

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil,
Arquitetura e Urbanismo

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DA MODIFICAÇÃO DE
UM SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO
COMPOSTO POR TANQUE SÉPTICO E FILTRO
ANAERÓBIO POR UM MODELO DE AERAÇÃO
COMPARTIMENTADA

Josué Tadeu Leite França

Campinas

2012

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

Josué Tadeu Leite França

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DA MODIFICAÇÃO DE UM
SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO COMPOSTO POR
TANQUE SÉPTICO E FILTRO ANAERÓBIO POR UM MODELO DE
AERAÇÃO COMPARTIMENTADA**

Tese apresentada a comissão de pós graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de doutor em Engenharia Civil na Área de Concentração de Saneamento e Ambiente.

Orientador: Prof. Dr. Ronaldo Stefanutti

Campinas – SP

Fevereiro de 2012

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

F844a França, Josué Tadeu Leite
Avaliação do desempenho da modificação de um sistema de tratamento de esgoto composto por tanque séptico e filtro anaeróbico por um modelo de aeração compartimentada / Josué Tadeu Leite França . -- Campinas, SP: [s.n.], 2012.

Orientador: Ronaldo Stefanutti.
Tese de Doutorado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Tanque sépticos. 2. Tratamento anaerobio. 3. Esgotos - Tratamento. I. Stefanutti, Ronaldo. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Performance evaluation of the modification of a sewage treatment system consisting of septic tank and anaerobic filter for a model compartmentalized aeration

Palavras-chave em Inglês: Septic tank, Anaerobic treatment, Sewage - Treatment

Área de concentração: Saneamento e Ambiente

Titulação: Doutor em Engenharia Civil

Banca examinadora: Francisco Suetônio Bastos Mota, Roque Passos Piveli, Denis Miguel Roston, Adriano Luiz Tonetti

Data da defesa: 29-02-2012

Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

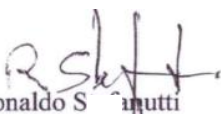
UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

Josué Tadeu Leite França

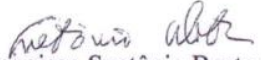
**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DA MODIFICAÇÃO DE UM SISTEMA DE
TRATAMENTO DE ESGOTO COMPOSTO POR TANQUE SÉPTICO E FILTRO
ANAERÓBIO POR UM MODELO DE AERAÇÃO COMPARTIMENTADA**

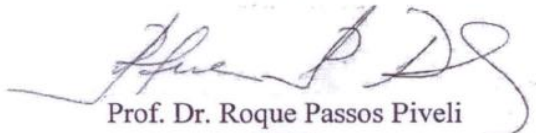
Tese apresentada à comissão de pós – graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil, na área de concentração de Saneamento e Ambiente.

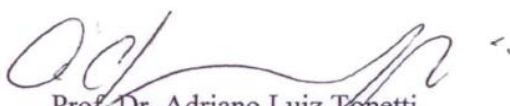
Comissão examinadora:


Prof. Dr. Ronaldo S. Anutti
Presidente e Orientador/UFC


Prof. Dr. Denis Miguel Roston
FEAGRI/UNICAMP


Prof. Dr. Francisco Suetônio Bastos Mota
UFC


Prof. Dr. Roque Passos Piveli
USP


Prof. Dr. Adriano Luiz Tonetti
FEC/UNICAMP

Campinas, 29 de Fevereiro de 2012.

Dedicatória

Ao meu pai “*in memoriam*”, e a minha mãe
pelo exemplo de vida,
pelos valores cultivados e transmitidos
e por terem sido meus maiores
incentivadores.

Agradecimentos

A Deus, por tudo;

Aos Professores Doutores Ronaldo Stefanutti, Bruno Coraucci Filho e Franscico Anaruma Filho, pela orientação, dedicação, apoio e, pelos ensinamentos e ao Msc Luccas Marinho pelo apoio e colaboração;

À minha esposa Rosali e as minhas filhas Lizzi e Beatriz, pelo apoio, compreensão e incentivo nos momentos de dificuldades;

Ao Superintendente da Unidade de Negócio do Alto Paranapanema, Ivan Sobral de Oliveira, e aos outros superintendentes: José Aurélio Boranga, Gustavo Cutolo Sobrinho e Maria da Glória Marques, que por aqui passaram e permitiram que fosse possível esta conclusão do curso de pós graduação, a qual conferiu-me o título de Doutor em Engenharia Civil na área de Saneamento e Ambiente;

Aos amigos do Departamento de Gestão e Desenvolvimento Operacional: Eng^{os} Valter Katsume Hiraichi, Paulo Cezar, Diogo, Aderson, Fátima, Fukuda, Renaldo e Laércio Hansted e aos amigos da Gerência Divisional de Itapetininga Eng^{os} Ullisses, Mauro Nalesso Jobber, Tec. Paulo Cesar Oliveira (PC), Tec. Rosinha, Tec. Leandro, Tec. Sergio Catão, pelo apoio e contribuição para realização do projeto;

A todos os amigos do Laboratório da Sabesp – Itapetininga, Anna, Tiago, André, Paulo Alcino, Jair, Salvador, Paulinho, Juvêncio, Luciano, Cintia, Francine e em especial ao Gentil, Valdemir e Renato, pela colaboração eventual, sem comprometimento da rotina do laboratório;

*O saber se aprende com os mestres.
A sabedoria, só com o corriqueiro da vida.*

“Cora Coralina”

RESUMO

França, Josué T. L. **Avaliação do Desempenho da Modificação de um sistema de tratamento de esgoto composto por tanque séptico e filtro anaeróbio por um modelo de aeração compartimentada.** Campinas: Faculdade de Engenharia Civil – UNICAMP - 2012. 254 p. Tese (Doutorado)

Este trabalho tem como objetivo avaliar o desempenho da modificação concernente a um processo de tratamento “tanque séptico seguido de filtro anaeróbio”, no Distrito Bom Retiro, município de Angatuba, região sudoeste do Estado de São Paulo, por um modelo aerado, com aproveitamento integral das unidades existentes após pequenas adequações, visando atender a legislação e com baixo nível de operação. O sistema foi baseado em alguns parâmetros utilizados em lagoas aeradas e parcialmente aeradas. A remoção do lodo para a proposta é anual ou quando o sistema atingir os limites dos parâmetros de controle operacional: DBO efluente $\geq 60 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$ ou eficiência de remoção dos SST $\leq 80\%$. Após um ano de operação da proposta parcialmente concluída (sem tratamento preliminar), apesar de não atingir os limites máximos estabelecidos foram realizadas a quantificação e remoção do lodo gerado. O sistema de desagüamento foi realizado em uma série de “BAGs” verticais de polipropileno reutilizáveis por até 20 vezes, com capacidade para 2m^3 . Após as adequações, os resultados na segunda etapa do experimento com relação à DBO afluente e efluente, sólidos em suspensão total efluente (SST), residual de oxigênio dissolvido na saída do tanque de polimento, densidade de potência utilizada, custo de energia per capita (kWh ano^{-1}) e custo de implantação per capita foram: DBO afluente e efluente teve como média e desvio padrão $674 \pm 137 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$ e $22 \pm 5 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$, respectivamente. A média aparada com relação ao residual de oxigênio dissolvido foi de $3,6 \pm 1,2 \text{ mg L}^{-1}$, a densidade de potência 42 W m^{-3} , o consumo de energia foi de $56 \text{ kWh hab}^{-1} \text{ ano}^{-1}$ e o custo de implantação *per capita* foi de R\$ 140,00. A proposta visa a adequação dos sistemas (tanque séptico + filtro anaeróbio) e implantação em pequenas comunidades, sem sistemas de tratamento de esgotos.

Palavras Chaves: tanque séptico, tratamento anaeróbio, esgotos – tratamento.

ABSTRACT

França, Josué T. L. **Performance evaluation of the modification of a sewage treatment system consisting of septic tank and anaerobic filter for a model compartmentalized aeration.** 2012. 254 p. Thesis (PhD in Civil Engineering) – School of Civil Engineering, Architecture and Urbanism – State University of Campinas, Campinas-SP, 2012.

This work aims to evaluate the performance concerning the modification of the a treatment process "septic tank followed by anaerobic filter", in Bom Retiro district, municipality of Angatuba, and southwest of São Paulo, by aerated model with full use of existing units after minor adjustments, to meet the rules environmental and low level of operation. The system is based on some parameters used in aerated lagoons and partly aerated lagoons. The sludge removal is proposed for the year or when the system reaches the limits of the parameters of operational control: $\geq 60 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$ BOD effluent and TSS removal efficiency of $\leq 80\%$. After a year of operation of the proposed partially completed (without pre-treatment) did not reach the ceilings was conducted to quantify and removal of sludge generated. The dewatering system was conducted in a number of "BAGs" vertical polypropylene reusable for up to 20 times, with a capacity of 2 m^3 . After the adjustments results in the second stage of the experiment with respect to the influent and effluent BOD, total suspended solids effluent (TSS), residual dissolved oxygen in the tank outlet polishing, power density used, energy cost per capita (kWh year^{-1}) and cost of deployment per capita were: influent and effluent BOD was mean and standard deviation $674 \pm 137 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$ and $22 \pm 5 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$, respectively. The mean residual trimmed with respect to dissolved oxygen was $3.6 \pm 1,2 \text{ mg L}^{-1}$, the power density 42 W m^{-3} , the power consumption was $56 \text{ kWh. hab}^{-1} \text{ year}^{-1}$ and implementation cost per capita of R\$ 140.00. The proposal aims adequacy of systems (septic tank + anaerobic filter) and deployment in small communities without sewage treatment systems.

Keywords: septic tank, anaerobic treatment, sewage, treatment

SUMÁRIO

	Página
2.1 Hipótese	47
2.2 Objetivo geral	47
3 Objetivos específicos	47
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	49
3.1. Tratamento dos esgotos.....	49
3.1.1 Considerações preliminares.....	49
3.1.2 Características dos Esgotos, Necessidades de Tratamento e Concepção das Estações	53
3.1.3 Dados de geração de lodo séptico no Brasil	62
3.2 Fossas e tanques sépticos: definições, tipos, características e aplicabilidade....	65
3.2.1 Classificação dos tipos de sistemas.....	66
3.2.2 Tipos de tanques sépticos.....	67
3.2.3 Implantação, operação e manutenção	74
3.2.4 Pós-tratamento de efluentes de tanques sépticos	75
3.2.5 Preocupação ambiental.....	76
3.2.5.1 Gases de Efeito Estufa (GEE).....	76
3.2.5.2 Amostragem de gás com câmaras de fluxo	79

3.2.5.3 Amostragem por sistema de ventilação	80
3.2.5.4 Emissões de Metano	81
3.2.5.5 Emissões de Dióxido de Carbono.....	83
3.2.5.6 Emissões de Oxido Nitroso	84
3.2.5.7 Emissões e implicações	85
3.2.5.8 Efluentes lançados nos corpos d'água: problema da eutrofização.....	85
3.2.5.8.1 Rede de córregos monitorados.....	87
3.2.5.9 Lodo de tanque séptico	93
3.3 Filtros anaeróbios	107
3.3 Lagoas aeradas de mistura completa.....	113
3.4 Lagoas facultativas parcialmente aeradas.....	120
3.4.1 Descrição do processo	122
3.4.2 Critérios de projeto	122
3.4.2.1 Tempo de detenção hidráulico	123
3.4.2.2 DBO solúvel efluente	123
3.4.2.3 DBO particulada efluente.....	126
3.4.2.4 Requisitos de oxigênio.....	127
3.4.2.5 Requisitos energéticos	128
3.4.2.6 Acúmulo de lodo	129
3.4.3 Características de concentrações efluentes, remoções e consumo de energia em função dos tipos de tratamento	129
3.4.4 Comparação entre lagoa aerada aeróbia e lagoa facultativa parcialmente aerada	137
3.4.5 Taxa de aplicação volumétrica aplicada (Lv)	137

4. MATERIAL E MÉTODOS	139
4.1 Local do experimento	139
4.2 Histórico	141
4.3 Concepção do sistema proposto para ETE Bom Retiro	146
4.4 Planejamentos do experimento na ETE do Distrito Bom Retiro	148
4.4.1 Delineamento do experimento na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, município de Angatuba, SP	150
4.4.2 Unidades em operação na 1ª Etapa do experimento	151
4.4.3 Remoção de lodo do tanque facultativo e do tanque de polimento da ETE Bom Retiro – Distrito Bom Retiro – Angatuba,SP	155
4.4.3.1 Processo de remoção do lodo gerado no tanque facultativo e no tanque de polimento da ETE Bom Retiro	155
4.5 Valores da DBO afluente da ETE Bom Retiro – Angatuba SP	160
4.5.1 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para DBO afluente da ETE Bom Retiro em $\text{mg O}_2 \text{ L}^{-1}$	162
4.5.2 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para ST afluente da ETE Bom Retiro em mg L^{-1}	162
4.5.3 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para DQO afluente da ETE Bom Retiro em $\text{mg O}_2 \text{ L}^{-1}$	163
4.6 Dados do sistema modificado (2011)	165
4.7 Contribuição de esgoto no Distrito Bom Retiro, município de Angatuba, SP.	165
4.7.1 Cálculo estimado por meio do consumo <i>per capita</i> de água	165
4.7.2 Contribuição de esgoto medido no Distrito Bom Retiro, município de Angatuba,SP	166
4.7.3 Determinação da vazão horária afluente da ETE Bom Retiro	168

4.7.4 Caracterização do esgoto do afluente e das unidades após modificação ETE Bom Retiro.....	169
4.7.4.1 Caracterização do esgoto sanitário bruto do Distrito Bom Retiro, município de Angatuba, SP	173
4.8 Métodos de análises dos parâmetros monitorados	174
4.9 Dimensionamento – Cálculos Básicos.....	176
4.9.1 Potência de Aeração	176
4.9 Instalações dos aeradores na 1ª Etapa do Experimento (janeiro a julho 2011).177	
4.11 Unidades do sistema proposto	182
4.11.1 Tanque de aeração I.....	182
4.11.2 Tanque de aeração II.....	182
4.11.3 Tanque Facultativo	183
4.11.4 Tanque para polimento.....	183
4.12 Levantamento da taxa de aplicação volumétrica (L_v) da ETE Rechan – Itapetininga – SP	184
4.12.1 DBO afluente e Efluente da ETE Rechan – Itapetininga – SP.....	184
4.12.2 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para DBO em $\text{mg O}_2 \text{ L}^{-1}$	185
afluente da ETE Rechan – Distrito Rechan - Itapetininga - SP.....	185
4.12.4 Sistema de aeração da ETE Rechan – Itapetininga – SP	186
4.12.5 Área de influência máxima dos aeradores e área de sedimentação.	187
4.12.6 Carga orgânica aplicada na ETE Rechan.....	188
5. RESULTADOS E DISCUSSÃO	189
5.1 Antes da alteração do sistema ETE Bom Retiro (dados históricos)	189

5.1.1 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para DBO efluente das ETEs de outras unidades da Sabesp, com características similares a ETE Bom Retiro – Angatuba – SP em $\text{mg O}_2 \text{ L}^{-1}$	192
5.2.1 Remoção de DBO (afluente e efluente)	192
5.2.2 Dados das medidas estatísticas descritivas para a DBO afluente em $\text{mg O}_2 \text{ L}^{-1}$	195
5.2.4 Avaliação dos Sólidos em Suspensão Total (afluente e efluente).....	197
5.2.5 Taxa de aplicação volumétrica (L_v) no sistema de sedimentação (TF + TP). 198	
5.3 Eficiência do sistema - 1ª Etapa do experimento	198
5.3.1 Remoção de DBO (Afluente e Efluente).....	198
5.3.1.1 Dados das medidas estatísticas descritivas para a DBO afluente em $\text{mg O}_2 \text{ L}^{-1}$ na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.....	199
5.3.1.2 Dados das medidas estatísticas descritivas para a DBO efluente em $\text{mg O}_2 \text{ L}^{-1}$ na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP	199
5.3.2 Avaliação da DBO em todas as unidades do processo	201
5.3.2.1 Remoção da DBO no Tanque de aeração I e II	202
5.3.2.2 Taxa de aplicação volumétrica (L_v) no Tanque Facultativo e Tanque de Polimento	203
5.3.3 Eficiência com relação à remoção de sólidos em suspensão total (SST)	204
5.3.3.1 Avaliação dos SST em todas as unidades do processo.....	205
5.3.4 Residual de oxigênio dissolvido na saída do tanque de polimento	207
5.3.5 Variação do pH no afluente e efluente da ETE Bom Retiro	209
5.3.6 Nitrogênio Amoniacal	210
5.3.6.1 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para o Nitrogênio amoniacal afluente da ETE Bom Retiro em mg L^{-1}	211

5.3.6.2 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para o Nitrogênio amoniacal efluente da ETE Bom Retiro em mg L^{-1}	211
5.3.6.4 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para o Nitrogênio amoniacal efluente para tratamento por meio de Tanque séptico seguido de filtro anaeróbio em mg L^{-1}	214
5.3.6.5 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para o efluente de Nitrogênio amoniacal em mg L^{-1} , nos sistemas de tratamento tipo Australiano.....	217
5.3.6.6 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para o efluente de sistemas de tratamento por lagoas aeradas seguidas de sedimentação em relação ao Nitrogênio amoniacal em mg L^{-1}	218
5.3.6.7 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para o efluente de sistemas de tratamento por lagoas facultativas parcialmente aeradas com relação ao Nitrogênio amoniacal em mg L^{-1}	220
5.3.6.8 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para o efluente de sistemas de tratamento por lagoas facultativas primárias com relação ao Nitrogênio amoniacal em mg L^{-1}	222
5.3.7 Fósforo Total	223
5.3.7.1 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para o Fósforo total afluente da ETE Bom Retiro em mg L^{-1}	223
5.3.7.2 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para o Fósforo total efluente da ETE Bom Retiro em mg L^{-1} após modificação.....	224
5.3.7.3 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para a remoção de Fósforo total no tratamento modificado da ETE Bom Retiro em % após modificação	224
5.4.1 Quantificação do lodo gerado no tanque de polimento.....	226
5.4.2 Quantificação do lodo gerado no tanque facultativo e no tanque de polimento	227
5.5 Custo de energia para a 1ª Etapa do experimento	228

5.6 Custos para modificação proposta para a ETE Bom Retiro	230
5.6.1 Custos de algumas opções de tratamento possíveis para ETE Bom Retiro – Angatuba - SP.....	231
5.7 Segunda etapa do experimento na ETE Bom Retiro	236
5.7.1 Remoção da DBO em todas as fases do processo na 2ª Etapa do experimento na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP	236
5.7.2 Avaliação do teor de oxigênio na saída do tanque de polimento na 2ª Etapa do experimento	238
5.7.3 Avaliação dos Sólidos em Suspensão Totais no afluente e no efluente do tratamento na 2ª Etapa do experimento.....	239
5.7.4 Custo de energia para a 2ª Etapa do experimento	241
6. CONCLUSÕES	245
7. RECOMENDAÇÕES.....	247
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	249

LISTAS DE FIGURAS

Figura 01. Efeitos diretos e indiretos do abastecimento de água e do esgotamento sanitário sobre a saúde: esquema conceitual.	52
Figura 2 - Composição do esgoto	55
Figura 3 - Tanque séptico câmara única (corte longitudinal).....	68
Figura 4 - Tanque com câmaras em série (corte longitudinal)	69
Figura 5 - Tanque com câmaras sobrepostas (corte transversal)	70
Figura 6. A sequência de processos na digestão anaeróbia de macro moléculas (os números referem-se a porcentagens, expressas como DQO)	74
Figura 7 - Quadro descritivo dos sites selecionados para amostragem do gás de tanques sépticos.	78
Figura 8 - Desenho esquemático do sistema de coleta de gases através da câmara de fluxo.....	79
Figura 9 – Sistema de coleta através de câmara de fluxo.....	80
Figura 10 - Desenho esquemático de um sistema de coleta de gases de tanque séptico por ventilação	81
Figura 11 - Vila de Loddington em Leicestershire mostrando os pontos de monitoramento em relação às habitações rurais. A Estação de monitoramento na saída	

da Ponte Belton monitorada por Jarvie, et al. (2010) é também mostrada. As flechas indicam a direção do fluxo.	86
Figura 12 - Volume acumulado de lodo mais espuma ($L \text{ ano}^{-1}$) na primeira e na segunda câmara do tanque de 3.600 L	98
Figura 13 - Frequência de bombeamento do lodo (remoção do tanque séptico) em função do consumo <i>per capita</i> de água e frequência de remoção do lodo da segunda câmara em função da frequência de remoção da primeira câmara do tanque séptico	104
Figura - 14 - Anéis de conduíte	108
Figura 15 - Pedra Brita 4"	108
Figura 16 - Meio suporte tipo randônico diferentes modelos	109
Figura 17 - Blocos de polietileno.....	109
Figura 18 - Pedra de mão ou rachão	109
Figura 19 - Blocos de polietileno.....	109
Figura 20 - Casca de coco verde.....	110
Figura 21 - Corte longitudinal de um filtro afogado com sentido de fluxo descendente	111
Figura 22 - Corte transversal de um filtro afogado com sentido de fluxo descendente, com vista das tubulações de entrada e saída de efluente	112
Figura 23 - Filtro com fluxo ascendente e com fundo falso.....	112
Figura 24 - Outro tipo de filtro com fluxo ascendente com fundo falso	113
Figura 25 - Lagoa aerada com mistura completa	114
Figura 26 - Lagoa facultativa parcialmente aerada	120

Figura 27 - Curva de custo de implantação de ETEs com processo de Lodos Ativados Convencional para grande porte	134
Figura 28 - Custo de Implantação de ETEs com processo de Lodos Ativados por Batelada	134
Figura 29 - Curva de custo de implantação de ETEs com tratamento de lodos ativados	135
Figura 30 - Curva de custo de implantação de ETEs com tratamento por lagoas de estabilização.....	136
Figura 31 - Curva de custo de implantação de ETEs com tratamento por UASB e pós - tratamento	136
Figura 32 - Mapa de localização do município de Angatuba. (Sabesp, 2012)	140
Figura 33 - Localização do Distrito Bom Retiro - Rodovia Raposo Tavares – SP 270 (Km 195 + 322m)	141
Figura 34 - Sistema de tratamento de esgoto sanitário implantado no Distrito Bom Retiro – Angatuba - SP em 1994 (SABESP)	143
Figura 35 - Caixa de divisão da chegada do esgoto bruto da ETE Bom Retiro	144
Figura 36 - Módulo I do sistema antes da alteração da ETE Bom Retiro	144
Figura 37 - Módulo II do sistema antes da alteração da ETE Bom Retiro	145
Figura 38 - Saído do Filtro anaeróbio de fluxo ascendente da ETE Bom Retiro.	145
Figura 39 - Entrada no Filtro anaeróbio de fluxo ascendente da ETE Bom Retiro	145
Figura 40 - Efluente do filtro anaeróbio da ETE Bom Retiro	145

Figura 41 - Tanque de contato da ETE Bom Retiro (desinfecção) e saída do filtro anaeróbio.....	146
Figura 42 - Croqui esquemático do sistema proposto para ETE Bom Retiro.....	147
Figura 43 - Tanques de aeração I e II em operação (cobertura sombrite), na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro -Angatuba,SP	151
Figura 44 - Tanque facultativo (sistema ainda sem tratamento preliminar) na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro- Angatuba, SP	151
Figura 45 - Tanque de polimento em operação da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP	152
Figura 46 - Saída do tanque de polimento (coletor final) da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP	152
Figura 47 - Efluente do tanque de polimento, ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP.....	152
Figura 48 - Tanque de contato para desinfecção ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP.....	152
Figura 49 - Ponto de lançamento no corpo receptor Ribeirão Bom, Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP.....	153
Figura 50 - Monitoramento do efluente final da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP.....	153
Figura 51- Proposta modificada em fase de conclusão, (falta interligação da chegada de esgoto no tratamento preliminar e deste no tanque de aeração I) ETE Bom Retiro – Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP.....	153

Figura 52 - Sistema de entrada do esgoto bruto ainda em operação (caixa de gordura provisória) na ETE Bom Retiro – Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP	154
Figura 53 - Caixa de gordura da proposta alternativa ainda fora de operação na ETE Bom Retiro – Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP	154
Figura 54 - Obra civil concluída, para instalação de gradeamento médio, peneira mecanizada para finos, caixa de areia e caixa de gordura na ETE Bom Retiro – Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP	154
Figura 55 - Base para suporte e instalação do sistema para desaguamento do lodo da ETE Bom Retiro (vista em planta e corte longitudinal)	156
Figura 56 - Lodo da ETE Bom Retiro, a ser removido por meio de bomba submersível (tanque facultativo)	157
Figura 57 - Polímero catiônico à base de poliacrilamida, aplicado no lodo da ETE Bom Retiro.....	157
Figura 58 - Sistema de dosagem do polímero da ETE Bom Retiro.....	157
Figura 59 - Ponto de aplicação do polímero na ETE Bom Retiro, no lodo bombeado do tanque de polimento.....	157
Figura 60 - BAGs” em enchimento na ETE Bom Retiro	158
Figura 61 - “BAGs” em desaguamento na ETE Bom Retiro.....	158
Figura 62 - Bloco drenante de poliuretano na ETE Bom Retiro, ranhuras 0,38 mm, área total aberta 11%. Dimensões de cada peça 30,5 cm X 30,5 cm X 5 cm de altura.	159
Figura 63 - Leito de secagem na ETE Bom Retiro, com blocos drenantes de poliuretano	159

Figura 64 - Enchimento do leito com lodo do tanque facultativo na ETE Bom Retiro, altura inicial do lodo 0,38m (23.08.2011)	160
Figura 65 - Leito de secagem na ETE Bom Retiro (29.08.2011) com 0,30 m de altura do lodo	160
Figura 66 - Hidrograma do sistema de esgoto sanitário do Bairro Bom Retiro	169
Figura 67 - Detalhe do Tanque de aeração I corte longitudinal	178
Figura 68 - Detalhe do Tanque de aeração II corte longitudinal	178
Figura 69 - Tanque de aeração I instalado na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.....	179
Figura 70 - Tanque de aeração I e II após cobertura com sombrite na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.....	179
Figura 71 - Foto do aerador submerso em funcionamento (teste em água limpa)	180
Figura 72 - Performance do aerador submerso instalado.....	180
Figura 73 - Quadro de performance dos vários modelos de aeradores submersos	181
Figura 74 - Aeradores submersos de 5CV instalados na 1ª etapa do experimento na ETE Bom Retiro, Bairro Bom Retiro, Angatuba, SP	181
Figura 75 - Croqui do sistema de aeração da lagoa facultativa parcialmente aerada, do Distrito de Rechan, Itapetininga - SP	187
Figura 76 - Resultados da série histórica da DBO, da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP, no período de 2002 a 2008	190
Figura 77 - Tanque de aeração I (02 aeradores submersos de 5 CV cada) em operação na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP	193

Figura 78 - Tanque de aeração II (funcionando como decantador) em operação na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.	193
Figura 79 - Efluente final do sistema acima (provisório) na saída da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.	193
Figura 80 - Reforma do Tanque séptico para operar como Tanque Facultativo (módulo II) da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP	193
Figura 81 - Reforma do filtro anaeróbico para operar como tanque de polimento (módulo II)	194
Figura 82 - Resultados da DBO, ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP no período de agosto a outubro/2010, durante a reforma do módulo II	196
Figura 83 - Sólidos em suspensão total, durante a adequação do módulo II, na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP, agosto a outubro de 2010.....	197
Figura 84 - Resultados da DBO, ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP, no período de janeiro a agosto/2011	200
Figura 85 - Resultados da DBO, ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP, no período de janeiro a agosto de 2011	202
Figura 86 - Resultados de SST na ETE Bom Retiro, Bairro Bom Retiro, Angatuba, SP.	205
Figura 87 - Comportamento do Teor de SST nas etapas do tratamento ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP	206
Figura 88 - Residual de oxigênio dissolvido na saída do tanque de polimento da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP na 1ª Etapa do experimento	208

Figura 89 - Nível de lodo no tanque facultativo após um ano de operação. Vista em corte da ETE Bom Retiro (dezembro de 2011)	225
Figura 90 - Nível de lodo no tanque facultativo após um ano de operação. Vista em planta da ETE Bom Retiro	225
Figura 91 - Lodo no tanque de polimento. Vista em planta e em corte da ETE Bom Retiro, após um ano de operação.....	226
Figura 92 - Demonstrativo do consumo de energia em função da carga na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP	228
Figura 93 - Lagoa aerada com ar difuso e lagoas de decantação	234
Figura 94 - Desenho esquemático de um sistema australiano	235
Figura 95 - Sistema de lodo ativado a ser implantado	235
Figura 96 - Demonstrativo do consumo de energia em função da carga instalada no sistema, na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.....	241

LISTAS DE TABELAS

Tabela 1 - Composição dos esgotos domésticos	54
Tabela 2 - Características físico-químicas dos esgotos	57
Tabela 3. Características típicas de sólidos nos esgotos	59
Tabela 4 - Estimativa da eficiência esperada nos diversos níveis de tratamento incorporados em uma ETE.....	62
Tabela 5 - População atendida por tanque séptico e fossa rudimentar.....	64
Tabela 6 - Eficiência de remoção de tanque séptico com câmaras: únicas, em séries e sobrepostas.....	71
Tabela 7 - Qualidade do efluente de tanque séptico com câmaras únicas, em séries e sobrepostas.....	71
Tabela 8 - Resumo das Emissões de GEE em tanques sépticos da literatura incluindo este estudo e as emissões totais de gás em termos de CO ₂	82
Tabela 9 - Distribuição estatística por nutriente da descarga de efluente dos tanques sépticos no site Whitehorse Creek (n = 37 amostras)	88
Tabela 10 - Coeficiente de correlação (r) para a relação entre o fósforo reativo solúvel e os nutrientes enriquecidos no tubo de descarga em Whitehorse Creek, e nos pontos de monitoramento a montante e jusante para Village East e Loddington North.....	89

Tabela 11 - Distribuição estatística para concentrações de nutrientes na água da vala à montante e a jusante da comunidade rural no site Village East (n = 46 amostras)	90
Tabela 12 - Distribuição estatística para concentrações de nutrientes na água do córrego à montante e a jusante da comunidade rural no site Loddington North (n = 46 amostras).....	91
Tabela 13 - Fluxo anual (Kg) de frações de P e N nos sites monitorados: Whitehorse Creek, Village East e Loddington North. As concentrações médias (m/v) são dadas em mg L ⁻¹ , entre parênteses.	92
Tabela 14 - Informação do uso do tanque em Wardsville.....	97
Tabela 15 - Dados de Wardsville sobre a taxa de acumulação do lodo escuma e lodo mais escuma.....	99
Tabela 16 - Dados das características dos sólidos em Wardsville (Ontário, Canadá). 101	
Tabela 17. Coeficiente de temperatura utilizado em processos biológicos para determinar o coeficiente cinético da temperatura (Kt)	125
Tabela 18 - Valores de concentrações de sólidos mantidos em suspensão em função da densidade de potência em um sistema aerado	126
Tabela 19 - Variação de consumo de energia em lagoas facultativas parcialmente aeradas.....	127
Tabela 20 - Concentrações médias efluentes típicas.	129
Tabela 21 - Eficiência média de remoção (%)	130
Tabela 22 - Consumo de energia por habitante/ano, para sistemas aerados.....	131
Tabela 23 - Demanda de área, custo de implantação e custos de operação e manutenção	132

Tabela 24 - Custo de implantação de alguns sistemas de tratamento de esgotos aerados	133
Tabela 25 - Características de lagoas aeradas aeróbias e lagoas facultativas parcialmente aeradas.....	137
Tabela 26 - Taxas de aplicação volumétrica (Lv) para projeto de lagoas anaeróbias, em função da temperatura	138
Tabela 27 - Taxas de aplicação volumétrica (LV) para projeto de outros tipos de tratamento	138
Tabela 28 - Dados de temperaturas e precipitação pluviométrica do município de Angatuba - SP	140
Tabela 29 - Medidas das unidades antes da adequação da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Município Angatuba, SP.....	142
Tabela 30 – Parâmetros para a 1ª etapa: período janeiro a julho de 2011, na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.....	149
Tabela 31 - Parâmetros para a 2ª etapa: período agosto de 2011 a janeiro de 2012, na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP	149
Tabela 32 - Parâmetros para a 3ª etapa: período Fevereiro 2012 a Agosto de 2012, na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP	149
Tabela 33 – Amostragem da DBO afluente no período de agosto de 2010 a fevereiro de 2012, da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP.....	161
Tabela 34 - Valores de ST afluente no período de Julho 2011 a Janeiro de 2012.....	163
Tabela 35 - Valores de DQO afluente no período de Agosto de 2010 a Janeiro de 2012.	164

Tabela 36 - Consumo de água, ligações de esgoto e estimativa de vazão de esgoto no Distrito Bom Retiro, município de Angatuba, SP	166
Tabela 37 - Vazões medida na entrada do sistema de tratamento da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, município de Angatuba, SP	167
Tabela 38 - Vazão afluente e carga orgânica afluente a cada 2 horas, na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, município de Angatuba, SP	168
Tabela 39 - Análise dos parâmetros de interesse agrônomo da ETE Bom Retiro em todas as etapas do tratamento e no lodo acumulado no tanque facultativo (coleta realizada em 28.4.2011)	170
Tabela 40 - Análise dos parâmetros de interesse agrônomo da ETE Bom Retiro em todas as etapas do tratamento e no lodo acumulado no tanque facultativo (coleta realizada em 07.07.2011)	171
Tabela 41 - Parâmetros de interesse agrônomo encontrados nos lodos de esgotos de sistemas de tratamento da região sudoeste do Estado de São Paulo, e das ETEs Franca e Barueri	172
Tabela 42 - Caracterização do esgoto sanitário bruto do Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP	174
Tabela 43 - Metodologia analítica do laboratório da Divisão de Controle Sanitário da Unidade de Negócio do Alto Paranapanema - Sabesp	175
Tabela 44 - Resultados da DBO afluente e efluente, histórico (2008 a 2011) da ETE Rechan- Itapetininga-SP	185
Tabela 45 - Valores da DBO afluente e efluente da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP	189

Tabela 46- Qualidade do efluente de várias unidades em condições de operação similar à ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba – SP	191
Tabela 47 - Resultados da DBO afluente e efluente na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP, durante a reforma mencionada no módulo II.	194
Tabela 48 - Valores de Sólidos em Suspensão Totais (SST) durante a adequação do módulo II na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.....	197
Tabela 49 - Valores da DBO afluente e efluente (dados de janeiro a agosto/11)	199
Tabela 50 - Remoção da DBO nas etapas do tratamento proposto na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.	201
Tabela 51 - Valores de Sólidos em Suspensão Totais (SST) na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.	204
Tabela 52 - Comportamento do Teor de SST nas etapas do tratamento na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP, no período abril a agosto/2011	206
Tabela 53 - Residual de oxigênio dissolvido na saída do Tanque de Polimento da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP, referente à 1ª etapa do experimento	207
Tabela 54 - Variação do pH na entrada e saída do tratamento da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.	210
Tabela 55 - Comportamento do sistema modificado na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP, com relação ao N-NH ₃ (mg L ⁻¹).....	211
Tabela 56 - Nitrogênio Amoniacal no efluente dos tanques sépticos seguidos de filtro anaeróbios em operação na Unidade de Negócio do Alto Paranapanema - Sabesp...	213

Tabela 57 Resultados de análises do Nitrogênio Amoniacal no efluente dos sistemas de tratamento Australiano (Lagoa anaeróbia + Lagoa Facultativa) em operação na Unidade de Negócio do Alto Paranapanema - Sabesp.....	215
Tabela 58 - Resultados de análises do Nitrogênio Amoniacal no efluente dos sistemas de tratamento por meio de lagoas aeradas seguidas de lagoas de sedimentação em operação na Unidade de Negócio do Alto Paranapanema - Sabesp.....	218
Tabela 59 - Resultados de análises do Nitrogênio Amoniacal no efluente do sistema de tratamento por meio de lagoas facultativas parcialmente aeradas em operação na Unidade de Negócio do Alto Paranapanema - SP	219
Tabela 60 - Resultados de análises do Nitrogênio Amoniacal no efluente dos sistemas de tratamento por meio de lagoas facultativas primárias em operação na Unidade de Negócio do Alto Paranapanema - Sabesp.....	220
Tabela 61 - Comportamento do sistema modificado na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP, com relação ao P total (mg L-1)	223
Tabela 62 - Teor de sólidos totais no lodo durante remoção na ETE Bom Retiro.	227
Tabela 63 - Consumo mensal de energia em kWh na 1ª Etapa do experimento de janeiro a julho de 2011, na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP	229
Tabela 64 - Quadro com custos da modificação proposta na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.....	230
Tabela 65 - Custos praticados para alguns sistemas de tratamento de esgotos implantados ou a serem implantados na Unidade de Negócio do Alto	232
Tabela 66 - Custo de algumas opções para ETE Bom Retiro, caso a modificação não fosse adotada	233
Tabela 67 - 2ª etapa: período Agosto de 2011 a Fevereiro de 2012 ETE Bom Retiro	236

Tabela 68 - Remoção da DBO nas unidades do tratamento (2ªEtapa)	237
Tabela 69 - Teor de oxigênio dissolvido no efluente do sistema (após tanque de polimento) na ETE Bom Retiro, Distrito de Bom Retiro, Angatuba, SP	238
Tabela 70 - Valores de Sólidos em Suspensão Totais (SST) da ETE Bom Retiro – Angatuba – SP.	240
Tabela 71 - Consumo mensal de energia em kWh na 2ª Etapa do experimento de agosto/2011 a janeiro/2012, na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.	242

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
a.a	ao ano
alcal.	Alcalinidade
AGV	Ácidos graxos voláteis
APHA	American Public Health Association
ASTM	American Society for Testing and Materials
B	Boro
BAGs	Sacos de Tecido Geotêxtil Drenantes de polipropileno
CA	Califórnia
Ca	Cálcio
CEPAGRI	Centro de Pesquisas Meteorológicas e Climáticas Aplicadas a Agricultura
CF	Coliformes Fecais
CV	Cavalo Vapor
cv	Coeficiente de variação
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
CO	Carga orgânica
CH ₄	Metano
CO ₂	Dióxido de Carbono
Cl ⁻	Cloreto
d	Dia
dp	Densidade de potência
DOC	Carbono Orgânico Dissolvido
DON	Nitrogênio Orgânico Dissolvido
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio
DHP	Fósforo Hidrolisável Dissolvido
DQO	Demanda Química de Oxigênio
E	Emissão
EO	Eficiência de Oxigenação
ETE	Estação de Tratamento de Esgoto
FA	Filtroanaeróbio
Fe	Ferro

FR	Fossa Rudimentar
FUNASA	Fundação Nacional da Saúde
Hab	Habitante
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IPCC	Intergovernmental Panel on Climate Change
Jus	Jusante
K	Potássio
kWh	Quilowatt por hora
L_v	Taxa de aplicação volumétrica
L_s	Taxa de aplicação superficial
LN	Lodington North
Mg	Magnésio
Mn	Manganês
MCF	Fator de Conversão do Metano
MSR	Regressão quadrática média
NBR	Norma Brasileira
Na	Sódio
NMP	Número Mais Provável
NTK	Nitrogênio total Kjeldahl
N	Nitrogênio
$NH_3 - N$	Nitrogênio Amoniacal
NH_4	Amônio
NO_3	Nitrato
NO_2	Nitrito
N_2O	Óxido Nitroso
P	Fósforo
PP	Fósforo Particulado
Pot	Potência
Q	Vazão
Q_n	Vazão Nominal
RO	Requisitos de Oxigênio
Sabesp	Companhia de Saneamento do Estado de São Paulo
SBSTM	System Small Bore Sewer System
SRP	Fósforo Reativo Solúvel
SO_4	Sulfato
ST	Sólidos totais
SV	Sólidos voláteis
SST	Sólidos em Suspensão Total
SSV	Sólidos em suspensão voláteis
SNIS	Serviço Nacional de Informação de Saneamento
SWT	Treatment Wastewater Systems
TA	Tanque de aeração
TF	Tanque Facultativo
TP	Tanque de polimento

TDN	Nitrogênio Dissolvido Total
TS	Tanque Séptico
TP	Fósforo Total
TDH	Tempo de Detenção Hidráulica
USEPA	US Environmental Protection Agency
UASB	Upflow Anaerobic Sludge Blanket
V	Volume
VE	Village East
WC	Whitehorse Creek
δ	Desvio padrão
φ	Densidade de Potência
e	Base do Logaritmo neperiano = 2,71
θ	Coeficiente de Temperatura

INTRODUÇÃO

Por meio de suas atividades, a interferência humana com os grandes conglomerados e a chegada de rede de esgotos sanitários, principalmente no século XIX, contribuiu para a incorporação de compostos na água que afetam sua qualidade. Essas cargas de poluentes muitas vezes foram, e ainda são, lançadas numa quantidade muito maior que a capacidade de autodepuração dos corpos d'águas.

Atualmente há muitas alternativas para se tratar esgoto sanitário empregando-se processos biológicos ou físico-químicos, no entanto, quase todas as estações de tratamento são concebidas com base em processos biológicos, em ambientes anaeróbios, aeróbios e anóxicos.

O emprego do processo biológico anaeróbio por meio de tanque séptico seguido de filtro anaeróbio apresenta várias vantagens quando comparado ao processo biológico aeróbio, entre os quais, menor consumo de energia, menor produção de lodo e menor área para implantação. Entretanto, apresentam como desvantagens, em relação ao processo biológico aeróbio: baixa eficiência de remoção com relação à carga orgânica (<70%); pouca eficiência na remoção de nutrientes (N e P); quando ocorre desequilíbrio no processo, exalam fortes odores que causam transtornos junto a população, cor no efluente, além de obstrução periódica do material filtrante; produz metano que se não queimado para aproveitamento energético e liberado para o ambiente é 21 vezes mais prejudicial que o CO₂ em se tratando do efeito estufa (IPCC, 2001), e existe um maior comprometimento da sustentabilidade. Na maioria dos casos, há necessidade de tratamento complementar para adequação do efluente aos

padrões estabelecidos pela legislação ambiental, com intuito de minimizar os efeitos deletérios quando lançados aos corpos d'água receptores.

Os tratamentos biológicos aeróbios mais utilizados são os sistemas de lodos ativados, valo de oxidação, lagoa aerada seguida de lagoa de sedimentação e lagoa facultativa parcialmente aerada. Esses sistemas apresentam vantagens, como alta eficiência de remoção de carga orgânica e nutrientes, entretanto como aspecto negativo, apresentam elevado consumo de energia, custo elevado de operação e manutenção, operação sofisticada e elevada produção de lodo, porém os tratamentos aeróbios (sistemas aerados) não liberam metano para o ambiente.

Segundo Campos (1994), dentre os processos biológicos aeróbios, o sistema de lodo ativado é o mais utilizado no tratamento de águas residuárias, sendo a alternativa empregada em mais de 90% das ETEs de médio e grande porte, nos países desenvolvidos. Entretanto, em processos aerados, ocorre a formação de 0,4 a 0,7 Kg de lodo seco por Kg de DBO removida, enquanto que em processos anaeróbios, há formação de 0,02 a 0,20 Kg de lodo seco por Kg de DBO removida.

Concomitante à concepção técnica do sistema de tratamento de efluentes, existem vários outros aspectos que estão relacionados ao licenciamento do empreendimento, que devem ser cumpridos, além da necessidade de se adequar à legislação vigente quanto ao lançamento do efluente e disposição adequada do lodo gerado, é importante que o empreendimento não venha agredir a população circunvizinha. Em razão da variação sazonal das características do esgoto gerado em uma determinada região, as operadoras de saneamento ambiental revisam frequentemente, a operação de suas estações por meio do monitoramento das características físicas, químicas e biológicas dos esgotos gerados, dados estes que subsidiam o dimensionamento de novas estações. Uma segunda preocupação das operadoras de saneamento ambiental é o de estarem sempre atentas às mudanças na legislação ambiental, possibilitando, o mais rápido possível, a adequação aos novos padrões de lançamento.

Este é o caso da ETE do Distrito Bom Retiro, município de Angatuba-SP, pois se tratava de um tanque séptico seguida de filtro anaeróbio, que, em razão da sua antiguidade, já não mais atendia aos padrões de lançamento exigidos pela atual legislação. No interior do Estado de São Paulo, em municípios operados pela Sabesp, existem mais de sessenta sistemas constituídos por tanque séptico seguido de filtro anaeróbio, que necessitam de adequação para atendimento aos padrões de lançamento e renovação da licença de operação.

Neste sentido a proposta foi desenvolver uma alternativa de adequação do sistema de tanque séptico seguido de filtro anaeróbio que atendesse às condições de baixo custo, facilidade operacional, baixa manutenção, menor agressão ao ambiente, com atendimento às demandas atuais de sustentabilidade.

2. HIPÓTESE E OBJETIVOS

2.1 Hipótese

Este estudo defende que é possível modificar uma antiga instalação de um sistema de tratamento de esgoto constituído de tanque séptico e filtro anaeróbio, por meio de alguns ajustes estruturais e operacionais, tendo como premissa básica: baixo nível operacional, baixo custo de implantação, atendimento aos padrões de lançamento exigidos pela legislação vigente e com aproveitamento total das estruturas existentes.

2.2 Objetivo geral

Avaliar o desempenho da modificação realizada em um sistema de tratamento de esgoto composto por tanque séptico e filtro anaeróbio por um modelo com aeração compartimentada, que venha atender à legislação, sem exalação de odores desagradáveis, no entanto, tendo como premissa básica, baixo nível de operação rotineira e com facilidade de regularização junto ao órgão fiscalizador, uma vez que se trata de melhoria e não de novo empreendimento

3 Objetivos específicos

Avaliar a remoção da Demanda Bioquímica de Oxigênio (matéria Orgânica) e da série de sólidos, semanalmente, e o comportamento desses parâmetros em cada unidade do sistema proposto;

Avaliar os efeitos da variação na densidade de potência do sistema com relação à eficiência de remoção para cada caso;

Propor um programa de monitoramento do lodo em todas as unidades e definir a periodicidade ideal para remoção do mesmo;

Avaliar o consumo de energia para cada variação da densidade de potência e avaliar o consumo per capita de energia em kWh ano⁻¹;

Comparar os resultados das modificações e variações no sistema com os índices técnicos reconhecidamente aceitos pela comunidade científica e pelos operadores dos sistemas de tratamento de esgotos.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. Tratamento dos esgotos

3.1.1 Considerações preliminares

Nos últimos anos tem se observado que os projetos de saneamento têm saído de uma concepção sanitária clássica, a qual visava apenas promover a saúde do homem, para uma abordagem ambiental que inclui a conservação do meio físico e biológico. Com isso, a avaliação ambiental dos efeitos dos sistemas de saneamento nas cidades consolidou-se como uma etapa importante no processo de formulação e seleção das alternativas e a elaboração e detalhamento de projetos selecionados (SOARES *et al.*, 2002 *apud* DELGADO, 2009).

Segundo FUNASA (2011), o risco da saúde está ligado a fatores possíveis e indesejáveis de ocorrerem em áreas urbanas e rurais que podem ser minimizados ou eliminados com o uso apropriado de serviços de saneamento.

A utilização de água potável é vista como o fornecimento de alimento seguro à população. O sistema de esgoto promove a interrupção da cadeia de contaminação humana. A melhoria da gestão dos resíduos sólidos reduz o impacto ambiental e elimina ou dificulta a proliferação de vetores. A drenagem urbana tem sido utilizada para eliminação da malária humana. Na esfera federal cabe à FUNASA a responsabilidade

de alocar recursos não onerosos para sistemas de abastecimento de água, esgotamento sanitário, manejo de resíduos sólidos urbanos, melhorias sanitárias

domiciliares e melhoria habitacional para controle de doenças de chagas. Cabem ainda à FUNASA, ações de saneamento para atendimento a municípios com população inferior a 50.000 habitantes e em comunidades indígenas, quilombolas e especiais.

Em parceria com órgãos e entidades públicas e privadas, presta consultoria e assistência técnica e ou financeira para desenvolvimento de ações de saneamento. Alguns exemplos dos efeitos das ações de saneamento na saúde:

- Água de boa qualidade para consumo humano e seu fornecimento contínuo asseguram a redução e controle de diarreias, cólera, dengue, febre amarela, tracoma, hepatites, conjuntivites, poliomielite, escabiose, leptospirose, febre tifóide, esquistossomose e malária.
- Coleta regular, acondicionamento e destino final bem equacionado dos resíduos sólidos diminuem a incidência de casos de: peste, febre amarela, dengue, toxoplasmose, leishmaniose, cisticercose, salmonelose, teníase, leptospirose, cólera e febre tifóide.
- Drenagem e esgotamento sanitário são fatores que contribuem para eliminação de vetores da malária, diarreias, verminoses, esquistossomose, cisticercose, e teníase.
- Melhorias sanitárias domiciliares e melhoria habitacional estão diretamente relacionadas com a redução de doenças de chagas, esquistossomose, diarreias, verminoses, escabioses, tracoma e conjuntivites.

Briscoe (1985) postula ainda que intervenções ambientais sistêmicas, como abastecimento de água e o esgotamento sanitário apresentam efeitos em longo prazo sobre a saúde substancialmente superior aos de intervenções médicas. Baseado em uma simulação de dados demográficos de Lyon (França), entre 1816 e 1905, prevê que

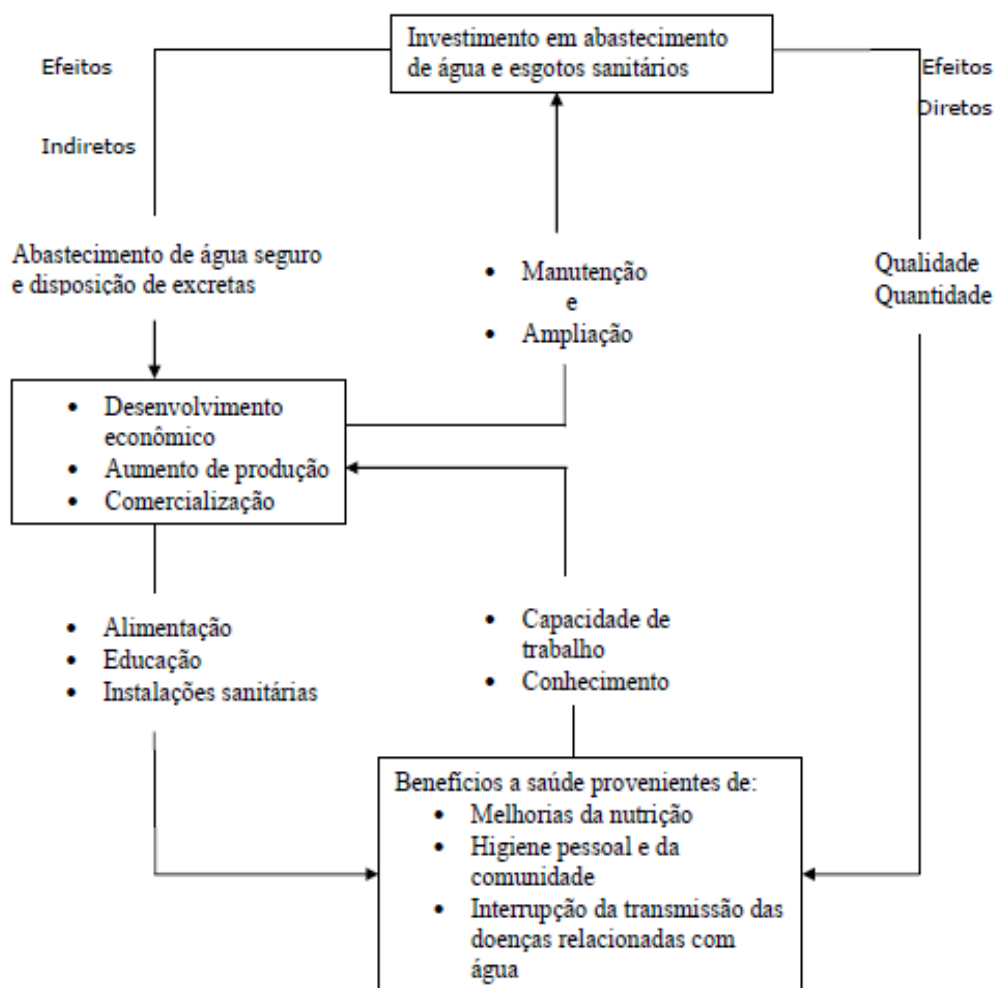
as intervenções ambientais podem prevenir cerca de quatro vezes mais mortes e elevar a expectativa de vida de sete anos mais do que as intervenções de natureza biomédica.

Cvjetanovic (1986) estabeleceu uma nova ótica para a questão e caracterizou como estreitos os modelos que relacionam as ações de saneamento com um grupo definido de doenças, como as enfermidades diarréicas. Afirma que tal enfoque ignora o caráter amplo da definição de saúde formulada pela Organização Mundial da Saúde, ao avaliar impactos sobre doenças e não sobre a saúde propriamente. Reconhece, entretanto, os formidáveis obstáculos metodológicos para uma abordagem holística, que privilegie sobre tudo os fatores sócio-econômicos. Esquemáticamente, a Figura 1 ilustra o modelo proposto pelo autor, no qual prevêem que ações de abastecimento de água e de esgotamento sanitário proporcionam benefícios gerais sobre a saúde da população segundo duas vias: mediante efeito direto e mediante efeitos indiretos, resultantes primordialmente do desenvolvimento da localidade atendida. Note-se que, embora pleiteando uma explicação causal mais sistêmica, o modelo de Cvjetanovic não inclui o papel dos determinantes sociais.

A importância do saneamento e sua estreita ligação com a saúde pública não é recente, pelo contrário, remete às antigas civilizações. A consciência desse fato fez com que as civilizações se desenvolvessem concomitantemente com ações de saneamento. Contudo, a descontinuidade da evolução dos processos de saneamento nas diferentes partes do mundo pode ser justificada pela escassez dos meios de comunicação da época e de recursos disponibilizados para essa finalidade.

Dentro desse contexto deve-se compreender que saneamento, saúde e qualidade de vida devem ser analisados como uma questão interligada, coletiva e de ação governamental prioritária. Porém, isso não é o que se observa no Brasil quando se analisam os dados do Sistema Nacional de Informação de Saneamento (SNIS), publicado em 2009, em que o índice médio de atendimento (urbano+rural) dos prestadores de serviços participantes do SNIS foi de 81,7% para água, 44,7% para coleta de esgotos e apenas 32,5% para tratamento dos esgotos. Somente para a

população urbana, os dados evidenciam um elevado atendimento pelos serviços de água 95,2% enquanto que na coleta de esgoto este índice foi de 52,0% e o índice de tratamento dos esgotos gerados é de 37,9%.



Fonte: CVJETANOVIC, 1986.

Figura 01. Efeitos diretos e indiretos do abastecimento de água e do esgotamento sanitário sobre a saúde: esquema conceitual.

3.1.2 Características dos Esgotos, Necessidades de Tratamento e Concepção das Estações

A Associação Brasileira de Norma Técnica (ABNT, 1986), através da NBR 9648 define esgoto sanitário como sendo “despejo líquido constituído de esgotos doméstico e industrial, água de infiltração e a contribuição pluvial parasitária”. Entendendo-se como esgoto doméstico o “despejo líquido resultante do uso da água para higiene e necessidades fisiológicas humanas”, esgoto industrial como “despejo líquido resultante dos processos industriais, respeitando os padrões de lançamento estabelecidos” e, por fim, água de infiltração como “toda água, proveniente do subsolo, indesejável ao sistema separador e que penetra nas canalizações”

Com relação à composição dos esgotos domésticos, este é fruto das próprias atividades humanas, como lavagem, banhos, necessidades fisiológicas, cozimentos, dentre outras. Nuvolari *et al.* (2003) apresenta um demonstrativo com a composição típica dos esgotos domésticos e sua origem, mostrada na Tabela 1.

Tabela 1 - Composição dos esgotos domésticos

Tipos de substâncias	Origem
Sabões	Lavagem de roupas e louças
Detergentes	Lavagem de roupas e louças
Cloreto de sódio	Cozinhas e na urina humana
Fosfatos	Detergentes e na urina humana
Sulfatos	Urina humana
Carbonatos	Urina humana
Uréia, amoníaco, ácido úrico	Urina humana
Gorduras	Cozinhas e fezes humanas
Substâncias córneas, ligamentos de carnes e fibras vegetais não digeridas	Fezes humanas
Porções de amido (glicogênio, glicose) e de protéicos (aminoácidos, proteínas, albumina)	Fezes humanas
Urobilina, pigmentos hepáticos	Urina humana
Muco, células de descamação epitelial	Fezes humanas
Vermes, bactérias, vírus, leveduras	Fezes humanas
Outros materiais: areia, plásticos, cabelos, sementes, madeira.	Lançadas no vaso sanitários e infiltração

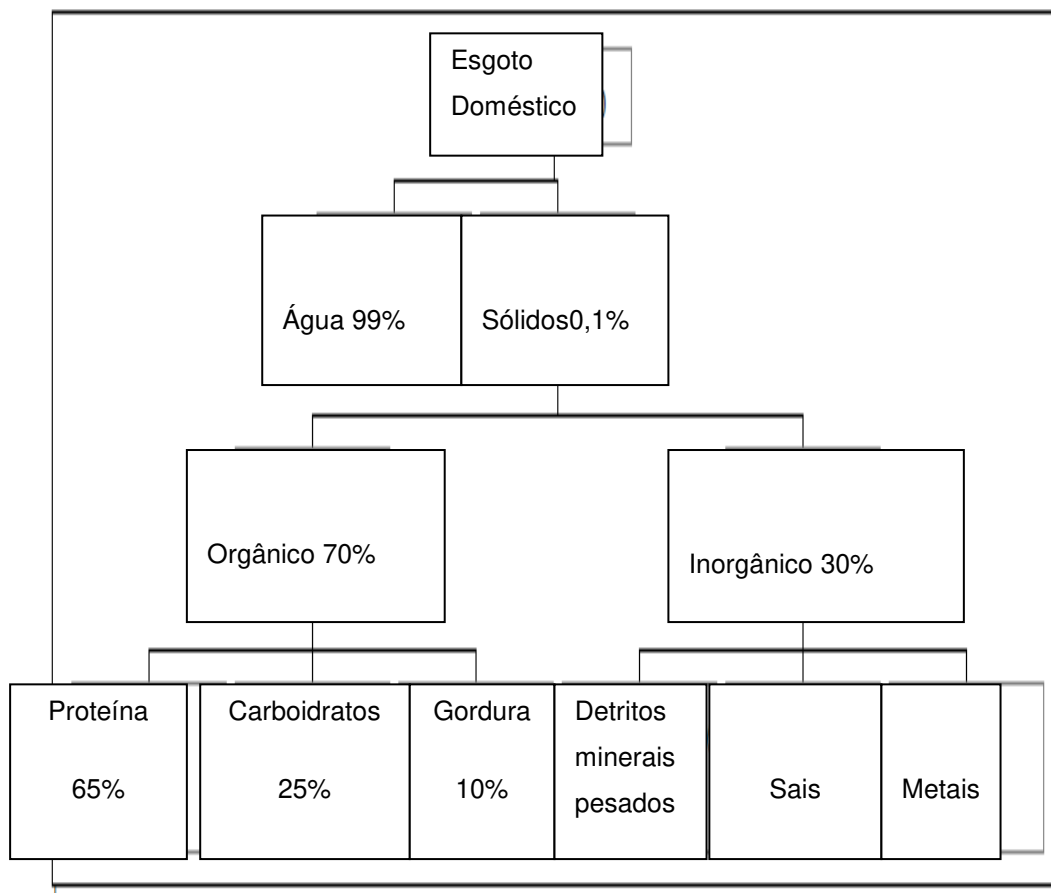
Fonte: Nuvolari *et al* (2003)

Mendonça, 1990, define os Esgotos como sendo o resultado dos despejos hídricos de uma comunidade ou de uma indústria ou mesmo originados da coleta de águas pluviais. Os esgotos são compostos por constituintes físicos, químicos e biológicos. Desde que não haja significativa contribuição de despejos industriais a composição do esgoto doméstico ou sanitário é razoavelmente constante.

Este efluente contém aproximadamente 99,9% de água, e apenas 0,1% de sólidos. Os esgotos industriais, além da matéria orgânica, podem carrear substâncias químicas tóxicas ao homem e outros animais (MOTA, 1997).

É devido a essa fração de sólidos que ocorrem os problemas de poluição nas águas, trazendo a necessidade do tratamento. A fração inorgânica dos efluentes corresponde a 30% da quantidade de matéria sólida existente. Seus principais componentes são os detritos minerais pesados, sais e metais.

É importante citar também que esta pequena parcela abriga, dentre outras coisas, grupos de microorganismos patogênicos, ou seja, seres capazes de transmitir doenças. A Figura 02 mostra de maneira simplificada a composição dos esgotos.



Fonte: Mendonça, 1990

Figura 2 - Composição do esgoto

Dentro desse contexto, sabe-se que o lançamento indiscriminado dos esgotos nos corpos d'água sem tratamento prévio pode desencadear, dentre outros inconvenientes, alterações de sua qualidade, implicando limitações ao seu uso, prejudicando o abastecimento humano, elevando o preço do tratamento da água, agravando o quadro de escassez de água de boa qualidade tornando-se veículo de transmissão de doença, além do prejuízo aos peixes e a outros organismos aquáticos,

causando um desequilíbrio ecológico, eutrofização, degradação da paisagem e impactos sobre a qualidade da população (DELGADO, 2009).

Os inconvenientes ocasionados nos corpos d'água ocorrem em virtude das características dos esgotos, entre eles: matéria orgânica solúvel, que causa a depleção de oxigênio e pode produzir gostos e odores às fontes de abastecimento; óleos e materiais flutuantes, que interferem na decomposição biológica e com a comunidade aquática; e materiais em suspensão, que podem formar bancos de lodo nos rios.

As características dos esgotos variam em função de diversos fatores como clima, cultura (hábitos, costumes), situação econômica e social. Desta forma, tais características vão variar em função do uso ou dos usos à qual essa água foi submetida, ou seja, em qual ou em quais atividades humanas ela foi inserida.

As principais características dos esgotos domésticos estão organizadas em parâmetros físicos, químicos e biológicos, que traduzem indiretamente o seu caráter ou potencial poluidor, uma vez que há a dificuldade laboratorial em determinar todos os constituintes do esgoto, bem como em virtude de tais resultados não traduzirem muita coisa no seu sentido prático.

As características físicas dos esgotos podem ser interpretadas obtendo-se as grandezas correspondentes às determinações de matéria sólida, temperatura, odor, cor e turbidez. Destes os de maior importância em relação ao dimensionamento e controle de operação das unidades de tratamentos é a matéria sólida (JORDÃO e PESSÔA, 2005).

A matéria sólida presente nos esgotos domésticos é classificada de acordo com diversos fatores, a saber: em função das dimensões das partículas (sólidos em suspensão, coloidais e dissolvidos); em função da sedimentabilidade (sólidos sedimentáveis, flutuantes e não sedimentáveis); em função da secagem, a altas temperaturas (sólidos fixos e voláteis), médias temperaturas (sólidos totais, suspensos

totais e dissolvidos totais) e com relação à facilidade de degradabilidade ou composição (orgânica e inorgânica).

Cada uma dessas classificações descritas acima será investigada em consonância com a sua finalidade e ajuda na tomada de decisão de qual tipo de tratamento escolher. Por exemplo, alto teor de sólidos voláteis significa alta concentração de matéria orgânica, o que leva a optar pelo tratamento biológico. Porém, é importante ressaltar que outros fatores devem ser considerados na hora da tomada de decisão por qual tipo de tratamento implantar. Podem ser úteis também nos exames de lodo, conhecendo-se sua estabilidade biológica e também na eficiência de tratamento dado (DELGADO, 2009).

Os esgotos sanitários variam em função de diversas variáveis desde o clima até hábitos culturais. Por outro lado, variam também ao longo do tempo, o que torna complexa sua caracterização. Metcalf e Eddy (1991) classificam os esgotos em forte, médio e fraco, conforme as características apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 - Características físico-químicas dos esgotos

Característica	Forte	Médio	Fraco
DBO _{5/20} (mg L ⁻¹)	400	220	110
DQO (mg L ⁻¹)	1000	500	250
Carbono Org. Total (mg L ⁻¹)	290	160	80
Nitrogênio total – NTK (mg L ⁻¹)	85	40	20
Nitrogênio Orgânico (mg L ⁻¹)	35	15	8
Nitrogênio Amoniacal (mg L ⁻¹)	50	25	12
Fósforo Total (mg L ⁻¹)	15	8	4
Fósforo Orgânico (mg L ⁻¹)	5	3	1
Fósforo Inorgânico (mg L ⁻¹)	10	5	3
Cloreto (mg L ⁻¹)	100	50	30
Sulfato (mg L ⁻¹)	50	30	20
Óleos e Graxas (mg L ⁻¹)	150	100	50

Fonte: Metcalf & Eddy (1991)

No Brasil, mesmo que não se tenha informação segura com base local, costuma-se adotar contribuições “*per capita*” de 54 e 100 g hab⁻¹d⁻¹ para a DBO de cinco dias e para a DQO, respectivamente (SOLDERA, 2008).

Em termos de vazão, pode-se afirmar que os esgotos estão sujeitos às mesmas variações relativas ao consumo de água, variando de região para região, dependendo principalmente do poder aquisitivo da população. Apenas a título de referência, pode-se considerar a contribuição típica de $160 \text{ L hab}^{-1}\text{d}^{-1}$, referente ao consumo “*per capita*” de água de $200 \text{ L hab}^{-1}\text{dia}^{-1}$ e um coeficiente de retorno água/esgoto igual a 0,8. Para a determinação das vazões máximas de esgotos, costuma-se introduzir os coeficientes $k_1 = 1,2$ (relativo ao dia de maior produção) e $k_2 = 1,5$ (relativo à hora de maior produção de esgotos). Conseqüentemente, a vazão de esgotos do dia e hora de maior produção é 1,8 vezes, ou praticamente o dobro da vazão média diária.

Deve ser lembrado que as características dos esgotos são afetadas também pela infiltração de água subterrânea na rede coletora e pela possível presença de contribuições específicas, como indústrias com efluentes líquidos ligados à rede pública de coleta de esgotos.

Os esgotos sanitários possuem excesso de nitrogênio e fósforo. Isto faz com que, ao ser submetido a tratamento biológico, haverá incorporação desses macros nutrientes nas células que tomam parte do sistema, mas o excesso deverá ser ainda grande. Esta é uma importante preocupação em termos de tratamento de esgotos, exigindo tratamento avançado quando se tem lançamento em situações mais restritivas, sobretudo em represas utilizadas para o abastecimento público de água potável, onde o problema da eutrofização poderá ter consequências drásticas (SOLDERA, 2008). Na Tabela 3 são apresentadas concentrações típicas das diversas frações de sólidos em esgotos:

Tabela 3. Características típicas de sólidos nos esgotos

Matéria sólida (mg L ⁻¹)	Esgoto concentrado	Esgoto Médio	Esgoto diluído
Sólidos Totais	1.160	730	370
Sólidos Dissolvidos	800	500	250
Sólidos Dissolvidos Fixos	500	300	145
Sólidos Dissolvidos Voláteis	300	200	105
Sólidos em Suspensão Totais	360	230	120
Sólidos em Suspensão Fixos	80	55	30
Sólidos em Suspensão Voláteis	280	175	90
Sólidos Sedimentáveis	20	10	5

Fonte: Jordão & Pessoa (2005)

A escolha entre as diversas alternativas disponíveis, no campo de tecnologias para o tratamento de esgotos sanitários, deve levar em conta vários fatores que influenciam na concepção do sistema, e que tornam as tomadas de decisão mais complexa.

Ao implantar uma estação de tratamento, esse sistema provocará um impacto ambiental na área circunvizinha, que pode ser negativo ou quase desprezível. Portanto, além de pensar na parte puramente técnica, é preciso ponderar os aspectos ambientais e estéticos, para que essa obra não venha agredir os sentimentos dos moradores da região e daqueles que venham visitar a Estação de Tratamento.

É recomendável, sempre que possível, e em comunidades que não disponham de dados e planos baseados em estudos técnicos, econômicos e ambientais sobre o sistema de esgotos, alguns passos fundamentais na evolução do planejamento para implantação de estações de tratamento de esgotos, conforme a seguir:

a) Diagnóstico do sistema existente. Nesta fase devem-se levantar todos os dados com relação ao sistema existente, como cadastro, vazões, custos, receita, problemas executivos e operacionais, divisões de sub-bacias, população atual e seu crescimento até alcance do projeto. Em síntese, deve-se coletar e analisar todos os dados possíveis para que se conheça como o sistema esta construído, suas possibilidades de expansão, suas condições operacionais, para o caso de melhoria ou

adequação do sistema existente ou como será construído o sistema, para o caso de não existir unidade de tratamento.

b) Estudo de alternativas e escolha da melhor solução. Esta é a fase muito importante, e seu sucesso é apoiado na experiência e no conhecimento do projetista e de seus consultores. Naturalmente em função das condições de cada comunidade, muitas alternativas podem ser eliminadas, após uma simples avaliação inicial de fatores básicos como: área disponível, nível sócio-econômico predominante, disponibilidade de energia, porém, após essa pré seleção, sempre há algumas alternativas tecnicamente viáveis que deverão ser objeto de estudos para determinação daquela que oferece a melhor relação custo/benefício.

- Conhecimento da classe e avaliação da capacidade de autodepuração do corpo receptor;
- Definição da eficiência necessária para o tratamento;
- Espaço disponível para implantação da Estação de Tratamento de Esgoto;
- Sondagem e estudos geofísicos na área para implantação da ETE;
- Definição do número de ETEs;
- Utilização de tecnologias disponíveis e apropriadas;
- Definição do critério de projeto;
- Lay out do anteprojeto;
- Análise de balanço de sólidos para avaliar problemas, soluções e custos para transporte, tratamento e destino final de lodos;
- Análise sobre balanço energético para avaliar consumo de energia e seus custos;

- Análise sobre as condições técnicas gerais de cada alternativa;
- Análise do custo (construção, operação e manutenção) de cada alternativa;
- Análise do impacto ambiental de cada alternativa;
- Escolha da melhor solução;

c) Projeto executivo. A conclusão de todos os trabalhos desenvolvidos para a implantação do sistema de tratamento é apresentada detalhadamente no projeto executivo e também são fornecidos os projetos específicos em nível suficiente para execução da obra. Do projeto executivo constam pelo menos: memorial justificativo, escolha técnica-econômica da melhor solução, memorial de cálculo, manual de operação, lista básica de materiais de construção, especificações para projeto estrutural, projeto de instalações elétricas, projeto arquitetônico, projeto de instrumentação/automação e estudo paisagístico. Deve ser incorporado estudo sobre impacto ambiental (CAMPOS *et al*, 1999).

O tratamento de esgotos pode ser dividido em vários níveis de acordo com o grau de remoção de poluentes ao qual se deseja atingir, que podem ser: preliminar, primário, secundário e terciário. O tratamento preliminar destina-se a remoção de sólidos grosseiros em suspensão, os materiais de maiores dimensões, ou sólidos decantáveis como areia e o material flotado como gordura, são utilizados apenas mecanismos físicos (gradeamento, sedimentação por gravidade e flotação natural), esta etapa tem a finalidade de proteger as unidades de tratamento subsequente e dispositivos de transportes como, por exemplo, bombas e tubulações, além de melhorar a performance do processo biológico e a proteção dos corpos receptores quanto ao aspecto estético. Enquanto o tratamento primário, além dos sólidos sedimentáveis, remove também uma pequena parte de matéria orgânica, utilizando-se de mecanismos físicos como método de tratamento e materiais flutuantes (óleos e graxas). Já no tratamento secundário, no qual predominam mecanismos biológicos, o objetivo é principalmente a remoção da

matéria orgânica e eventualmente nutriente (nitrogênio e fósforo). Geralmente são constituídos por reatores biológicos que reproduzem os fenômenos naturais da estabilização da matéria orgânica que ocorreriam na natureza. O tratamento terciário, geralmente constituído por unidade de tratamento físico químico, tem como finalidade a remoção de poluentes específicos (usualmente tóxicos ou compostos não biodegradáveis) ou ainda, a remoção complementar da matéria orgânica e de poluentes não removidos suficientemente no tratamento secundário (VON SPERLING, 2005). De acordo com a área, com os recursos financeiros disponíveis e com o grau de eficiência que se deseja, um ou outro tratamento pode ser mais adequado. A estimativa de eficiência esperada nos diversos níveis de tratamento incorporados em uma ETE pode ser avaliada na Tabela 4.

Tabela 4 - Estimativa da eficiência esperada nos diversos níveis de tratamento incorporados em uma ETE

Tipo de tratamento	Matéria Orgânica % Remoção de DBO	Sólidos em suspensão % de remoção de SS	Nutrientes % remoção de nutrientes	Bactérias % remoção de bactérias
Preliminar	5 - 10	5 - 20	Não remove	10 - 20
Primário	25 - 50	40 - 70	Não remove	25 - 75
Secundário	80 - 95	65 - 95	Pode remover	70 - 99
Terciário	40 - 99	80 - 99	Até 99	Até 99,99

Fonte: CETESB, 1988

3.1.3 Dados de geração de lodo séptico no Brasil

De acordo com dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2010), a população total brasileira estimada em 2010 é de 190,73 milhões de habitantes, com 84% desta população localizada em áreas urbanas, enquanto 16% restantes localizados na área rural.

Na área urbana, 36,5% dos domicílios brasileiros utilizam fossas/tanque séptico como alternativa de tratamento dos seus efluentes, sendo aproximadamente 21,6% de

tanques sépticos e 14,9 % de fossas rudimentares (IBGE, 2008), e 58,9% da população já dispõe de rede coletora, o que corresponde a uma população de 94,36 milhões de pessoas, sendo os índices mais elevados na região Sudeste, onde a cobertura com rede de coleta está na faixa de 85,1%. Da população não atendida com redes coletoras, 21,6% utilizam tanque séptico, o que corresponde a mais de 34,61 milhões de pessoas e 14,9% utilizam fossas rudimentares, o que corresponde a uma população de 23,87 milhões de pessoas. Já na região rural, apenas 5,8% da população (1,77 milhões de pessoas) reside em domicílios que dispõem de rede de coleta de esgoto, e 18,3% utilizam tanque séptico (5,58 milhões de pessoas) como solução para tratamento de esgoto. Do restante da população rural, 55,1% (16,81 milhões de pessoas) recorrem a soluções inadequadas para destinação dos efluentes domésticos, como fossas rudimentares, valas e despejo diretamente em corpos receptores, e os 20,8% restantes (6,34 milhões de pessoas) residem em moradias sem nenhum tipo de sistema de coleta e/ou tratamento de esgoto.

Deve-se ainda observar o valor indicado pela NBR 7229/1982 para o coeficiente de redução de volume por digestão, igual a 0,25 e a contribuição *per capita* de lodo fresco de 1 L d⁻¹, ou seja, o lodo digerido que se acumula na porção inferior da fossa séptica possui um volume quatro vezes menor do que o volume produzido de lodo fresco.

Considerando a população total brasileira atendida por tanque séptico e os dados apresentados na Tabela 5, calcula-se que a produção de lodo fresco é de aproximadamente 40 milhões de litros por dia, ou 40.000 m³ por dia. Se adicionarmos neste cálculo o volume de lodo produzido pelas fossas rudimentares, este valor sobe para 78.000 m³ por dia (ANDREOLI *et al*, 2009).

Existem algumas discussões a respeito deste valor para o coeficiente de redução de volume por digestão. Oliveira 1983 apud Andrade Neto *et al*, 1999, chegou a valores bem inferiores ao indicado pela norma. Em regiões de clima quente, seria

possível considerar valores da ordem de 0,15, o que indica uma maior redução do volume por uma maior atividade microbiana.

Tabela 5 - População atendida por tanque séptico e fossa rudimentar

Local	População X1000	Tanque séptico (TS) (%)	População atendida por TS	Fossas rudimentares (FR) (%)	População atendida por FR	População atendida TS + F R	TS + F R (%)
Urbana	160.213	21,60	34.606.008	14,90	23.871.737	58.477.745	36,50
Rural	30.516	18,30	5.584.428	46,30	14.128.908	19.713.336	64,60
Brasil	190.730	21,07	40.190.436	19,27	38.000.645	78.191.081	40,99

Fonte: Adaptado IBGE (2008) TS= tanque séptico; FR= fossa rudimentar

O cálculo para a produção de lodo, se considerar o volume de lodo digerido, o coeficiente de redução do volume igual a 0,25 e o lodo total produzido pelas fossas (séptico e rudimentar) resulta em uma produção diária de lodo igual a 19.500 m³ ou 7,1 milhões de m³ por ano.

Esta é a produção de lodo digerido na fossa e tanque séptico. Sabe-se que, de uma forma geral, nas residências não é feito o esgotamento das fossas/tanques sépticos anualmente, principalmente nas áreas rurais e mais afastadas dos centros urbanos, onde, na maioria das vezes, se torna mais fácil finalizar a atividade da fossa e construir outra fossa, especialmente no caso de fossas rudimentares.

Se considerássemos que todos estes usuários esgotassem o material da fossa anualmente, a geração de lodo digerido seria de 7,1 milhões de m³. Sabe-se, ainda que, quando é realizado o esgotamento, todo o conteúdo é removido, deixando-se apenas uma pequena quantidade de lodo para a continuidade da ação das bactérias na digestão do lodo. A quantidade de lodo digerido, para o período de um ano, corresponde a aproximadamente 30% do volume total de uma fossa de tamanho mínimo sugerido pela NBR 7229/1993, de um m³.

Todavia, o tanque séptico tem, na prática, uma eficiência de tratamento limitada: cerca de 30 a 45% de remoção da DBO, e 50 a 60% de remoção de sólidos em suspensão, o que corresponde apenas a um tratamento primário. É possível que a remoção de DBO de um tanque séptico seja um pouco maior, até cerca de 50%, nos casos de unidades especialmente projetadas, como as de câmaras em serie e de câmaras sobrepostas, limpas regularmente (JORDÃO; PESSÔA, 2009).

Por conta desta limitação, quando o terreno não é favorável a infiltração, os tanques sépticos passaram a ser seguidos de outra unidade de tratamento como o filtro anaeróbio. Os filtros anaeróbios são, sem dúvida, uma das associações mais vantajosas para o pós-tratamento dos efluentes dos tanques sépticos, podendo ou não ser com fluxo ascendente.

Estas unidades têm sido muito utilizadas, e com bons resultados, em edificações e empreendimentos habitacionais localizados em áreas urbanas não dotadas de sistemas públicos de esgotamento sanitário, ou mesmo quando o único sistema de drenagem urbana disponível é de águas pluviais. Assim, tanto edificações isoladamente como conjuntos habitacionais costumam, nos casos citados, ser dotados de sistemas próprios e locais de esgotamento sanitário.

3.2 Fossas e tanques sépticos: definições, tipos, características e aplicabilidade

Tanque séptico é definido na NBR 7229 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 1993), como “unidade cilíndrica ou prismática retangular de fluxo horizontal para tratamento de esgotos por processos de sedimentação, flotação e digestão”. O que mais diferencia uma fossa de um tanque séptico é o fato de o tanque séptico ser uma unidade de tratamento de esgotos, com efluente a ter um destino final, que em sistemas de disposição local de esgotos geralmente é a infiltração no solo através de sumidouro ou valas de infiltração, enquanto a fossa é utilizada para disposição final dos esgotos (ANDREOLI *et al*, 2009).

3.2.1 Classificação dos tipos de sistemas

Posteriormente, a Associação Brasileira de Norma Técnica, ABNT (1993) consagrou o termo Tanque Séptico para diferenciá-lo das fossas. Nos sistemas sem transporte hídrico, são usualmente aplicadas para disposição de excretas: A fossa seca de buraco (simples ou ventilada); a fossa seca tubular; a fossa seca com tubo de dejeção inclinado, a fossa estanque, as fossas de fermentação (em lotes ou de humificação contínua); a fossa química; e a privada com receptáculo móvel. Estas soluções estão, de forma geral, ultrapassadas culturalmente no Brasil e somente continuam a ser aplicadas em alguns assentamentos rurais com dificuldades de abastecimento de água.

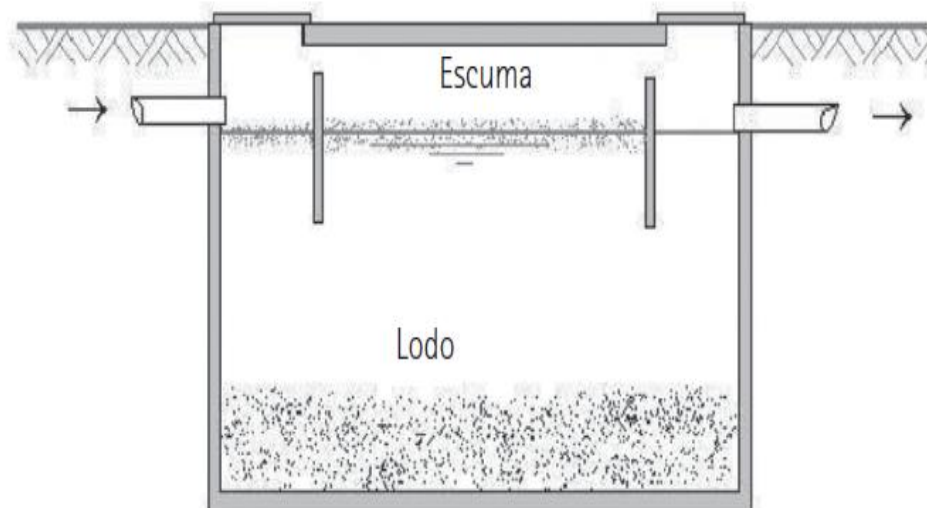
Nos sistemas de disposição local de esgotos, são usualmente aplicados: a fossa absorvente, ou poço absorvente; a fossa estanque; a fossa química; e o tanque séptico, com disposição do efluente geralmente no solo, através de sumidouros ou valas de infiltração, ou em corpos d'água após um tratamento complementar (ANDREOLI *et al*, 2009).

Para Heller e Chernicharo (1996), a fossa absorvente consiste em uma unidade que associa, em um único dispositivo, os mecanismos que ocorrem nos tanques sépticos e nos sumidouros. A fossa estanque é um tanque impermeável, no qual são dispostos os esgotos até sua remoção freqüente. Pode ser construída em alvenaria de tijolos, mas modernamente são mais utilizados os pré-moldados em concreto, em plástico, em resinas estruturadas com fibra de vidro, etc. Existem diversos modelos. Quando as fossas absorventes têm o solo completamente colmatado, geralmente após vários esgotamentos, e não mais propiciam a infiltração dos esgotos, transformam-se também em fossas estanques. O mesmo pode acontecer com o sumidouro quando o tanque séptico que o antecede não é esgotado por longo período, o lodo escapa para o sumidouro e o solo colmata completamente, exigindo alguns esgotamentos não só do tanque séptico, mas também do próprio sumidouro, visto que o processo de colmatação é cumulativo.

A fossa química é, na verdade, uma fossa estanque na qual se adiciona um produto químico para desinfecção dos dejetos. Atualmente, são bastante utilizadas em situações que exigem diversos gabinetes sanitários para utilização temporária, como grandes festas e outros eventos que aglomeram muita gente. São também aplicadas em meios de transporte, como aviões e ônibus. Atualmente, outros produtos químicos têm substituído a soda caustica com desinfetante mais usual (ANDREOLI *et al*, 2009).

3.2.2 Tipos de tanques sépticos

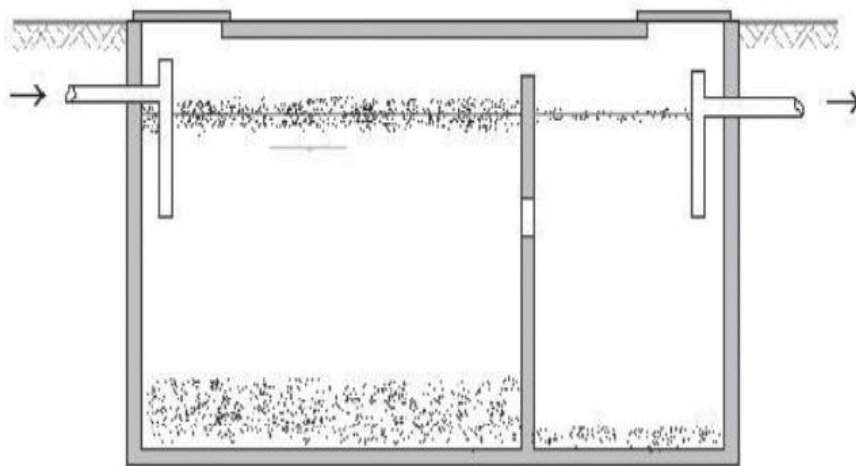
Tanques sépticos são, basicamente, tanques simples ou divididos em compartimentos horizontais ou verticais, utilizados com o objetivo de reter por decantação os sólidos contidos nos esgotos, propiciar a decomposição dos sólidos orgânicos decantados no seu próprio interior e acumular temporariamente os resíduos, com volume reduzido pela digestão anaeróbia, até que sejam removidos em períodos de meses ou anos. Podem ser de câmara única, de câmaras em série ou de câmaras sobrepostas, e podem ter forma cilíndrica ou prismática retangular. As Figuras 3, 4 e 5 mostram desenhos esquemáticos dos três modelos de tanques sépticos (ANDRADE NETO, *et al*, 1999).



Fonte: ANDRADE NETO *et al*, 1999)

Figura 3 - Tanque séptico câmara única (corte longitudinal)

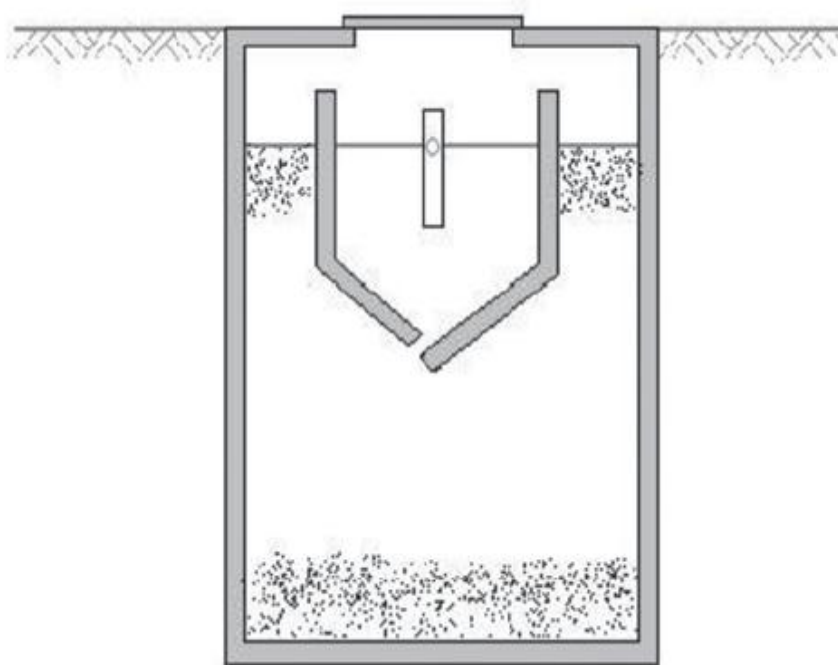
O tanque de câmaras em série é constituído de uma única unidade dividida em dois ou mais compartimentos por uma parede vazada que interliga as câmaras em série sequencialmente no sentido do fluxo. De acordo com as instruções da NBR 7229/1993, a primeira câmara deve ter aproximadamente o dobro do volume da segunda câmara. Dessa forma, uma maior quantidade de lodo acumulará na primeira câmara, que também terá a digestão favorecida. Esta configuração de tanque séptico é bastante utilizada quando é necessário que o efluente tenha um baixo teor de sólidos suspensos.



Fonte: ANDRADE NETO *et al*, 1999

Figura 4 - Tanque com câmaras em série (corte longitudinal)

O tanque séptico com câmaras sobrepostas possui uma configuração composta por divisões internas que separam verticalmente o tanque em duas câmaras. As placas inclinadas que fazem a separação das câmaras possibilitam a separação das fases sólida, líquida e gasosa, fazendo com que os sólidos que sedimentam na câmara superior sejam encaminhados para a câmara inferior, e os gases formados pela digestão do lodo na câmara inferior sejam desviados da câmara superior pelas placas inclinadas.



Fonte: ANDRADE NETO *et al*, 1999

Figura 5 - Tanque com câmaras sobrepostas (corte transversal)

Dentre os modelos de tanque séptico, os de câmaras em série propiciam melhor eficiência do que os de câmara única, com as mesmas facilidades de construção e operação. Em relação aos modelos de câmaras sobrepostas, além da maior simplicidade construtiva, apresentam a vantagem de propiciar menor profundidade. Os reatores de menor altura são vantajosos pelo fato de o custo de escavação aumentar muito com a profundidade (ANDRADE NETO *et al*, 1999).

As Tabelas 6 e 7 mostram, respectivamente, as eficiências de remoção e a qualidade do efluente esperada com estas unidades.

Tabela 6 - Eficiência de remoção de tanque séptico com câmaras: únicas, em séries e sobrepostas.

Tecnologias de tratamento	Eficiência de remoção (%)	
	DBO	SST
Tanque Séptico câmara única	30 – 40	40 - 50
Tanque Séptico câmara em série	40 - 50	50 - 60
Tanque Séptico câmara sobreposta	50 – 60	60 - 70

Fonte: JORDÃO e VOLSCHAN, 2009

Tabela 7 - Qualidade do efluente de tanque séptico com câmaras únicas, em séries e sobrepostas.

Tecnologias de tratamento	Concentrações efluentes (mg L ⁻¹)	
	DBO	SS
Tanque Séptico câmara única	200	160
Tanque Séptico câmara em série	170	140
Tanque Séptico câmara sobreposta	140	100

Fonte: JORDÃO e VOLSCHAN, 2009

A construção ou implantação de tanques sépticos é extremamente simples e não requer detalhes especiais. Exige apenas que o construtor execute o projeto com fidelidade, obedecendo às especificações técnicas, que normalmente seguem procedimentos usuais da construção civil. (ANDREOLI *et al*, 2009).

Este sistema foi idealizado em 1872 por Jean Louis Mouras, na França, ao perceber a redução do volume de sólidos acumulados por 12 anos em um tanque hermético, que havia construído para coletar os esgotos antes de serem encaminhados para o sumidouro. O invento foi patenteado em 1881 com o nome “Eliminador Automático de Excrementos ou fossas Mouras (PESSÔA; JORDÃO, 1982). De acordo, com Andrade Neto *et al*, (1997), os estudos foram avançando e em 1896, Donald Cameron, engenheiro na Grã Bretanha, patenteou um Decanto-Digestor, o qual nomeou de tanque séptico, possivelmente em função da palavra sepsis, que exprime decomposição pela atividade microbiana. Em 1903, o inglês W.O Travis concebeu o

tanque hidrolítico (tanque séptico com subdivisões). Karl Imhoff em 1905, idealizou o tanque Imhoff (tanque séptico com câmaras sobrepostas).

Devido à baixa velocidade de escoamento os sólidos suspensos e os sedimentáveis presentes no esgoto sedimentam no fundo onde sofrem digestão anaeróbia. O aumento dos resíduos desta digestão e a velocidade em que esse processo ocorre regulam a taxa de acumulação, a qual determinará a frequência de limpeza do tanque séptico (PHILIPPI, 1993).

O líquido clarificado, por sua vez, denominado efluente primário, sai do sistema carreando sólidos dissolvidos e os sólidos que não sedimentaram (AISSE, 2000), sendo necessário um tratamento complementar antes de seu lançamento no solo ou em um corpo d'água.

Segundo Andrade Neto *et al.*(1997), os tanques sépticos são mais que decantadores e digestores associados, uma vez que possuem um tempo de detenção hidráulico maior que os decantadores convencionais, permitindo que o lodo digerido se acumule no fundo por um longo período de tempo.

De forma resumida, o funcionamento de um tanque séptico envolve três etapas (ANDRADE NETO *et al*, 1997).

Retenção: O esgoto é retido no tanque por um período pré estabelecido que pode variar de 12 a 24 horas, dependendo das contribuições afluentes;

Decantação: Sedimentação de 60% a 70% dos sólidos em suspensão, formando-se lodo. Partes dos sólidos dos decantadores são formados por óleos, graxas, gorduras e outros materiais misturados com gases são retidos na superfície do líquido denominado espuma.

Digestão: Tanto o lodo como a espuma são digeridos por bactérias anaeróbias, provocando a destruição parcial dos organismos patogênicos. Neste processo atuam microrganismos heterotróficos estritamente anaeróbios ou facultativos. A digestão

anaeróbia possui uma complexa e delicada relação entre os microrganismos responsáveis por esta conversão, onde cada grupo possui um papel específico (MALINA, POHLAND, 1992; CHERNICHARO, 1997).

A digestão anaeróbia dos compostos orgânicos (proteínas, carboidratos e lipídios) ocorre em diferentes estágios (Figura 6). Para que este processo seja eficiente todas as etapas precisam estar em equilíbrio, pois existem diferentes grupos de bactérias que trabalham metabolicamente dependentes umas das outras, sendo o produto do primeiro grupo utilizado como substrato para o grupo seguinte. Embora o processo seja apresentado em diferentes estágios, normalmente isso ocorre simultaneamente (GERARDI, 2003). Estes estágios são:

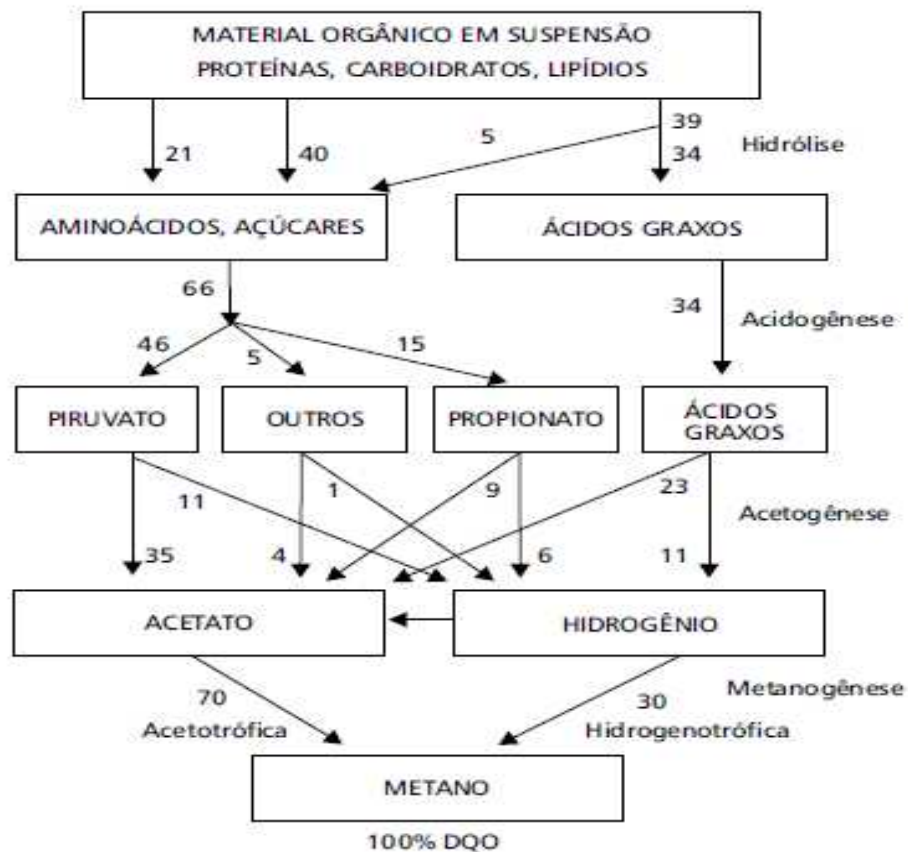
Hidrólise: nesta etapa o material orgânico particulado é convertido em materiais mais simples para que as bactérias sejam capazes de assimilá-los.

Acidogênese: os compostos gerados pela hidrólise são nesta etapa, absorvidos pelas células das bactérias fermentativas, sendo posteriormente convertidos em outros compostos mais simples, os quais são excretados pelas células.

Acetogênese: as bactérias acetogênicas convertem os produtos formados na acidogênese em acetato, hidrogênio e dióxido de carbono, os quais são substratos para a produção de metano.

Metanogênese: etapa final do processo de degradação anaeróbia dos compostos orgânicos, onde as bactérias metanogênicas utilizam os substratos gerados pela acidogênese, produzindo metano e dióxido de carbono.

O líquido clarificado por sua vez apresenta ainda elevadas concentrações de organismos patogênicos, nutrientes e matéria orgânica dissolvida. Desta forma com vistas a melhorar a qualidade do efluente final, o tanque séptico é utilizado em combinação com outra unidade de tratamento, sendo muito comum o uso de filtros anaeróbios.



Fonte: Girardi, 2003.

Figura 6. A sequência de processos na digestão anaeróbia de macro moléculas (os números referem-se a porcentagens, expressas como DQO)

3.2.3 Implantação, operação e manutenção

Para um correto funcionamento de um tanque séptico, recomenda-se que sejam precedidos por unidades de retenção da gordura proveniente da cozinha da residência. Estas unidades são denominadas caixas de gordura e têm a função de acumular a maior parte possível da gordura presente no efluente da pia de cozinha. A entrada do esgoto nestas caixas é feita pela região superior através de uma tubulação. Para a saída do efluente, é necessária que a tubulação interna de saída da caixa esteja

posicionada com a abertura para baixo, próxima a base da caixa. Isto impede que o material flutuante saia da caixa de gordura junto com o esgoto efluente. Periodicamente a caixa de gordura deve ser limpa, para garantir uma boa operação de todo o sistema de fossa séptica. O material retirado da caixa de gordura deve ser acondicionado adequadamente em sacos plásticos e encaminhado juntamente com os resíduos sólidos não recicláveis da residência ao caminhão de coleta de lixo. O material poderá também ser então aproveitado como matéria-prima pelas indústrias de sabão, glicerina e atualmente como biocombustível (JORDAO; PESSÔA, 1995).

Quando não há dispositivo de descarga do lodo, ele deve ser esgotado mecanicamente (por bombeamento, sucção ou sifonamento) e conduzido ao local adequado. O lodo que resta, aderido às paredes e depositado no fundo em pequena quantidade, não deve ser removido, porque este será importante para o desenvolvimento mais rápido da nova população bacteriana. Em outras palavras, não se deve raspar ou lavar o reator quando se procede ao esgotamento. Esta operação, embora muito simples, não pode ser negligente ou descuidada, sobretudo quanto à data de esgotamento. Se no tempo adequado o lodo não for removido, o espaço destinado à decantação será ocupado por sólidos e o reator não terá qualquer função eficaz no tratamento dos esgotos (ANDRADE NETO *et al*, 1999).

3.2.4 Pós-tratamento de efluentes de tanques sépticos

De acordo com a Associação Brasileira de Norma Técnica ABNT (NBR 7229/1993), um sistema de tanque séptico é um conjunto de unidades que se destinam a tratar e a dispor o esgoto. Através da utilização de tanques sépticos como tratamento preliminar seguidos por unidades complementares de tratamento ou de disposição final do efluente e do lodo.

Assim, existem diversas alternativas de sistemas de tratamento de esgoto para pequenos municípios que podem ser utilizadas de forma individual ou coletiva. De

acordo com a NBR 13969/1997, que dispõe sobre projeto, construção e operação de unidades complementares de tratamento e de disposição final de efluentes líquido, as alternativas disponíveis para tratamento complementar, ou seja, após o esgoto receber um pré-tratamento em tanque séptico, são: filtro anaeróbio de leito fixo com fluxo ascendente; filtro aeróbio submerso; valas de filtração e filtros de areia; lodo ativado por batelada; e lagoa com plantas aquáticas. As alternativas para disposição final citadas pela norma são: vala de infiltração; canteiro de infiltração e de evapotranspiração. Evidentemente, não são apenas estas alternativas indicadas pela NBR 13969/1997 as únicas viáveis para pós-tratamento de tanques sépticos. Os tanques sépticos podem anteceder os mais variados reatores para tratamento de esgotos quando conveniente, principalmente os de média e grande dimensão. Os filtros anaeróbios são sem dúvida uma das associações mais vantajosas para pós-tratamento dos efluentes dos tanques sépticos, mas não precisam ser necessariamente com fluxo ascendente, tampouco devemos remeter apenas aos modelos de filtros constantes na NBR 13969/1997. Há de se considerar que as normas da ABNT sobre tanque séptico e disposição de seus efluentes já tem mais de dez anos e está há tempo necessitando de uma revisão.

Antes da revisão a norma, em 1989, referia-se ao tanque séptico como “fossa séptica”, mas foi exatamente para diferenciar das fossas que ficou decidido que, a partir da revisão, as normas da ABNT denominariam “tanque séptico” para diferenciar a unidade de tratamento de esgotos de uma fossa.

3.2.5 Preocupação ambiental

3.2.5.1 Gases de Efeito Estufa (GEE)

Valbuena *et al.* (2010) relatam sobre um experimento realizado em oito tanques sépticos, sendo uma unidade em Davis, CA e sete unidades em Cool, CA, para avaliação da emissão de gases de efeito estufa (GEE), que apesar de já sabidos existe uma escassez de informações quanto sua extensão. Foram realizadas medidas em

câmaras de fluxo modificadas nos oito sistemas, as taxas de emissão em massa em CH_4 , CO_2 e N_2O encontradas foram 11; 33,3 e 0,005 $\text{g hab}^{-1} \text{d}^{-1}$, respectivamente, nesta pesquisa. Segundo os autores existem modelos de emissão de gases de efeito estufa baseados na remoção da carga de DBO (Demanda Bioquímica de Oxigênio) que estimaram emissões de metano em torno de 27,1 $\text{g CH}_4 \text{ hab}^{-1} \text{d}^{-1}$, mais de duas vezes o valor medido neste experimento realizado em Davis, CA e Cool, CA, onde concluíram que tanques sépticos são fontes significativamente importantes de Gases de Efeito Estufa (GEE), já que são sistemas largamente usados atualmente. O estudo foi conduzido de setembro a dezembro de 2009. Cada família foi entrevistada para levantamento de dados com relação a volume do tanque, ano de construção do tanque, tempo de remoção do lodo, e outros fatores relacionados à manutenção do tanque séptico (Figura7). Nos Estados Unidos, aproximadamente 20% da população depende de sistemas sépticos para tratar os seus esgotos. Tais sistemas são mais comumente compostos por um tanque séptico e infiltração no solo como sistema de dispersão dos efluentes. Uma parte da matéria orgânica afluenta no tanque séptico é convertida em gás metano e dióxido de carbono. Em virtude do grande número em uso, os tanques sépticos são fontes potenciais significativas de emissão dos gases de efeito estufa (GEE). Tem sido registrado que o total de emissões (dadas em CO_2 – equivalentes presumindo um horizonte de 100 anos) provenientes dos tanques sépticos pode ser tão grande como 0,23 toneladas de $\text{CO}_2 \text{ hab}^{-1} \text{ano}^{-1}$, considerando apenas emissões de CH_4 . No entanto, estes dados são apenas suposições, não sendo baseados diretamente em medidas.

Volume ^(b) do T.S		Número de ocupantes	T.S Séptico bombeado (anos)	Ano que o T.S foi construído	Espessura (cm)		Pontos de amostragem do gás		
							T.S	S.V	S.D.S
Site	m ³				Escuma lodo				
1	5,5	2	3	Não sabe	<2,5 ^c	38	X	x	x
2	5,5	2	Nunca	2005	13	16	X		
3	5,7	2	Nunca	1989	8	31	X		
4	4,5	2	0,5	Não sabe	NS ^d	2,5	X		
5	5,7	2	12	Não sabe	<2,5	20	X		
6	5,5	2	Nunca	2002	<2,5	15	X		
7	5,5	3	3	Não sabe	10	36	X	x	x
8 ^(a)	5,5	4	>12	1940	<2,5	90	x		

(a) - Site localizado em Davis, CA. Site somente com águas cinzas e com sistema para desviar água da lavanderia.

(b) 5.5 m³ = 1200 gal., 5.7 m³ = 1250 gal., e 4,5 m³ = 1000 gal.

(c) <2,5 cm: significa pouca quantidade de espuma na superfície, usualmente menos que 2,5 cm de espessura.

(d) NS = sem camada de espuma presente, a água da superfície estava completamente limpa.

T.S = Tanque Séptico

S.V = Sistema de Ventilação

S.D.S = Sistema de Dispersão no solo

Fonte: VALBUENA *et al.*, 2010

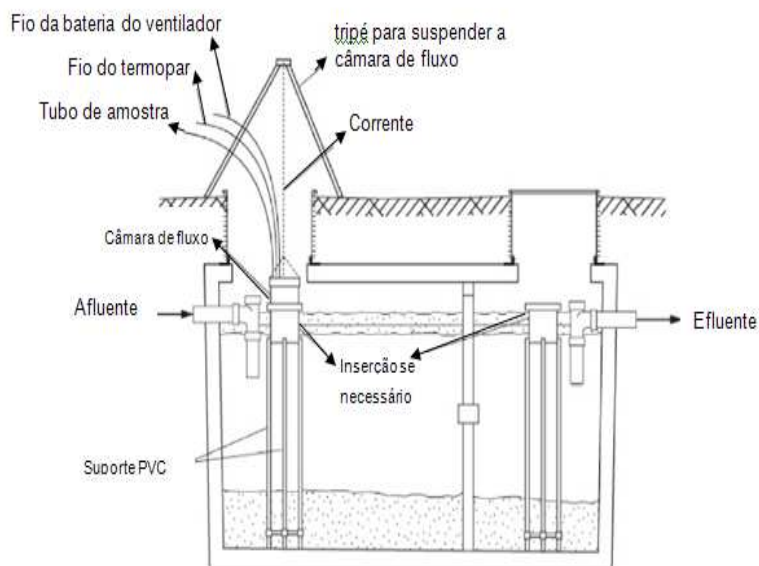
Figura 7 - Quadro descritivo dos sites selecionados para amostragem do gás de tanques sépticos.

Valores de taxas de conversão de emissão de CH₄, CO₂ e N₂O foram também determinadas a partir de medições das concentrações de gás e taxas de fluxo em sistemas de ventilação do tanque séptico, e foram encontrados valores de 10,7; 335; e 0,2 g hab⁻¹ d⁻¹, respectivamente. A excelente concordância nas taxas de emissão de

CH₄ entre a câmara de fluxo e os valores de ventilação, indica que a fonte dominante de emissão de CH₄ é o tanque séptico.

3.2.5.2 Amostragem de gás com câmaras de fluxo

As câmaras de fluxo foram construídas em PVC em dois tamanhos (0,15 e 0,30 m em diâmetro e altura). Uma porta de amostragem com tubo em teflon e uma porta de ventilação localizada no topo da câmara de fluxo. Um ventilador pequeno usado para misturar o ar foi montado no interior da câmara de fluxo. Durante a amostragem de tanques sépticos, a câmara de fluxo é baixada diretamente na superfície do líquido, no caso de tanques que não possuem sólidos flutuantes. Para os tanques com uma camada de espuma cobrindo totalmente o líquido, uma inserção foi instalada para facilitar a amostragem, conforme Figuras 8 e 9.



Fonte: VALBUENA *et al.*, 2010

Figura 8 - Desenho esquemático do sistema de coleta de gases através da câmara de fluxo

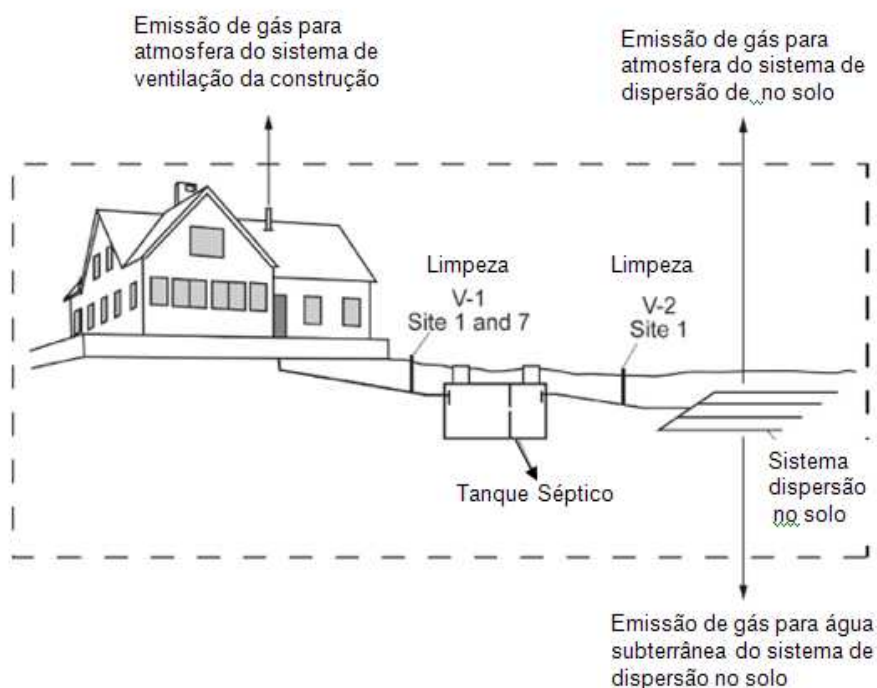


Fonte: VALBUENA *et al.*, 2010

Figura 9 – Sistema de coleta através de câmera de fluxo

3.2.5.3 Amostragem por sistema de ventilação

Amostras de gases foram coletadas a partir do sistema de ventilação do tanque séptico para comparar com resultados de emissões obtidas diretamente da câmara de fluxo instalada no tanque séptico. Medições foram feitas nas portas de limpeza localizada antes do tanque séptico nos sites 1 e 7, e após o tanque séptico somente no site 1. (Figura 10)



Fonte: VALBUENA *et al.*, 2010.

Figura 10 - Desenho esquemático de um sistema de coleta de gases de tanque séptico por ventilação

3.2.5.4 Emissões de Metano

A taxa de emissão de metano proveniente da câmara de fluxo teve uma média geométrica no valor de $E_{CH_4, FC} = 11.0$ ($\delta = 2,2$) $g \text{ hab}^{-1} \text{ d}^{-1}$ (Tabela 8). A emissão de CH_4 obtida usando câmara de fluxo no tanque séptico deste estudo é comparada com os valores de emissões encontrados na literatura (Tabela 8). A média de E_{CH_4} obtida neste estudo esta em acordo com as estimativas de Kinnicutt *et al* e Winneberger mas é a metade aproximadamente da estimativa obtida usando métodos teóricos descritos pelo IPCC e USEPA. Deve ser notado que o modelo de emissão da USEPA para modelo descentralizado de tratamento de esgoto segue a mesma proposição do IPCC e, portanto, as estimativas de emissão de CH_4 são quase idênticas. (Tabela 8). A pequena

diferença pode ser atribuída ao valor da carga de DBO utilizada em cada modelo para calcular as emissões de metano: 85 e 90 g DBO hab⁻¹ d⁻¹, para IPCC e USEPA, respectivamente. No entanto, dois modelos usaram o mesmo Fator de Conversão de Metano (MCF) de 0.5, que é um fator de escala sem unidade entre 0 e 1, que resulta no fato de que nem todo o DQO (ou DBO) afluente é degradado anaerobicamente e convertido em CH₄. Os resultados deste estudo forneceram suporte para uma revisão do MCF. Um MCF de 0,22 é mais consistente com a taxa de emissão média de metano obtida neste estudo (11 g CH₄ hab⁻¹ d⁻¹).

Tabela 8 - Resumo das Emissões de GEE em tanques sépticos da literatura incluindo este estudo e as emissões totais de gás em termos de CO₂

Método	Ano	Estimativa de Emissão			Emissão Antropogênica ^d (t CO ₂) (hab ⁻¹ ano ⁻¹)	Emissão Biogênica (t CO ₂) (hab ⁻¹ ano ⁻¹)
		Metano (g CH ₄ hab ⁻¹ d ⁻¹)	Dióxido de Carbono (g CO ₂) (hab ⁻¹ d ⁻¹)	Óxido Nitroso (g N ₂ O) (hab ⁻¹ d ⁻¹)		
Kinnicutt et al., ⁶	1910	10,1	nr ^b	nr	0,09	-
						0,0018
Winneberger ⁷	1984	8 - 11	5 - 6	nr	0,07 – 0,10	a
						0,0022
IPCC ⁴	2007	25,5	cb ^c	nr	0,23	-
USEPA1	2010	27,1	cb	nr	0,25	-
Este estudo: Tanque séptico Câmara de fluxo ^d	2010	11,0 (δ _g =2,2)	33,3 (δ _g =2,7)	0,005(δ _g =4,3)	0,10	0,012
Este estudo Séptico (ventilação) ^e	2010	10,7(δ _g =1,7)	335(δ _g =2,1)	0,2(δ _g =3,6)	0,12	0,12

^aBaseado no Global Warming Potential (GWP) para horizonte de 100 anos. ^{4b}nr= não registrado ou não disponível.
^ccb= emissões consideradas como biogênicas em tratamento de águas residuárias. ^{1,4d} Média geométrica e desvio padrão quando determinado com o uso do método câmara de fluxo. ^e Média geométrica e desvio padrão quando determinado com uso do dispositivo de ventilação.

Fonte: VALBUENA *et al.*, 2010

3.2.5.5 Emissões de Dióxido de Carbono

As taxas de emissões de CO_2 dos tanques sépticos localizados em Cool, CA determinadas com a câmara de fluxo, tiveram um valor da média geométrica de $E_{\text{CO}_2, \text{FC}} = 33.3$ ($\delta = 2,7$), que é significativamente maior do que o valor relatado por Winneberger (Tabela 8). No entanto, o método usado pelo Winneberger para coletar os gases foi diferente. A taxa média de emissão de CO_2 proveniente de tanque séptico da localidade de Davis, CA foi de cerca de um quarto do valor medido nos sites de Cool, CA. Uma possível explicação é que parte do CO_2 produzido no tanque séptico reagiu com o carbonato de cálcio, presente em níveis elevados devido à dureza contida na água fornecida em Davis, CA antes de ele ter escapado para superfície, resultando em menor E_{CO_2} naquele site. A dureza média da água nos sites de Davis, CA e Cool, CA eram 212 e 9 mg L^{-1} como CaCO_3 , respectivamente. Além da elevada dureza da água, outros fatores específicos do site de Davis, incluíram desvio de água de lavanderia para o sistema de água cinza, excesso de lodo, maior contribuição por volume de tanque, e a dieta vegetariana dos ocupantes da casa. A partir dessas medidas, é evidente que as emissões de CO_2 são mais sensíveis às condições específicas do local do que as emissões de CH_4 .

Usando o dispositivo de sistema de ventilação, as taxas de emissão de CO_2 em V1 para os sites 1 e 7, e em V2 para o site 1 foram encontrados $E_{\text{CO}_2\text{V}} = 335$ ($\delta = 2,1$), e 104 $\text{g hab}^{-1} \text{d}^{-1}$, respectivamente. No ponto de amostragem V-2, CH_4 e N_2O não foram detectados acima dos níveis do ambiente. Na teoria, os valores das emissões medidos em V-1 correspondem às emissões integradas do tanque séptico e sistema de dispersão no solo, enquanto os valores medidos no ponto V-2 correspondem apenas às emissões do sistema de dispersão no solo. Isto então implicaria, de que as emissões medidas em V-1 ($E_{\text{CO}_2\text{V}} = 335$) deveria ser a soma das emissões de V2 ($E_{\text{CO}_2\text{V}} = 104 \text{ g hab}^{-1} \text{d}^{-1}$) e as emissões diretas do tanque séptico ($E_{\text{CO}_2\text{FC}} = 33,3 \text{ g hab}^{-1} \text{d}^{-1}$). No entanto, este não foi o caso para CO_2 . Esta discrepância implica que a produção de CO_2 não deve ser restritiva unicamente para o

tanque.séptico e sistema de dispersão.do solo ou, alternativamente, que, para.CO₂, usando.as emissões medidas com a câmara de fluxo não são verdadeiramente representativas das emissões médias total do tanque séptico. Por exemplo, a produção de CO₂ a partir da biodegradação do efluente do tanque séptico pode ter ocorrido ao longo do comprimento da tubulação (30,48 m) que liga o tanque séptico ao sistema de dispersão no solo, mas foi a montante do V-2.

A presença ou ausência de camada de espuma para os sites da localidade de Cool não tiveram um efeito detectável na E_{CO₂}. Assim como para o CH₄, nenhuma correlação foi encontrada entre a temperatura do líquido no tanque séptico e os valores de E_{CO₂, FC}. Concentrações de CO₂ no líquido variaram de 7 a 19 ($\delta = 5,3$) no primeiro compartimento de cada tanque séptico e de 0,6 a 12 ($\delta = 6,3$) no segundo compartimento. Portanto, estima-se que o CO₂ liberado com o efluente do tanque séptico variou de 0,7-3,3 g hab⁻¹ d⁻¹. Por fim, semelhante ao CH₄, emissões diretas de CO₂ para a atmosfera proveniente do sistema de dispersão no solo foram insignificantes, quando medidas utilizando a câmara de fluxo.

3.2.5.6 Emissões de Óxido Nitroso

As taxas de emissão de óxido nitroso medido a partir dos tanques sépticos avaliados neste estudo, utilizando a câmara de fluxo teve um valor médio de E_{NO₂FC} = 0,005 ($\delta = 4,35$) g hab⁻¹ d⁻¹. O N₂O não esteve presente nas amostras de líquido acima do limite de detecção, nem nas amostras coletadas nos sistemas de dispersão no solo. O valor obtido a partir da amostragem por meio de ventilação foi E_{NO₂, V} = 0,2($\delta=3,6$) g hab⁻¹ d⁻¹. O N₂O medido nas amostras de ventilação é atribuído aos processos de nitrificação e desnitrificação que ocorrem no solo.

O valor medido de E_{N₂O} é comparável ao valor de emissão de N₂O de 0,17 g hab⁻¹ d⁻¹, aplicado ao tratamento de esgotos domésticos pela USEPA. Semelhante para

as emissões de CH_4 e CO_2 , nenhuma correlação entre a temperatura do líquido no tanque séptico e as emissões de N_2O foi encontrada.

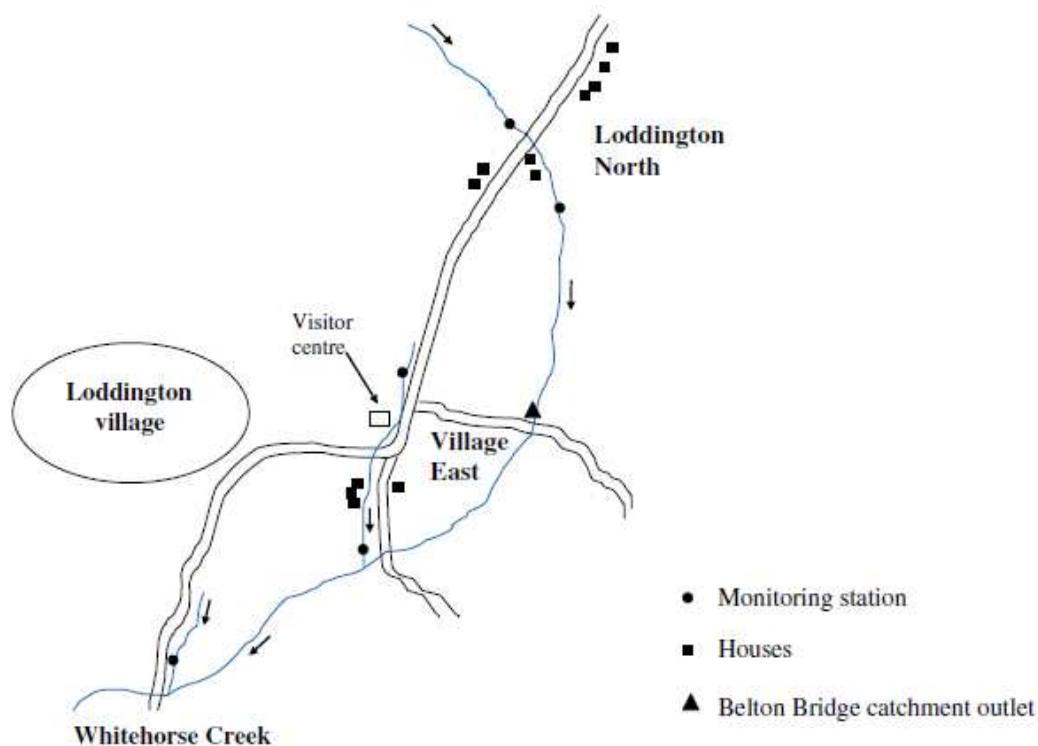
3.2.5.7 Emissões e implicações

Valbuena *et al.*, 2010, relataram que as emissões totais de Gases de Efeito Estufa (GEE) medidos a partir de tanques sépticos por meio de câmaras de fluxo e por meio do dispositivo de ventilação, foram $276,5$ e $372,1 \text{ g CO}_2 \text{ hab}^{-1} \text{ d}^{-1}$ ($0,10$ e $0,12$ toneladas $\text{CO}_2 \text{ hab}^{-1} \text{ ano}^{-1}$) respectivamente. Isso representa uma pequena fração do total de emissões de carbono atribuída para uma pessoa em um país industrializado, estimada em 23 toneladas de $\text{CO}_2 \text{ hab}^{-1} \text{ ano}^{-1}$. É importante notar que as emissões teóricas relatadas pelo USEPA e IPCC e apresentadas na Tabela 8 incluem apenas CH_4 .

Assim como, as emissões de GEE teóricas são aproximadamente duas vezes maiores que o valor medido neste estudo. Além disso, uma vez que as emissões de CO_2 a partir de sistemas de tratamento de esgoto são consideradas biogênicas, as E_{CO_2} medidas no tanque séptico e no dispositivo de ventilação não são incluídas no cálculo total de CO_2 . Apesar do N_2O não ser considerado como uma emissão de sistemas de tanque séptico, as emissões de N_2O foram medidas neste estudo e, incluídas no cálculo total de CO_2 .

3.2.5.8 Efluentes lançados nos corpos d'água: problema da eutrofização.

Withers *et. al*, 2011, publicaram um estudo realizado em uma típica vila inglesa, chamada Loddington, para avaliar o impacto do lançamento de efluentes de tanques sépticos com relação a eutrofização, com monitoramento da concentração de nutrientes em vários córregos em torno da vila, conforme Figura 11.



Fonte: Withers *et. al*, 2011.

Figura 11 - Vila de Loddington em Leicestershire mostrando os pontos de monitoramento em relação às habitações rurais. A Estação de monitoramento na saída da Ponte Belton monitorada por Jarvie, *et al*. (2010) é também mostrada. As flechas indicam a direção do fluxo.

A eutrofização as águas interiores e costeiras é um problema ambiental generalizado, causado pelo aumento da quantidade de fósforo (P) e de Nitrogênio (N) associados à urbanização, desmatamento e intensificação da agricultura. É mais prevalente nos rios em condições de baixa vazão, quando tempo de residência são bem maiores e esta constatação de concentrações elevadas principalmente neste período, agora esta bem documentada (JARVIE *et al*, 2006; NEAL *et al*, 2010).

Nascentes rurais com elevadas concentrações de nutrientes eram atribuídas unicamente à agricultura. No Reino Unido, nenhuma autoridade tem responsabilidade legal por sistemas de tanques sépticos, muito não são registrados e muitas vezes não

são localizados ou mantidos de forma adequada (Butler e Payne, 1995; May *et al.* 2010). Em uma revisão recente, May *et al.* (2010) descobriram que os tanques sépticos contribuem com 20% da carga total de fósforo (P) existentes nas nascentes das áreas rurais.

3.2.5.8.1 Rede de córregos monitorados

A rede de córregos de Loddington alimenta um afluente (Eye Brook) do Rio Welland. Os três locais foram monitorados por um período de 12 meses com coletas na frequência semanal. No site (Whitehorse Creek, WC), o efluente do tanque séptico de casas antigas da vila principal Loddington (número exato não é conhecido) era descarregado por meio de uma tubulação diretamente no córrego.

Em uma vala do site Village East (VE), amostras foram coletadas a montante e a jusante de um conjunto de quatro casas (oito pessoas) e de um pequeno centro de visitantes usado regularmente (600 a 1100 pessoas por ano) com dois escritórios no extremo leste da vila (Figura 13). No córrego do site Loddington North (LN), amostras foram coletadas a montante e a jusante de um conjunto de oito casas (quatorze pessoas) localizado na bacia da Ponte Belton monitorada por Jarvie *et al.*, (2010). Os tanques sépticos que serviam às casas e o centro de visitantes em Village East (VE) e Loddington North (LN) tinham a descarga principal para o córrego via infiltração ou valas.

O período de amostragem foi de Fevereiro de 2007 a Fevereiro de 2008, para Whitehorse Creek (WC) e de Outubro de 2006 a Outubro de 2007 para Village East (VE) e para Loddington North (LN), exceto durante Abril e início de Maio de 2007, quando o fluxo de amostras para todos os sites estava muito pouco, durante um período muito seco.

Todas as amostras da tubulação, vala e córrego foram analisadas para determinações dos seguintes parâmetros: pH, Alcalinidade total, fósforo reativo solúvel

(SRP), fósforo total dissolvido (TDP), fósforo total (TP), amônio (NH₄-N), nitrato (NO₃-N), Nitrito (NO₂-N), nitrogênio dissolvido total (TDN), sulfato (SO₄-S), cloreto (Cl), sódio (Na), potássio (K), cálcio (Ca), magnésio (Mg), boro (B), manganês (Mn), ferro (Fe) e carbono orgânico dissolvido (DOC). As amostras foram refrigeradas antes da análise e frações de fósforo foram determinadas dentro de 24 horas para evitar deterioração significativa da amostra durante a estocagem.

Os resultados do monitoramento para todos os sites estão nas Tabelas 9, 10, 11, 12 e 13.

Tabela 9 - Distribuição estatística por nutriente da descarga de efluente dos tanques sépticos no site Whitehorse Creek (n = 37 amostras)

Parâmetros	Faixa	Mediana	Média(δ)
pH	6,9 – 7,9	7,3	7,3 (0,20)
Alcalinidade ($\mu\text{Eq L}^{-1}$)	2.205 – 10.666	6.085	6.199 (2.064)
DOC (mg L^{-1})	3,8 – 28,5	10,9	11.1 (5,0)
SRP ($\mu\text{g L}^{-1}$)	68 – 8.920	2.470	3.206 (2.614)
DHP ($\mu\text{g L}^{-1}$)	0 – 5.780	290	693 (1.218)
PP ($\mu\text{g L}^{-1}$)	55 – 6.760	280	708 (1.190)
TP ($\mu\text{g L}^{-1}$)	195 – 20.560	3.100	4.606 (4.279)
NH ₄ - N (mg L^{-1})	0,03 – 72,4	15,6	17,5(15,5)
NO ₃ -N (mg L^{-1})	0,06 – 10,4	4,1	4,2(3,2)
NO ₂ - N (mg L^{-1})	0,02 – 3,1	0,15	0,34(0,55)
DON (mg L^{-1})	0 – 13,9	2,5	3,4 (3,4)
TDN (mg L^{-1})	8,1 – 63	23,1	24,6 (13,0)
SO ₄ (mg L^{-1})	11 - 42	31	29(9)
Cl (mg L^{-1})	27 - 101	54	54(16)
Na (mg L^{-1})	13 - 119	43	49(25)
K (mg L^{-1})	9 - 40	27	26(8)
Ca (mg L^{-1})	45 - 139	96	96(22)
Mg (mg L^{-1})	5 - 18	14	12(4)
B ($\mu\text{g L}^{-1}$)	54 - 213	103	109(33)
Mn ($\mu\text{g L}^{-1}$)	11 -169	52	68(46)
Fe ($\mu\text{g L}^{-1}$)	36 - 267	101	123 (64)

Fonte: Withers *et. al*, 2011.

Tabela 10 - Coeficiente de correlação (r) para a relação entre o fósforo reativo solúvel e os nutrientes enriquecidos no tubo de descarga em Whitehorse Creek, e nos pontos de monitoramento a montante e jusante para Village East e Loddington North

Site	NH ₄ -N	Na	K	Cl	SO ₄ - S	B	Mn	DOC
WC								
Tubo	0,81	0,84	NS	0,68	0,50	NS	0,44	0,63
VE								
Montante	NS	NS	0,67	0,30	NS	NS	NS	NS
Jusante	0,89	0,62	NS	0,51	0,40	0,33	0,63	NS
LN								
Montante	NS	NS	0,58	0,42	NS	NS	NS	0,42
Jusante	0,94	0,88	0,82	0,64	0,33	0,67	0,85	NS

Fonte: Withers *et. al*, 2011.

Tabela 11 - Distribuição estatística para concentrações de nutrientes na água da vala à montante e a jusante da comunidade rural no site Village East (n = 46 amostras)

Parâmetros	Montante			Jusante			Diferença ^a
	Faixa	Media na	Média (δ)	Faixa	Media na	Média (δ)	Jus. – Mont.
pH	7,0 – 7,9	7,6	7,5 (0,21)	7,3 – 7,8	7,5	7,5	NS
Alcal ^b . $\mu\text{Eq L}^{-1}$	1.428 - 5.137	2781	2792 (880)	2257 - 9847	5086	4895(1473)	***
DOC (mg L^{-1})	5,9 – 19,1	9,0	9,4(2,6)	2,3 – 14,1	5,1	5,9	***
SRP ($\mu\text{g L}^{-1}$)	12 - 494	59	78 (76)	83 - 895	239	321(205)	***
DHP ($\mu\text{g L}^{-1}$)	10 - 157	49	57(37)	0 - 445	72	81(68)	**
PP ($\mu\text{g L}^{-1}$)	2 – 1.135	83	117(177)	4 - 1208	39	100(209)	NS
TP ($\mu\text{g L}^{-1}$)	6,6 – 1.516	185	252(237)	139 - 2028	400	502(348)	***
$\text{NH}_4^+ - \text{N g L}^{-1}$	>0,01 -0,31	0,03	0,05(0,05)	0,06 – 4,82	0,57	0,99(1,14)	***
$\text{NO}_3^- - \text{N mg L}^{-1}$	<0,1 – 13,6	3,3	3,0(2,8)	2,3 – 12,8	6,7	6,7(2,3)	***
$\text{NO}_2^- - \text{N mg L}^{-1}$	0,02 – 0,09	0,02	0,02(0, 015)	0,02 – 1,06	0,09	0,16(0,20)	***
DON (mg L^{-1})	0,15 – 15,7	0,90	1,37(2,30)	0 – 11,8	1,17	1,50(1,85)	NS
TDN (mg L^{-1})	0,6 – 20,4	4,3	5,3(3,9)	4,5 – 21,6	8,8	9,3(3,0)	***
SO_4 (mg L^{-1})	4 - 22	13	14(3,8)	8 - 34	25	23(6,9)	***
Cl (mg L^{-1})	4 - 18	12	11 (3,1)	9 - 47	24	23(6,6)	***
Na (mg L^{-1})	4,8 – 11,3	7,5	7,5(1,5)	7,9 – 30,4	16,7	16,6(4,8)	***
K (mg L^{-1})	2,0 – 8,3	3,5	3,9(1,5)	8,0 – 26,8	19,8	18,5(5,5)	***
Ca (mg L^{-1})	41 - 107	71	71(16)	48 - 139	114	108(24)	***
Mg (mg L^{-1})	3,5 – 7,6	5,9	5,8(1,0)	4,4 – 12,5	10,0	9,4(2,3)	***
B ($\mu\text{g L}^{-1}$)	35 - 52	58	56(10)	53 - 159	109	109(28)	***
Mn ($\mu\text{g L}^{-1}$)	3 - 317	21	57(74)	19 - 163	48	58(33)	NS
Fe ($\mu\text{g L}^{-1}$)	16 - 538	75	130(125)	7 - 644	35	90(131)	*

NS não significante

^a Diferença estatisticamente significativa entre os valores da média a montante e a jusante.

* 0,05 ** 0,01 *** 0,001 ^bAlcal: Alcalinidade total

Fonte: Withers *et. al*, 2011.

Tabela 12 - Distribuição estatística para concentrações de nutrientes na água do córrego à montante e a jusante da comunidade rural no site Loddington North (n = 46 amostras)

Parâmetros	Montante			Jusante			Diferença ^a Jus. – Mont.
	Faixa	Mediana	Média (δ)	Faixa	Mediana	Média (δ)	
pH	7,3 – 8,1	7,8	7,8 (0,17)	7,4 – 8,0	7,8	7,8(0,14)	NS
Alcal ^b . $\mu\text{Eq L}^{-1}$	1885 - 5341	3241	3348(902)	2207 - 6139	3320	3621(969)	**
DOC (mg L^{-1})	1,4 – 21,6	8,1	8,1(3,5)	4,1 – 14,8	7,3	7,5(2,4)	NS
SRP ($\mu\text{g L}^{-1}$)	4 - 226	31	39(39)	8 – 1925	9,1	213(342)	***
DHP ($\mu\text{g L}^{-1}$)	3 - 120	30	41(30)	1 – 710	55	73(105)	*
PP ($\mu\text{g L}^{-1}$)	5 - 1830	35	106(286)	10 – 898	70	124(176)	NS
TP ($\mu\text{g L}^{-1}$)	32 - 2176	102	186(334)	52 – 2620	212	410(543)	**
$\text{NH}_4 - \text{N g L}^{-1}$	<0,01 – 0,17	0,02	0,03(0,03)	<0,01 – 15,6	0,19	1,32(2,97)	**
$\text{NO}_3 - \text{N mg L}^{-1}$	0,11 – 16,7	4,1	4,8(3,5)	0,7 – 14,7	4,0	4,1(2,7)	NS
$\text{NO}_2 - \text{N mg L}^{-1}$	0,015 – 0,03	0,015	0,017(0,005)	0,015 – 0,58	0,015	0,068(0,11)	**
DON (mg L^{-1})	0,09 – 11,1	0,86	1,08 (1,57)	0 – 5,5	0,89	1,20(1,17)	NS
TDN (mg L^{-1})	0,7 – 19,0	4,7	5,9(4,1)	1,7 – 21,6	5,7	6,7(4,2)	NS
$\text{SO}_4(\text{mg L}^{-1})$	14 - 47	25	26(8,5)	13 – 44	25	26(6,9)	NS
Cl (mg L^{-1})	11 - 55	24	22(7,6)	13 – 67	23	24(9,5)	NS
Na (mg L^{-1})	6,7 – 18,6	13,4	12,7(3,0)	8,6 – 57	12,9	15,6(8,9)	*
K (mg L^{-1})	1,4 12,9	3,1	3,4(1,8)	1,9 14,0	3,4	4,3(2,3)	*
Ca (mg L^{-1})	49 - 139	88	91(23)	49 – 126	94	92(18)	NS
Mg (mg L^{-1})	3,8 – 16,1	9,5	9,8(2,9)	5,3 – 13,5	9,2	9,0(1,9)	*
B ($\mu\text{g L}^{-1}$)	29 - 77	54	529(14)	30 – 108	57	56(16)	**
Mn ($\mu\text{g L}^{-1}$)	2 - 89	10	12(13)	6 - 179	14	29(36)	**
Fe ($\mu\text{g L}^{-1}$)	1- 999	44	106(168)	8 - 455	49	90(97)	NS

NS não significante

^a Diferença estatisticamente significante entre os valores da média a montante e a jusante.

* 0,05 ** 0,01 *** 0,001 ^bAlcal: Alcalinidade total

Fonte: Withers *et. al*, 2011.

Tabela 13 - Fluxo anual (Kg) de frações de P e N nos sites monitorados: Whitehorse Creek, Village East e Loddington North. As concentrações médias (m/v) são dadas em mg L⁻¹, entre parênteses.

Parâmetros	W.CreekK	V. East			L. North		
		Montante	Jusante	Diferença	Montante	Jusante	Diferença
SRP	10,2 (1,07)	4,1 (0,07)	13,7(0,21)	9,6(0,14)	11,7 (0,06)	19,4 (0,08)	7,7(0,02)
DHP	1,8 (0,18)	3,6(0,006)	5,8(0,09)	2,2(0,03)	11,1(0,06)	14,0 (0,05)	2,9(-0,01)
PP	2,8 (0,29)	12,0 (0,21)	9,7(0,15)	-2,3(-0,06)	45,8 (0,23)	39,1 (0,15)	-6,6(-0,08)
TP	14,8 (1,54)	19,7 (0,34)	29,2(0,44)	9,5(0,10)	68,6 (0,34)	72,8(0,28)	4,2(-0,06)
NH ₄ -N	49 (5,08)	2 (0,04)	37(0,55)	35(0,51)	7 (0,04)	54 (0,21)	47(0,17)
NO ₃ - N	60 (6,25)	301 (5,20)	458(6,88)	157(1,68)	812 (4,0)	959 (3,70)	147(-0,30)
NO ₂ -N	2 (0,19)	1 (0,02)	6(0,08)	5(0,06)	3 (0,02)	7 (0,03)	3(0,01)
DON	20 (2,11)	85 (1,48)	99(1,49)	14(0,01)	235 (1,16)	272 (1,05)	37(-0,11)
TDN	131 (13,52)	389 (6,73)	599(9,00)	210(2,27)	1055 (5,21)	1294(4,99)	238(-0,22)

Fonte: Withers *et. al*, 2011.

Withers *et. al*, (2011) comentaram que seus resultados, forneceram evidências quantitativas de que novos tanques sépticos são preocupações reais para a qualidade da água em áreas rurais durante períodos ecologicamente sensíveis, especialmente onde o efluente é despejado diretamente no córrego. Monitoramento da composição de nutrientes em tubo de descarga e águas lógicas a jusante de habitação rural em uma aldeia típica inglesa tem mostrado que os sistemas de tanques sépticos liberam concentrações elevadas, altamente biodisponíveis e com potencial tóxicos para a rede de correios. Os efluentes de tanque sépticos com altas concentrações de SRP e NH₄-N não estão adequadas para tratamento por infiltração, devido o solo Loddington ser pesadamente argiloso. Consequentemente, os efluentes dos tanques sépticos estão simplesmente sendo lançados diretamente em cabeceira de riachos com capacidade de diluição muito baixa, causando a degradação da qualidade da água. O enriquecimento das cabeceiras rurais com P ainda é invariavelmente atribuída a práticas agrícolas

intensivas, em vez de sistemas de Tanques Sépticos. Embora não foi possível neste estudo conseguir o convencimento de que os sistemas de tanques sépticos são mini fontes amplamente distribuídas, o estudo sugere a necessidade de sensibilização para este problema ambiental associados a tanque séptico, junto as companhias de água, as agências reguladoras de água e as comunidades rurais no Reino Unido.

3.2.5.9 Lodo de tanque séptico

Lossing, *et al.* (2007) fazem avaliação da taxa de acúmulo do lodo e das características do lodo para sistemas de tratamento de esgoto de comunidades descentralizadas com tanques clarificadores primários individuais localizados em Wardsville (Ontário, Canada)

Em sistemas convencionais, a sedimentação e o tratamento parcial são feitos através da digestão anaeróbia que ocorre em tanques sépticos. Um dos subprodutos da separação dos sólidos no tanque séptico é um material semi – líquido conhecido como SEPTAGE, o qual deve ser periodicamente retirado por bombeamento. Este material é a porção líquida de dentro do tanque, bem como o lodo que sedimenta no fundo e a espuma que flutua para a superfície da camada líquida. Muitos fatores podem influenciar nas características deste resíduo, como a taxa de acumulação do lodo e da espuma dentro do tanque. HEATHER LOSSING, PASCALE CHAMPAGNE and P. JAMES MCLELLAN, apresentam neste artigo resultados de estudos realizados em Wardsville (Ontário, Canadá) durante 2007. A amostragem avaliou 29 residências individuais, em uma comunidade servida por um sistema de tratamento de esgoto descentralizado, com tanques sépticos de duas câmaras em operação por 7 anos sem remoção do lodo semi líquido. O estudo forneceu um conjunto de dados detalhados que permitiram análises estatísticas para avaliar os fatores mais críticos que influenciam as taxas de acumulação dos sólidos dentro de cada câmara clarificadora. Com estes resultados, foram desenvolvidos modelos usando os dados de consumo da água em cada residência como uma variável.

Em 2000, após um grande número de sistemas sépticos não serem bem sucedidos, a comunidade de Wardsville (Ontário, Canada) implantou o sistema SBS da indústria Clearford. O sistema SBS é formado por tanques sépticos de 2 câmaras de 3.600 L instalados nas propriedades com casas individuais, que eram ligadas a um pequeno sistema de canalização o qual conduzia o efluente dos tanques para um sistema de tratamento de esgoto de uma pequena comunidade. Durante o verão de 2007 (julho, agosto e setembro), foi feito um estudo para a caracterização do lodo e sobre sua acumulação. Este estudo tinha como objetivo determinar as características dos sólidos, as taxas de acumulação e frequência necessária de limpeza do tanque para manter as condições ótimas de operação. Além disso, outras análises mais detalhadas das amostras de lodo foram feitas, como a caracterização do lodo e a análise estatística dos dados, para identificar possíveis relações entre a taxa de acúmulo do lodo e suas características em cada câmara.

A frequência de retirada do lodo de tanques sépticos depende de muitos fatores durante sua operação. Alguns estudos de Philip *et al.* (1993), Gray (1995) e Kinsley *et al.* (2005), definiram uma frequência média de limpeza através do limite de conservação de sólidos no tanque. Desta maneira determinou – se a frequência de retirada baseando-se na demanda do sistema. A estabilização de um limite de sólidos em cada tanque assegura que o acumulado não seja arrastado para fora da primeira câmara, a qual normalmente é a única onde os sólidos são removidos. Se os sólidos sedimentados na primeira câmara forem transferidos para a segunda, há grande risco de serem arrastados para fora do tanque séptico e serem levados para a próxima etapa do tratamento. Normalmente o processo de tratamento seguinte ao tanque séptico é baseado em solo e pode ser sensível a altas concentrações de sólidos, pois pode causar entupimento em seus poros o que faz acumular efluente na superfície do solo ou voltar o esgoto a residência.

Em estudos de acumulação de lodo envolvendo sistemas sépticos com diferentes projetos e volumes de tanques, várias alturas de lodo foram recomendadas baseadas no volume útil do tanque. A USEPA (2002) recomenda que o acúmulo de

lodo e espuma não ultrapasse os 30% do volume do tanque, e que o lodo e/ou a espuma devem ser removidos se transgredirem a entrada ou saída do tanque. A seleção da profundidade na qual os sólidos devem ser removidos do tanque pode ser um parâmetro de operação crítico, pois há grande influência na frequência de limpeza a qual, por consequência afeta o custo de operação. Em 1980, a USEPA recomendou que, para os sistemas que estavam regularmente inspecionados, os tanques deveriam ser esvaziados a cada 3 – 5 anos dependendo do tamanho do tanque, do número de residências e dos equipamentos. Esta recomendação mais restrita foi proposta para assegurar a proteção do sistema de infiltração no solo que vem em seguida ao tanque. Ela também foi consequência do descuido e da má gestão dos tanques sépticos nos anos 80.

Uma revisão na literatura disponível mostra estudos que citam diferentes taxas de acumulação *per capita* anual do lodo. Alguns estudos simplesmente apresentam um volume anual de acumulação, enquanto outros também analisam amostras de lodo quanto a parâmetros como pH, sólidos totais (ST), sólidos voláteis (SV), demanda química de oxigênio (DQO), taxa de produção de metano (CH_4) e ácidos graxos voláteis (AGV).

Philip *et al* (1993) fizeram um estudo detalhado do acúmulo do lodo em tanque séptico em 33 tanques durante 3 anos. O total de amostras foram 93 e os resultados foram divididos em grupos de lodo com idade de seis meses (de 0,5 a 3,5 anos de uso) sendo que em cada grupo havia entre 7 e 22 valores de cada parâmetro medido. Durante os três anos de estudo, o acúmulo de sólidos estabilizados no tanque e a taxa de acúmulo do lodo diminuíram. A taxa estimada para os três primeiros anos foi de $82 \text{ L hab}^{-1} \text{ ano}^{-1}$ enquanto que para depois de 3 anos e meio esta foi reduzida para $60 \text{ L hab}^{-1} \text{ ano}^{-1}$. Infelizmente, nenhum dado foi coletado após 3,5 anos para confirmar se esta tendência de declínio continuaria. O estudo também classificou as amostras dos tanques em categorias em termos de acúmulo do lodo estabilizado. Considerou-se um tanque eficiente quando sua taxa de acúmulo de lodo era menor do que $0,175 \text{ L hab}^{-1}$

d^{-1} , um tanque médio tinha valores entre 0,175 e 0,225 $L \text{ hab}^{-1} d^{-1}$ e um tanque deficiente tinha a taxa maior do que 0,225 $L \text{ hab}^{-1} d^{-1}$.

Os fatores que afetam as características do lodo incluem: clima, hábitos de consumo de água, tamanho do tanque séptico, projeto e frequência de remoção; características da água, material da tubulação, disposição de resíduos sólidos, o uso de produtos químicos e de amaciantes.

Em 2000, a cidade de Wardsville (Ontário, Canada) instalou o sistema SBS da Indústria Clearford Inc., que consiste em um tanque de 3.600 L com duas câmaras. As dimensões do tanque séptico deste estudo eram idênticas, com a largura interna de aproximadamente 1,4 m, a profundidade do líquido de 1,3 m e comprimento interno de 2,1 m, sendo que 2/3 do comprimento total era para a primeira câmara. As duas câmaras eram ligadas por duas saídas localizadas na parede de divisão destas. Os tanques eram localizados em propriedades residenciais individuais e ligados coletivamente por uma tubulação pequena a uma estação de tratamento de esgoto.

Este sistema foi instalado para substituir o sistema convencional individual o qual havia uma série de problemas como o entupimento de sumidouros. Este estudo foi feito para avaliar o sistema local e ter melhor entendimento das taxas de acumulação de lodo e de espuma. O objetivo foi otimizar a frequência de remoção dos sólidos, que não só beneficiaria a comunidade em termos de economia de recursos financeiros do município, mas também protegeria a coleta e o sistema de tratamento de esgoto.

Para o estudo do sistema, 29 propriedades foram selecionadas baseando - se na voluntariedade do proprietário participar, facilidade de acesso ao tanque e o número de habitantes por local. Para cada amostragem, a tampa do segundo tanque era aberta cuidadosamente para inserir a sonda abaixo da superfície do líquido a fim de medir a temperatura e o pH. Se existisse um leito de espuma, a leitura destes parâmetros era feita após a penetração desta camada. Depois a tampa era totalmente aberta para permitir a ventilação por pelo menos 5 minutos. Utilizando uma haste com 61 cm de

comprimento, o leito de espuma era cuidadosamente penetrado logo abaixo da tampa da câmara.

A localização da camada de lodo em cada câmara era determinada utilizando um detector interceptor de lodo o qual utiliza luz infravermelha transmitida por um Diodo Emissor de Luz (LED) através de uma abertura da sonda.

Uma vez determinadas a localização e a profundidade da camada de lodo, a profundidade da amostragem de lodo era estabelecida como a metade da distância entre o fundo do tanque e a interface entre o líquido e o lodo.

Estas relações proporcionam informações adicionais sobre o potencial de biodegradação dos sólidos acumulados.

A Tabela 14 contém as informações obtidas durante o processo de pré – amostragem do estudo. É possível perceber que, para os 29 tanques de amostragem, o número médio de adultos e crianças por local era de 1,8 e 0,5, respectivamente. O consumo de água foi computado usando dados coletados desde 2006 de cada residência.

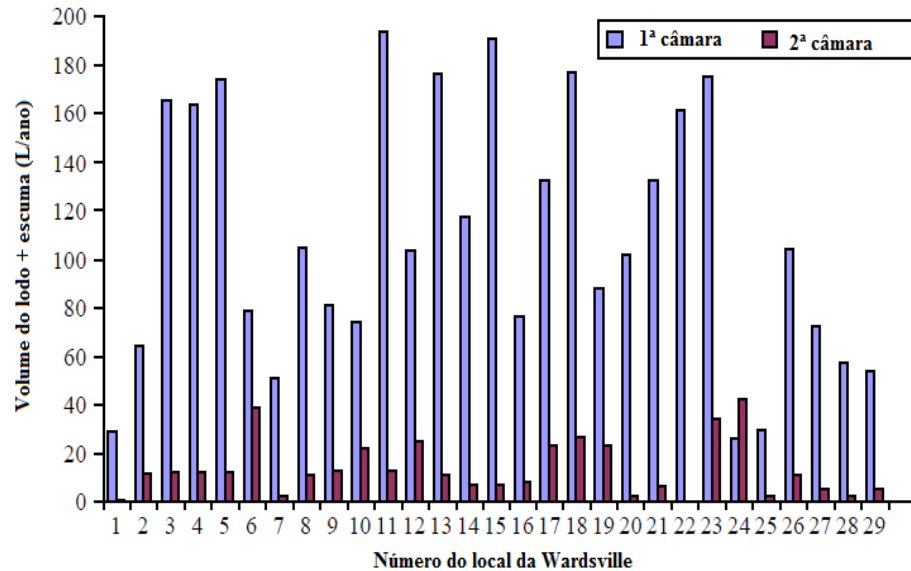
Tabela 14 - Informação do uso do tanque em Wardsville.

	Tempo de operação do tanque desde a instalação até a amostragem (dias)	Número de adultos por local	Número de crianças por local	Total de pessoas por local	Consumo de água L/pessoa/dia
Média	2.577 ± 38	1,8 ± 0,4	0,5 ± 1,2	2,3 ± 1,3	210 ± 110
Mínimo	2.481	1,0	0,0	1,0	20
Máximo	2.644	2,0	5,0	7,0	470
Valor médio	2.577	2,0	0,0	2,0	220

Fonte: Lossing *et al*, 2007

A Figura 12 mostra a média anual da profundidade de espuma e lodo em cada câmara do tanque de cada local. É possível perceber uma significativa variação. Como

resultado, há probabilidade da taxa de acúmulo do lodo ser muito variável. Os dados representam as características e acumulação do lodo em um particular período.



Fonte: Lossing *et al*, 2007

Figura 12 - Volume acumulado de lodo mais espuma ($L \text{ ano}^{-1}$) na primeira e na segunda câmara do tanque de 3.600 L

Para cada câmara, o período necessário para a limpeza foi calculado para cada local, e a partir deste dado, a média foi determinada. A média estimada foi de $10,1 \pm 7,1$ anos e $49,4 \pm 60,3$ anos para a primeira e para a segunda câmara, respectivamente.

Em termos de *per capita*, a menor taxa de acúmulo foi de $27,7 L \text{ hab}^{-1} \text{ ano}^{-1}$ o que corresponde a um período de limpeza de $28,7 \text{ anos hab}^{-1}$. A maior taxa de acúmulo de lodo mais espuma por pessoa para a primeira câmara foi de $122,3 L \text{ hab}^{-1} \text{ ano}^{-1}$, correspondente a um período de limpeza de $6,5 \text{ anos hab}^{-1}$.

Na segunda câmara, o maior valor de período de limpeza foi de 6,9 anos que, em termos *per capita*, é igual a $41,8 L \text{ hab}^{-1} \text{ ano}^{-1}$. A Tabela 15 contém a média dos resultados obtidos nas 29 propriedades estudadas.

As taxas de acúmulo de espuma (Tabela 15) indicam que a omissão do acúmulo de espuma no cálculo final da taxa de acúmulo levaria a uma frequência de limpeza subestimada.

Tabela 15 - Dados de Wardsville sobre a taxa de acumulação do lodo espuma e lodo mais espuma.

		1ª Câmara			2ª Câmara		
		L/ano	L/hab/ano	L lodo/ano/ m³ de água/ano	L/ano	L/hab/ ano	L lodo ano/ m³ de água/ano
Taxa de acúmulo de lodo	Média	79,9 ± 40,7	39,7 ± 22,3	0,8 ± 0,8	12,9 ± 10,1	6,4 ± 5,5	0,2 ± 0,4
	Mínimo	20,3	102	0,2	10,1	0,0	0,0
	Máximo	161,7	86,9	3,1	0,0	20,9	1,9
	Valor médio	80,6	372	0,5	10,8	5,4	0,1
Taxa de acúmulo de escuma	Média	28,8 ± 31,0	127 ± 14,3	0,2 ± 0,2	0,8 ± 3,9	0,8 ± 3,9	0,5 ± 2,6
	Mínimo	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Máximo	88,1	51,0	0,7	20,9	20,9	13,7
	Valor médio	14,9	7,3	0,2	0,0	0,0	0,0
Taxa de acúmulo de lodo mais escuma	Média	108,7 ± 52,8	52,4 ± 26,0	1,0 ± 0,8	13,5 ± 11,3	7,1 ± 8,1	0,2 ± 0,7
	Mínimo	26,0	14,9	0,1	0,0	0,0	0,0
	Máximo	193,6	122,3	3,6	41,9	41,9	3,8
	Valor médio	103,0	44,1	0,7	10,8	5,4	0,1

Fonte: Lossing *et al*, 2007

As características do lodo estão na Tabela 16. A maior diferença dos resultados relatados pela USEPA (2002) foi nas concentrações de $\text{NH}_3\text{-N}$ onde a concentração média no presente estudo para ambas câmaras foi maior do que 200 mg L^{-1} e próximo de 3 vezes o valor médio da USEPA (2002) para a primeira câmara. Esta alta concentração poderia causar impacto na taxa de acúmulo do lodo. O $\text{NH}_3\text{-N}$ é um nutriente essencial que beneficia a digestão anaeróbia em concentrações menores do que 200 mg L^{-1} . Entretanto, o $\text{NH}_3\text{-N}$ pode também causar a inibição no processo de

digestão em altas concentrações. Assim, estudos mais detalhados devem ser feitos para indicar se a amônia está afetando a digestão do lodo dentro do tanque.

A razão DBO: NT: P é considerada ótima para microorganismos em processos aeróbios de lodo ativado quando igual a 100: 5: 1. Nenhuma razão pôde ser encontrada para processos anaeróbios, entretanto, considerando o valor médio definido pela USEPA (2002) das características de lodo doméstico, a razão estimada de DBO: NT: P é igual a 30,9: 2,8: 1,0. Para o estudo em Wardsville, as razões encontradas foram 17,1: 3,1: 1,0 para a primeira câmara e 19,6: 3,1: 1,0 para a segunda, o que mostrou que o valor da DBO é baixo se comparado com o valor da USEPA (2002).

A temperatura do lodo é influenciada pela temperatura do afluente e do meio. Como normalmente a quantidade que entra de afluente é menor se comparada com o volume de líquido do tanque, a temperatura do meio é a que tem maior influencia. A média de temperatura das câmaras não foi significativamente diferentes sendo $24,6 \pm 2,3^{\circ}\text{C}$ e $23,7 \pm 1,4^{\circ}\text{C}$ para a primeira e segunda câmara, respectivamente.

As amostras foram coletadas em agosto, um dos meses mais quentes do ano em Ontário, assim estas temperaturas foram consideradas as maiores alcançadas pelas câmaras durante o ano.

A temperatura tem efeito sobre muitos aspectos do tratamento de esgoto e da digestão do lodo: atividade metabólica, taxa de transferência de gases e características de sedimentação do lodo.

As condições de temperatura para crescimento ótimo de organismos anaeróbios são, geralmente, acima de 20°C . Em temperaturas mais baixas do que 10°C , o tempo de reprodução dos microorganismos pode ser maior do que 50 dias, contra três dias em temperatura igual a 35°C .

Tabela 16 - Dados das características dos sólidos em Wardsville (Ontário, Canadá).

		Temp.		DBO	NH ₃ N	NO ₃ N	TKN	P	ST	SV	SST	SSV	SSV / SST
		°C	pH	mg/L					g/L				
1ª Câ m a r a	Média	24,6	6,7	5.760	279	<1	1.025	336	49,2	35,8	61,9	44,3	0,7
	Min	21,4	5,4	1.445	125	<1	266	72	24,7	20,5	23,0	19,2	0,5
	Max	30,7	7,2	16.000	550	<1	2.795	845	109,5	58,5	185,0	137,5	0,9
	Valor médio	24,6	6,7	3.950	275	<1	980	290	45,0	35,1	44,5	36,8	0,8
2ª Câ m a r a	Média	23,7	6,7	3.637	203	<1	572	186	31,3	18,0	39,0	22,2	0,6
	Min	19,6	6,3	531	74	<1	258	42	7,2	4,7	6,4	4,5	0,2
	Max	25,5	7,1	18.550	620	<1	1.090	568	166,0	58,4	230,0	84,2	0,9
	Valor médio	23,7	6,7	2.375	190	<1	580	135	20,6	12,8	28,0	15,4	0,6

Fonte: Lossing *et al*, 2007

Em seguida, modelos das taxas de acúmulo de lodo e espuma foram feitos para a primeira e segunda câmara. Os dados encontrados pelo modelo eram as variáveis relacionadas ao acúmulo de lodo e/ou espuma, enquanto que as variáveis utilizadas para gerar o modelo foram aquelas que tinham correlação estatisticamente significativa em um nível de confiança de 95%.

Usando estes resultados, três modelos foram desenvolvidos. Estes modelos foram desenvolvidos com dados de 23 das 29 propriedades estudadas.

Aleatoriamente seis pontos de amostragem de dados foram removidos do modelo para sua validação, permitindo que a efetividade das estimativas do modelo fossem testadas através da avaliação do nível que as previsões dos pontos que tinham sido removidos correspondem com os valores mensurados.

O primeiro modelo estima a taxa de acúmulo do lodo mais espuma na primeira câmara em $(L_{\text{escuma+lodo}}/\text{ano}) / (\text{m}^3_{\text{água}}/\text{ano})$ através da utilização dos dados do consumo de água. Equação 1.

$$Y = e^{(0,893 - 5,315Q)} \quad (1)$$

Onde y é a acumulação da espuma mais lodo na primeira câmara em $(L_{\text{escuma+lodo}}/\text{ano}) / (\text{m}^3_{\text{água}}/\text{ano})$ e Q é o consumo da água por habitante em $\text{m}^3 \text{ hab}^{-1} \text{ d}^{-1}$. Um exemplo da frequência de limpeza da primeira câmara baseado na equação (1) para uma residência com duas pessoas é apresentado na Figura 13(a). Ainda, um dado real versus a previsão das 6 propriedades omitidas no desenvolvimento do modelo indicaram que a estimativa era próxima ao ideal já que os dados era bem distribuídos e próximos a 1. Os dados reais e os previstos dão indicação que este modelo proporciona uma boa previsão de acúmulo da espuma mais lodo na primeira câmara.

O segundo modelo desenvolvido para a primeira câmara foi o de taxa de acumulação de lodo $(L_{\text{lodo}}/\text{ano}) / (\text{m}^3_{\text{água}}/\text{ano})$ em termos de consumo de água *per capita*. Equação (2).

$$Y = 1,71 - 5,32 Q + 20,39 (Q - 0,22)^2 \quad (2)$$

Onde y é o acúmulo de lodo na primeira câmara em $(L_{\text{lodo}}/\text{ano}) / (\text{m}^3_{\text{água}}/\text{ano})$ e Q é o consumo de água em $\text{m}^3 \text{ hab}^{-1} \text{ d}^{-1}$. Um exemplo da frequência de limpeza da primeira câmara baseado na equação (2) para uma residência com duas pessoas é apresentado na Figura 13 (b).

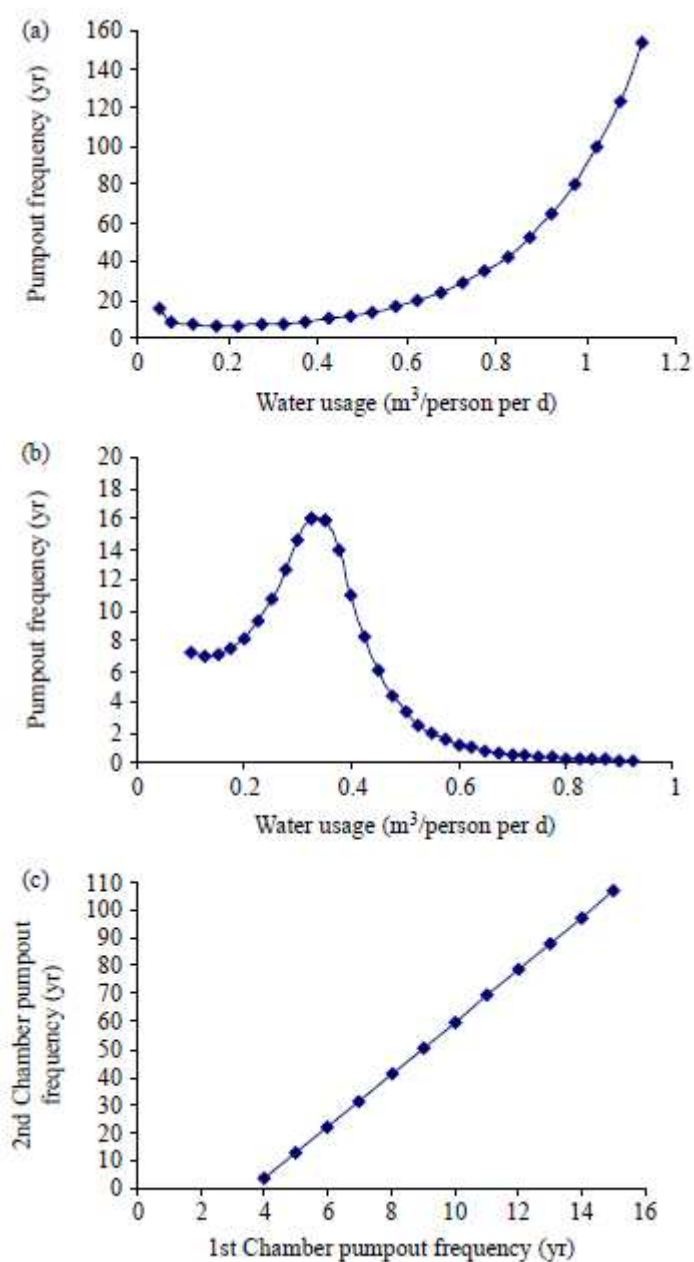
Ainda, um dado real versus a previsão das 6 propriedades omitidas no desenvolvimento do modelo foram utilizados e o valor encontrado foi de 0,86 o que indica que a taxa de acúmulo do lodo $(L_{\text{lodo}}/\text{ano}) / (\text{m}^3_{\text{água}}/\text{ano})$ é bem calculada pela equação (2).

O fato de o modelo oferecer informações confiáveis reforça a idéia de que é necessário considerar o consumo de água por habitante quando se estima a taxa de acúmulo do lodo mais espuma.

O modelo desenvolvido para a segunda câmara considera muitas variáveis. O último modelo utilizado para a frequência de limpeza (anos) de espuma mais lodo da segunda câmara é apresentado na equação (3):

$$Y = 9,43 x - 34,4 \quad (3)$$

Onde y é a frequência de limpeza (anos) do lodo mais espuma da segunda câmara e x é a frequência de limpeza (anos) do lodo mais espuma da primeira câmara. Com um dado real versus a previsão das 6 propriedades omitidas no desenvolvimento do modelo obteve-se uma reta que visualmente é possível observar os dados muito bem. Com base nos resultados, o modelo proporciona resultados adequados quando se estima os valores. A Figura 13(c) mostra o gráfico da frequência de limpeza em anos na segunda câmara desenvolvido pela equação (3).



Fonte: Lossing *et al*, 2007

Figura 13 - Frequência de bombeamento do lodo (remoção do tanque séptico) em função do consumo *per capita* de água e frequência de remoção do lodo da segunda câmara em função da frequência de remoção da primeira câmara do tanque séptico

Os três modelos indicam que o uso da água por habitante deve ser considerado para prever o acúmulo de lodo e espuma na primeira câmara. Além disso, o dado do consumo de água pode ser usado como indicador do acúmulo de lodo e espuma já que é um parâmetro conveniente, pois é fácil de ser medido. O consumo de água já é monitorado em alguns lugares com tratamento de esgoto descentralizado, como é o caso da localidade deste estudo, e poderia ser uma variável utilizada mais amplamente de maneira a determinar efetivamente quando o tanque deve sofrer a limpeza. Ainda, como a frequência de limpeza do lodo e espuma dentro da segunda câmara pode ser estimado baseando-se na frequência de limpeza do lodo e espuma da primeira câmara, a taxa de acúmulo da segunda câmara é diretamente relacionada com a taxa da primeira.

A determinação das taxas de acúmulo dos sólidos dentro dos tanques sépticos é um parâmetro operacional importante para os sistemas descentralizados de tratamento de esgoto. A frequência de remoção dos sólidos pode influenciar não só na eficiência do sistema, mas também evita uma falha no tratamento de esgoto. O estudo mostrou dados confiáveis que permitiram análises estatísticas para avaliar os fatores críticos que influenciam nas taxas de acúmulo dos sólidos dentro de cada câmara. Ainda, os modelos foram desenvolvidos utilizando a variável de consumo de água residencial. O consumo de água nas residências é um dado fácil de ser obtido e, neste estudo, já era monitorado. O uso desta variável como indicador de acúmulo de sólidos permite aos proprietários dos sistemas estabelecerem o período de remoção dos sólidos de maneira mais confiável (LOSSING *et al*, 2007).

Os lodos retirados e descartados de tanques sépticos geralmente apresentam riscos ambientais. Considerando que o destino deste produto na maioria das situações não apresenta segurança ambiental, entende-se que a sua gestão deva ser realizada com o objetivo de evitar riscos a saúde. No Brasil os sistemas tanque sépticos seguem normas, no entanto, muitas instalações não obedecem estas recomendações em seus itens como: projeto, construção, operação e manutenção. Em virtude dos lodos dos tanques sépticos apresentarem boa relação entre sólidos voláteis e sólidos totais, existe

potencialidade de aplicação do processo anaeróbico para sua estabilização (FILHO *et al*, 2004).

A disposição inadequada e insalubre de lodo séptico no meio ambiente implica diretamente na contaminação do solo e dos recursos hídricos, visto que os lodos produzidos pelos sistemas de tanques sépticos contêm significativas concentrações de nutrientes, matéria orgânica, poluentes inorgânicos e organismos patogênicos. Esta contaminação, além de interferir na qualidade do solo e das águas, favorece a criação de locais adequados para a proliferação de vetores e, assim, a disseminação de doenças. Este lodo pode causar, ainda, efeitos poluidores cumulativos se os sistemas de tratamentos por tanques sépticos tornarem-se maiores ou se a densidade de pequenos sistemas de tratamento aumentar, causando o aumento do potencial para efeitos hidrológicos adversos como, por exemplo, a elevação do nível do lençol freático. Os impactos podem se estender ainda na coleta e destinação final do lodo produzido, pois este material, mesmo já tratado pelo sistema de tanque séptico, necessita de tecnologias adequadas quanto a sua incorporação no meio ambiente, seja através de tratamento em conjunto em estações de tratamento de esgoto ou na aplicação em sistemas alternativos de pós-tratamento.

Nos últimos anos, o Brasil tem concentrado esforços operacionais e científicos para o gerenciamento do lodo de esgoto produzido nas estações de tratamento, ao passo que pouca atenção tem sido voltada para o gerenciamento de lodo dos sistemas de saneamento *in situ* (fossas sépticas, poços absorventes, etc.). Nesse sentido, devido à ausência de orientações e de alternativas técnicas e gerenciais confiáveis, tanto por parte da iniciativa privadas, quanto do setor público, a gestão do lodo proveniente dos tanques sépticos é, em geral, realizada de forma inadequada. Em algumas regiões, este lodo é lançado nas próprias Estações de Tratamento de Esgoto, se existentes, que aceitam este tipo de resíduo. A maioria do lodo produzido, no entanto, é disposta sem qualquer critério técnico – no solo, em rios e até mesmo como adubo na agricultura – colocando em risco a saúde da população e a qualidade ambiental (ANDREOLI *et al*, 2007).

3.3 Filtros anaeróbios

A evolução do tratamento de esgoto por processos anaeróbios em unidades dimensionadas é recente. Acreditava-se anteriormente que o tratamento de águas residuárias por processo aeróbio era mais eficiente e que se aplicava o processo anaeróbio mais para digestão de lodo, com elevada concentração de sólidos orgânicos. Desta forma, segundo Campos *et al* (1999), a utilização dos métodos anaeróbios nas ETE's se detinham a certos tipos de lagoas e digestores rurais.

Segundo Jordão & Pessoa (2005), apesar de há vários anos o tratamento anaeróbio ter se firmado como alternativa para estabilização do lodo de esgotos domésticos, sua aplicação como alternativa para tratamento biológico de despejos líquidos, ainda deixa limitações quanto ao conhecimento da cinética e aplicação de modelagem matemática. Segundo os autores, condições como grande acumulação de biomassa no interior do reator devido à sedimentação, agregação a sólidos ou recirculação, beneficiando um maior tempo de retenção de microrganismos ao sistema: melhor atividade microbiana e seu maior contato com o poluente favorecem a utilização deste tipo de tratamento em reatores de alta taxa.

Assim, ao se ter alcançado um melhor conhecimento ao longo dos anos do processo anaeróbio, e especialmente na investigação de diferentes maneiras de se alcançar tempo de residência celular (tempo de retenção dos microrganismos no sistema) maior que o tempo de detenção hidráulica nestes sistemas anaeróbios, ajudou a terem uma maior aplicabilidade.

Existem três maneiras de retenção de biomassa nas unidades de tratamento anaeróbias, a saber: sistema em que o lodo se encontra aderido à superfície de material particulado móvel, formando um biofilme junto a partículas finas fluidizadas, chamado de reator anaeróbio de leito fluidizado; sistema em que o lodo se acha suspenso, agregado na forma de grânulo ou floco, conhecido como reator de manta de lodo ou UASB; e por fim, reatores em que a biomassa, através de uma fina camada de

microrganismos, conhecidos como biofilme, se acha aderida a um material suporte qualquer, disposto de forma aleatória, denominados filtros anaeróbios.

Esse material de enchimento ou inerte serve de suporte para a aderência e desenvolvimento de microrganismos, formando um leito com elevado número de vazios. Esses microrganismos se desenvolvem sobre o material suporte na forma de biofilme e nos filtros afogados com sentido de fluxo ascendente, geralmente desenvolvem também grânulos ou flocos entre espaços entre os espaços vazios (interstícios). O Esgoto percola nos interstícios do leito filtrante, em contato com o lodo ativo retido. Desta forma, definem-se filtros biológicos como reatores biológicos com fluxo através da biomassa ativa e retida em um leito fixo. As Figuras 14, 15, 16, 17, 18, 19 e 20 mostram os vários tipos de materiais utilizados como enchimentos ou camada suporte dos filtros anaeróbios.



Fonte: Delgado, 2009

Figura - 14 - Anéis de conduíte



Fonte: Delgado, 2009

Figura 15 - Pedra Brita 4"



Fonte: Jordão, 2005



Fonte: Jordão, 2005

Figura 16 - Meio suporte tipo randônico
diferentes modelos

Figura 17 - Blocos de polietileno



Fonte: Autor, 2011



Fonte: Autor, 2011

Figura 18 - Pedra de mão ou rachão

Figura 19 - Blocos de polietileno



Fonte: Cruz, 2009

Figura 20 - Casca de coco verde

No Brasil, esse tipo de tecnologia se tornou mais popular como alternativa de pós - tratamento para esgotos sanitários, quando a ABNT incorporou diretrizes básicas para projeto e construção de filtros anaeróbios por meio de sua associação com os tanques sépticos, presentes na NBR 7229/82.

Segundo Cavalcante (2007) o modelo de filtro anaeróbio recomendado pela NBR 7229/82 apresentou vários problemas operacionais, principalmente devido à dificuldade de remoção do excesso de lodo acumulado na câmara inferior de entrada, Apesar disso, teve o mérito de difundir a alternativa de tratamento e provocar investigações científicas e discussões as quais iniciaram a evolução tecnológica do processo.

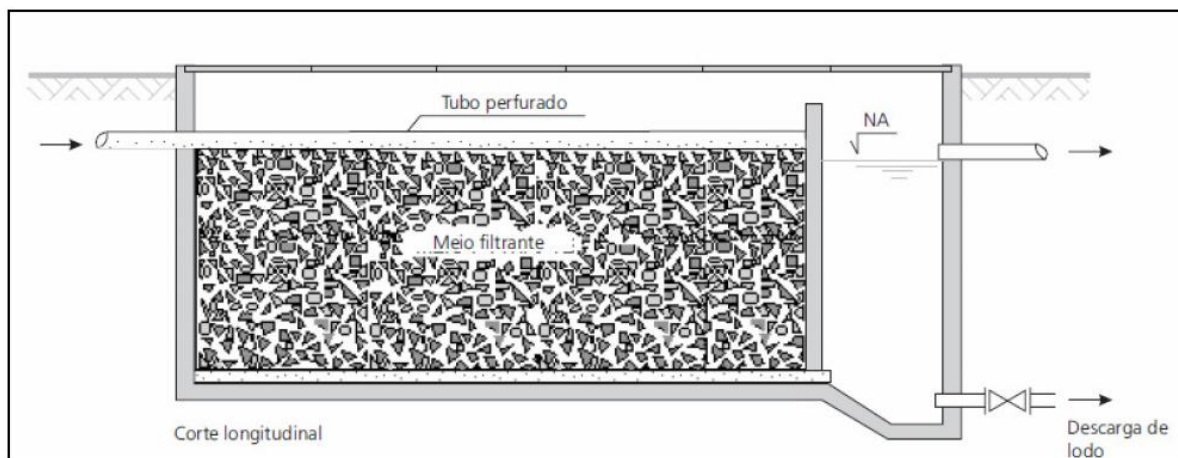
Funcionalmente, como dito anteriormente, no filtro anaeróbio o esgoto percola em fluxo que pode ser descendente, ascendente ou horizontal, formado por um material suporte coberto por microrganismos e com espaços vazios preenchidos com microrganismos organizados sobre a forma de flocos e grânulos.

Neste tipo de unidade de tratamento os principais processos que atuam sobre a parcela de poluentes do esgoto, depurando-os são: retenção dos sólidos (partículas de pequenas dimensões até sólidos coloidais) por contato com material suporte coberto

por microrganismos (biofilme) e sedimentação forçada nos interstícios; e a própria ação destes microrganismos, tanto de biofilme ou flocos e grânulos, estes últimos presentes entre espaços vazios.

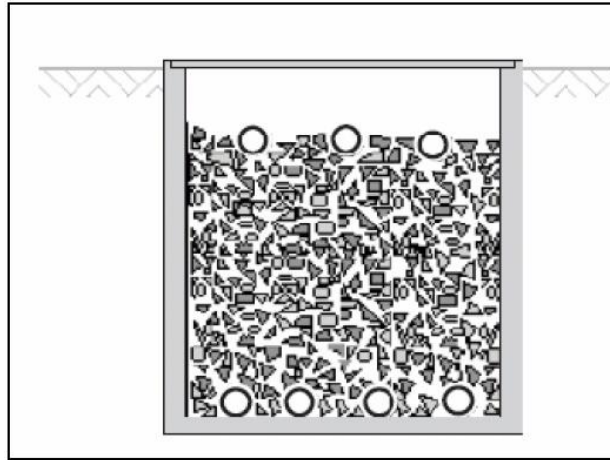
A respeito de sentido do fluxo nos filtros anaeróbios, pode-se discorrer que com relação ao sentido ascendente ou horizontal, estes se mostram sempre afogados quanto a seu leito, enquanto que, com os de sentido de fluxo descendente não necessariamente, ou seja, pode ter seu leito trabalhando afogado ou não (DELGADO, 2009).

Com relação à diferença entre os sentidos de fluxos pode-se afirmar que os de sentido de fluxo ascendente, o lodo retido nos interstícios flocula e granula em sustentação hidráulica, o que é um papel importante na remoção da matéria orgânica dissolvida dos esgotos. Já nos de sentido de fluxo descendente afogado não há sustentação hidráulica, e os interstícios funcionam como diminutos decantadores. Os sentidos dos fluxos ascendente e descendentes podem ser visualizados nas Figuras 21, 22, 23 e 24.



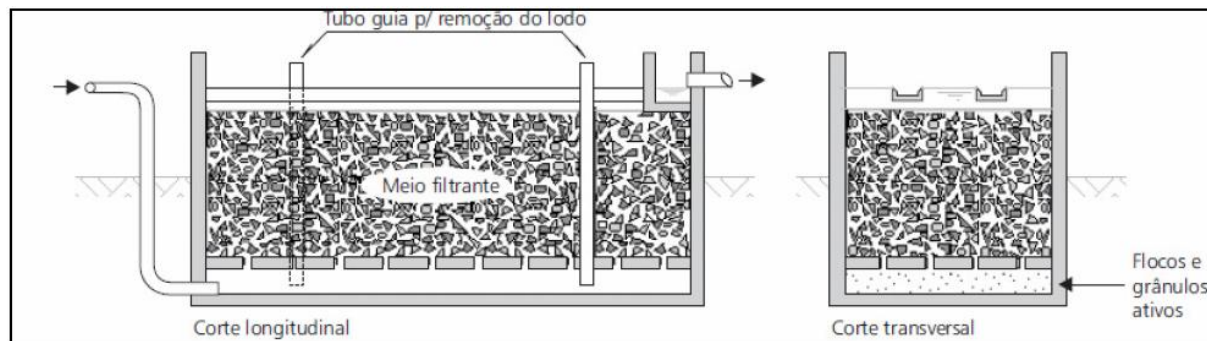
Fonte: Campos *et al* (1999) apud, Delgado (2009).

Figura 21 - Corte longitudinal de um filtro afogado com sentido de fluxo descendente



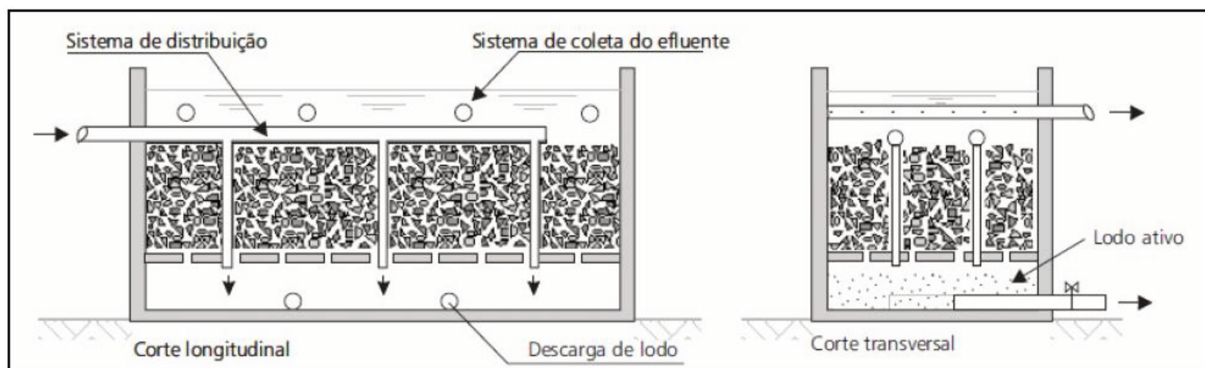
Fonte: Campos *et al* (1999) apud, Delgado (2009).

Figura 22 - Corte transversal de um filtro afogado com sentido de fluxo descendente, com vista das tubulações de entrada e saída de efluente



Fonte: Campos *et al* (1999) apud, Delgado (2009).

Figura 23 - Filtro com fluxo ascendente e com fundo falso



Fonte: Campos *et al* (1999) apud, Delgado (2009).

Figura 24 - Outro tipo de filtro com fluxo ascendente com fundo falso

3.3 Lagoas aeradas de mistura completa

As lagoas aeradas podem ser classificadas de acordo com a flexibilidade na concepção de projetos e procedimentos operacionais, bem como com o comportamento e a cinética do processo: Classicamente as lagoas aeradas costumam ser classificadas em dois tipos:

- Aeradas aeróbias, ou de mistura completa; e
- Lagoas aeradas facultativa.

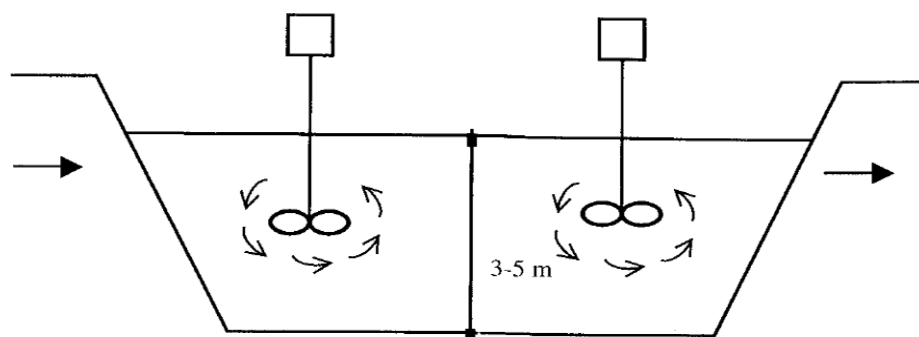
As lagoas aeradas aeróbias são similares aos tanques de aeração de lodos ativados, mas sem recirculação de lodo, onde a quantidade e distribuição do ar deve ser suficiente para manter uma concentração mínima de oxigênio em toda massa líquida, garantir um fluxo contínuo e uma mistura completa dos esgotos, sem qualquer acúmulo de material no fundo da lagoa. Pelo fato de existir intensa mistura em todo o corpo da lagoa, o efluente deste tipo de lagoa possui elevada concentração de sólidos suspensos, ainda que a DBO solúvel tenha sido removida. Por isto mesmo, uma lagoa de sedimentação deve seguir-se à lagoa aerada aeróbia.

Caracterizam-se ainda por requererem maior potência de agitação, de modo a garantir condições de total aerobiose, geralmente da ordem de 10 a 20 W m⁻³.

A experiência tem indicado que uma lagoa de sedimentação com o tempo de detenção entre 1 e 2 dias é capaz de remover até 85% a 90% dos sólidos em suspensão, por sedimentação.

Embora esta sedimentação se dê em questão de 2 a 3 horas, tal como ocorre em decantadores clássicos, um volume maior é requerido para a lagoa final, tendo em vista o aspecto do acúmulo de lodo, sua retirada com grandes intervalos de tempo, em geral entre 2 a 4 anos. No dimensionamento da lagoa de sedimentação deve-se prever a frequência de remoção o lodo sedimentado, a redução de sólidos voláteis devido à digestão do lodo no fundo, bem como os equipamentos e formas de retirada, secagem e destino final deste lodo (JORDÃO e PESSÔA, 2009).

Nas lagoas aeradas de mistura completa, todos os sólidos sedimentáveis se mantêm em suspensão. A idade do lodo (θ_L) é igual ao tempo de detenção hidráulica (TDH). A remoção de DBO varia entre 50 e 60%. Para complementar a eficiência há necessidade lagoas de sedimentação. (MENDONÇA, 1990). A Figura 25 mostra um desenho esquemático da lagoa aerada com mistura completa.



Fonte: Mendonça, 2000

Figura 25 - Lagoa aerada com mistura completa

As lagoas aeradas de mistura completa são essencialmente aeróbias. Os aeradores servem não só para garantir a oxigenação do meio, mas também para manter os sólidos em suspensão (biomassa) dispersos no meio líquido. O tempo de detenção típico de uma lagoa aerada de mistura completa é da ordem de 2 a 4 dias.

Este tempo é suficiente para uma eficiente remoção dos sólidos em suspensão produzidos na lagoa aerada, mas não contribui na remoção bioquímica adicional de DBO, em virtude da baixa concentração de biomassa mantida em dispersão em meio líquido (biomassa tende a sedimentar). Ademais, a capacidade de acúmulo de lodo é relativamente reduzida, implicando na necessidade de uma remoção de 1 a 5 anos. Há também sistemas com remoção contínua de lodo, através de bombas acopladas a balsas. (VON SPERLING, 1986). Segundo Jordão e Pessoa (2009); Chernicharo (2000) e Von Sperling (2005) a densidade de potência recomendada para este tipo de sistema é de: 10 W m^{-3} a 20 W m^{-3} , 22 W m^{-3} e de 16 a 22 W m^{-3} , respectivamente.

A cinética das lagoas aeradas aeróbias, no que se refere à remoção de substrato, é idêntica à do processo de lodos ativados, evidentemente sem a contribuição da massa biológica ativa através da recirculação do lodo. A condição de mistura completa estabelece a base do dimensionamento da unidade e o modelo matemático pode ser formulado para este dimensionamento, condicionado aos seguintes critérios do modelo de Eckenfelder e O' Connor (JORDÃO e PESSÔA, 2009).

- degradação da matéria orgânica se faz em condições aeróbias, e a remoção do substrato, inclusive do substrato solúvel segue uma cinética de 1ª ordem;
- o sistema de aeração e homogeneização estabelece o processo de mistura completa;
- na caracterização do efluente considera-se somente a DBO (ou DQO) solúvel, e a parcela da DBO (ou DQO) devido a sólidos em suspensão voláteis é avaliada separadamente;

- o sistema se encontra em equilíbrio e contínuo; e
- no balanço de massa admite-se que a contribuição da precipitação é praticamente equivalente às perdas por infiltração e evaporação.

Neste modelo para lagoa aerada aeróbia, sendo:

S_0 = concentração da DBO, ou DQO, afluente, em mg L^{-1}

S_e = concentração da DBO, ou DQO, solúvel, efluente (ou do esgoto em aeração, tendo-se admitido mistura completa), em mg L^{-1}

Q = vazão em $\text{m}^3 \text{d}^{-1}$

V = volume da lagoa, em m^3

T = tempo de detenção hidráulica, igual a V/Q , em dias

k = taxa de remoção do substrato (por unidade de sólidos voláteis no interior da lagoa, em relação a um volume unitário da lagoa), $\text{L} / \text{mg.d}$

X_{av} = concentração de sólidos em suspensão voláteis no esgoto em aeração na lagoa, mg L^{-1}

K = taxa global de remoção de substrato (em relação a um volume unitário da lagoa), igual a $k \cdot X_{va}$, em d^{-1}

E = eficiência da remoção da DBO, ou DQO, em %.

a) Para uma remoção de substrato de acordo com uma cinética de 1ª ordem:

$$\frac{dS}{dt} = -K \cdot S = -k \cdot X_{va} \cdot S$$

$$\frac{dS}{dt} = -K \cdot S = -K \cdot S_e$$

b) Para balanço de massa de substrato:

[Diferença de massa do substrato] = [Massa afluyente – Massa efluente] – [Massa assimilada]

$$V \cdot \frac{dS}{dt} = Q \cdot S_0 - Q \cdot S_e - K \cdot S_e \cdot V,$$

Para as condições de equilíbrio contínuo:

$$\frac{dS}{dt} = 0$$

$$Q \cdot S_0 - Q \cdot S_e = K \cdot S_e \cdot V,$$

$$S_e = \frac{S_0}{K \cdot t + 1}$$

A eficiência E em %:

$$E = \frac{S_0 - S_e}{S_0} \times 100$$

O valor do tempo de detença t, em dias:

$$T = \frac{E}{K (100 - E)}$$

O volume da lagoa:

$$V = Q \cdot t$$

Tal modelo permite assim dimensionar a lagoa aerada aeróbia a partir do grau de tratamento desejado, de acordo com as características do próprio meio (taxa de remoção global do substrato); deve-se ter em conta que este modelo fornece S_e como

DBO solúvel efluente da lagoa aerada, devendo-se levar em consideração ainda a parcela da DBO correspondente aos sólidos no efluente.

Outra aproximação para o dimensionamento da lagoa aerada aeróbia leva em conta as taxas de produção de biomassa pelas reações de síntese, e de destruição de biomassa pela respiração endógena, sendo assim: (JORDÃO e PESSÔA, 2009).

Y = coeficiente de produção celular ou coeficiente de síntese celular, isto é, fração da matéria que é sintetizada em novas células. Este valor é adimensional, e igual à massa de SSV produzida por unidade de massa de substrato removida (Kg SSV/Kg DBO). O valor de Y é caracterizado para lagoas aeradas aeróbias tratando esgotos domésticos, dependendo porém do parâmetro utilizado para representar o substrato (DBO ou DQO).

k_d = coeficiente de respiração endógena, isto é, fração de organismos que é oxidada por unidade de tempo, medido em d^{-1}

Um balanço de biomassa na lagoa permite estabelecer:

[Variação de biomassa] = [Produção de biomassa pelas reações de síntese] – [Destruição da biomassa na fase de respiração endógena] – [Perda de biomassa no efluente]

$$\frac{dX_{av}}{dt} = Y \cdot Q \cdot (S_0 - S_e) - k_d \cdot X_{av} \cdot V - Q \cdot X_{av}$$

Para as condições de equilíbrio contínuo, a biomassa na lagoa permanece constante e sua variação é nula.

$$\frac{dX_{av}}{dt} = 0$$

$$X_{av} = \frac{Y \cdot (S_0 - S_e)}{1 + k_d \cdot t}$$

Substituindo esta última equação na formulação de S_e no modelo anterior obtém-se:

$$S_e = \frac{1 + k_d \cdot t}{Y \cdot k \cdot t}$$

Os valores de Y e de k_d , coeficiente de produção celular e coeficiente de respiração endógena, respectivamente, têm sido determinado experimentalmente por vários pesquisadores, como segue, os valores de alguns autores: Metcalf e Eddy ($Y = 0,4$ a $0,8$ e $k_d = 0,025$ a $0,04 \text{ d}^{-1}$); McKinney ($Y = 0,5$ e $k_d = 0,2 \text{ d}^{-1}$); Yanez ($Y = 0,35$ a $0,65$ e $k_d = 0,08$ a $0,14 \text{ d}^{-1}$); Arceivala ($0,5$ a $0,7$ e $k_d = 0,075$ a $0,125 \text{ d}^{-1}$); Além e Munôz ($Y = 0,7$ e $k_d = 0,08 \text{ d}^{-1}$) e Eckenfelder e Randall ($Y = 0,67$ e $k_d = 0,06 \text{ d}^{-1}$).

Os valores de K , k e θ têm sido referidos também por inúmeros autores. Em relação aos valores da taxa de remoção do substrato K ou k , é preciso antes de tudo levar em conta se o valor está referido à remoção da DBO solúvel ou da DBO total. É usual nas lagoas aeradas se trabalhar com o valor de K ou k referido à DBO solúvel. Segue valores de alguns autores para θ , fator de correção da temperatura, $k_{20^\circ\text{C}}$ (constante de remoção de substrato em lagoas aeradas em, L/mg.d) e $K_{20^\circ\text{C}}$ (constante de remoção de substrato em lagoas aeradas em d^{-1}),

Von Sperling ($\theta = 1,035$, $K_{20^\circ\text{C}} = 1,0 - 1,5 \text{ d}^{-1}$); Metcalf e Eddy ($\theta = 1,04$, $K_{20^\circ\text{C}} = 0,5 - 1,5 \text{ d}^{-1}$); Eckenfelder ($\theta = 1,035$), Mara ($K_{20^\circ\text{C}} = 5,0 \text{ d}^{-1}$), McKinney ($\theta = 1,05 - 1,10$, $k_{20^\circ\text{C}} 0,08 \text{ L/mg.d}$); Yanez ($\theta = 1,06 - 1,10$); Arceivala ($\theta = 1,035$, $K_{20^\circ\text{C}} = 0,254 \text{ d}^{-1}$). Os autores Arceivala, Metcalf e Eddy, consideraram no cálculo de $K_{20^\circ\text{C}}$ a DBO global. Os autores Jordão e Pessôa, 2009, tem utilizado um valor da taxa K entre $1,5$ e 4 d^{-1} , de acordo com a densidade de potência presente e o coeficiente θ , fator de correção da temperatura tem se apresentado na faixa de $1,03$ a $1,10$.

$$K_T = K_{20} \cdot \theta^{(T - 20)}$$

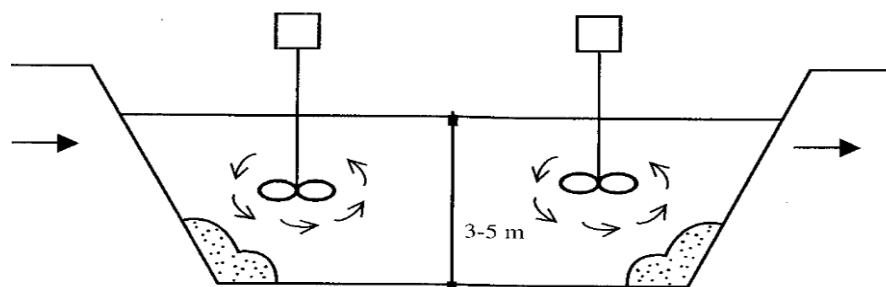
A temperatura tem dois efeitos principais sobre a lagoa aerada:

- Afeta a taxa de desoxigenação, alterando o valor de K e k ; e
- Afeta a taxa de transferência de oxigênio do ar para a massa líquida, alterando a capacidade de transferência de oxigênio dos aeradores superficiais.

Estes dois efeitos são antagônicos, isto é, às temperaturas mais elevadas ocorrem maiores valores de K , e menor capacidade de transferência de oxigênio dos aeradores (considerando sobre a massa líquida nas condições reinantes de pressão e temperatura); para as temperaturas mais baixas ocorre exatamente o inverso. Assim, o efeito da variação da temperatura, que nas lagoas de estabilização é verificado apenas para a situação de inverno como no caso mais desfavorável (temperatura do mês mais frio), para as lagoas aeradas deve ser verificado para as situações de inverno e de verão (JORDÃO e PESSÔA, 2009)

3.4 Lagoas facultativas parcialmente aeradas

As lagoas facultativas parcialmente aeradas não têm controle de sólidos. Parte dos sólidos sedimentáveis, saem com o efluente, e o resto se sedimenta em sua parte inferior. Sua potência é limitada e a idade do lodo é maior que o tempo de detenção hidráulico (TDH). A remoção da DBO varia de 70 a 90%. A Figura 26 mostra um desenho esquemático da lagoa facultativa parcialmente aerada.



Fonte: Mendonça, 2000

Figura 26 - Lagoa facultativa parcialmente aerada

A lagoa facultativa parcialmente aerada (Figura 28) é utilizada quando se deseja ter um sistema predominantemente aeróbio, e de dimensões mais reduzidas que

as lagoas facultativas ou sistemas de lagoas anaeróbias seguidas por lagoas facultativas. A principal diferença com relação à lagoa facultativa convencional é quanto à forma de suprimento de oxigênio. Enquanto na lagoa facultativa o oxigênio é advindo da fotossíntese, no caso da lagoa facultativa parcialmente aerada o oxigênio é obtido principalmente através de aeradores.

Devido à introdução de mecanização, as lagoas são menos simples em termos de manutenção e operação, comparado com as lagoas facultativas convencionais. A redução dos requisitos de área é conseguida, portanto, com certa elevação do nível de operação, além da introdução do consumo de energia. As lagoas facultativas convencionais sobrecarregadas e sem área para expansão podem ser convertidas a lagoas facultativas parcialmente aeradas, através da inclusão de aeradores. É interessante, no entanto, prever esta possibilidade desde o período de projeto, como parte componente de uma das etapas da estação, para que possa ser selecionada uma profundidade que seja compatível com os futuros equipamentos de aeração, assim como, a colocação das placas de concreto protetoras no fundo, abaixo dos aeradores (VON SPERLING, 2002).

Dentre os processos biológicos, pode-se destacar a lagoa de estabilização. Essa corresponde a um dos processos de tratamento de efluentes mais difundidos no mundo por apresentar inúmeras vantagens, principalmente em regiões de clima tropical e onde a disponibilidade de área não é um fator limitante. É um método natural simples e importante para o tratamento de efluentes (HAMADA e MATSUNAGA, 2000).

A cinética das lagoas facultativas parcialmente aeradas está condicionada à influência do acúmulo de lodo no fundo da lagoa e à dispersão na massa líquida em movimento. Diferentemente do modelo de lagoa aerada aeróbia, onde se considera uma mistura completa, esta modalidade sofre a influência das condições de dispersão, como ocorre nas lagoas de estabilização facultativas. O escoamento tipo fluxo tendendo a pistão (*plug flow*) é bastante favorável, a razão pela qual a forma alongada e estreita é

recomendada para lagoas facultativas parcialmente aeradas (JORDÃO e PESSOA, 2009).

Uma variante desse sistema é a lagoa parcialmente aerada que se diferenciam pelo fato de o oxigênio ser fornecido artificialmente através de aeradores, produzindo uma zona predominantemente aeróbia.

3.4.1 Descrição do processo

Na lagoa facultativa parcialmente aerada o nível de energia introduzido pelos aeradores é suficiente apenas para oxigenação, mas não para manter os sólidos (biomassa e sólidos em suspensão do esgoto bruto) dispersos na massa líquida. Desta forma, sólidos tendem a sedimentar e constituir a camada de lodo de fundo, a ser decomposta anaerobicamente. Apenas a DBO solúvel e a DBO representada pelos sólidos de menores dimensões permanecem na massa líquida, vindo a sofrer decomposição aeróbia (VON SPERLING, 2002).

3.4.2 Critérios de projeto

O dimensionamento das lagoas facultativas parcialmente aeradas é similar ao das lagoas facultativas no que diz respeito à cinética da reação da DBO. Não há requisitos de área superficial (taxas de aplicação superficial), uma vez que o processo não depende da fotossíntese. Para este tipo de tratamento os critérios de projeto são tempo de detenção e profundidade.

3.4.2.1 Tempo de detenção hidráulico

Deve ser adotado de forma a permitir uma remoção satisfatória da DBO. Usualmente adota-se:

$$\text{TDH} = 5 \text{ a } 10 \text{ d}$$

A profundidade da lagoa deve ser selecionada de forma a satisfazer os seguintes critérios:

- Compatibilidade com o sistema de aeração;
- Necessidade de uma camada aeróbia de aproximadamente 2,0 m para oxidar os gases da decomposição anaeróbia do lodo de fundo;

Normalmente, adotam-se valores de profundidade H na faixa de:

$$H = 2,5 \text{ a } 4,0 \text{ m}$$

3.4.2.2 DBO solúvel efluente

A estimativa de DBO solúvel efluente é feita utilizando-se as mesmas formulas apresentadas para lagoas facultativas, as quais são função do regime hidráulico assumido para o reator.

A remoção da DBO processa-se segundo uma reação de primeira ordem na qual a taxa de reação é diretamente proporcional a concentração de substrato. Nestas condições, o regime hidráulico do reator (lagoa) influencia a eficiência do sistema. Embora a cinética da remoção seja a mesma nos diferentes regimes hidráulicos, ocorre variação na concentração de DBO efluente. Segundo a cinética de primeira ordem a remoção da DBO é mais elevada quanto maior for a concentração de DBO no meio.

a) Reatores Fluxo pistão: No caso de reatores onde a concentração maior de DBO é na entrada, a taxa de remoção será mais elevada neste ponto. Para fluxo de pistão predominantemente longitudinal a concentração de DBO próximo a entrada é diferente da concentração de DBO na saída.

Fórmula da concentração de DBO₅ solúvel efluente (S)

$$S = S_0 e^{-kt}$$

S = Concentração de DBO solúvel efluente (mg L⁻¹)

S₀ = Concentração de DBO total afluente (mg L⁻¹)

K = Coeficiente de remoção de DBO (d⁻¹)

T = Tempo de detenção total (d)

b) Reatores de mistura completa: Através de uma homogeneização em todo tanque, possibilitam uma imediata dispersão do poluente, fazendo com que sua concentração seja logo igualada à baixa concentração efluente, apresentando uma menor eficiência na remoção de DBO. Nestes casos, predominantemente reatores quadrados, a concentração no reator próximo a entrada é igual à concentração na saída (VON SPERLING, 2002).

Fórmula da concentração de DBO₅ solúvel efluente (S)

$$S = \frac{S_0}{1 + K \cdot t}$$

S = Concentração de DBO solúvel efluente (mg L⁻¹)

S₀ = Concentração de DBO total afluente (mg L⁻¹)

K = Coeficiente de remoção de DBO (d⁻¹)

T = Tempo de detenção total (d)

Os valores dos coeficientes de remoção (K) é, no caso das lagoas facultativas parcialmente aeradas, são mais elevado. Valores típicos para o regime de mistura completa situam-se na faixa de K = 0,60 a 0,8 d⁻¹ para temperatura do líquido de 20°C (ARCEIVALA, 1981). Para lagoa facultativa parcialmente aerada, onde a concentração de sólidos em seu meio é menor é razoável adotar um valor de K = 1,0 d⁻¹ (JORDÃO e PESSÔA, 2009).

Porém, a equação largamente utilizada em processos biológicos de tratamento de esgoto sanitário para correção da constante cinética ou coeficiente de remoção da DBO é apresentada a seguir:

$$K_t = K_{20} \cdot \theta^{(t-20)}$$

K_t = coeficiente cinético da temperatura T;

K_{20} = coeficiente cinético a 20°C

θ = Coeficiente de temperatura

T = Temperatura (T)

Na Tabela 17 estão apresentados os valores do coeficiente de temperatura, de acordo com o processo biológico.

Tabela 17. Coeficiente de temperatura utilizado em processos biológicos para determinar o coeficiente cinético da temperatura (K_t)

Processo Biológico	θ = Coeficiente de temperatura
Lodo ativado	1,00 – 1,04
Filtros biológicos	1,035
Lagoas aeradas aeróbias	1,035
Lagoas aeradas facultativas	1,023 – 1,090
Lagoas aeradas com aeração extendida	1,01 – 1,03
Lagoa de estabilização	1,035

Fonte: Arceivala (1981)

Os efluentes das lagoas facultativas parcialmente aeradas são constituído de matéria orgânica dissolvida ($DBO_{solúvel}$) e a matéria orgânica particulada em suspensão ($DBO_{particulada}$), a qual não é mais associada predominantemente às algas.

$$DBO_{total} = DBO_{solúvel} + DBO_{particulada}$$

A matéria orgânica em suspensão é representada principalmente pelas próprias bactérias responsáveis pela estabilização da matéria orgânica, apesar da lagoa facultativa parcialmente aerada permitir sedimentação de sólidos, uma parte não sedimenta.

3.4.2.3 DBO particulada efluente

Para se calcular a DBO particulada em Lagoa facultativa parcialmente aerada, é necessário estimar a concentração de sólidos em suspensão no efluente, já que a DBO particulada é causada pelos mesmos. O nível de turbulência causado pelos aeradores é responsável pela quantidade de sólidos em suspensão no líquido. Este nível de turbulência é avaliado por meio do conceito da densidade de potência. A densidade de potência representa a energia introduzida pelos aeradores por unidade de volume do reator.

$$\Phi = \text{Pot}/V$$

Φ = Densidade de potência (W m^{-3})

Pot = Potência instalada (W)

V = Volume do reator (m^3)

Os valores apresentados na Tabela 18 são estimativas, uma vez que a intensidade de mistura depende do número e distribuição dos aeradores e do tamanho e geometria do reator (Lagoa).

Tabela 18 - Valores de concentrações de sólidos mantidos em suspensão em função da densidade de potência em um sistema aerado

Densidade de potência (W m^{-3})	SS (mg L^{-1})
0,75	50
1,75	175
2,75	300

Fonte: Von Sperling, 2002

As lagoas facultativas trabalham com baixas densidades de potência conforme mostrado na Tabela 19.

Tabela 19 - Variação de consumo de energia em lagoas facultativas parcialmente aeradas

Potência unitária (W m^{-3})	Autores
≥ 1	Rich (1980)
0,8 a 1,1	Arceivala(1973)
$\geq 0,75$	Arceivala(1981)
$\geq 0,79$	Eckenfelder Jr (1980)
≥ 3	Metcalf&Eddy (1979)
0,75 a 1,5	Von Sperling (2002)

Fonte: Mendonça (1990) e Von Sperling (2002)

A concentração de sólidos suspensos nas lagoas facultativas parcialmente aeradas ficam na faixa de 50 a 140 mg L^{-1} . No entanto, pode-se deixar a zona final da lagoa sem aeradores, o que contribui para a obtenção de menores valores de SS no efluente. Valores usuais de SS passam a situar-se em torno de 50 a 100 mg L^{-1} . Uma vez estimada a concentração de SS no efluente, pode-se proceder ao cálculo do valor esperado para DBO particulada no efluente onde a DBO particulada é igual a 0,3 a 0,4 mg DBO_5 por mg de SS (VON SPERLING, 2002).

3.4.2.4 Requisitos de oxigênio

A quantidade de oxigênio a ser fornecida pelos aeradores para a estabilização da matéria orgânica usualmente igual à DBO total última afluente. A qual corresponde à demanda total de oxigênio exercida para a completa estabilização da matéria orgânica. Em esgoto doméstico a DBO última é atingida ao final de um longo período, da ordem de 20 dias. A DBO_u é superior a DBO_5 , pelo fato desta ser exercida até o quinto dia. Segundo, Von Sperling (2002), frequentemente adota-se a relação $\text{DBO}_u/\text{DBO}_5$ entre 1,2 e 1,5, e a Norma de Lagoas (1991) sugere que a massa de oxigênio a ser fornecida

seja igual ou superior a 60% da carga de DBO aplicada. Considerando os aspectos acima, a quantidade de oxigênio fornecida pode ser adotada como:

$$RO = a.Q.(S_0 - S) / 1000$$

RO = requisitos de oxigênio ($\text{Kg O}_2 \text{ Kg}^{-1} \text{ DBO d}^{-1}$)

a = coeficiente, varia de 0,80 a 1,2 $\text{Kg O}_2 \text{ Kg}^{-1} \text{ DBO}_5$

Q = vazão afluyente ($\text{m}^3 \text{ d}^{-1}$)

S_0 = Concentração de DBO total (solúvel + particulada) afluyente (g m^{-3})

S = concentração de DBO solúvel efluente (g m^{-3})

1000 = conversão de Kg para g (g kg^{-1})

3.4.2.5 Requisitos energéticos

A energia necessária para o suprimento dos requisitos dos aeradores é calculada com base no consumo de oxigênio (RO). O parâmetro que converte consumo de oxigênio em consumo de energia é a eficiência de oxigenação (EO), expressa em $\text{Kg O}_2 \text{ kWh}^{-1}$.

$EO_{\text{padrão}} = 1,2 \text{ a } 2,0 \text{ Kg O}_2 \text{ kWh}^{-1}$ (condição padrão: 20°C, ausência de oxigênio dissolvido, salinidade nula, nível do mar, água limpa)

Nas condições reais de operação a eficiência de oxigenação é menor.

$$EO_{\text{campo}} = 0,55 \text{ a } 0,65 \text{ da } EO_{\text{padrão}}$$

A potência requerida é finalmente dada pela seguinte fórmula:

$$RE = \frac{RO}{24 \cdot EO_{\text{campo}}}$$

RE = requisitos energéticos (Kw)

24 = conversão de dias para horas (24 h d^{-1})

3.4.2.6 Acúmulo de lodo

A taxa de acúmulo é da ordem de 0,03 a 0,08 m³ hab⁻¹ ano⁻¹ (ARCEIVALA, 1981). O lodo deverá ser removido quando a camada atingir uma espessura que possa ser afetada pelos aeradores, ou quando a redução do volume da lagoa for significativa.

3.4.3 Características de concentrações efluentes, remoções e consumo de energia em função dos tipos de tratamento

Como critério para utilização em eventual comparação entre a literatura e os resultados obtidos no experimento, objeto deste estudo, seguem as Tabelas 20, 21, 22, 23 e 24.

Tabela 20 - Concentrações médias efluentes típicas.

Sistema	Qualidade média do efluente (mg L ⁻¹)							
	DBO ₅	DQO	SS	Amônia N	N total	P total	CF NMP em 100 mL	Ovos helmintos
Tratamento Primário	200-250	400 - 450	100-150	>20	>30	>4	10 ⁷ -10 ⁸	>1
L. Facultativa	50 - 80	120 - 200	60-90	>15	>20	>4	10 ⁶ - 10 ⁷	<1
L. facultativa aerada	50 - 80	120 - 200	60 - 90	>20	>30	>4	10 ⁶ - 10 ⁷	>1
L. aerada mistura completa – L sedimentação	50 - 80	120 - 200	40 - 60	>20	>30	>4	10 ⁶ - 10 ⁷	>1
L. anaeróbia + L. facultativa + L. maturação	40 - 70	100 - 180	50 - 80	10 - 15	15 - 20	<4	10 ² – 10 ⁴	<1
Lodos ativados convencional	15 - 40	45 - 120	20 - 40	<5	>20	>4	10 ⁶ - 10 ⁷	>1
Lodos ativados – aeração prolongada	10 - 35	300 - 100	20 - 40	<5	>20	>4	10 ⁶ - 10 ⁷	>1

CF expresso em NMP 100 mL⁻¹; Ovos de Helmintos expressos em Ovos L⁻¹; Demais parâmetros em mg L⁻¹

Fonte: Adaptado de Von Sperling (2005)

Tabela 21 - Eficiência média de remoção (%)

Sistema	DBO ₅	DQO	SS	Amônia-N	N total	P total	CF (un. log)
Tratamento Primário	30 - 35	25 - 35	55 - 65	< 30	<30	<35	<1
L. Facultativa	75 - 85	65 - 80	70 - 80	< 50	< 60	<35	1 - 2
L. anaeróbia - Facultativa	75 - 85	65 - 80	70 - 80	< 50	< 60	< 35	1 - 2
L. Facultativa aerada	75 - 85	65 - 80	70 - 80	< 30	< 30	< 35	1 - 2
L. aerada mistura completa – L sedimentação	75 - 85	65 - 80	80 - 87	<30	<30	< 35	1 - 2
L. anaeróbia + L. Facultativa + L. maturação	80 - 85	70 - 83	73 - 83	50 - 65	50 - 65	> 50	3-5
Tanque séptico +filtro anaeróbio	80 - 85	70 - 80	80 -90	< 45	< 60	<35	1 - 2
Lodos ativados convencional	85 - 93	80 - 90	87 - 93	>80	<60	< 35	1 - 2
Lodos ativados – aeração prolongada	90 - 97	83 - 93	87 - 93	>80	<60	< 35	1 - 2

Fonte: Adaptado de Von Sperling (2005)

Tabela 22 - Consumo de energia por habitante/ano, para sistemas aerados

Sistema	Potencia instalada W hab ⁻¹	Potência Consumida kWh hab ⁻¹ ano ⁻¹
Lagoa aerada facultativa	1,2 – 2,0	11 - 18
Lagoa aerada mistura completa + sedimentação	1,8 – 2,5	16 - 22
UASB + Biofiltro aerado submerso	1,8 – 3,5	14 - 20
UASB + Lagoa aerada facultativa	0,3 – 0,6	2 - 5
UASB + lagoa aerada mistura completa + lagoa de decantação	0,5 – 0,9	4 - 8
Lodos ativados convencional	2,5 – 4,5	18 - 26
Lodos ativados aeração Prolongada	3,5 – 5,5	20 - 35
Lodos ativados convencional com remoção biológica de N	2,2 – 4,2	15 - 22
Lodos ativados convencional com remoção biológica de N/P	2,2 – 4,2	15 - 22
Lodo ativado convencional + filtração terciária	2,5 – 4,5	18 - 26
Biofiltro aerado submerso com remoção biológica de N	2,2 – 4,2	15 - 22

Fonte: Von Sperling, 2005

Tabela 23 - Demanda de área, custo de implantação e custos de operação e manutenção

Sistema	Demanda de área (m ² hab ⁻¹)	Custo de implantação (R\$ hab ⁻¹)	Custo de operação e manutenção (R\$ hab ⁻¹ ano ⁻¹)
Tratamento Primário (Tanque séptico)	0,03 – 0,05	30 - 50	1,5 – 2,5
L. Facultativa	2,0 – 4,0	40 - 80	2,0 – 4,0
L. Anaeróbia - Facultativa	1,5 a 3,0	30 - 75	2,0 – 4,0
L. Facultativa aerada	0,25 – 0,50	50 - 90	5,0 – 9,0
L. Aerada mistura completa – L. sedimentação	0,20 – 0,40	50 - 90	5,0 – 9,0
L. Anaeróbia + L. facultativa + L. maturação	3,0 – 5,0	50 - 100	2,5 – 5,0
Tanque séptico +filtro anaeróbio	0,20 – 0,35	80 - 130	6,0 - 10
Lodos ativados convencional	0,12 – 0,25	100 - 160	10 - 20
Lodos ativados – aeração prolongada	0,12 – 0,25	90 - 120	10 - 20

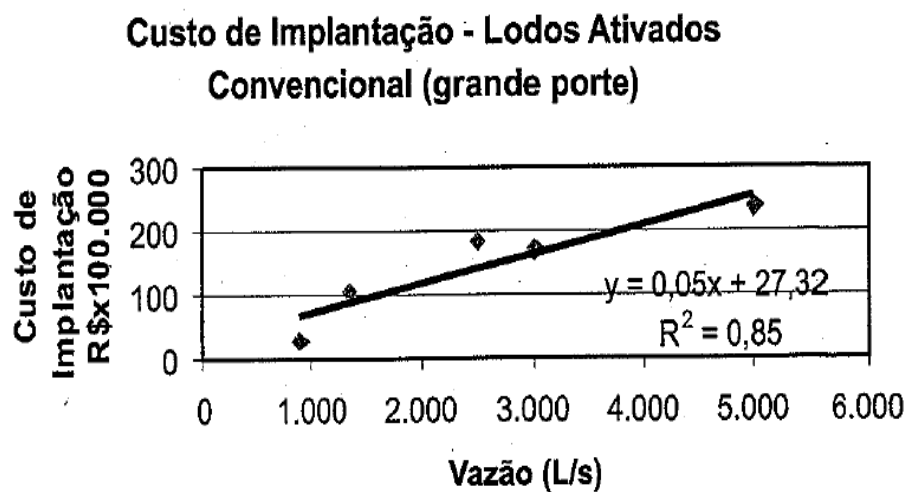
Fonte: Adaptado de Von Sperling (2005)

Tabela 24 - Custo de implantação de alguns sistemas de tratamento de esgotos aerados

Tipo de tratamento	Custo R\$ hab ⁻¹	Consumo de energia kWh hab ⁻¹ ano ⁻¹	Capacidade X 1000 hab.	Autores
Lodo ativado convencional	100,00 – 130,00 97,00 – 100,00 157,00	12	200 - 600 100 - 300 Grande porte	Chernicharo, 2000 Libâneo <i>et al</i> , 2005 Jordão e Pessoa, 2009
Lodo ativado com aeração prolongada	60,00 – 80,00 90,00 57,00	35	50 - 150 20 - 50 50 - 300	Chernicharo, 2000 Libâneo <i>et al</i> , 2005 Libâneo <i>et al</i> , 2005
Lagoa aerada seguida de sedimentação	50,00 – 70,00 50,00	22	30 - 200 50 - 100	Chernicharo, 2000 Libâneo <i>et al</i> , 2005
Lagoas Facultativas em série	65,00			Jordão e Pessoa, 2009

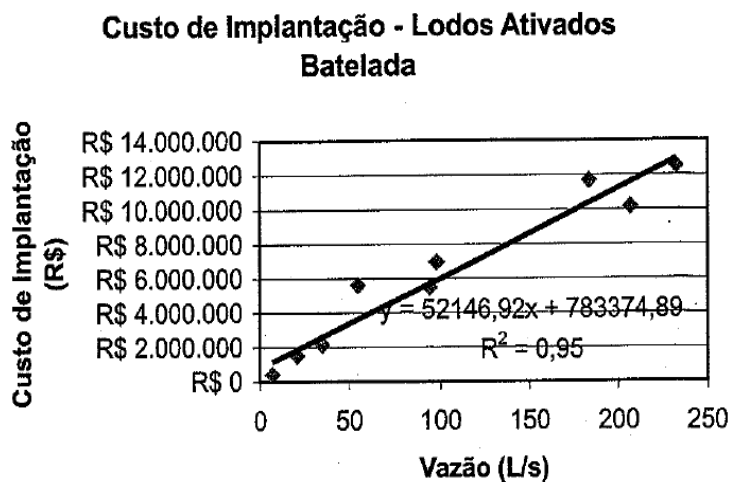
Fonte: Adaptado (Reami, 2011)

As Figuras 27, 28, 29, 30 e 31 apresentam custos de implantação de alguns tratamentos de esgotos sanitários em função da vazão em L s⁻¹ e da curva obtida pelos autores Jordão e Pessoa, 2009.



Fonte: Jordão e Pessoa, 2009

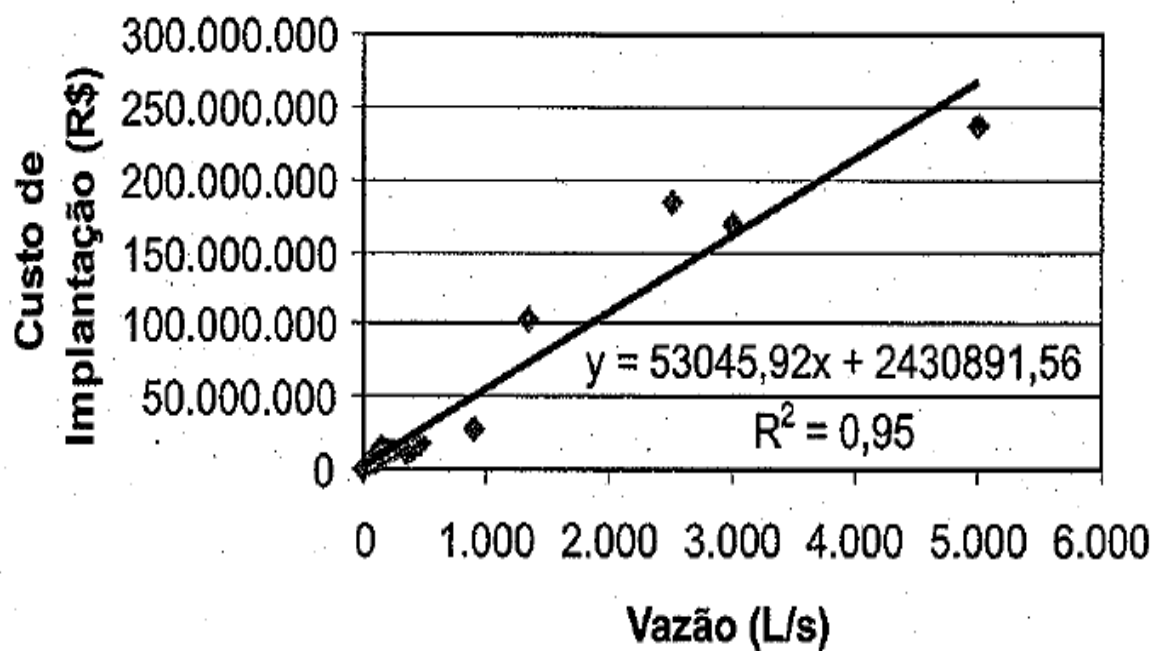
Figura 27 - Curva de custo de implantação de ETEs com processo de Lodos Ativados Convencional para grande porte



Fonte: Jordão e Pessoa, 2009

Figura 28 - Custo de Implantação de ETEs com processo de Lodos Ativados por Batelada

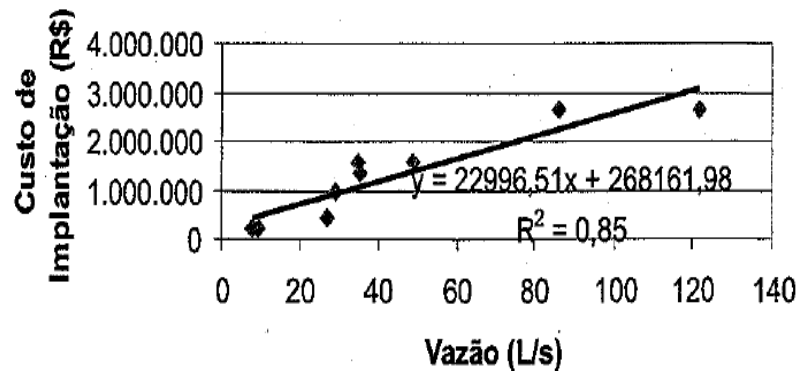
Custo de Implantação - Lodos Ativados



Fonte: Jordão e Pessoa, 2009

Figura 29 - Curva de custo de implantação de ETEs com tratamento de lodos ativados

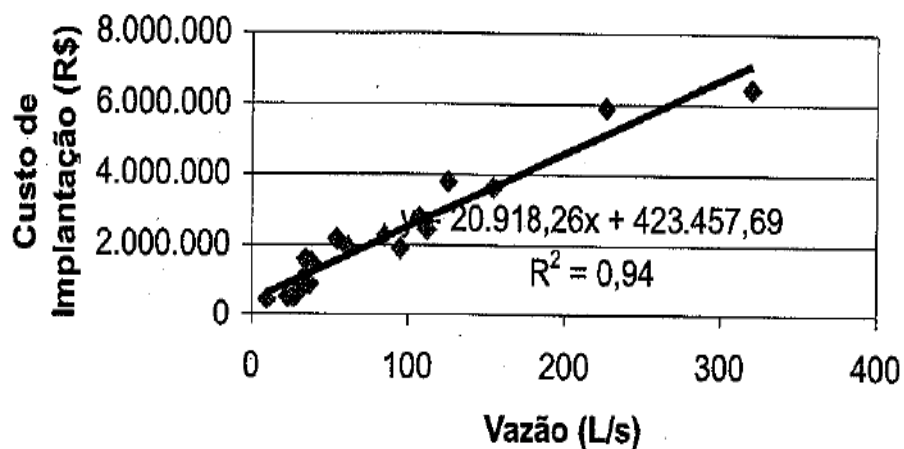
Custo de Implantação - Lagoas de Estabilização



Fonte: Jordão e Pessoa, 2009

Figura 30 - Curva de custo de implantação de ETEs com tratamento por lagoas de estabilização

Custo de Implantação - UASB com Pós-Tratamento



Fonte: Jordão e Pessoa, 2009

Figura 31 - Curva de custo de implantação de ETEs com tratamento por UASB e pós - tratamento

3.4.4 Comparação entre lagoa aerada aeróbia e lagoa facultativa parcialmente aerada

A Tabela 25 apresenta algumas características operacionais e de projeto para lagoa aerada aeróbia e lagoa facultativa parcialmente aerada.

Tabela 25 - Características de lagoas aeradas aeróbias e lagoas facultativas parcialmente aeradas.

Características	Lagoa aerada aeróbia	Lagoa aerada facultativa
Controle de sólidos	Todos os sólidos saem com o efluente. Necessária separação posterior.	Não se tem controle. Parte sedimenta e parte sai com o efluente final.
Concentração de SST na lagoa	100 - 360	50 – 150
Relação SSV / SST	0,70 a 0,80 (0,75)	0,60 a 0,80
Tempo de detenção hidráulica	< 5 dias	5 a 12 dias
Idade do lodo	< 5 dias	Alta.
Eficiência na remoção de DBO	50 a 60% só lagoa aerada. 90% com pós-separação de sólidos.	70 a 80 %
Nitrificação	Praticamente nula	Praticamente nula
Remoção de coliformes	Muito pobre	Pobre
Profundidade da lagoa	2,5 a 5,0 m	2,5 a 5,0 m
Densidade de potência mínima	> 3,0 W/m ³ para impedir a sedimentação	> 0,75 W/m ³ para garantir difusão uniforme de O ₂ ou máximo de 1,75 W/m ³

Fonte: Reami, 2011

3.4.5 Taxa de aplicação volumétrica aplicada (Lv)

A taxa de aplicação volumétrica além de ser o principal parâmetro de projeto para lagoas anaeróbias é função da temperatura. Mara (1977) propõe a relação entre as taxas de aplicação volumétricas e a temperatura média do ar do mês mais frio, para o caso de Lagoas anaeróbias (Tabela 26). A Tabela 27 apresenta valores de taxa de aplicação volumétrica (Lv) para outros tipos de tratamento (CETESB, 1988).

Tabela 26 - Taxas de aplicação volumétrica (Lv) para projeto de lagoas anaeróbias, em função da temperatura

Temperatura média do ar no mês mais frio (T °C)	Taxa de aplicação volumétrica admissível L_v (Kg DBO $m^{-3} d^{-1}$)
10 a 20	$0,02 T - 0,10$
20 a 25	$0,01 T + 0,10$
>25	0,35

Fonte: adaptado de Mara (1997)

Tabela 27 - Taxas de aplicação volumétrica (LV) para projeto de outros tipos de tratamento

Tipo de sistemas	Taxa de aplicação volumétrica (L_v) kg DBO $m^{-3} d^{-1}$
Lodo ativado convencional	0,32 –0,64
Lodo ativado aeração prolongada	0,16 –0,40
Valo de oxidação	0,18 -0,25
Filtro anaeróbio	0,17 –3,40
Lagoa anaeróbia	0,15 –0,20

Fonte: Cetesb, 1988.

Mara & Pearson *apud* Von Sperling (1996) apresentam a relação entre as taxas de aplicação Superficial (L_s) e a temperatura média do ar no mês mais frio para o caso de Lagoas facultativas, a qual não se aplica para lagoas facultativas parcialmente aeradas.

$$L_s = 50.1,072^T$$

L_s = Taxa de aplicação superficial (Kg DBO $hab^{-1} d^{-1}$)

T = Temperatura média do ar no mês mais frio (°C)

4. MATERIAL E MÉTODOS

Neste capítulo estão contidos o material e os métodos utilizados, bem como a descrição dos procedimentos realizados, as adequações feitas nas unidades existentes, o monitoramento de cada unidade do processo, a metodologia, enfim todos os procedimentos experimentais para avaliação dos objetivos propostos e da hipótese apresentada.

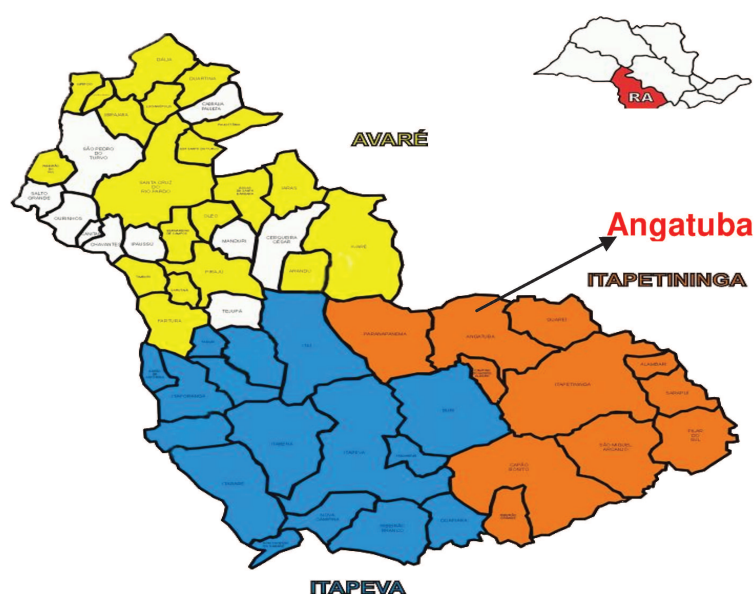
4.1 Local do experimento

A estação de tratamento de esgoto (ETE) constituída por tanque séptico, base da condução do experimento, localiza-se no Distrito de Bom Retiro, município de Angatuba, região sudoeste do Estado de São Paulo. O município de Angatuba, segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2010) possui uma população de 22.210 habitantes e uma densidade demográfica de 21,61 hab Km⁻². As suas coordenadas geográficas são 23° 29' 18" de latitude sul e 48° 24' 50' de longitude oeste. Sua altitude média é de 618 m. O município de Angatuba dista 210 Km da capital do Estado de São Paulo. Os municípios limítrofes são: Itatinga, Bofete, Itapetininga, Campina do Monte Alegre, Buri e Paranapanema. A Tabela 28, mostra o histórico do clima do município e as Figuras 32 e 33 mostram a sua localização.

Tabela 28 - Dados de temperaturas e precipitação pluviométrica do município de Angatuba - SP

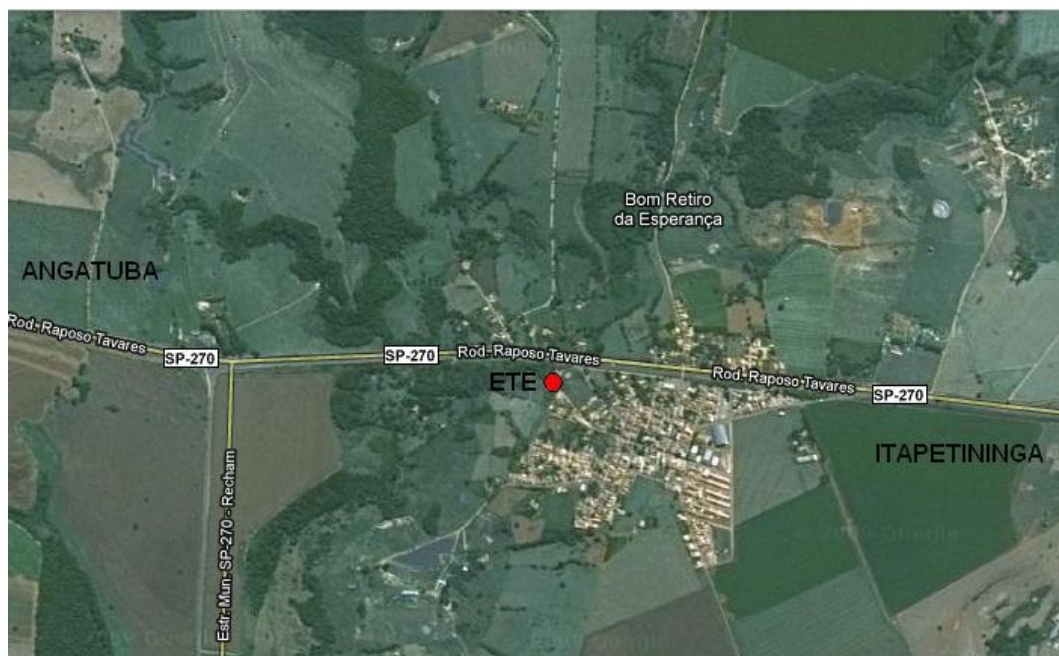
Mês	Temperatura do ar (°C)			Chuvvas (mm)
	Mínima média	Máxima média	Média	
Janeiro	18,3	29,6	23,9	182,4
Fevereiro	18,5	29,7	24,1	179,7
Março	17,7	29,2	23,5	156,3
Abril	15,0	27,2	21,1	64,2
Maio	12,3	25,1	18,7	72,8
Junho	10,7	23,9	17,3	58,3
Julho	10,1	24,1	17,1	48,7
Agosto	11,4	26,0	18,7	38,1
Setembro	13,3	26,8	20,1	76,4
Outubro	15,0	27,6	21,3	120,9
Novembro	16,1	28,5	22,3	117,4
Dezembro	17,5	28,6	23,1	167,0
Ano	14,7	27,2	20,9	1282,2

Fonte: Cepagri, 2012



Fonte: Sabesp, 2012

Figura 32 - Mapa de localização do município de Angatuba. (Sabesp, 2012)



Fonte: Google Earth (2012)

Figura 33 - Localização do Distrito Bom Retiro - Rodovia Raposo Tavares – SP 270 (Km 195 + 322m)

4.2 Histórico

O sistema de tratamento de esgoto do Distrito Bom Retiro localizado no município de Angatuba, região sudoeste do estado de São Paulo, era constituído por 02 conjuntos de tanque séptico seguido de filtro anaeróbio em paralelo, com capacidade nominal para 300 ligações. Iniciou operação em 1994 com 366 ligações de esgoto. Na Tabela 29 estão as medidas das unidades.

Tabela 29 - Medidas das unidades antes da adequação da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Município Angatuba, SP.

Unidades	Comprimento(m)	Largura (m)	Profundidade Útil (m)	Volume (m ³) por unidade
Tanque séptico 1 e 2	9,90	3,50	3,60	98,58
Filtro anaeróbio 1 e 2	13,85	5,80	2,05	164,67

Fonte: Sabesp, 2011

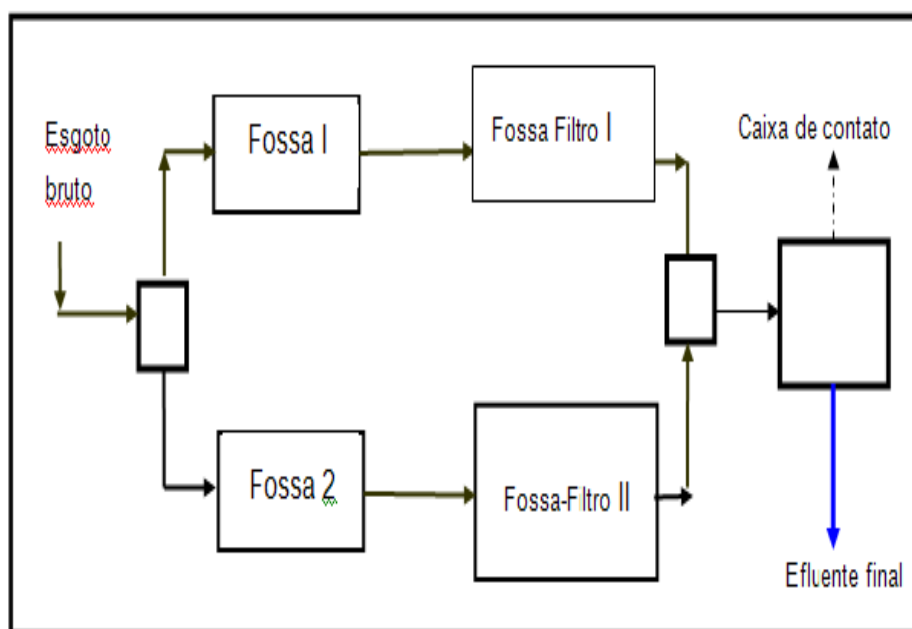
Nestas condições, ou seja, já com sobrecarga, aliada à limitação inerente ao processo anaeróbio com relação à remoção de carga orgânica, a eficiência baixa foi uma constata durante todo o tempo de operação, mesmo após reformas dos filtros anaeróbios com substituição do material de enchimento (pedras 4”) para melhorar as condições, e manter a biomassa aderida.

Atualmente, com 558 ligações de esgoto, a situação se agravou de tal maneira que além da baixa eficiência de remoção apresenta fuga excessiva de lodo para o corpo receptor com comprometimento da qualidade e do aspecto visual, com manifestações de descontentamento das pessoas que residem em chácaras a jusante do lançamento.

Dados históricos de monitoramento realizado pela Divisão de Controle Sanitário da Unidade de Negócio do Alto Paranapanema - Sabesp apresentam valores médios em torno de 60% e 280 mg L⁻¹, para remoção da DBO_{5,20°C} e para a DBO efluente, respectivamente, em desacordo com a legislação, que estabelece remoção ≥ 80% e DBO_{5,20°C} efluente ≤ 60 mg L⁻¹.

Mediante esses dados não favoráveis e dentro de um quadro de necessidade imediata, visando atender a legislação vigente, foi apresentada a proposta de melhoria e ampliação do sistema, a qual contempla também alteração do processo de tratamento, sem abrir mão do local e com aproveitamento total das unidades existentes, após algumas adequações e tendo como principal premissa operação simples com mão

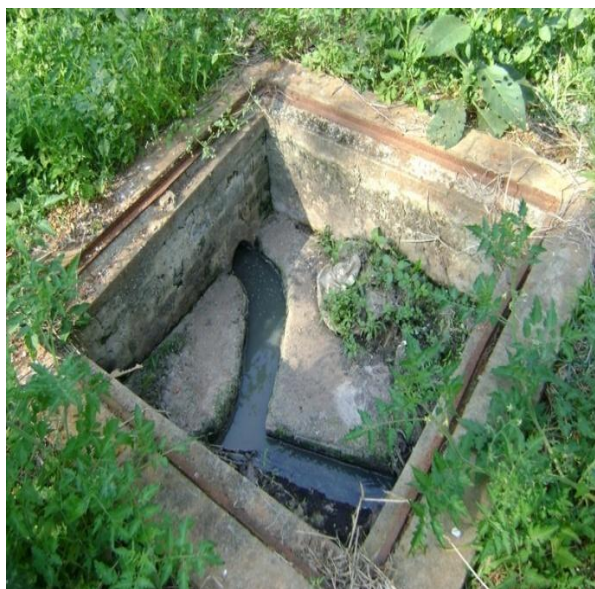
de obra disponível no local. A Figura 34 mostra o sistema implantado em 1994. Além do não atendimento à legislação, do descontentamento dos proprietários de chácaras a jusante do lançamento no Ribeirão Bom, a situação estava insustentável devido cobranças do órgão ambiental (CETESB) por ações imediatas em função de odores indesejáveis exalados ao redor da ETE, pelo não atendimento à legislação com relação aos padrões de lançamento, Decreto Estadual 8468/76, e também pelo não atendimento à Resolução Conama 357/2005 quanto ao corpo receptor. Ficou bastante claro que sem alteração do processo de tratamento tanque séptico seguido por filtro anaeróbio, não seria mais possível, na Cetesb, a renovação da Licença de Operação. Um sistema sem licença de operação é ilegal e ficaria vulnerável às sanções da lei e de ações advindas do Ministério Público, devido a demandas por parte dos moradores que se sentiam prejudicados.



Fonte: Autor, 2010

Figura 34 - Sistema de tratamento de esgoto sanitário implantado no Distrito Bom Retiro – Angatuba - SP em 1994 (SABESP)

As Figuras 35, 36, 37, 38, 39, 40 e 41 mostram a situação anterior à modificação realizada, ou seja, sistema implantado em 1994, conforme croqui da Figura 34.



Fonte: Autor, 2009

Figura 35 - Caixa de divisão da chegada do esgoto bruto da ETE Bom Retiro



Fonte: Autor, 2009

Figura 36 - Módulo I do sistema antes da alteração da ETE Bom Retiro



Fonte: Autor, 2009

Figura 37 - Módulo II do sistema antes da alteração da ETE Bom Retiro



Fonte: Autor, 2009

Figura 38 - Saído do Filtro anaeróbio de fluxo ascendente da ETE Bom Retiro.



Fonte: autor, 2009

Figura 39 - Entrada no Filtro anaeróbio de fluxo ascendente da ETE Bom Retiro



Fonte: autor, 2009

Figura 40 - Efluente do filtro anaeróbio da ETE Bom Retiro



Fonte: Autor, 2009

Figura 41 - Tanque de contato da ETE Bom Retiro (desinfecção) e saída do filtro anaeróbio

4.3 Concepção do sistema proposto para ETE Bom Retiro

O objetivo deste trabalho foi avaliar a modificação do sistema atual anaeróbio para tratamento aerado, com a remoção de carga orgânica superior a 80% ou DBO efluente $\leq 60 \text{ mg L}^{-1}$, de modo a atender à legislação. Para atendimento ao padrão bacteriológico no corpo receptor (Ribeirão Bom) e evitar desenquadramento a jusante do lançamento de acordo com Conama 357/2005, é realizada a desinfecção. Dentro de um quadro de necessidade imediata, em virtude dos problemas antes mencionados, a proposta foi baseada em aproveitamento integral das unidades físicas existentes. A Figura 42 mostra croqui do sistema proposto.

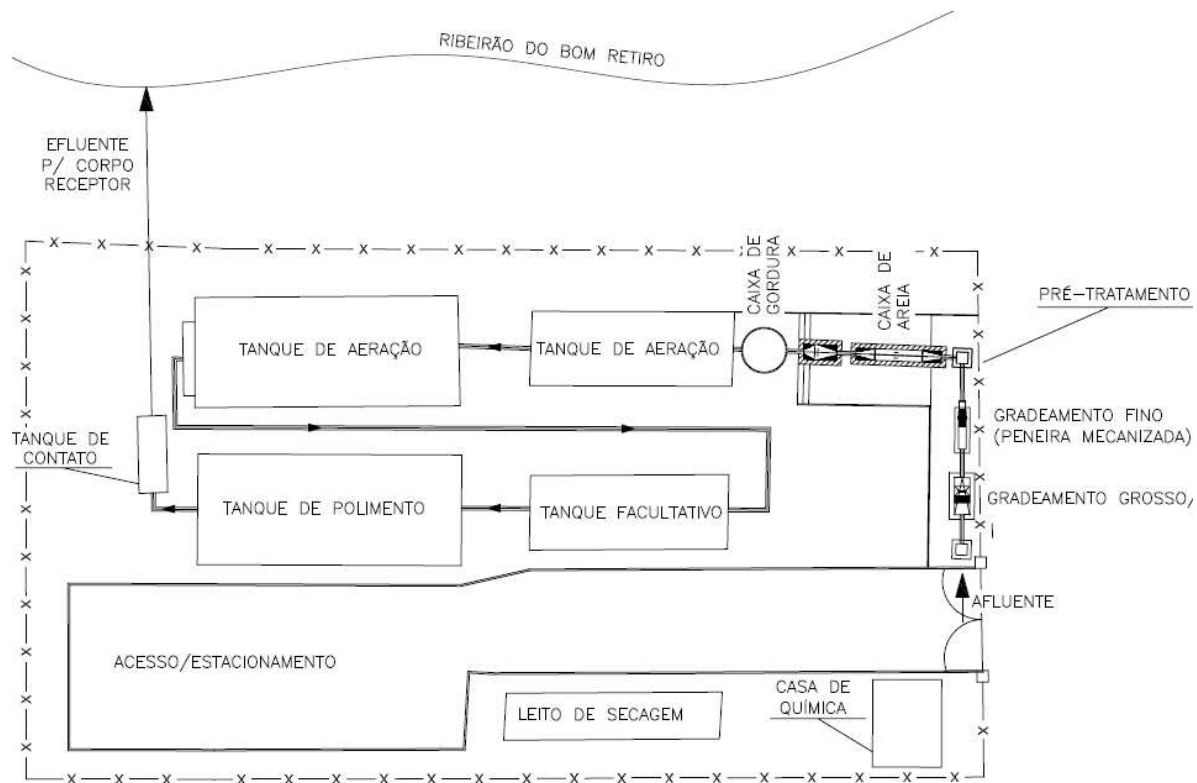


Figura 42 - Croqui esquemático do sistema proposto para ETE Bom Retiro

Em virtude do desnível suficiente, toda a trajetória do esgoto nas unidades foi realizada por ação da gravidade. O esgoto bruto proveniente do sistema de pré tratamento é encaminhado para o tanque de aeração I, com tempo de detenção para vazão média de 15,00 h (início de plano); o efluente deste tanque de aeração I é encaminhado para o tanque de aeração II (TDH = 26,00 horas); na seqüência, para o tanque facultativo com tempo de detenção hidráulica para vazão média de 15,00 h (início de plano), e deste para o tanque de polimento com tempo de detenção hidráulica (TDH) de 13,00 horas.

Do tanque facultativo e do tanque de polimento o lodo sedimentado será removido após um ano de operação ou quando os parâmetros DBO e SST efluente atingirem os valores pré estabelecidos ($DBO_{\text{efluente}} > 60 \text{ mg L}^{-1}$ e ou % Remoção de SST < 80%). A retirada do lodo será feita por meio de bombas submersíveis, após condicionamento com polímero orgânico sintético catiônico, em emulsão, à base de

poliacrilamida, branco, viscoso e isento de substâncias que possam produzir efeitos tóxicos

A concepção foi baseada em tratamento por meio de lagoa aerada, porém baseado no sistema fluxo de pistão, com aeração compartimentada e densidade de potência inicial acima dos valores convencionais adotados para lagoa aerada, com intuito de manter a maior degradação possível das matérias orgânicas biodegradável solúvel e particulada no sistema de aeração, e permitir que a Demanda Bioquímica de Oxigênio (oxidável + biodegradável + recalcitrante) remanescente, mantenha a taxa de aplicação volumétrica $< 0,15 \text{ Kg BBO m}^{-3}\text{d}^{-1}$ nos tanques facultativos e de polimento.

4.4 Planejamentos do experimento na ETE do Distrito Bom Retiro

Para avaliar a hipótese mencionada na introdução deste trabalho, foi planejado o experimento em três etapas, conforme Tabelas 30, 31 e 32. Cada etapa com duração de 06 meses, e com objetivo de acumular dados suficientes para, por meio de um tratamento, efetuar-se comparações entre as etapas previstas e o processo de lagoa aerada parcialmente ou lagoa aerada, base desta proposta alternativa. Foi adotada densidade de potência maior no tanque de aeração I, conforme mostra a Tabela 30, em virtude da maior demanda de oxigênio em função da maior carga de DBO afluente. Pode-se observar que esta técnica foi mantida para as demais etapas do experimento. Por tratar-se de um experimento inédito na Unidade de Negócio do Alto Parapanema - Sabesp, o cálculo foi baseado na demanda de oxigênio por Kg de DBO para aeração prolongada, onde adotou-se $2,5 \text{ Kg O}_2 \text{ Kg DBO}^{-1}$, conforme recomendação da NBR-12.209/2011 e o rendimento calculado para o equipamento foi de 0,73. Admitiu-se remoção da DBO de 10% no tratamento preliminar e eficiência no tratamento de 85%. O cálculo foi efetuado nestas condições e chegou-se a 16 CV. Pensou-se em adquirir quatro unidades de aeradores submersos de 3 CV e duas unidades de 2 CV, cada, porém, como a diferença de custo era muito pequena, resolveu-se adotar uma potência

maior no início do teste até para poder avaliar potências menores posteriormente. Então, optou-se pela aquisição de 4 aeradores de 5 CV cada.

Tabela 30 – Parâmetros para a 1ª etapa: período janeiro a julho de 2011, na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP

Itens	Tanque de aeração I	Tanque de aeração II
Volume (m ³)	98,58	164,67
Aeradores submersos (5 CV)	02 unidades	02 unidades
Potência	10 CV	10 CV
Densidade de Potência (W m ⁻³)	74	45
Submergência dos aeradores (m)	0,90	0,90
Ângulo de inclinação	0° (horizontal)	0° (horizontal)

Tabela 31 - Parâmetros para a 2ª etapa: período agosto de 2011 a janeiro de 2012, na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP

Itens	Tanque de aeração I	Tanque de aeração II
Volume (m ³)	98,58	164,67
Aeradores submersos (3 CV)	03 unidades	
Aeradores submersos (2 CV)	-----	03 unidades
Potência (CV)	9	6
Densidade de Potência (W m ⁻³)	67	27
Submergência dos aeradores (m)	0,90	0,90
Ângulo de inclinação	0° (horizontal)	0° (horizontal)

Tabela 32 - Parâmetros para a 3ª etapa: período Fevereiro 2012 a Agosto de 2012, na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP

Itens	Tanque de aeração I	Tanque de aeração II
Volume (m ³)	98,58	164,67
Aeradores submersos (5 CV)	01 unidade	
Aeradores submersos (5 CV)	-----	01 unidade
Potência (CV)	5	5
Densidade de Potência (W m ⁻³)	37	22
Introdução de oxigênio (m)	0,90	0,90
Ângulo de inclinação	0° (horizontal)	0° (horizontal)

4.4.1 Delineamento do experimento na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, município de Angatuba, SP

Fase I - Adequação do sistema:

a) Adequação das unidades do sistema:

Remoção das lajes dos Tanques sépticos I e II; (tanque de aeração I e II)

Remoção das pedras 4" dos filtros anaeróbios

Transporte do material retirado para local adequado;

Construção de parede de 1,0 m de altura no entorno;

Instalação dos aeradores;

Cobertura com sombrite nos tanques de aeração;

Construção da casa de química;

Energização do local

Construção do sistema para remoção de lodo

Adequação dos filtros anaeróbios para operarem como tanque facultativo e tanque de polimento;

b) Ensaios e monitoramento do sistema / otimização (três etapas)

Etapa I – 4 aeradores submersos 5 CV (2 em cada unidade de aeração)

Etapa II – 6 aeradores submersos 2 e 3 CV (9 CV primeira unidade e 6 CV na segunda unidade de aeração)

Etapa III – 2 aeradores superficiais de 5 CV (1 em cada unidade de aeração)

Fase II – Monitoramento e conclusão do tratamento preliminar

a) Etapa única (construção do tratamento preliminar);

b) A otimização do sistema: 10 repetições; no período de cada etapa: parâmetros: DBO, DQO, série de sólidos, pH, OD, P total e Nitrogênio amoniacal;

4.4.2 Unidades em operação na 1ª Etapa do experimento

As Figuras 43 a 54 mostram as unidades em operação na 1ª Etapa do experimento, com exceção do sistema de tratamento preliminar que não estava concluído.



Fonte: Autor, 2011

Figura 43 - Tanques de aerção I e II em operação (cobertura sombrite), na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro - Angatuba, SP



Fonte: Autor, 2011

Figura 44 - Tanque facultativo (sistema ainda sem tratamento preliminar) na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro - Angatuba, SP



Fonte, Autor, 2011

Figura 45 - Tanque de polimento em operação da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP



Fonte: Autor, 2011

Figura 46 - Saída do tanque de polimento (coletor final) da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP



Fonte: Autor, 2011

Figura 47 - Efluente do tanque de polimento, ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP



Fonte: Autor, 2011

Figura 48 - Tanque de contato para desinfecção ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP



Foto: Autor, 2011

Figura 49 - Ponto de lançamento no corpo receptor Ribeirão Bom, Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP



Foto: Autor, 2011

Figura 50 - Monitoramento do efluente final da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP



Fonte: Autor, 2011

Figura 51- Proposta modificada em fase de conclusão, (falta interligação da chegada de esgoto no tratamento preliminar e deste no tanque de aerção I) ETE Bom Retiro – Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP



Fonte: Autor, 2010

Figura 52 - Sistema de entrada do esgoto bruto ainda em operação (caixa de gordura provisória) na ETE Bom Retiro – Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP



Fonte: Autor, 2010

Figura 53 - Caixa de gordura da proposta alternativa ainda fora de operação na ETE Bom Retiro – Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP



Fonte: Autor, 2011

Figura 54 - Obra civil concluída, para instalação de gradeamento médio, peneira mecanizada para finos, caixa de areia e caixa de gordura na ETE Bom Retiro – Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP

4.4.3 Remoção de lodo do tanque facultativo e do tanque de polimento da ETE Bom Retiro – Distrito Bom Retiro – Angatuba,SP

Apesar do efluente não atingir os valores acima da legislação, ou seja, em termos de DBO e SST, iniciou-se a remoção do lodo após aproximadamente 06 meses de operação da modificação proposta, efetivamente em 23.08.2011, sem paralização da operação. A remoção foi parcial apenas no tanque facultativo, e o volume removido foi de 12 m³ de lodo

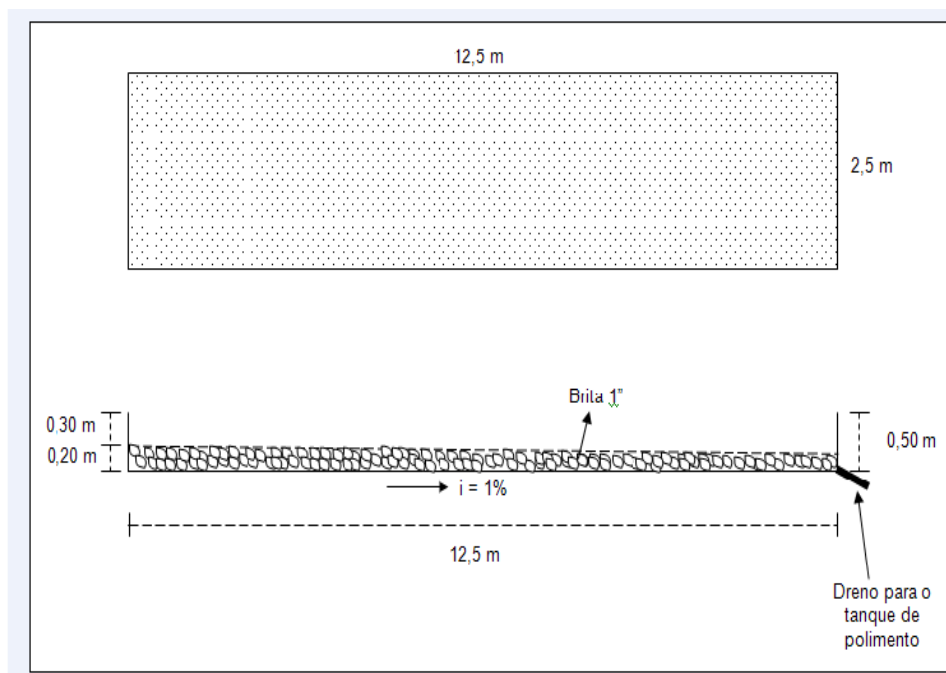
4.4.3.1 Processo de remoção do lodo gerado no tanque facultativo e no tanque de polimento da ETE Bom Retiro

Do tanque facultativo o lodo sedimentado foi removido parcialmente após 06 meses de operação do sistema proposto, por meio de bombas submersíveis, condicionado com polímero orgânico sintético catiônico, em emulsão, à base de poliácridamida, branco, viscoso e isento de substâncias que possam produzir efeitos tóxicos. O polímero foi diluído na concentração de 0,2 % em tanques e aplicado com bomba dosadora na linha de recalque do lodo e encaminhado para desaguamento em sacos verticais, de tecido geotêxtil drenantes de polipropileno. As propriedades mecânicas e hidráulicas são atestadas, por laboratório acreditado pelo INMETRO e os ensaios devem estar em conformidade com as normas ASTM, conforme parâmetros abaixo:

- Resistência mínima à tração – 95 kN m⁻¹.
- Resistência de costura – igual ou superior a 70 kN m⁻¹.
- Vazão de drenagem mínima – 810 L min⁻¹ m⁻².
- Permeabilidade mínima – 0,040 cm s⁻¹.
- Permissividade mínima – 0,26 seg⁻¹.
- Abertura aparente máxima do poro – 0,425 mm.
- Massa por unidade de área – igual ou superior a 585 g/m².

Nestes sacos de geotêxtil o lodo ficará acondicionado até adquirir teor desejado de sólidos, para disposição de maneira adequada.

Os sacos verticais de tecido geotêxtil drenantes de polipropileno (BAGs), num total de 06 unidades, cada unidade com as dimensões de 1,40 m X 1,40 m e 1,40 m de altura e volume de 2 m³, foram instalados em suportes metálicos com o fundo apoiado em camada de brita 1" com 0,20 m de espessura em nível. A base para os suportes dos sacos de tecido geotêxtil de polipropileno tem as dimensões de 2,5 m X 12,5 m, com parede de contenção no entorno de 0,30m, com declividade de 1% no piso da caixa drenagem para coleta do drenado, e retorno para o início do tanque de polimento. A Figura 55 mostra um desenho esquemático do suporte dos "Bags".



Fonte: Autor, 2010

Figura 55 - Base para suporte e instalação do sistema para desaguamento do lodo da ETE Bom Retiro (vista em planta e corte longitudinal)

As Figuras 56, 57, 58, 59, 60, e 61 ilustram o procedimento realizado para condicionamento, remoção e acondicionamento do lodo do tanque facultativo nos sacos de tecido geotextil drenantes verticais (BAGs).



Fonte: Autor, 2011

Figura 56 - Lodo da ETE Bom Retiro, a ser removido por meio de bomba submersível (tanque facultativo)



Fonte: Autor, 2011

Figura 57 - Polímero catiônico à base de poliacrilamida, aplicado no lodo da ETE Bom Retiro



Fonte: Autor, 2011

Figura 58 - Sistema de dosagem do polímero da ETE Bom Retiro



Fonte: Autor, 2011

Figura 59 - Ponto de aplicação do polímero na ETE Bom Retiro, no lodo bombeado do tanque de polimento.



Fonte: Autor, 2011

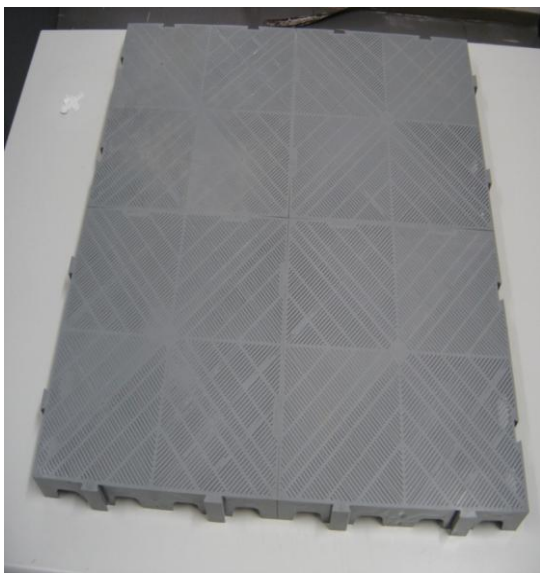
Figura 60 - BAGs” em enchimento na ETE Bom Retiro



Fonte: Autor, 2011

Figura 61 - “BAGs” em desaguamento na ETE Bom Retiro

A frequência de remoção será estabelecida pela rotina operacional, onde se buscará o tempo de desaguamento necessário e suficiente para produzir lodo com teor de sólidos totais requerido para disposição em aterro sanitário habilitado ou para disposição em área agrícola. Além dos sacos de tecido geotêxtil drenantes de polipropileno, do tipo bolsa (“BAGs”) verticais, parte do lodo também condicionado com polímero foi enviada para leito de secagem piloto, construído por blocos drenantes de poliuretano com ranhuras de 0,38 mm e abertura de área total de 11%, conforme as Figuras 62 a 65.



Fonte: Autor, 2011

Figura 62 - Bloco drenante de poliuretano na ETE Bom Retiro, ranhuras 0,38 mm, área total aberta 11%. Dimensões de cada peça 30,5 cm X 30,5 cm X 5 cm de altura.



Fonte; Autor, 2011

Figura 63 - Leito de secagem na ETE Bom Retiro, com blocos drenantes de poliuretano



Fonte: Autor, 2011

Figura 64 - Enchimento do leito com lodo do tanque facultativo na ETE Bom Retiro, altura inicial do lodo 0,38m (23.08.2011)



Fonte: Autor, 2011

Figura 65 - Leito de secagem na ETE Bom Retiro (29.08.2011) com 0,30 m de altura do lodo

4.5 Valores da DBO afluente da ETE Bom Retiro – Angatuba SP.

Na Tabela 33 são mostradas as variações dos valores de DBO afluentes, no período de agosto de 2010 a fevereiro de 2012. Em virtude da variação pontual elevada do afluente, por se tratar de um sistema de pequeno porte, a média será utilizada em todas as etapas do experimento. Adotou-se neste caso a média aparada (10%), desconsiderando-se 10% dos maiores valores e 10% dos menores valores (WILKS, 2005).

Tabela 33 – Amostragem da DBO afluente no período de agosto de 2010 a fevereiro de 2012, da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP

Data	DBO afluente ETE Bom Retiro (mg O ₂ L ⁻¹)
06.08.2010	763
10.08.2010	763
17.08.2010	460
24.08.2010	703
01.09.2010	683
15.09.2010	984
29.09.2010	804
19.09.2010	442
28.10.2010	864
14.04.2011	462
28.04.2011	442
11.05.2011	663
24.05.2011	582
31.05.2011	744
20.06.2011	643
28.06.2011	884
26.07.2011	663
09.08.2011	905
20.09.2011	764
25.10.2011	350
20.12.2011	764
21.12.2011	824
28.12.2011	704
03.01.2012	905
10.01.2012	844
11.01.2012	956
12.01.2012	563
16.01.2012	764
26.01.2012	400
02.02.2012	503
06.02.2012	400
07.02.2012	460
08.02.2012	543

Fonte: Sabesp, 2012

Os resultados em vermelho são desconsiderados para o cálculo da média aparada, por representarem 10% dos menores e 10% dos maiores resultados.

4.5.1 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para DBO afluente da ETE Bom Retiro em mg O₂ L⁻¹

A média aparada e desvio padrão foi de 674,24 ± 137,55 mg O₂ L⁻¹, o erro padrão 27,51%, a mediana 703 mg O₂ L⁻¹, o coeficiente de variância foi de 0,20, a amplitude 442 (maior valor da DBO = 884 mg O₂ L⁻¹ e o menor valor da DBO = 442 mg O₂ L⁻¹), a variância da amostra 18.921,36 e a moda 764 mg O₂ L⁻¹

Os resultados apresentaram coeficiente de variação de 0,20, bem menor quando comparado à média normal (0,24) sem desconsiderar 10% dos maiores e dos menores valores, o que indica que o conjunto amostral é mais homogêneo.

4.5.2 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para ST afluente da ETE Bom Retiro em mg L⁻¹

Na Tabela 34 são mostradas as variações dos valores de ST afluentes no período de junho de 2011 a janeiro de 2012. Em virtude da variação pontual elevada do afluente, por se tratar de um sistema de pequeno porte, a média aparada será considerada em todas as etapas do experimento.

Tabela 34 - Valores de ST afluyente no período de Julho 2011 a Janeiro de 2012.

Data	ST afluyente ETE Bom Retiro (mg L ⁻¹)
20.06.2011	1012
26.07.2011	1106
09.08.2011	1106
20.09.2011	1396
25.10.2011	660
20.12.2011	1230
21.12.2011	1430
28.12.2011	1250
03.01.2012	1440
10.01.2012	1350
11.01.2012	580
12.01.2012	800
16.01.2012	700
18.01.2012	700

Fonte: Sabesp, 2012

Os resultados em vermelho são desconsiderados para o cálculo da média aparada, por representarem 10% dos menores e 10% dos maiores resultados

A média aparada e desvio padrão foram de $1061,66 \pm 284,79 \text{ mg L}^{-1}$, o erro padrão 82,21%, a mediana foi de 1106 mg L^{-1} , o coeficiente de variância foi de 0,27, a amplitude 770 maior valor de ST = 1430 mg L^{-1} e o menor valor da ST = 660 mg L^{-1}) e a variância da amostra 81108,96.

4.5.3 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para DQO afluyente da ETE Bom Retiro em $\text{mg O}_2 \text{ L}^{-1}$

Na Tabela 35 são mostradas as variações dos valores do parâmetro DQO afluentes no período de agosto de 2010 a janeiro de 2012. Em virtude da variação pontual elevada do afluyente, por se tratar de um sistema de pequeno porte, a média aparada será considerada em todas as etapas do experimento.

Tabela 35 - Valores de DQO afluente no período de Agosto de 2010 a Janeiro de 2012.

Data	DQO afluente ETE Bom Retiro (mg O ₂ L ⁻¹)
16.08.2010	1500
01.09.2010	1248
20.09.2010	1334
21.09.2010	1489
28.04.2011	829
11.05.2011	1198
31.05.2011	1391
20.06.2011	1139
28.06.2011	1480
26.07.2011	1276
09.08.2011	1422
20.09.2011	1334
25.10.2011	571
20.12.2011	1272
21.12.2011	1413
28.12.2011	1258
03.01.2012	1411
10.01.2012	1464
11.01.2012	1942
12.01.2012	914
16.01.2012	1286

Fonte: Sabesp, 2012

Os resultados em vermelho são desconsiderados para o cálculo da média aparada, por representarem 10% dos menores e 10% dos maiores resultados.

A média aparada e desvio padrão foram de $1313,47 \pm 144,44$ mg O₂ L⁻¹, o erro padrão 35,03%, a mediana foi de 1334 mg O₂ L⁻¹, o coeficiente de variância foi de 0,11, a amplitude 575 (maior valor da DQO = 1489 mg O₂ L⁻¹ e o menor valor da DQO = 914 mg O₂ L⁻¹) e a variância da amostra 20865,26.

4.6 Dados do sistema modificado (2011)

Sistema de tratamento atual	Após adequação proposta, dos dois tanques de aeração (TS 2 e FA 2) foram transformados em Tanque Facultativo (TS 1) e Tanque de Polimento (FA1)
Número de ligação de água	606 (06 /2011)
Número de ligação de esgoto	558 (06 /2011)
Atendimento de esgoto - 2011	1758 habitantes
Extensão da rede - 2011	5080 m
Nº Habitantes/residência	3,15 (IBGE - Censo demográfico 2010)
Previsão de crescimento	1,42% a.a (IBGE - Censo demográfico 2010)
Alcance do projeto	20 anos
Atendimento de esgoto -2030	2256 habitantes
Vazão média estimada	$1,75 \text{ L s}^{-1} = 151,20 \text{ m}^3 \text{ d}^{-1}$ (início de plano)
Vazão média estimada	$2,80 \text{ L s}^{-1} = 242,40 \text{ m}^3 \text{ d}^{-1}$ (final de plano)
Carga orgânica afluyente calculada	$163,38 \text{ Kg DBO d}^{-1}$ (final plano)
Carga orgânica afluyente calculada	$101,91 \text{ kg DBO d}^{-1}$ (início de plano)
Carga orgânica afluyente estimada	$94,93 \text{ kg DBO d}^{-1}$ ($0,054 \text{ Kg DBO hab}^{-1} \text{ d}^{-1}$) – (início plano)
Carga orgânica afluyente estimada	$121,82 \text{ kg DBO d}^{-1}$ ($0,054 \text{ Kg DBO hab}^{-1} \text{ d}^{-1}$ - final plano)
Concentração do esgoto bruto	$674 \pm 137 \text{ mg L}^{-1}$ (média/desvio padrão de Agosto/2010 a Fevereiro 2012 – característica forte)

4.7 Contribuição de esgoto no Distrito Bom Retiro, município de Angatuba, SP.

4.7.1 Cálculo estimado por meio do consumo *per capita* de água

Avaliou-se a estimativa de contribuição de esgoto, usando o consumo *per capita* de água da comunidade, por meio do volume consumido micromedido mensal, do número de ligações e do número de habitantes por ligação, conforme dados do IBGE (2010) e dados do sistema. As médias do período, desvio padrão e valores médios mensais das vazões de contribuição, estão na Tabela 36.

Tabela 36 - Consumo de água, ligações de esgoto e estimativa de vazão de esgoto no Distrito Bom Retiro, município de Angatuba, SP

Mês	VCM $\text{m}^3 \text{mês}^{-1}$	Número Ligações de água	Número Ligações de esgotos	Consumo per capita $\text{L hab}^{-1} \text{d}^{-1}$	Esgoto VCM* 0,8 $\text{m}^3 \text{mês}^{-1}$	Q_{esgoto} L s^{-1} Média
Jan/10	6193	586	542	108,22	4582	1,71
Fev/10	5781	590	542	111,09	4245	1,75
Mar/10	6164	591	543	106,81	4530	1,69
Abr/10	6386	592	544	114,13	4694	1,81
Mai/10	5721	591	546	99,13	4399	1,64
Jun/10	5436	594	548	96,84	4115	1,60
Jul/10	6.496	595	552	111,80	5016	1,93
Ago/10	5.015	595	554	86,31	3615	1,39
Set/10	6.242	595	554	111,01	4804	1,79
Out/10	5.958	595	555	102,54	4438	1,66
Nov/10	6.166	596	556	109,48	4594	1,77
Dez/10	6.992	597	556	119,94	5209	1,94
Jan/11	6118	597	555	104,94	4549	1,70
Fev/11	6281	600	556	118,68	4656	1,92
Mar/11	6581	599	555	112,51	4877	1,82
Abr/11	6154	602	555	108,18	4538	1,75
Mai/11	6144	607	558	103,65	4518	1,68
Jun/11	6240	606	558	108,96	4596	1,77
Média	6.144			107,45		1,74
δ	436			7,96		0,13

Fonte: Sisperdas 2010/2011 – Sabesp – Unidade de Negócio do Alto Paranapanema

* Sem considerar infiltração na rede (extensão pequena)

δ = desvio padrão

VCM = volume consumido micromedido

4.7.2 Contribuição de esgoto medido no Distrito Bom Retiro, município de Angatuba, SP

Determinações da vazão de contribuição afluente medida por meio de balde graduado e cronômetro. Na Tabela 37, estão registrados dados de vazões em dias

diferentes e no período das 10:00 h as 17:00 h, durante os meses de janeiro a julho de 2011.

Tabela 37 - Vazões medida na entrada do sistema de tratamento da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, município de Angatuba, SP

DATA 2010	HORÁRIO	Vazão afluyente (L s ⁻¹)
11.01.2011	16h 00min	1,91
20.01.2011	10h 00min	1,63
25.01.2011	11h 00min	1,72
01.02.2011	11h 00min	1,71
16.02.2011	11h 00min	1,50
22.02.2011	11h 00min	1,83
02.03.2011	11h 45min	2,00
11.03.2011	11h 00min	1,91
14.03.2011	16h 00min	2,00
21.03.2011	11h 00min	1,64
25.03.2011	15h 30min	1,45
01.04.2011	16h 00min	1,70
14.04.2011	10h 00min	1,43
28.04.2011	16h 30min	1,54
11.05.2011	16h 00 min	1,72
24.05.2011	11h 00 min	1,32
07.06.2011	10h 35 min	1,25
20.06.2011	16h 45 min	1,60
21.06.2011	17h: 00 min	1,69
28.06.2011	12h: 00 min	1,74
07.07.2011	16h 00 min	1,27
15.07.2011	16h 00 min	1,80
19.07.2011	16h 30 min	2,20
22.07.2011	16h 00 min	1,70
24.07.2011	10h 00min	1,67
26.07.2011	17h: 00 min	2,00
Média e desvio padrão		1,70 ± 0,24

Fonte: Divisão de Controle Sanitário, 2011

Conforme se pode observar, a vazão média estimada de esgoto, quando calculada a partir do volume consumido micromedido (VCM) de água e do coeficiente de retorno de 0,8 (Tabela 35), se aproximou da vazão média de esgoto medida no período de janeiro a julho de 2011, entre os horários das 10:00 às 17:00 horas, conforme Tabela 37.

4.7.3 Determinação da vazão horária afluyente da ETE Bom Retiro

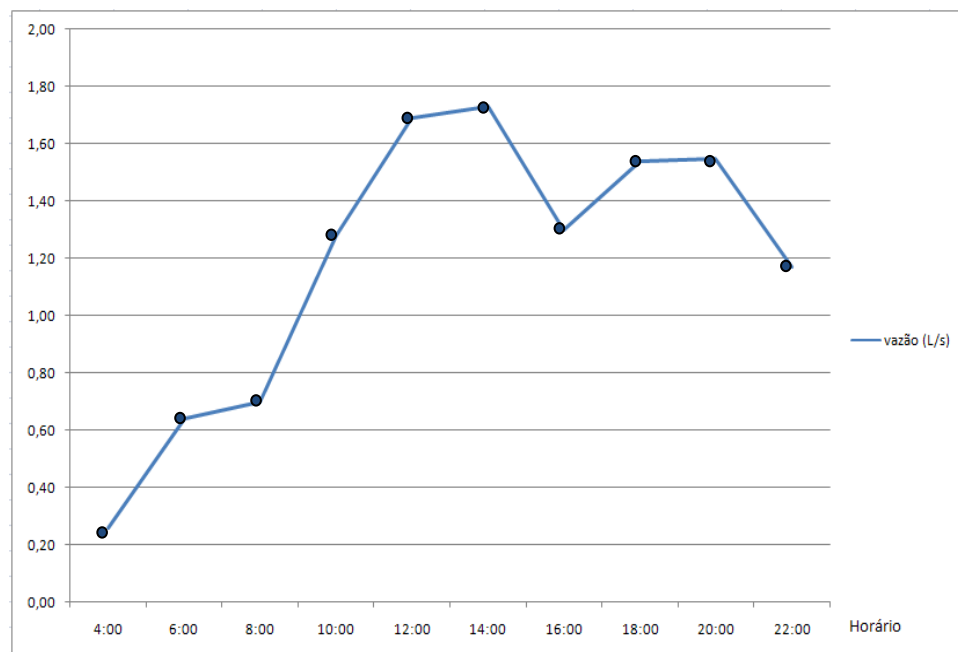
Comportamento da comunidade com relação à contribuição afluyente de esgoto e carga orgânica (24.05.2011). os dados estão na Tabela 38 e na Figura 66. Este levantamento foi efetuado visando otimização do sistema de aeração posteriormente.

Tabela 38 - Vazão afluyente e carga orgânica afluyente a cada 2 horas, na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, município de Angatuba, SP

Horário	Vazão- Afluyente da ETE (L s ⁻¹)	DBO afluyente (mg L ⁻¹)
4:00	0,26	159,0
6:00	0,64	309,0
8:00	0,70	439,0
10:00	1,28	485,0
12:00	1,69	577,0
14:00	1,73	627,0
16:00	1,30	458,0
18:00	1,54	542,0
20:00	1,55	444,0
22:00	1,17	453,0

Referências Metodológicas:
DBO: SMWW 5210 B

Fonte: Autor, 2011.



Fonte: Autor, 2011.

Figura 66 - Hidrograma do sistema de esgoto sanitário do Bairro Bom Retiro

4.7.4 Caracterização do esgoto do afluente e das unidades após modificação ETE Bom Retiro.

Caracterização do esgoto nas várias etapas do processo, conforme Tabelas 39, 40 e 41.

Tabela 39 - Análise dos parâmetros de interesse agrônômico da ETE Bom Retiro em todas as etapas do tratamento e no lodo acumulado no tanque facultativo (coleta realizada em 28.4.2011)

		P1	P2	P3	P4
Identificação da amostra		Afluente	Tanque de aeração II	Efluente Final	Lodo do tanque Facultativo
Análises realizadas- Lab. IAC Coleta: Lab. RAOC		Coleta 28.4.11	Coleta 28.4.11	Coleta 28.4.11	Coleta 28.4.11
Parâmetro	Un	Resultados ¹			
Alumínio	mg Al/Kg	1811	8873	695	26543
Boro	mg B/Kg	11,4	8,5	7,3	3,8
Cádmio	mgCd/Kg	<0,4 ⁽²⁾	<0,4 ⁽²⁾	<0,4 ⁽²⁾	1,7
Cálcio	g Ca/kg	14,6	16,4	35,9	7,0
Chumbo	mgPb/Kg	7,6	4,2	<3,0 ⁽²⁾	30,5
Cobre	mg Cu/Kg	45,8	48,6	<0,6 ⁽²⁾	109
Cromo	mg Cr/Kg	<0,3 ⁽²⁾	6,3	80,5	30,6
Enxofre	g S/kg	26,4	19,1	46,0	14,3
Ferro	mg Fe/Kg	2460	10245	4236	28313
Fósforo	g P/kg	7,0	8,0	14,7	5,4
Magnésio	g Mg/kg	4,9	3,9	10,0	1,8
Manganês	mg Mn/Kg	49,6	120	139,0	160
Molibdênio	mgMo/Kg	<0,9 ⁽²⁾	<0,9 ⁽²⁾	<0,9 ⁽²⁾	1,5
Níquel	mgNi/Kg	<2,4 ⁽²⁾	<2,4 ⁽²⁾	<2,4 ⁽²⁾	12,6
Zinco	mg Zn/Kg	172	279	80,5	522
pH água 1:10	-----	6,9	7,6	7,5	7,5
Umidade: 60/65°C	%m/m	99,9	99,9	99,97	93,3
ST	%m/m	0,1	0,1	0,03	6,6
SV	%m/m	60,6	56,6	44,5	52,9
Carbono orgânico	g C/kg	412	306	268	257
Nitrogênio Kjeldahl	g N/kg	47,3	36,0	136	31,0
Nitrogênio Amoniacal	mg N/Kg	28203	20998	92339	1334
Nitrogênio Nitrato- nitrito	mg N/Kg	2341	3832	2820	8,7
Arsênio	mg As/Kg	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	12,5
Bário	mg Ba/Kg	61,0	114	65,8	220
Mercúrio	mg Hg/Kg	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾
Selênio	mg Se/Kg	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾
Potássio	mg K/Kg	20890	13120	41861	840
Sódio	mg Na/Kg	77959	43200	149568	1463

(1) Resultados expressos na amostra em base seca (2) Não detectado, < 1,0 mg Kg-1

Fonte: Autor, 2011

Tabela 40 - Análise dos parâmetros de interesse agrônômico da ETE Bom Retiro em todas as etapas do tratamento e no lodo acumulado no tanque facultativo (coleta realizada em 07.07.2011)

		P1	P2	P3	P4
Identificação da amostra		Afluente	Tanque de aeração II	Efluente Final	Lodo do tanque Facultativo
Análises realizadas-Lab. IAC Coleta: Lab. RAOC		Coleta 07.7.11	Coleta 07.7.11	Coleta 07.7.11	Coleta 07.7.11
Parâmetro	Un	Resultados ¹			
Alumínio	mg Al/Kg	1638	4648	970	15907
Boro	mg B/Kg	45,0	34,0	53,7	4,2
Cádmio	mgCd/Kg	<0,4 ⁽²⁾	<0,4 ⁽²⁾	<0,4 ⁽²⁾	0,9
Cálcio	g Ca/kg	10,3	14,3	23,3	8,7
Chumbo	mgPb/Kg	<2,0 ⁽²⁾	<3,0 ⁽²⁾	<3,0 ⁽²⁾	22,6
Cobre	mg Cu/Kg	<0,6 ⁽²⁾	1,0	<0,6 ⁽²⁾	93,5
Cromo	mg Cr/Kg	<0,3 ⁽²⁾	<0,3 ⁽²⁾	<0,3 ⁽²⁾	34,0
Enxofre	g S/kg	25,1	20,7	2,1	13,3
Ferro	mg Fe/Kg	1570	4779	2075	1607
Fósforo	g P/kg	6,3	8,7	14,1	5,8
Magnésio	g Mg/kg	3,0	3,6	6,0	2,0
Manganês	mg Mn/Kg	36,6	75,3	98,4	131
Molibdênio	mgMo/Kg	<0,9 ⁽²⁾	<0,9 ⁽²⁾	1,3	1,6
Níquel	mgNi/Kg	<2,4 ⁽²⁾	43,7	<2,4 ⁽²⁾	5,7
Zinco	mg Zn/Kg	144	126	<3,0 ⁽²⁾	425
pH água 1:10	-----	7,0	7,2	7,1	7,3
Umidade: 60/65°C	%m/m	99,9	99,99	99,94	95,6
ST	%m/m	0,1	0,01	0,06	4,4
SV	%m/m	47,0	48,7	44,2	53,7
Carbono orgânico	g C/kg	172	470	631	256
Nitrogênio Kjeldahl	g N/kg	264	120,0	193	32,0
Nitrogênio Amoniacal	mg N/Kg	40789	9823	50301	302,0
Nitrogênio Nitrato-nitrito	mg N/Kg	1611	26186	49193	26,0
Arsênio	mg As/Kg	87,2	9,7	80,5	8,2
Bário	mg Ba/Kg	33,8	41,3	13,4	136,0
Mercúrio	mg Hg/Kg	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾
Selênio	mg Se/Kg	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾
Potássio	mg K/Kg	132246	107146	200759	3147
Sódio	mg Na/Kg	23447	25613	46644	2998

(1) Resultados expressos na amostra em base seca

(2) Não detectado, concentrações menores do que 1,0 mgKg⁻¹.

Fonte: Autor, 2011

Tabela 41 - Parâmetros de interesse agrônômico encontrados nos lodos de esgotos de sistemas de tratamento da região sudoeste do Estado de São Paulo, e das ETEs Franca e Barueri

Parâmetro	Unidade ⁽¹⁾	Itaberá	Coronel Macedo	Fartura	B. de Campos	Sarutaiá	Barueri *	Barueri*	Barueri *	Franca*
pH (em água 1:10)	-	5,6	8,1	8,5	7,4	7,0	6,6	6,4	6,4	6,3
Umidade, 60 /65°C	%m/m	60,7	70,9	81,9	70,3	62,4	66,4	80,2	71,2	83,0
Sólidos Totais	%m/m	39,3	29,1	18,1	29,7	37,6	33,6	19,8	28,8	17,0
Sólidos Voláteis	%m/m	33,1	5,9	52,1	39,0	23,5	43,0	-----	56,8	60,5
Carbono Orgânico	g de C/Kg	211	131	331	237	181	248,2	271	292,9	305,1
Nitrogênio Kjeldahl	g de N/Kg	18,3	14,2	28,3	21,8	10,3	21,0	49,7	42,1	56,4
Nitrog. Amoniacal	g de N/Kg	193	955	2212	1009	717				
Nitrog. nitrato-nitrito	mg de N/Kg	18,3	39,5	116	123	56,0				
Alumínio	mg de Al/Kg	19.141	12.175	12.740	12.455	12.398	28.781	25.300	23.283	32.564
Arsênio	mg de As/Kg	5,8	3,3	6,2	8,1	5,2				
Boro	Mg de B/Kg	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	36,2	11,2	29,3	40,7
Cádmio	mg de Cd/Kg	1,0	0,60	1,6	1,3	<1,0 ⁽²⁾	12,8	9,5	9,4	3,32
Cálcio	g de Ca/Kg	2,7	6,1	7,6	22,3	0,36	40,3	22,8	47,8	29,2
Chumbo	mg de Pb/Kg	79,5	37,5	50,4	43,2	<1,0 ⁽²⁾	364,4	233	348,9	199,6
Cobre	mg de Cu/Kg	146	84,4	166	140	84,3	1058	1046	953,0	239,8
Cromo Total	mg de Cr/Kg	35,3	26,4	27,6	39,2	20,2	823,8	1071	1297,2	633,8
Enxofre	g de S/Kg	6,5	10,3	28,1	13,7	7,7	13,4	10,8	17,1	16,3
Ferro	mg de Fe/Kg	33.327	19.407	33.873	27.117	22.496	54.181	32.500	37.990	33.793
Fósforo	g de P/Kg	4,4	3,7	4,4	4,8	2,8	1,0	1,97	1,0	1,0
Magnésio	g de Mg/Kg	0,55	0,86	2,0	1,7	0,71	3,0	3,7	4,7	2,2
Manganês	mg de Mn/Kg	50,5	180	172	115	72,2	429,5	335	418,9	349,3
Mercurio	mg de Hg/Kg	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	<0,01	<1,0 ⁽²⁾	<0,01	<0,01
Molibdênio	mg de o/Kg	1,5	0,80	2,1	1,1	<1,0 ⁽²⁾	<0,01	<1,0 ⁽²⁾	<0,01	<0,01
Níquel	mg de Ni/Kg	7,0	6,1	11,5	9,7	4,0	518,4	483	605,8	54,7
Selênio	mg de Se/Kg	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	<1,0 ⁽²⁾	<0,01	<1,0 ⁽²⁾	<0,01	<0,01
Zinco	mg de Zn/Kg	209	316	869	558	290	2821	3.335	3372	1230
Potássio	mg de K/Kg	191	216	588	340	167				
Sódio	mg de Na/Kg	93,5	585	401	529	170	500	600	500	500
Bário	mg de Ba/Kg	190	260	230	140	71,3				
Data da coleta	** 2010	**26.08	28.12.09	**26.08.	**26.08	26.08	1999	2000	2001	1999
Data da análise	** 2010	**30.08 08.09.	**07.01 a 15.01.	**30.08 08.09.	30.08 a 08.09.	30.08 a 08.09.				
Laboratório		IAC	IAC	IAC	IAC	IAC	IAC	IAC	IAC	IAC

IAC: Instituto Agrônômico de Campinas

Itaberá, Fartura, Bernardino de Campos e Sarutaiá remoção de lodo da Lagoa anaeróbia

Coronel Macedo: Lagoa facultativa

Fonte: Autor, 2010

Apesar de não fazer parte do escopo deste trabalho, será feito um breve comentário com relação às Tabelas 39, 40 e 41. As Tabelas 39 e 40 apresentam

resultados de análises de amostras coletadas no afluente de esgoto, no efluente do tanque de aeração II, no efluente final e no tanque facultativo para avaliação do lodo sedimentado na ETE Bom Retiro após alteração do processo. O que chamou a atenção foi a quantidade de alumínio no lodo do tanque facultativo. Apesar da avaliação de apenas dois resultados, essa constatação foi feita no lodo de outras unidades de tratamento de esgoto por meio de lagoas anaeróbias e facultativas, conforme Tabela 41, durante remoção de lodo das mesmas. O experimento realizado sugere estudo para avaliar a origem do alumínio no lodo das Estações de Tratamento de Esgotos. Alguns itens sugeridos para serem avaliados: poluição difusa, fármacos, lavagens de utensílios domésticos, alimentação, água de distribuição, uma vez que essa quantidade de alumínio no lodo é um dificultador para disposição em áreas agrícolas, visto que requer correção do lodo para sua utilização na agricultura. Constatou-se também que nas ETEs dos grandes centros, como ETE Franca e ETE Barueri, com tratamento de esgotos por meio de lodos ativados, a quantidade de alumínio encontrada foi praticamente o dobro da quantidade encontrada no lodo dos sistemas de tratamento localizados na Bacia Hidrográfica do Alto Paranapanema.

4.7.4.1 Caracterização do esgoto sanitário bruto do Distrito Bom Retiro, município de Angatuba, SP

A Tabela 42 mostra a caracterização do esgoto sanitário, predominantemente doméstico, que chega na ETE Bom Retiro. Os dados foram obtidos no período de agosto de 2010 a janeiro de 2012, e os parâmetros avaliados foram: DBO, DQO, ST, pH, $\text{NH}_3 - \text{N}$ e P total.

Tabela 42 - Caracterização do esgoto sanitário bruto do Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP

Parâmetro	Média e desvio padrão	Mediana	Menor valor	Maior valor	Amplitude	Coeficiente de variação	Variância da amostra
DBO	674 ± 137	703	442	884	442	0,20	18.921
DQO	1313 ± 144	1334	914	1489	575	0,11	20.865
ST	1062 ± 284	1106	660	1430	770	0,26	81.108
NH ₃ – N	48 ± 16	47	24	74	50	0,33	256
P total	9,2 ± 1,7	9,9	6,3	10,8	4,5	0,19	3,03
pH		6,9	6,0	7,3			

Fonte: Divisão de Controle Sanitário - Sabesp, 2012

4.8 Métodos de análises dos parâmetros monitorados

A grande maioria das análises dos parâmetros monitorados foi realizada pelo Laboratório da Divisão de Controle Sanitário da Unidade de Negócio do Alto Paranapanema - Sabesp, acreditado pelo INMETRO segundo a norma NBR ISO IEC 17025, desde 25.06.2002, com número da acreditação CRL 0128. Os métodos utilizados são acreditados junto ao INMETRO ou de acordo com Standard Methods for the Examination of Wastewater 21^a edição da AWWA. As metodologias analíticas utilizadas para cada parâmetro estão na Tabela 43. Algumas análises foram realizadas por laboratórios externos também acreditados pelo INMETRO.

Tabela 43 - Metodologia analítica do laboratório da Divisão de Controle Sanitário da Unidade de Negócio do Alto Paranapanema - Sabesp

Ensaio	Método
pH	Potenciométrico/ SMEWW – 4500 A e B
DBO _{5,20°C}	Respirométrico – IT – RAOC 17 Rev.01 CRL 0128
DQO	Colorimétrico refluxo fechado/SMEWW -5220D
Nitrogênio amoniacal	Eletrodo íon seletivo/SMEWW- 4500 A e D
Oxigênio Dissolvido	Winkler/SMEWW - 4500 - O, A,B e C
Sólidos Sedimentáveis Totais	Cone Imhoff/SMEWW – 2450 A e F
Sólidos Totais	Gravimétrico/SMEWW 2540 B
Sólidos suspensos Totais	Gravimétrico/ SMEWW 2540 D
Sólidos suspensos voláteis	Gravimétrico/ SMEWW 2540 E
Sólidos suspensos fixos	Gravimétrico/ SMEWW 2540 E
Sólidos dissolvidos totais	Gravimétrico/ SMEWW 2540 C
Sólidos dissolvidos fixos	Gravimétrico/ SMEWW 2540 E
Sólidos dissolvidos voláteis	Gravimétrico/ SMEWW 2540 E
Fósforo Total	Espectrofotométrico/ APHA – 11 ed p. 182

Fonte: Divisão de Controle Sanitário – Sabesp, 2012

4.9 Dimensionamento – Cálculos Básicos

4.9.1 Potência de Aeração

Para o pré-dimensionamento do sistema de aeração, foram adotados os seguintes parâmetros:

- Remoção de 10% da carga de DBO no tratamento preliminar;
- Início de plano: $101,91 \text{ kg DBO d}^{-1} \times 0,90 = 91,72 \text{ kg DBO d}^{-1}$;
- Necessidade de oxigênio: $2,5 \text{ kg O}_2 \text{ kg}^{-1} \text{ DBO}$ para aeração prolongada, conforme recomendação da NBR - 12.209/2011;
- Admitindo uma remoção no processo $\geq 85\%$
- Necessidade de oxigênio = $2,5 \text{ kg O}_2 \text{ kg}^{-1} \text{ de DBO} \times (0,85 \times 91,72) \text{ kg DBO d}^{-1} = 194,90 \text{ kg O}_2 \text{ d}^{-1} = 8,12 \text{ kg O}_2 \text{ h}^{-1}$;
- Taxa de transferência de oxigênio do aerador (submerso) para condição padrão: $N_o = 1,2 \text{ kg O}_2 \text{ kWh}^{-1}$;

Para as condições de campo têm-se:

$$N = N_o \times \lambda$$

$$\lambda = \frac{\alpha (\beta \cdot C_{SW} - C_L) 1,02^{T-20}}{9,17} \quad (\text{METCALF \& EDDY, 1991})$$

Onde:

α : relação entre a taxa de transferência de O_2 para esgoto pela taxa de transferência para água limpa (0,85); (Metcalf & Eddy apud Von Sperling, 2002)

C_L : concentração de OD no tanque de aeração ($1,5 \text{ mg L}^{-1}$)

C_{SW} : concentração de saturação de O_2 para altitude e temperatura do local (620 m e 27°C - $7,6 \text{ mg L}^{-1}$) (VON SPERLING, 2002)

β : relação entre o OD de saturação para esgoto pelo OD de saturação para água limpa (0,95). (Metcalf & Eddy apud Von Sperling, 2002)

$$\lambda = 0,85 \frac{(0,95 \times 7,36 - 1,5) 1,02^{27-20}}{9,17} = 0,61$$

$$N = 0,61 \times 1,2 = 0,73 \text{ kg O}_2 \text{ kWh}^{-1}$$

A potência do sistema de aeração foi de:

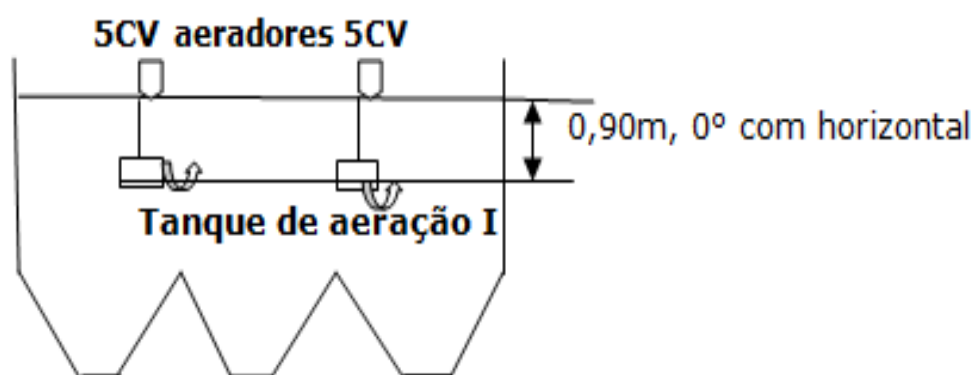
$$\text{Potência do sistema de aeração} = 8,12 \text{ kg O}_2 \text{ h}^{-1} / 0,73 \text{ kg O}_2 \text{ kWh}^{-1} = 11,12 \text{ kW}$$

$$\text{Potência do sistema de aeração} = 15,1 \text{ CV}$$

$$\text{Potência instalada} = 20 \text{ CV}$$

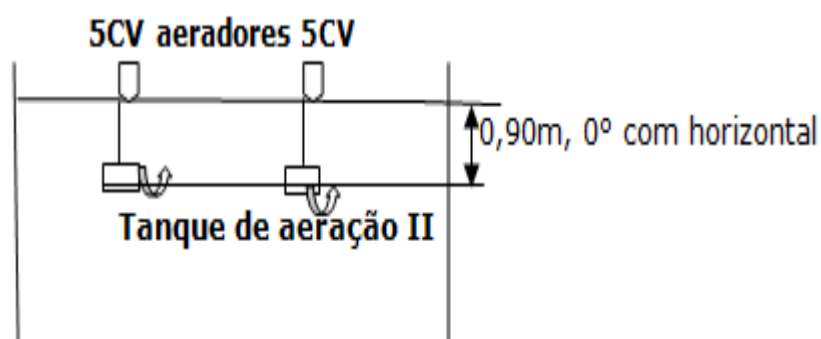
4.9 Instalações dos aeradores na 1ª Etapa do Experimento (janeiro a julho 2011).

No período em estudo, adotaram-se aeradores submersos de 5 CV, sendo 02 unidades no Tanque de aeração I e 02 (duas) unidades no tanque de aeração II, instalados a uma profundidade de 0,90 m da superfície com ângulo de 0°, (fluxo horizontal), conforme Figuras 67 e 68. O aerador utilizado no experimento tem duas posições de submergência, 0,90 m e 1,35 m; adotou-se 0,90 m em virtude da profundidade do tanque de aeração II. A cobertura com sombrite teve como finalidade proteger o sistema de aeração, para evitar que folhas e/ou galhos da mata ao redor do tratamento comprometessem o funcionamento dos aeradores, caso caíssem dentro dos tanques de aeração.



Fonte: Autor, 2010

Figura 67 - Detalhe do Tanque de aeração I corte longitudinal



Fonte: Autor, 2010

Figura 68 - Detalhe do Tanque de aeração II corte longitudinal

As Figuras 69 e 70 mostram vista externa do sistema de aeração da ETE Bom Retiro – Angatuba –SP e as Figuras 71, 72, 73 e 74 mostram dados de desempenho dos aeradores e o modelo utilizado no experimento.



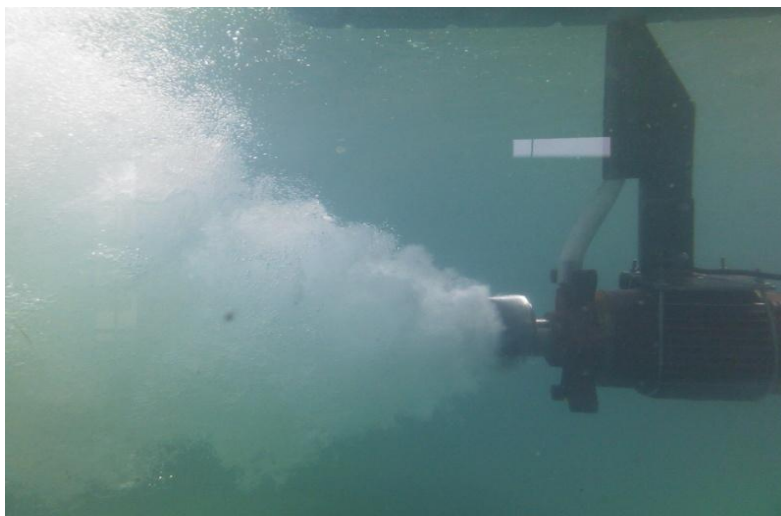
Fonte: Autor, 2011

Figura 69 - Tanque de aeração I instalado na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP



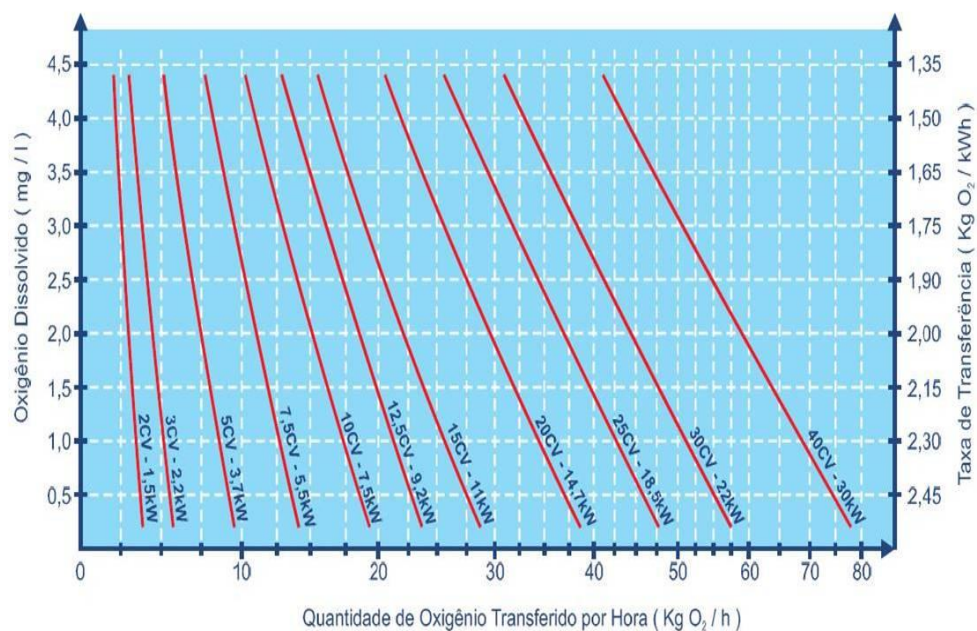
Fonte: Autor, 2011

Figura 70 - Tanque de aeração I e II após cobertura com sombrite na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP



Fonte: Fabricante dos aeradores, 2010

Figura 71 - Foto do aerador submerso em funcionamento (teste em água limpa)



Fonte: Fabricante dos aeradores, 2010

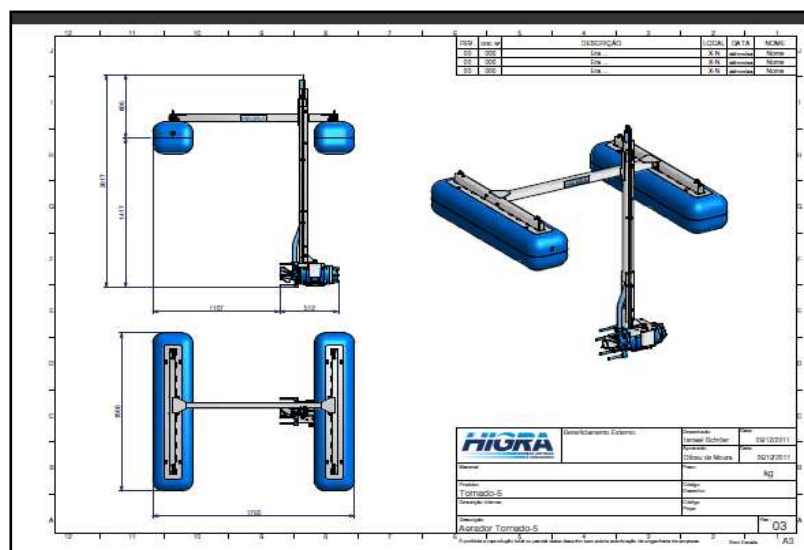
Figura 72 - Performance do aerador submerso instalado

Obs: os valores acima foram calculados considerando taxa de fixação de oxigênio de 55%.

MODELO	POTÊNCIA		TAXA DE TRANSFERÊNCIA	INFLUÊNCIA DE OXIGÊNIO	INFLUÊNCIA DE MISTURA	VAZÃO
TORNADO-2 TORNADO-F 2	2 CV	1,5 KW	1,20 Kg de O ₂ /KWH	80 m³	100 m³	120 m³/h
TORNADO-3 TORNADO-F 3	3 CV	2,2 KW		120 m³	150 m³	180 m³/h
TORNADO-5 TORNADO-F 5	5 CV	3,7 KW		200 m³	250 m³	300 m³/h
TORNADO-7,5	7,5 CV	5,5 KW		300 m³	380 m³	450 m³/h
TORNADO-10	10 CV	7,5 KW		400 m³	500 m³	600 m³/h
TORNADO-12	12,5 CV	9 KW		500 m³	650 m³	750 m³/h
TORNADO-15	15 CV	11 KW		600 m³	800 m³	1000 m³/h
TORNADO-20	20 CV	15 KW		800 m³	1000 m³	1400 m³/h
TORNADO-25	25 CV	18,5 KW		900 m³	1100 m³	1600 m³/h
TORNADO-30	30 CV	22 KW		1100 m³	1400 m³	1800 m³/h
TORNADO-40	40 CV	30 KW		1300 m³	1700 m³	2000 m³/h

Fonte: Fabricante, 2010

Figura 73 - Quadro de performance dos vários modelos de aeradores submersos



Fonte: Fabricante, 2010

Figura 74 - Aeradores submersos de 5CV instalados na 1ª etapa do experimento na ETE Bom Retiro, Bairro Bom Retiro, Angatuba, SP

4.11 Unidades do sistema proposto

4.11.1 Tanque de aeração I

Forma: fundo com 3 troncos de pirâmide, onde: $h = 1,5 \text{ m}$

$$A = 11,55 \text{ m}^2$$

$$a = 1,50 \text{ m}^2$$

$$\text{Volume útil: } (9,90 \text{ m} \times 3,50 \text{ m} \times 2,10 \text{ m}) + 3 \left[\frac{h}{3} (A + \sqrt{Aa} + a) \right] = 98,58 \text{ m}^3$$

Profundidade útil: 3,60 m

TDH: 10,00 h (início de plano) – $2,73 \text{ L s}^{-1}$ (vazão de pico)

TDH: 6,26 h (final de plano) – $4,37 \text{ L s}^{-1}$ (vazão de pico)

TDH: 15,65 h (início de plano) – $1,75 \text{ L s}^{-1}$ (vazão média)

(Tanque de aeração I (02 aeradores de 5CV cada, com injeção submersa de ar)

Densidade de potência: $74,5 \text{ W m}^{-3}$

4.11.2 Tanque de aeração II

Dimensões: 13,85 m X 5,80 m (profundidade = 2,05 m)

$$\text{Volume} = 164,67 \text{ m}^3$$

TDH = 16,75 h (início de plano) – $2,73 \text{ L s}^{-1}$ (vazão de pico)

TDH = 10,46 h (final de plano) - $4,37 \text{ L s}^{-1}$ (vazão de pico)

TDH: 26.14 h (início de plano) - $1,75 \text{ L s}^{-1}$ (vazão média)

Tanque de aeração II (02 aeradores de 5 CV cada, com injeção submersa de ar)

Densidade de potência = 45 W m^{-3}

Considerando os dois tanques como único tanque de aeração:

$$\text{Volume total} = 263,25 \text{ m}^3$$

$$\text{Com 04 aeradores} = 56 \text{ W m}^{-3}$$

4.11.3 Tanque Facultativo

Forma: fundo com 3 troncos de pirâmide, onde: $h = 1,5 \text{ m}$

$$A = 11,55 \text{ m}^2$$

$$a = 1,50 \text{ m}^2$$

$$\text{Volume útil: } (9,90 \text{ m} \times 3,50 \text{ m} \times 2,10 \text{ m}) + 3\left[\frac{h}{3}(A + \sqrt{Aa} + a)\right] = 98,58 \text{ m}^3$$

$$\text{Profundidade útil} = 3,60 \text{ m}$$

$$\text{TDH} = 10,00 \text{ h (início de plano)} \quad 2,73 \text{ L s}^{-1} \text{ (hora de pico)}$$

$$\text{TDH} = 6,26 \text{ h (final de plano)} \quad 4,37 \text{ L s}^{-1} \text{ (hora de pico)}$$

$$\text{TDH} = 15,65 \text{ h (início de plano)} \quad 1,75 \text{ L s}^{-1} \text{ (vazão média)}$$

OBS: TDH = Tempo de detenção hidráulico

Taxa escoamento superficial = $4,36 \text{ m}^3 \text{ m}^{-2} \text{ d}^{-1}$ para $1,75 \text{ L s}^{-1}$ (Vazão média para início plano)

Estes valores adotados permitem a sedimentação satisfatória de sólidos em suspensão oriundos do sistema de aeração

4.11.4 Tanque para polimento

Dimensões: $13,85 \text{ m} \times 5,46 \text{ m}$ (profundidade = $1,10 \text{ m}$)

$$\text{Área} = 75,62 \text{ m}^2$$

$$\text{Volume} = 83,18 \text{ m}^3$$

$$\text{TDH} = 8,46 \text{ h (início de plano)} - 2,73 \text{ L s}^{-1} \text{ (hora de pico)}$$

$$\text{TDH} = 5,28 \text{ h (final de plano)} - 4,37 \text{ L s}^{-1} \text{ (hora de pico)}$$

$$\text{TDH} = 13,00 \text{ h (início de plano)} - 1,75 \text{ L s}^{-1} \text{ (vazão média)}$$

OBS: TDH = Tempo de detenção hidráulico

4.12 Levantamento da taxa de aplicação volumétrica (L_v) da ETE Rechan – Itapetininga – SP

Por falta de dados para comparações posteriores, a proposta neste item é levantar a taxa de aplicação volumétrica (L_v) real de uma lagoa facultativa parcialmente aerada que apresenta bons resultados em conformidade com o tipo de tratamento, para utilizar em comparação com a taxa volumétrica aplicada no sistema de sedimentação (tanque facultativo e tanque de polimento). Esta lagoa está localizada no Distrito de Rechan – Itapetininga - SP, e foi escolhida como modelo por apresentar, além de bons resultados quanto à remoção de DBO total e de Sólidos em Suspensão, características semelhantes ao local do experimento objeto desta tese, com relação aos costumes, alimentação, poder aquisitivo, características dos esgotos e clima. A ETE Rechan – Itapetininga – SP, dista 5 km do Distrito Bom Retiro – Angatuba – SP.

4.12.1 DBO afluente e Efluente da ETE Rechan – Itapetininga – SP

Os resultados referentes à remoção da DBO total, fundamentais para determinação da taxa de aplicação volumétrica real da ETE Rechan, estão na Tabela 44.

Tabela 44 - Resultados da DBO afluente e efluente, histórico (2008 a 2011) da ETE Rechan- Itapetininga-SP

Data	DBO afluente (mg L ⁻¹)	DBO efluente (mg L ⁻¹)	% Remoção
20.02.2008	583	40	93,1
12.03.2008	583	60	89,7
19.03.2008	784	100	87,2
26.03.2008	784	101	87,1
01.04.2008	724	60	91,7
22.10.2008	844	55	93,5
15.04.2009	502	50	90,0
01.09.2009	743	70	90,6
15.03.2010	582	80	86,2
27.09.2010	663	90	86,4
29.03.2011	643	50	92,2
17.05.2011	683	50	92,7
30.08.2011	704	100	85,8

Fonte: Divisão de Controle Sanitário - Sabesp, 2012

Os resultados em vermelho são desconsiderados para o cálculo da média aparada, por representarem 10% dos menores e 10% dos maiores resultados.

4.12.2 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para DBO em mg O₂ L⁻¹ afluente da ETE Rechan – Distrito Rechan - Itapetininga - SP

A média aparada e desvio padrão foram de 679,64 ± 76,29 mg O₂ L⁻¹, o erro padrão 23,00%, a mediana foi de 683 mg O₂ L⁻¹, o coeficiente de variância foi de 0,11, a amplitude 202 (maior valor da DBO = 784 mg O₂ L⁻¹ e o menor valor da DBO = 582 mg O₂ L⁻¹) e a variância da amostra 5.820,05.

a) Efluente da ETE Rechan, Distrito Rechan, Itapetininga,SP

A média aparada e desvio padrão foram de $69,54 \pm 19,80 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$, o erro padrão 5,97%, a mediana foi de $60 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$, o coeficiente de variância foi de 0,28, a amplitude 50 (maior valor da DBO = $100 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$ e o menor valor da DBO = $50 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$) e a variância da amostra 392,27.

b) Remoção da DBO (%) da ETE Rechan, Distrito Rechan, Itapetininga,SP

A média aparada e desvio padrão foram de $89,72 \pm 2,60\%$, o erro padrão 0,79%, a mediana foi de 90%, o coeficiente de variância foi de 0,03, a amplitude 6,9 (maior valor da remoção = 93,1% e o menor valor da remoção = 86,2%) e a variância da amostra 6,78.

4.12.3 Dados da ETE Rechan, Distrito Rechan – Itapetininga,SP

Dimensões:

Comprimento = 144,4 m

Largura = 55 m

Talude = 1:2 (altura X comprimento)

Profundidade = 1,5 m

Área = 7.942 m^2

Volume = 11.031 m^3

Q_n = Vazão nominal = $10,0 \text{ L s}^{-1}$

TDH = 12 dias

4.12.4 Sistema de aeração da ETE Rechan – Itapetininga – SP

O sistema de aeração foi realizado em duas linhas, sendo a primeira linha de aeradores a 30 m da entrada da ETE no sentido transversal e a segunda linha a 50 m

da entrada no sentido transversal. Foram instalados 10 aeradores tipo escova superficiais com potencia de 1CV, cada unidade, conforme croqui da Figura 75.



Fonte: autor, 2011

Figura 75 - Croqui do sistema de aeração da lagoa facultativa parcialmente aerada, do Distrito de Rechan, Itapetininga - SP

4.12.5 Área de influência máxima dos aeradores e área de sedimentação.

A área de influência dos aeradores é de 2.750 m², com volume de aproximadamente 3.819 m³, portanto, a densidade de potência nesta área está em torno de 2,0 W m⁻³ e, se for considerado todo o volume da lagoa, a densidade de potência está em torno de 0,7 W m⁻³. Ambos os valores da densidade de potência estão em conformidade com a faixa adotada, segundo a literatura para lagoas facultativas parcialmente aeradas.

4.12.6 Carga orgânica aplicada na ETE Rechan

A carga orgânica é o produto da vazão afluyente pela DBO média afluyente, conforme cálculo abaixo:

$$C.O = 679 \text{ g m}^{-3} \times 864 \text{ m}^3 \text{ d}^{-1} = 587 \text{ Kg DBO d}^{-1}$$

4.12.7 Cálculo da taxa de aplicação volumétrica (L_v) e Taxa de aplicação superficial (L_s)

$$L_v = \frac{C.O}{V} = \frac{587 \text{ Kg DBO d}^{-1}}{11.031 \text{ m}^3} = 0,053 \text{ Kg DBO m}^{-3} \text{ d}^{-1} \text{ (Lagoa facultativa)}$$

$$L_v = \frac{587 \text{ Kg DBO d}^{-1}}{3.819 \text{ m}^3} = 0,15 \text{ Kg DBO m}^{-3} \text{ d}^{-1} \text{ (Lagoa Facultativa aerada)}$$

$$L_s = \frac{C.O}{\text{Área (ha)}} = \frac{587 \text{ Kg DBO d}^{-1}}{0,7942} = 739 \text{ Kg DBO ha}^{-1} \text{ d}^{-1}$$

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 Antes da alteração do sistema ETE Bom Retiro (dados históricos)

Baseado nos resultados obtidos de uma série histórica referente ao período de 2002 a 2008 efetuou-se o cálculo da eficiência do Tanque séptico seguido de Filtro Anaeróbio da ETE Bom Retiro em relação à remoção da DBO. Os resultados estão na Tabela 45 e na Figura 76.

Tabela 45 - Valores da DBO afluente e efluente da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP

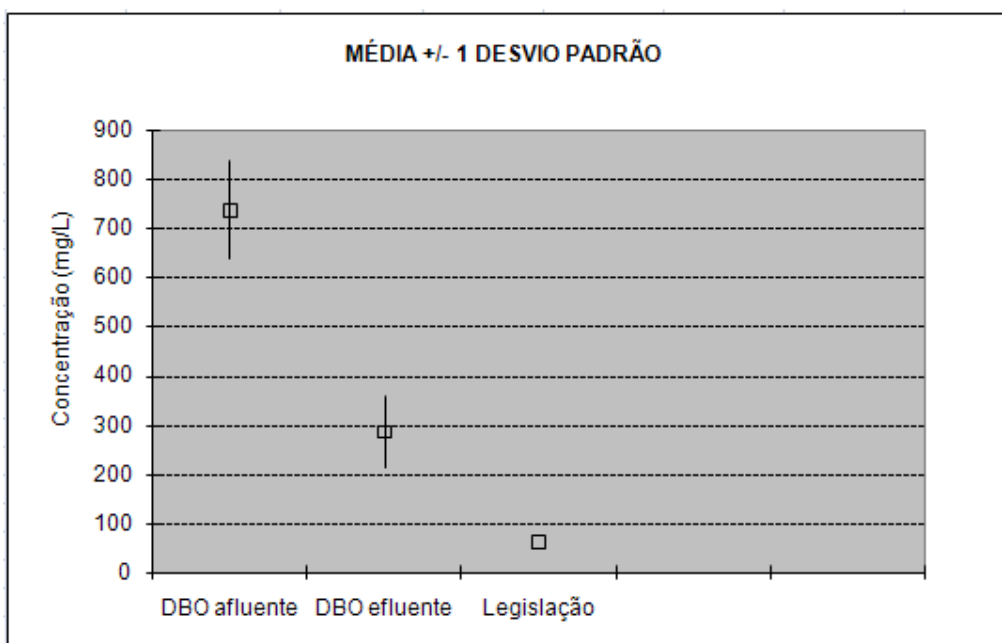
Data	DBO Afluente (mg L ⁻¹)	DBO Efluente (mg L ⁻¹)
04.12.2002	*	247
16.09.2003	708	323
20.09.2005	744	*
08.03.2006	794	*
27.03.2007	*	395
31.07.2007	892	*
27.02.2008	603	220
22.10.2008	683	240

DBO média afluente = 737 ± 99 mg O₂ L⁻¹

DBO média efluente = 285 ± 72 mg O₂ L⁻¹

*amostra ou análise prejudicada

Fonte: Divisão de Controle Sanitário – Sabesp, 2010



Fonte: Divisão de Controle Sanitário, Sabesp, 2010

Figura 76 - Resultados da série histórica da DBO, da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP, no período de 2002 a 2008

Devido aos poucos resultados apresentados com relação ao monitoramento da ETE Bom Retiro, Angatuba, SP, visto que já se conhecia a eficiência da mesma e na época não havia acordo com o órgão ambiental sobre frequência mínima, uma vez que no Estado de São Paulo, o Decreto 8.468/76, não estabelece frequência de monitoramento, apenas os parâmetros de lançamento. Seguem na Tabela 46, os resultados do monitoramento de 11 localidades com sistemas compostos por tanque séptico e filtro anaeróbio, localizados na Unidade de Negócio do Vale do Ribeira e na Unidade de Negócio do Médio Tietê, para confirmar o elevado valor da DBO efluente de unidades similares à ETE Bom Retiro com relação às condições operacionais, ou seja, com sobrecarga.

Tabela 46- Qualidade do efluente de várias unidades em condições de operação similar à ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba – SP

Localidade	Data	DBO efluente (mg L ⁻¹)
Paíol do meio/ São	01.09.2005	360
Paíol do meio/ São	20.02.2006	260
Paíol do meio/ São	15.04.2007	250
Paíol do meio/ São	06.08.2007	260
Paíol do meio/ São	2.05.2011	270
Barra do Braço/Eldorado	16.04.2007	115
Bº Turvo/ Tapirai	21.06.2004	220
Bº Turvo/ Tapirai	25.10.2007	290
Bº Turvo/ Tapirai	29.7.2008	330
Bº Turvo/ Tapirai	30.08.2010	340
Tapirai	30.08.2004	250
Tapirai	24.06.2004	245
Tapirai	25.07.2006	140
Tapirai	05.06.2006	130
Tapirai	09.04.2007	180
Tapirai	28.07.2010	210
Pratinha	02.04.2009	185
	22.10.2009	170
	17.03.2010	195
	25.04.2011	135
Santelmo	21.10.2010	165
	12.04.2011	130
Cesar Neto	28.04.2010	170
	21.08.2011	210
Vitoriana	23.04.2007	322
	13.10.2010	320
	04.07.2011	170
Pedro Alexandrino	06.10.2008	150
	30.03.2011	230
	20.06.2011	190
	21.09.2011	145
	24.04.2003	241
	30.06.2003	224
	22.08.2006	230
Jacuba II	09.11.2010	190
	22.10.2011	150
	12.05.2011	190
Jacuba I	05.06.2007	240
	10.06.2008	190
	19.06.2009	260
	26.04.2010	205

Fonte: Sabesp, 2012

5.1.1 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para DBO efluente das ETEs de outras unidades da Sabesp, com características similares a ETE Bom Retiro – Angatuba – SP em $\text{mg O}_2 \text{ L}^{-1}$

A média aparada e desvio padrão foram de $216,02 \pm 62,41 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$, o erro padrão 9,74%, a mediana foi de $210 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$, o coeficiente de variância foi de 0,29, a amplitude 245 (maior valor da DBO = $360 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$ e o menor valor da DBO = $115 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$) e a variância da amostra 3.895,32.

5.2 Eficiência do sistema com o tanque de aeração I em operação

5.2.1 Remoção de DBO (afluente e efluente)

Apesar de não fazer parte do planejamento do experimento nessas condições de operação, esta etapa intermediária foi necessária para adequação do 2º módulo do tanque séptico seguido de fossa filtro em tanque facultativo e tanque de polimento, respectivamente, na ETE Bom Retiro, no período de agosto 2010 a novembro de 2010. Aproveitou-se então para avaliar a eficiência do sistema em operação, ou seja, tanque de aeração I (74 m^3) e tanque de aeração II, operando como tanque de decantação.

Nesta situação intermediária da reforma, o sistema passou a operar com o tanque de aeração I (em funcionamento) e o tanque de aeração II com os aeradores parados atuando como tanque de decantação, para evitar fuga de sólidos para o corpo receptor. Utilizou-se como teste para remoção biológica de fósforo uma planta aquática flutuante chamada de “alface d’água” (*Pistia stratiotes*), a qual foi descartada quanto à possibilidade de utilização, devido à baixa eficiência na remoção de nutriente (P) e grande produção de biomassa verde em pouco tempo de teste (3 meses). Além deste fator, verificou-se grande criação de pernilongos, junto às folhas que armazenam água de chuva e do orvalho, podendo se tornar um foco gerador de dengue. As Figuras 77 e 78 mostram o tanque de aeração I e o tanque aeração II operando como tanque de

aeração e de decantação, respectivamente, e as Figuras 79 a 81 mostram o efluente do tratamento durante a reforma das unidades do módulo II e os tanques em reforma.



Fonte: Autor, 2010

Figura 77 - Tanque de aeração I (02 aeradores submersos de 5 CV cada) em operação na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP



Fonte: Autor, 2010

Figura 78 - Tanque de aeração II (funcionando como decantador) em operação na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.



Foto: Autor, 2010

Figura 79 - Efluente final do sistema acima (provisório) na saída da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.



Foto: Autor, 2010

Figura 80 - Reforma do Tanque séptico para operar como Tanque Facultativo (módulo II) da ETE Bom Retiro, Distrito B.Retiro, Angatuba, SP



Foto: Autor, 2010

Figura 81 - Reforma do filtro anaeróbio para operar como tanque de polimento (módulo II)

Os resultados do monitoramento no período de agosto a outubro de 2010, fase provisória devido à reforma do módulo II, estão na Tabela 47 e na Figura 82.

Tabela 47 - Resultados da DBO afluente e efluente na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP, durante a reforma mencionada no módulo II.

Data	DBO Afluente (mg L^{-1})	DBO Efluente (mg L^{-1})
06.08.2010	763	222
10.08.2010	763	100
17.08.2010	460	130
24.08.2010	703	160
01.09.2010	683	160
15.09.2010	984	140
29.09.2010	804	80
19.10.2010	442	70
28.10.2010	864	70

Fonte: Divisão de Controle Sanitário – Sabesp, 2010

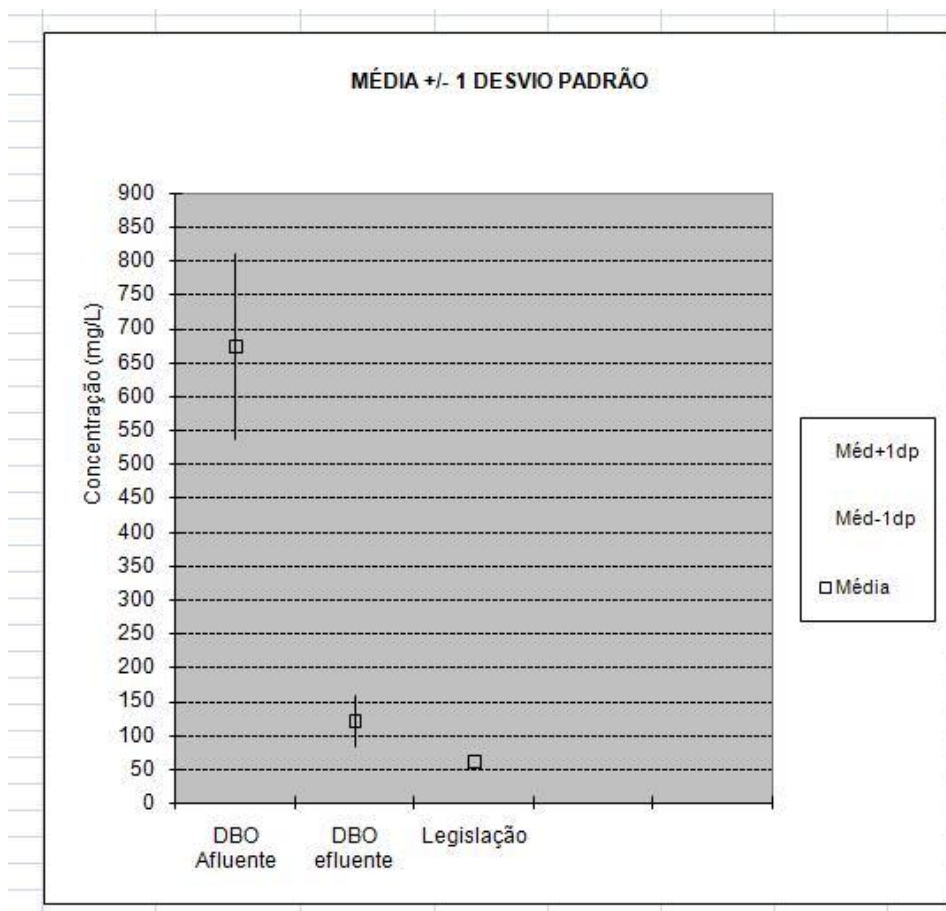
Os resultados em vermelho são desconsiderados para o cálculo da média aparada, por representarem 10% dos menores e 10% dos maiores resultados

5.2.2 Dados das medidas estatísticas descritivas para a DBO afluente em $\text{mg O}_2 \text{ L}^{-1}$

A média aparada e desvio padrão foram de $674,24 \pm 137,55 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$, erro padrão 27,51%, a mediana foi de $703 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$, o coeficiente de variância foi de 0,20, a amplitude 442 (maior valor da DBO = $884 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$ e o menor valor da DBO = $442 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$) e a variância da amostra 18.921,36 (adotou-se o valor afluente da DBO conforme item 4.5, tabela 33).

5.2.3 Dados das medidas estatísticas descritivas para a DBO efluente em $\text{mg O}_2 \text{ L}^{-1}$

A média aparada e desvio padrão foram de $120 \pm 37 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$, o erro padrão 13,97%, a mediana foi de $130 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$, o coeficiente de variância foi de 0,31, a amplitude 90 (maior valor da DBO = $160 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$ e o menor valor da DBO = $70 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$) e a variância da amostra 1.366,66 e a moda foi de $160 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$).



Fonte: Divisão de Controle Sanitário – Sabesp, 2010

Figura 82 - Resultados da DBO, ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP no período de agosto a outubro/2010, durante a reforma do módulo II

Neste caso, apesar do não atendimento com relação ao efluente $< 60 \text{ mg L}^{-1}$, houve uma melhora significativa da remoção da DBO ao longo do período e durante este período de reforma do segundo módulo a DBO efluente chegou a valores satisfatórios para a condição de operação, não comprometendo a qualidade do corpo receptor, devido à boa diluição.

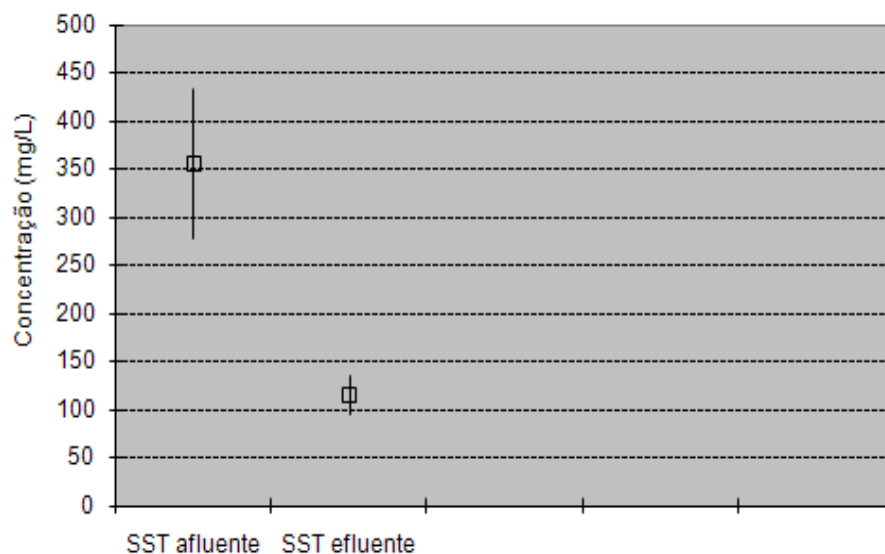
5.2.4 Avaliação dos Sólidos em Suspensão Total (afluente e efluente).

Na Tabela 48 e na Figura 83 estão os resultados com relação aos sólidos em suspensão total (SST)

Tabela 48 - Valores de Sólidos em Suspensão Totais (SST) durante a adequação do módulo II na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.

Data da coleta	Afluente (mg L ⁻¹)	Efluente (mg L ⁻¹)	Remoção %
10.08.2010	390	131	66,41
17.08.2010	325	120	63,07
24.08.2010	437	116	73,32
15.09.2010	412	133	67,68
29.09.2010	346	128	63,08
19.10.2010	204	92	54,90
28.10.2010	372	84	77,42
Valor médio	355±77	115 ± 19	66 ± 7

MÉDIA +/- 1 DESVIO PADRÃO



Fonte: Divisão de Controle Sanitário - 2010

Figura 83 - Sólidos em suspensão total, durante a adequação do módulo II, na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP, agosto a outubro de 2010

5.2.5 Taxa de aplicação volumétrica (Lv) no sistema de sedimentação (TF + TP)

Para remoção média de DBO₅ no Tanque de aeração Um, determinado na 1ª etapa do teste igual = 67,1% (Tabela 50 item 5.3.2)

Remoção de 10% da carga de DBO no tratamento preliminar;

C.O = Início de plano: 101,91 kg DBO d⁻¹ X 0,90 = 91,72 kg DBO d⁻¹

C.O remanescente = 0,329 X 91,72 = 30,17 kg DBO d⁻¹ (remanescente para tanque de sedimentação)

$$L_v = \frac{\text{Carga remanescente}}{\text{Volume do tanque de sedimentação}}$$

$$L_v = \frac{30,17 \text{ kg DBO d}^{-1}}{164,67 \text{ m}^3} = 0,18 \text{ Kg DBO m}^{-3} \text{ d}^{-1}$$

Para a taxa de aplicação volumétrica de 0,18 Kg DBO m⁻³ d⁻¹, e tempo de detenção de 26 horas, a DBO efluente média foi da ordem de 120 mg L⁻¹.

5.3 Eficiência do sistema - 1ª Etapa do experimento

5.3.1 Remoção de DBO (Afluente e Efluente)

Eficiência do sistema em operação conforme 1ª Etapa do experimento com tanque de aeração I (74 W m⁻³) e tanque de aeração II (45 W m⁻³), tanque facultativo e tanque de polimento. Período janeiro a agosto 2011 – após a modificação prevista, os resultados estão na Tabela 49 e Figura 84.

Tabela 49 - Valores da DBO afluente e efluente (dados de janeiro a agosto/11)

Data	DBO Afluente (mg L ⁻¹)	DBO Efluente (mg L ⁻¹)
25.01.2011	Análise prejudicada	21,0
22.02.2011	Análise prejudicada	35,0
02.03.2011	Análise prejudicada	38,0
14.04.2011	462	25,0
28.04.2011	442	45,0
11.05.2011	663	28,0
24.05.2011	582	26,0
31.05.2011	744	35,0
20.06.2011	643	35,0
28.06.2011	884	16,0
26.07.2011	663	35,0
09.08.2011	905	35,0

Análise prejudicada: Descartada na recepção por não atender procedimentos ou problemas no momento da coleta.

Os resultados em vermelho são desconsiderados para o cálculo da média aparada, por representarem 10% dos menores e 10% dos maiores resultados

5.3.1.1 Dados das medidas estatísticas descritivas para a DBO afluente em mg O₂ L⁻¹ na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.

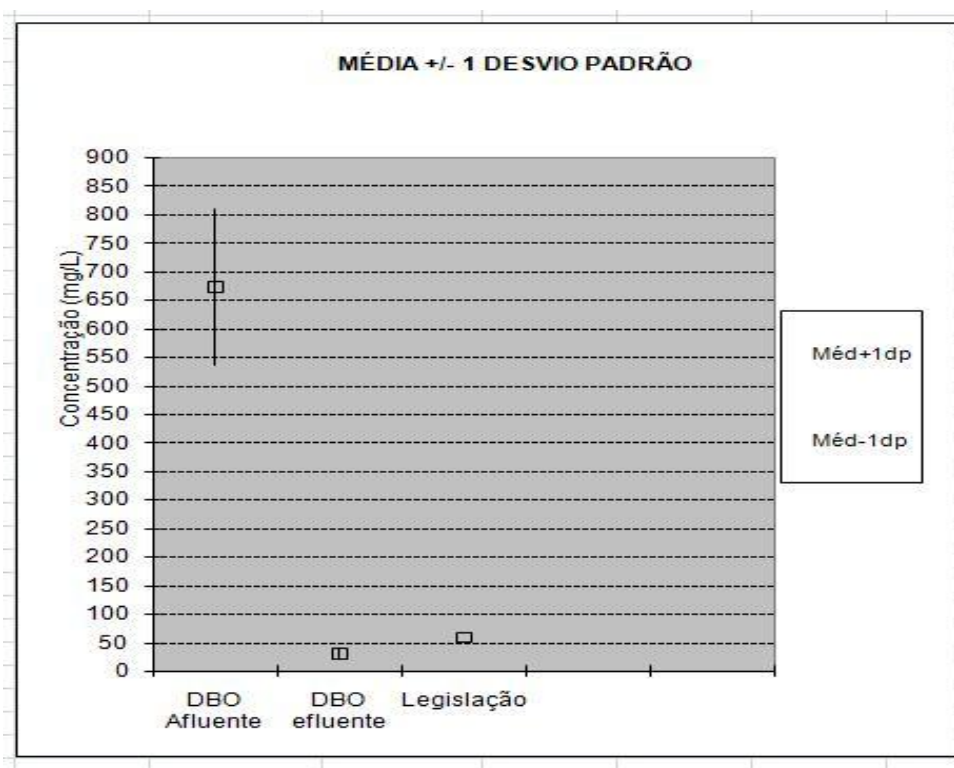
A média aparada e desvio padrão foram de 674,24 ± 137,55 mg O₂ L⁻¹, o erro padrão 27,51%, a mediana foi de 703 mg O₂ L⁻¹, o coeficiente de variância foi de 0,20, a amplitude 442 (maior valor da DBO = 884 mg O₂ L⁻¹ e o menor valor da DBO = 442 mg O₂ L⁻¹) e a variância da amostra 18.921,36 (Adotou-se o valor afluente da DBO conforme item 4.5, Tabela 33).

5.3.1.2 Dados das medidas estatísticas descritivas para a DBO efluente em mg O₂ L⁻¹ na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP

A média aparada e desvio padrão foram de 31,3 ± 5,7 mg O₂ L⁻¹, o erro padrão 1,82%, a mediana foi de 35 mg O₂ L⁻¹, o coeficiente de variância foi de 0,18, a

amplitude 17 (maior valor da DBO = 38 mg O₂ L⁻¹ e o menor valor da DBO = 21 mg O₂ L⁻¹) e a variância da amostra 33,12 e a moda 35 mg O₂ L⁻¹.

A modificação proposta na primeira etapa de operação atingiu os valores de remoção de DBO em todas as coletas, ou seja, valores menores que 60 mg L⁻¹. Entretanto, ainda não foram analisados os custos operacionais do sistema, o que será realizado logo mais adiante.



Fonte: Divisão de Controle Sanitário, Sabesp, 2011

Figura 84 - Resultados da DBO, ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP, no período de janeiro a agosto/2011

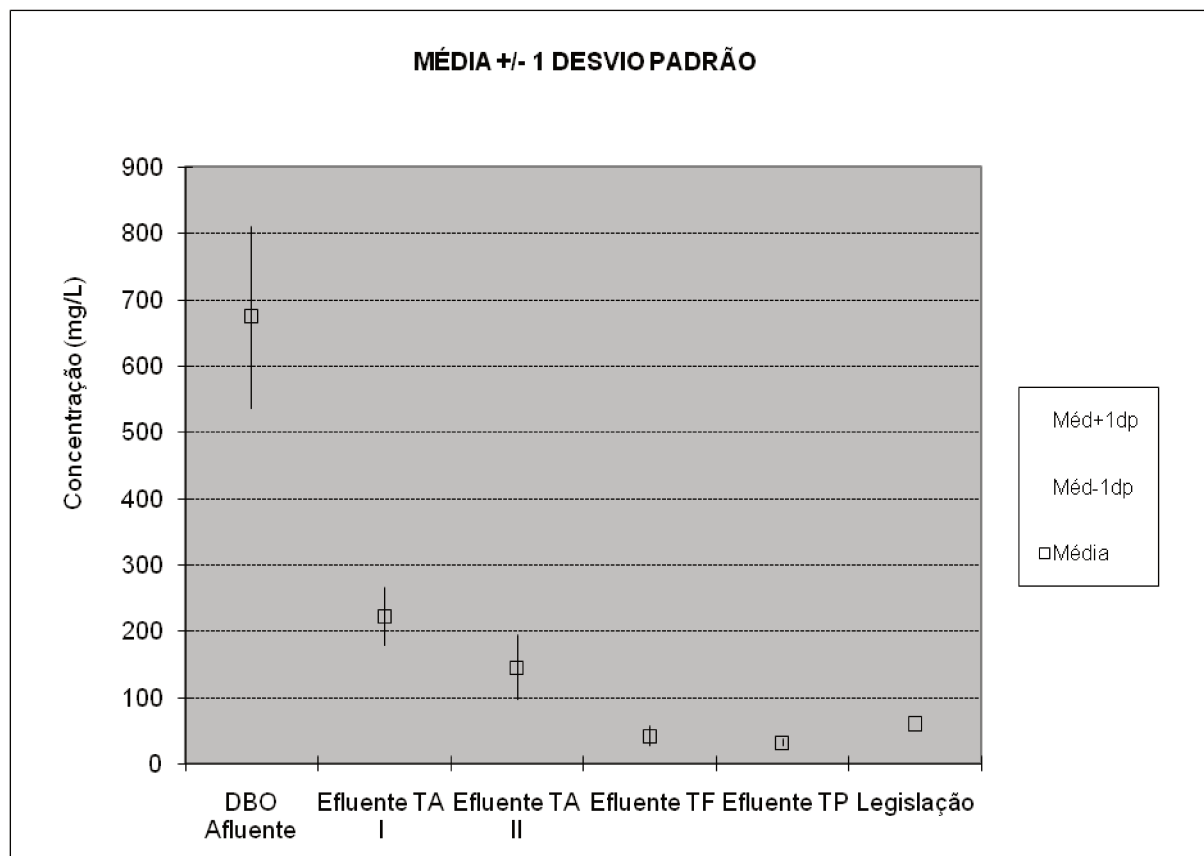
5.3.2 Avaliação da DBO em todas as unidades do processo

Na Tabela 50 e Figura 85 estão os valores da DBO nas várias unidades do processo: entrada, saída do tanque de aeração I (TA-I), saída do tanque de aeração II (TA-II), saída do tanque facultativo (T.F) e saída do tanque de polimento (T.P).

Tabela 50 - Remoção da DBO nas etapas do tratamento proposto na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.

2011	DBO _{520°C} (mg L ⁻¹)				
dia/mês	Afluente	TA- I	TA-II	T.F	T.P
14.04	462	150	55	30	25
28.04	442	241	221	45	40
11.05	663	190	140	25	28
24.05	582	250	180	30	26
31.05	744	Não realizada	Não realizada	Não realizada	35
20.06	643	200	160	40	35
28.06	884	200	110	65	30
26.07	663	261	160	65	35
09.08	905	281	140	40	35
	674 ± 137	222 ± 44	145 ± 49	42 ± 15	32 ± 5

Análise Não realizada aeradores parados, rele térmico desarmado. TA I – Saída do tanque de aeração I, TA -2 Saída do tanque de aeração II, TF – Saída do tanque facultativo, TP = Saída do tanque de polimento



Fonte: Divisão de Controle Sanitário – Sabesp, 2011

Figura 85 - Resultados da DBO, ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP, no período de janeiro a agosto de 2011

5.3.2.1 Remoção da DBO no Tanque de aeração I e II

Na 1ª Etapa do experimento, foi constatado que a carga orgânica remanescente, após passagem pelos tanques de aeração I e II, permitiu boa eficiência do Tanque facultativo, suficiente para atendimento da legislação, conforme mostrado na Tabela 50, item 5.3.2.

A Tabela 33 no item 4.5, apresenta o valor da DBO média aparada no período da 1ª e 2ª fase do experimento.

5.3.2.2 Taxa de aplicação volumétrica (L_v) no Tanque Facultativo e Tanque de Polimento

Média da % de remoção para DBO no TA I = 67,1%

Média da % remoção para DBO no TA II = 34,7%

$$\% \text{ Remoção TAI + TAIL} = 674 - \frac{(674) [(1 - 0,671) (1 - 0,347)]}{674} = 79,2 \%$$

Remoção de 10% da carga de DBO no tratamento preliminar;

$$\text{C.O} = \text{Início de plano: } 101,91 \text{ kg DBO dia}^{-1} \times 0,90 = 91,72 \text{ kg DBO dia}^{-1}$$

$$\text{C.O (Kg DBO d}^{-1}\text{) remanescente para o Tanque Facultativo} = 91,72 \text{ Kg DBO d}^{-1} \times$$

$$0,2148 = 19,70 \text{ Kg DBO d}^{-1}$$

$$\text{Volume de sedimentação} = \text{Tanque Facultativo} + \text{Tanque de polimento} = 175,20 \text{ m}^3$$

$$L_v = \frac{\text{C.O}}{V} = \frac{19,70 \text{ kg DBO d}^{-1}}{175,20 \text{ m}^3} = 0,11 \text{ Kg DBO m}^{-3} \text{ d}^{-1}$$

Os resultados foram satisfatórios na 1ª Etapa do experimento, com relação à remoção de carga orgânica no tanque facultativo e tanque de polimento. A boa eficiência se deve à manutenção de teor de oxigênio dissolvido provenientes dos tanques de aeração, aliada à baixa taxa de aplicação volumétrica (L_v) no tanque facultativo + tanque de polimento, que foi de 0,11 Kg DBO $\text{m}^{-3} \text{ d}^{-1}$, e ao tempo de detenção nos tanques, de 28 horas. A taxa de aplicação volumétrica está abaixo dos valores apresentados na literatura, tanto para processo de tratamento aeróbio como para processo anaeróbio. A DBO média efluente foi de 31 mg L^{-1} , com remoção média nos tanques facultativo e de polimento de:

$$\text{Média da \% de remoção para DBO no Tanque Facultativo (TF)} = 71\%$$

Média da % de remoção para DBO no Tanque de Polimento (TP) = 24%

$$\% \text{ Remoção TF + TPI} = 145 - \frac{(145) (1 - 0,71) (1 - 0,24)}{145} = 78\%$$

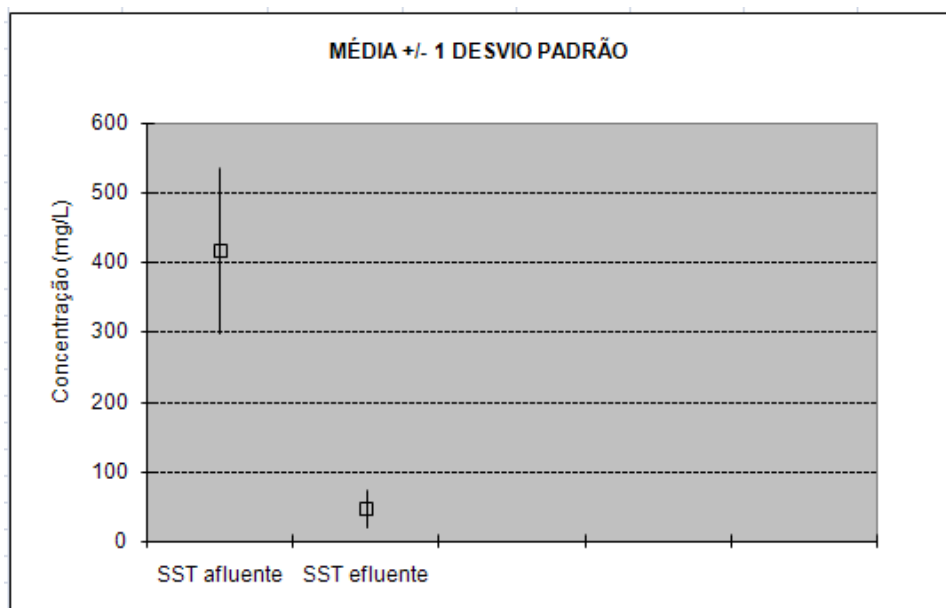
5.3.3 Eficiência com relação à remoção de sólidos em suspensão total (SST)

Em janeiro, fevereiro e março de 2011, os resultados dos SST não foram incluídos na Tabela 51 e na Figura 86, pois em virtude do período de chuvas fortes os dados foram prejudicados, para efeito de avaliação. (Baixo teor de SST na entrada e saída). Neste período ocorre forte diluição dos sólidos e não se justificou analisar o parâmetro.

Tabela 51 - Valores de Sólidos em Suspensão Totais (SST) na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.

Data da coleta	Afluente (mg L ⁻¹)	Efluente (mg L ⁻¹)	Remoção %
14.04.2011	256	18	92,96
11.05.2011	424	19	95,51
24.05.2011	323	30	90,72
20.06.2011	366	68	81,45
28.06.2011	626	40	93,62
26.07.2011	466	56	87,84
09.08.2011	453	90	80,14
Valor Médio	406±60	42±20	89,3 ± 5

Fonte: Divisão de Controle Sanitário – Sabesp , 2011



Fonte: Divisão de Controle Sanitário – Sabesp, 2011

Figura 86 - Resultados de SST na ETE Bom Retiro, Bairro Bom Retiro, Angatuba, SP.

5.3.3.1 Avaliação dos SST em todas as unidades do processo

Na Tabela 52 e na Figura 87 estão os valores de SST nas várias etapas do processo: entrada, saída do Tanque de aeração I (TA-I), saída do tanque de aeração II (TA-II), saída do Tanque Facultativo (T.F) e saída do Tanque de Polimento (T.P), antes da desinfecção.

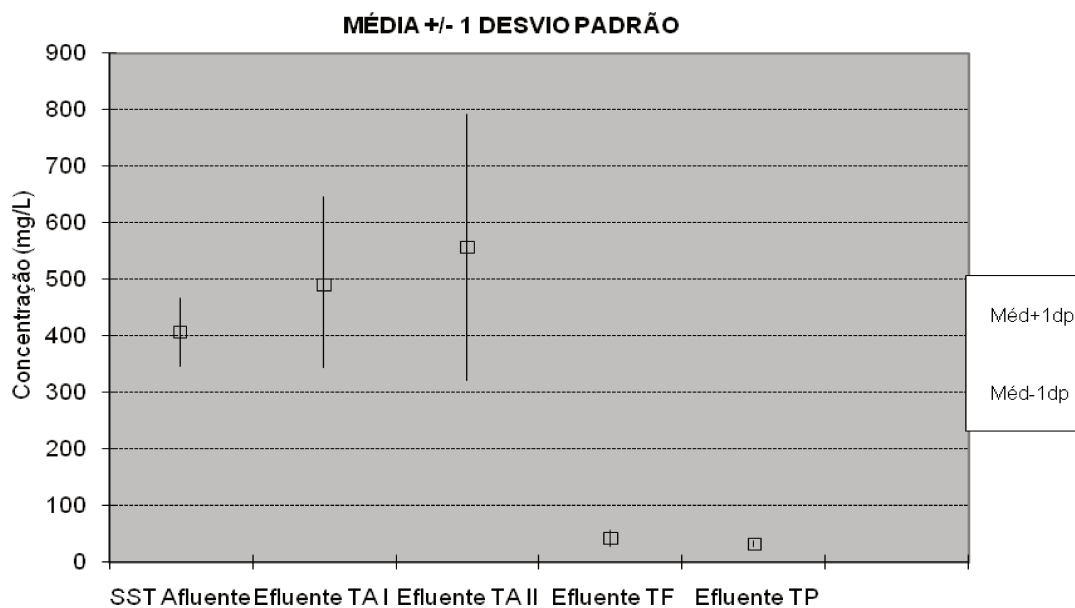
Tabela 52 - Comportamento do Teor de SST nas etapas do tratamento na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP, no período abril a agosto/2011

2011	SST (mg L ⁻¹)				
Dia/mês	Afluente	TA- I	TA-II	T.F	T.P
14.04	256	244	Prejudicada	42	18
11.05	424	450	*1760	54	19
24.05	323	530	906	76	38
20.06	366	*2580	390	64	68
28.06	626	prejudicada	prejudicada	prejudicada	prejudicada
26.07	466	580	470	245	56
09.08	453	650	460	115	92
	**406± 60	490 ± 156	556 ± 236	99 ± 75	**42 ± 20

* Análise prejudicada devido perturbação no sistema no momento da coleta.

TA I – Saída do tanque de aerção I, TA -2 Saída do tanque de aerção II, TF – Saída do tanque facultativo, TP = Saída do tanque de polimento

** média aparada (tabela 53)



TA I – Saída do tanque de aerção I, TA -2 Saída do tanque de aerção II, TF – Saída do tanque facultativo, TP = Saída do tanque de polimento

Figura 87 - Comportamento do Teor de SST nas etapas do tratamento ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP

A remoção média de SST na 1ª Etapa do experimento foi de 87%.

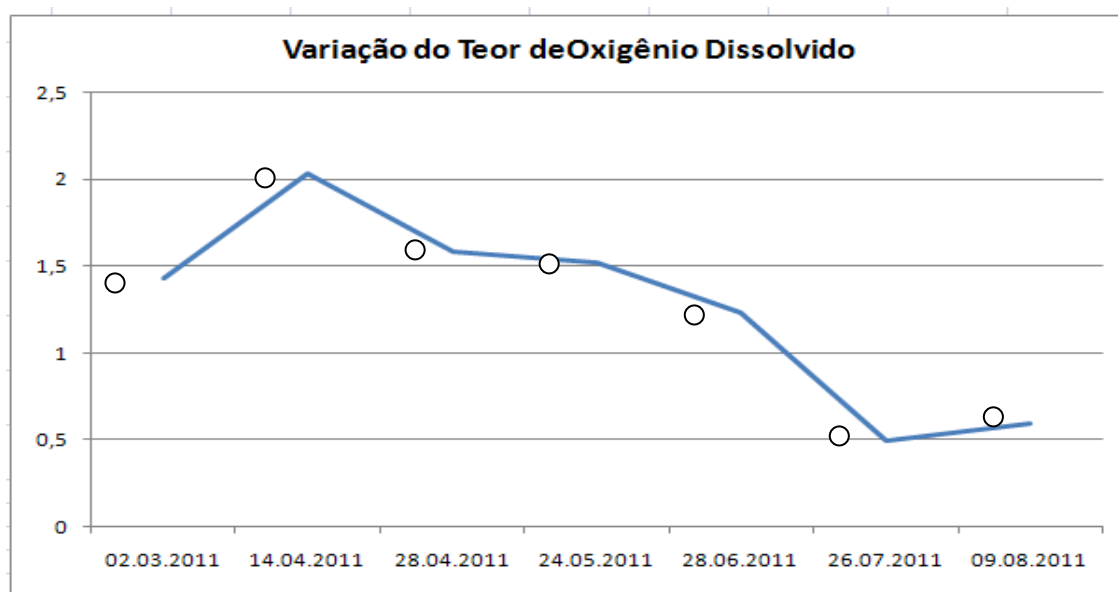
5.3.4 Residual de oxigênio dissolvido na saída do tanque de polimento

As datas das coletas e os valores representativos do teor de oxigênio dissolvido na saída do tanque de polimento da ETE Bom Retiro estão apresentados na Tabela 53 e Figura 88. A redução do teor de oxigênio dissolvido no período de janeiro a agosto de 2011 na saída do tanque de polimento foi devido ao acúmulo de lodo no tanque de aeração II, que ocorreu durante a adequação do módulo II da ETE Bom Retiro. O sistema iniciou operação com todas as unidades em janeiro de 2011, e até entrar em equilíbrio houve reflexo na demanda de oxigênio. Na última semana de agosto de 2011 procedeu-se remoção parcial do lodo.

Tabela 53 - Residual de oxigênio dissolvido na saída do Tanque de Polimento da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP, referente à 1ª etapa do experimento

Data da coleta	OD (mg L ⁻¹) saída do tanque de polimento
25.01.2011	2,89
01.02.2011	3,33
22.02.2011	2,03
02.03.2011	1,43
14.04.2011	2,03
28.04.2011	1,58
24.05.2011	1,52
28.06.2011	1,23
26.07.2011	0,50
09.08.2011	0,60

Fonte: Divisão de Controle Sanitário – Sabesp, 2011



Fonte: Autor, 2011

Figura 88 - Residual de oxigênio dissolvido na saída do tanque de polimento da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP na 1ª Etapa do experimento

O aumento do SST e a redução do residual de oxigênio na saída do tanque de polimento foi fator decisivo para dar início ao processo de remoção do lodo, mesmo que, apesar de 06 meses de operação, a DBO efluente e SST estarem em conformidade com a condição pré-estabelecida para remoção do lodo.

Os resultados foram satisfatórios na 1ª Etapa do experimento com relação à remoção de carga orgânica no tanque facultativo e tanque de polimento. A boa eficiência se deve à manutenção de teor de oxigênio dissolvido nos tanques provenientes dos tanques de aeração, aliada à baixa taxa de aplicação volumétrica (L_v) no tanque facultativo + tanque de polimento, que foi de $0,11 \text{ Kg DBO m}^{-3} \text{ d}^{-1}$ e ao tempo de detenção nos tanques, de 28 horas. A taxa de aplicação volumétrica está abaixo dos valores apresentados na literatura, tanto para processo de tratamento aeróbio como para processo anaeróbio. Para manter uma boa remoção da DBO é necessário que a carga remanescente dos tanques de aeração encaminhados para os tanques facultativo e polimento, propicie uma taxa de aplicação volumétrica (L_v) ideal $< 0,15 \text{ kg DBO m}^{-3} \text{ d}^{-1}$.

¹, conforme foi determinada experimentalmente para uma lagoa facultativa aerada que se adotou como modelo (ETE Rechan – Itapetininga - SP) para o cálculo, em virtude de seus ótimos resultados operacionais e por apresentar características semelhantes ao local do experimento, com relação aos costumes, alimentação, características dos esgotos, condições climáticas, uma vez que dista do experimento em torno de 5 km.

A DBO média efluente foi de 32 mg L⁻¹, com % remoção média nos tanques facultativo (TF) e de polimento de (TP):

Média da % de remoção para DBO no T.F = 71%

Média da % de remoção para DBO no T.P = 24%

$$\% \text{ Remoção TF + TP} = 145 - \frac{(145) (1 - 0,71) (1 - 0,24)}{145} = 78\%$$

5.3.5 Variação do pH no afluente e efluente da ETE Bom Retiro

Os valores referentes à variação do pH no afluente e efluente estão representados na Tabela 54.

Tabela 54 - Variação do pH na entrada e saída do tratamento da ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.

Data da coleta	pH afluente	pH efluente
06.08.2010	6,8	7,1
10.08.2010	7,2	7,0
17.08.2010	7,0	7,6
24.08.2010	7,0	7,6
15.09.2010	7,0	7,5
29.09.2010	6,9	7,4
19.10.2010	7,2	7,5
28.10.2010	6,6	7,4
25.01.2011	6,6	6,9
01.02.2011	6,0	6,6
22.02.2011	6,6	7,1
02.03.2011	6,8	7,1
14.04.2011	6,7	7,1
28.04.2011	6,6	7,2
11.05.2011	7,0	7,0
24.05.2011	7,0	6,8
31.05.2011	7,2	7,3
20.06.2011	6,9	6,8
28.06.2011	6,9	7,0
26.07.2011	7,1	6,9
09.08.2011	7,3	7,2

Fonte: Divisão de controle Sanitário - Sabesp, 2011

5.3.6 Nitrogênio Amoniacal

Após a operação do sistema com todas as etapas: O resultado médio de Nitrogênio Amoniacal efluente foi de $24,57 \pm 7,5 \text{ mg L}^{-1}$ (item 5.3.8.2). Os resultados das coletas de janeiro, fevereiro e março de 2011, não foram considerados na Tabela 55, pois devido ao período de chuvas fortes os dados foram prejudicados, para efeito de avaliação (afluente muito diluído). Foram também contemplados os resultados após alteração da densidade de potência de 56 W m^{-3} para 42 W m^{-3} , por entender que o teor de oxigênio dissolvido mantido em todas as unidades do tratamento não compromete o processo de nitrificação, uma vez que sua ocorrência depende além de manter teor de oxigênio superior a $2,0 \text{ mg L}^{-1}$, também da queda do pH devido ao consumo da alcalinidade com a oxidação da amônia (JORDÃO e PESSÔA, 2009).

Tabela 55 - Comportamento do sistema modificado na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP, com relação ao N-NH₃ (mg L⁻¹)

Data da coleta	N-NH ₃ afluente	N-NH ₃ efluente	% Remoção
28.04.2011	*	42,00	
11.05.2011	*	24,00	
24.05.2011	24,00	14,56	39,33
31.05.2011	*	20,10	
28.06.2011	58,60	28,80	50,85
20.06.2011	*	20,20	
21.06.2011	*	17,20	
28.06.2011	56,60	28,80	
26.07.2011	35,00	17,28	50,62
09.08.2011	55,40	28,60	48,37
20.09.2011	82,00	73,60	10,24
25.10.2011	23,60	18,48	21,69
20.12.2001	39,00	13,16	66,25
21.12.2011	74,40	11,36	84,73
28.12.2011	72,40	34,20	52,76
03.01.2012	39,80	21,00	47,23
10.01.2012	30,60	22,40	26,79
12.01.2012	43,20	31,00	28,24
16.01.2012	51,20	35,20	31,25

Fonte: Divisão de Controle Sanitário - Sabesp, 2012

5.3.6.1 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para o Nitrogênio amoniacal afluente da ETE Bom Retiro em mg L⁻¹

A média aparada e desvio padrão foram de $48,35 \pm 15,84$ mg L⁻¹, o erro padrão 4,57%, a mediana foi de 47,2 mg L⁻¹, o coeficiente de variância foi de 0,33, a amplitude 50,4 (maior valor = 74,4 mg L⁻¹ e o menor valor = 24,00 mg L⁻¹) e a variância da amostra 251,02.

5.3.6.2 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para o Nitrogênio amoniacal efluente da ETE Bom Retiro em mg L⁻¹

A média aparada e desvio padrão foram de $24,57 \pm 7,52$ mg L⁻¹, o erro padrão 1,94%, a mediana foi de 22,4 mg L⁻¹, o coeficiente de variância foi de 0,30, a amplitude 50,4 (maior valor = 42 mg L⁻¹ e o menor valor da =14,5 mg L⁻¹) e a variância da amostra 56,58.

5.3.6.3 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para a remoção do Nitrogênio amoniacal no tratamento modificado na ETE Bom Retiro em %

A média aparada e desvio padrão foram de $42,07 \pm 13,72\%$, o erro padrão 4,13%, a mediana foi de 47,2%, o coeficiente de variância foi de 0,30, a amplitude 50,4 (maior valor = 66% e o menor valor = 21,6%) e a variância da amostra 188,28.

Comparou-se a média do nitrogênio amoniacal efluente do sistema modificado de $24,57 \pm 7,5 \text{ mg L}^{-1}$ com as médias do monitoramento do efluente de sistemas de tratamento operados pela Unidade do Alto Paranapanema como: tanque séptico e filtros anaeróbios sem modificação, lagoa facultativa, sistema australiano, lagoas facultativas parcialmente aeradas e lagoas aeradas seguidas de lagoas sedimentação, referentes a 2010 e 2011. Nas Tabelas 56, 57, 58, 59 e 60 estão os resultados de Nitrogênio amoniacal no efluente dos vários sistemas de tratamento mencionados.

Tabela 56 - Nitrogênio Amoniacal no efluente dos tanques sépticos seguidos de filtro anaeróbios em operação na Unidade de Negócio do Alto Paranapanema - Sabesp

Data	Comunidade	N-NH ₃ (mg L ⁻¹)
06.07.2010	Alvinlândia	80,00
12.07.2010	Batista Botelho	76,00
12.07.2010	Barra Grande	51,20
09.08.2010	Barra Grande	42,20
19.08.2010	Gramadão	79,20
25.08.2010	Ribeirão Grande	69,20
20.09.2010	Batista Botelho	72,80
22.09.2010	Gramadão	74,80
21.10.2010	Eng° Maia	86,80
07.02.2011	Alvinlândia	61,20
15.02.2011	Eng° Maia	73,80
01.03.2011	Ribeirão Grande	49,20
21.03.2011	Aparecidinha	51,80
28.04.2011	Batista Botelho	83,20
11.04.2011	Alvinlândia	80,40
02.05.2011	Batista Botelho	58,60
03.05.2011	Eng° Maia	74,00
24.05.2011	Ribeirão Grande	59,80
07.06.2011	Gramadão	21,80
13.06.2011	Batista Botelho	68,00
14.06.2011	Eng° Maia	89,20
11.07.2011	Alvinlândia	74,40
01.08.2011	Batista Botelho	77,60
08.08.2011	Barra Grande	57,60
23.08.2011	Ribeirão Grande	72,00
29.08.2011	Aparecidinha	86,00
12.09.2011	Barra Grande	78,00
10.10.2011	Alvinlândia	64,40
31.10.2011	Batista Botelho	83,20
01.11.2011	Eng° Maia	57,40
07.11.2011	Barra Grande	40,20
29.11.2011	Ribeirão Grande	57,40
05.12.2011	Aparecidinha	54,40
09.01.2012	Alvinlândia	59,20

Fonte: Divisão de Controle Sanitário – Sabesp, 2012

5.3.6.4 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para o Nitrogênio amoniacal efluente para tratamento por meio de Tanque séptico seguido de filtro anaeróbio em mg L^{-1} .

A média aparada e desvio padrão foram de $67,94 \pm 9,92 \text{ mg L}^{-1}$, o erro padrão 1,94%, a mediana foi de $70,6 \text{ mg L}^{-1}$, o coeficiente de variância foi de 0,15, a amplitude 32 (maior valor = $83,2 \text{ mg L}^{-1}$ e o menor valor = $51,2 \text{ mg L}^{-1}$) e a variância da amostra 98,49.

Segundo, Jordão e Pessôa (2009), para concentrações abaixo de $0,50 \text{ mg L}^{-1}$, é possível que a nitrificação deixe de ocorrer. No caso de processos anaeróbios não há ocorrência de nitrificação.

O Nitrogênio amoniacal afluente apresentou média aparada em torno de 68 mg L^{-1} , o que caracteriza como esgoto forte em relação ao parâmetro, se comparado aos valores típicos. Metcalf e Eddy (1991) classifica como esgoto forte, médio e fraco, conforme residual de 85, 40 e 20 mg L^{-1} , respectivamente.

Tabela 57 Resultados de análises do Nitrogênio Amoniacal no efluente dos sistemas de tratamento Australiano (Lagoa anaeróbia + Lagoa Facultativa) em operação na Unidade de Negócio do Alto Paranapanema - Sabesp

Data	Comunidade	N-NH ₃ (mg L ⁻¹)
14.06.2010	Itaboa	31,40
14.06.2010	Bom Sucesso do Itararé	39,40
21.06.2010	Itaporanga	38,60
22.06.2010	Arandú	20,30
06.07.2010	Lupércio	55,80
02.08.2010	Sarutaiá	44,40
03.08.2010	Iaras	28,00
05.08.2010	Avaré	20,30
10.08.2010	Itaporanga	40,20
12.08.2010	Bernardino de Campos Sul	37,40
12.08.2010	Bernardino de Campos Norte	44,20
23.08.2010	Angatuba	19,80
24.08.2010	Taguaí	43,20
24.08.2010	Fartura	37,20
25.08.2010	Capão Bonito	43,20
30.08.2010	Holambra	47,20
31.08.2010	Ribeirão do Sul	42,40
31.08.2010	Santa Cruz do Rio Pardo	23,80
13.09.2010	Ubirajara	42,20
13.09.2010	Lupércio	50,40
20.09.2010	Avaré	30,80
20.09.2010	Arandú	21,50
21.09.2010	Fartura	38,00
27.09.2010	Holambra	38,40
05.10.2010	Itapeva	35,20
06.10.2010	Itaboa	36,60
06.10.2010	Avaré	30,20
11.11.2010	Bom sucesso do Itararé	33,00
24.01.2011	Sarutaiá	15,60
24.01.2011	Fartura	20,10
31.01.2011	Iaras	20,10
21.02.2011	Ribeirão do Sul	18,90
21.02.2011	Lupércio	17,10
01.03.2011	Capão Bonito	26,90
14.03.2011	Taguaí	25,40
21.03.2011	Angatuba	24,30
22.03.2011	Itaporanga	32,40
28.03.2011	Bernardino de Campos - Sul	18,70
28.03.2011	Bernardino de Campos - Norte	29,50
28.03.2011	Holambra	27,50
28.03.2011	Paranapanema	33,20
04.04.2011	Ubirajara	27,60

Continuação da Tabela 57

11.04.2011	Lupércio	34,60
12.04.2011	Itapeva	23,20
18.04.2011	Sarutaiá	22,10
18.04.2011	Fartura	33,40
18.04.2011	Taguaí	36,20
25.04.2011	Iaras	18,90
25.04.2011	Ribeirão do Sul	26,20
02.05.2011	Bernardino de Campos Norte	17,20
02.05.2011	Bernardino de Campos Sul	17,70
09.05.2011	Arandú	19,10
09.05.2011	Avaré	18,80
10.05.2011	Itaboa	17,60
23.05.2011	Itaporanga	39,80
24.05.2011	Capão Bonito	44,40
30.05.2011	Holambra	43,80
30.05.2011	Paranapanema	56,20
31.05.2011	Angatuba	25,10
06.06.2011	Iaras	36,80
06.06.2011	Ribeirão do Sul	33,80
06.06.2011	Santa Cruz do Rio Pardo	22,00
13.06.2011	Bernardino de Campos Sul	38,20
14.06.2011	Bom Sucesso do Itararé	31,80
04.07.2011	Ubirajara	41,60
12.07.2011	Itapeva	36,80
18.07.2011	Sarutaiá	37,40
18.07.2011	Fartura	53,00
18.07.2011	Taguai	52,00
25.07.2011	Iaras	37,00
25.07.2011	Ribeirão do Sul	39,40
25.07.2011	Santa Cruz do Rio Pardo	27,50
01.08.2011	Bernardino de Campos - Sul	40,00
02.08.2011	Bom Sucesso do Itararé	44,40
08.08.2011	Arandú	28,20
08.08.2011	Avaré	31,20
09.08.2011	Itaboa	30,40
16.08.2011	Angatuba	28,40
22.08.2011	Itaporanga	41,60
22.08.2011	Riversul	17,70
23.08.2011	Capão Bonito	51,60
29.08.2011	Holambra	41,40
29.08.2011	Paranapanema	47,40
05.09.2011	Ubirajara	43,80
12.09.2011	Arandú	24,40
12.09.2011	Avaré	28,60
03.10.2011	Ubirajara	37,00
04.10.2011	Arandú	19,36
10.10.2011	Lupércio	42,20
11.10.2011	Itapeva	37,80

Continuação da Tabela 57		
17.10.2011	Sarutaiá	24,80
17.10.2011	Fartura	29,40
17.10.2011	Taguaí	37,60
24.10.2011	Ribeirão do Sul	22,00
24.10.2011	Santa da Cruz do Rio Pardo	16,32
31.10.2011	Bernardino de Campos - Sul	23,00
01.11.2011	Bom Sucesso do Itararé	31,00
01.11.2011	Arandú	19,28
08.11.2011	Arandú	18,42
08.11.2011	Itaboa	22,60
22.11.2011	Angatuba	17,74
28.11.2011	Itaporanga	27,20
29.11.2011	Capão Bonito	31,80
05.12.2011	Holambra	20,00
12.12.2011	Ubirajara	26,20
02.01.2012	Ubirajara	25,40
09.01.2012	Lupércio	40,80
10.01.2012	Itapeva	36,00

Fonte: Divisão de Controle Sanitário – Sabesp, 2012

5.3.6.5 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para o efluente de Nitrogênio amoniacal em mg L^{-1} , nos sistemas de tratamento tipo Australiano

A média aparada e desvio padrão foram de $31,36 \pm 7,87 \text{ mg L}^{-1}$, o erro padrão 0,84%, a mediana foi de $31,3 \text{ mg L}^{-1}$, o coeficiente de variância foi de 0,25, a amplitude 25,7 (maior valor = $44,4 \text{ mg L}^{-1}$ e o menor valor = $18,7 \text{ mg L}^{-1}$) e a variância da amostra 61,92.

Tabela 58 - Resultados de análises do Nitrogênio Amoniacal no efluente dos sistemas de tratamento por meio de lagoas aeradas seguidas de lagoas de sedimentação em operação na Unidade de Negócio do Alto Paranapanema - Sabesp

Data	Comunidade	N-NH ₃ (mg L ⁻¹)
14.06.2010	Ribeirão Branco	18,30
15.06.2010	Itapetininga	26,30
13.07.2010	Itapetininga	27,00
23.08.2010	Itapetininga	17,60
22.09.2010	Itapetininga	24,80
06.10.2010	Itapetininga	30,20
20.10.2010	Ribeirão Branco	15,10
29.10.2010	Itaberá	37,00
01.02.2011	Itapetininga	14,00
08.02.2011	Ribeirão Branco	19,70
15.02.2011	Itaberá	17,80
29.03.2011	Itapetininga	22,10
05.04.2011	Itapetininga	27,10
03.05.2011	Itaberá	32,60
10.05.2011	Ribeirão Branco	22,30
17.05.2011	Itapetininga	23,50
14.06.2011	Itaberá	27,30
05.07.2011	Itapetininga	27,40
02.08.2011	Itaberá	38,60
09.08.2011	Ribeirão Branco	16,62
30.08.2011	Itapetininga	26,20
13.09.2011	Itaberá	32,20
04.10.2011	Itapetininga	23,00
01.11.2011	Itaberá	18,00
08.11.2011	Ribeirão Branco	17,70
06.12.2011	Itapetininga	26,60
03.01.2012	Itapetininga	24,40

Fonte: Divisão de Controle Sanitário – Sabesp, 2012

5.3.6.6 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para o efluente de sistemas de tratamento por lagoas aeradas seguidas de sedimentação em relação ao Nitrogênio amoniacal em mg L⁻¹

A média aparada e desvio padrão foram de 23,78 ± 4,34 mg L⁻¹, o erro padrão 0,95%, a mediana foi de 24,4 mg L⁻¹, o coeficiente de variância foi de 0,18, a amplitude

14,6 (maior valor = 32,2 mg L⁻¹ e o menor valor = 17,6 mg L⁻¹) e a variância da amostra 18,86.

Tabela 59 - Resultados de análises do Nitrogênio Amoniacal no efluente do sistema de tratamento por meio de lagoas facultativas parcialmente aeradas em operação na Unidade de Negócio do Alto Paranapanema - SP

Data	Comunidade	N - NH ₃ (mg L ⁻¹)
15.06.2010	Rechan	37,40
22.06.2010	Pirajú	17,70
30.06.2010	Itaí	46,40
30.06.2010	Taquarituba	24,80
30.06.2010	Taquarituba	29,10
02.08.2010	Pirajú	19,40
04.08.2010	Rechan	36,20
18.08.2010	Lucianópolis	36,60
23.08.2010	Rechan	36,40
24.08.2010	Pirajú	19,10
21.09.2010	Pirajú	19,30
23.09.2010	Taquarituba	25,60
27.09.2010	Rechan	40,44
10.11.2010	Itaí	18,84
24.01.2011	Itaí	13,90
24.01.2011	Pirajú	15,50
14.02.2011	Lucianópolis	18,00
14.03.2011	Itaí	15,40
29.03.2011	Rechan	29,50
04.04.2011	Lucianópolis	35,00
18.04.2011	Pirajú	23,00
16.05.2011	Itaí	30,20
16.05.2011	Taquarituba	15,40
16.05.2011	Taquarituba	21,80
17.05.2011	Rechan	40,00
04.07.2011	Lucianópolis	43,40
18.07.2011	Pirajú	34,00
15.08.2011	Itaí	36,00
15.08.2011	Taquarituba	19,04
15.08.2011	Taquarituba	34,60
30.08.2011	Rechan	40,80
03.10.2011	Lucianópolis	25,60
17.10.2011	Pirajú	20,60
21.11.2011	Itaí	27,40

Continuação da Tabela 59		
21.11.2011	Taquarituba	17,96
21.11.2011	Taquarituba	22,20
06.12.2011	Rechan	36,80
12.12.2011	Lucianópolis	29,20
02.01.2012	Lucianópolis	26,00

Fonte: Divisão de Controle Sanitário – Sabesp, 2012

5.3.6.7 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para o efluente de sistemas de tratamento por lagoas facultativas parcialmente aeradas com relação ao Nitrogênio amoniacal em mg L^{-1}

A média aparada e desvio padrão foram de $27,33 \pm 7,27 \text{ mg L}^{-1}$, o erro padrão 1,31%, a mediana foi de 26 mg L^{-1} , o coeficiente de variância foi de 0,27, a amplitude 22,3 (maior valor = 40 mg L^{-1} e o menor valor = $17,7 \text{ mg L}^{-1}$) e a variância da amostra 52,93.

Tabela 60 - Resultados de análises do Nitrogênio Amoniacal no efluente dos sistemas de tratamento por meio de lagoas facultativas primárias em operação na Unidade de Negócio do Alto Paranapanema - Sabesp

Data	Comunidade	N - NH_3 (mg L^{-1})
08.06.2010	Gália	15,20
28.06.2010	Buri	24,70
06.07.2010	Santa Terezinha	29,80
04.08.2010	Boa Vista	55,00
10.08.2010	Coronel Macedo	29,40
11.08.2010	Pilar do Sul 1	34,40
11.08.2010	Pilar do Sul 2	35,60
11.08.2010	Pilar do Sul 3	36,40
11.08.2010	Pocinho	51,80
18.08.2010	Gália	23,40
18.08.2010	Fernão	41,80
19.08.2010	Gramadinho	35,60
19.08.2010	Conceição	13,92
01.09.2010	Alambari	32,40
13.09.2010	Anta Terezinha	33,00
13.09.2010	Gália	18,90
22.09.2010	Pocinho	32,04
22.09.2010	Pilar do Sul 1	25,40
22.09.2010	Pilar do Sul 2	31,20
22.09.2010	Pilar do Sul 3	30,00

Continuação da Tabela 60

23.09.2010	Aleixos	28,40
07.02.2011	Gália	20,70
07.02.2011	Santa Terezinha	17,30
14.02.2011	Fernão	15,10
14.03.2011	Aleixos	10,50
15.03.2011	Gramadinho	29,40
15.03.2011	Pilar do Sul 1	11,40
15.03.2011	Pilar do Sul 2	12,90
15.03.2011	Pilar do Sul 3	16,36
21.03.2011	Boa Vista	19,30
22.03.2011	Coronel Macedo	12,90
04.04.2011	Fernão	28,80
04.04.2011	Gália	21,00
11.04.2011	Santa Terezinha	18,50
19.04.2011	Pilar do Sul 1	17,20
19.04.2011	Pilar do Sul 2	17,70
19.04.2011	Pilar do Sul 3	18,60
26.04.2011	Buri	16,30
16.05.2011	Aleixos	23,10
23.05.2011	Coronel Macedo	20,10
31.05.2011	Boa Vista	49,20
07.06.2011	Gramadinho	29,10
07.06.2011	Pocinho	16,20
07.06.2011	Conceição	19,40
04.07.2011	Gália	20,20
04.07.2011	Fernão	35,80
05.07.2011	Alambarí	42,20
11.07.2011	Santa Terezinha	23,40
12.07.2011	Taquarivai	21,40
19.07.2011	Pilar do Sul	41,60
15.08.2011	Aleixos	32,40
16.08.2011	Boa Vista	50,60
22.08.2011	Coronel Macedo	33,00
05.09.2011	Santa Terezinha	14,30
05.09.2011	Gália	16,32
05.09.2011	Fernão	36,40
06.09.2011	Gramadinho	25,60
06.09.2011	Pocinho	41,40
03.10.2011	Fernão	34,20
03.10.2011	Gália	15,93
04.10.2011	Alambarí	23,80
10.10.2011	Santa Terezinha	11,36
11.10.2011	Taquarivai	17,10
25.10.2011	Buri	15,56
22.11.2011	Boa Vista	21,60
28.11.2011	Coronel Macedo	16,60
13.12.2011	Gramadinho	16,94
13.12.2011	Pocinho	17,44
02.01.2012	Fernão	25,80
03.01.2012	Alambarí	26,80
09.01.2012	Gália	19,90
09.01.2012	Santa Terezinha	15,50

10.01.2012	Taquarivai	39,80
17.01.2012	Pilar do Sul	23,40

Fonte: Divisão de Controle Sanitário – Sabesp, 2012

5.3.6.8 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para o efluente de sistemas de tratamento por lagoas facultativas primárias com relação ao Nitrogênio amoniacal em mg L^{-1}

A média aparada e desvio padrão foram de $24,54 \pm 7,50 \text{ mg L}^{-1}$, o erro padrão 0,97%, a mediana foi de $23,4 \text{ mg L}^{-1}$, o coeficiente de variância foi de 0,30, a amplitude 30,24 (maior valor = $41,6 \text{ mg L}^{-1}$ e o menor valor = $11,36 \text{ mg L}^{-1}$) e a variância da amostra 52,93.

Com exceção do sistema de tanque séptico seguido de filtro anaeróbio, uma vez que não ocorre nitrificação em processo anaeróbico os demais sistemas apresentaram efluentes de Nitrogênio Amoniacal próximos. A proposta modificada: $24,57 \pm 7,5 \text{ mg L}^{-1}$, o sistema australiano: $31,36 \pm 7,9 \text{ mg L}^{-1}$, lagoas aeradas seguidas de sedimentação: $23,78 \pm 4,3 \text{ mg L}^{-1}$, lagoas facultativas aeradas parcialmente: $27,33 \pm 7,3 \text{ mg L}^{-1}$ e lagoas facultativas primárias: $24,54 \pm 7,50 \text{ mg L}^{-1}$. Onde se verificou que com relação ao nitrogênio amoniacal o sistema modificado não diferiu dos demais sistemas.

Os coeficientes de variação (Desvio padrão/média) são:

Proposta modificada: CV = 0,30

Sistema australiano: CV = 0,26

Lagoas aeradas seguidas de sedimentação: CV = 0,17

Lagoas facultativas parcialmente aeradas: CV= 0,26

Lagoas facultativas primárias: CV = 0,30

O menor valor do coeficiente de variação foi constatado para as lagoas aeradas seguidas de sedimentação, o que significa que estas apresentaram valores mais homogêneos, com relação à concentração de nitrogênio amoniacal no efluente.

5.3.7 Fósforo Total

Em janeiro, fevereiro e março de 2011, os resultados do Fósforo Total afluente não foram analisados e incluídos na Tabela 61, em virtude do período de chuvas fortes, no qual os dados foram prejudicados, para efeito de avaliação. Neste período ocorre forte diluição dos sólidos e não se justificou analisar o parâmetro.

Tabela 61 - Comportamento do sistema modificado na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP, com relação ao P total (mg L⁻¹)

Data da coleta	P total afluente	P total efluente	% Remoção
24.05.2011	10,25	7,90	22,90
28.04.2011	7,00	5,40	22,86
28.06.2011	10,72	7,60	29,10
07.07.2011	6,30	5,80	7,94
25.10.2011	5,15	3,41	33,78
20.12.2001	9,63	7,73	19,73
21.12.2011	11,21	6,23	44,42
28.12.2011	10,29	8,27	19,63
10.01.2012	10,89	7,59	30,30
16.01.2012	8,35	7,61	8,86

Fonte: Divisão de Controle Sanitário - Sabesp, 2012

5.3.7.1 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para o Fósforo total afluente da ETE Bom Retiro em mg L⁻¹

A média aparada e desvio padrão foram de $9,15 \pm 1,74$ mg L⁻¹, o erro padrão 0,61%, a mediana foi de 9,9 mg L⁻¹, o coeficiente de variância foi de 0,19, a amplitude 4,5 (maior valor = 10,8 mg L⁻¹ e o menor valor = 6,3 mg L⁻¹) e a variância da amostra 3,03.

5.3.7.2 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para o Fósforo total efluente da ETE Bom Retiro em mg L⁻¹ após modificação

A média aparada e desvio padrão foram de $6,98 \pm 1,00$ mg L⁻¹, o erro padrão 0,35%, a mediana foi de 7,59 mg L⁻¹, o coeficiente de variância foi de 0,14, a amplitude 2,5 (maior valor = 7,9 mg L⁻¹ e o menor valor = 5,4 mg L⁻¹) e a variância da amostra 1,00

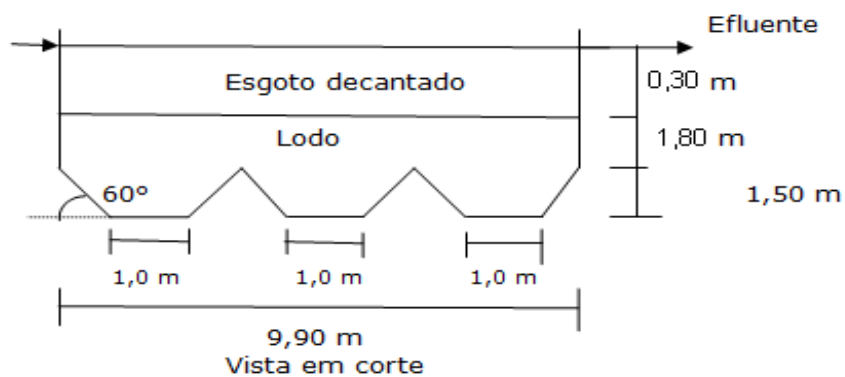
5.3.7.3 Cálculo das medidas estatísticas descritivas para a remoção de Fósforo total no tratamento modificado da ETE Bom Retiro em % após modificação

A média aparada e desvio padrão foram de $23,39 \pm 7,81\%$, o erro padrão 2,76%, a mediana foi de 22,88%, o coeficiente de variância foi de 0,33, a amplitude 24,92 (maior valor = 33,78% e o menor valor = 8,86%) e a variância da amostra 61,07.

Comparou-se a média do Fósforo total efluente do sistema modificado de $6,98 \pm 1,0$ mg L⁻¹ com a média do monitoramento do efluente de várias lagoas de estabilização, referente a 2010 e 2011 (lagoas facultativas, sistema australiano, lagoas facultativas aeradas, lagoas aeradas). Para um total de 281 resultados (maior resultado 11,38 mg L⁻¹ e menor resultado 2,26 mg L⁻¹) de análises de fósforo total, a média aritmética e o desvio padrão foram, $6,11 \pm 3,0$ mg L⁻¹, respectivamente. Onde se verificou que com relação ao fósforo total o sistema modificado não apresentou vantagem de remoção, comparada aos tratamentos por meio de lagoas de estabilização.

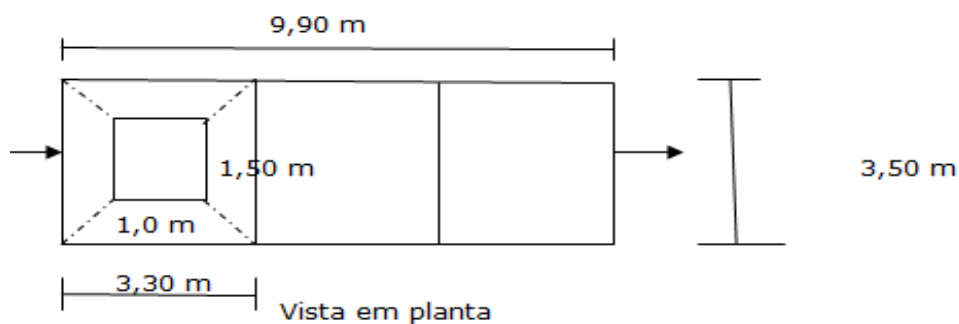
5.4 Quantificação do lodo gerado no tanque facultativo

As Figuras 89 e 90 mostram o desenho esquemático em corte e em planta, com nível de lodo acumulado em um ano de operação.



Fonte: Autor, 2011

Figura 89 - Nível de lodo no tanque facultativo após um ano de operação. Vista em corte da ETE Bom Retiro (dezembro de 2011)



Fonte: Autor, 2011

Figura 90 - Nível de lodo no tanque facultativo após um ano de operação. Vista em planta da ETE Bom Retiro

$$\text{Volume tronco de pirâmide} = (h/3) \cdot (A + \sqrt{A \cdot a} + a)$$

h= altura do tronco de pirâmide (m)

A =área da base maior (m²)

a =área da base menor (m²)

$$V = 1,5/3 (11,55 + 4,16 + 1,5)$$

$$V = 8,605 \text{ m}^3$$

$$V = 3 \times 8,605 \text{ m}^3 = 25,82 \text{ m}^3 \text{ (três troncos de pirâmide)}$$

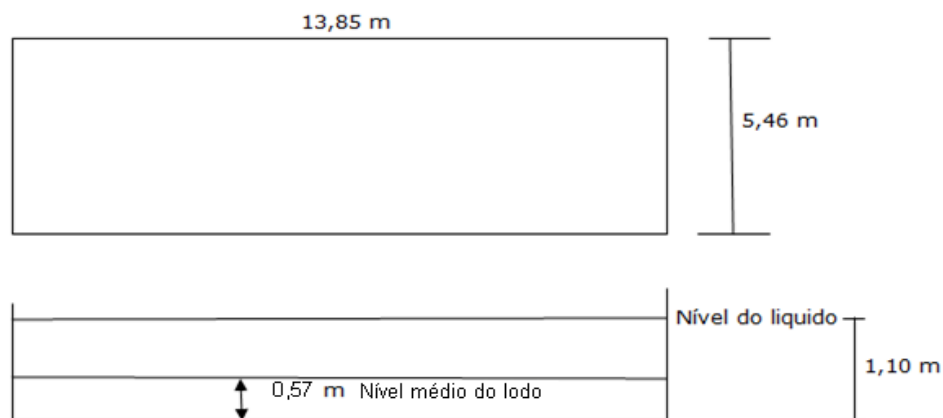
$$V_{\text{total}} = 9,90 \text{ m} \times 3,50 \text{ m} \times 1,80 \text{ m} + 25,82 \text{ m}^3 = 88,19 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume retirado em agosto de 2011} = 12 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume total no tanque facultativo} = 88,19 \text{ m}^3 + 12 \text{ m}^3 = 100,19 \text{ m}^3$$

5.4.1 Quantificação do lodo gerado no tanque de polimento

A Figura 91 mostra em corte e em planta desenho esquemático do tanque de polimento com o nível de lodo acumulado durante um ano de operação do sistema.



Fonte: Autor, 2011

Figura 91 - Lodo no tanque de polimento. Vista em planta e em corte da ETE Bom Retiro, após um ano de operação.

H = altura média de lodo no tanque de polimento= 0,57 m

V = volume = 13,85 m X 5,46 m X 0,57 m = 43,10 m³

5.4.2 Quantificação do lodo gerado no tanque facultativo e no tanque de polimento

A Tabela 62 determina o teor de sólido médio no tanque facultativo, antes, durante e após a remoção parcial de lodo em agosto/11, para estimar a contribuição *per capita* de lodo a base seca.

Volume total = 100,19 m³ + 43,10 m³ = 143,29 m³

Tabela 62 - Teor de sólidos totais no lodo durante remoção na ETE Bom Retiro.

Data da coleta	Resultados de sólidos totais (%)
28.04.2011	6,66
23.08.2011	5,41
24.08.2011	5,19
09.09.2011	6,92
23.09.2011	8,10
07.11.2011	4,40
Valor médio	6,10

Fonte: Divisão de Controle Sanitário – Sabesp, 2011

Acúmulo de lodo anual = 143,29 m³ com teor de sólido médio de 6,1 %.

Acúmulo de lodo anual a base seca = 8,74 m³ X 1,020 = 8,91 t ano⁻¹.

Contribuição *per capita* = 13,71 g de lodo Base Seca. hab⁻¹d⁻¹

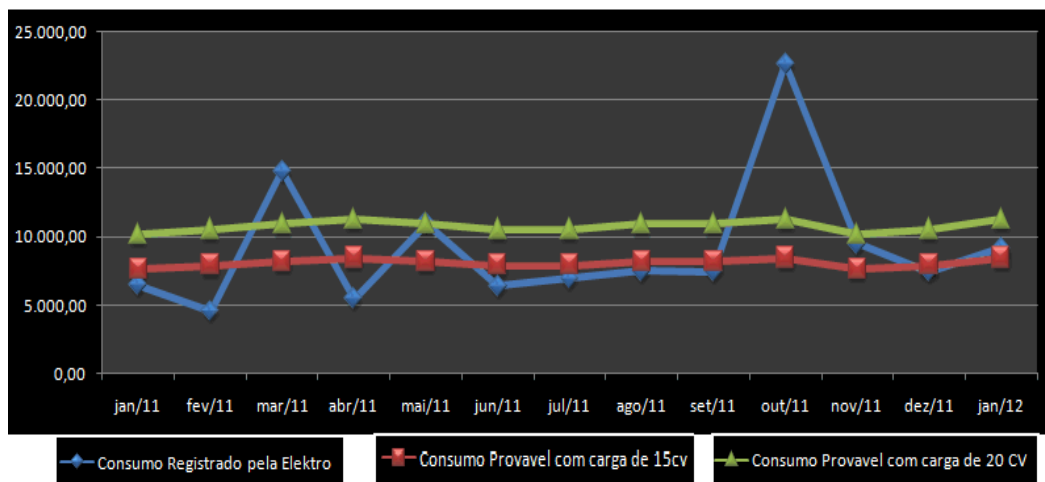
Os tanques de aeração compartimentados I e II do sistema modificado com os níveis de densidade de potência aplicados comportaram-se como lagoa aerada com mistura completa, não permitindo decantação de sólidos nos mesmos, com exceção de areia e outros sólidos inorgânicos que passam pelo tratamento preliminar.

A frequência de remoção do lodo para o sistema específico deve ser anual. O sistema de desaguamento com sacos drenantes geotêxtil de polipropileno verticais não

teve um bom desempenho, em função, provavelmente, da pequena área de contato com o leito de brita. O sistema de leito de secagem piloto com o bloco drenante, apresentou excelente desempenho, sua implementação em larga escala depende de uma análise de custo/benefício, uma vez que operacionalmente se mostrou uma possível solução interessante para desaguamento do lodo removido.

5.5 Custo de energia para a 1ª Etapa do experimento

A leitura do consumo de energia é feita pela concessionária, em meses alternados, com lançamentos de valores intermediários, o que causa distorções da média mensal. Por isso adotou-se a média estimada calculada pelo Departamento Técnico da Unidade de Negócio do Alto Paranapanema – Sabesp, o qual acompanha o consumo de energia de todas as unidades operacionais. Na Figura 92 estão os valores medidos pela concessionária e os valores mensais estimados baseados na potência instalada empregada no sistema de tratamento da ETE Bom Retiro – Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP, no período de janeiro de 2011 a janeiro de 2012, onde considerou-se operação contínua (24 h d⁻¹).



Fonte: Departamento Gestão e Desenvolvimento Operacional, 2012, Sabesp.

Figura 92 - Demonstrativo do consumo de energia em função da carga na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP

A Tabela 63 mostra o consumo mensal de energia para o sistema de tratamento modificado na 1ª etapa do experimento, no período de janeiro a julho de 2011, ou seja, 04 aeradores superficiais de 5 CV cada, com potência instalada total de 20 CV.

Tabela 63 - Consumo mensal de energia em kWh na 1ª Etapa do experimento de janeiro a julho de 2011, na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP

Consumo de energia na 1ª Etapa do experimento	
Ano 2011	Consumo mensal kWh
Janeiro	10.245
Fevereiro	10.598
Março	10.951
abr	11.305
Maio	10.591
Junho	10.598
Julho	10.598
Média Mensal	10.698

Fonte: Departamento de Gestão e Desenvolvimento Operacional – Sabesp (2010 e 2011)

O Consumo *per capita* anual de 73 kWh hab⁻¹ano⁻¹ obtido nesta 1ª Etapa do experimento está acima dos valores mencionados na literatura para lagoas facultativas aeradas, em torno de 11 a 18 kWh hab⁻¹ ano⁻¹, e para lagoas aeradas na faixa de 16 a 22 kWh hab⁻¹ ano⁻¹ (Von Sperling, 2005). No entanto, o sistema proposto nesta etapa do experimento apresentou valores de efluentes, com relação à DBO e SST, mais favoráveis ambientalmente que o sistema de tratamento por meio de lagoas facultativas aeradas ou lagoas aeradas. O valor médio do SST efluente foi de 42 ± 20 mg L⁻¹ e a DBO efluente foi de 32 ± 5.mg O₂ L⁻¹. Para as lagoas facultativas parcialmente aeradas e para as lagoas aeradas a literatura menciona valores de 60 a 90 e de 50 a 80 (Von Sperling, 2005), para SST e DBO efluente, respectivamente

5.6 Custos para modificação proposta para a ETE Bom Retiro

Os custos para concluir a modificação proposta na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba-SP, estão na Tabela 64.

Tabela 64 - Quadro com custos da modificação proposta na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP

Aeradores	R\$ 60.000,00
Energização	R\$ 20.000,00
Casa de Química	R\$ 15.000,00
Construção de sistema para desaguamento de lodo nos BAGs verticais de 2 m ³ cada unidade, instalados em suportes metálicos de 1,40 m X 1,40 m X 1,40 m em um piso de 2,5 m de largura por 12,5 m de comprimento, com parede de contenção em toda extensão de 0,30 m de altura, para colocação de 0,20 m de altura de pedra brita 1", desnível do piso de 1% para escoamento do drenado e envio para tanque de polimento e interligações.	R\$ 30.000,00
Tubulações	R\$ 5.000,00
Transportes das pedras dos filtros anaeróbios (166 m ³)	R\$ 5.000,00
Demolição e remoção das lajes das fossas I e II	R\$ 5.000,00
06 suportes metálicos para os BAGs	R\$ 6.000,00
06 BAGs verticais (2 m ³)	R\$ 30.000,00
02 Bombas submersas para remoção do lodo 0,5 CV (3,5 L/s)	R\$ 4.000,00
Medição de vazão e tratamento preliminar	R\$ 66.000,00
Total (P ₀ = Junho/2011)	R\$ 246.000,00

Fonte: Gestão de Empreendimentos – Sabesp, 2011

O Custo da modificação na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba - SP, por habitante, ficou em torno de R\$ 140,00, estando os itens contemplados na composição do custo na Tabela 64, para um alcance de projeto de 20 anos. Apesar das lagoas facultativas parcialmente aeradas e das lagoas aeradas apresentarem, na literatura, custo de implantação na faixa de R\$ 50,00 a R\$ 90,00, (Von Sperling, 2005), o sistema proposto mostrou-se mais eficiente, tanto para os resultados do efluente (concentração menor) como para os resultados de remoção de DBO total e SST. Não ficaram claro quais os itens foram contemplados na composição dos custos nesta referência de literatura; aparentemente, estão bem abaixo dos custos praticados atualmente.

5.6.1 Custos de algumas opções de tratamento possíveis para ETE Bom Retiro – Angatuba - SP.

A Tabela 65 apresenta os valores de obras contratadas pela Sabesp, principalmente na Unidade do Alto Paranapanema. Para as lagoas de tratamento, por tratar-se de obras de terraplenagem, os custos variam em função da topografia do terreno, do tipo de solo local, da distância da jazida de solo adequado, dentre outros fatores. Os custos apresentados referem-se apenas às obras de tratamento preliminar e do tratamento previsto para localidade, não sendo computado o valor do terreno.

Tabela 65 - Custos praticados para alguns sistemas de tratamento de esgotos implantados ou a serem implantados na Unidade de Negócio do Alto Paranapanema – Sabesp.

População Atendida (IBGE - Censo 2011) Hab.	Sistema de Tratamento	Valor	IO	Valor Corrigido pelo IPCA Acumulado até Dez/2011	R\$/hab
5.630	- 01 Lagoa Anaeróbia; - 01 Lagoa Facultativa; - 02 Lagoas de Maturação.	R\$ 3.852.382,47	20/5/2010	R\$ 4.215.227,61	748,71
5.739	- 01 Lagoa Aerada c/ Aerador Submerso; - 02 Lagoas de Decantação.	R\$ 1.531.790,05	20/5/2010	R\$ 1.676.065,07	292,05
3.141	- 01 Lagoa Facultativa; - 01 Lagoa de Maturação.	R\$ 3.260.637,15	20/1/2011	R\$ 3.444.093,96	1.096,50
16.394	- Sistema de Lodos Ativados (Projeto Hissachi)	R\$ 10.318.991,92	10/4/2009	R\$ 11.935.979,03	728,07
8.609	- Sistema de Lodos Ativados (Projeto Hissachi)	R\$ 6.292.056,34	10/1/2011	R\$ 6.646.073,22	771,99
12.234	- 01 Lagoa Anaeróbia; - 02 Lagoas Facultativas; - 01 Lagoa de Maturação.	R\$ 2.397.166,65	15/9/2008	R\$ 2.851.366,02	233,07
14.900	- 02 Lagoas Aeradas (Ar Difuso); - 02 Lagoas de Decantação + Tanque de	R\$ 3.552.239,00	30/3/2008	R\$ 4.360.096,44	292,62
48.040	- 04 Lagoas Aeradas (Ar Difuso); - 02 Lagoas de Decantação + Tanque de	R\$ 10.183.420,34	15/11/2009	R\$ 11.529.036,87	239,99
25.489	<u>Sede:</u> - 02 Lagoas Anaeróbias; - 02 Lagoas Facultativas.	R\$ 5.064.991,06	10/12/2008	R\$ 5.959.481,93	233,81
7.424	- Sistema de Lodos Ativados	R\$ 3.643.133,65	10/3/2010	R\$ 4.026.230,63	542,33
1.211		R\$ 1.071.362,01	1/6/2011	R\$ 1.071.362,01	884,69
24.580		R\$ 3.054.788,45	1/8/2011	R\$ 3.054.788,45	124,28
Legenda:				Média geral total	515,67
Seleção 1 - Lagoas				Média seleção 1	460,63
Seleção 2 Lagoas R\$/hab<500				Média seleção 2	235,97
Seleção 3: Lodo ativado				Média seleção 3	680,80

Fonte: Gestão de Empreendimento - Sabesp, 2012

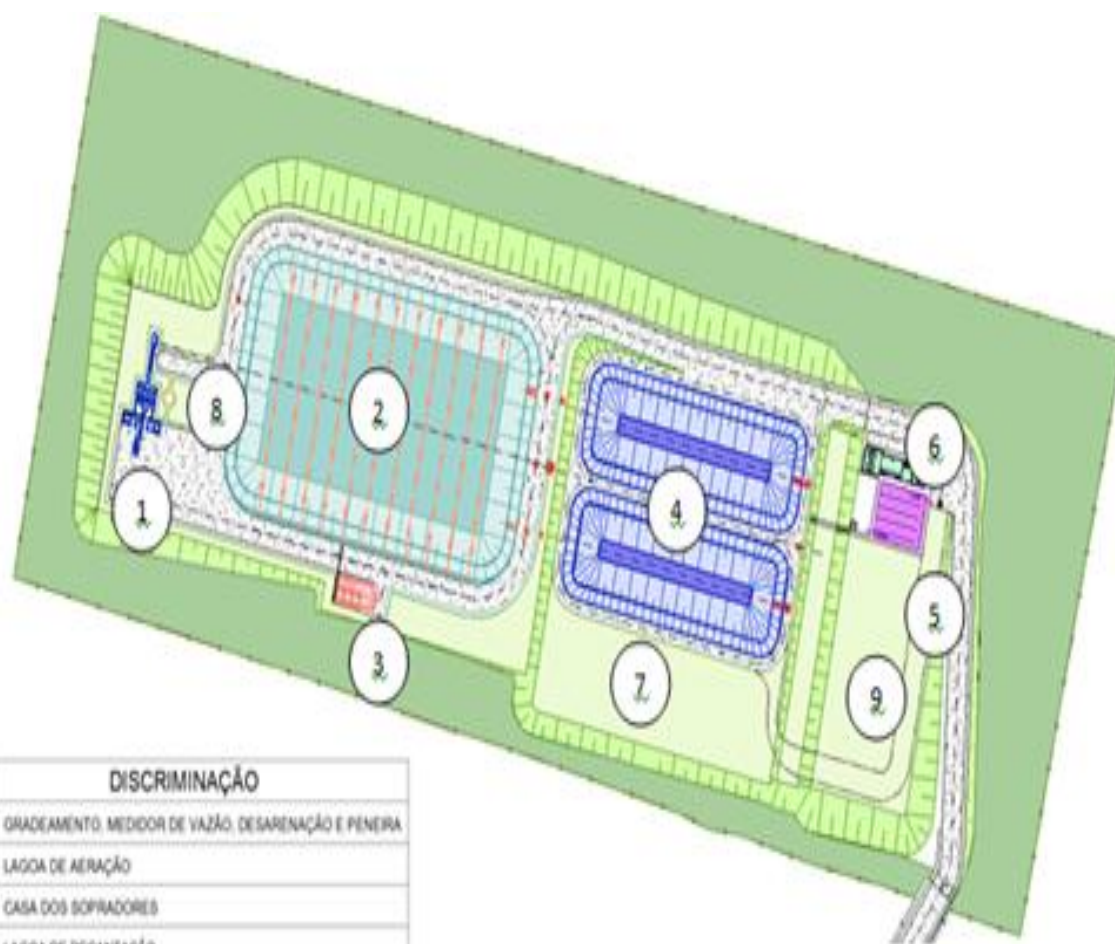
Na Tabela 66, foram avaliadas outras opções de tratamento para a ETE Bom Retiro, onde se adotaram os menores custos de implantação praticados na região sudoeste do Estado de São Paulo, pela Sabesp, os quais não contemplam o valor do terreno.

Tabela 66 - Custo de algumas opções para ETE Bom Retiro, caso a modificação não fosse adotada

Tipo de Tratamento	Custo R\$ hab ⁻¹	Custo da implantação R\$
Lagoa anaeróbia seguida de Lagoa Facultativa	233,81	411.037,98
Lagoa aerada com aerador submerso seguida de decantação	292,05	513.432,90
Lagoa aerada com ar difuso seguida de decantação	239,99	421.902,42
Sistema de lodo ativado com aeração prolongada e tanque anóxico	542,33	953.416,14

Fonte: Gestão de Empreendimento - Sabesp, 2012

As Figuras 93, 94 e 95 mostram alguns tipos de tratamento utilizados na Unidade de Negócio do Alto Paranapanema – Sabesp.



Nº	DISCRIMINAÇÃO
01	GRADEAMENTO, MEDIDOR DE VAZÃO, DESARENAÇÃO E PENEIRA
02	LAGOA DE AERAÇÃO
03	CASA DOS SOPRADORES
04	LAGOA DE DECANTAÇÃO
05	TANQUE DE CONTATO
06	CASA DE QUÍMICA / OPERAÇÃO
07	ÁREA PREVISTA PARA FUTURA SECAÇÃO DE LODO
08	RESERVATÓRIO DE ÁGUA POTÁVEL
09	ÁREA PARA IMPLANTAÇÃO FUTURA DO PROCESSO

Fonte: Sabesp, 2012

Figura 93 - Lagoa aerada com ar difuso e lagoas de decantação

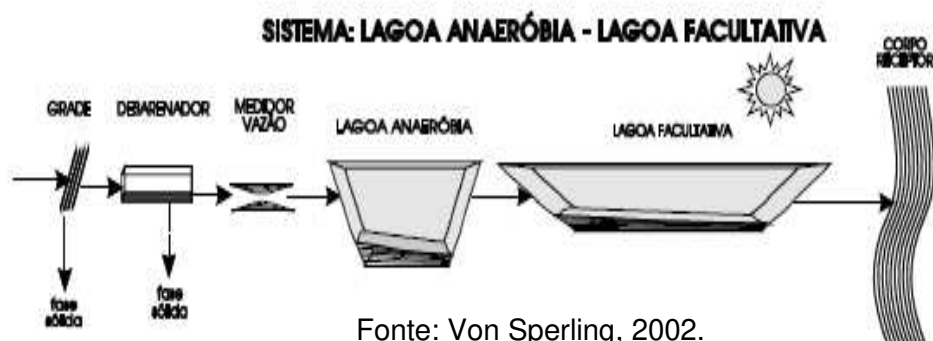


Figura 94 - Desenho esquemático de um sistema australiano

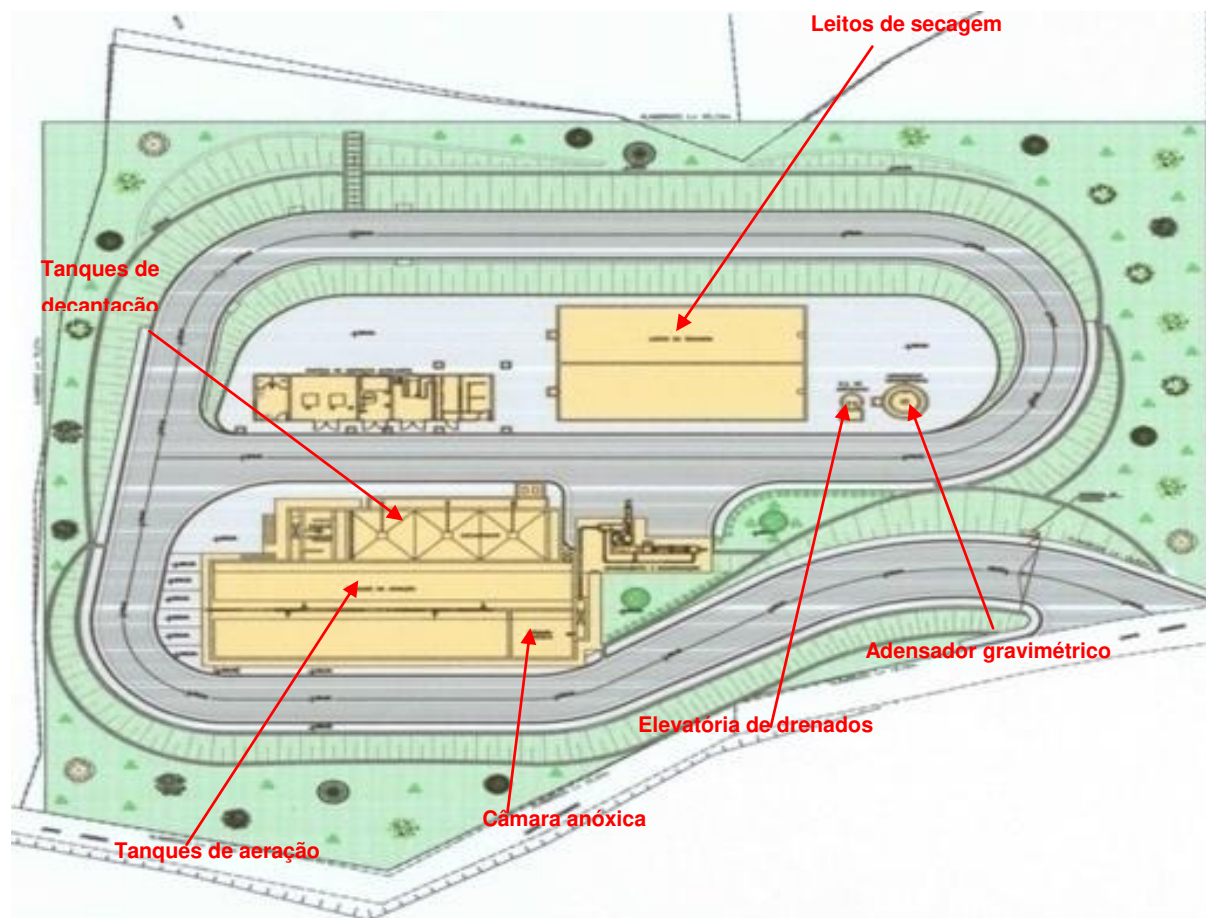


Figura 95 - Sistema de lodo ativado a ser implantado

5.7 Segunda etapa do experimento na ETE Bom Retiro

Em virtude da boa eficiência constatada, principalmente com relação à remoção de DBO, e considerando ótimo residual de OD no final do processo, 95% e 1,7 mg L⁻¹, respectivamente, encerrou-se a 1ª etapa do experimento e partiu-se para a 2ª etapa, a partir de 15 de agosto de 2011, conforme planejamento na Tabela 67, conforme previsto no planejamento do experimento para 2ª etapa. Monitoramento semelhante a 1ª etapa do experimento foi efetuado, o qual visa avaliar a eficiência do sistema, e chegar a um consumo *per capita* de energia próximo aos processos de tratamento já consagrados, sem comprometimento da qualidade do efluente.

Tabela 67 - 2ª etapa: período Agosto de 2011 a Fevereiro de 2012 ETE Bom Retiro

	Tanque de aeração I	Tanque de aeração II
Volume (m ³)	98,58	164,67
Aeradores submersos (3 CV)	03 unidades	
Aeradores submersos (2 CV)	-----	03 unidades
Potência (CV)	9	6
Densidade de Potência (W.m ⁻³)	67	27
Submersão dos aeradores (m)	0,90	0,90
Ângulo de inclinação	0° (horizontal)	0° (horizontal)

5.7.1 Remoção da DBO em todas as fases do processo na 2ª Etapa do experimento na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP

Na Tabela 68 estão os valores de DBO nas etapas do processo. Adotou-se como DBO afluente a média aparada obtida desde agosto de 2010 até fevereiro de 2012.

Tabela 68 - Remoção da DBO nas unidades do tratamento (2ª Etapa)

Data	Afluente	TA -I	TA -II	TF	TP
25.10.2011		155	65	32	24
20.12.2011		221	140	30	20
21.12.2011		180	120	25	15
28.12.2011		462*	221*	75*	45*
03.01.2012		201	65	20	15
10.01.2012		160	90	25	<9
11.01.2012		230	90	25	20
12.01.2012		160	110	35	30
16.01.2012		150	110	40	30
18.01.2012		270	50	35	18
26.01.2012		135*	120*	50*	40*
02.02.2012		280*	120*	75*	60*
06.02.2012		220	90	32	24
07.02.2012		190	80	40	26
08.02.2012		420	80	40	24
Média aparada	674 ± 137	199 ± 37	90 ± 19	32 ± 6	22 ± 5

Fonte: Divisão de Controle Sanitário – Sabesp, 2012

* Sistema operando com apenas 2 aeradores (3 CV TAI e 2 CV TAIL) ou seja 5 CV. Valores não considerados para efeito de cálculos da 2ª Etapa do experimento com proposta de 15 CV.

Adotando-se a média aparada (10%) para o afluente e para o efluente de todas as unidades da 2ª Etapa do experimento, tem-se:

DBO afluente médio no período de agosto de 2010 a fevereiro de 2012 = 674 ± 137 mg O₂ L⁻¹

$$\text{Remoção média da DBO no TA I} = \frac{(674 - 199)}{674} \times 100 = 70,5\%$$

$$\text{Remoção média da DBO no TA II} = \frac{(199 - 90)}{199} \times 100 = 54,8\%$$

$$\text{Remoção DBO no TAI + TAIL} = 674 - \frac{[674 (1 - 0,705) (1 - 0,548)]}{674} = 86,7\%$$

C.O = Início de plano: $101,91 \text{ kg DBO dia}^{-1} \times 0,90 = 91,72 \text{ kg DBO d}^{-1}$

C.O (Kg DBO d⁻¹) remanescente para o tanque facultativo = $91,72 \text{ Kg DBO d}^{-1} \times 0,113 = 12,19 \text{ Kg DBO d}^{-1}$

Volume de sedimentação = tanque facultativo + tanque de polimento = $175,20 \text{ m}^3$

$$Lv = \frac{C.O}{V} = \frac{12,19 \text{ kg DBO d}^{-1}}{175,20 \text{ m}^3} = 0,07 \text{ Kg DBO m}^{-3} \text{ d}^{-1}$$

5.7.2 Avaliação do teor de oxigênio na saída do tanque de polimento na 2ª Etapa do experimento

Esta avaliação é importante, para manter o teor de oxigênio nos tanques facultativos e de polimento, continuar o processo de digestão aeróbia, oxidar os gases mal cheirosos oriundos de digestão anaeróbia no tanque facultativo. A Tabela 69 mostra o teor de oxigênio remanescente dos tanques de aeração até saída do tanque de polimento.

Tabela 69 - Teor de oxigênio dissolvido no efluente do sistema (após tanque de polimento) na ETE Bom Retiro, Distrito de Bom Retiro, Angatuba, SP

Data	Teor de oxigênio dissolvido na saída do Tanque de Polimento mg L ⁻¹
20.09.2011	2,86
25.10.2011	1,92
20.12.2011	3,00
21.12.2011	3,39
28.11.2011	1,95
03.01.2012	4,61
10.01.2012	3,41
11.01.2012	4,38
12.01.2012	3,21
16.01.2012	3,98
18.01.2012	5,50
26.01.2012	5,40
Média aparada = $3,6 \pm 1,2 \text{ mg L}^{-1}$	

Fonte: Divisão de controle Sanitário – Sabesp, 2012

Os resultados foram bons na 2ª Etapa do experimento com relação à remoção de carga orgânica no tanque facultativo e tanque de polimento. A boa eficiência se deve à manutenção de teor de oxigênio dissolvido nos tanques provenientes dos tanques de aeração (Tabela 69), aliada à baixa taxa de aplicação volumétrica (L_v) no tanque facultativo + tanque de polimento, que foi de $0,07 \text{ Kg DBO m}^{-3} \text{ d}^{-1}$ e ao tempo de detenção nos tanques, de 28 horas.

Média da % de remoção para DBO no T.F = 64,4%

Média da % de remoção para DBO no T.P = 31,20%

$$\% \text{ Remoção TF + TP} = 90 - \frac{(90 (1 - 0,644) (1 - 0,312))}{90} = 75,5\%$$

Constatou-se que a redução da potência aplicada na 2ª Etapa do experimento de 20 para 15 CV, praticamente manteve a remoção da DBO em torno de 95% (1ª Etapa do experimento), ou seja, para 96,7%, o que na verdade pode-se dizer que houve uma ligeira melhora, com redução da DBO média efluente no processo de 32 para 22 mg L^{-1} . Esta melhora pode ser atribuída ao arranjo dos aeradores, de maneira a propiciar melhor contato do oxigênio com a massa de esgoto, embora a quantidade de oxigênio inserida na massa tenha sido menor. Estes resultados indicam que ainda há possibilidades de melhorias para reduzir custos operacionais do sistema, especialmente em energia elétrica, mantendo ou melhorando a qualidade do tratamento.

5.7.3 Avaliação dos Sólidos em Suspensão Totais no afluente e no efluente do tratamento na 2ª Etapa do experimento.

A Tabela 70 mostra os resultados de SST no afluente e no efluente do tratamento da ETE Bom Retiro – Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP.

Tabela 70 - Valores de Sólidos em Suspensão Totais (SST) da ETE Bom Retiro – Angatuba – SP.

Data da coleta	Afluente (mg L ⁻¹)	Efluente (mg L ⁻¹)
20.09.2011	468	122
25.10.2011	175	16
20.12.2011	540	31
21.12.2011	640	22
28.12.2011	440	30
03.01.2012	520	22
10.01.2012	510	Análise não realizada
11.01.2012	70	12
12.01.2012	330	50
16.01.2012	260	46
18.01.2012	260	28
26.01.2012	123	54
06.02.2012	210	88
07.02.2012	520	106
08.02.2012	350	14
Média aparada	367 ± 130	39 ± 21

Fonte: Divisão de Controle Sanitário - Sabesp, 2012

A remoção de sólidos em suspensão total (SST) na 1ª Etapa do experimento foi aproximadamente 87%, e na 2ª Etapa do experimento a remoção de sólidos em suspensão total (SST) ficou em torno de 89,4%. Com o afluente médio e efluente médio do sistema para a 1ª e 2ª Etapa do experimento de 406 e 42 mg L⁻¹ e de 367 e 39 mg L⁻¹, respectivamente.

Constatou-se que a redução de SST no efluente final diminuiu a DBO total (Solúvel + particulada), provavelmente devido a redução da DBO particulada, segundo a relação de 0,3 a 0,4 mg DBO total, por mg de SS (Von Sperling, 2005). Estes resultados também colaboram para melhorar a eficiência da desinfecção de efluentes. Os fatores que se mostraram relevantes para atingir remoção acima de 90% de DBO e a manutenção do sistema sem exalação de gases mal cheirosos foram:

- Manutenção de teor mínimo na faixa de 1,0 a 2,0 mg O₂ L⁻¹ de oxigênio dissolvido remanescente dos tanques de aeração I e II;

- Taxa de aplicação volumétrica nos tanques facultativos e de polimento < 0,15 kg DBO m⁻³ d⁻¹;
- Tempo de detenção hidráulica nos tanques (facultativo + polimento) em torno de 28 horas;

Estes resultados foram plenamente atingidos também na 2ª Etapa do experimento.

5.7.4 Custo de energia para a 2ª Etapa do experimento

A leitura do consumo de energia é feita pela concessionária em meses alternados, com lançamentos de valores intermediários, distorcendo a realidade da média mensal, quando a avaliação é feita em 06 meses. Por isso adotou-se a média estimada calculada pelo Departamento Técnico da Unidade de Negócio do Alto Paranapanema – Sabesp, o qual acompanha o consumo de energia das unidades. Na Figura 96 estão os valores da concessionária e os valores estimados mensais baseados na potência instalada empregada no sistema de tratamento da ETE Bom Retiro – Distrito Bom Retiro – Angatuba, SP, no período de janeiro de 2011 a janeiro de 2012, onde se considerou a situação atual de 24 h d⁻¹.

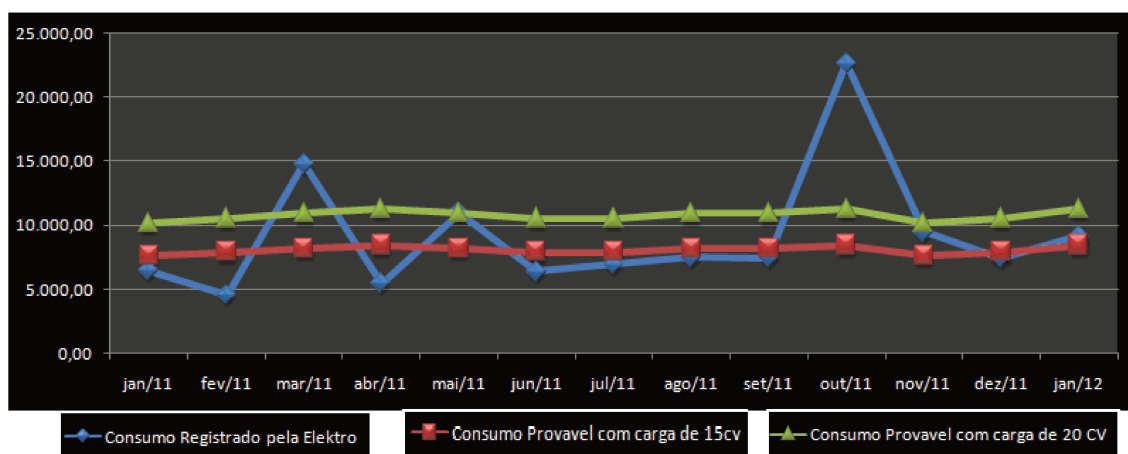


Figura 96 - Demonstrativo do consumo de energia em função da carga instalada no sistema, na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.

A Tabela 71 mostra o consumo mensal de energia para o sistema de tratamento modificado na 2ª etapa do experimento, no período de agosto de 2011 a janeiro de 2012, ou seja, 03 aeradores superficiais de 3 CV cada, e 3 aeradores de 2 CV, com potência instalada total de 15 CV.

Tabela 71 - Consumo mensal de energia em kWh na 2ª Etapa do experimento de agosto/2011 a janeiro/2012, na ETE Bom Retiro, Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP.

Consumo de energia na 2ª Etapa do experimento	
Ano 2011	Consumo mensal kWh
Agosto	8.213
Setembro	8213
Outubro	8478
Novembro	7683
Dezembro	7948
Janeiro/12	8478
Média	8168

Fonte: Departamento de Gestão e Desenvolvimento Operacional – Sabesp (2010 e 2011)

O consumo *per capita* anual de 56 kWh hab⁻¹ano⁻¹ obtido nesta 2ª Etapa do experimento ainda continua acima dos valores mencionados na literatura para lagoas facultativas aeradas, em torno de 11 a 18 kWh hab⁻¹ ano⁻¹, e para lagoas aeradas, na faixa de 16 a 22 kWh hab⁻¹ ano⁻¹ (Von Sperling, 2005). No entanto, o sistema proposto nesta etapa do experimento apresentou valores de efluentes com relação à DBO e SST, mais favoráveis ambientalmente que o sistema de tratamento por meio de lagoas facultativas aeradas ou lagoas aeradas. O valor médio do SST efluente foi de 39 ± 21 mg L⁻¹ e a DBO efluente foi de 22 ± 5 mg O₂ L⁻¹. Para as lagoas facultativas parcialmente aeradas e para as lagoas aeradas, a literatura menciona valores de 60 a 90 e de 50 a 80 (Von Sperling, 2005), para SST e DBO efluente, respectivamente.

A excelente remoção de sólidos obtida vai atender a outras demandas de tratamento de esgoto, que é a desinfecção do efluente, permitindo a redução do uso de cloro.

A eficiência da cloração é tão menor quanto menor for o grau de tratamento prévio do esgoto. Com efeito, o esgoto não tratado ou menos tratado apresenta maior teor de sólidos em suspensão (TSS), de matéria orgânica etc. Os sólidos em suspensão podem formar uma capa de proteção às bactérias contra a ação do cloro, enquanto a matéria orgânica se combina com o cloro formando composto de fraca ou nenhuma ação desinfetante; este fenômeno adquire especial importância quando se trata de matéria orgânica nitrogenada, pois neste caso haverá formação de cloraminas (JORDÃO e PESSOA, 2009).

Com a melhora na eficiência da cloração devido ao baixo teor de matéria orgânica e de sólidos em suspensão, a qualidade do efluente possibilitará a aplicação de outros métodos de desinfecção, como aplicação de ácido peracético, ultravioleta entre outros, uma vez que não há necessidade de esterilização e apenas de desinfecção para manter o corpo receptor conforme sua classificação.

A literatura recomenda a desinfecção ultravioleta para efluentes com SST menor que 30 mg L^{-1} (EPA, 1999 apud OLIVEIRA, 2002)

Entretanto, outras modificações no sistema como redução de potência dos aeradores ainda poderão ser testadas, além de outros tipos de aeradores e de arranjos, os quais poderão permitir a redução do consumo de energia e ainda melhorar a qualidade final dos efluentes. Os testes de redução de potência continuarão, mas não farão mais parte deste trabalho.

Constatou-se que em amostras coletadas com a aeração funcionando parcialmente, com 5 CV, devido a problema elétrico no painel dos aeradores, em 03 ocasiões, ou seja, dias 28.12.2011, 26.01.2012 e 02.02.2012, os resultados da DBO efluente foram 45, 40 e $60 \text{ mg O}_2 \text{ L}^{-1}$.

6. CONCLUSÕES

O sistema apresentou na 1ª Etapa do experimento remoção da Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) em torno de 95%, com DBO efluente média de 32 mg O₂ L⁻¹ e a remoção de Sólido em Suspensão total (SST) superior a 80%, com SST efluente médio de 42 mg L⁻¹ durante o período de monitoramento. Com relação à remoção do Nitrogênio e Fósforo total, conclui-se que o sistema modificado não apresentou vantagem de remoção, quando comparado com as lagoas de estabilização. A remoção do sistema modificado no Distrito Bom Retiro, Angatuba, SP na 1ª Etapa do experimento ficou em torno de 23,4 % e 42,1 %, para Fósforo total e Nitrogênio Amoniacal, respectivamente. O residual de oxigênio dissolvido teve como média aparada $1,7 \pm 0,7$ mg L⁻¹ na saída do tanque de polimento.

A potência consumida *per capita* para a 1ª Etapa do experimento foi de 73 kWh ano⁻¹.

A potência consumida *per capita* na 2ª Etapa do experimento foi de 56 kWh ano⁻¹, ainda elevada se comparada ao consumo *per capita* para lagoas aeradas ou lagoas parcialmente aeradas. No entanto, como ficou evidenciado pelos resultados obtidos, há possibilidade de reduzir ainda mais a potência aplicada, face aos excelentes resultados de remoção e de oxigenação remanescente nos tanques facultativo e de polimento. Os resultados da 2ª Etapa do experimento indicam que ainda há sobra de energia no processo e que a densidade de potência para este tipo de sistema deverá

atingir valor menor do que $30 \text{ kWh hab}^{-1} \text{ ano}^{-1}$, competindo com os processos de tratamento aerados já consagrados.

A 2ª Etapa do processo, com densidade de potência menor apresentou os seguintes resultados:

- A Remoção da DBO foi de 96,7% e a DBO média efluente foi de 22 mg O_2 Teor médio de oxigênio no final do processo de $3,6 \text{ mg L}^{-1}$;
- Remoção de SST foi de 91% e o SST médio efluente foi de 39 mg L^{-1} ; e
- Potência consumida *per capita* estimada 56 kWh ano^{-1} .

A modificação do sistema de tratamento de esgoto constituído por tanque séptico seguido de filtro anaeróbio se mostra viável, pelas seguintes razões:

- Todas as unidades do tratamento foram aproveitadas;
- Não houve necessidade de aumento de área;
- Atendimento aos aspectos legais, principalmente junto ao órgão ambiental e outras instâncias para obtenção da licença de operação. Neste caso específico, a solicitação de licença foi protocolada no órgão expedidor em 13/07/2011 e a licença de operação para a modificação realizada foi dada em 28.10.2011, com validade até 28.10.2016;

- Facilidade operacional;
- Baixo custo, quando comparado a um novo empreendimento;
- Baixa manutenção;
- Menor agressão ao meio ambiente; e
- Eliminação de gases mal cheirosos

7. RECOMENDAÇÕES

Com base nos dados obtidos nessa pesquisa, algumas recomendações são apresentadas para continuidade dos estudos no experimento:

Além da 3ª Etapa prevista (28 W m^{-3}), continuar a redução da densidade de potência para chegar ao mínimo consumo, sem comprometimento do efluente final.

Avaliar a redução do Nitrogênio total no efluente final após retorno do mesmo para a caixa de gordura e a redução do fósforo total efluente com tratamento químico, utilizando polímero orgânico natural;

Testar outros tipos de equipamentos para aeração (aerador superficial, ar difuso, sopradores, micro bolhas);

Otimizar o sistema de aeração em períodos de baixa vazão de tratamento (22:00 as 6:00 h).

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13.969/1997**: Projeto, construção e operação de tanques sépticos - Unidades complementares de tratamento e de disposição final de efluentes líquidos. Rio de Janeiro, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 7.229/1993**: Projeto, construção e operação de sistemas de Tanques Sépticos. Rio de Janeiro, 1993

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 12.209/2011**: Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários. Rio Janeiro, 1997.

AZEVEDO NETTO, J.M.; ALVAREZ, G.A. **Manual de hidráulica**. 6. ed. São Paulo: Edgard Blucher Ltda.1973. Vol. I.

ANDREOLI, C.V. *et al.* **Wastewater sludge management a Brazilian approach**. In: WASTEWATER BIOSOLIDS SUSTAINABILITY, 2007, Moncton, Moving Forward – Wastewater Biosolids Sustainability, 2007. p. 117-131.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. Conselho Nacional do Meio Ambiente (Conama). Resolução 375, de 29 de agosto de 2006. **Define critérios e procedimentos, para o uso agrícola de lodos de esgoto gerados em estações de tratamento de esgoto sanitário e seus produtos derivados, e da outras providencias**. Brasília, DF, 2006. 32 p.

BRASIL. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE): **Pesquisa Nacional de Saneamento, 2008.**

BRASIL. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE): **Censo Demográfico, 2010**, <http://www.ibge.gov.br/> acesso 12.12.2011

BRASIL. Ministério da Saúde. Fundação Nacional de Saúde – **Saneamento para promoção da saúde.** FUNASA, Brasília, DF, 2011

CHERNICHARO, C. A. L. **Reatores Anaeróbios.** DESA/UFMG, Belo Horizonte, MG , 1997. 246p.

Centro de Pesquisas Meteorológicas e Climáticas (CEPAGRI), acesso site <http://www.cpa.unicamp.br/> em 10.01. 2012 as 17 h 00 min

COMPANHIA DE SANEAMENTO DO ESTADO DE SÃO PAULO – SABESP, **Relatório Gerencial da Unidade de Negócio do Alto Paranapanema**, 2010.

COMPANHIA DE TECNOLOGIA E SANEAMENTO AMBIENTAL - CETESB. **Treinamento: Recuperação da qualidade das águas.** Capítulo 7. São Paulo, 1988. 25 p.

CRUZ, Luana Matos de Oliveira. **Tratamento de Esgoto Sanitário em Reator Anaeróbio preenchido por casca de coco verde. (cocos *nucifera*) combinado com Filtro de areia.** 2009. 160 p. Dissertação (Mestrado em Saneamento e Ambiente) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2009.

DELGADO, Tatiana Cardoso. **Avaliação de Bactérias nitrificantes em filtros biológicos submersos aerados.** 2009. 98 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal-RN, 2009.

FERNANDES, F.; **Lodo de esgotos: tratamento e disposição final.** Belo Horizonte: UFMG/SANEPAR, 2001. v. 6, p. 123 -157.

FILHO, B.P. Lodos de Tanques sépticos – Caracterização e tratamento Anaeróbio em um digestor piloto. DESA/UFSC. Florianópolis, SC. 2004. Apresentado em congresso interamericano de Ingenieria Sanitaria y Ambiental. Agosto, 2004.

GERARDI, M.H; The microbiology of anaerobic digesters, Chichester : John Wiley, 2003. 165p.

HAMADA, J; MATASUNAGA, I; Concepção do sistema de tratamento de chorume para o aterro sanitário de Ilhéus-BA. In: SIMPÓSIO LUSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL. 2000, Porto Seguro, Brasil, **Anais...**, Porto Seguro, Brasil: IX SILUBESA, 2000.

Hartmam, C. M.; ANDREOLI. C. V.; Edwiges, T.; Lupatini,G.; Andrade Neto, C. O. Definições, histórico e estimativas de geração de lodo séptico no Brasil, In: Andreoli, C. V. (Coordenador). **Lodo de fossa séptica: caracterização, tecnologias de tratamento, gerenciamento e destino final**. Rio de Janeiro: ABES, 2009. P. 24 - 40.

HELLER, L; CHERNICHARO, C.A.L. Tratamento e disposição final dos esgotos no meio rural. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL TENDÊNCIAS NO TRATAMENTO SIMPLIFICADO DE ÁGUAS RESIDUÁRIAS DOMÉSTICAS E INDUSTRIAIS, 1996. Belo Horizonte, MG. **Anais...** Belo Horizonte: DESA/UFMG, 1996.

.JORDÃO, E.P; VOLSCHAN, I. **Tratamento de esgotos sanitários em empreendimentos habitacionais**. Caixa Econômica Federal, 2009.

JORDÃO, E. P. & PESSÔA, C. A. **Tratamento de Esgotos Domésticos**. 5 ed. Rio de Janeiro, 2009. 940 p.

Lossing H.; Champagn E. P.; Mclellan P.J. Examination of sludge accumulation rates and sludge characteristics for a decentralized community wastewater treatment systems with individual primary clarifier tanks located in Wardsville (Ontario, Canada). **Water Science & Technology**. (2010), 62.12, 2944 – 2952.

MENDONÇA, S. R. **Lagoas de estabilização e aeradas mecanicamente: Novos conceitos.** João Pessoa, PB, 1990. 388 p.

MENDONÇA, Luciana Coêlho. **Microbiologia e cinética de lodos ativados como pós tratamento de efluente de reator anaeróbio de leite expandido**, 2002. 219 p. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

METCALF & EDDY, Inc. **Wastewater Engineering: treatment, disposal, and reuse.** 3. ed. Editora McGraw-Hill International Editions. New York, EUA, 1991. 1336 p.

METCALF & EDDY, Inc. **Wastewater engineering: treatment, disposal and reuse.** 4. ed. Editora McGraw-Hill International Editions, New York, EUA, 2003.

NUVOLARI, A.(Coord.); TELLES, D.D.; RIBEIRO, J.T.; MIYASHITA, N.J.; RODRIGUES, R.B.; ARAÚJO, R. **Esgoto sanitário: coleta, transporte, tratamento e reuso agrícola.** São Paulo: Edgard Blucher, 2003. 520 p.

OLIVEIRA, E. M. Desinfecção e valorização de Efluentes Sanitários através da Radiação Ultravioleta. In: CONGRESO INTERAMERICANO DE INGENIERIA SANITARIA E AMBIENTAL, 28., 2002, Cancun - México. **Anais...** Cancun: AIDIS, 2002.

REAMI, Luciano. **Aplicação de métodos multicriteriais de apoio a decisão para escolha de tecnologia de tratamento de esgoto: Estudo de caso de Restinga – SP.** 2011, 226 p. Tese (Doutorado na área de Saneamento e Ambiente) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas - Unicamp, Campinas, 2011.

SOLDERA, P. E. S. **Controle de poluição hídrica** (Apostila). Senac – São Paulo, 2008.
VON SPERLING, M. **Princípios básicos de tratamento de esgoto.** Belo Horizonte: UFMG, 1996. Vol. II.

VALBUENA, L.R.D., HAROLD L. LEVERENZ, CHRISTOPHER D. CAPPA, GEORGE TCHOBANOGLOUS, WILLIAM R. HORWATH AND JEANNIE L. DURBY: Methane, Carbon Dioxide, and Nitrous Oxide Emissions from Septic Tank Systems. **Environmental Science & Technology** (2011) 45, 2741 -2747.

VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**, Belo Horizonte:UFMG, 2005.Vol.I.

VON SPERLING, M.; GONCALVES, R.F. (2001). Lodo de esgotos: características e produção. In: ANDREOLI, C.V.; Von SPERLING, M.; FERNANDES, F. (2001). **Princípios do tratamento de águas residuárias**. Vol.6. **Lodo de esgoto, tratamento e disposição final**. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – UFMG – Companhia de saneamento do Paraná –SANEPAR – 418 p.

VON SPERLING, M. **Lagoas de estabilização**. Belo Horizonte: DESA/UFMG, Vol. 3, 2ª ed. ampliada, 2002.

WITHERS, P.J.A.; JARVIER, H.P.; STOATE. C.; MARSHALL e WINTERBOURN, 1979; HOODA *et al.*, 2000; STEFFY e KILHAM, 2004; PALMER - FELGATE *et al*, 2010; NEAL *et al*, 2010. Quantifying the Impact of septic tank systems on eutrophication risk in rural headwaters. UK – **Environment International** (2011) 37, 644 – 653.

Wilks, D.S., **Statistical methods in the atmospheric sciences an introduction**. Academic Press, 467 p, 1995.