbordo para logística reversa de resíduos sólidos gerados em terminais marítimos do Rio de Janeiro**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES. 2015.
- GOMES, T. C.; MENDONÇA, A. S. F.; REIS, J. A. T.; ROSA, R. A. O problema de alocação de efluentes sanitários: uma revisão sistemática da literatura. **Revista DAE**, São Paulo: v. 69, n 232, 2021a.
- GOMES, T. C.; ROSA, R. D. A.; CHAVES, G. D. L. D.; PRATA, J. A. Assessment of the logistics to handle the solid waste generated by seaports operation: a Brazilian case study. **International Journal of Environment and Waste Management**, v. 28, n. 3, p. 361-385, 2021b.
- GRAVES, G. W.; HATFIELD, G. B.; WHINSTON, A. B. Mathematical programming for regional water quality management. **Water Resources Research**, Washington, v.8, n.2, p.273-290, 1972.
- GRAVES, G.W., HATFIELD, G.B., WHINSTON, A.B. Water pollution control using by-pass piping. **Water Resources Research**, Washington, v.5, n.1, p.13-47, 1969.
- GRFENSTETTE, J. J. Optimization of Control Parameters for Genetic Algorithms. **IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics**, Vol. SMC-16, n. 1, 1986.
- GUNDELACH, J. M., CASTILLO, J. E. Natural stream purification under anaerobic conditions. **Journal (Water Pollution Control Federation)**, v. 48, n. 7, p. 1753-1758, 1970.
- HAN, K., NOH, J., KIM, J. S., LEE, C. Application of stochastic optimization algorithm for waste load allocation in the Nakdong River basin, Korea. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 16, n. 4, p. 650-659, 2012.

- HATHHORN, W. E.; TUNG, Y. K. Bi-objective analysis of waste load allocation using fuzzy linear programming. **Water Resources Management**, 3(4), 243-257, 1989.
- HERNANDEZ, E. A.; UDDAMERI, V. An assessment of optimal waste load allocation and assimilation characteristics in the Arroyo Colorado River watershed, TX along the US–Mexico border. **Clean Technologies and Environmental Policy**, v. 15, n. 4, p. 617-631, 2013.
- HOLLAND, J. H. *Adaptation in Natural and Artificial System*. Univ. of Mich. Press, Ann Arbor, 1975.
- HYDROSCIENCE, Inc. *Simplified Mathematical Modeling of Water Quality*, EPA Water Programs, 1971.
- IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Atlas de Saneamento**. Rio de Janeiro: IBGE, 2011. 268p.
- IBM. **IBM ILOG CPLEX Optimization Studio**. Version, 22, 1987-2022, 2022.
- INCAPER - Instituto Capixaba de Pesquisa, Assistência Técnica e Extensão Rural. **Programa de Assistência Técnica e Extensão Rural – PROATER 2011 – 2013 – Ibatiba**. Vitória: Incaper, 2011a.
- INCAPER - Instituto Capixaba de Pesquisa, Assistência Técnica e Extensão Rural. **Programa de Assistência Técnica e Extensão Rural – PROATER 2011 – 2013 – Iúna**. Vitória: Incaper, 2011b.
- INCAPER - Instituto Capixaba de Pesquisa, Assistência Técnica e Extensão Rural. **Programa de Assistência Técnica e Extensão Rural – PROATER 2011 – 2013 – Irupi**. Vitória: Incaper, 2011c.
- INCAPER - Instituto Capixaba de Pesquisa, Assistência Técnica e Extensão Rural. **Programa de Assistência Técnica e Extensão Rural – PROATER 2011 – 2013 – Muniz Freire**. Vitória: Incaper, 2011d.
- JOERES, E. F.; DRESSLER, J.; CHO, C. C.; FALKNER, C. H. Planning methodology for the design of regional waste water treatment systems. **Water Resources Research**, 10(4), 643-649, 1974.
- JORDÃO, E. P.; PESSOA, C. A. **Tratamento de Esgotos Domésticos**. 7. ed. Rio de Janeiro: ABES, 2014.
- KANG, D.; LANSEY, K. Scenario-based robust optimization of regional water and wastewater infrastructure. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 139, n. 3, p. 325-338, 2012.
- KARMAKAR, Subhankar; MUJUMDAR, P. P. Grey fuzzy optimization model for water quality management of a river system. **Advances in Water Resources**, v. 29, n. 7, p. 1088-1105, 2006.
- KLOSE, A. DREXL, A. Facility location models for distribution system design. **European Journal of Operational Research**, 162:4–29, 2005.
- KNAPIK, H. G.; CUBAS, S. **Coleta e Tratamento de Esgotos. Qualidade e Conservação ambiental – TH041**. Engenharia Civil e Ambiental. Universidade Federal do Paraná. Paraná, 2016.
- LANNA, A. E. Gestão de Recursos Hídricos – In: Tucci C. E. M. (Org) – **Hidrologia: ciência e aplicação**. Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH. 2 ed. São Paulo: EDUSP. 1997.
- LEE, C. S.; WEN, C. G. River assimilative capacity analysis via fuzzy linear programming. **Fuzzy Sets and Systems**, 79(2), 191-201, 1996.
- LEI, K., ZHOU, G., GUO, F., KHU, S. T., MAO, G., PENG, J., LIU, Q. Simulation–optimization method based on rationality evaluation for waste load allocation in Daliao river. **Environmental Earth Sciences**, v. 73, n. 9, p. 5193-5209, 2015.
- LIU, D.; GUO, S.; SHAO, Q.; JIANG, Y.; CHEN, X. Optimal allocation of water quantity and waste load in the Northwest Pearl River Delta, China. **Stochastic environmental research and risk assessment**, v. 28, n. 6, p. 1525-1542, 2014.
- LOUCKS, D. P.; REVELLE, C. S.; LYNN, W. R. Linear programming models for water pollution control. **Management Science**, 14(4), B166-B181, 1967.

MA, X. C.; XUE, X.; GONZÁLEZ-MEJÍA, A.; GARLAND, J.; CASHDOLLAR, J. Sustainable water systems for the city of tomorrow—A conceptual framework. **Sustainability**, 7(9), 12071-12105, 2015.

MACHADO, E. S. **Utilização da metaheurística de recozimento simulado na otimização do planejamento de sistemas regionais de tratamento de efluentes e sua expansão da capacidade**. São Paulo. Tese de Doutorado Engenharia Civil (Recursos Hídricos). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2009.

MACHADO, E. S.; CUNHA, M. C.; PORTO, M. Otimização de sistemas regionais de sistemas de tratamento de efluentes e seu impacto na qualidade da água: uma revisão. **REGA** – Vol. 3, no. 1, p. 57-71, jan./jun. 2006.

MACHADO, E. S.; PORTO, M. F. A.; KAVISKI, E. Otimização do Planejamento de Sistemas Regionais de Tratamento de Efluentes Através de Simulação Monte Carlo e da Metaheurística do Recozimento Simulado. **RBRH**. Volume 17, 2012.

MACHADO, L. F. **Desempenho de modelos de otimização na determinação de eficiências mínimas para remoção de DBO e compostos nitrogenados**. Vitória. Dissertação de Mestrado Engenharia Ambiental (Recursos Hídricos). Universidade Federal do Espírito Santo, 2019.

MAHJOURI, N.; BIZHANI-MANZAR, M. Waste load allocation in rivers using fallback bargaining. **Water Resources Management**, v. 27, n. 7, p. 2125-2136, 2013.

MARTINS, E., **Contabilidade de custos**. São Paulo: Atlas, 2018.

MELO, J. J.; CÂMARA, A.S. Models for the Optimization of Regional Wastewater Treatment Systems. **European Journal of Operational Research**, vol. 73, p. 1-16, 1994.

MELO, T.; NICKEL, S.; SALDANHA DA GAMA, F. Facility location and supply chain management - A comprehensive review. **Berichte des Fraunhofer ITWM**, Nr. 130, 2007.

METCALF, L.; EDDY, H. P.; TCHOBANOGLOUS, G. **Wastewater Engineering: treatment, disposal, and reuse**. 3ª ed. New York, McGraw- Hill, 1991.

MEZURA-MONTES, E.; COELLO, C. A. C. Constrained optimization via multiobjective evolutionary algorithms. In: **Multiobjective problem solving from nature**. Springer, Berlin, Heidelberg, 2008. p. 53-75.

MOSTAFAVI, Seyyed Asghar; AFSHAR, Abbas. Waste load allocation using non-dominated archiving multi-colony ant algorithm. **Procedia Computer Science**, v. 3, p. 64-69, 2011.

MUJUMDAR, Pradeep P.; SUBBARAO VEMULA, V. R. Fuzzy waste load allocation model: simulation-optimization approach. **Journal of Computing in Civil Engineering**, v. 18, n. 2, p. 120-131, 2004.

NEVES, C. L. **Calibração de parâmetros de modelos hidráulicos de redes de distribuição de água para estudos de operação de rede**. 132 f. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) - Universidade de Brasília, Brasília, DF. 2007.

NIKOO, Mohammad Reza; KERACHIAN, Reza; NIKSOKHAN, Mohammad Hossein. Equitable waste load allocation in rivers using fuzzy Bi-matrix games. **Water Resources Management**, v. 26, n. 15, p. 4539-4552, 2012.

NIKSOKHAN, Mohammad Hossein; KERACHIAN, Reza; KARAMOUZ, Mohammad. A game theoretic approach for trading discharge permits in rivers. **Water Science and Technology**, v. 60, n. 3, p. 793-804, 2009.

NING, S. K.; CHANG, N. B.; YANG, L.; CHEN, H. W.; HSU, H. Y. Assessing pollution prevention program by QUAL2E simulation analysis for the Kao-Ping River Basin, Taiwan. **Journal of Environmental Management**, 61(1), 61-76, 2001.

NUNES, C. M.; LIBÂNIO, P. A. C.; SOARES, S. R. A. Custos Unitários de Implantação de Estações de Tratamento de Esgotos a partir da Base de Dados do Programa Despoluição de Bacias Hidrográficas – PRODES. In: **Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental**, 23., 2005, Campo Grande. Anais... Rio de Janeiro: ABES, 2005.

OKOLI, C., SCHABRAM, K. **A Guide to Conducting a Systematic Literature Review of Information Systems Research**. Sprouts: Working Papers on Information Systems, 10(26), 2010. <http://sprouts.aisnet.org/10-26>

ONU — **List of Least Developed Countries**, 2017.

OPPA, L. F. **Utilização de modelo matemático de qualidade da água para análise de alternativas de enquadramento do rio Vacacaí Mirim**. 130 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2007.

PACHECO, R. P. **Custos para implantação de sistemas de esgotamento sanitário**. 149 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, 2011.

PACHECO, R. P.; GALLEGO, C. E. C.; FERNANDES, C. V.; AISSE, M. M. (2015). Estimativas de custos visando orientar a tomada de decisão na implantação de redes, coletores e elevatórias de esgoto. **RBRH**, 20(1).

PALIWAL, R.; SHARMA, P.; KANSAL, A. Water quality modelling of the river Yamuna (India) using QUAL2E-UNCAS. **Journal of Environmental Management**, v. 83 p. 131–144, 2007.

PASSETO, W. Tubos de PVC rígido coletores de esgotos prediais e despejos industriais. **Revista DAE**, n. 89, p. 35-106, 1973.

PESSOA, L. M. **Análise de custos de implantação e operação de sistemas de esgotamento sanitário, considerando a modicidade tarifária**. 141 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2019.

POLAK, E. **Computational methods in optimization: a unified approach**. Vol. 77. Academic press, 1971.

POPEL, H. J. **Aeration and gas transfer**. 2 ed. Delft. Delft University of Technology. 169 f. 1979.

PORTO, Rodrigo Melo. **Hidráulica Básica**, 4a. Edição Projeto REENGE, EESC/USP, 2006.

PREFEITURA MUNICIPAL DE IRUPI. **Plano Municipal de Saneamento Básico de Irupi/ES. Eixos: abastecimento de água e esgotamento sanitário**. 2015. Disponível em: <https://arsp.es.gov.br/Media/arsi/Saneamento/Municipios%20Regulados/Irupi/4PMSB_Irupi.pdf/>. Acesso em: 01 de agosto de 2022.

QASIM, S.R. **Wastewater treatment plants: planning, design and operation**. Holt, Rinehart and Winston, New York, 1985.

QIN, X., HUANG, G., CHEN, B., ZHANG, B. An interval-parameter waste-load-allocation model for river water quality management under uncertainty. **Environmental Management**, v. 43, n. 6, p. 999-1012, 2009.

RAUCH, W.; HENZE, M.; KONCSOS, L.; REICHERT, P.; SHANAHAN, P.; SOMLYÓDY, L.; VANROLLEGHEM, P. River water quality modelling: I. State of the art. **Water Science and Technology**, 38(11), 237-244, 1998.

REED, P.; MINSKER, B. S.; GOLDBERG, D. E. Designing a competent simple genetic algorithm for search and optimization. **Water Resources Research**, v. 36, n. 12, p. 3757–3761, 2000.

REIS, A. D. O. P. D. (2018). **Sistemática para seleção de tecnologias de tratamento de efluentes: uma análise multicriterial aplicada à bacia hidrográfica**. 157 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Produção) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2018.

REIS, J. A. T. D., POTON, I. S. B., ALMEIDA, K. N., RODRIGUES, M. B., REIS, A. D. O. P. D., SILVA, F. D. G. B. D., MENDONÇA, A. S. F. Seleção de sistemas de tratamento de esgotos com o emprego da análise multicritério-avaliação do emprego de diferentes estruturas de preferências. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, 27, 761-771, 2022.

REIS, J. A. T.; VALORY, J. L.; MENDONÇA, A. S. F. Seleção de eficiências de tratamento de esgotos a partir da manutenção de equidade entre sistemas de tratamento: uma abordagem para o gerenciamento de bacias hidrográficas. **RBRH**, v. 20, n. 4, p. 862-871, 2015.

REVELLE, C. S. Research challenges in environmental management. **European Journal of Operational Research**, v. 121, p. 218-231, 2000.

REVELLE, Charles S.; LOUCKS, Daniel P.; LYNN, Walter R. Linear programming applied to water quality management. **Water Resources Research**, v. 4, n. 1, p. 1-9, 1968.

RODRIGUES JÚNIOR, S. J. **Otimização de pilares de edifícios altos de concreto armado**. 2005. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

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**. 179 f. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

RUIZ-ROSA, I.; GARCÍA-RODRÍGUEZ, F.J.; MENDOZA-JIMÉNEZ, J. Development and application of a cost management model for wastewater treatment and reuse processes. **Journal of Cleaner Production**, v. 113, p. 299-310, 2016.

SÁ, G. L. N. **Estimativa de eficiências mínimas de remoção de nitrogênio em sistemas de tratamento de esgotos – uma abordagem para o âmbito de bacias hidrográficas**. 188 F. (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2018.

SÁ, G. L. N.; REIS, J. A. T.; MENDONÇA, A. S. F.; SILVA, F. G. B. Methodology for minimum nitrogen compounds removal efficiencies estimation and wastewater treatment systems pre-selection: a watershed approach. **RBRH**, v. 24, p. e41, 2019.

SAADATPOUR, Motahareh; AFSHAR, Abbas; KHOSHKAM, Helaleh. Multi-objective multi-pollutant waste load allocation model for rivers using coupled archived simulated annealing algorithm with QUAL2Kw. **Journal of Hydroinformatics**, v. 21, n. 3, p. 397-410, 2019.

SABERI, Leila; NIKSOKHAN, Mohammad Hossein. Optimal waste load allocation using graph model for conflict resolution. **Water Science and Technology**, v. 75, n. 6, p. 1512-1522, 2017.

SALAZAR, B. L. **Desenvolvimento de funções de custos de implantação de Sistemas de Esgotamento Sanitário**. 2010. 44 f. Monografia (Curso de Especialização em Engenharia Sanitária e Meio Ambiente) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010.

SALAZAR, B. L.; VON SPERLING, M. Desenvolvimento de Funções de Custos de Implantação para Redes Coletoras e Interceptores. In: **Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental**, 26., 2011, Porto Alegre. Anais... [S.l.: s.n.], 2011.

SALLA, M. R.; PEREIRA, C. E.; ALAMY FILHO, J. E.; PAULA, L. M. D.; PINHEIRO, A. M. Estudo da autodepuração do Rio Jordão, localizado na bacia hidrográfica do Rio Dourados. **Revista Engenharia Sanitária e Ambiental**, 18(2), 105-114, 2013.

SANTORO, M. C.; REIS, J. A. T.; MENDONÇA, A. S. F. Performance evaluation of optimization models in the determination of wastewater treatment efficiencies inside watersheds. **RBRH**, v. 21, p. 694-706, 2016.

SINGH, H. P.; JAIN, G. Artificial neural network modeling of the river water quality - A case study. **Ecological Modelling**, v.220, p.888-895, 2009.

SOUSA, J.; RIBEIRO, A.; CUNHA, M.; ANTUNES, A. An optimization approach to wastewater systems planning at regional level. **Journal of Hydroinformatics**, v. 4, n. 2, p. 115-123, 2002.

SOUZA, A.; CLEMENTE, A. **Decisões financeiras e análise de investimentos: fundamentos, técnicas e aplicações**. 6. ed. São Paulo: Atlas, 2008.

- SRIDHARAN, R. The capacitated plant location problem. **European Journal of Operational Research**, n. 87, p. 203-213, 1995.
- SRINIVAS, N.; DEB, K. Multiobjective optimization using nondominated sorting in genetic algorithms. **Evolutionary Computation**, v. 2, n. 3, p. 221-248, 1994.
- STREETER, H.W.; PHELPS E.B. **A Study of the Pollution and Natural Purification of the Ohio River**. Public Health Bulletin, 146. Washington D.C.: U.S. Public Health Service, 1925.
- TCHOBANOGLIOUS, G.; BURTON, F. L. **Wastewater Engineering: Treatment and Resource Recovery**. New York: Metcalf & Eddy/ AECOM. 2016.
- TEODORO, A.; IDE, C. N.; RIBEIRO, M. C.; BROCH, S. A. O.; DA SILVA, J. B. Implementação do conceito Capacidade de Diluição de Efluentes no modelo de qualidade da água QUAL-UFGM: estudo de caso no Rio Taquarizinho (MS). **Engenharia Sanitária e Ambiental**, 18(3), 275-288, 2013.
- THOMANN, R. V.; MUELLER, J. A. **Principles of surface water quality modeling and control**. New York. Ed. Harper & Row, 1987.
- TSUTIYA, M. T.; ALEM SOBRINHO, P. **Coleta e transporte de esgoto sanitário**. São Paulo. Editora Epusp/PHD. 1999.
- VALORY, J. P. L.; REIS, J. A. T.; MENDONÇA, A. S. F. Combining genetic algorithms with a water quality model to determine efficiencies of sewage treatment systems in watersheds. **Journal of Environmental Engineering**, v. 142, n. 3, p. 04015080, 2016.
- VON SPERLING, M. **Estudos e Modelagem da Qualidade da Água de Rios**. 2. ed. Belo Horizonte: Editora UFGM, 2014a.
- VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgoto**. 4ª ed. Belo Horizonte: Editora UFGM, 2014b.
- VON SPERLING, M. **PNSR – Esgotamento Sanitário: resumo de custos unitários**. [Texto base para elaboração do Programa Nacional de Saneamento Rural]. [S.l.: s.n.], 2017. Não publicado.
- VON SPERLING, M. **Princípios do tratamento biológico de águas residuárias – Lagoas de Estabilização**. Belo Horizonte: DESA – UFGM. 1996.
- WANG, C. G.; JAMIESON, D. G. An objective approach to regional wastewater treatment planning. **Water Resources Research**, v. 38, n. 3, p. 4-1-4-8, 2002.
- WANG, Q.; LI, S.; JIA, P.; QI, C.; DING, F. A review of surface water quality models. **The Scientific World Journal**, v. 2013, 2013.
- XU, J., HOU, S., YAO, L., LI, C. Integrated waste load allocation for river water pollution control under uncertainty: a case study of Tuojiang River, China. **Environmental Science and Pollution Research**, v. 24, n. 21, p. 17741-17759, 2017.
- YANDAMURI, S. R.; SRINIVASAN, K.; MURTY BHALLAMUDI, S. Multiobjective optimal waste load allocation models for rivers using nondominated sorting genetic algorithm-II. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 132, n. 3, p. 133-143, 2006.
- YU, S.; HE, L.; LU, H. An environmental fairness based optimisation model for the decision-support of joint control over the water quantity and quality of a river basin. **Journal of Hydrology**, v. 535, p. 366-376, 2016.
- ZANDONADI, L. U. **Análise de Metodologias de Estimativas de Vazão de Diluição para Subsídio a Processos de Análise de Outorgas de Lançamento de Efluentes**. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental). Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2011.

ZANDONADI, L. U.; MENDONÇA, A. S. F.; REIS, J. A. T. Outorga de lançamento de efluentes em rios - estimativas de vazões de diluição. **RBRH**, v. 20, n. 1, p. 179-191, 2015.

ZEFERINO, J. A. D. **Optimization models for wastewater systems planning at regional level: deterministic and robust approaches**. Tese de Doutorado, Universidade de Coimbra. Portugal, 2011.

ZEFERINO, J. A.; CUNHA, M. C.; ANTUNES, A. P. Adapted optimization model for planning regional wastewater systems: case study. **Water Science and Technology**, v. 76, n. 5, p. 1196-1205, 2017.

ZEFERINO, J. A.; CUNHA, M. C.; ANTUNES, A. P. Robust optimization approach to regional wastewater system planning. **Journal of Environmental Management**, 109, 113-122, 2012.

ZHANG, Y., WANG, X. Y., ZHANG, Z. M., SHEN, B. G. Multi-level waste load allocation system for Xi'an-Xianyang section, Weihe river. **Procedia Environmental Sciences**, v. 13, p. 943-953, 2012.

ZITZLER, E.; THIELE, L. An evolutionary algorithm for multiobjective optimization: The strength pareto approach. **TIK-report**, v. 43, 1998.

APÊNDICES

APÊNDICE A – Cotas para bacia hidrográfica do rio Pardo

Nó	Cota (m)	Nó	Cota (m)
FP 1	733,46	ETE 1	733,46
FP 2	643,23	ETE2	643,23
FP 3	736,00	ETE 3	736,00
FP 4	767,00	ETE 4	767,00
FP 5	646,00	ETE 5	646,00
		ETE 6	652,00
		ETE 7	693,00
		ETE 8	636,00

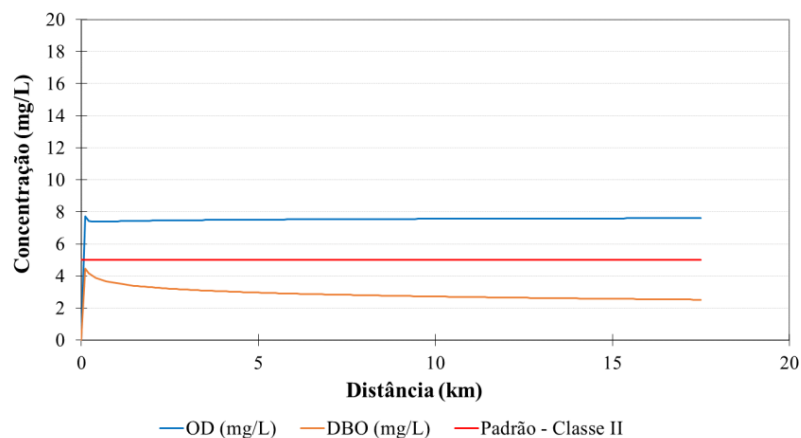
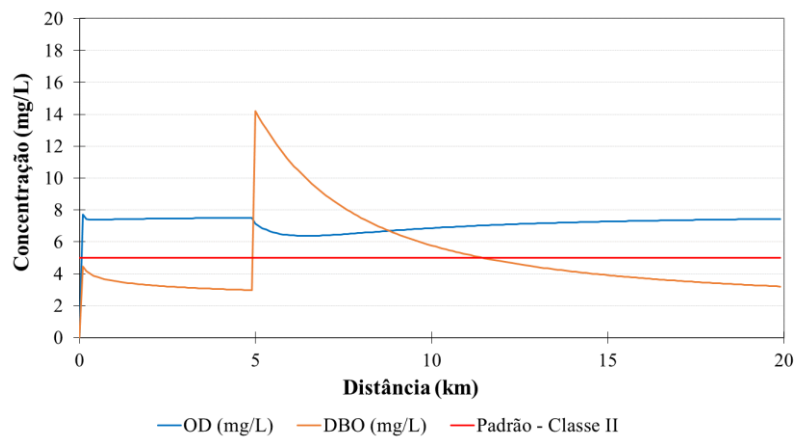
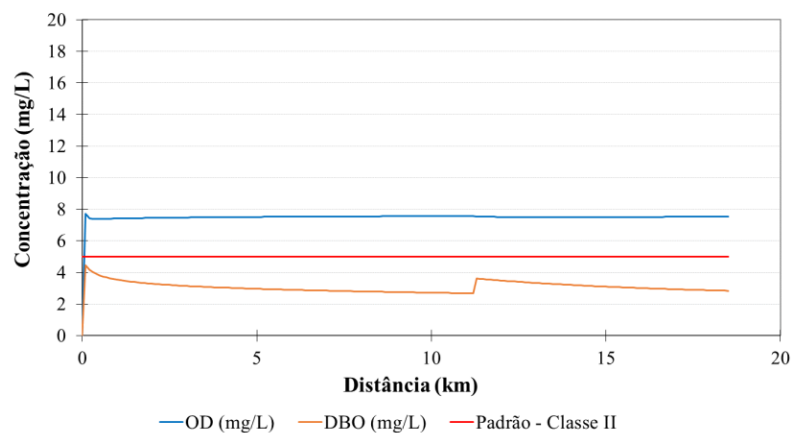
APÊNDICE B – Matriz de distância para bacia hidrográfica do rio Pardo

		Comprimento (m)													
ETE \ FP	1	2			3	4	5	6			7	8			
		2.1	2.2	2.3				6.1	6.2	6.3		8.1	8.2	8.3	8.4
1	0,00	1.010,28	632,48	17.929,27	M	M	M	1.010,28	201,69	8.588,03	M	1.010,28	684,21	17.929,27	1.047,80
2	19.572,79		0,00		M	M	M		9.800,00		M			*	
3	M		M		0,00	M	M	1.761,16	13.137,91	4.687,35	M	1.761,16	13.137,91	0,00	0,00
4	M		M		M	0,00	11.296,87		M		5.600,34			12.727,95	
5	M		M		M	11.296,48	0,00		M		5.696,53			**	

M: representa um valor muito elevado que inviabiliza o custo de transporte neste arco não ativo.

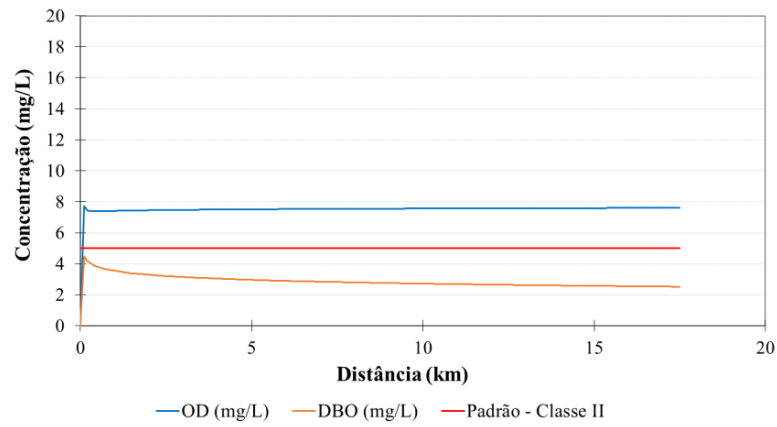
* Comprimento FP2 - ETE8 já incluída no arco FP1-ETE8 (mesmo caminho).

** Comprimento FP5 - ETE8 já incluída no arco FP4-ETE8 (mesmo caminho).

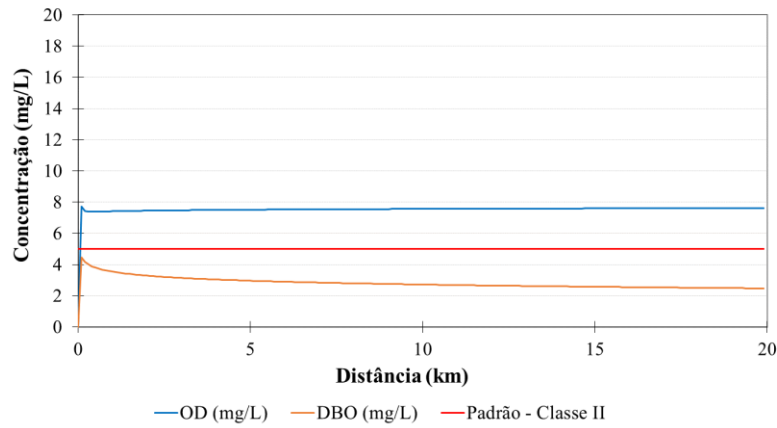
APÊNDICE C – Perfis de concentração de OD e DBO para os tributários do rio Pardo**Cenários 5 a 8 - Centralizado (a)****Perfis de concentração de OD e DBO - Ribeirão São José****Perfis de concentração de OD e DBO - Rio Pardinho****Perfis de concentração de OD e DBO - Ribeirão Perdição**

Cenários 9 a 12 - Centralizado (b)

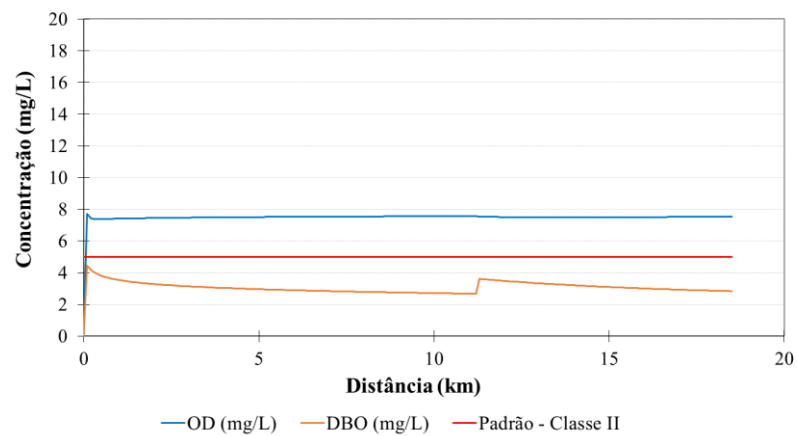
Perfis de concentração de OD e DBO - Ribeirão São José



Perfis de concentração de OD e DBO - Rio Pardinho

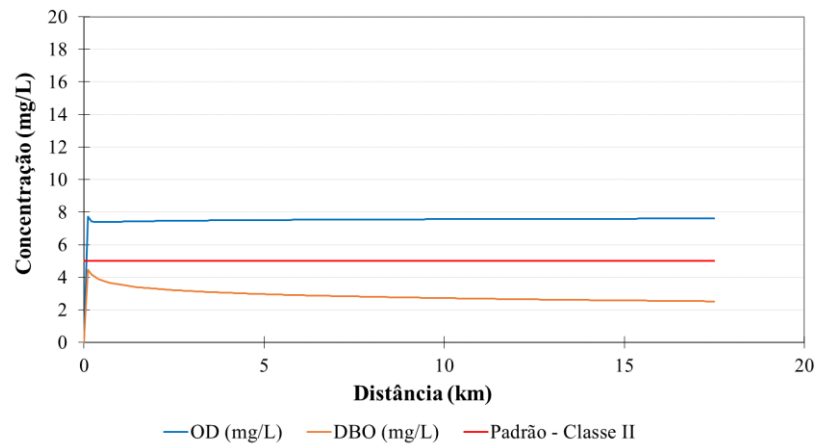


Perfis de concentração de OD e DBO - Ribeirão Perdição

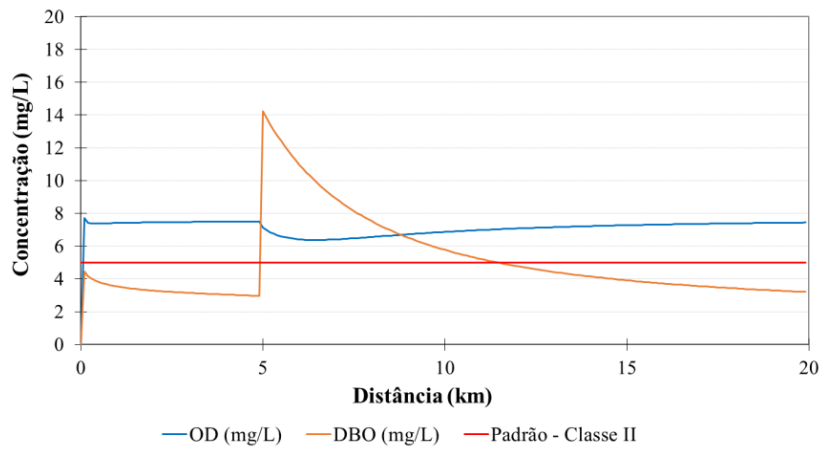


Cenários 13 a 16 - A jusante (a)

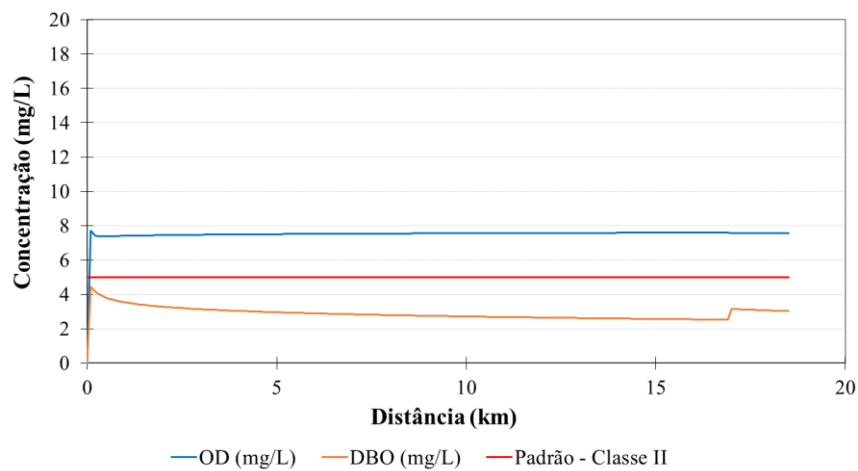
Perfis de concentração de OD e DBO - Ribeirão São José



Perfis de concentração de OD e DBO - Rio Pardinho

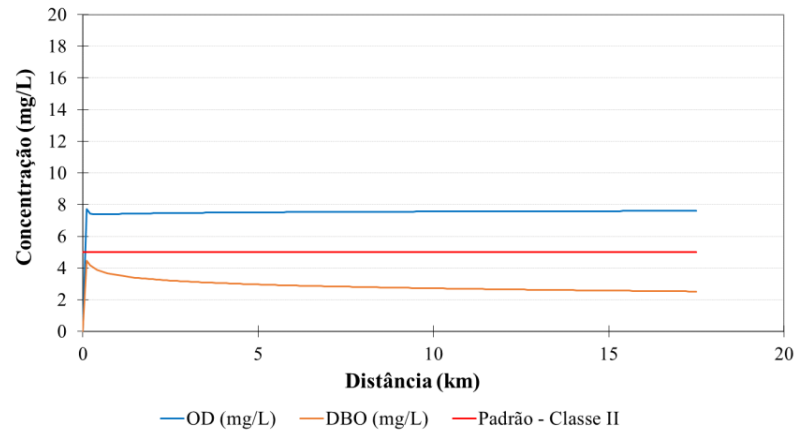


Perfis de concentração de OD e DBO - Ribeirão Perdição

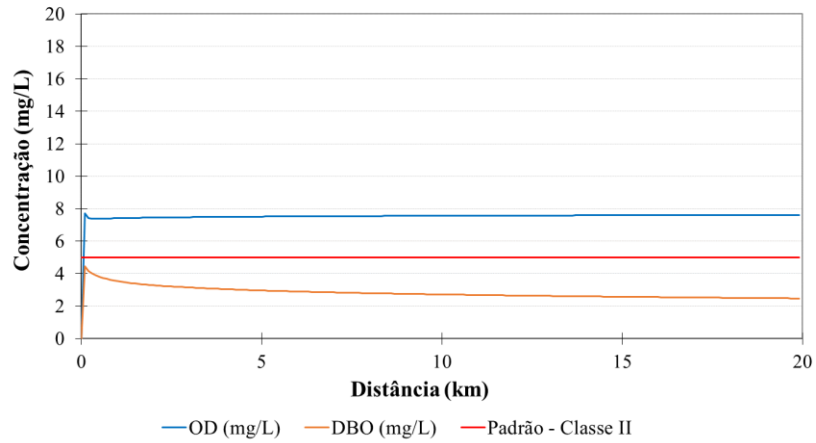


Cenário 17 e 18 - A jusante (b)

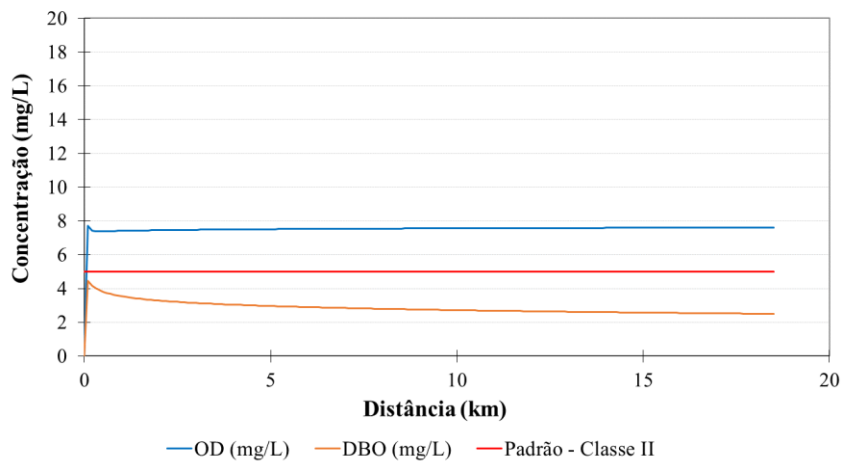
Perfis de concentração de OD e DBO - Ribeirão São José



Perfis de concentração de OD e DBO - Rio Pardinho

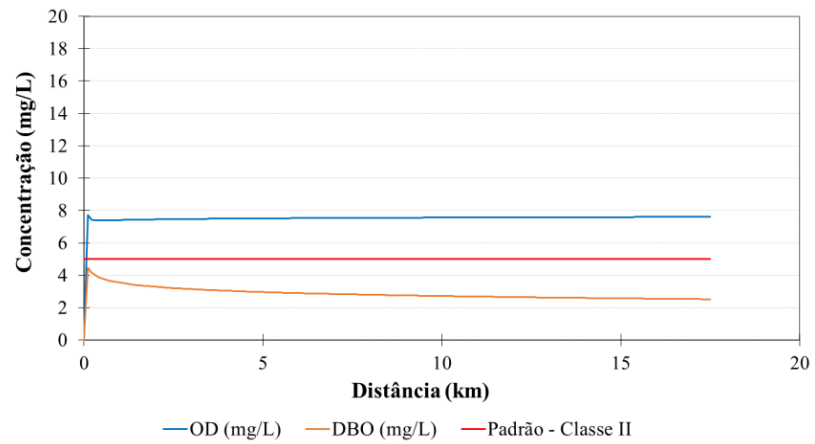


Perfis de concentração de OD e DBO - Ribeirão Perdição

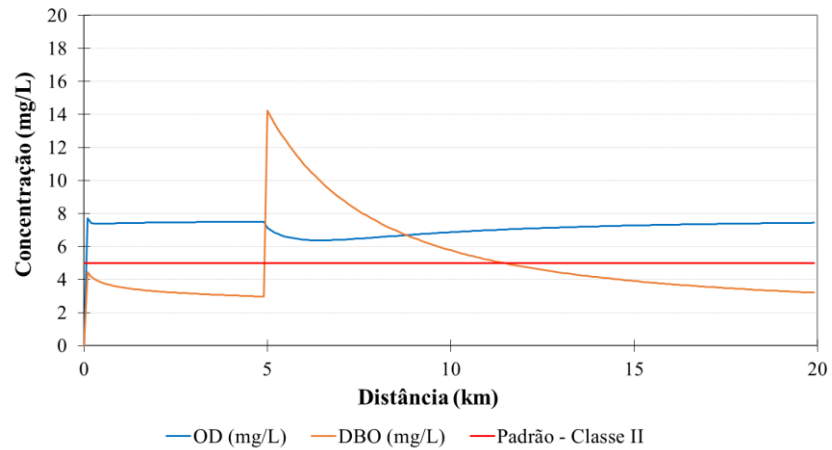


Cenários 19 a 22 - A montante

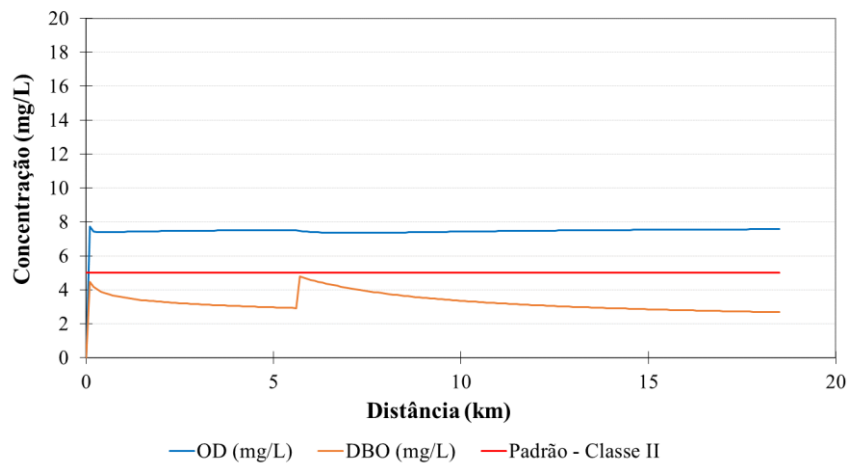
Perfis de concentração de OD e DBO - Ribeirão São José



Perfis de concentração de OD e DBO - Rio Pardinho



Perfis de concentração de OD e DBO - Ribeirão Perdição



APÊNDICE D – Faixas de custos de tratamento de efluentes considerando economias de escala

Código da tecnologia de tratamento	Custos de implantação (R\$/hab)											
	Economia de escala (-30%)			Economia de escala (-32%)			Economia de escala (-34%)			Economia de escala (-35%)		
	LI	LS	M	LI	LS	M	LI	LS	M	LI	LS	M
T1/T2	83,29	156,27	119,78	80,91	151,80	116,36	77,34	145,11	111,22	77,34	145,11	111,22
T3	103,89	207,79	155,84	100,93	201,85	151,39	96,47	192,94	144,71	96,47	192,94	144,71
T4	103,89	166,57	135,23	100,93	161,81	131,37	96,47	154,67	125,57	96,47	154,67	125,57
T5	93,59	145,97	119,78	90,92	141,80	116,36	86,90	135,54	111,22	86,90	135,54	111,22
T6/T7	124,50	207,79	166,14	120,94	201,85	161,40	115,61	192,94	154,28	115,61	192,94	154,28
T8	207,79	384,66	296,23	201,85	373,67	287,76	192,94	357,19	275,07	192,94	357,19	275,07
T9	124,50	207,79	166,14	120,94	201,85	161,40	115,61	192,94	154,28	115,61	192,94	154,28
T10	124,50	207,79	166,14	120,94	201,85	161,40	115,61	192,94	154,28	115,61	192,94	154,28
T15	166,57	311,68	239,13	161,81	302,78	232,29	154,67	289,42	222,05	154,67	289,42	222,05
T17	41,21	124,50	82,86	40,04	120,94	80,49	38,27	115,61	76,94	38,27	115,61	76,94
T18/T19	124,50	260,16	192,33	120,94	252,73	186,84	115,61	241,58	178,59	115,61	241,58	178,59
T20	145,97	228,39	187,18	141,80	221,87	181,83	135,54	212,08	173,81	135,54	212,08	173,81
T21	156,27	260,16	208,22	151,80	252,73	202,27	145,11	241,58	193,34	145,11	241,58	193,34
T23	187,18	381,50	284,34	181,83	370,60	276,22	173,81	354,25	264,03	173,81	354,25	264,03
T24/T25	156,27	212,10	184,18	151,80	206,04	178,92	145,11	196,95	171,03	145,11	196,95	171,03
T27	249,86	254,10	251,98	242,72	246,84	244,78	232,01	235,95	233,98	232,01	235,95	233,98
T28/T29	207,79	228,90	218,34	201,85	222,36	212,11	192,94	212,55	202,75	192,94	212,55	202,75
T30	291,07	338,80	314,94	282,76	329,12	305,94	270,28	314,60	292,44	270,28	314,60	292,44
T31	311,68	381,50	346,59	302,78	370,60	336,69	289,42	354,25	321,83	289,42	354,25	321,83
T32	311,68	381,50	346,59	302,78	370,60	336,69	289,42	354,25	321,83	289,42	354,25	321,83
T33	156,27	254,10	205,18	151,80	246,84	199,32	145,11	235,95	190,53	145,11	235,95	190,53
T34	156,27	254,10	205,18	151,80	246,84	199,32	145,11	235,95	190,53	145,11	235,95	190,53
T35	124,50	212,10	168,30	120,94	206,04	163,49	115,61	196,95	156,28	115,61	196,95	156,28
T37	260,16	254,10	257,13	252,73	246,84	249,78	241,58	235,95	238,76	241,58	235,95	238,76

LI: Limite Inferior; LS: Limite Superior; M: Média.

Fonte: Adaptado de von Sperling (2014b).

Código da tecnologia de tratamento	Custos de Operação e Manutenção (R\$/hab.ano)											
	Economia de escala (-30%)			Economia de escala (-32%)			Economia de escala (-34%)			Economia de escala (-35%)		
	LI	LS	M	LI	LS	M	LI	LS	M	LI	LS	M
T1/T2	4,29	8,59	6,44	4,17	8,34	6,26	4,05	8,10	6,07	3,99	7,97	5,98
T3	20,61	36,06	28,33	20,02	35,03	27,53	19,43	34,00	26,72	19,14	33,49	26,31
T4	5,15	8,59	6,87	5,00	8,34	6,67	4,86	8,10	6,48	4,78	7,97	6,38
T5	5,15	8,59	6,87	5,00	8,34	6,67	4,86	8,10	6,48	4,78	7,97	6,38
T6/T7	10,30	20,61	15,46	10,01	20,02	15,01	9,71	19,43	14,57	9,57	19,14	14,35
T8	6,01	10,30	8,16	5,84	10,01	7,92	5,67	9,71	7,69	5,58	9,57	7,57
T9	8,59	14,60	11,59	8,34	14,18	11,26	8,10	13,76	10,93	7,97	13,55	10,76
T10	8,59	14,60	11,59	8,34	14,18	11,26	8,10	13,76	10,93	7,97	13,55	10,76
T15	12,88	20,61	16,74	12,51	20,02	16,26	12,14	19,43	15,79	11,96	19,14	15,55
T17	6,01	10,30	8,16	5,84	10,01	7,92	5,67	9,71	7,69	5,58	9,57	7,57
T18/T19	15,46	30,91	23,18	15,01	30,03	22,52	14,57	29,14	21,86	14,35	28,70	21,53
T20	8,59	15,46	12,02	8,34	15,01	11,68	8,10	14,57	11,33	7,97	14,35	11,16
T21	12,88	18,89	15,88	12,51	18,35	15,43	12,14	17,81	14,98	11,96	17,54	14,75
T23	6,87	14,60	10,73	6,67	14,18	10,43	6,48	13,76	10,12	6,38	13,55	9,97
T24/T25	10,30	20,61	15,46	10,01	20,02	15,01	9,71	19,43	14,57	9,57	19,14	14,35
T27	20,61	41,21	30,91	20,02	40,04	30,03	19,43	38,86	29,14	19,14	38,27	28,70
T28/T29	20,61	41,21	30,91	20,02	40,04	30,03	19,43	38,86	29,14	19,14	38,27	28,70
T30	20,61	52,38	36,49	20,02	50,88	35,45	19,43	49,38	34,41	19,14	48,63	33,88
T31	30,91	57,53	44,22	30,03	55,88	42,96	29,14	54,24	41,69	28,70	53,42	41,06
T32	30,91	57,53	44,22	30,03	55,88	42,96	29,14	54,24	41,69	28,70	53,42	41,06
T33	20,61	30,91	25,76	20,02	30,03	25,02	19,43	29,14	24,29	19,14	28,70	23,92
T34	20,61	30,91	25,76	20,02	30,03	25,02	19,43	29,14	24,29	19,14	28,70	23,92
T35	20,61	36,06	28,33	20,02	35,03	27,53	19,43	34,00	26,72	19,14	33,49	26,31
T37	20,61	30,91	25,76	20,02	30,03	25,02	19,43	29,14	24,29	19,14	28,70	23,92

LI: Limite Inferior; LS: Limite Superior; M: Média.

Fonte: Adaptado de von Sperling (2014b).

ANEXOS

ANEXO A - Índice Nacional da Construção Civil – INCC-DI

Mês/Ano	Índice	Variação (%)			Fator Multiplicador (FM)
		No mês	No ano	12 meses	
janeiro/1995	109,176	3,50	3,50	...	8,01
fevereiro/1995	111,453	2,09	5,66	...	7,74
março/1995	115,129	3,30	9,14	...	7,58
abril/1995	117,774	2,30	11,65	...	7,34
maio/1995	128,098	8,77	21,43	...	7,17
junho/1995	132,090	3,12	25,22	...	6,60
julho/1995	133,524	1,09	26,58	...	6,40
agosto/1995	134,353	0,62	27,36	34,35	6,33
setembro/1995	135,318	0,72	28,28	34,80	6,29
outubro/1995	136,484	0,86	29,38	34,19	6,24
novembro/1995	137,478	0,73	30,33	32,05	6,19
dezembro/1995	138,664	0,86	31,45	31,45	6,14
janeiro/1996	140,766	1,52	1,52	28,93	6,09
fevereiro/1996	140,929	0,12	1,63	26,45	6,00
março/1996	142,313	0,98	2,63	23,61	5,99
abril/1996	142,663	0,25	2,88	21,13	5,94
maio/1996	145,742	2,16	5,10	13,77	5,92
junho/1996	147,984	1,54	6,72	12,03	5,80
julho/1996	149,095	0,75	7,52	11,66	5,71
agosto/1996	149,445	0,23	7,77	11,23	5,67
setembro/1996	149,772	0,22	8,01	10,68	5,65
outubro/1996	150,157	0,26	8,29	10,02	5,64
novembro/1996	151,035	0,58	8,92	9,86	5,63
dezembro/1996	151,922	0,59	9,56	9,56	5,59
janeiro/1997	152,408	0,32	0,32	8,27	5,56
fevereiro/1997	153,147	0,48	0,81	8,67	5,54
março/1997	154,260	0,73	1,54	8,39	5,52
abril/1997	154,616	0,23	1,77	8,38	5,48
maio/1997	155,953	0,86	2,65	7,01	5,46
junho/1997	157,687	1,11	3,79	6,56	5,42
julho/1997	158,485	0,51	4,32	6,30	5,36
agosto/1997	160,352	1,18	5,55	7,30	5,33
setembro/1997	160,780	0,27	5,83	7,35	5,27
outubro/1997	161,024	0,15	5,99	7,24	5,25
novembro/1997	161,897	0,54	6,57	7,19	5,25
dezembro/1997	162,271	0,23	6,81	6,81	5,22
janeiro/1998	162,805	0,33	0,33	6,82	5,21
fevereiro/1998	163,593	0,48	0,81	6,82	5,19
março/1998	164,361	0,47	1,29	6,55	5,16
abril/1998	163,535	-0,50	0,78	5,77	5,14
maio/1998	165,133	0,98	1,76	5,89	5,17
junho/1998	165,781	0,39	2,16	5,13	5,12

julho/1998	166,345	0,34	2,51	4,96	5,10
agosto/1998	166,705	0,22	2,73	3,96	5,08
setembro/1998	166,729	0,01	2,75	3,70	5,07
outubro/1998	166,738	0,01	2,75	3,55	5,07
novembro/1998	166,657	-0,05	2,70	2,94	5,07
dezembro/1998	166,733	0,05	2,75	2,75	5,07
janeiro/1999	167,648	0,55	0,55	2,97	5,07
fevereiro/1999	169,288	0,98	1,53	3,48	5,04
março/1999	170,221	0,55	2,09	3,57	4,99
abril/1999	171,100	0,52	2,62	4,63	4,96
maio/1999	172,578	0,86	3,51	4,51	4,94
junho/1999	173,279	0,41	3,93	4,52	4,89
julho/1999	174,074	0,46	4,40	4,65	4,87
agosto/1999	175,280	0,69	5,13	5,14	4,85
setembro/1999	176,785	0,86	6,03	6,03	4,82
outubro/1999	178,574	1,01	7,10	7,10	4,78
novembro/1999	180,207	0,91	8,08	8,13	4,73
dezembro/1999	182,084	1,04	9,21	9,21	4,69
janeiro/2000	184,039	1,07	1,07	9,78	4,64
fevereiro/2000	185,461	0,77	1,85	9,55	4,59
março/2000	186,492	0,56	2,42	9,56	4,55
abril/2000	187,604	0,60	3,03	9,65	4,53
maio/2000	190,136	1,35	4,42	10,17	4,50
junho/2000	191,527	0,73	5,19	10,53	4,44
julho/2000	192,104	0,30	5,50	10,36	4,41
agosto/2000	192,846	0,39	5,91	10,02	4,40
setembro/2000	193,342	0,26	6,18	9,37	4,38
outubro/2000	193,984	0,33	6,54	8,63	4,37
novembro/2000	194,789	0,41	6,98	8,09	4,35
dezembro/2000	196,037	0,64	7,66	7,66	4,34
janeiro/2001	197,174	0,58	0,58	7,14	4,31
fevereiro/2001	197,849	0,34	0,92	6,68	4,28
março/2001	198,388	0,27	1,20	6,38	4,27
abril/2001	199,112	0,36	1,57	6,13	4,26
maio/2001	203,321	2,11	3,72	6,93	4,24
junho/2001	205,682	1,16	4,92	7,39	4,16
julho/2001	206,742	0,52	5,46	7,62	4,11
agosto/2001	208,026	0,62	6,12	7,87	4,09
setembro/2001	209,174	0,55	6,70	8,19	4,06
outubro/2001	211,122	0,93	7,69	8,83	4,04
novembro/2001	212,676	0,74	8,49	9,18	4,00
dezembro/2001	213,393	0,34	8,85	8,85	3,97
janeiro/2002	214,162	0,36	0,36	8,62	3,96
fevereiro/2002	215,399	0,58	0,94	8,87	3,94
março/2002	216,577	0,55	1,49	9,17	3,92
abril/2002	217,288	0,33	1,83	9,13	3,90
maio/2002	222,793	2,53	4,41	9,58	3,89

junho/2002	224,054	0,57	5,00	8,93	3,79
julho/2002	224,712	0,29	5,30	8,69	3,77
agosto/2002	226,968	1,00	6,36	9,11	3,76
setembro/2002	228,576	0,71	7,12	9,28	3,72
outubro/2002	231,167	1,13	8,33	9,49	3,70
novembro/2002	236,830	2,45	10,98	11,36	3,65
dezembro/2002	240,861	1,70	12,87	12,87	3,57
janeiro/2003	244,489	1,51	1,51	14,16	3,51
fevereiro/2003	247,898	1,39	2,92	15,09	3,46
março/2003	251,318	1,38	4,34	16,04	3,41
abril/2003	253,585	0,90	5,28	16,70	3,36
maio/2003	260,778	2,84	8,27	17,05	3,33
junho/2003	263,516	1,05	9,41	17,61	3,24
julho/2003	266,132	0,99	10,49	18,43	3,21
agosto/2003	269,967	1,44	12,08	18,94	3,17
setembro/2003	270,555	0,22	12,33	18,37	3,13
outubro/2003	272,325	0,65	13,06	17,80	3,12
novembro/2003	275,152	1,04	14,24	16,18	3,10
dezembro/2003	275,594	0,16	14,42	14,42	3,07
janeiro/2004	276,490	0,33	0,33	13,09	3,07
fevereiro/2004	279,243	1,00	1,32	12,64	3,06
março/2004	282,470	1,16	2,49	12,40	3,03
abril/2004	284,128	0,59	3,10	12,04	2,99
maio/2004	289,317	1,83	4,98	10,94	2,97
junho/2004	291,348	0,70	5,72	10,56	2,92
julho/2004	294,625	1,12	6,91	10,71	2,90
agosto/2004	297,003	0,81	7,77	10,01	2,87
setembro/2004	298,722	0,58	8,39	10,41	2,84
outubro/2004	302,275	1,19	9,68	11,00	2,83
novembro/2004	304,429	0,71	10,46	10,64	2,79
dezembro/2004	305,974	0,51	11,02	11,02	2,77
janeiro/2005	308,284	0,75	0,75	11,50	2,76
fevereiro/2005	309,646	0,44	1,20	10,89	2,74
março/2005	311,733	0,67	1,88	10,36	2,73
abril/2005	313,977	0,72	2,62	10,51	2,71
maio/2005	320,524	2,09	4,76	10,79	2,69
junho/2005	322,974	0,76	5,56	10,86	2,64
julho/2005	323,332	0,11	5,67	9,74	2,62
agosto/2005	323,382	0,02	5,69	8,88	2,61
setembro/2005	324,164	0,24	5,94	8,52	2,61
outubro/2005	324,782	0,19	6,15	7,45	2,61
novembro/2005	325,703	0,28	6,45	6,99	2,60
dezembro/2005	326,915	0,37	6,84	6,84	2,59
janeiro/2006	328,042	0,34	0,34	6,41	2,58
fevereiro/2006	328,651	0,19	0,53	6,14	2,58
março/2006	329,320	0,20	0,74	5,64	2,57
abril/2006	330,501	0,36	1,10	5,26	2,57

maio/2006	334,867	1,32	2,43	4,47	2,56
junho/2006	337,892	0,90	3,36	4,62	2,52
julho/2006	339,484	0,47	3,84	5,00	2,50
agosto/2006	340,283	0,24	4,09	5,23	2,49
setembro/2006	340,670	0,11	4,21	5,09	2,48
outubro/2006	341,369	0,21	4,42	5,11	2,48
novembro/2006	342,159	0,23	4,66	5,05	2,47
dezembro/2006	343,401	0,36	5,04	5,04	2,47
janeiro/2007	344,943	0,45	0,45	5,15	2,46
fevereiro/2007	345,682	0,21	0,66	5,18	2,45
março/2007	346,617	0,27	0,94	5,25	2,44
abril/2007	348,194	0,45	1,40	5,35	2,44
maio/2007	352,204	1,15	2,56	5,18	2,43
junho/2007	355,456	0,92	3,51	5,20	2,40
julho/2007	356,545	0,31	3,83	5,03	2,38
agosto/2007	357,467	0,26	4,10	5,05	2,37
setembro/2007	359,276	0,51	4,62	5,46	2,36
outubro/2007	361,102	0,51	5,15	5,78	2,35
novembro/2007	362,403	0,36	5,53	5,92	2,34
dezembro/2007	364,525	0,59	6,15	6,15	2,33
janeiro/2008	365,906	0,38	0,38	6,08	2,32
fevereiro/2008	367,382	0,40	0,78	6,28	2,31
março/2008	369,812	0,66	1,45	6,69	2,30
abril/2008	373,031	0,87	2,33	7,13	2,28
maio/2008	380,582	2,02	4,40	8,06	2,26
junho/2008	387,906	1,92	6,41	9,13	2,22
julho/2008	393,556	1,46	7,96	10,38	2,18
agosto/2008	398,202	1,18	9,24	11,40	2,15
setembro/2008	401,975	0,95	10,27	11,88	2,12
outubro/2008	405,090	0,77	11,13	12,18	2,10
novembro/2008	407,109	0,50	11,68	12,34	2,09
dezembro/2008	407,807	0,17	11,87	11,87	2,08
janeiro/2009	409,166	0,33	0,33	11,82	2,07
fevereiro/2009	410,262	0,27	0,60	11,67	2,07
março/2009	409,216	-0,25	0,35	10,66	2,06
abril/2009	409,042	-0,04	0,30	9,65	2,06
maio/2009	414,742	1,39	1,70	8,98	2,07
junho/2009	417,657	0,70	2,42	7,67	2,04
julho/2009	418,757	0,26	2,69	6,40	2,02
agosto/2009	418,528	-0,05	2,63	5,10	2,02
setembro/2009	419,147	0,15	2,78	4,27	2,02
outubro/2009	419,405	0,06	2,84	3,53	2,02
novembro/2009	420,635	0,29	3,15	3,32	2,01
dezembro/2009	421,051	0,10	3,25	3,25	2,01
janeiro/2010	423,740	0,64	0,64	3,56	2,01
fevereiro/2010	425,268	0,36	1,00	3,66	1,99
março/2010	428,476	0,75	1,76	4,71	1,99

abril/2010	432,079	0,84	2,62	5,63	1,97
maio/2010	439,914	1,81	4,48	6,07	1,96
junho/2010	444,718	1,09	5,62	6,48	1,92
julho/2010	446,688	0,44	6,09	6,67	1,90
agosto/2010	447,296	0,14	6,23	6,87	1,89
setembro/2010	448,222	0,21	6,45	6,94	1,89
outubro/2010	449,103	0,20	6,66	7,08	1,89
novembro/2010	450,763	0,37	7,06	7,16	1,88
dezembro/2010	453,766	0,67	7,77	7,77	1,87
janeiro/2011	455,619	0,41	0,41	7,52	1,86
fevereiro/2011	456,917	0,28	0,69	7,44	1,85
março/2011	458,887	0,43	1,13	7,10	1,85
abril/2011	463,766	1,06	2,20	7,33	1,84
maio/2011	477,405	2,94	5,21	8,52	1,82
junho/2011	479,183	0,37	5,60	7,75	1,77
julho/2011	481,330	0,45	6,07	7,76	1,76
agosto/2011	481,966	0,13	6,21	7,75	1,76
setembro/2011	482,658	0,14	6,37	7,68	1,75
outubro/2011	483,758	0,23	6,61	7,72	1,75
novembro/2011	487,221	0,72	7,37	8,09	1,75
dezembro/2011	487,749	0,11	7,49	7,49	1,73
janeiro/2012	492,106	0,89	0,89	8,01	1,73
fevereiro/2012	493,584	0,30	1,20	8,02	1,72
março/2012	496,079	0,51	1,71	8,10	1,71
abril/2012	499,791	0,75	2,47	7,77	1,70
maio/2012	509,184	1,88	4,39	6,66	1,69
junho/2012	512,903	0,73	5,16	7,04	1,66
julho/2012	516,318	0,67	5,86	7,27	1,65
agosto/2012	517,657	0,26	6,13	7,41	1,64
setembro/2012	518,816	0,22	6,37	7,49	1,63
outubro/2012	519,907	0,21	6,59	7,47	1,63
novembro/2012	521,638	0,33	6,95	7,06	1,63
dezembro/2012	522,474	0,16	7,12	7,12	1,62
janeiro/2013	525,850	0,65	0,65	6,86	1,62
fevereiro/2013	529,029	0,60	1,25	7,18	1,61
março/2013	531,691	0,50	1,76	7,18	1,60
abril/2013	535,601	0,74	2,51	7,16	1,59
maio/2013	547,655	2,25	4,82	7,56	1,58
junho/2013	553,948	1,15	6,02	8,00	1,54
julho/2013	556,600	0,48	6,53	7,80	1,53
agosto/2013	558,340	0,31	6,86	7,86	1,52
setembro/2013	560,767	0,43	7,33	8,09	1,51
outubro/2013	562,241	0,26	7,61	8,14	1,51
novembro/2013	564,201	0,35	7,99	8,16	1,50
dezembro/2013	564,765	0,10	8,09	8,09	1,50
janeiro/2014	569,720	0,88	0,88	8,34	1,50
fevereiro/2014	571,577	0,33	1,21	8,04	1,48

março/2014	573,156	0,28	1,49	7,80	1,48
abril/2014	578,224	0,88	2,38	7,96	1,47
maio/2014	590,099	2,05	4,49	7,75	1,46
junho/2014	594,013	0,66	5,18	7,23	1,43
julho/2014	598,441	0,75	5,96	7,52	1,42
agosto/2014	598,898	0,08	6,04	7,26	1,41
setembro/2014	599,823	0,15	6,21	6,96	1,41
outubro/2014	600,865	0,17	6,39	6,87	1,41
novembro/2014	603,524	0,44	6,86	6,97	1,41
dezembro/2014	604,026	0,08	6,95	6,95	1,40
janeiro/2015	609,568	0,92	0,92	6,99	1,40
fevereiro/2015	611,447	0,31	1,23	6,98	1,39
março/2015	615,248	0,62	1,86	7,34	1,38
abril/2015	618,060	0,46	2,32	6,89	1,37
maio/2015	623,951	0,95	3,30	5,74	1,37
junho/2015	635,403	1,84	5,19	6,97	1,35
julho/2015	638,880	0,55	5,77	6,76	1,33
agosto/2015	642,644	0,59	6,39	7,30	1,32
setembro/2015	644,046	0,22	6,63	7,37	1,31
outubro/2015	646,355	0,36	7,01	7,57	1,31
novembro/2015	648,542	0,34	7,37	7,46	1,31
dezembro/2015	649,216	0,10	7,48	7,48	1,30
janeiro/2016	651,759	0,39	0,39	6,92	1,30
fevereiro/2016	655,263	0,54	0,93	7,17	1,30
março/2016	659,446	0,64	1,58	7,18	1,29
abril/2016	663,057	0,55	2,13	7,28	1,28
maio/2016	663,610	0,08	2,22	6,36	1,27
junho/2016	676,420	1,93	4,19	6,46	1,27
julho/2016	679,751	0,49	4,70	6,40	1,25
agosto/2016	681,756	0,29	5,01	6,09	1,24
setembro/2016	684,025	0,33	5,36	6,21	1,24
outubro/2016	685,489	0,21	5,59	6,05	1,24
novembro/2016	686,607	0,16	5,76	5,87	1,23
dezembro/2016	688,985	0,35	6,13	6,13	1,23
janeiro/2017	691,792	0,41	0,41	6,14	1,23
fevereiro/2017	696,314	0,65	1,06	6,26	1,22
março/2017	697,410	0,16	1,22	5,76	1,21
abril/2017	697,244	-0,02	1,20	5,16	1,21
maio/2017	701,664	0,63	1,84	5,73	1,21
junho/2017	708,197	0,93	2,79	4,70	1,20
julho/2017	710,355	0,30	3,10	4,50	1,19
agosto/2017	712,884	0,36	3,47	4,57	1,19
setembro/2017	713,330	0,06	3,53	4,28	1,19
outubro/2017	715,527	0,31	3,85	4,38	1,18
novembro/2017	717,751	0,31	4,18	4,54	1,18
dezembro/2017	718,276	0,07	4,25	4,25	1,18
janeiro/2018	720,495	0,31	0,31	4,15	1,18

fevereiro/2018	721,414	0,13	0,44	3,60	1,17
março/2018	723,163	0,24	0,68	3,69	1,17
abril/2018	725,245	0,29	0,97	4,02	1,17
maio/2018	726,923	0,23	1,20	3,60	1,17
junho/2018	733,984	0,97	2,19	3,64	1,16
julho/2018	738,487	0,61	2,81	3,96	1,15
agosto/2018	739,583	0,15	2,97	3,75	1,14
setembro/2018	741,305	0,23	3,21	3,92	1,14
outubro/2018	743,866	0,35	3,56	3,96	1,14
novembro/2018	744,865	0,13	3,70	3,78	1,14
dezembro/2018	745,856	0,13	3,84	3,84	1,13
janeiro/2019	749,517	0,49	0,49	4,03	1,13
fevereiro/2019	750,180	0,09	0,58	3,99	1,13
março/2019	752,524	0,31	0,89	4,06	1,13
abril/2019	755,373	0,38	1,28	4,15	1,12
maio/2019	755,625	0,03	1,31	3,95	1,12
junho/2019	762,304	0,88	2,21	3,86	1,12
julho/2019	766,699	0,58	2,79	3,82	1,11
agosto/2019	769,951	0,42	3,23	4,11	1,10
setembro/2019	773,520	0,46	3,71	4,35	1,10
outubro/2019	774,939	0,18	3,90	4,18	1,09
novembro/2019	775,225	0,04	3,94	4,08	1,09
dezembro/2019	776,839	0,21	4,15	4,15	1,09
janeiro/2020	779,766	0,38	0,38	4,04	1,09
fevereiro/2020	782,336	0,33	0,71	4,29	1,08
março/2020	784,338	0,26	0,97	4,23	1,08
abril/2020	786,070	0,22	1,19	4,06	1,08
maio/2020	787,666	0,20	1,39	4,24	1,08
junho/2020	790,331	0,34	1,74	3,68	1,07
julho/2020	799,589	1,17	2,93	4,29	1,07
agosto/2020	805,356	0,72	3,67	4,60	1,06
setembro/2020	814,701	1,16	4,87	5,32	1,05
outubro/2020	828,778	1,73	6,69	6,95	1,04
novembro/2020	839,382	1,28	8,05	8,28	1,02
dezembro/2020	845,268	0,70	8,81	8,81	1,01

ANEXO B - Tabela de custos *per capita* de tratamento de efluentes por tecnologia e por fonte bibliográfica

Tecnologia	Fonte	Número de dados	Intervalo populacional (hab)		Faixa de custo (R\$/hab)	
LF + LF/ LA + LF	von Sperling (2017)	15	2.089	61.000	151	261
	Nunes <i>et al.</i> (2005)	11	6.797	31.148	278	1.629
	Pacheco (2011)	6	1.367	10.944	469	1.185
	Brites <i>et al.</i> (2017)	2	6.797	202.523	166	1.100
	Pessoa (2019)	9	4.204	183.864	145	734
LA+LF+LM/ LA+LF+LM	von Sperling (2017)	10	1.000	14.485	335	606
Lodos ativados	von Sperling (2017)	9	40.000	1.500.000	398	490
	Nunes <i>et al.</i> (2005)	18	4.741	336.000	278	844
	Pacheco (2011)	12	8.046	400.000	228	375
	Brites <i>et al.</i> (2017)	6	15.970	277.666	220	328
	Colossi (2002)	4	6.000	55.100	109	454
	Pessoa (2019)	4	24.330	2.265.795	110	473
UASB	von Sperling (2017)	5	4.320	15.146	66	204
	Nunes <i>et al.</i> (2005)	3	234.074	1.010.880	108	138
	Pessoa (2019)	27	1.023	344.587	119	251
UASB+LA	Brites <i>et al.</i> (2017)	2	319.592	366.720	143	160
UASB+LF	Nunes <i>et al.</i> (2005)	3	118.815	226.185	35	1.252
	Pacheco (2011)	4	3.692	33.161	190	490
	Pessoa (2019)	8	2.895	39.429	237	378
UASB+LF+LM	von Sperling (2017)	10	5.135	138.000	299	480
	Nunes <i>et al.</i> (2005)	3	7.389	87.352	247	648
	Pessoa (2019)	10	5.026	129.125	78	493
UASB+LF+LM+LM	von Sperling (2017)	4	7.292	41.130	435	729
UASB+FA	von Sperling (2017)	9	1.381	199.041	239	355
	Nunes <i>et al.</i> (2005)	5	4.944	50.093	106	495
	Pacheco (2011)	6	1.609	18.000	255	529
	Pessoa (2019)	19	342	14.404	126	362
UASB+FBP	von Sperling (2017)	22	4.584	300.000	244	408
	Nunes <i>et al.</i> (2005)	14	14.111	249.000	232	429
	Pacheco (2011)	10	27.024	115.200	245	361
	Pessoa (2019)	32	1.327	943.547	157	626
UASB+LAT	Nunes <i>et al.</i> (2005)	12	10.037	789.997	259	942
	Pessoa (2019)	2	54.908	288.988	325	478
	Brites <i>et al.</i> (2017)	5	57.000	500.000	374	712
UASB+ES	Pessoa (2019)	9	623	28.371	97	364

Legenda: LF: Lagoa facultativa; LA: Lagoa anaeróbia; LM: Lagoa de maturação; UASB: Reator anaeróbio de manta de lodo de fluxo ascendente; FA: Filtro anaeróbio; FBP: Filtro biológico percolador; LAT: Lodos ativados convencional; ES: Escoamento superficial.

ANEXO C - Dimensionamento e verificação de tubulações (n = 0,013)

D	y/D	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
100	v/(l) ^{1/2}	1,690	2,638	3,399	4,045	4,608	5,105	5,544	5,933	6,277	6,577	6,835	7,053	7,230	7,365	7,455	7,496	7,481	7,394	7,202	6,577
	Q/(l) ^{1/2}	0,000	0,001	0,003	0,005	0,007	0,010	0,014	0,017	0,022	0,026	0,030	0,035	0,039	0,043	0,047	0,050	0,053	0,055	0,056	0,052
150	v/(l) ^{1/2}	2,214	3,457	4,454	5,301	6,038	6,689	7,265	7,775	8,225	8,618	8,957	9,242	9,474	9,650	9,768	9,822	9,802	9,689	9,437	8,618
	Q/(l) ^{1/2}	0,001	0,003	0,007	0,013	0,021	0,030	0,040	0,051	0,063	0,076	0,089	0,102	0,115	0,128	0,139	0,149	0,157	0,162	0,164	0,152
200	v/(l) ^{1/2}	2,682	4,188	5,395	6,421	7,315	8,103	8,801	9,419	9,964	10,440	10,851	11,196	11,477	11,691	11,834	11,899	11,875	11,738	11,432	10,440
	Q/(l) ^{1/2}	0,002	0,007	0,016	0,029	0,045	0,064	0,086	0,111	0,137	0,164	0,192	0,220	0,248	0,275	0,299	0,321	0,338	0,350	0,352	0,328
250	v/(l) ^{1/2}	3,112	4,860	6,261	7,451	8,488	9,403	10,212	10,929	11,562	12,115	12,591	12,992	13,318	13,566	13,732	13,808	13,780	13,621	13,265	12,115
	Q/(l) ^{1/2}	0,003	0,012	0,029	0,052	0,081	0,116	0,156	0,200	0,248	0,297	0,348	0,400	0,450	0,498	0,542	0,581	0,613	0,634	0,639	0,595
300	v/(l) ^{1/2}	3,514	5,488	7,070	8,414	9,585	10,618	11,532	12,342	13,056	13,680	14,218	14,671	15,039	15,319	15,506	15,592	15,560	15,381	14,980	13,680
	Q/(l) ^{1/2}	0,005	0,020	0,047	0,085	0,132	0,189	0,254	0,326	0,403	0,484	0,566	0,650	0,731	0,810	0,882	0,945	0,996	1,031	1,039	0,967
350	v/(l) ^{1/2}	3,895	6,082	7,835	9,325	10,623	11,767	12,780	13,678	14,469	15,161	15,757	16,259	16,667	16,977	17,185	17,280	17,245	17,046	16,601	15,161
	Q/(l) ^{1/2}	0,007	0,030	0,071	0,128	0,200	0,286	0,384	0,492	0,608	0,729	0,854	0,980	1,103	1,221	1,330	1,426	1,503	1,555	1,567	1,459
400	v/(l) ^{1/2}	4,257	6,648	8,565	10,193	11,612	12,863	13,970	14,951	15,816	16,573	17,224	17,773	18,218	18,558	18,785	18,888	18,850	18,633	18,147	16,573
	Q/(l) ^{1/2}	0,010	0,043	0,101	0,182	0,285	0,408	0,548	0,702	0,867	1,041	1,220	1,399	1,575	1,744	1,899	2,036	2,146	2,220	2,238	2,083
450	v/(l) ^{1/2}	4,605	7,191	9,264	11,026	12,560	13,913	15,111	16,173	17,108	17,926	18,631	19,225	19,706	20,073	20,319	20,431	20,390	20,155	19,629	17,926
	Q/(l) ^{1/2}	0,014	0,060	0,139	0,250	0,391	0,558	0,750	0,961	1,188	1,426	1,670	1,915	2,157	2,387	2,600	2,787	2,938	3,039	3,064	2,851
500	v/(l) ^{1/2}	4,940	7,715	9,938	11,828	13,474	14,926	16,211	17,349	18,353	19,231	19,987	20,624	21,140	21,534	21,798	21,918	21,874	21,621	21,057	19,231
	Q/(l) ^{1/2}	0,018	0,079	0,184	0,331	0,517	0,739	0,993	1,272	1,573	1,888	2,212	2,537	2,856	3,161	3,443	3,691	3,891	4,024	4,057	3,776
600	v/(l) ^{1/2}	5,579	8,712	11,223	13,357	15,216	16,855	18,306	19,592	20,725	21,716	22,570	23,289	23,873	24,317	24,615	24,751	24,701	24,416	23,779	21,716
	Q/(l) ^{1/2}	0,029	0,128	0,298	0,538	0,841	1,202	1,614	2,069	2,558	3,070	3,596	4,125	4,644	5,141	5,599	6,002	6,327	6,544	6,598	6,140
700	v/(l) ^{1/2}	6,183	9,654	12,437	14,802	16,863	18,679	20,288	21,712	22,968	24,067	25,013	25,810	26,456	26,949	27,279	27,430	27,374	27,058	26,353	24,067
	Q/(l) ^{1/2}	0,044	0,193	0,450	0,811	1,269	1,814	2,435	3,121	3,858	4,631	5,425	6,223	7,006	7,754	8,446	9,053	9,544	9,871	9,952	9,262
800	v/(l) ^{1/2}	6,758	10,553	13,595	16,181	18,433	20,418	22,176	23,734	25,107	26,307	27,342	28,213	28,920	29,458	29,819	29,984	29,923	29,578	28,806	26,307
	Q/(l) ^{1/2}	0,064	0,276	0,643	1,158	1,811	2,590	3,477	4,456	5,508	6,612	7,745	8,884	10,002	11,071	12,058	12,926	13,626	14,094	14,209	13,224
900	v/(l) ^{1/2}	7,310	11,415	14,706	17,502	19,938	22,086	23,988	25,672	27,158	28,456	29,575	30,517	31,282	31,865	32,254	32,433	32,367	31,994	31,159	28,456
	Q/(l) ^{1/2}	0,087	0,378	0,880	1,585	2,480	3,545	4,760	6,101	7,540	9,052	10,603	12,162	13,693	15,157	16,508	17,695	18,654	19,294	19,452	18,103
1000	v/(l) ^{1/2}	7,842	12,246	15,776	18,776	21,389	23,693	25,733	27,541	29,134	30,527	31,727	32,738	33,558	34,183	34,601	34,793	34,722	34,322	33,426	30,527
	Q/(l) ^{1/2}	0,115	0,501	1,165	2,100	3,284	4,695	6,304	8,080	9,987	11,988	14,043	16,108	18,136	20,073	21,863	23,436	24,706	25,553	25,762	23,976
1200	v/(l) ^{1/2}	8,856	13,829	17,815	21,203	24,154	26,755	29,059	31,100	32,899	34,472	35,828	36,969	37,895	38,601	39,073	39,290	39,210	38,758	37,747	34,472
	Q/(l) ^{1/2}	0,187	0,814	1,895	3,414	5,341	7,635	10,251	13,138	16,239	19,494	22,835	26,193	29,490	32,642	35,552	38,109	40,174	41,553	41,892	38,987
1400	v/(l) ^{1/2}	9,814	15,326	19,743	23,497	26,768	29,651	32,205	34,466	36,460	38,203	39,705	40,970	41,997	42,779	43,303	43,542	43,454	42,953	41,832	38,203
	Q/(l) ^{1/2}	0,282	1,228	2,859	5,150	8,056	11,517	15,463	19,818	24,496	29,405	34,445	39,511	44,484	49,238	53,627	57,484	60,600	62,679	63,192	58,810
1600	v/(l) ^{1/2}	10,728	16,752	21,581	25,685	29,260	32,412	35,203	37,675	39,855	41,760	43,402	44,785	45,907	46,762	47,334	47,596	47,499	46,952	45,727	41,760
	Q/(l) ^{1/2}	0,403	1,753	4,081	7,353	11,502	16,443	22,077	28,295	34,973	41,982	49,179	56,410	63,511	70,298	76,565	82,072	86,520	89,489	90,221	83,964
1800	v/(l) ^{1/2}	11,604	18,121	23,344	27,783	31,650	35,059	38,078	40,752	43,110	45,172	46,947	48,443	49,657	50,582	51,201	51,484	51,379	50,787	49,462	45,172
	Q/(l) ^{1/2}	0,552	2,400	5,588	10,066	15,746	22,510	30,224	38,736	47,879	57,474	67,326	77,226	86,947	96,238	104,818	112,357	118,447	122,511	123,513	114,948
2000	v/(l) ^{1/2}	12,449	19,439	25,043	29,805	33,953	37,610	40,849	43,718	46,247	48,459	50,364	51,968	53,270	54,263	54,926	55,230	55,118	54,482	53,061	48,459
	Q/(l) ^{1/2}	0,731	3,178	7,400	13,332	20,854	29,813	40,029	51,302	63,411	76,118	89,167	102,279	115,153	127,458	138,821	148,807	156,871	162,254	163,581	152,237
	β	0,033	0,064	0,093	0,121	0,147	0,171	0,193	0,214	0,233	0,250	0,265	0,278	0,288	0,296	0,302	0,304	0,303	0,298	0,286	0,250

Fonte: Tsutiya e Alem Sobrinho (2000).