



Luana Mattos de Oliveira Cruz

TANQUE SÉPTICO SEGUIDO DE FILTRO DE AREIA PARA TRATAMENTO DE ESGOTO DOMÉSTICO

CAMPINAS

2013



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

LUANA MATTOS DE OLIVEIRA CRUZ

**TANQUE SÉPTICO SEGUIDO DE FILTRO DE AREIA
PARA TRATAMENTO DE ESGOTO DOMÉSTICO**

Orientador: Prof. Dr. Adriano Luiz Tonetti

Tese de Doutorado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil,
Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Doutora em
Engenharia Civil, na Área de Saneamento e Ambiente.

**ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA TESE
DEFENDIDA PELA ALUNA LUANA MATTOS DE OLIVEIRA CRUZ E
ORIENTADA PELO PROF. DR. ADRIANO LUIZ TONETTI.**

ASSINATURA DO ORIENTADOR

CAMPINAS

2013

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Rose Meire da Silva - CRB 8/5974

C889t Cruz, Luana Mattos de Oliveira, 1985-
Tanque séptico seguido de filtro de areia para tratamento de esgoto doméstico. / Luana Mattos de Oliveira Cruz. – Campinas, SP : [s.n.], 2013.

Orientador: Adriano Luiz Tonetti.

Tese (doutorado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Comunidades rurais. 2. Desinfecção. 3. Instalações sanitárias. I. Tonetti, Adriano Luiz. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Septic tank followed by a sand filter to treat wastewater.

Palavras-chave em inglês:

Rural communities

Disinfection

Sanitary facilities

Área de concentração: Saneamento e Ambiente

Titulação: Doutora em Engenharia Civil

Banca examinadora:

Adriano Luiz Tonetti [Orientador]

Bruno Coraucci Filho

José Euclides Paterniani

Ronaldo Stefanutti

Roque Passos Piveli

Data de defesa: 15-08-2013

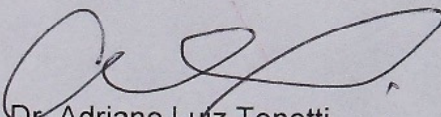
Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

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

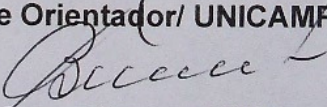
**TANQUE SÉPTICO SEGUIDO DE FILTRO DE AREIA PARA
TRATAMENTO DE ESGOTO DOMÉSTICO**

Luana Mattos de Oliveira Cruz

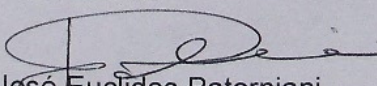
Tese de Doutorado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



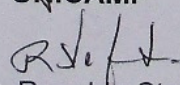
Prof. Dr. Adriano Luiz Tonetti
Presidente e Orientador/ UNICAMP



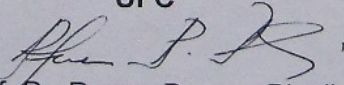
Prof. Dr. Bruno Coraucci Filho
UNICAMP



Prof. Dr. José Euclides Paterniani
UNICAMP



Prof. Dr. Ronaldo Stefanutti
UFC



Prof. Dr. Roque Passos Piveli
USP

Campinas, 15 de Agosto de 2013.

*À minha mãe, Jussara, por
toda dedicação à minha vida e
à memória de meu pai
João de Oliveira Cruz.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, pela força e saúde para alcançar meus objetivos. À minha mãe Jussara, por toda dedicação e paciência. Aos meus familiares e amigos pelo apoio e incentivo, em especial a amiga e arquiteta Camila Bellatini e ao amigo e engenheiro Lucas Polese Brunelli pelas ilustrações feitas nesta tese.

Ao Professor Dr. Adriano Luiz Tonetti, meu orientador, que esteve presente em toda minha caminhada acadêmica. Aos professores da banca que contribuíram para o aprimoramento deste trabalho, em especial ao Prof. Dr. Bruno Coraucci Filho que deu início a este grupo de pesquisa. Aos professores Dr. Edson Aparecido Abdul Nour e José Roberto Guimarães pela ajuda informal e conversas nos corredores.

Expresso meu agradecimento, também, ao grupo de pesquisa. Às mestrandas Jenifer, Lays, Denise e Bianca e ao mestrando Daniel e aos bolsistas trabalho, em especial a Simone, Eula e Fernanda, pela coleta de dados, análises em laboratório e pela amizade. Agradeço a Daniele Tonon Dominato e ao Francisco Anaruma Filho pela ajuda nas análises de desinfecção e helmintos.

Ainda agradeço a FEC, a UNICAMP e aos seus funcionários que de alguma forma participaram da minha formação. Destaco os técnicos do LABSAN, Lígia Maria Domingues, Enelton Fagnani e Fernando Pena Candello que estiverem sempre presentes e sempre dispostos a ensinar e a ajudar no desenvolvimento da pesquisa. Aos técnicos do Laboratório de Solos, Reinaldo B. Leite Silva e Jose Benedito Cipriano, pela realização da caracterização da areia e a secretaria da pós - graduação (Eduardo, Diego, Celma e Dirce).

Igualmente sou grata ao Charles Vicente por ceder o espaço em sua empresa (Villa Stone Comércio e Indústria de Materiais Básicos para Construção Ltda), a mão de obra e a estrutura do sistema para a realização do projeto. Ao Sr. Gilberto, ao Carlos e aos funcionários da empresa os quais sempre estavam dispostos a ajudar.

Por fim, agradeço as agências financiadoras. A CAPES pela bolsa de doutorado e a FAPESP pelo auxílio à pesquisa.

RESUMO

Nos países em desenvolvimento, estimativas indicam que 82% das residências rurais não tem acesso a serviços sanitários. A falta de esgotamento sanitário aumenta o risco de doenças de veiculação hídrica e compromete a sustentabilidade ambiental. Por esta situação, muitos estudos são conduzidos para serem avaliados tratamentos descentralizados que são mais indicados para estas áreas com residências dispersas. Entretanto, a maioria dos estudos são feitos em escala de bancada havendo a necessidade do desenvolvimento de trabalhos em escala real sob condições de campo. Frente ao exposto, o presente trabalho visou à construção de um sistema de tratamento de esgoto doméstico descentralizado em escala real composto por um tanque séptico seguido de filtro de areia e desinfetado. O objetivo foi avaliar a sua instalação, manutenção, operação e eficiência de tratamento em condições de campo, além de verificar as condições de desinfecção para reúso em vaso sanitário. Os resultados demonstram que esta associação operou de maneira eficiente e que necessita de manutenção a cada 2 meses. O efluente final tinha concentrações superiores ao limite máximo permitido pelas legislações vigentes em termos de nitrogênio amoniacal e fósforo, entretanto há grande potencial de reúso agrícola para este produto final. Em relação à adequação ao reúso em vaso sanitário, foi necessária a desinfecção durante 45 minutos com solução de hipoclorito de cálcio em concentração de $1,15 \text{ mgL}^{-1}$. Deste modo, este estudo originou uma importante contribuição para o saneamento de comunidades isoladas.

Palavras-chave: comunidades isoladas, desinfecção, escala real.

ABSTRACT

In developing countries, estimates indicate that 82% of rural residences lack sanitation services which lead to an increase in the prevalence of water-borne diseases and hinders the community's environmental sustainability. Numerous studies have been done in order to evaluate the efficacy and feasibility of decentralized treatments which may be more indicated to these areas with diffuse households. However, the majority of these studies have been completed in laboratories or in pilot-scale programs, and full-scale field investigations are still lacking. Thus this investigation aimed to construct a decentralized wastewater treatment system in real scale, consisting of a septic tank, a sand filter and a disinfection essay. This study aimed to evaluate the installation, maintenance, operation and treatment efficiency of the water treatment system under field conditions, and also to define disinfection conditions required for the reuse of the effluent in the toilet. Results have shown that the implemented water treatment system was independently effective throughout a 2 – month period, after which point maintenance was required. Nitrogen and phosphorus concentrations in final effluent were above the levels recommended by Brazilian standards; on the other hand, even so there is a great potential effluent for crops irrigation reusing. In order to disinfect the effluent for toilet use, it was necessary a sodium hypochlorite solution with $1,15\text{mgL}^{-1}$ concentration. In all, results indicated that the decentralized wastewater treatment system implemented in this study was nearly efficient with minimal engineering requirements. Therefore this research contributed for sanitation in rural areas.

Keywords: small villages, disinfection, full scale.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	XVII
LISTA DE TABELAS	XXI
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	XXIII
1. INTRODUÇÃO	1
2. OBJETIVOS.....	3
2.1 Objetivo Geral	3
2.2 Objetivos Específicos	3
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
3.1 POPULAÇÕES RURAIS BRASILEIRAS	7
3.2 SISTEMAS DE TRATAMENTO DE ESGOTO SANITÁRIO EM PEQUENAS COMUNIDADES.....	11
3.2.1 Sistemas de Tratamento de Esgoto centralizados e descentralizados.....	12
3.2.2 Tipos de tratamento de esgoto em pequenas comunidades	15
3.3 TANQUE SÉPTICO	21
3.4 SISTEMAS DE FILTRAÇÃO	27
3.5 FILTRO INTERMITENTE DE AREIA	29
3.5.1 Mecanismos de tratamento	31
3.5.2 Micro – organismos	32
3.5.3 Limpeza	33
3.5.4 Fatores que influenciam a eficiência dos filtros de areia.....	33
3.6 NUTRIENTES	44
3.6.1 Nutrientes	45
3.6.2 Nitrogênio.....	45
3.6.3 Fósforo.....	49
3.7 DESINFECÇÃO DE ESGOTO.....	52
3.7.1 Micro – organismos	53
3.7.2 Padrão microbiológico.....	54
3.7.3 Desinfetantes	55
3.7.4 Hipoclorito de cálcio (Ca(OCl) ₂).....	57
3.7.5 Fatores que influenciam a eficiência da cloração	57
3.7.6 Problemas na desinfecção.....	61
3.8 AS EXPERIÊNCIAS NA UNICAMP	62
4. MATERIAL E MÉTODOS	65
4.1 ORIGEM DO EFLUENTE	67
4.2 TANQUE SÉPTICO	68

4.3 CAIXA DE PASSAGEM E SIFÃO	71
4.4 FILTRO DE AREIA.....	73
4.4.1 Tubulação de aeração nos filtros de areia.....	76
4.4.2 Manutenção dos filtros de areia.....	76
4.5 DESINFECÇÃO.....	78
4.5.1 Dosagens de Hipoclorito de Cálcio	79
4.5.2 Tempo de contato do Efluente com o Desinfetante.....	79
4.6 ANÁLISES DA AREIA.....	80
4.6.1 Permeabilidade, análise granulométrica e índice de vazios	80
4.6.2 Sólidos Totais	80
4.6.3 Fósforo.....	81
4.7 CONSUMO DE ÁGUA E GERAÇÃO DE EFLUENTE.....	83
4.8 COLETA DE AMOSTRAS E ANÁLISES LABORATORIAIS	83
4.8.1 Métodos analíticos	84
4.9 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS	85
4.9.1 Análise estatística	86
4.10 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL	86
5. RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	89
5.1 CONSUMO DE ÁGUA E GERAÇÃO DE ESGOTO	89
5.2 PARÂMETROS FÍSICOS, QUÍMICOS E BIOLÓGICOS	94
5.2.1 Temperatura.....	94
5.2.2 pH e Alcalinidade Parcial e Total.....	96
5.2.3 Análises diretas: Turbidez, Condutividade e OD	101
5.2.4 Sólidos Suspensos	106
5.2.5 DQO e DBO	109
5.2.6 Série de Nitrogênio.....	117
5.2.7 Fósforo.....	122
5.3 DESINFECÇÃO.....	126
5.4 HELMINTOS	128
5.5 ANÁLISES DA AREIA.....	129
5.5.1 Características da areia nova	129
5.5.2 Material orgânico da areia utilizada (AU).....	131
5.5.3 Adsorção do Fósforo	133
5.6 CARACTERIZAÇÃO DO LODO DO TANQUE SÉPTICO	136
6. CONCLUSÃO	139
7. RECOMENDAÇÕES.....	141
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	143

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Incidência anual de algumas doenças devido à falta de saneamento básico (MASSOUD <i>et al.</i> , 2009).	5
Figura 2: Número de residências com fossas rudimentares no município de Holambra/SP (IBGE, 2010).	10
Figura 3: Desenho esquemático da localização mais comum de fossas nas áreas rurais em relação ao lençol freático e ao corpo hídrico.	11
Figura 4: Esquema de tanque séptico de uma câmara (Modificado de CHERNICHARO, 2007).	23
Figura 5: Imagem aérea retirada do Googlemaps do local onde está instalada a pesquisa (distrito de Barão Geraldo da cidade de Campinas/SP).	65
Figura 6: Área da empresa Villa Stone (A). Vista do estabelecimento (B). Vista da primeira casa (C). Vista da segunda casa (D).	66
Figura 7: Vista da área do projeto na empresa Villa Stone.	66
Figura 8: Etapa de instalação da rede coletora de esgoto na área do projeto.	67
Figura 9: Etapas do tratamento de esgoto instalado na pesquisa.	68
Figura 10: Esquema em corte lateral do sistema de tratamento de esgoto.	68
Figura 11: Esquema do tanque séptico projetado para a pesquisa.	69
Figura 12: Vista externa do tanque séptico adotado na pesquisa.	70
Figura 13: Vista da caixa de passagem.	71
Figura 14: Esquema da caixa sifonada adotada na pesquisa.	72
Figura 15: Vista da caixa sifonada utilizada na pesquisa.	73
Figura 16: Vista do filtro de areia, mostrando o detalhe da placa de concreto.	73
Figura 17: Esquema do filtro de areia com a disposição das camadas.	74
Figura 18: Vista externa do filtro de areia adotado na pesquisa.	75
Figura 19: Detalhe da vista da tubulação de aeração instalada no filtro de areia.	76
Figura 20: Vista da obstrução do leito de areia.	77
Figura 21: Vista da areia mais escura, evidenciando a colmatação.	77
Figura 22: Etapa da desinfecção em bancada.	78
Figura 23: Aparato para coleta de perfil da areia.	81
Figura 24: Detalhe da localização do biofilme.	81
Figura 25: Volume (L) de água consumida e de esgoto gerado no sistema estudado durante uma semana.	90
Figura 26: Volume (L) de água consumida e de esgoto gerado no sistema estudado durante um dia.	91
Figura 27: Gráfico Box - Plot dos valores da temperatura Ambiente e do Esgoto.	95
Figura 28: Representação da variação do pH em função das semanas de coleta do Efluente do Tanque Séptico (ETS) e do Efluente do Filtro de Areia (EFA).	96
Figura 29: Gráficos Box - Plot dos valores de pH das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) nas etapas I, II e III.	97
Figura 30: Representação da variação da Alcalinidade Total (AT) e Parcial (AP) em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).	98

Figura 31: Gráficos Box - Plot dos valores de Alcalinidade Parcial ($\text{mgCaCO}_3\text{L}^{-1}$) das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).....	99
Figura 32: Gráficos Box - Plot dos valores de Alcalinidade Total ($\text{mgCaCO}_3\text{L}^{-1}$) das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).....	99
Figura 33: Resultados da determinação da Turbidez em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).....	101
Figura 34: Gráficos Box-Plot da Turbidez da amostra de Efluente do Filtro de Areia (EFA) nas diferentes etapas do projeto.	102
Figura 35: Resultados da Condutividade em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).....	104
Figura 36: Gráficos Box-Plot da Condutividade das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) nas etapas I, II e III.	104
Figura 37: Resultados da Concentração de OD em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).....	105
Figura 38: Gráficos Box-Plot da Concentração de OD nas amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) nas etapas I, II e III.	105
Figura 39: Resultados da Concentração de SST em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).....	107
Figura 40: Gráficos Box-Plot da Concentração de Sólidos Suspensos Totais (SST) da amostra de Efluente do Filtro de Areia (EFA) nas etapas I, II e III.	107
Figura 41: Valores da Demanda Química de Oxigênio obtidos em função das semanas de coleta da amostra de Efluente do Tanque Séptico (ETS).	110
Figura 42: Valores da Demanda Química de Oxigênio obtidos em função das semanas de coleta nas fases II e III das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) (desconsiderando a fase I).....	110
Figura 43: Gráfico Box-Plot da concentração da DQO da amostra de Efluente do Tanque Séptico (ETS).	111
Figura 44: Gráfico Box-Plot da concentração da DQO da amostra de Efluente do Filtro de Areia (EFA).....	111
Figura 45: Representação da % DQO dissolvida, coloidal e particulada nas amostras coletadas ETS e EFA.....	113
Figura 46: Gráfico Box-Plot da concentração da DBO das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).....	115
Figura 47: Representação da variação da Concentração de Nitrogênio Total Kjeldahl em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) durante a etapa I.	117
Figura 48: Representação da variação da Concentração de Nitrogênio Total Kjeldahl em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) durante a etapa II.....	118

Figura 49: Representação da variação da Concentração de Nitrogênio Total Kjeldahl em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) durante a etapa III.....	118
Figura 50: Gráficos Box-Plot da concentração de Nitrogênio Total Kjeldahl das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).....	119
Figura 51: Gráficos Box-Plot da concentração de Nitrato das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) nas diferentes etapas do projeto.	119
Figura 52: Representação da variação da concentração de fósforo em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) durante a etapa I.....	122
Figura 53: Representação da variação da concentração de fósforo em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) durante a etapa II.....	123
Figura 54: Representação da variação da concentração de fósforo em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) durante a etapa III.....	123
Figura 55: Gráficos Box-Plot da Concentração de Fósforo nas amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).....	124

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Informações sobre a população urbana e rural descrita no Censo de 2010 do Brasil e de suas regiões (IBGE,2010).	6
Tabela 2: Dados sobre a população urbana e rural descrita no relatório do IBGE de acordo com o Censo de 2010 (IBGE,2010) da região sudeste e das principais cidades próximas a Campinas (1).	8
Tabela 3: Descrição das tecnologias de tratamento complementares e disposição final dos efluentes líquidos de tanque séptico segundo a NBR 13969/1997.	17
Tabela 4: Domicílios particulares permanentes em áreas rurais, por existência de banheiro ou sanitário e tipo de esgotamento sanitário no Brasil em 2010 (IBGE, 2010).	20
Tabela 5: Dados obtidos nos experimentos de Sovik e Klove (2005) em batelada e no filtro de média escala quanto a capacidade máxima de retenção e o coeficiente de distribuição Kd.	51
Tabela 6: Padrão microbiológico para corpos d'água (NMP/100mL).	54
Tabela 7: Dosagem de cloro para diferentes tipos de efluentes.	58
Tabela 8: Distribuição do HOCl e OCl ⁻ em função do pH à 20°C.	61
Tabela 9: Valores médios de diferentes parâmetros obtidos em pesquisas da UNICAMP com taxas de aplicação de 200 a 600 Lm ⁻² dia ⁻¹	64
Tabela 10: Dados para a construção do tanque séptico baseados na NBR 7229 (1993).	71
Tabela 11: Dados para a construção do filtro de areia baseados em Tonetti (2008).	74
Tabela 12: Parâmetros analisados e a indicação do método empregado.	87
Tabela 13: Parâmetros analisados e frequência de análises.	88
Tabela 14: Tempo de cada etapa.	89
Tabela 15: Dados sobre o consumo de água e a geração do esgoto pelo sistema estudado.	90
Tabela 16: Valores médios, desvio padrão, máximo e mínimo das temperaturas ambiente e do esgoto em °C.	95
Tabela 17: Valores médios, desvio padrão, máximo e mínimo de Alcalinidade Total (AT) e Alcalinidade Parcial (AP) das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).	100
Tabela 18: Valor médio e desvio padrão de Sólidos Suspensos Totais encontrados nas amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) e a Porcentagem de Sólidos Suspensos Voláteis (SSV) e Sólidos Suspensos Fixos (SSF) em relação a esta média.	108
Tabela 19: Valores médios e desvio padrão da concentração, carga e remoção da DQO bruta das amostras de ETS e EFA nas diferentes etapas do projeto.	112
Tabela 20: Valores médios e desvio padrão da concentração, carga e remoção da DQO filtrada 1 e 2 das amostras de ETS e EFA e a porcentagem em relação a DQO bruta.	112
Tabela 21: Valores médios e desvio padrão dos compostos nitrogenados nas amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).	120

Tabela 22: Número da semana que, a partir, não diferem os valores das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) para o parâmetro fósforo.	126
Tabela 23: Valores médios de concentração de <i>E.Coli</i> e de cloro livre, total e combinado encontrados para as amostras analisadas de acordo com o tempo de contato....	127
Tabela 24: Resultados obtidos de acordo com sua presença/ausência de ovos de helmintos nas amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS), de Efluente do Filtro de Areia (EFA), areia superficial raspada após colmatação (AU) e lodo do tanque séptico (Lo).	128
Tabela 25: Valores médios dos parâmetros de caracterização da areia nova (AN).	130
Tabela 26: Valores de porcentagem média e desvio padrão de Sólidos Totais Fixos (STF) e Sólidos Totais Voláteis (STV) no perfil da amostra de areia.	132
Tabela 27: Valores de porcentagens médias e desvio padrão para Sólidos Totais Fixos (STF) e Sólidos Totais Voláteis (STV) na areia de acordo com a quantidade de dias após a retirada e armazenada em uma caixa para ser seca ao sol.....	133
Tabela 28: As médias dos resultados do teste de adsorção de fósforo pelas areias novas (AN) com diferentes tratamentos (T1, T2 e T3).	134
Tabela 29: Resultados do teste de quantificação de fósforo aderido na Areia Nova (NA) e na Areia Usada (AU).	135
Tabela 30: Valores de pH, Índice Volumétrico do Lodo (IVL) e série de sólidos para caracterização do lodo do Tanque Séptico (TS).	137

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

%B	Porcentagem de cloro livre do produto comercial
A	Área
AI	Alcalinidade Intermediária
AN	Areia nova
AU	Areia utilizada
AP	Alcalinidade Parcial
APHA	American Public Health Association
AT	Alcalinidade Total
AWWA	American Water Works Association
C	contribuição de despejos ($L \text{ pessoa}^{-1} \text{ dia}^{-1}$)
C	concentração de cloro livre desejado no efluente a ser desinfetado
CF	Coliformes Fecais
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
CONSEMA	Conselho Estadual do Meio Ambiente
COPAM	Conselho de Política Ambiental
COT	Carbono orgânico Total
CT	Coliformes Totais
Cu	Coeficiente de Uniformidade
CV	Coeficiente de Vazios
D ₁₀	Diâmetro Efetivo (Diâmetro correspondente a 10% do material que passa)
D ₅₀	Diâmetro médio (Diâmetro correspondente a 50% do material que passa)
D ₆₀	Diâmetro correspondente a 60% do material que passa
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio em 5 dias a 20 °C
DQO	Demanda Química de Oxigênio
dS	Decisiemens
<i>E. coli</i>	<i>Escherichia Coli</i>

EFA	Efluente do Filtro de Areia
EPA	Environmental Protection Agency
ETE	Estação de Tratamento de Esgoto
ETS	Efluente do Tanque Séptico
FAO	Organização das Nações Unidas para a Agricultura e Alimentação
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IPTU	Imposto Predial e Territorial Urbano
ITR	Imposto Territorial Rural (ITR)
IVL	Índice volumétrico do lodo
K	Taxa de acumulação de lodo digerido (dia^{-1})
Kd	Razão da concentração adsorvida de fósforo em água
Lf	Contribuição de lodo fresco ($\text{L pessoa}^{-1}\text{dia}^{-1}$)
Lo	Lodo do Tanque Séptico
MENA	Norte e Meio Leste da África
N	o número de pessoas contribuintes
NMP	Número mais provável
N-NTK	Nitrogênio Total Kjeldahl
OD	Oxigênio dissolvido
OMS	Organização Mundial da Saúde
P	Massa do composto de cloro (g)
R	Cloro bactericida residual presente
SS	Sólidos suspensos
SSF	Sólidos suspensos fixos
SST	Sólidos suspensos totais
SSV	Sólidos suspensos voláteis
T	Período de detenção (dia)
TS	Tanque Séptico
USEPA	United States Environmental Protection Agency

UT	Unidade de Turbidez
UV	Ultravioleta
WHO	World Health Organization

1. INTRODUÇÃO

Em todo o mundo, bilhões de pessoas não tem acesso à água potável e a saneamento adequado. Estimativas indicam que nos países de economia periférica 25% das residências urbanas não possuem serviços sanitários e, em áreas rurais, este número chega a 82%. Deste modo, as áreas rurais devem receber uma maior atenção já que o esgotamento sanitário é essencial para que haja a preservação da saúde pública, principalmente ao que se refere à redução de doenças de veiculação hídrica, e para que seja assegurada a sustentabilidade ambiental.

Fornecer um tratamento de esgoto seguro e de fácil solução para estas áreas é um desafio em todo mundo. As coletas e tratamentos centralizados têm construção e operação de custo elevado, especialmente nos locais com baixa densidade populacional e residências dispersas.

Os sistemas de tratamento de esgoto locais, também chamados descentralizados, se projetados, construídos, operados e com manutenções apropriadas podem proporcionar serviços adequados e benefícios ambientais e à saúde da população.

O mais simples e mais comumente conhecido tratamento de esgoto local é o tanque séptico o qual foi desenvolvido, especialmente, para a remoção de sólidos sedimentáveis e de materiais flutuantes. Entretanto, os tanques sépticos mais comumente, na maioria das vezes, não produzem efluente de acordo com os padrões de lançamento. Assim, é preciso que este seja encaminhado a um pós – tratamento, uma vez que ainda apresenta elevado teor de matéria orgânica solúvel e de organismos patogênicos.

Uma alternativa do pós – tratamento indicada pela NBR 13969/93 são os filtros intermitentes de areia que podem ser usados como polimento da saída do tanque séptico para melhorar a qualidade do efluente, ainda tem baixo custo de instalação e simplicidade em sua operação e manutenção.

O filtro de areia intermitente tem sido usado por mais do que 100 anos e consiste em um leito fixo de areia que é inundado na superfície com esgoto. A dose intermitente

facilita o tratamento aeróbio biológico do esgoto através do crescimento bacteriano, vazão insaturada e aeração do leito entre as doses. O grau de tratamento pode ser comparado com o secundário ou terciário, possibilitando a desinfecção e o reúso de água.

Entretanto, o filtro de areia não remove efetivamente micro – organismos patogênicos e, a fim de serem reduzidos a níveis aceitáveis pelos padrões usuais, se faz necessário outro tratamento terciário que, normalmente, inclui a desinfecção do efluente.

Logo, a desinfecção para destruir patógenos é um elemento essencial na proteção da saúde pública, principalmente quando há interesse no reúso do efluente tratado.

Apesar desta necessidade imperativa, a maioria dos estudos sobre este tema é feita em escala de bancada ou piloto com poucos trabalhos reportados em escala real. Sendo assim, é preciso mais estudos comparativos de longo prazo de operação sob condições de campo para maior capacidade de quantificar o desempenho destes sistemas descentralizados.

Frente a esta situação, o presente trabalho visou à construção de um sistema de tratamento de esgoto descentralizado em escala real composto por um tanque séptico e um filtro de areia, seguido por teste de bancada de desinfecção. O objetivo foi avaliar a sua instalação, manutenção, operação e eficiência de tratamento em condições de campo.

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

Este projeto buscou a avaliação do tratamento do esgoto gerado em uma comunidade isolada do distrito de Barão Geraldo, da cidade de Campinas/ SP, por meio de um tanque séptico combinado a um filtro de areia e seguido por uma desinfecção.

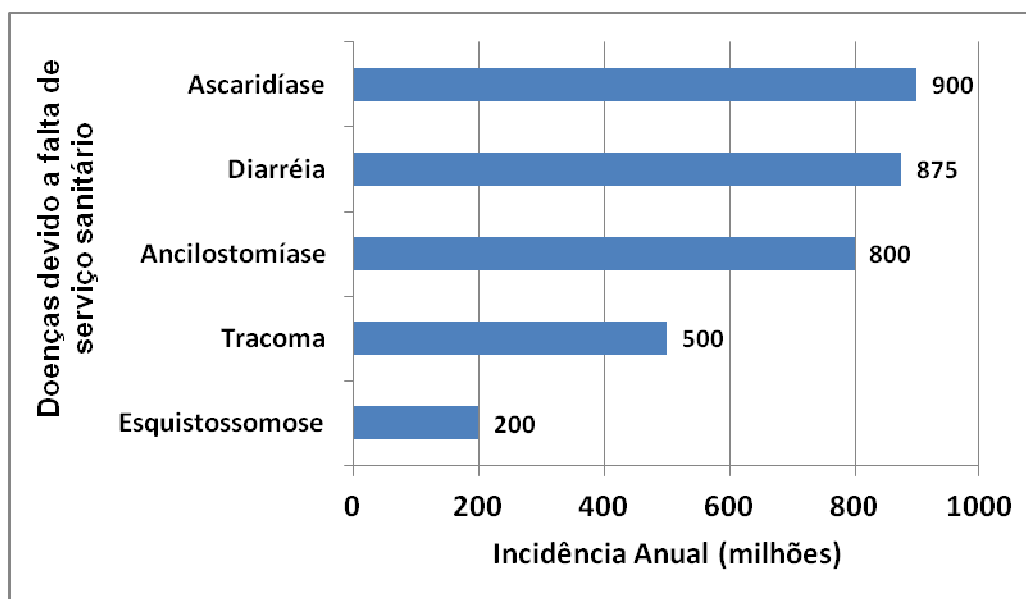
2.2 Objetivos Específicos

- Avaliar o desempenho da associação de um tanque séptico associado ao filtro de areia operados em escala real, observando a qualidade do efluente gerado e os aspectos operacionais e de manutenção do sistema;
- Avaliar a eficiência da cloração para condicionar o efluente final ao reúso;
- Avaliar as características do lodo formado no tanque séptico;
- Estudar a ocorrência de organismos patogênicos nos efluentes, no lodo e no leito de areia;
- Avaliar o tempo de degradação do material orgânico presente na areia removida do filtro após sua obstrução;
- Avaliar a adsorção de fósforo pela areia.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Em todo o mundo, bilhões de pessoas não tem acesso à água potável e a saneamento adequado (MASSOUD *et al.*, 2009), sendo que, na avaliação das condições de saúde de uma população é essencial que exista o esgotamento sanitário pois, desta maneira, há redução de doenças, principalmente as de veiculação hídrica (IBGE, 2010). O gráfico exposto na Figura 1 descreve as doenças que ocorrem devido à falta de serviços sanitários pela incidência anual.

Figura 1: Incidência anual de algumas doenças devido à falta de saneamento básico (MASSOUD *et al.*, 2009).



Quase 40% da população mundial não possui saneamento básico e a cobertura sanitária é, normalmente, bem menor em áreas rurais do que em áreas urbanas. Nos países em desenvolvimento estimativas indicam que 25% das residências urbanas não tem acesso a serviços sanitários e, em áreas rurais, este número chega a 82% (MASSOUD *et al.*, 2009).

Os dados sobre o esgotamento sanitário associados a outras informações ambiental e socioeconômica, incluindo o acesso a outros serviços de saneamento, saúde, educação e renda, são bons indicadores de desenvolvimento sustentável.

Assim, o esgotamento sanitário é um indicador muito importante, não só para a caracterização básica da qualidade de vida da população residente em um território, mas também para o acompanhamento das políticas públicas de saneamento básico e ambiental.

No Brasil, este indicador também permite analisar as diferenças entre áreas urbanas e rurais, demonstrando que há ausência de instalações sanitárias nos domicílios de mais de 1/5 dos habitantes da zona rural e que esta situação é mais agravante em estados das regiões Centro-Oeste, Norte e Nordeste do Brasil (IBGE, 2010). A Tabela 1 resume as informações sobre a população urbana e rural descrita no Censo de 2010 do Brasil e de suas regiões.

Tabela 1: Informações sobre a população urbana e rural descrita no Censo de 2010 do Brasil e de suas regiões (IBGE,2010).

	População Total (nº Hab.)	População Urbana (nº Hab.)	População Urbana (%)	População Rural (nº Hab.)	População Rural (%)
Norte	15.865.678	11.663.184	73,5	4.202.494	26,5
Nordeste	53.078.137	38.816.895	73,1	14.261.242	26,9
Centro – Oeste	14.050.340	12.479.872	88,8	1.570.468	11,2
Sudeste	80.353.724	74.661.877	92,9	5.691.847	7,1
Sul	27.384.815	23.257.880	84,9	4.126.935	15,1
Brasil	190.732.694	160.879.708	84,3	29.852.986	15,7

3.1 POPULAÇÕES RURAIS BRASILEIRAS

Segundo o Censo de 2010, 15,7% da população brasileira residem em área rural, sendo que, em termos absolutos, esta porcentagem equivale a quase 30 milhões de pessoas, número superior a toda população da região Sul. Além disso, 52,4% desta população estão em situação inadequada de saneamento (com todas as formas de saneamento consideradas inadequadas: Abastecimento de água por rede geral, esgotamento sanitário por rede geral ou fossa séptica e lixo coletado diretamente ou indiretamente) e 42,8% em situação semi - adequada (com pelo menos uma forma de saneamento considerada adequada).

Ainda, pelas informações da Tabela 2 é possível perceber que, apesar da porcentagem da população rural na região sudeste ser relativamente pequena (7,1%), se observado em termos absolutos, o total da população rural no sudeste equivale a cinco vezes a população da cidade de Campinas que, segundo o IBGE (2010) tem sua população total igual a 1.062.453 (IBGE, 2010). Se considerada a adequação ao saneamento da população rural da região sudeste, apenas 8% encontram – se em situação adequada (com todas as formas de saneamento consideradas adequadas: Abastecimento de água por rede geral, esgotamento sanitário por rede geral ou fossa séptica e lixo coletado diretamente ou indiretamente).

Ao verificar dados do município de São Paulo o qual é considerado o mais urbanizado do país também se observa baixa porcentagem de habitantes na zona rural (4,1%), entretanto, em termos absolutos, a população que vive nesta região é maior do que a total da cidade de Campinas, como é possível verificar na Tabela 2, que apresenta dados sobre a população urbana e rural descrita no Censo de 2010 da região sudeste e das principais cidades próximas a Campinas.

Tabela 2: Dados sobre a população urbana e rural descrita no relatório do IBGE de acordo com o Censo de 2010 (IBGE,2010) da região sudeste e das principais cidades próximas a Campinas (1).

	População Total (nº Hab.)	População Urbana (nº Hab.)	População Urbana (%)	População Rural (nº Hab.)	População Rural (%)
Sudeste	80.353.724	74.661.877	92,9	5.691.847	7,1
São Paulo	41.252.160	39.552.234	95,9	1.699.926	4,1
Campinas	1.080.999	1.062.453	98,3	18.546	1,7
Amparo	65.836	51.818	78,7	14.018	21,3
Atibaia	126.614	115.266	91,1	11.348	8,9
Capivari	48.573	45.901	94,5	2.672	5,5
Holambra	11.292	8.182	72,5	3.110	27,5
Hortolândia	192.225	192.225	100	0	0,0
Indaiatuba	201.848	199.835	99,0	2.013	1,0
Itatiba	101.450	85.640	84,4	15.810	15,6
Jaguariúna	44.331	43.047	97,1	1.284	2,9
Jundiaí	370.251	354.301	95,7	15.950	4,3
Limeira	276.010	267.775	97,0	8.235	3,0
Monte Mor	48.971	45.996	93,9	2.975	6,1
Paulínia	82.150	82.074	> 99,0	76	< 1%
Pedreira	41.549	41.197	> 99,0	352	< 1%
Piracicaba	364.872	335.136	97,2	9.736	2,8
Sumaré	241.437	238.599	98,8	2.838	1,2
Valinhos	106.968	101.820	95,2	5.148	4,8

(1) Cidades selecionadas de acordo com representatividade da região e participação no comitê da Bacia Piracicaba, Capivari e Jundiaí.

Em relação à porcentagem de adequação ao saneamento, 50,3% da população rural do município de São Paulo encontra-se em situação adequada, entretanto é importante lembrar que o Censo de 2010 considera uma propriedade rural com fossa séptica para tratamento de esgoto como adequada, mas sabe-se que nem sempre há instalação, operação e manutenção apropriadas deste tipo de sistema; ou seja, é possível que o dado de inadequação seja subestimado.

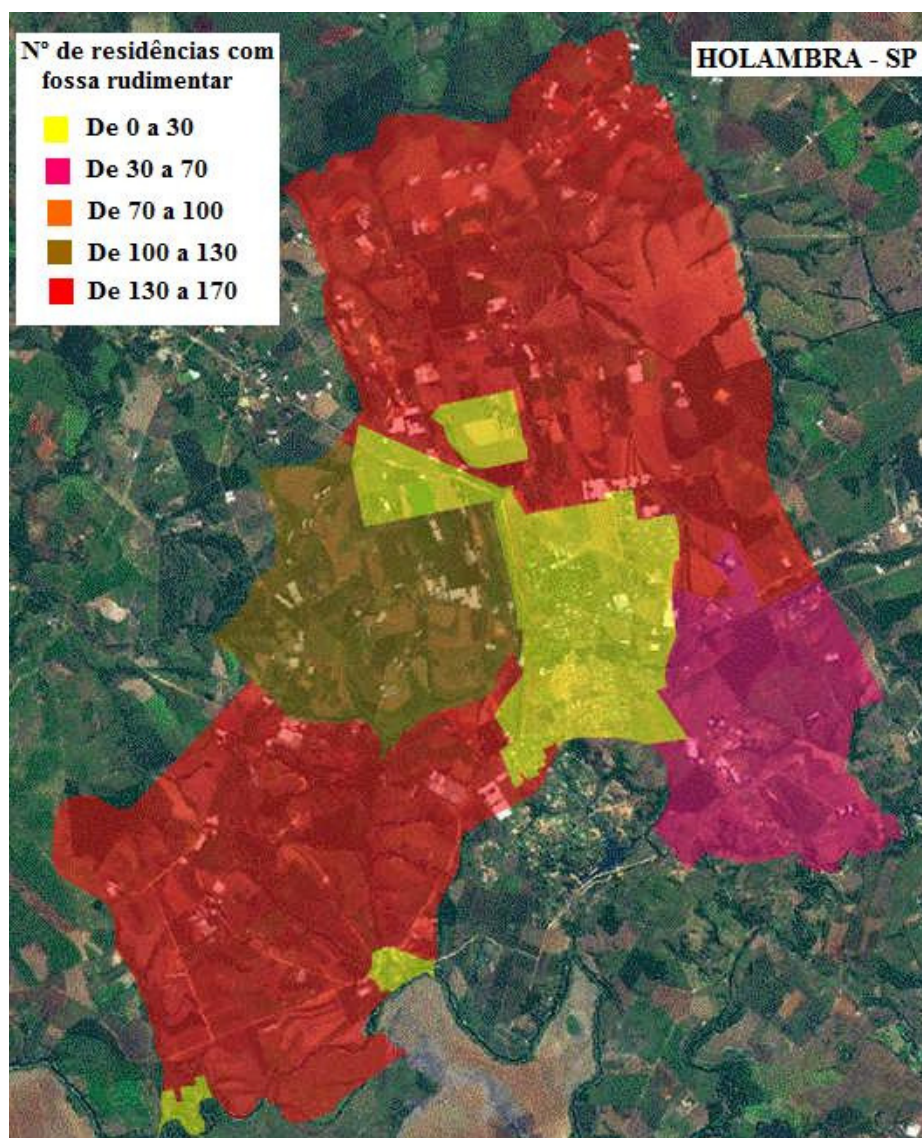
Os resultados da porcentagem de população rural também podem estar subestimados já que algumas regiões são consideradas urbanas a fim de ser arrecadado, quando mais vantajoso para o município, o Imposto Predial e Territorial Urbano (IPTU) ao invés do Imposto Territorial Rural (ITR).

Deste modo, é importante analisar que, mesmo com baixo percentual de habitantes na zona rural, esta localidade apresenta números expressivos e muitas vezes, subestimados, de pessoas que, em sua maioria, lança seus dejetos *in natura* nos corpos hídricos, no solo ou em fossas sépticas sem manutenção apropriada comprometendo a qualidade da água utilizada para o abastecimento, irrigação e recreação.

O mapa (Figura 2) da cidade mais próxima de Campinas e com maior porcentagem de população rural (Tabela 2) – Holambra – mostra que muitas de suas residências possuem fossa rudimentar a qual não é o sistema mais adequado para tratamento de esgoto doméstico (IBGE, 2010).

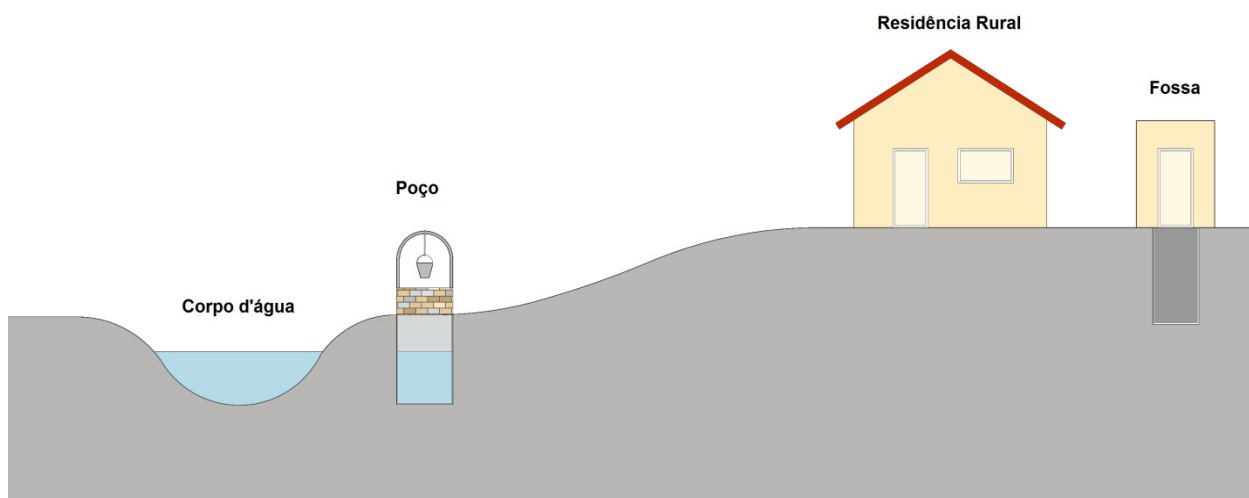
As casas com fossas rudimentares, segundo o IBGE (2010), foram consideradas quando o banheiro ou sanitário estava ligado a uma fossa rústica como a fossa negra, um poço ou um buraco; diferentemente do tanque séptico onde o esgoto sanitário passa por um processo de tratamento ou decantação, sendo, ou não, a parte líquida conduzida em seguida para um desaguadouro geral da área, região ou município.

Figura 2: Número de residências com fossas rudimentares no município de Holambra/SP (IBGE, 2010).



Não apenas o tipo de construção de fossa é importante, mas a sua localização visto que normalmente as fossas encontram-se próximas às casas e estas, por sua vez, em geral, estão na parte mais alta do terreno da propriedade. Assim, caso a fossa não tenha construção e/ou manutenção adequadas há risco de contaminação do solo, do corpo d'água próximo, do poço e até mesmo do lençol freático. A Figura 3 apresenta um desenho esquemático desta situação.

Figura 3: Desenho esquemático da localização mais comum de fossas nas áreas rurais em relação ao lençol freático e ao corpo hídrico.



Vale lembrar também os dados apresentados pela arquiteta Lubochinski, L.A. (2012) a qual cita que, ao questionar a população de uma pequena comunidade da cidade de Gonçalves/ MG sobre “o que mudar na comunidade” sem especificação do tema, 40% dos participantes responderam que era necessário melhorar o saneamento básico. Sendo assim é possível perceber que este tópico é, não apenas uma necessidade para preservação dos recursos naturais, mas, muitas vezes, uma solicitação da população local para haver qualidade de vida.

3.2 SISTEMAS DE TRATAMENTO DE ESGOTO SANITÁRIO EM PEQUENAS COMUNIDADES

Fornecer um tratamento de esgoto seguro e de baixo custo para as áreas rurais e isoladas é um desafio em todo mundo, principalmente nos países em desenvolvimento.

As coletas e tratamentos centralizados têm construção e operação com custo elevado, especialmente em áreas com baixa densidade populacional e residências dispersas, como é o caso de áreas rurais e periféricas dos centros urbanos (MASSOUD *et al.*, 2009).

A falta de pesquisas nos países em desenvolvimento leva a uma seleção inapropriada de tecnologia em relação ao clima local, condições físicas, financeiras, de oferta de mão de obra e aceitabilidade cultural e social (MASSOUD *et al.*, 2009).

De acordo com a USEPA (2002), em comunidades pequenas e isoladas ou assentamentos com baixa densidade populacional é interessante a alternativa de sistemas descentralizados que são mais simples e com menores custos, como os sistemas sépticos. Segundo Paterniani *et al.* (2011) o emprego destas tecnologias viabiliza o aproveitamento de efluentes e minimiza os impactos ambientais sobre os recursos hídricos.

3.2.1 Sistemas de Tratamento de Esgoto centralizados e descentralizados

O sistema de tratamento de esgoto centralizado significa coletar o esgoto de uma área e enviar para uma única planta de tratamento visando melhorar a qualidade do efluente final para diversos fins como lançá-lo em corpos hídricos que tem permissão para o receber. Este tipo de gestão centralizada tem sido a escolha da maioria das cidades e países por mais do que 100 anos e baseia-se na filosofia de “remover primeiro para depois pensar no que fazer”. Esta prática para Anh *et al.* (2002) significa transportar a poluição de um lugar para outro.

Estes sistemas de esgoto convencionais são planejados para utilizar a água como meio de transporte sendo necessários 100 litros por pessoa dia para operar sem problemas como: entupimento da tubulação e alta concentração de Demanda Bioquímica de Oxigênio. Ainda, eles são superplanejados, pois são feitos para servir as cidades de 30 a 50 anos (BAKIR, 2001).

Normalmente, neste tipo de sistema, são coletados grandes volumes de esgoto sendo necessário o uso de grandes tubulações, maiores escavações e maior número de poços de vista e bombas. Os processos de tratamento devem ser mais avançados para tratar e dispor esta grande quantidade de efluente e há maior uso de energia, o que aumenta o custo do sistema (MASSOUD *et al.*, 2009). Em cidades planas ou costeiras, esta despesa é maior visto que há mais estações de bombeamento e os tubos de coleta precisam de uma porcentagem mínima de inclinação (ANH *et al.*, 2002).

A coleta, o tratamento e a disposição do esgoto sanitário são os 3 componentes básicos da gestão do sistema de tratamento. Mesmo a coleta sendo a menos “importante” (MASSOUD *et al.*, 2009), em um sistema centralizado, o custo de sua implantação é cerca de 80 a 90% do total (BAKIR, 2001) e, do orçamento para a gestão anual, corresponde- mais do que 60%, principalmente quando implantado em pequenas comunidades com baixa densidade populacional. Já os sistemas descentralizados mantêm o custo deste componente o menor possível e focam principalmente no tratamento e na disposição do esgoto (MASSOUD *et al.*, 2009). Deste modo, o sistema descentralizado reduz significativamente o custo do sistema de coleta (BAKIR, 2001).

Em pequenas comunidades há grande déficit de instalações sanitárias adequadas e o alto custo de sistemas convencionais é a maior restrição para a expansão do serviço para estas localidades (BAKIR, 2010), dado que há um limite de fontes técnicas e financeiras na maioria das comunidades rurais, principalmente de países em desenvolvimento, mesmo com a possibilidade de fundos para construção de sistemas centralizados, frequentemente as tecnologias tem manutenção difícil e custosa (MASSOUD *et al.*, 2009). Assim, para Reijnders (2001), uma parte da deficiência dos tratamentos de esgoto centralizados está relacionada ao alto investimento que impede a sua aplicação em situações onde o capital é baixo, como nos países em desenvolvimento.

Segundo Anh *et al.* (2002), um enfoque na gestão descentralizada permite tratar o esgoto no local por meio de sistema de baixo custo e fazer o uso direto de seus produtos como o efluente, o lodo e o biogás. Para os autores, esta alternativa pode ser a gestão sustentável de esgoto mais adequada e tem um futuro promissor, especialmente para países em desenvolvimento, onde a água e o saneamento estão se tornando tópicos cada vez mais importantes e estão em um período de ampliação infraestrutural.

O conceito é baseado em tratar o esgoto e reutilizá-lo, quando possível, o mais próximo de onde é gerado (ANH *et al.*, 2002).

Deste modo, os sistemas descentralizados, normalmente, tratam o esgoto de casas individuais ou de pequenos agrupamentos e reusam e/ou dispõe o efluente perto do ponto de geração, promovendo o retorno do esgoto tratado dentro de suas bacias de

origem. Eles não só reduzem o efeito no meio ambiente e na saúde pública como também aumentam o reúso do esgoto dependendo do tipo de comunidade, opções de técnicas e condição local.

Atualmente, sistemas descentralizados podem ser projetados para locais específicos, solucionando os problemas que são associados com as condições locais tais como níveis altos de lençol freático, solos impermeáveis, leito baixo e formações de calcário (MASSOUD *et al.*, 2009). Além disso, há possibilidade de ajuste do processo de tratamento conforme a qualidade do esgoto gerado e a diminuição do uso de água e da vazão de esgoto (BAKIR, 2001). A diminuição do volume de água, segundo a NBR 13969 (1997), também diminui os custos de implantação e de operação, pois eles são proporcionais ao volume de esgoto a ser tratado. Também, como regra geral, quanto mais concentrado for o esgoto, mais fácil será o seu processo de depuração.

Entretanto é importante lembrar que a efetividade de qualquer sistema, em especial o descentralizado, depende do estabelecimento de um programa que assegure uma inspeção regular e a manutenção do sistema (MASSOUD *et al.*, 2009).

Apesar das vantagens da descentralização, há uma preferência da população por agências de gestão de esgoto, pois as consultorias aconselham os sistemas padrões e convencionais de tratamento de esgoto e a percepção geral dos planejadores, engenheiros e do público é que os sistemas “não convencionais” oferecem um sub – padrão de serviço (BAKIR, 2001).

Esta visão, segundo Massoud *et al.* (2009) é equivocada já que as estratégias de gestão deveriam ser específicas dos locais de acordo com as características sociais, cultural, do meio ambiente e das condições econômicas da região. É importante que a tecnologia seja aceita pela comunidade que deve ser capaz de financiar a implantação do sistema, a operação e a manutenção incluindo o capital de melhoramento e a necessidade de reparos e substituições a longo prazo.

Portanto, os sistemas de tratamento de esgoto convencionais devem ser usados em comunidades de centros residenciais e comerciais onde a população é densa e desenvolvida e as comunidades esparsas devem utilizar um sistema local, porém sempre sendo observadas as características do esgoto destas regiões como a baixa

vazão, a alta concentração de DBO (devido ao baixo consumo de água) e a disponibilidade de fontes de operação e manutenção (BAKIR, 2001).

3.2.2 Tipos de tratamento de esgoto em pequenas comunidades

A existência de sistemas de tratamento de esgoto é um dos pontos essenciais para assegurar sustentabilidade ambiental e a preservação da saúde pública embora, ainda hoje, haja localidades, especialmente em regiões afastadas dos grandes centros, que descartam seus dejetos diretamente nos corpos hídricos o que sobrecarrega a autodepuração destes e polui a água superficial e subterrânea, impactando diretamente a população e o meio ambiente (ANH *et al.*, 2002).

Os sistemas de tratamento de esgoto locais se projetados, construídos, operados e com manutenções apropriadas podem proporcionar serviços adequados e benefícios ambientais e à saúde da população.

O mais simples e mais comumente conhecido tratamento de esgoto local é o tanque séptico (MASSOUD *et al.*, 2009) o qual foi desenvolvido, principalmente, para a remoção de sólidos sedimentáveis e de materiais flutuantes (BRADLEY *et al.*, 2002). O tanque Imhoff é outro tratamento primário que pode ser usado com maiores taxas de vazão do que o tanque séptico, mas é menos comum. Ambos os sistemas não são caros e são simples de operar e fazer a manutenção (MASSOUD *et al.*, 2009).

No caso do tratamento secundário, há muitos métodos para os sistemas descentralizados. Em geral os processos mais utilizados envolvem absorção em solo para dispersar o efluente do tanque séptico, principalmente em regiões onde não há opção de descarte disponível, ou seja, um curso de rio mais próximo (BRADLEY *et al.*, 2002).

A NBR 7229/1993 sugere como tratamento do efluente do tanque séptico, o filtro anaeróbio, filtro aeróbio, filtro de areia, vala de filtração e escoamento superficial. Estas alternativas de tratamento complementar e disposição final têm procedimentos técnicos para o projeto, construção e operação descritos pela NBR 13969/1997. Esta norma ainda sugere outros tipos de pós – tratamento como wetlands, vala de infiltração e sumidouro.

Na Tabela 3 estão descritas estas tecnologias complementares.

A mesma norma ainda sugere o reúso do efluente tratado para fins que exigem qualidade de água não potável, mas sanitariamente segura, tais como irrigação de jardins, lavagem de piso, descarga de vasos sanitários, e na irrigação dos campos agrícolas e pastagens.

Para Massoud *et al.* (2009), estes métodos de pós-tratamento e disposição também podem ser utilizados concomitantemente.

Paralelamente ao tanque séptico, existem os sistemas sanitários secos que não usam água para tratamento e transporte do excreto humano. Como principais vantagens desta tecnologia, podem ser citadas a conservação de fontes de água e a prevenção da poluição em corpos hídricos. O tipo mais comum de sanitário seco são os banheiros de compostagem (MASSOUD *et al.*, 2009).

Tabela 3: Descrição das tecnologias de tratamento complementares e disposição final dos efluentes líquidos de tanque séptico segundo a NBR 13969/1997.

Tecnologia	Descrição
Filtro anaeróbio de leito fixo com fluxo ascendente	Câmara inferior vazia e uma câmara superior preenchida de meio filtrante submerso, onde atuam micro - organismos facultativos e anaeróbios dispersos tanto no espaço vazio do reator quanto nas superfícies do meio filtrante e que são responsáveis pela estabilização da matéria orgânica.
Filtro aeróbio	Reator biológico contendo meio filtrante submerso, basicamente aeróbia, onde ocorre a depuração do esgoto, e a câmara de sedimentação, onde os flocos biológicos são sedimentados.
Filtro de areia	Tanque preenchido de areia e outros meios filtrantes, com fundo drenante e com esgoto em fluxo descendente, onde ocorre a remoção de poluentes, tanto por meio físico (retenção), quanto bioquímico (oxidação), devido aos micro - organismos fixos nas superfícies dos grãos de areia.
Vala de filtração	Vala escavada no solo, preenchida com meios filtrantes e provida de tubos de distribuição de esgoto e de coleta de efluente filtrado, destinada à remoção de poluentes através de ações físicas e biológicas sob condições essencialmente aeróbias.
Escoamento superficial	Consiste no escoamento do esgoto na superfície do solo de pequena declividade e com vegetação, com emprego ou não de sulcos no solo.
Lagoa com plantas aquáticas	O esgoto é mantido em um tanque raso com plantas aquáticas flutuantes, cuja remoção de poluentes se dá através de plantas e micro - organismos fixos nas raízes das mesmas.
Vala de infiltração	Consiste na percolação do esgoto em vala escavada no solo, onde ocorre a depuração devido aos processos físicos (retenção de sólidos) e bioquímicos (oxidação). Seu desempenho depende das características do solo.
Sumidouro	Unidade de depuração e de disposição final verticalizado em relação à vala de infiltração. Seu uso é favorável somente nas áreas onde o aquífero é profundo.
Canteiro de infiltração e evapotranspiração	Permite a infiltração e evapotranspiração da parte líquida do esgoto. Consiste na disposição final do esgoto, tanto pelo processo de evapotranspiração através das folhas de vegetação quanto pelo processo infiltrativo no solo.

3.2.2.1 Tratamento de esgoto descentralizado no mundo

No que se refere à infraestrutura de saneamento básico, muitos países, em todo o mundo, sofrem por sua falta ou tem dificuldades de instalar sistemas mais complexos de abastecimento e tratamento de água e coleta e tratamento de esgoto. Ainda, alguns poderão sofrer por falta de água como é o caso de 19 países do MENA (Norte e Meio Leste da África) que, em 2025, estarão entre os 45 países do mundo que sofrerão estresse crônico de água. Assim, a geração de esgoto, nestes países, é o único potencial de fonte de água que aumentará conforme a demanda por água potável e que cresce juntamente com a população. Em muitos países como a Jordânia, as estratégias de gestão de fonte de água consideram o esgoto como parte da demanda de água confirmando, desta maneira, a grande importância de um tratamento de esgoto adequado à região (BAKIR, 2001).

Neste contexto, os sistemas descentralizados de tratamento de esgoto com menores custos são uma alternativa interessante e necessária, sendo seu uso já presente em muitas localidades, inclusive em países desenvolvidos como é o caso dos EUA, Canadá e Austrália.

Nos EUA, 10% do esgoto gerado não são tratados por sistemas centralizados, mas por pequenos sistemas que recebem o esgoto de uma ou algumas residências e pequenos comércios (BRADLEY *et al.*, 2002). Esta porcentagem equivale a cerca de 60 milhões de pessoas das quais, 20 milhões tem tanque séptico. Na Austrália não é diferente, visto que 12% da população usam sistemas de tanque séptico para tratar o esgoto.

Em muitas localidades do Canadá também é empregado algum tipo de sistema descentralizado. Ainda, 14% da população grega são servidas de sistemas descentralizados devido sua localização em áreas rurais.

Na Turquia são evitados os projetos de tratamentos centralizados devido ao seu alto custo de construção e operação. De todos os municípios da Turquia, 28% são servidos de sistemas sépticos (MASSOUD *et al.*, 2009).

Embora os tanques sépticos sejam de fácil construção e manutenção na região do MENA ainda os sistemas mais comuns encontrados são os poços não

impermeabilizados o que permite a percolação no solo. Os tanques sépticos projetados corretamente, nestas áreas, são raros de ser usados (BAKIR, 2001).

3.2.2.2 Tratamento de esgoto descentralizado no Brasil

No Brasil, a realidade da infraestrutura de saneamento básico é precária, principalmente em áreas rurais. Conforme mostram dados do IBGE (2010) na Tabela 4, a grande maioria dos domicílios particulares e permanentes nestas áreas tem a fossa rudimentar (considerada pelo IBGE quando havia fossa negra, poço ou buraco) não sendo adequada para o tratamento do esgoto doméstico e, inclusive, podendo contaminar solo, águas superficiais e subterrâneas e expondo a saúde da população às doenças de veiculação hídrica.

Pelos mesmos dados do CENSO 2010 (Tabela 4) também é possível observar que, em residências com sanitário, a segunda opção mais utilizada é vala a céu aberto e nas residências com banheiro de uso exclusivo, o tanque séptico. Ainda é relevante a porcentagem de domicílios sem banheiro nem sanitário (15,1%) o que corresponde a quase 5 milhões de pessoas.

Portanto é notória a deficiência do Brasil no saneamento básico em zonas rurais visto que não há tratamento e disposição final de esgoto sanitário adequados nestas áreas. Além disso, não há controle da qualidade do efluente e do lançamento em corpos hídricos o que, somado a falta de informações e conscientização para o hábito da higiene, apresentam risco significativo à saúde e ao meio ambiente.

Tabela 4: Domicílios particulares permanentes em áreas rurais, por existência de banheiro ou sanitário e tipo de esgotamento sanitário no Brasil em 2010 (IBGE, 2010).

Situação sanitária do domicílio	Nº de domicílios Particulares e permanentes em área rural	Porcentagem (%)	Tipo de esgotamento sanitário	Nº domicílios por tipo de sanitário	Porcentagem (%)
Total	8.097.418				
Banheiro de uso exclusivo do domicílio	5.743.022	70,9	Rede de esgoto ou pluvial	245.404	4,3
			Fossa séptica	1.079.415	18,8
			Fossa rudimentar	3.786.052	65,9
			Vala	274.031	4,8
			Corpo hídrico	218.443	3,8
			Outro	139.677	2,4
Tinham sanitário	1.129.282	13,9	Rede de esgoto ou pluvial	6.717	0,6
			Fossa séptica	42.488	3,8
			Fossa rudimentar	581.689	51,5
			Vala	204.965	18,2
			Corpo hídrico	24.317	2,2
			Outro	269.106	23,8
Não tinham banheiro nem sanitário	1.225.114	15,1			

3.2.2.3 Gestão do Tratamento de esgoto descentralizado

Em geral, quando a operação e manutenção dos sistemas de tratamento de esgoto descentralizado são designadas aos proprietários, na maioria dos casos, ocorrem falhas no sistema devido à manutenção imprópria levando a um nível de tratamento não adequado (MASSOUD *et al.*, 2009).

Frente a esta situação, é essencial o desenvolvimento de políticas, programas, guias e instituições que assegurem projeto, construção, operação e manutenção adequados do sistema de tratamento de esgoto descentralizado. Também é importante uma gestão mais integrada quanto à parte econômica, social, técnica e ambiental, garantindo a proteção da saúde pública e de fontes de água locais e evitando reparos caros (MASSOUD *et al.*, 2009).

Os maiores problemas da gestão inadequada dos tratamentos de esgoto descentralizados estão relacionados ao financiamento, a consciência e envolvimento público, ao projeto do sistema, a inspeção e ao monitoramento.

O financiamento adequado é fundamental para o desenvolvimento, implantação e sustentabilidade da gestão do programa. Além disso, um bom conhecimento da política, da parte social e econômica da comunidade bem como da estrutura institucional e das tecnologias disponíveis é necessário para uma operação bem sucedida. O envolvimento da comunidade nos programas resulta em uma melhor aceitação dos usuários. É crucial a escolha do local adequado e sua construção apropriada durante a instalação. Ainda, para uma boa operação são essenciais o monitoramento periódico e uma boa fiscalização. Já, durante a fase de manutenção, inspeções sistemáticas são fundamentais para detectar defeito no sistema (MASSOUD *et al.*, 2009).

Sistemas com falhas tem alto custo para comunidade e, assim, como nos sistemas centralizados, os descentralizados necessitam de uma operação e manutenção efetiva que não devem ser subestimadas. A gestão centralizada dos tratamentos descentralizados é importante para assegurar que sejam inspecionados e conservados regularmente (MASSOUD *et al.*, 2009).

Portanto, um programa de gestão efetivo pode reduzir os riscos potenciais da saúde pública e do meio ambiente durante as fases de instalação, operação e manutenção dos sistemas descentralizados.

3.3 TANQUE SÉPTICO

Como visto nos itens anteriores deste capítulo, o tanque séptico é uma opção utilizada em muitos países e sugerida pelas normas brasileiras regulamentadoras (NBR 7229/93 e NBR 13969/97) para o sistema de tratamento de esgoto descentralizado. Em geral, são empregados em locais não servidos por rede pública coletora de esgotos, como as áreas rurais e os agrupamentos afastados dos grandes centros (WITKOVCKI e VIDAL, 2009). Ainda podem ser utilizados em áreas providas apenas de rede coletora local e/ou para retenção prévia dos sólidos sedimentáveis, quando há rede coletora com diâmetro e/ou declividade reduzidos para transporte de efluente livre de sólidos sedimentáveis, por exemplo, em regiões de planície (NBR 7229/93).

O tanque séptico é considerado um tratamento primário já que, segundo Philippi Jr. (2005), remove parte dos sólidos em suspensão sedimentáveis e parte da matéria orgânica utilizando operação física, a sedimentação.

A NBR 7229/93 descreve esta unidade como um cilindro ou prisma retangular de fluxo horizontal, para tratamento de esgotos por processos de sedimentação, flotação e digestão e sugere dois tipos de configuração: câmara única ou em série.

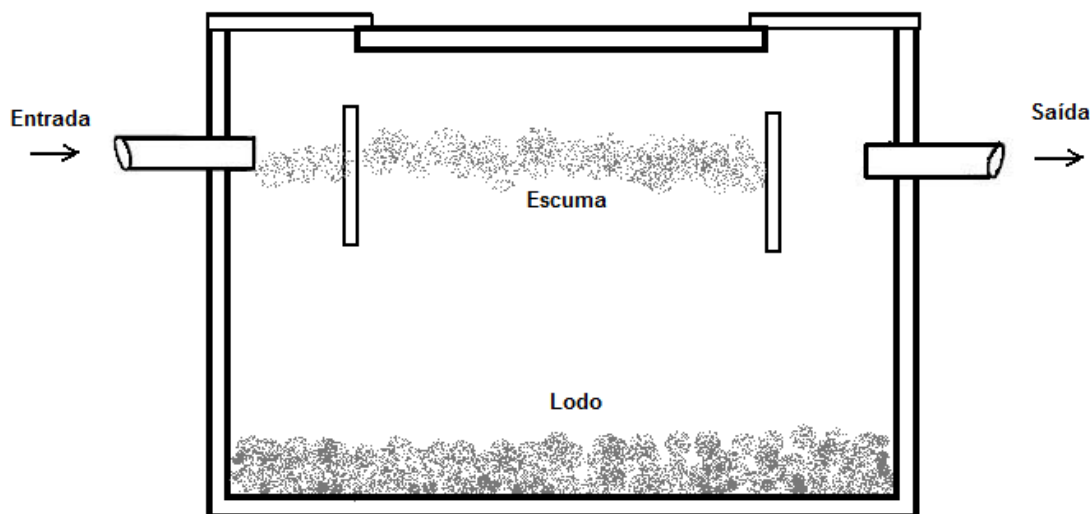
No caso do tanque séptico em câmara única, há apenas um compartimento, onde na zona superior ocorrem processos de sedimentação e de flotação e digestão da espuma, e na inferior o acúmulo e digestão do lodo sedimentado. Nas câmaras em série a diferença é que existem dois ou mais compartimentos contínuos, dispostos sequencialmente no sentido do fluxo do líquido e interligados adequadamente, onde ocorrem os mesmos processos de forma conjunta e decrescentemente (NBR 7229, 1993).

Sucintamente, o seu funcionamento pode ser descrito pela sedimentação, através da ação da gravidade, de uma parcela dos sólidos suspensos presentes no esgoto e que irão compor o lodo de fundo, enquanto que nos sólidos menos densos ocorrerá flotação até a superfície, formando uma espuma, auxiliada por bolhas de gás produzidas pelo metabolismo microbiano anaeróbio que ocorre nesse reator. Os anteparos apresentados na região superior do reator servem para reter a espuma, bem como diminuir a velocidade do esgoto que entra no reator (WITKOVCKI e VIDAL, 2009). Um esquema de tanque séptico é representado na Figura 4.

O material retido no fundo do tanque é parcialmente estabilizado após alguns meses sob condições anaeróbias. Sugere-se sua limpeza anualmente, devendo sempre deixar um pouco do lodo no fundo para acelerar o processo de crescimento de microrganismos que serão responsáveis pela digestão anaeróbia (CHERNICHARO, 2007).

O dimensionamento de um tanque séptico deve ser criterioso e considerar o tipo de instalação (residência, escritório, fábrica, escola ou restaurante). Podem ser do tipo pré-moldado ou construído no próprio local (WITKOVCKI e VIDAL, 2009). Segundo, Macintosh *et al.* (2011), é possível utilizar como material para construção desde estruturas de bloco de concreto até mesmo fibras de vidro.

Figura 4: Esquema de tanque séptico de uma câmara (Modificado de CHERNICHARO, 2007).



Outro ponto relevante para ser analisado durante o projeto é a localização. Não é recomendável que esteja perto de moradias, pois pode causar odor desagradável, e nem muito longe, com intuito de minimizar o custo com tubulações para transportar os despejos. Recomenda-se, também, a construção próxima ao banheiro, a fim de evitar curvas nas canalizações e que seja no nível mais baixo do terreno e longe de qualquer fonte de captação de água, para evitar contaminações (WITKOVCKI e VIDAL, 2009).

Os aspectos importantes dos tanques sépticos são o baixo custo de instalação, manutenção e operação; a facilidade operacional e a necessidade de pouca manutenção (PHILIPPI JR., 2005). Ainda este tratamento pode fazer parte do processo de controle da poluição e da recuperação de água para usos não nobres o que reduz o uso de água potável, os riscos ambientais e aumentam as oportunidades de reúso de efluente (BAKIR, 2001).

Apesar das vantagens apresentadas, é importante lembrar que, como em qualquer sistema de tratamento de esgoto, deve ser feito, adequadamente, o monitoramento de seu desempenho e a sua manutenção. Segundo Bradley *et al.* (2002), as autoridades de saúde devem fazer o manejo adequado destes sistemas descentralizados. É necessário observar características da região, local para instalar o tanque séptico, a quantidade instalada nas proximidades e o nível de tratamento. Ainda, segundo Harrison *et al.* (2012) o tipo de equipamento, a manutenção e a reparação do sistema

devem estar bem estabelecidas antes de incentivar seu uso, já que, para Charles *et al.* (2005) estes fatores e a composição do afluente têm influência na qualidade do efluente final.

No caso de manejo inadequado é possível gerar alagamento de esgoto, problemas de odor em águas superficiais por altos níveis de sólidos suspenso e matéria orgânica e excesso de fósforo e nitrogênio na saída do tanque séptico (MASSOUD *et al.*, 2009; BRADLEY *et al.*, 2002; CHARLES *et al.*, 2005).

Anh *et al.* (2002) relata em seu estudo que no Vietnã muitos tanques sépticos estão obsoletos e danificados pois não há um programa de monitoramento e manutenção adequados o que resulta na falta de reparados e na sobrecarga, já que o lodo não é removido regularmente. Alguns estão subprojetados e estão operando com menor eficiência de tratamento. Também há casos onde a concentração dos sólidos suspensos do efluente é maior do que o do afluente devido ao carregamento para fora das substâncias suspensas.

Em pesquisa realizada entre moradores da Baía de Chesapeake, nos EUA, encontrou-se que metade das residências não tinha seus tanques sépticos inspecionados por 3 anos, e quase 46% não limpava no mesmo período. Além disso, quase 30% das pessoas que foram entrevistadas discordaram ou não tinha conhecimento sobre a frase: "*A inspeção de rotina e a limpeza dos tanques sépticos são necessárias para a proteção da qualidade das águas*" (CENTER FOR WATERSHED PROTECTION, 1999, *apud* HARRISON *et al.*, 2012).

Desta maneira, Harrison *et al.* (2012) considera que é importante educar os donos dos tanques sépticos sobre os efeitos negativos consequentes da pouca manutenção e reparo destes sistemas.

Como desvantagens de um tanque séptico, pode-se citar, também, a baixa eficiência de remoção de alguns poluentes e a necessidade de adequar a disposição do lodo retido no tanque e do efluente final, pois este não pode ser lançado diretamente em um corpo hídrico (PHILIPPI JR., 2005).

Ainda, embora uma parte da matéria orgânica seja removida, os nutrientes permanecem no efluente e podem, se em solo, causar estresse na vegetação nativa e promover o crescimento de ervas daninhas (CHARLES *et al.*, 2005) ou, ao alcançar um

lago, originar a eutrofização (BRADLEY *et al.*, 2002). A eutrofização é um fenômeno que diminui o nível de oxigênio causando prejuízo à vida aquática (HARRISON *et al.*, 2012).

Altas cargas de nitrogênio nas águas subterrâneas, se usadas como água de abastecimento para consumo, podem ser tóxicas a humanos, em particular, crianças. Por isso, para Harrison *et al.* (2012), os problemas de contaminação dos tanques sépticos tem pontos negativos para tanto o ser humano quanto para o meio ambiente.

Alguns estudos já relatam exemplos nos EUA e na Austrália que indicam problemas relacionados com a contaminação de nitrogênio e micro - organismos em água subterrânea por problemas com tanques sépticos (MACINTOSH *et al.*, 2011). Por exemplo, nos EUA, onde os sistemas descentralizados servem aproximadamente 25% da população, os efluentes do tanque séptico são frequentemente reportados como fonte de contaminação de lençol freático por patógeno (STEVIK *et al.*, 1999b).

Os tanques sépticos, conquanto sejam fontes potenciais de emissão de nutrientes em águas superficiais, poucos dados existem para quantificar a sua significância na eutrofização. Frente a esta realidade, Withers *et al.* (2011) monitorou por 1 ano uma vila na Inglaterra. O autor encontrou que, em efluentes dos tanques sépticos, havia alta concentração de nitrogênio solúvel (de 8 a 63 mgL⁻¹) e fósforo (de 1 a 14 mgL⁻¹). O íon amônio era dominante (70 a 85%) e o nitrito estava acima de concentrações consideradas prejudiciais aos peixes (0,1 mgL⁻¹).

Segundo o mesmo autor, no Reino Unido, o projeto e o local de muitos tanques sépticos refletem o legado da infraestrutura de disposição de esgoto em áreas rurais durante os períodos em que a regulamentação e a consciência ambiental não eram tão rigorosas. Assim, os tanques sépticos foram construídos próximos aos cursos d'água e ainda é comum ver o lançamento do esgoto diretamente nestes (WITHERS *et al.*, 2011).

No Brasil, na cidade de Natal/RN (região Nordeste), muitos estudos têm verificado quais as condições das águas subterrâneas do aquífero Dunas/Barreiras que é principal fonte de suprimento hídrico da região (ARAÚJO *et al.*, 2005 ; NÓBREGA *et al.*, 2008; CABRAL *et al.*, 2009). As pesquisas mostram que há contaminação por íon nitrato na maioria das amostras analisadas e que, em alguns casos, a concentração superou a

máxima permitida de 10 mgL^{-1} para o consumo humano (Portaria 518/2004). Os autores relacionam este fato com a inexistência de um sistema de esgotamento sanitário e de tratamento que possibilite a disposição final adequada aos esgotos domésticos. Segundo Cabral *et al.* (2009), cerca de 70% dos esgotos domésticos produzidos são lançados no subsolo, geralmente em fossas rudimentares ou sumidouros e seguem, sem um tratamento adequado, em direção às águas do aquífero. Nóbrega *et al.* (2008) conclui que os sistemas sépticos estão comprometendo a qualidade de diversos poços de abastecimento público desta região.

Outra investigação mostra que a densidade de instalação do tanque séptico em uma região está correlacionada com a carga de nitrogênio nas águas subterrâneas. Deste modo considera – se que há grande relação entre o número de tanques sépticos em uma região e seu manejo, com a carga de nitrogênio no solo e nos corpos d'água (HARRISON *et al.*, 2012). Na Irlanda, em regiões com grande população rural e solo com permeabilidade baixa gera – se potencial de impacto dos tanques sépticos ali instalados (MACINTOSH *et al.*, 2011).

Por causa da relação entre a densidade de tanques sépticos e a carga de nutrientes, a Agência de Proteção Ambiental dos EUA (USEPA) estabeleceu, em 1977, o risco de contaminação baixo, médio e alto de acordo com o uso deste sistema / Km^2 . O baixo risco é determinado quando há menos do que 3,8 sistemas de tanque séptico por Km^2 ; para o médio risco este valor está entre 3,8 e 15,4 sistemas por Km^2 e o alto risco quando há um número maior do que 15,4 por Km^2 (HARRISON *et al.*, 2012).

A descentralização da disposição do esgoto, na forma de dividir os tanques sépticos ou as estações de tratamento de esgoto comunitárias é um caminho para prevenir o uso de grande número destes sistemas e aumentar sua densidade (HARRISON *et al.*, 2012).

Portanto, os tanques sépticos mais comumente utilizados são ambientalmente problemáticos (TRAVIS *et al.*, 2012). É preciso que o seu efluente seja encaminhado a um pós – tratamento ou unidade de disposição, uma vez que ainda apresenta elevado teor de matéria orgânica solúvel (que não sedimenta) e de organismos patogênicos (WITKOVCKI e VIDAL, 2009).

Uma das alternativas, para Philippi Jr. (2005), seria o filtro anaeróbio preenchido com pedras ou com outro material suporte inerte, por meio do qual percolam, em fluxo ascendente, os efluentes da fossa séptica. Nesse caso, a eficiência de remoção de carga orgânica aumenta. Também, segundo Bakir (2001) os filtros de areia intermitente já foram usados como polimento da saída do tanque séptico para melhorar a qualidade e haver reúso em irrigação por gotejamento.

Há também a opção de reúso do efluente a qual produz benefícios ambientais como a redução de lançamento dos poluentes (principalmente nutrientes) aos corpos hídricos e o reúso dos nutrientes em plantas. Ainda diminui a demanda de extração de água da superfície e do lençol freático. O efluente pode ser empregado em irrigação por gotejamento de forma que a água e os nutrientes possam ser reusados no próprio sítio. Logo, com o manejo adequado, pode – se implantar o sistema de tratamento de esgoto com sucesso e aumentar a segurança da saúde humana e a proteção ambiental (BRADLEY *et al.*, 2002).

3.4 SISTEMAS DE FILTRAÇÃO

Desde 1980 sistemas de filtração tem se tornado popular como tratamentos alternativos de esgoto de diferentes origens e qualidade, principalmente na Europa e nos EUA. Estes sistemas são conjuntos complexos de água, substrato, invertebrados e micro – organismos. Os micro – organismos aderidos as partículas de solo ou de areia constituem a base da técnica de infiltração. As bactérias que proliferam degradam os compostos orgânicos do esgoto e a operação, segundo estudos de Pell *et al.* (1990), é aeróbia. Ainda, a remoção dos poluentes combina outros processos físicos, químicos e biológicos, incluindo sedimentação, precipitação, adsorção nas partículas de solo, assimilação por tecido das plantas e transformações microbiológicas (PROCHASKA e ZOUBOULIS, 2003).

Infiltração no solo é uma técnica simples, efetiva, econômica e eficiente para tratamento e disposição do esgoto doméstico (PELL *et al.*, 1990), especialmente de vilas descentralizadas, cidades pequenas e áreas residenciais espalhadas (WANG *et al.*, 2010) onde o sistema de esgotamento sanitário municipal não está disponível

(STEVIK *et al.*, 1999b) e/ou onde a terra é escassa e cara como no delta do Egito (BAHGAT *et al.*, 1999).

Entretanto, segundo Zhang *et al.* (2005) os sistemas de infiltração de esgoto em subsolo são processos adequados para tratamento de esgoto doméstico em áreas rurais apenas se forem cuidadosamente projetados e gerenciados.

Na Suécia, Finlândia, Noruega e Dinamarca, 1,5 milhões de casas e 1,2 milhões de casas de veraneio utilizam tratamento de esgoto local sendo que a maioria destes sistemas de disposição de esgoto consiste tipicamente em tanque séptico seguido por uma filtração em subsolo ou sistemas de infiltração (STEVIK *et al.*, 1999b). Ainda, as casas rurais individuais suecas são geralmente providas com sistemas pequenos de infiltração (PELL *et al.*, 1990).

Atualmente, há grande interesse por sistemas de infiltração (WANG *et al.*, 2010). Muitos estudos foram feitos para avaliar o estilo de construção (HEALY *et al.*, 2007a), o tipo de material filtrante (STEVIK *et al.*, 1999^a; TORRENS *et al.*, 2009; SABBAH *et al.*, 2012), a taxa de carga hidráulica e a dosagem (AUSLAND *et al.*, 2002; ZHANG *et al.*, 2005), a remoção de nitrogênio (LI *et al.*, 2011; HEALY *et al.*, 2007b), fósforo (RODGERS *et al.*, 2005) e coliformes (TORRENS *et al.*, 2009; STEVIK *et al.*, 1999b) e o entupimento do filtro (LEVERENZ *et al.*, 2009).

O sistema de infiltração em solo tem sido testado cientificamente e construído para tratamento local de esgoto em unidades dispersas ou em pequenas vilas. A maioria dos estudos são feitos em escala de bancada ou piloto (STEVIK *et al.*, 1999b; HEALY *et al.*, 2007a; SABBAH *et al.*, 2012; KANG *et al.*, 2007) com poucos trabalhos reportados em escala real (LI *et al.*, 2011; PELL *et al.*, 1990; ZHANG *et al.*, 2005).

Os guias de projetos destes sistemas adotados recentemente são baseados em areia e pedra e, em alguns casos, cargas intermitentes de fluxo vertical ao invés de leitos horizontais. Ao contrário de leitos horizontais, as cargas intermitentes verticais são sistemas insaturados preenchidos por ar, o que aumenta o processo de decomposição aeróbia sendo possível a remoção de maiores cargas poluidoras. Uma grande quantidade de sistemas de tratamento vertical com cargas intermitentes tem sido construída em muitos lugares no centro norte da Europa (especialmente na Alemanha e no Reino Unido), principalmente para o gerenciamento de esgoto de vilas

pequenas e remotas e o seu desempenho tem sido considerado satisfatório (PROCHASKA e ZOUBOULIS, 2003).

Os sistemas de infiltração tem a capacidade de reduzir significativamente as concentrações de micro – organismos patogênicos do esgoto (STEVIK *et al.*, 2004) e tem remoção satisfatória em termos de demanda química de oxigênio, demanda bioquímica de oxigênio, fósforo e sólidos suspensos (LI *et al.*, 2011). Ainda, para Zhang *et al.* (2005), quando comparado com o processo de lodo ativado convencional, utilizado principalmente em grandes centros urbanos, estes sistemas tem vantagens incluindo o desempenho excelente na remoção de nitrogênio e fósforo, o menor custo de construção e operação e a fácil manutenção. Esta afirmação é contradita por Li *et al.* (2011) que comenta sobre a deficiência de remoção de nitrogênio na maioria dos tratamentos que operam no momento devido a diferentes necessidades de oxigênio para processos de nitrificação e desnitrificação. Entretanto sabe – se que a taxa de remoção de nitrogênio varia de acordo com a qualidade de esgoto, condições ambientais e condições de projeto, operação e manutenção (WANG *et al.*, 2010). O emprego de fluxo intermitente é uma das condições que facilitam a aeração e consequente remoção de nitrogênio.

3.5 FILTRO INTERMITENTE DE AREIA

O filtro de areia intermitente tem sido usado por mais de 100 anos (HEALY *et al.*, 2007a). Esta tecnologia trata, geralmente, efluente do tanque séptico antes de ocorrer o reúso da água ou a dispersão em solo. Segundo Kang *et al.* (2007), este tipo de sistema tem uma longa história em tratamento nos EUA e, de acordo com Rolland *et al.* (2009) tem sido usado por 15 milhões de pessoas na França.

Com o melhoramento no projeto de sistema de filtro de areia é possível reduzir o custo de construção e operação, com pouca manutenção e eficiência de tratamento relativamente alta, fazendo a tecnologia mais viável em diversas aplicações (LEVERENZ *et al.*, 2009; KANG *et al.*, 2007).

Historicamente, o filtro de areia intermitente consiste em um leito fixo de areia que é inundado na superfície com esgoto. Os primeiros filtros eram muito exigidos e, como

resultado, obstruíam frequentemente, requeriam manutenção e longos períodos de repouso para recuperar a capacidade de filtração. Com estudos, houve a redução da carga, a inserção de um pré – tratamento e o aumento da frequência de dosagem, o que melhorou o desempenho e aumentou períodos de operação sem entupimento permitindo que esta tecnologia fosse aplicada em áreas remotas onde a manutenção regular não era possível (LEVERENZ *et al.*, 2009).

A dose intermitente facilita o tratamento aeróbio biológico do esgoto através do crescimento bacteriano, vazão insaturada e aeração do leito entre as doses. Segundo a NBR 13969 (1997), a aplicação do efluente em filtros de areia deve ser feita de modo intermitente com o emprego de uma pequena bomba ou dispositivo dosador que permita a entrada de ar através do tubo de coleta durante o período de repouso. É importante que haja uma caixa para reserva do efluente do tanque séptico com uma bomba de recalque ou com um sifão, a montante do filtro de areia. O volume da caixa deve ser dimensionado de modo a permitir no máximo uma aplicação do efluente a cada 6 horas.

O grau de tratamento pode ser comparado com o secundário ou terciário, possibilitando a desinfecção e o reúso de água. Como exemplo pode ser citado estudo de KANG *et al.* (2007) onde os pesquisadores utilizaram esta tecnologia como tratamento biológico secundário para esgoto industrial e obteve remoção satisfatória do material orgânico.

Diferente do lodo ativado convencional onde a biomassa cresce continuamente, os filtros de areia são caracterizados pelo crescimento durante e imediatamente após a dose e, entre as dosagens, a atividade endógena diminui. Os filtros com frequência de doses menores operam por longos períodos de tempo sem manutenção. A frequência de aplicação menor aumenta a duração do período de repouso permitindo a decadência endógena e a secagem do leito para recuperação parcial dos poros do filtro (LEVERENZ *et al.*, 2009).

Portanto, segundo pesquisa de Andreadakis (1987) o sistema, sob algumas considerações, é uma alternativa economicamente viável para tratamento e disposição de esgotos locais.

3.5.1 Mecanismos de tratamento

Após o efluente doméstico ser pré – tratado, normalmente, pelo tanque séptico, ele é enviado ao filtro de areia onde a matéria orgânica e a amônia são oxidadas por micro – organismos. Estes micro – organismos, responsáveis pela remoção de material orgânico e nutrientes colonizam os grãos de areia e aumentam a densidade de células o que redireciona o fluxo de água lateralmente ao entorno da região colonizada (ROLLAND *et al.*, 2009). Em sua maioria, os leitos são intermitentes para superar a obstrução por material suspenso originado pelo afluente e/ou criada pelo crescimento bacteriano dentro do filtro. Durante o período entre duas aplicações sucessivas, o chamado tempo de repouso, a matéria orgânica suspensa e imobilizada é hidrolisada e degradada, permitindo maior vazão através do leito (SABBAH *et al.*, 2012). Além disso, o conteúdo de oxigênio durante o repouso aumenta rapidamente (ROLLAND *et al.*, 2009) o que, juntamente com o fluxo não saturado através do leito, permitem condições aeróbias parciais pela difusão do oxigênio em ambos os períodos (de fluxo e de repouso), reduzindo a energia necessária para aeração. Assim, para Sabbah *et al.* (2012) o filtro se comporta como um reator de biomassa fixa aeróbia resultando na mineralização da matéria orgânica e transformações de compostos nitrogenados inorgânicos.

De acordo com a evolução do oxigênio, é possível ser observada a estabilidade do filtro. A variação do conteúdo de O₂ pode ter 4 razões: a oxidação da DQO, a reação de nitrificação, a respiração endógena e a renovação do gás pela atmosfera. A primeira das 3 razões é correlacionada com a carga aplicada e o tipo de alimentação (ROLLAND *et al.*, 2009).

Em estudos de PROCHASKA e ZOUBOULIS (2003), até a 5ª aplicação a remoção de DQO foi relativamente baixa, o que foi explicado pelos autores como um período de defasagem (“lag”) onde a areia “amadurece” para ocorrer o desenvolvimento bacteriano no biofilme no filtro de areia, levando a subsequentemente melhora da habilidade de remoção do filtro. Segundo eles, o biofilme pode ser retido por meio de adsorção da matéria solúvel, levando a decomposição e a oxidação, durante o período de repouso (entre cargas). A matéria orgânica solúvel é absorvida rapidamente, enquanto que a

matéria coloidal adsorvida é solubilizada por enzimas, transferida através da membrana celular e convertida em produtos finais.

Embora estas investigações citadas comentem que a degradação do material orgânico dependa da operação intermitente, Zhang *et al.* (2005) obteve os mesmos desempenhos de remoção de DQO e fósforo em modo intermitente e contínuo. Em seus estudos, a diferença de remoção foi observada no conteúdo de nitrogênio amoniacal, com aumento de 70% em relação ao modo contínuo para 90% no modo intermitente, e na remoção de concentração de nitrogênio total, elevada para mais do que 80%.

3.5.2 Micro – organismos

Embora o filtro de areia seja simples na sua estrutura física, a micro e macro biologia invertebrada interna e sua ecologia é complexa e variável (BAHGAT *et al.*, 1999).

A microflora envolvida em um filtro de areia operado de modo intermitente, usado para tratar esgotos, consiste predominantemente em bactérias. Elas têm o metabolismo extremamente variado e podem usar constituintes orgânicos e inorgânicos ou a energia solar como fonte de energia. Algumas podem viver sem oxigênio molecular livre. As células das bactérias podem ser em formato de bastão de 1 µm até 3 µm de comprimento, ou em formato de esfera, com aproximadamente 2 µm de diâmetro (PROCHASKA e ZOUBOULIS, 2003).

As bactérias mais comuns em filtros de areia são as nitrificantes que tem papel crucial para o ciclo do nitrogênio no sistema de tratamento de esgoto. Estudos descreveram a distribuição e o desenvolvimento das bactérias nitrificantes no sistema de filtro de areia. Os autores encontraram que uma grande população de bactéria nitrificante é indicativa de ambiente aeróbio. Ainda os pesquisadores estudaram a microbiologia do filtro de areia, o qual era alimentado com esgoto em regime intermitente e descreveram a distribuição total de bactérias heterotróficas dentro do filtro, bem como o crescimento das bactérias nitrificantes no sistema. O regime intermitente de carga hidráulica tem um papel importante na aeração do sistema e

favorece o crescimento do grupo de bactérias nitrificantes (PELL e NYBERG, 1989 *apud* BAHGAT *et al.*, 1999).

Outros organismos presentes nos filtros de areia são os fungos. Eles são eucariotas e a maioria das suas células tem filamentos de 5 a 20 μm de diâmetro e pode ter muitos cm de comprimento. Há também os protozoários que normalmente ocorrem em números de 10.000 por grama de solo e se alimentam por bactérias e fungos. As células são geralmente menores do que 50 μm em diâmetro e se movimentam nos poros do solo (PROCHASKA e ZOUBOULIS, 2003).

O crescimento desta biomassa é significativamente maior no topo na primeira camada de areia, nos 2 cm da superfície, e, como consequência, aumenta o tempo de retenção do esgoto no meio filtrante (STEVIK *et al.*, 1999a e RODGERS *et al.*, 2005). Uma maior retenção pode melhorar a remoção de poluentes, caso ainda haja oxigênio disponível. Entretanto, se o crescimento for excessivo, é preciso cuidado para não ocorrerem obstruções que diminuam a difusão do oxigênio no sistema e o induzam ao baixo desempenho ou ao mau funcionamento (ROLLAND *et al.*, 2009).

3.5.3 Limpeza

Quando ocorrer a colmatação do filtro de areia, e seu desempenho for comprometido, a NBR 13969 (1997) sugere que, após a secagem da superfície do filtro de areia, ocorra a raspagem e a remoção do material depositado na superfície, juntamente com uma pequena camada do material filtrante. Normalmente, segundo a norma, a espessura da camada varia de 0,02 m a 0,05 m. Esta prática é uma manutenção simples e que não requer conhecimento técnico e/ou uma mão de obra qualificada para realizar o procedimento sendo, ainda, de rápida execução.

3.5.4 Fatores que influenciam a eficiência dos filtros de areia

A estabilidade é definida como a medida de variações da concentração média anual. Um processo de tratamento pode ser considerado estável quando flutuações nas cargas afluentes, condições ambientais e parâmetros de operação, fatores que sempre

são encontrados na prática, não causam grandes variações na qualidade do efluente final (OAKLEY *et al.*, 2010).

O desempenho dos filtros de areia é influenciado por fatores como: profundidade do meio, distribuição do tamanho do grão, composição do meio mineral, pré - tratamento, composição do esgoto e concentração de nutrientes, carga hidráulica e orgânica, temperatura, técnicas de dosagem e método de distribuição (KANG *et al.*, 2007; AUSLAND *et al.*, 2002; ROLLAND *et al.*, 2009).

Tradicionalmente, os filtros de areia são projetados baseados nas cargas hidráulicas. Entretanto, para Kang *et al.* (2007), como estes filtros são unidades de tratamento biológico aeróbio, seria mais apropriado que fossem projetados com base nas cargas orgânicas.

Ainda, para AUSLAND *et al.* (2002) o tamanho das partículas de areia e da taxa de aplicação são importantes pois, quando maiores, podem resultar em caminhos preferenciais através do meio filtrante e reduzirem o tempo de retenção, resultando na menor adsorção devido a interação inadequada entre o esgoto percolado e meio poroso. Assim, para o autor, o conhecimento sobre o efeito dos fatores de projeto do filtro como taxa de dosagem, método de distribuição e tamanho da partícula do meio bem como outros fatores são importantes para reduzir o risco de poluição dos tratamentos locais de esgoto doméstico.

A seguir são apresentados estudos relacionados a diferentes fatores que influenciam a eficiência de tratamento dos filtros de areia.

3.6.4.1 Cargas hidráulicas e orgânicas

Vários estudos tem investigado o desempenho do filtro de areia sob diferentes cargas no ensaio para quantificar o máximo de carga orgânica e/ou hidráulica que podem ser aplicadas com segurança no filtro de areia e seu efeito na remoção de *E.Coli*, SST, nitrogênio e matéria orgânica.

De acordo com recomendações da USEPA a carga orgânica não deve exceder 22 g DBO m⁻²dia⁻¹ em carga hidráulica de 40 a 80 Lm⁻²dia⁻¹ (HEALY *et al.*, 2007a). Para a norma brasileira, a taxa de aplicação no filtro deve variar de 100 Lm⁻²dia⁻¹, quando da

aplicação direta dos efluentes do tanque séptico e $200 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$ para efluente do processo aeróbio de tratamento (NBR 13969, 1997).

Segundo Healy *et al.* (2007a), a operação, o desempenho e o entupimento dos filtros de areia são determinados pela carga de sólidos suspensos e pela carga orgânica aplicadas neles. Em seus estudos, os autores utilizaram um filtro de areia estratificado (com 0,9 m de profundidade e 0,3 m de diâmetro), operado em modo de recirculação e tratando efluente sintético com características de efluente de laticínio. O objetivo foi examinar a parte orgânica, os SST e a remoção de nutriente pelo filtro de areia sob o aumento de carga hidráulica e orgânica. A melhor carga hidráulica obtida foi de $10 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$ equivalente a carga orgânica de $30,4 \text{ g DQO}_{\text{total}}\text{m}^{-2}\text{dia}^{-1}$ com recirculação de 75%. Com aumento da carga hidráulica para $13,4 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$ houve o acúmulo de efluente na superfície. O filtro teve capacidade de remoção de 99% de DQO e 100% de SST. Em relação ao N-total, a redução foi de 86%.

Outro experimento que variou a carga hidráulica e a concentração orgânica foi conduzido por Rodgers *et al.* (2005). Os autores utilizaram um filtro de areia estratificado (com 0,9 m de profundidade e 0,3 m de diâmetro) operando com carga intermitente para tratamento, também, de efluente sintético com características de efluente de laticínio. As cargas hidráulicas utilizadas foram de 60, 42, 30 e $6,67 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$, correspondente às cargas orgânicas de 53, 40, 22 e $23 \text{ gDBOm}^{-2}\text{dia}^{-1}$ e obtendo remoção de carbono orgânico de 75, 67, 99 e 100%, respectivamente. O estudo concluiu que a coluna teve bom desempenho, produzindo efluente com baixa concentração de DBO, Nitrogênio amoniacal e carbono orgânico em todas as cargas, entretanto, como o maior tempo de operação foi de 230 dias quando a operação da carga hidráulica era de $30 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$, a carga orgânica ótima e máxima para Rodgers *et al.* (2005) é igual a $22 \text{ gDBOm}^{-2}\text{dia}^{-1}$. Os dados deste estudo corroboram com as recomendações da USEPA no referente à carga orgânica máxima que deve ser aplicada no filtro de areia.

Kang *et al.* (2007) variou, também, as cargas hidráulicas aplicadas em filtros de areia e verificou a remoção de matéria orgânica. O perfil dos filtros era de 46 cm de areia fina (D_{10} de 0,93 mm e Cu de 1,5), 15 cm de areia grossa (D_{10} de 2,4 mm e Cu de 1,35) e 5 cm de brita (D_{10} de 3,8 mm e Cu de 1,68). As taxas variaram de baixa ($66 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$),

média ($132 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$) e alta ($264 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$) e as aplicações tinham intervalos de 60 minutos. Apesar de a remoção de COT (carbono orgânico total) alcançar mais do que 95% em todos os reatores dentro de uma semana, a porcentagem de remoção diminuiu nos filtros que recebiam taxas altas e médias após 30 e 50 dias de uso, respectivamente, quando surgiu uma zona escura no topo do leito, na areia fina. No caso da dosagem menor, o filtro de areia que a recebia permaneceu com remoção de COT e DBO superiores a 97%. Após 81 dias de operação, a remoção final foi de 97%, 95% e 89% para as cargas baixa, média e alta, respectivamente e a concentração de COT e DBO foram estatisticamente diferentes nas distintas cargas. Os resultados obtidos evidenciaram, como discutido nos estudos expostos anteriormente, que a eficiência e o tempo de vida útil do processo de tratamento são associados à carga hidráulica e orgânica (KANG *et al.*, 2007).

Em estudos mais antigos de Andreadakis (1987), já fora comprovado que a eficiência de remoção da DBO e dos SS dependia das características de compactação do meio filtrante, da carga hidráulica aplicada e das condições de fluxo (saturado ou insaturado). Um sistema de tanque séptico e filtro de areia foi simulado em escala de laboratório. O filtro de areia tinha 9 cm de diâmetro e era preenchido com 45 cm de altura de areia (D_{10} de 0,6mm e C_u de 1,70). A eficiência de remoção da DBO diminui com o aumento da carga hidráulica e/ou com o aumento da permeabilidade inicial. Para ser obtida uma DBO de concentração $20 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$ no efluente, foi necessária a carga de $1,5 \text{ m}^3\text{m}^{-2}\text{dia}^{-1}$ para o filtro de areia com o coeficiente de permeabilidade de 350 cmdia^{-1} , todavia quando o coeficiente de permeabilidade da areia era maior (900 cmdia^{-1}), foi preciso diminuir a dosagem para $0,5 \text{ m}^3\text{m}^{-2}\text{dia}^{-1}$, ou seja, segundo o autor, se a permeabilidade da areia for maior, é necessário diminuir a carga de aplicação no leito. Em seus resultados, a remoção dos sólidos suspensos não pareceu depender da permeabilidade do filtro de areia. Entretanto, esta eficiência aumenta com o aumento da carga hidráulica sendo similar ao desempenho do filtro de areia que trata a água. O diferente efeito que a carga hidráulica tem na eficiência de remoção da DBO e do SS sugere que o principal mecanismo de remoção de matéria orgânica não seja a retenção física dos sólidos orgânicos como no caso dos SS, mas sim biológica. Isso é comprovado pela DBO total do efluente (20 mgL^{-1}) ser significativamente menor do que a solúvel no

esgoto afluente. Portanto, com o estudo o autor concluiu que a remoção da matéria orgânica pelo filtro de areia aumenta com a diminuição das cargas aplicadas e com a areia mais compacta. O entupimento do filtro de areia pode ser prevenido, segundo Andreadakis (1987) pela adição de 2 filtros operando alternativamente com 15 dias de repouso que são suficientes para melhor aeração e completa destruição da camada preta no topo do filtro que o obstrui. Embora para o autor esta tecnologia seja mais economicamente acessível do que os tratamentos convencionais e tenha operação simples e econômica, é preciso lembrar que há necessidade de área disponível para sua instalação o que, em muitos lugares, é escasso.

Em relação à concentração de nitrogênio amoniacal, o volume de cada dosagem também influencia em sua remoção. Em estudos com filtro de areia grossa ($d_{50} = 1,4$ e $C_u = 4$) quando dosado o efluente de tanque séptico, o melhor desempenho foi com 4 aplicações de 10 Lm^{-2} do que com uma aplicação de 40 Lm^{-2} ou duas de 20 Lm^{-2} . A média de concentração de nitrogênio amoniacal, nesta pesquisa, foi de $21,0 \text{ mgL}^{-1}$; $17,2 \text{ mgL}^{-1}$ e $3,8 \text{ mgL}^{-1}$, respectivamente, para número de aplicações iguais a 1, 2 e 4 (BOLLER *et al.*, 1993 *apud* HEALY *et al.*, 2007a).

Ao estudar a remoção do nitrogênio amoniacal em filtros de areia e de calcário (com profundidade de 0,36 m e diâmetro de 0,08 m), Sabbah *et al.* (2012) verificaram que com o aumento da carga hidráulica de 85 para $170 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$ houve a redução da eficiência de remoção de nitrogênio amoniacal e detectou – se concentrações significantes na saída, particularmente no 20º dia depois do aumento da carga hidráulica. Entretanto, depois do 40º dia de aumento da dose, a remoção completa da amônia foi observada. Deste modo, os autores concluíram que a população oxidante de amoniacal talvez não seja capaz imediatamente de lidar com a entrada repentina deste composto.

Stevik *et al.* (1999b) estudaram os efeitos no comportamento hidráulico na remoção de bactérias *E.Coli* pelos filtros de meio com granulometria mais grossa quando a taxa de dosagem do esgoto era alterada. Os filtros tinham diâmetro de 15 cm e altura de 100 cm. Os autores obtiveram 100% de remoção de *E.Coli* quando a taxa de aplicação foi de 25 mmdia^{-1} (8 doses diárias de 3,12 mm a cada 3 horas); entretanto, ao dobrar o valor da taxa de aplicação diária, com o mesmo número de doses mas com volume

maior (6,25 mm), observou-se que o número de *E.Coli* aumentou significativamente no efluente, ou seja, aumentando a carga da dosagem, haverá menor purificação pelo filtro. A vazão maior na parte superior do filtro, onde a remoção bacteriana é mais efetiva, pode explicar a remoção significativamente menor para a dosagem de 50 mmdia⁻¹ (STEVIK *et al.*, 1999a). Este fato ocorre, segundo os autores, pois quanto maior a dosagem, maior a velocidade da água através dos poros o que resulta em um menor contato entre o meio e as bactérias, diminuindo a adsorção bacteriana e sua purificação. Deste modo, os resultados obtidos indicam que o valor da carga hidráulica é significativa para o transporte de *E.Coli*. A fração aplicada de efluente que demora menos tempo no sistema contribui para um maior número de bactérias no efluente já que a vazão é maior e cria condições menos favoráveis para a adsorção (STEVIK *et al.*, 1999b). Portanto este estudo indica que o tamanho da dose pode ser tão importante para a remoção bacteriana quanto à dose diária (STEVIK *et al.*, 1999a).

Estudos de Ausland *et al.* (2002) sobre a mesma temática (coliformes fecais em efluentes de filtros de areia) demonstraram que, em doses de 20 mmdia⁻¹, a concentração de coliformes fecais era mais baixa se comparada com as doses maiores, de 40 mmdia⁻¹ e 80 mmdia⁻¹. Ainda, verificou – se que entre as doses de 40 e 80 mmdia⁻¹ não houve diferença significativa nos resultados.

Estes estudos estão de acordo com as recomendações de Stevik *et al.* (1999a) – e Torrens *et al.* (2009). Os autores dizem que se for necessário um aumento de carga hidráulica, é preferível ter um número maior de doses ao invés de aumentar o número de volume da batelada para a remoção dos micro – organismos, visto que esta remoção pode ser extremamente dependente do volume de cada dosagem. Quanto maiores são as taxas, maior é o movimento através dos macroporos o que aumenta a distância entre a bactéria e o meio, diminui o tempo de contato e a probabilidade da adsorção bacteriana na área superficial da areia (STEVIK *et al.*, 2004). Entretanto, Torrens *et al.* (2009) alertam que o número de vezes que cada filtro é alimentado por dia deve ser limitado e adaptado a cada caso, verificando a granulometria da areia, profundidade do leito e carga hidráulica, de modo a prevenir os regimes saturados. Ainda, caso o fracionamento seja excessivo, é possível que a condutividade hidráulica

diminua e a velocidade da infiltração e a concentração de oxigênio sejam reduzidos, o que ameaça a sustentabilidade do processo de filtração (TORRENS *et al.*, 2009).

Outro ponto importante é a distribuição uniforme da dose na superfície do filtro de areia para que sejam evitados caminhos preferenciais e que se utilize mais a superfície e a profundidade do filtro (STEVIK *et al.*, 1999a).

3.5.4.2 Características do material filtrante

Outros parâmetros de projeto são importantes para a eficiência e a sustentabilidade do tratamento como a característica da areia e a sua implantação. O tamanho e implantação adequados do meio filtrante garante um bom desempenho do tratamento bem como a fiabilidade e durabilidade do sistema. Como o maior problema operacional é o fenômeno de obstrução devido ao excesso de biofilme desenvolvido, é essencial garantir porosidade livre suficiente para a transferência de gás e líquido. O problema torna-se mais complexo sabendo que é no topo da camada do filtro que a matéria orgânica está mais presente (40% de toda massa de matéria orgânica que ocorre na coluna de areia tem sido encontrada na parte superficial de 0 a 2,5 cm). Se o crescimento do biofilme aumenta, o tempo de retenção da água no filtro é maior, o que melhora a remoção dos poluentes se ainda o oxigênio estiver presente. Por outro lado, também o risco de obstrução aumenta. Neste caso é preciso cuidado, pois o fenômeno pode ser prejudicial quando excessivo devido à diminuição da difusão do oxigênio no sistema (ROLLAND *et al.*, 2009).

Uma das características importantes da areia é o coeficiente de uniformidade definido como $C_u = D_{60}/D_{10}$; onde D_{60} e D_{10} são o tamanho maior possível de 60% e 10% da amostra da areia utilizada como meio filtrante. Quanto maior o coeficiente de uniformidade, maior a faixa do tamanho das partículas de areia. Esta característica afeta o desempenho do filtro em cargas hidráulicas maiores, visto que em uma areia bem granulada as partículas menores preencherão os interstícios das partículas maiores, levando a redução da condutividade hidráulica, e possivelmente bloqueando o meio filtrante (HEALY *et al.*, 2007a). Além disso, o diâmetro efetivo da areia (D_{10}) é considerado um indicador do tamanho da partícula que pode ser removida pelo meio.

Quanto menor a partícula de areia, menor é o tamanho da partícula removida e melhor a qualidade do processo de filtração, embora quanto menor o tamanho, maior, também, será a frequência de limpeza (ELBANA *et al.*, 2012).

Deste modo, recomenda-se que nos projetos o tamanho do meio filtrante seja de acordo com o seu uso. Para uma operação de passagem única e profundidade do filtro de 0,61 a 0,91m, são recomendados D_{10} igual a 0,33 mm e C_u menor do que 3,0 (HEALY *et al.*, 2007a). De acordo com o guia da EPA o D_{10} deve variar entre 0,3 e 2,0 mm; D_{60} de 0,5 a 8,0 mm e o C_u deve ser menor do que 4,0 para se obter uma condutividade hidráulica adequada e minimizar o risco de entupimento (SOVIK e KLOVE, 2005). No caso da NBR 13969 (1997), a norma recomenda D_{10} (também chamado de diâmetro efetivo) variando de 0,25 mm a 1,2 mm e C_u também inferior a 4,0. Contudo, estas recomendações têm uma faixa ampla de características dos grãos e, quando empregadas em filtros de areia, há diferença significativa no seu desempenho como é possível verificar nos estudos citados a seguir.

Em colunas de laboratório com área de 0,1 m² foram empregados dois tipos de areia (D_{10} igual a 0,42mm – areia fina - e 0,8mm – areia grossa) com altura de 50 cm bem como 2 tipos de implementação (compactação natural e 100% compactado) para comparação do desempenho de tratamento de acordo com as características físicas das areias. O estudo utilizou esgoto sintético, com cargas aplicadas iguais (30 cmdia⁻¹) por oito meses. Os pesquisadores observaram que a distribuição do esgoto era heterogeneia no topo do filtro o que induz uma compactação diferente na superfície de acordo com a infiltração do esgoto na areia. A compactação da areia pode alcançar até 6 cm de perda de altura enquanto outras zonas estão ainda no nível original. Esta compactação aumenta a heterogeneidade da distribuição do esgoto já que as zonas compactas tem que estarem obstruídas de modo a permitir que o líquido escoe para zonas não compactas. Verificou-se, também, que a obstrução do filtro foi principalmente por depósito de SS. Para os autores, se a concentração de SS estiver entre 140 a 180 mgL⁻¹ (normalmente quando o tanque séptico não é bem mantido e há acúmulo do lodo e/ou durante uma carga alta do sistema o efluente contém esta concentração de SS), a obstrução física ocorre mais rapidamente. Neste estudo, ainda, foi comparada a porcentagem de nitrificação, de remoção de SS e de DQO. Em geral a areia fina foi

mais eficiente do que a areia grossa. Houve 62% de nitrificação no caso da areia fina compactada e 46% com a areia fina e compactação natural, porcentagem maior do que os resultados obtidos com a areia grossa (7% para ambas as compactações). Em relação à eficiência de remoção de SS e DQO, o filtro com areia fina pode remover mais do que 90% (para os dois parâmetros) sem diferença significativa entre as compactações enquanto que, com a areia grossa compactada esta porcentagem foi maior do que 75% e para a compactada naturalmente a remoção foi menor do que 65%. Os resultados permitem confirmar como a escolha da areia é de grande importância na eficiência do tratamento e na durabilidade do sistema. As duas areias diferem consideravelmente em termos de eficiência de tratamento e estabilidade biológica do sistema. Além disso, a compactação da areia pode ser prejudicial em termos de obstrução das areias finas enquanto que é benéfico para areias grossas (ROLLAND *et al.*, 2009).

Ausland *et al.* (2002) verificaram que em filtro com meio filtrante mais grosso o efluente tinha 3 logs a mais de *E.Coli* do que quando era utilizada a areia mais fina. Assumiram este fato ao avanço mais rápido do líquido quando o meio filtrante é mais grosso. Para eles, o fluxo no topo dos filtros é importante já que a taxa de remoção é maior na parte superior, causada pelas melhores condições de oxigênio e maior número de protozoários ativos. Ainda, quando o meio é mais fino, o fluxo torna-se insaturado e há menor transporte de *E.Coli* através da coluna.

Estudos de Stevik *et al.* (1999b) mostraram igualmente que os efeitos do tamanho efetivo dos grãos de areia na eficiência do filtro é significantemente alto. Os pesquisadores utilizaram filtros de diâmetro igual a 15 cm e altura de 100 cm, preenchidos com 80 cm com diferentes meios, aplicando esgoto sintético. Um dos meios era composto de areia fina (D_{10} igual a 0,13mm e Cu igual a 2,39) e o outro de areia média (D_{10} igual a 0,47mm e Cu igual a 1,81). Resultados mostraram que no filtro com menor tamanho dos grãos o transporte de *E.Coli* na coluna foi menor. Este efeito positivo dos grãos menores foi explicado pelo aumento da área da superfície específica o que viabiliza melhor adsorção e, assim, aumenta a remoção bacteriana. O efeito significativo do tamanho do grão pode provavelmente ser relacionado com a menor força da capilaridade no meio mais grosso. Isso afetará a hidráulica de forma que a

velocidade da vazão ficará maior e menos uniforme. Para meio filtrante mais fino, uma vazão não saturada é estabilizada através do volume de todo o filtro devido às forças capilares dos poros mais finos. Logo, para os autores, o tamanho dos grãos e sua área superficial específica são parâmetros de projeto importantes.

Além da variação de tamanho, a textura da superfície influencia no processo de adsorção. A superfície enrugada do meio pode aumentar a adsorção e reduzir as forças de cisalhamento assim diminuindo as taxas de dessorção. Em meio com macroporos ou canais preferenciais, a adesão será reduzida devido ao menor tempo de contato e ao aumento da distância entre as bactérias e o meio (STEVIK *et al.*, 2004).

Assim é preciso haver um consenso adequado entre o tipo de areia usada, a carga aplicada e a operação do sistema para assegurar o bom desempenho e a durabilidade do tratamento pelo filtro. Juntamente com a carga aplicada, a gestão do sistema (período de alimentação e de repouso) e o sistema de distribuição do líquido são, para Rolland *et al.* (2009), importantes entretanto o mais importante é a escolha da areia. Segundo os autores, certamente a escolha da areia afeta a transferência do líquido e do oxigênio no filtro bem como o crescimento do biofilme no meio. Como consequência, a taxa de remoção do poluente varia dependendo da composição do filtro por causa das diferentes propriedades do meio (espaço do poro e permeabilidade). O artigo aponta a influência das características da areia no processo de sistemas de filtração principalmente na remoção de nitrogênio e da matéria orgânica, no conteúdo de oxigênio e na obstrução do filtro.

3.5.4.3 pH e temperatura

Poucos estudos mostram a influência do pH e da temperatura na eficiência de tratamento por filtros de areia.

Apesar disso, sabe-se que o pH do meio é um fator chave para o crescimento dos micro – organismos. A maioria das bactérias não tolera valores de pH maiores do que 9,5 e menores do que 4,0. Em geral, o pH ótimo para o crescimento das bactérias é entre 6,5 a 7,5 (METCALF e EDDY, 2003).

Durante a pesquisa de Stevik *et al.* (1999b) o pH do efluente do filtro de areia variou de 6,4 a 8,6; entretanto, mesmo não estando dentro da faixa considerada como ótima por Metcalf e Eddy (2003) para o crescimento dos micro – organismos, esta pequena variação da faixa estudada não se mostrou relevante para a eficiência do sistema.

Em outra pesquisa a sobrevivência da maioria das bactérias diminui com os baixos e o altos valores de pH. Os menores do que 3 e 4 tiveram, em geral, um efeito hostil na sobrevivência bacteriana do meio filtrante (STEVIK *et al.*, 2004).

A temperatura também tem efeito importante na sobrevivência e no crescimento das bactérias. Na maioria dos casos, o crescimento ótimo ocorre dentro de uma faixa estreita de temperatura e pH, embora os micro - organismos sejam capazes de sobreviverem dentro de limites maiores.

Em estudos relacionados com a temperatura, evidenciou – se que a sobrevivência da bactéria diminui com o aumento da temperatura. Em incubações de *E.coli* em solo a temperaturas de 5, 10, 20 e 37°C, a melhor sobrevivência foi na menor temperatura (5°C) (STEVIK *et al.*, 2004).

Ainda, a adsorção das bactérias são maiores em temperaturas mais elevadas (Hendricks *et al.*, 1979 apud STEVIK *et al.*, 2004). Esta redução da adesão com a diminuição da temperatura pode ter muitas causas como o aumento da viscosidade da superfície do líquido, a redução da adsorção química e física, além de mudanças na fisiologia dos organismos (STEVIK *et al.*, 2004).

3.5.4.4 Vazão de sistemas descentralizados

Em sistemas locais e/ou descentralizados há grande variação na carga hidráulica e nas características de esgoto (por exemplo, na concentração de Nitrogênio total e de DBO) criando desafios para estabilizar o desempenho na falta de um controle operacional (OAKLEY *et al.*, 2010).

Como exemplo de fonte de variação, é possível citar a vazão diária média de produção de esgoto sugerida pela USEPA (2002): de 99 a 322 L pessoa⁻¹ dia⁻¹. Dependendo do número de ocupantes na residência e a faixa de produção, é possível obter vazões de 198 L dia⁻¹ a 1610 L dia⁻¹, por exemplo, se 2 ou 5 moradores utilizarem

a menor e a maior vazão diária, respectivamente. O esgoto é gerado por eventos isolados e os típicos hidrográficos das residências descentralizadas mostram que a vazão de esgoto varia muito durante as 24 horas, sendo a maioria da carga hidráulica durante curtos períodos de tempo. A vazão mínima igual à zero é típica e a máxima de vazão de 380 L h^{-1} não é rara. Esta flutuação grande na vazão pode também ter um efeito significativo no processo de remoção de nitrogênio. Em geral, a DBO no efluente do tanque séptico tem valores na faixa de 140 a 250 mgL^{-1} (USEPA, 2002). Todavia, com a possibilidade de grande variação da vazão do esgoto produzido, a concentração da DBO também pode ser variável e causar impactos diretamente na remoção de nitrogênio, como quando em altas concentrações inibe a nitrificação (OAKLEY *et al.*, 2010).

O monitoramento contínuo da vazão nos sistemas descentralizados tem limitação pessoal e de custo impedindo o ajuste dos processos e a adição de químicos necessários. Como resultado, a remoção de N é muito variável mesmo em condições controladas de instalações teste (OAKLEY *et al.*, 2010).

3.6 NUTRIENTES

Os nutrientes, em especial o nitrogênio e o fósforo, presentes nos efluentes devem ser removidos para a proteção à qualidade das águas de lagos, rios e reservatórios visto que são complementos nutricionais usados pelos organismos aquáticos e podem desencadear o fenômeno da eutrofização (crescimento excessivo de plantas aquáticas e a proliferação de organismos com predominância de grupos algais). Este fato pode ter graves consequências para o meio ambiente e à saúde pública, deteriorando os ecossistemas e os corpos receptores (SOVIK e KLOVE, 2005; CHAO, 2006 e SABBAH *et al.*, 2012).

Um exemplo de eutrofização por descarte de esgoto doméstico em áreas rurais descentralizadas é citado por ZHANG *et al.* (2005). O maior lago do sudoeste da China, em Dianchi, tem sido severamente poluído devido ao excesso de nitrogênio e fósforo. O esgoto doméstico descartado em torno do Dianchi é uma das principais razões da sua

eutrofização. Assim, a remoção de nitrogênio e fósforo de esgoto rural é importante de prevenir a eutrofização dos corpos d'água.

Deste modo, um componente crucial do esquema de tratamento de esgoto é a remoção biológica de nutrientes que, segundo Metcalf e Eddy (2003), é um termo aplicado para remoção de nitrogênio e fósforo por processo de tratamento biológico.

3.6.1 Nutrientes

Segundo Anon. (1987) *apud* Pell *et al.* (1990), a produção de N e P por pessoa/dia é igual a 12 g e 2,5 g, respectivamente. Se forem considerados dados do IBGE (2010), a contribuição da população brasileira (191 milhões) é de 836 mil toneladas por ano de N e 174 mil toneladas de P. Sendo aproximadamente 84% desta população urbana, do total produzido de N e P, cerca de 700 mil e 146 mil toneladas/ano, respectivamente, é provinda de esgoto centralizado e descartado em ecossistemas aquáticos, a maioria sem tratamento de remoção destes nutrientes. Os outros 16% (136 mil toneladas/ano de N e 28 mil toneladas/ano de P) é de resíduo descentralizado e, em geral, descartado em solo através de sistema de tratamento/disposição molhado (sistemas de tanques sépticos) e seco podendo alcançar o lençol freático ou um corpo d'água.

3.6.2 Nitrogênio

O Nitrogênio pode ocorrer em muitas formas no esgoto e sofre muitas transformações durante o tratamento (METCALF e EDDY, 2003). Os compostos nitrogenados, normalmente originados das proteínas, são eliminados na urina em forma de ureia (nitrogênio orgânico) após sofrerem transformações químicas pelo metabolismo humano (FUNASA, 2007).

Um mecanismo de remoção do nitrogênio do esgoto doméstico, citado por Metcalf e Eddy (2003), é a assimilação. Como este elemento é um nutriente, os micro – organismos existentes em alguns tratamentos de esgoto o assimilam em suas células e uma porção desta retorna ao efluente como células mortas.

Também há a conversão do nitrogênio orgânico em nitrogênio inorgânico, especialmente em amoniacal (NH_4^+), devido à presença de vários micro-organismos heterotróficos. Esta primeira etapa é chamada de amonificação. A adição da concentração do nitrogênio orgânico e inorgânico resulta na concentração de Nitrogênio Total Kjeldahl (NTK). O nitrogênio inorgânico é então convertido via nitrificação biológica a nitrato (NO_3^-) sendo o nitrito (NO_2^-) um produto intermediário na sequência da reação. As bactérias responsáveis pela transformação do nitrogênio amoniacal a nitrito são as *nitrosomonas* e as responsáveis pela oxidação do nitrito a nitrato são as do gênero *nitrobacter*. Ambas as bactérias responsáveis pela nitrificação são autotróficas e aeróbias (PROCHASKA e ZOUBOULIS, 2003).

A predominância do nitrato no efluente final significa que o esgoto foi estabilizado em relação à demanda de oxigênio e, neste caso, o nitrogênio tem somente sua forma mudada, entretanto não é removido (METCALF & EDDY, 2003). Para a remoção completa do nitrogênio do esgoto é necessário que ocorra a desnitrificação quando o nitrato é usado por grupos diversos heterotróficos comoceptor de elétrons resultando em liberação de molécula de nitrogênio para a atmosfera. Os micro – organismos transformadores de nitrogênio são frequentemente crescidos em biofilmes nas superfícies de materiais sintéticos (plásticos) ou naturais (brita, areia, calcário, argila) (SABBAH *et al.*, 2012). Segundo Oakley *et al.* (2010), o processo de crescimento aderido é predominante para nitrificação de tratamento de esgoto local enquanto que tanto o de crescimento aderido e suspenso é usado para desnitrificação. Ainda, para Sabbah *et al.* (2012) os filtros de areia intermitentes tem sido usados para facilitar a eficiência da nitrificação quando aplicados diferentes tipos de afluentes.

A concentração de nitrato no esgoto doméstico pode variar de 0 a 20 mgL^{-1} como N sendo uma faixa típica de 15 a 20 mgL^{-1} como N (METCALF e EDDY, 2003). Além disso, de acordo com a resolução do CONAMA 357 (2005), o valor máximo de nitrato em águas doces deve ser de 10 mgL^{-1} como N.

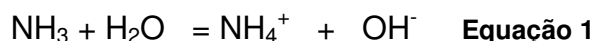
Ainda é importante lembrar que, apesar do nitrogênio não ser transformado em gás, o composto presente no efluente final, o nitrato, é um nutriente importante que pode ser reciclado por meio de diversas modalidades de reúso de água com o manejo adequado (SANTOS, 2006).

3.6.2.1 Fatores que influenciam a nitrificação

As bactérias nitrificantes são sensíveis a mudanças do meio. Uma variedade de agentes orgânicos e inorgânicos podem inibir o crescimento e a ação destes micro – organismos, diminuindo a nitrificação. Quando há altas concentrações de amônia (NH_4^+) e/ou ácido nitroso (HNO_2) o crescimento destas bactérias é inibido (METCALF e EDDY, 2003).

O efeito do pH é também significativo, como já descrito no item 3.6.4.3. De acordo com Metcalf e Eddy (2003), o valor de pH ótimo para o crescimento das bactérias nitrificantes está entre 7,5 e 8,6. Já para Prochaska e Zouboulis (2003), a nitrificação ocorre mais rapidamente em solos úmidos, que são aeróbios, e com temperatura de 25 a 30°C e pH entre 5,5 e 8,0.

O valor do pH do esgoto influencia, ainda, a ionização da amônia em meio aquoso. Pela Equação 1 é possível perceber que, quando o valor de pH está acima de 7,0 o equilíbrio desloca-se para a esquerda (amônia) e, se é menor do que 7,0, para a direita (íon amônio) (METCALF e EDDY, 2003).



Outro fator importante é o OD o qual deve estar na concentração maior do que 1 mgL^{-1} para que ocorra a nitrificação. Se o nível de OD for menor do que este valor, o oxigênio torna-se um fator limitante para a reação e a nitrificação diminui ou para. Para cada mg de amônia convertida a nitrato são necessários 4,3 mg de O_2 e 8,64 mg de HCO_3^- (METCALF e EDDY, 2003). Destarte, também é necessária a alcalinidade para ocorrer a reação de nitrificação. Embora os valores de alcalinidade nestes sistemas possam variar, poucos estudos em campo que reportam sobre estas concentrações do afluente tem encontrado alcalinidade suficiente para alcançar a completa nitrificação (OAKLEY *et al.*, 2010).

3.6.2.2 Nitrogênio no efluente

Muitas pesquisas têm sido feitas sobre o desempenho de remoção de nitrogênio do sistema de infiltração de esgoto em subsolo que pode variar de 10 a 90% de acordo com a composição de esgoto, condições de meio ambiente e condições operacionais (ZHANG *et al.*, 2005).

Em estudos de ZHANG *et al.* (2005), os autores observaram que o solo, por ter uma carga negativa, teve baixa capacidade de adsorção de nitrito e nitrato; diferente dos íons amônios que foram facilmente adsorvidos por serem de carga positiva. Para eles, o problema chave é melhorar a remoção do nitrogênio total através da criação de ambiente propício aos processos de nitrificação e desnitrificação. Por isso, foram estudados os modos contínuos e intermitentes de operação de infiltração em solo. Os resultados obtidos mostraram que o potencial de nitrificação de solo foi aumentado de 0,8 mg/Nkg/hora, em modo de alimentação contínua, para 1,6 mg/mgKg/hora em modo de operação intermitente evidenciando que esta operação melhora a nitrificação. Também houve um aumento da remoção do nitrogênio amoniacal de 70 para 90% variando a operação contínua e intermitente, respectivamente. Por conseguinte, o estudo sugere que o modo intermitente é um método mais efetivo para promover a nitrificação.

Li *et al.* (2011) também afirmam que a operação intermitente é melhor do que a contínua. Para eles, a remoção de nitrogênio pode ser maior se a parte superior do sistema tiver oxigênio suficiente para ocorrer a nitrificação do amoniacal. Desta maneira, se a carga hidráulica for alta, haverá menor remoção de nitrogênio visto que a nitrificação ocorre somente quando o oxigênio está presente em concentração suficientemente alta para suportar o crescimento estritamente aeróbio das bactérias nitrificantes. Em seus estudos, quando o filtro operou em modo intermitente, a concentração de OD no efluente foi maior do que quando em modo contínuo. Como resultado, a remoção de amoniacal aumentou de 75% para 87% indicando que as concentrações de OD são o suporte para a nitrificação.

Em operação intermitente, Sabbah *et al.* (2012) verificaram o potencial de uso do calcário como matriz para remoção de amônia comparado com a areia. Os resultados

obtidos mostraram que os filtros com calcário tiveram melhor desempenho do que os preenchidos com matriz de areia. Esta tendência pode ser atribuída pela maior capacidade de adsorção do calcário se comparado com a areia já que filtros com leitos biológicos de maiores áreas superficiais fornecem melhores condições para as bactérias nitrificantes crescerem. Portanto, para os pesquisadores, a eficiência de remoção de nitrogênio depende do tamanho e do tipo do meio filtrante; assim é possível que a área superficial também seja um dos fatores limitantes para a nitrificação, embora a transferência inadequada de oxigênio ainda seja o maior limite da nitrificação para os autores.

Para Healy *et al.* (2007b) o desempenho da nitrificação é mais relacionado a carga hidráulica e orgânica e a dosagem de frequência, fatores que igualmente refletem a concentração de oxigênio disponível. Em seus estudos, oito dias antes da obstrução do filtro de areia, o desenvolvimento de condições anóxicas dentro da coluna resultou em uma menor taxa de nitrificação levando um tempo maior para completá-la.

3.6.3 Fósforo

O fósforo é considerado o nutriente de maior importância no fenômeno da eutrofização. Sua fonte pode ser natural (rochas ou material particulado presente na atmosfera) ou artificial (efluentes domésticos e industriais) sendo esta a mais relevante em termos de impactos negativos já que, devido à alta densidade populacional, é a maior contribuinte para o fenômeno (CHAO, 2006).

O fósforo solúvel, encontrado no esgoto, está presente na forma de íons inorgânicos (PO_4^{3-} , H_2PO_4^- e HPO_4^{2-}) e pode ter formas distintas em função do pH do meio.

3.6.3.1 Remoção de fósforo do efluente

O fósforo pode ser removido através de precipitação química, adsorção pelos grãos de solo e/ou areia e incorporação no biofilme bacteriano (PROCHASKA e ZOUBOULIS, 2003; KATUKIZA *et al.*, 2012). Estas reações dependem do conteúdo de metal no material filtrante bem como das condições ambientais, por exemplo, o pH (SOVIK e KLOVE, 2005).

Em relação à adsorção, o conteúdo de cálcio na areia bem como o valor mais alcalino do pH no esgoto afluente são importantes já que favorecerão a precipitação química e a criação de várias formas de fosfato de cálcio. Entretanto, quando o esgoto a ser tratado é mais ácido (com valores de pH entre 5,0 e 6,0) o conteúdo de outros metais como Fe e Al pode ser mais relevante, visto que a respectiva reação de precipitação de fosfato com estes cátions hidrolisados, são favorecidos nesta faixa de pH. Ainda, há a remoção do fósforo pela incorporação nos micro – organismos (biofilme) e o acúmulo subsequente na biomassa. Os fosfatos incorporados são hidrolisados e removidos. O mecanismo de hidrólise ocorre pela presença da exoenzima fosfatase a qual existe em maior concentração no biofilme do que no meio líquido. Esta característica permite que a remoção de fósforo pelo sistema ainda continue por um tempo mesmo quando a capacidade de adsorção do material filtrante já está saturada (STUMM AND MORGAN, 1981 e BRIX *et al.*, 2001 *apud* PROCHASKA e ZOUBOULIS, 2003).

Para Sovik e Klove (2005), a retenção de fósforo por materiais filtrantes ainda deve ser estudada em escala de laboratório, com experimentos em batelada, por filtros em escalas média e real de sistemas de tratamento e por modelagem matemática.

Em seu trabalho, os autores Sovik e Klove (2005) fizeram experimento de batelada em escala de laboratório (altura de 1 m de meio filtrante e diâmetro de 19 cm) para verificar diferentes aspectos de adsorção e precipitação entre o fósforo e a areia e compararam com os resultados obtidos em um filtro de areia de média escala. A areia utilizada no filtro em escala de laboratório era de praia da costa da Noruega com caráter alcalino e D_{10} igual a 0,6 mm. Os resultados confirmam que a retenção de fósforo na areia ocorre por adsorção e precipitação, entretanto, para os autores, há dificuldade de discernir entre estes dois processos. O tempo médio de reação para a retenção de fósforo entrar em equilíbrio foi de 24 horas e a razão solo/água foi um parâmetro crucial nos experimentos em batelada. A Tabela 5 resume os dados obtidos nos experimentos em batelada e no filtro de média escala quanto a capacidade máxima de retenção e o coeficiente de distribuição, K_d (razão entre a concentração adsorvida com a concentração em água de P).

Tabela 5: Dados obtidos nos experimentos de Sovik e Klove (2005) em batelada e no filtro de média escala quanto a capacidade máxima de retenção e o coeficiente de distribuição Kd.

Experimento	Razão solo/água (g/mL)	Capacidade máxima de retenção (mgPKg ⁻¹ areia)	Kd (coeficiente de distribuição) (LKg ⁻¹)
Batelada I	5/75	8000	33,7
Batelada II	50/50	800	82,9
Média escala	-	335	89,8

De acordo com os resultados resumidos na Tabela 5, Sovik e Klove (2005) concluíram que os experimentos em batelada superestimaram a capacidade de retenção dos sistemas de filtro de areia em escala real e que a razão 50/50 forneceu estimativas mais razoáveis do que a razão 5/75.

Em estudos de um sistema de filtro de areia submerso (com características: 6 m de comprimento, 1 m de largura e altura de 75 cm de areia com D₁₀ igual a 0,53 mm e Cu de 5,7) que tratava efluente de tanque séptico gerado por 4 pessoas, obteve – se redução média de 70% de fósforo aplicando – se cargas de 40 a 80 Lm⁻²dia⁻¹. Entretanto estes dados foram considerados superestimados pelos autores, pois o lençol freático atingiu o leito o que pode ter diluído o efluente final (PELL *et al.*, 1990).

Um estudo em escala de laboratório para verificar a remoção do fósforo foi feito por Wang *et al.* (2010). Uma excelente remoção de fósforo (mais do que 95%) foi alcançada por um sistema de infiltração de subsolo que operou de modo intermitente com carga hidráulica de 4 m³m⁻²dia⁻¹ por 2 meses. A altura era igual a 1,5 m e o raio de 0,6 m; o esgoto que o alimentava era do tipo doméstico e proveniente do campus da Universidade de Shenyang.

Zhang *et al.* (2005) também utilizou um sistema de infiltração de subsolo – em seus estudos, porém em escala piloto com 9 m² de área e profundidade de 0,8m. O esgoto aplicado era provindo de uma comunidade rural que, antes de ser bombeado para o sistema de infiltração, passava por um processo de sedimentação. A carga hidráulica aplicada era de 2 cmdia⁻¹ e os autores estudaram a aplicação contínua e intermitente. Quanto à remoção de fósforo, não houve diferença significativa entre os dois modos de operação (98%) e a capacidade de adsorção foi atribuída às partículas finas do meio filtrante que resultam em uma maior área superficial para adsorver o elemento (ZHANG *et al.*, 2005).

RODGERS *et al.* (2005) também avaliou a remoção do fósforo. Os autores compararam dois filtros de areia intermitentes com diâmetro de 0,3 m e alturas de leito iguais a 0,9 m e 0,425 m. O filtro com maior altura teve melhor capacidade de adsorver o fósforo afluyente, enquanto que a adsorção pela coluna de 0,425 m começou a diminuir com aproximadamente 30 dias de operação. O baixo pH da areia (3,7) facilitou a adsorção do fósforo. Inicialmente a taxa de remoção do fósforo era alta nas duas colunas. Com aplicação de carga hidráulica de $60 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-2}$ a remoção de fósforo pela coluna de 0,9m de altura alcançou 96%; todavia, ao longo do tempo esta habilidade de remoção do fósforo diminuiu. Foi possível perceber melhor esta atenuação na coluna de 0,425 m de altura visto que havia menos locais de adsorção. A média de remoção de fósforo pelas colunas de 0,9 e 0,425 m foi de 83% e 70%, respectivamente. Para avaliar a adsorção do fósforo pela areia os pesquisadores utilizaram os cálculos da adsorção isotérmica pelos modelos de Freundlich e Langmuir. Ademais, os autores sugerem que a substituição da areia seja considerada para assegurar a remoção contínua do fósforo dado que a capacidade de adsorção deste elemento pelo filtro de areia é finita.

Em relação à eficiência de remoção do fósforo pelo filtro de areia, também é importante lembrar que, quando há obstrução do sistema e condições anaeróbias são criadas na interface solo/água, há possibilidade do desprendimento de fósforo na coluna de água, gerando um efluente com maior concentração deste elemento do que o afluyente do filtro (HEALY *et al.*, 2007b). Logo, é de grande interesse estabelecer o tempo e o modo de operação e manutenção dos filtros de areia.

3.7 DESINFECÇÃO DE ESGOTO

Os processos de tratamento de esgoto convencionais, os quais alcançam em geral o nível secundário de tratamento, reduzem 2 ou 3 unidades logarítmicas de bactérias patogênicas, vírus e parasitas. Para uma redução efetiva dos agentes patogênicos em níveis aceitáveis pelos padrões, é necessário um tratamento terciário que normalmente inclui a desinfecção do efluente secundário (COOPER, 1991).

Jordão e Pessoa (2011) ilustram esta realidade. Os autores comentam que a quantidade típica de coliformes fecais em um esgoto bruto é de 10^8 NMP/100mL e que, em processos secundários de tratamento, como lodos ativados por exemplo, mesmo com a redução de 90 a 99% de coliformes, ainda existe altíssima densidade de organismos, visto que a redução é de apenas 1 ou 2 ordens logarítmicas. Ou seja, se há remoção de 90% o efluente final haverá a concentração de 10^7 NMP/100mL de coliformes fecais e, se a remoção for de 99% a concentração final será de 10^6 NMP/100mL.

Para ser alcançado o padrão necessário, por exemplo, de reúso agrícola ou de balneabilidade, (efluente com 10^3 NMP/100mL) é preciso que a porcentagem de remoção seja 99,999% e/ou 5 ordens logarítmicas. Desta forma, a obtenção de um efluente tratado com concentração de coliformes fecais menor do que 10^3 NMP/100mL só é possível com a prática de um processo complementar de tratamento por desinfecção (JORDÃO E PESSÔA, 2011). Logo, a desinfecção para destruir patógenos é um elemento essencial na proteção da saúde pública, principalmente quando há interesse no reúso do efluente tratado (COOPER, 1991).

Como o reúso do efluente tratado na irrigação é preocupante para a saúde pública, existem critérios e padrões de qualidade, em que não só as incidências e concentrações máximas de organismos são consideradas, mas os próprios organismos, grupos e tipos. Dependendo do uso não é necessário exterminar completamente a presença de micro – organismos, ao contrário da esterilização na medicina (JORDÃO E PESSÔA, 2011), que destrói todos os organismos (METCALF E EDDY, 2003). Assim, a desinfecção se refere à destruição seletiva dos organismos causadores de doenças, podendo matar ou, às vezes, inativar estes patógenos (JORDÃO E PESSÔA, 2011).

3.7.1 Micro – organismos

A fonte de esgoto mais preocupante é a de fonte humana. Presentes neste tipo de esgoto estão bactérias, vírus e parasitas de patógenos humanos. Alguns exemplos importantes são do gênero *Salmonella* e *Shigella*, o vírus da hepatite A, *Vibrio cholerae*; parasitas como a *Giardia*, *Ascaris lumbricoides* e *Cryptosporidium*. Não só a presença

como também a concentração destes agentes é importante (COOPER, 1991). As doenças causadas por veiculação hídrica destes micro – organismos inclui febre tifóide, cólera e desinteria. Por vírus incluem poliomielite e hepatite infecciosa (METCALF E EDDY, 2003).

Como há dificuldade de identificação destes micro – organismos e de determinação da presença e do número de incontáveis tipos de agentes infecciosos (monitoramento direto), em muitos laboratórios, é comum a utilização de organismos indicadores de contaminação, como são os coliformes fecais (monitoramento indireto). A presença destes em qualquer amostra ou corpo d'água não indica uma medida absoluta da presença de micro – organismos patogênicos, mas sim uma medida de potencial de presença de patógenos que pode ser associada com o material fecal, ou seja, é possível ou até provável que outros organismos patogênicos estejam presentes, caracterizando – se uma contaminação por esgotos, mas não necessariamente a transmissão de doenças (JORDÃO E PESSÔA, 2011 e COOPER, 1991). Deste modo, os controles de patógenos são feitos baseando-se nas bactérias do grupo coliforme, uma vez que estas apresentam características favoráveis de determinação, reprodutividade, e são típicas do excremento humano (JORDÃO E PESSÔA, 2011).

3.7.2 Padrão microbiológico

A Resolução CONAMA 357 (2005) (complementada e alterada pela CONAMA 430, 2011) define os padrões microbiológicos para corpos d'água doce de acordo com o seu uso e classe em que se enquadra (Tabela 6).

Tabela 6: Padrão microbiológico para corpos d'água (NMP/100mL).

Parâmetro	Classe 1	Classe 2	Classe 3
<i>E.Coli</i>	200	1000	4000

Tabela adaptada de CONAMA 357 (2005).

Como já discutido no item 3.8.1, os coliformes fecais são representativos da contribuição fecal, e podem indicar risco à saúde. Por isso, são estabelecidas concentrações máximas de coliformes fecais de acordo com a qualidade microbiológica

requerida para o reúso do efluente tratado. WHO (1989) estabelece o máximo de 1000 NMP/100mL no caso de uso do efluente tratado em irrigação de culturas consumidas cruas e de campos esportivos ou parques públicos. No Brasil, a resolução CONAMA 357 (2005) (e CONAMA 430/2011) estabelece para águas de classe 2 destinadas a irrigação de hortaliças e plantas frutíferas, que em 80% ou mais de pelo menos 5 amostras mensais, a concentração de coliformes seja igual ou menor que 1000 NMP/100 mL em termos de *E.Coli*. Consequentemente, assim como sugerido por Jordão e Pessoa (2011), a desinfecção do esgoto deve visar à redução do teor de micro – organismos até os limites estabelecidos e não sua completa remoção.

3.7.3 Desinfetantes

A segurança na aplicação e a concentração suficiente para tratar as águas e/ou os efluentes são algumas características importantes para um desinfetante.

Alguns agentes químicos utilizados normalmente na desinfecção são: o cloro e seus derivados, ozônio, fenol e compostos fenóis, álcool, metais pesados, peróxido de hidrogênio e vários ácidos e bases. Destes, o cloro é o mais universalmente usado, sendo a ozonização também praticada. Há ainda a radiação UV que também pode ser utilizada como agente de desinfecção (JORDÃO E PESSÔA, 2011).

Cada um destes agentes tem um mecanismo de desinfecção (como discutido no item 3.7.3.1, dos agentes mais utilizados).

3.7.3.1 Mecanismos de desinfecção

Segundo Jordão e Pessoa (2011), os agentes desinfetantes penetram nas células dos micro – organismos e reagem com suas enzimas, destruindo – as. Como as enzimas são um complexo de proteínas essenciais que funcionam como catalisadores orgânicos em reações químicas do micro – organismos, sem sua ação na célula, os micro – organismos morrem.

Metcalf e Eddy (2003) ainda citam como mecanismo dos desinfetantes a danificação da parede celular e a alteração da permeabilidade da célula. Quando ocorre a destruição da parede celular também haverá a morte celular, como quando o

desinfetante reage com as enzimas celulares. No caso da alteração da permeabilidade da membrana citoplasmática a consequência é o escape dos nutrientes vitais, tais como nitrogênio e fósforo.

Além disso, CHO *et al.* (2010) demonstraram em seus estudos que a inativação pode ocorrer por ataque superficial ou intracelular, dependendo do desinfetante. No caso da lesão dos componentes da superfície celular, talvez este seja o primeiro passo para a inativação microbiana visto que a estrutura periférica celular (parede celular e o esporo) é uma barreira inicial de proteção contra o estresse ambiental dos micro – organismos. Mudanças físico – químicas na superfície celular então poderiam preceder qualquer prejuízo maior nos constituintes intracelulares e suas funções. Alternativamente, a morte celular pode ser induzida sem envolver prejuízos à estrutura superficial, sendo o dano direto na função intracelular a primeira razão da morte e/ou da inibição do crescimento microbiano.

Os autores estudaram a aplicação de desinfetantes comuns tais como ozônio, dióxido de cloro, cloro livre e radiação UV e a bactéria *E.Coli* foi usada como o micro – organismo representativo. Durante a inativação da célula, foi observado o lançamento de proteína, a mudança da permeabilidade da membrana celular, a destruição da enzima intracelular e a mudança morfológica.

Os resultados obtidos evidenciaram que, para o mesmo nível de inativação da célula pelo desinfetante químico, a destruição da superfície celular foi mais pronunciada com o ozônio (oxidante mais forte) enquanto que dos componentes internos da célula, sem causar significativo prejuízo a superfície, foram mais aparentes com o cloro livre (oxidante mais fraco). Este fato se deve, segundo os autores, pela característica do cloro livre ser menos reativo do que o ozônio e, assim, o transporte difuso através da barreira de proteção não é dificultado pela reação com os componentes da parede celular. No caso do dióxido de cloro o mecanismo de inativação deste agente foi intermediário entre a destruição superficial e a dos componentes internos, causando prejuízo em ambos os níveis. Em contraste aos desinfetantes químicos, fazendo ensaios com a inativação celular por UV, os pesquisadores não encontraram mudanças mensuráveis nas células quanto atacadas por esta radiação (apenas no seu DNA).

Deste modo os autores concluíram que o mecanismo de inativação da célula é primeiramente relacionado à reatividade do desinfetante químico. A superfície celular é mais prejudicada com os oxidantes mais fortes cuja difusão é dificultada pela reação dos oxidantes com os componentes da célula. O prejuízo nos componentes internos é mais aparente nos oxidantes mais fracos que tem reações limitadas com a superfície celular e alcançam o plasma efetivamente. No caso extremo da radiação UV não há ou há pouca interação com a superfície celular e ele atua, principalmente, no DNA intracelular.

No caso da presente pesquisa, optou - se pelo uso da cloração através do hipoclorito de cálcio por ser um reagente de maior facilidade de aquisição e manuseio. Portanto este desinfetante será focado nos próximos itens.

3.7.4 Hipoclorito de cálcio ($\text{Ca}(\text{OCl})_2$)

Para uso em menores quantidades é possível usar o hipoclorito de cálcio em solução ou sólido. A principal desvantagem do hipoclorito é a elevada capacidade corrosiva, o baixo teor de pureza e sua capacidade de cristalizar com riscos de entupimento na linha.

Ele pode ser obtido em forma de pó, grãos, barras ou pastilhas de cor branca, com até 70% de cloro disponível e é fornecido em recipientes de 1,5 Kg a 360 Kg. Os grãos e as pastilhas são prontamente solúveis em água e, em condições apropriadas de estocagem, são relativamente estáveis (JORDÃO E PESSÔA, 2011).

3.7.5 Fatores que influenciam a eficiência da cloração

A fim de se alcançar o declínio de bactérias efetivo, é importante observar a efetividade da mistura de solução de cloro com o esgoto de acordo com alguns fatores que influenciam a sua eficiência de remoção dos patógenos.

Alguns fatores que influenciam a eficiência da cloração são: tempo de contato, dosagem do cloro, características do esgoto como temperatura, número e tipos de

organismos, a natureza do líquido que estão em suspensão e os produtos e subprodutos do reagente desinfetante (METCALF E EDDY, 2003).

3.7.5.1 Tempo de Contato

Uma das mais importantes variáveis no processo de desinfecção é o tempo de contato. Em geral, observa-se que, para uma dada concentração do desinfetante, um maior tempo de contato é melhor para reduzir os microrganismos, ou seja, quanto maior o tempo de contato, maior a capacidade de destruição de organismos (METCALF E EDDY, 2003).

O tempo de contato utilizado é, normalmente, entre 15 e 45 minutos e é necessário manter um residual de cloro apropriado. Em estudos de Tonon (2011), a pesquisadora utilizou em seus testes o tempo de contato de 30, 45 e 60 minutos sendo o melhor resultado obtido em 45 minutos para uma concentração de $3,25 \text{ mgL}^{-1}$.

3.7.5.2 Dosagem

Segundo Jordão e Pessôa (2011), a quantidade necessária de cloro deve ser em função do estado do esgoto. Os autores apresentam uma tabela com a dosagem de cloro para os diferentes tipos de efluentes (Tabela 7)

Tabela 7: Dosagem de cloro para diferentes tipos de efluentes.

Tipo de esgoto (doméstico)	Dosagem (mgL^{-1})
Esgoto bruto	6 a 12
Esgoto bruto séptico	12 a 25
Efluente de filtração biológica	3 a 10
Efluente de processo de lodos ativados	2 a 8
Efluente de filtros após tratamento secundário	1 a 5

Tabela adaptada de Jordão e Pessôa (2011).

Apesar destas referências, os autores sugerem que os valores máximos da Tabela 7 sejam usados quando não há dados específicos visto que testes em laboratório devem ser preferíveis para determinar a dosagem de cloro requerido quando o residual no efluente é específico e/ou o número final de bactérias coliformes é limitado.

Ainda eles comentam que quanto maior a concentração aplicada, maior a eficiência do tratamento.

3.7.5.3 Características do esgoto

As características do esgoto a ser tratado influenciam na eficiência da cloração. Algumas destas características são: a quantidade de matéria orgânica e de turbidez (grau de tratamento do esgoto), as substâncias presentes, as condições de pH e de temperatura (JORDÃO E PESSÔA, 2011).

Quanto menor é o grau de tratamento prévio do esgoto, menor será a eficiência de cloração do efluente final. Este fato ocorre, pois o esgoto não tratado ou menos tratado, apresenta maior teor de sólidos em suspensão e de matéria orgânica. Quando há altas concentrações de sólidos em suspensão é possível que uma capa de proteção às bactérias seja formada contra a ação do cloro; e no caso da presença de material orgânico em maior quantidade, este pode se combinar com o cloro e formar compostos de fraca ou quase nenhuma ação desinfetante, dependendo do grupo funcional e da sua estrutura química.

Compostos saturados e carboidratos exercem pouca ou nenhuma demanda de cloro e não interferem no processo de cloração. Entretanto, os compostos com ligações insaturadas precisam de demanda de cloro imediata, e, em alguns casos, o resultado do composto pode ser titulado como cloro residual e ainda ter pouco ou nenhum potencial de desinfecção.

No caso da matéria orgânica nitrogenada, há a formação de cloraminas que também possuem reduzida capacidade germicida (METCALF E EDDY, 2003).

A presença de certos compostos aromáticos como fenóis, cresóis, aromáticos hidroxílicos são indesejáveis do ponto de vista da cloração visto que o cloro pode se combinar com os fenóis e provocar o aparecimento de clorofenóis. Com a presença destes, um possível aproveitamento da água para abastecimento é condenado por

fornece um gosto característico e ruim à água e por serem mais tóxicos ao meio ambiente do que os fenóis puros (JORDÃO E PESSÔA, 2011).

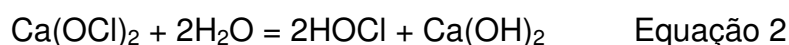
A presença de certos metais oxidáveis, como o ferro e o manganês, também tem potencial de redução da capacidade de oxidação do cloro visto que uma parte deste, ao invés de ser utilizada para reduzir a concentração de patógenos, oxida estes metais (JORDÃO E PESSÔA, 2011).

Deste modo, para se alcançar baixa contagem de bactérias na presença destes compostos é preciso adicionar cloro extra e haver maiores tempos de contato (METCALF E EDDY, 2003).

3.7.5.4 Produtos e subprodutos do Desinfetante

A eficiência da cloração é também em função do produto e subproduto do desinfetante aplicado.

Quando o hipoclorito de cálcio é adicionado à água, uma reação de hidrólise existe como mostra a Equação 2.



Esta reação de hidrólise ocorre na rapidez de alguns segundos, quando acontece a desinfecção, por isso, não faz sentido dizer que a desinfecção é feita pelo hipoclorito de cálcio, pois este se transforma rapidamente em HOCl (ácido hipocloroso) e este composto que é capaz de oxidar e desinfetar.

Ainda, o HOCl ioniza -se na água como mostra a Equação 3.



Com a equação 3, é possível perceber que o seu equilíbrio é em função da concentração do íon H^+ , ou seja, quando o pH é menor e a concentração de H^+ é maior, o equilíbrio se desloca para a esquerda e favorece a formação do ácido hipocloroso

(HOCl), porém, quando o pH é mais elevado, a formação do íon hipoclorito (OCl^-) que é favorecida (JORDÃO E PESSÔA, 2011).

Para ilustrar este fenômeno, a Tabela 8 mostra a distribuição do HOCl e OCl^- em função do pH à 20°C.

Tabela 8: Distribuição do HOCl e OCl^- em função do pH à 20°C.

pH	Percentagem de cloro livre (%)	
	HOCl	OCl^-
6,0	96,8	3,2
7,0	75,2	24,8
7,5	49,1	50,9
8,0	23,2	76,8
9,0	2,9	97,1

Fonte: Jordão e Pessôa (2011).

Embora o equilíbrio das reações também varie de acordo com a temperatura, visto que a constante de equilíbrio é dependente deste parâmetro, a alteração não é tão significativa como no caso do pH e não será discutida amplamente (JORDÃO E PESSÔA, 2011).

Saber o valor do pH e a predominância do subproduto do hipoclorito de cálcio é importante pois o ácido hipocloroso, HOCl, possui maior efeito letal para extermínio dos micro – organismos, ou seja, é mais eficiente se comparado com o íon hipoclorito (METCALF E EDDY, 2003).

3.7.6 Problemas na desinfecção

De acordo com a pesquisa feita por Arslan-alaton *et al.* (2007), os quais estudaram a situação atual dos efluentes das ETE urbanas na Turquia e compararam estes dados com padrões de lançamento em corpos d'água, evidenciou-se que a situação atual não está adequada ao parâmetro bacteriológico (coliforme fecal). A principal causa deste problema, atribuída pelos autores, é a falta de unidade de desinfecção e/ou a operação

imprópria das já existentes. Esta informação corrobora com o exposto por Al-jasser (2011) o qual afirma que quando há excesso de concentração de coliformes fecais nos efluentes finais normalmente a causa é a operação imprópria da unidade de desinfecção existente. Desta maneira, é de suma importância para a saúde pública que a etapa de desinfecção seja monitorada e operada adequadamente, principalmente quando o efluente final tem potencial para o reúso.

3.8 AS EXPERIÊNCIAS NA UNICAMP

Na Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo (FEC) da UNICAMP, estudou-se um sistema para o tratamento de esgotos de pequenas comunidades composto pela combinação de filtros anaeróbios com filtros de areia. Alguns filtros anaeróbios tinham meio suporte de cavacos de bambu (TONETTI, 2008) e outros eram preenchidos com cascas de coco verde (CRUZ, 2009). O efluente anaeróbio gerado por estes reatores era disposto sobre leitos de filtros de areia em distintas taxas de aplicações.

O primeiro pesquisador a estudar este sistema foi Tonetti (2008). Em sua investigação, utilizou aplicação de 50 Lm^{-2} disposta de uma a quatro vezes por dia de modo que cada filtro recebia diariamente 50, 100, 150 e $200 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$. O sistema foi avaliado quanto a parâmetros físicos, químicos e biológicos. Como resultado, foram obtidos efluentes que atenderam a legislação de Minas Gerais e São Paulo quanto a DQO e DBO. Ainda, os filtros de areia tiveram grande capacidade de nitrificação do afluente desde o início de sua operação, sendo o processo incrementado com a correção do pH do meio pela adição de 100 mL de uma solução de NaCO_3 em concentração de 120gL^{-1} a cada 50 Lm^{-2} aplicado de efluente anaeróbio.

Esta pesquisa orientou a aplicação sobre a superfície dos filtros de areia com taxas superiores a $500 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$, o que levou a pesquisadora Tonon (2011) a utilizar taxas diárias que variaram de 300 a 800 Lm^{-2} . Neste estudo verificou-se remoção na concentração de matéria orgânica em termos de DQO, DBO e COD acima de 90 % no efluente dos filtros de areia em todas as taxas de aplicação estudadas. No caso da turbidez, a remoção foi acima de 96 %, obedecendo às normas vigentes (COPAM nº 10, 1986 e DECRETO nº 8.468, 1976) para o lançamento desse efluente aos corpos

hídricos. Entretanto, os resultados apontaram que o parâmetro limitador para a utilização de taxas de aplicação diárias superiores a 700 L m^{-2} era a concentração de nitrogênio amoniacal produzido nos filtros de areia, superiores a 20 mg L^{-1} . A autora também empregou no leito de areia uma solução de para correção do pH (100 mL de carbonato de potássio com concentração de 100 g L^{-1} a cada 50 L m^{-2} de esgoto aplicado).

Como conclusão das duas experiências, afirma-se que os filtros de areia tem grande capacidade de nitrificação do afluente utilizando-se taxas de aplicação até $600 \text{ L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$ as quais são superiores as sugeridas pela NBR 13969 (1997), que orienta os aspectos construtivos e de operação para esta forma de tratamento.

Portanto, esse sistema é apto a ser construído em escala real em pequenas localidades, pois, requer baixa manutenção e pequena área.

Na Tabela 9 estão resumidos os valores obtidos nas duas pesquisas nas aplicações de 200 a $600 \text{ L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$ (valores superiores à norma, porém, segundo os pesquisadores, ainda eficiente para serem empregados).

Os resultados apresentados serão utilizados para comparação com os obtidos no presente estudo.

Tabela 9: Valores médios de diferentes parâmetros obtidos em pesquisas da UNICAMP com taxas de aplicação de 200 a 600 Lm⁻²dia⁻¹.

	Taxa de Aplicação no Filtro de Areia (Lm ⁻² dia ⁻¹)						
	Esgoto Bruto	Efluente Anaeróbio	200	300	400	500	600
pH	7,0 ± 0,1	7,0 ± 0,1	7,0 ± 0,2	6,7 ± 1,4	6,1 ± 1,2	6,3 ± 1,0	6,8 ± 0,8
Al. Total (mgCaCO ₃ L ⁻¹)	161,6 ± 30,1	176 ± 57,7	127,0 ± 60,0	148,7 ± 236	85 ± 152	84,1 ± 104,6	160,2 ± 243
Turbidez (UT)	115,9 ± 67,7	75 ± 35,4	>1,0 e <3,0	2,8 ± 2,2	1,9 ± 2,0	2,2 ± 1,5	3,1 ± 2,4
Condutividade (dSm ⁻¹)	0,7 ± 1,1	0,9 ± 1,1	> 0,7 e < 3,0	1,1 ± 0,6	0,9 ± 0,3	0,8 ± 0,2	0,9 ± 0,4
OD (mgO ₂ L ⁻¹)	2,0 ± 1,0	1,8 ± 1,2	> 4,0	6,2 ± 0,7	6,0 ± 0,8	5,6 ± 0,8	5,4 ± 1,2
SST (mgL ⁻¹)	185, 4 ± 94,3	70,6 ± 47	12	25,4 ± 29,6	23,8 ± 20	24,2 ± 21,2	24,6 ± 24
DBO (mgO ₂ L ⁻¹)	385 ± 189	113 ± 47	31	8 ± 8	6 ± 5	8 ± 7	10 ± 5
DQO (mgO ₂ L ⁻¹)	982 ± 424	389 ± 199	75	51 ± 37	39 ± 18	48 ± 24	54 ± 27
Fósforo (mgL ⁻¹)	2,2 ± 0,6	2,2 ± 0,7	8,9	1,6 ± 0,8	1,7 ± 0,6	1,7 ± 0,7	1,8 ± 0,7
NTK (mgL ⁻¹)	48,3 ± 14,4	53,5 ± 13,5	2,0	4,9 ± 4,3	4,4 ± 3,2	11,0 ± 7,2	14,4 ± 6,4
Nitrato (mgL ⁻¹)	2,8 ± 2,1	1,1 ± 2,7	45,2	50,3 ± 21,6	44,8 ± 18,0	39,0 ± 20,1	40,9 ± 27,3
E. coli (NMP 100mL ⁻¹)	7,0.10 ⁶ ± 1,3.10 ⁷	2,6.10 ⁶ ± 3,9.10 ⁶	4,5.10 ⁵	7,7.10 ⁴ ± 1,0.10 ⁵	5,2.10 ⁴ ± 7,2.10 ⁴	1,5.10 ⁵ ± 2,6.10 ⁵	2,1.10 ⁵ ± 2,8.10 ⁵
Autores	TONON, 2011	TONON, 2011	TONETTI, 2008	TONON, 2011	TONON, 2011	TONON, 2011	TONON, 2011

4. MATERIAL E MÉTODOS

A instalação experimental da pesquisa foi em uma área de 22.000 m², localizada na Estrada da Rhodia no Km 14,5 na cidade de Campinas/SP, nas proximidades do Ribeirão Anhumas (Figura 5). Nesta região havia a empresa Villa Stone Comércio e Indústria de Materiais Básicos para Construção Ltda (

Figura 6 A) a qual produzia diversos tipos de pisos para calçamento e até a conclusão do trabalho possuía 5 funcionários. Ainda, no mesmo local havia um estabelecimento (“bar”) (Figura 6 B) e duas casas (Figura 6 C e D). O estabelecimento funcionava de segunda a sábado e possuía um funcionário e nas casas, havia 5 residentes em sua totalidade. No local não existia rede de coleta de esgotos e a água residuária produzida era enviada para uma fossa rudimentar. A Figura 7 apresenta a vista geral das instalações da pesquisa.

Figura 5: Imagem aérea retirada do GOOGLE MAPS (2012) do local onde está instalada a pesquisa (distrito de Barão Geraldo da cidade de Campinas/SP).

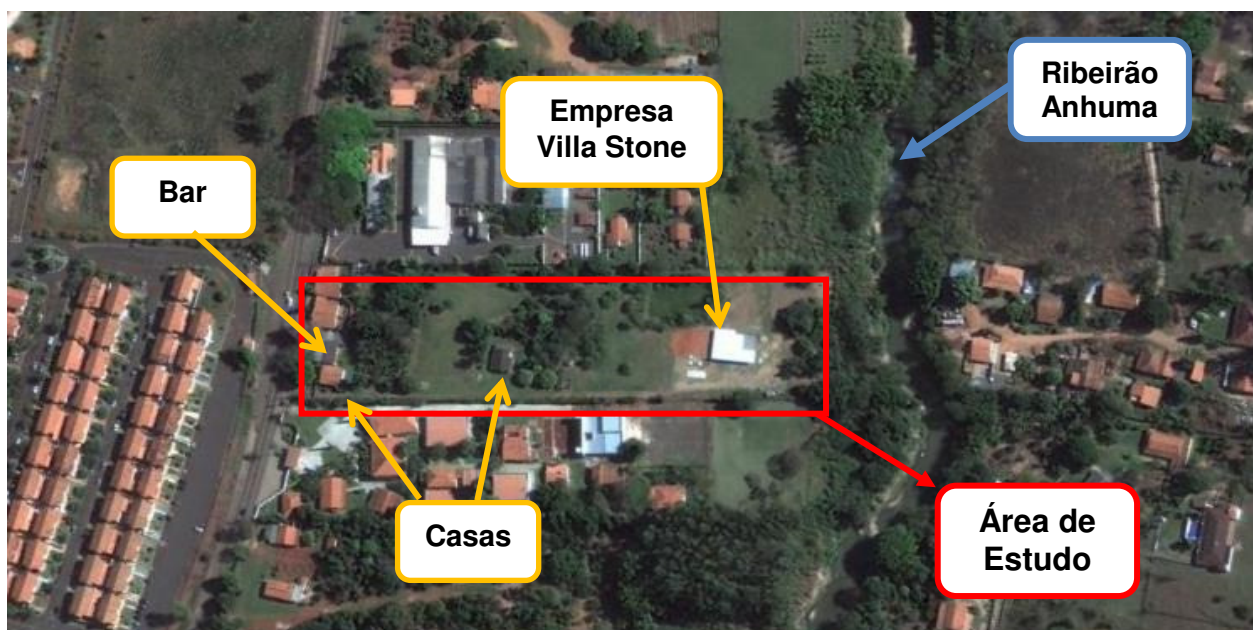


Figura 6: Área da empresa Villa Stone (A). Vista do estabelecimento (B). Vista da primeira casa (C). Vista da segunda casa (D).



Figura 7: Vista da área do projeto na empresa Villa Stone.



A área foi escolhida por não possuir rede coletora de esgoto municipal e ser considerada uma área rural e isolada da Região Metropolitana de Campinas. É importante destacar que a empresa foi responsável por toda a obra civil, mão de obra e tubulações empregadas na construção do sistema de tratamento proposto. No entanto, somente após o início da pesquisa o esgoto produzido foi destinado para o sistema de tratamento em estudo.

4.1 ORIGEM DO EFLUENTE

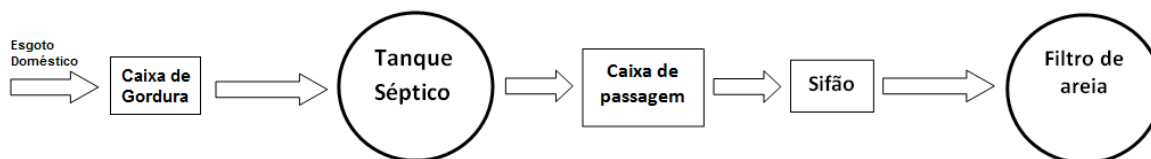
O esgoto bruto empregado era proveniente de atividades domésticas (sanitários e cozinha) dos funcionários, dos residentes e dos frequentadores do bar, excetuando o efluente industrial. Todo o esgoto gerado, após passar por caixa de gordura, era coletado por uma tubulação de 0,100 m de diâmetro e encaminhado para o tanque séptico por gravidade. A Figura 8 mostra a etapa de instalação da rede coletora de esgoto.

Figura 8: Etapa de instalação da rede coletora de esgoto na área do projeto.



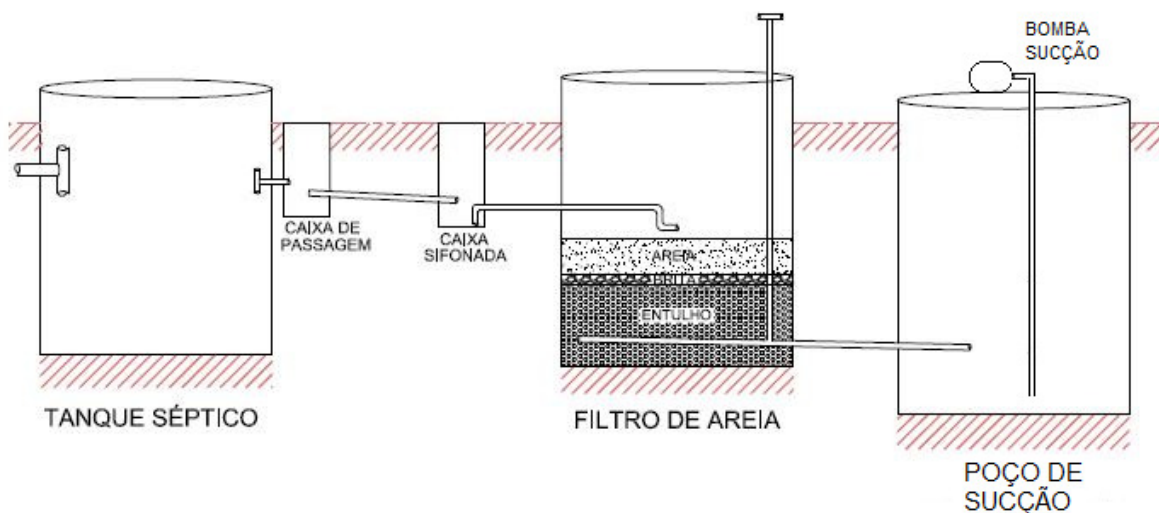
O tratamento era composto por uma unidade de tanque séptico e um filtro de areia. Entre estas duas etapas, havia uma caixa de passagem e uma caixa sifonada para aplicar o efluente no filtro de areia como exposto na Figura 9.

Figura 9: Etapas do tratamento de esgoto instalado na pesquisa.



Na Figura 10 está o esquema em corte lateral do sistema de tratamento de esgoto mostrando que internamente a tubulação foi instalada com declividade a fim de não ser necessário o bombeamento. É importante lembrar que o esgoto bruto provinha de uma área superior do terreno, por gravidade, para uma área inferior onde estava instalado o tratamento.

Figura 10: Esquema em corte lateral do sistema de tratamento de esgoto.



4.2 TANQUE SÉPTICO

O tanque séptico foi construído com anéis pré-moldados de concreto, tendo diâmetro interno de 1,88 m e profundidade total de 2,34 m. A profundidade

do nível de saída do efluente era de 1,55 m, propiciando um volume útil para o reator de 4,30 m³. No caso desta pesquisa decidiu-se pela construção de um tanque séptico com câmara única por ter a instalação mais simples. A Figura 11 apresenta o esquema do tanque séptico e a Figura 12 sua vista externa.

Figura 11: Esquema do tanque séptico projetado para a pesquisa.

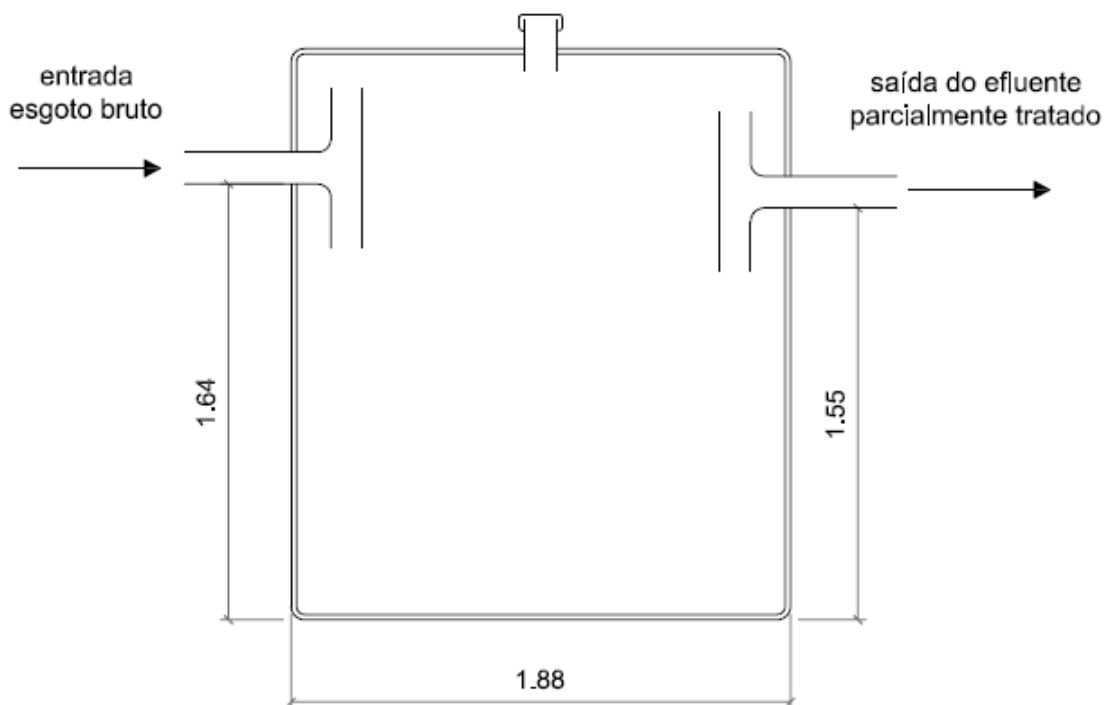


Figura 12: Vista externa do tanque séptico adotado na pesquisa.



O projeto desse reator foi baseado na NBR 7229 (1993), que orienta a construção e operação de tanques sépticos, e no número de pessoas que provavelmente utiliza por dia o sanitário. Para isso adotou-se a Equação 4 e as considerações apresentadas na Tabela 10.

$$V = 1000 + N.(CT + K.Lf) \quad \text{Equação 4}$$

Sendo: $\underline{V}$ o volume útil (m^3), $\underline{N}$ o número de pessoas contribuintes, $\underline{C}$ a contribuição de despejos ($\text{Lpessoa}^{-1}\text{dia}^{-1}$), $\underline{I}$ o período de detenção (dia), $\underline{K}$ a taxa de acumulação de lodo digerido (dia^{-1}) e $\underline{L_f}$ a contribuição de lodo fresco ($\text{L pessoa}^{-1}\text{dia}^{-1}$).

Tabela 10: Dados para a construção do tanque séptico baseados na NBR 7229 (1993).

Item	Unidade	Valor Adotado
Pessoas Contribuintes (N)	Pessoas	20
Contribuição de Despejos (C)	L/pessoas.dia	70
Período de Detenção (T)	Dia	2
Taxa de Acumulação de Lodo Digerido (K)	dia ⁻¹	57
Contribuição de Lodo Fresco (Lf)	L/pessoas.dia	0,30
Volume Calculado para o Tanque Séptico (V)	m ³	4,14
Volume Adotado para o Tanque Séptico (V)	m ³	4,30

Observa-se, na Tabela 10, uma pequena discrepância entre o volume calculado e o volume adotado. Isso ocorreu pelo uso de anéis pré-moldados de concreto, que impediam a obtenção do valor exato, assim optou-se por um volume ligeiramente superior.

4.3 CAIXA DE PASSAGEM E SIFÃO

Após a passagem pelo tanque séptico o efluente era encaminhado por meio de uma tubulação de 0,050 m de diâmetro para uma caixa de coleta, a qual tinha formato quadrado e possuía 0,400 m de largura e profundidade útil de 0,200 m. A Figura 13 apresenta a vista desta caixa de passagem.

Figura 13: Vista da caixa de passagem.



O líquido da caixa de passagem era direcionado a uma caixa sifonada construída, também, com blocos de formato quadrado de concreto pré-fabricado, largura de 0,40 m e com volume útil de 0,032 m³ (Figura 14 e Figura 15).

A adoção desse dispositivo visou uma aplicação de afluente de forma intermitente, garantindo que o leito de areia mantivesse uma característica aeróbia de tratamento sem o uso de bombas dosadoras que dependeriam da energia elétrica e poderiam aumentar o custo de implantação e operação e/ou dificultar que o sistema fosse empregado em comunidades afastadas dos grandes centros. Assim, somente após atingir o volume de 0,032 m³ o efluente era aplicado no leito de areia através de um sifão investido.

Figura 14: Esquema da caixa sifonada adotada na pesquisa.

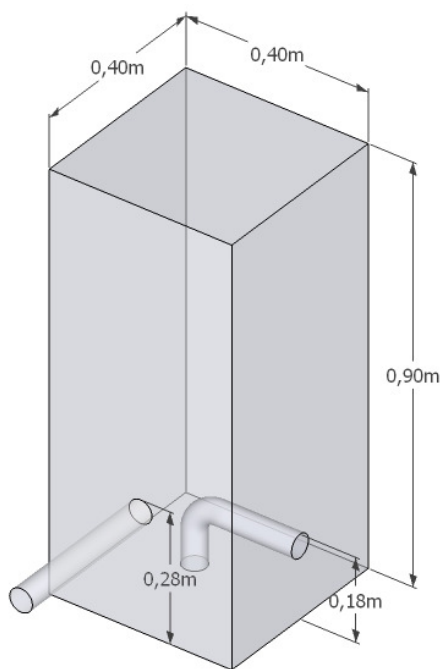


Figura 15: Vista da caixa sifonada utilizada na pesquisa.



4.4 FILTRO DE AREIA

O líquido da caixa sifonada era encaminhado pela tubulação e, antes de atingir a superfície do leito de areia, colidia com uma placa de concreto com área de $0,05 \text{ m}^2$ (Figura 16). Na colisão, gotículas eram formadas e distribuídas uniformemente sobre o leito evitando a formação de irregularidades em sua superfície.

Figura 16: Vista do filtro de areia, mostrando o detalhe da placa de concreto.



O filtro de areia foi construído com anéis pré-fabricados de concreto, de diâmetro interno de 1,90 m, possibilitando uma área superficial de 2,84 m². No tocante ao leito de tratamento seguiu-se um dimensionamento baseado na pesquisa desenvolvida por Tonetti (2008), conforme apresentado na Tabela 11.

Tabela 11: Dados para a construção do filtro de areia baseados em Tonetti (2008).

Item	Unidade	Valor Adotado
Pessoas Contribuintes (N)	Pessoas	20
Contribuição de Despejos (C)	L/pessoas.dia	70
Volume Diário de Contribuição (V)	L	1400
Área Superficial para Taxa de 500 L/m².dia	m ²	2,80
Área Superficial Adotada	m ²	2,84

Para a composição do leito foram empregadas três camadas estratificadas a partir da base do reator. A primeira possuía 0,20 m de profundidade e era composta por pequenos pedaços de entulho da construção civil (como pedaços de telha de cerâmica e de pisos de concreto). Logo acima estava a camada formada por Brita 1 com D₁₀ igual a 7,5 mm, C_u de 1,6 e C_v de 44,1 ± 0,4 %, tendo 0,05 m de profundidade. Este material tinha como objetivo sustentar a areia, impedindo que suas partículas fossem arrastadas para fora da estrutura do sistema. Na Figura 17 está o esquema do filtro de areia com a disposição das camadas e na Figura 18 sua vista externa.

Quanto ao leito de areia adotou-se a profundidade de 0,40 m por ser uma altura que, segundo Tonetti (2008), tem eficiência no tratamento. Não foi adotada uma maior altura visto que a profundidade disponível na área era pequena, entretanto, esta limitação foi providencial para o desenvolvimento da pesquisa na situação mais crítica quanto à altura do leito de areia. A areia empregada foi a popularmente denominada de média, classificada de acordo com procedimento apresentado pela NBR 6502 (1995), possuindo um diâmetro efetivo de 0,18 mm, coeficiente de uniformidade de 2,27 e coeficiente de vazios de 57,5 ± 0,8%.

Figura 17: Esquema do filtro de areia com a disposição das camadas.

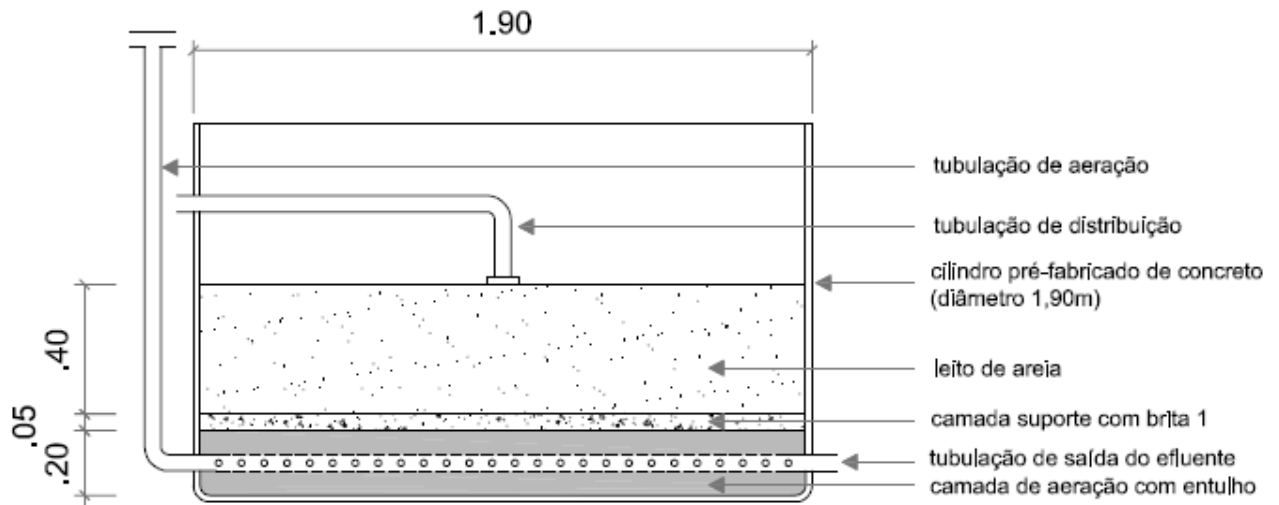


Figura 18: Vista externa do filtro de areia adotado na pesquisa.



Destaca-se que a taxa de aplicação ($492 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$) ao longo de um dia adotada no dimensionamento do filtro de areia excedeu aquela sugerida pela norma brasileira NBR 13969 (1997) ($100 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$). Esta particularidade estava baseada na pesquisa desenvolvida por Tonon (2011), a qual constatou que mesmo com disposições maiores que $500 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$, valor superior ao limite

máximo recomendado pela norma, havia a geração de um efluente adequado aos padrões de lançamento.

A tubulação de saída estava instalada a partir do centro da base, com uma ligeira inclinação em toda a sua extensão para impedir a permanência de efluente em seu interior.

4.4.1 Tubulação de aeração nos filtros de areia

Para ampliar a aeração do leito, na lateral do filtro foi instalado um tubo com 0,040 m de diâmetro interno (Figura 19). No interior do reator, esta tubulação foi conectada com a tubulação de saída do filtro de areia.

A captação do ar era feita de forma natural, sem existir equipamentos mecânicos para que esta ocorresse.

Figura 19: Detalhe da vista da tubulação de aeração instalada no filtro de areia.



4.4.2 Manutenção dos filtros de areia

Conforme descrito no item 2.2, um dos objetivos deste trabalho era o de verificar a manutenção do sistema. Durante o período de estudo, foi necessária a raspagem da areia superficial e sua substituição. Realizou – se este procedimento sempre que o escoamento do efluente pelo filtro de areia tornava-se mais lento e a

tubulação do sifão ficava afogada, caracterizando um fluxo contínuo na entrada do leito sem ocorrer a intermitência necessária para seu bom funcionamento (Figura 20). Nesta etapa, a areia se mostrava mais escura do que o normal (Figura 21). Ainda, outra evidência de colmatação era a maior concentração do fósforo no efluente final do que no afluente do filtro de areia, o que mostrava o desprendimento deste composto pela condição anaeróbia que ocorria na interface líquido/areia.

Figura 20: Vista da obstrução do leito de areia.



Figura 21: Vista da areia mais escura, evidenciando a colmatação.



Durante esta manutenção, 0,05 m de altura da camada superficial eram removidos e armazenados em uma lona para serem secos ao sol. A areia era substituída por uma nova com mesmas características.

A areia removida era caracterizada quanto à concentração de sólidos totais e era monitorada continuamente para verificar a perda de sólidos totais ao longo do tempo. Este procedimento será descrito melhor no item 4.61.

4.5 DESINFECÇÃO

A etapa de desinfecção era feita no laboratório em escala de bancada. Foram utilizados 2 L de amostra do efluente final para ser feita a cloração com hipoclorito de cálcio ($\text{Ca}(\text{ClO})_2$). Para o teste, utilizou-se um agitador magnético para garantir uma mistura satisfatória entre o efluente e o reagente. Este conjunto simulava a câmara de contato que poderá ser instalada em escala real. A Figura 22 ilustra a etapa de desinfecção.

Figura 22: Etapa da desinfecção em bancada.



4.5.1 Dosagens de Hipoclorito de Cálcio

As dosagens utilizadas foram baseadas nos resultados obtidos por Tonon (2011). A pesquisadora utilizou dosagens de hipoclorito de cálcio de 1,6 e 3,25 mgL⁻¹ e diminuiu em 2 e 3 logs de bactérias *E.Coli*, respectivamente, do efluente do filtro de areia. Como o efluente final desta pesquisa tinha menores concentrações de bactérias *E.Coli* se comparado com o efluente de Tonon (2011), optou-se por utilizar dosagens menores do que 1,6 mgL⁻¹ (1,15 ; 1,28 e 1,4 mgL⁻¹) a fim de verificar qual a ideal para remoção de *E.Coli* inferior a 500 NMP100 mL⁻¹; valor indicado como máximo para reuso nas descargas dos vasos sanitários pela NBR 13969 (1997). Como o objetivo futuro de reúso deste efluente é a esta reutilização do efluente final, desinfetado, o valor máximo de 500 NMP100 mL⁻¹ foi elegido como parâmetro para a desinfecção. Para obter o valor da massa de hipoclorito de cálcio necessária de acordo com a dosagem requerida, a Equação 5 foi utilizada (CETESB,1994).

$$P = \frac{C \cdot L}{\%B \cdot 10} \quad \text{Equação 5}$$

Onde P é a massa do composto de cloro (g), C é a concentração de cloro livre desejado no efluente a ser desinfetado (mgL⁻¹), L é o volume de efluente a ser desinfetado (L) e %B é a porcentagem de cloro livre do produto comercial escolhido para o emprego. No caso desta pesquisa específica, utilizou-se o hipoclorito de cálcio da marca *Synth* e a porcentagem de cloro livre era igual a 64%.

4.5.2 Tempo de contato do Efluente com o Desinfetante

Os tempos de contato do efluente com o desinfetante eram de 30, 45 e 60 minutos. Estes valores foram baseados nos estudos de Tonon (2007).

Embora a pesquisadora tenha obtido melhores resultados com 45 minutos, optou-se por fazer o teste com, também, os outros dois tempos visto que o efluente final tinha qualidade diferente do efluente utilizado pela autora.

4.6 ANÁLISES DA AREIA

As análises foram feitas nas amostras de areias: “nova” (antes de ser empregada no filtro de areia) e “utilizada” (retirada do filtro após sua colmatção). Desta forma, a nomenclatura de AN será referente a areia nova e AU a areia utilizada.

4.6.1 Permeabilidade, análise granulométrica e índice de vazios

Antes da AN fosse utilizada no filtro de areia com material filtrante, uma porção representativa de amostra era submetida a ensaios de determinação do coeficiente de permeabilidade à carga constante (NBR 13292, 1995) análise granulométrica (NBR 7181, 1984), determinação do índice de vazios (NBR 12051, 1991), umidade e pH (SOVIK e KLOVE, 2005) a fim de caracterizá-la.

4.6.2 Sólidos Totais

A análise de sólidos totais (APHA *et al.*, 2012) foi feita para a amostra de areia utilizada (AU). Cada vez que o filtro colmatava, uma parcela representativa de amostra composta superficial (aproximadamente 1/3 da área do filtro de areia em locais diferentes) era retirada dos primeiros 0,02 m e verifica-se a quantidade de sólidos totais presente nesta. Ainda, retirava – se perfis do filtro, com o auxílio de um aparato (Figura 23) e a mesma análise era feita a cada centímetro, de 1 cm a 5 cm, visto que é onde se localiza o biofilme conforme mostra a Figura 24.

Figura 23: Aparato para coleta de perfil da areia.



Figura 24: Detalhe da localização do biofilme.



Com a areia removida e separada para ser seca ao sol em uma caixa aberta, avaliava – se, ainda, a redução da quantidade de sólidos totais ao longo do tempo de maneira a evidenciar o período necessário para que existisse, em maior quantidade, a parte inorgânica da areia. A coleta desta amostra era feita de 2 em 2 dias até que a maior parte fosse constituída de material inorgânico.

Todas as análises descritas neste item foram feitas em triplicata.

4.6.3 Fósforo

O teste de adsorção do fósforo foi feito na amostra da areia nova (AN). O ensaio foi baseado na metodologia utilizada por RODGERS *et al.* (2005), ZHANG *et al.* (2005) e SOVIK e KLOVE (2005).

A amostra de AN foi preparada de três maneiras: a primeira com a areia sem nenhum tratamento (T1); a segunda com a remoção do fósforo nativo contido na própria areia pela lavagem com ácido clorídrico (1:1) e a terceira com a remoção do fósforo com o mesmo ácido e autoclavagem. Após estes procedimentos foi realizado o teste de adsorção do fósforo nas três porções de areia para fazer um comparativo com os resultados.

Para o teste de adsorção do fósforo, uma solução de concentração igual a 50 mg/L foi preparada com KH_2PO_4 (dihidrogenofosfato de potássio). Uma alíquota de 50 mL desta solução foi adicionada a um frasco contendo 20 g de areia. Para cada tratamento da areia foi feita a análise em triplicata. Cada frasco foi misturado por 24 horas em um *shaker*. Após este período, o líquido sobrenadante foi analisado quanto à concentração de fósforo. Os dados obtidos foram analisados segundo a Equação 6.

$$q = \frac{(C_o - C) \times V}{m} \quad \text{Equação 6}$$

Onde q é o coeficiente de adsorção do fósforo (mg g^{-1}), C_o é a concentração inicial da solução (mgL^{-1}), C a concentração final do sobrenadante (mgL^{-1}), V o volume da solução (L) e m a massa da amostra (g).

Para a amostra de AU, com uma massa conhecida foi feita a análise da concentração de fósforo adsorvido nesta durante o seu uso como material filtrante. Foi feita a digestão da amostra sólida e após este procedimento, o sobrenadante foi removido. Esta alíquota foi filtrada em papel com porosidade de 0,45 μm . Em seguida, analisou - se sua concentração de fósforo que a areia adsorveu e foi desprendida no sobrenadante após a digestão.

Todas as análises foram feitas em triplicata.

4.7 CONSUMO DE ÁGUA E GERAÇÃO DE EFLUENTE

O consumo de água foi verificado pela medida do hidrômetro. No local havia 3 hidrômetros sendo um para o estabelecimento, um para a empresa e um para o consumo das duas casas juntas. É importante lembrar que o hidrômetro da empresa media apenas o consumo de água que os funcionários utilizavam no refeitório e nos banheiros (vaso sanitário e chuveiro).

No estabelecimento havia uma pia na cozinha e dois banheiros (um feminino e um masculino) com uma pia em cada. Nas casas havia o total de 2 pias de cozinha e dois banheiros (cada banheiro com um vaso sanitário, uma pia e um chuveiro). No caso da empresa, existiam dois sanitários e dois chuveiros; além disso, havia a pia do refeitório.

O dado do volume de efluente gerado foi obtido pelo produto da área do tanque reservatório e a altura do efluente final produzido.

Tanto o consumo de água como o volume de efluente foi monitorado de duas maneiras: durante a semana e durante um dia.

No monitoramento da semana os dados foram coletados durante 7 dias no mesmo horário para verificar a vazão consumida de água e gerada de efluente em 24 horas. Para o monitoramento durante um dia, as medições foram feitas de 30 em 30 minutos durante 16 horas (das 6h00 às 22h00). Este período foi escolhido porque compreende o período de funcionamento do estabelecimento e da empresa e, ainda, o horário de atividades domésticas nas casas.

4.8 COLETA DE AMOSTRAS E ANÁLISES LABORATORIAIS

As coletas do efluente do tanque séptico (ETS) e do efluente do filtro de areia (efluente final) (EFA) foram feitas semanalmente.

Os parâmetros físicos, químicos e biológicos analisados foram os seguintes: temperatura, pH, alcalinidade parcial e total, condutividade, oxigênio dissolvido (OD), turbidez, demanda bioquímica de oxigênio (DBO), demanda

química de oxigênio (DQO), série do nitrogênio, fósforo, sólidos suspensos totais, sólidos suspensos fixos e voláteis e organismos patogênicos (*E.Coli*).

A DQO das amostras foi analisada antes e após duas filtrações para que fossem comparados os valores referentes à matéria orgânica total (DQO_{bruta}), correspondente a DQO coloidal, dissolvida e suspensa; a matéria orgânica coloidal e dissolvida (DQO_{filt.1}), após a filtração em porosidade 1,2 µm e material orgânico dissolvido (DQO_{filt.2}), após filtração em porosidade 0,45 µm. Esta metodologia foi baseada em Abreu e Zaiat (2008).

Com o intuito de se obter um melhor monitoramento da adsorção e/ou liberação do fósforo pela areia, duas amostras semanais eram coletadas para esta análise. Ainda, no caso da análise de DBO, os resultados eram obtidos mensalmente visto que é possível a relação entre a DQO e a DBO.

Após a desinfecção do efluente do filtro de areia com o hipoclorito de cálcio foram feitas as análises de *E.Coli* e concentração de cloro total e livre nas amostras cloradas após 30, 45 e 60 minutos.

Também, foi verificada a presença e a redução da viabilidade de ovos de helmintos no efluente do tanque séptico e no efluente do filtro de areia, bem como no lodo gerado pelo tanque séptico e na areia colmatada do filtro. Para isso utilizou – se a metodologia para avaliação de helmintos preconizada pela USEPA (2003).

Também, para a caracterização do lodo, foram feitas as análises de pH, índice volumétrico do lodo (IVL) e série de sólidos.

4.8.1 Métodos analíticos

As análises das amostras coletadas eram realizadas no Laboratório de Saneamento da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP (LABSAN). A maioria das metodologias foi baseada no *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater* (APHA et al., 2012).

As exceções eram as análises do composto nitrogenado (nitrato) e do cloro livre e total que se adotou o método colorimétrico utilizando-se *pillows* da

HACH®. Para a análise de nitrato, as amostras eram previamente filtradas a fim de eliminar cor e turbidez e serem reduzidas as interferências. Nesta análise, utilizou-se o método 8039 com comprimento de onda de 500 nm; e na análise de nitrito o método usado era o 8507 com comprimento de onda de 507 nm. No caso do cloro livre e total o método era 1450 com comprimento de onda igual a 530 nm. Todas as análises foram realizadas no espectrofotômetro DR4000U.

No caso da alcalinidade empregou-se a forma analítica exposta por Ripley *et al.* (1986).

Na Tabela 12 estão apresentados os parâmetros analisados e a indicação do método empregado e na Tabela 13 a frequência das análises.

4.9 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS

Os resultados obtidos com as análises laboratoriais de cada parâmetro foram comparados com limites das legislações vigentes.

A Resolução CONAMA 357 (2005) e a resolução que a altera (CONAMA 430/ 2011) foi utilizada para a verificação da possibilidade de lançamento dos efluentes em corpos hídricos. Associada a esta legislação, empregou – se a legislação do Estado de São Paulo (DECRETO nº 8.468, 1976), a de Minas Gerais (COPAM nº 10, 1986) e a do Rio Grande do Sul (CONSEMA nº 128, 2006).

Para a possibilidade de reúso, comparou – se com as recomendações da Organização das Nações Unidas para Agricultura e Alimentação (FAO, 1994), Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB, 2006) e Organização Mundial da Saúde (OMS, 2000).

Também utilizou – se a NBR 13969 (1997) para valor máximo de referência dos parâmetros de turbidez e concentração de *E.Coli* objetivando o reúso do efluente final nas descargas dos vasos sanitários da empresa.

4.9.1 Análise estatística

Os resultados foram submetidos a um tratamento estatístico com o Programa Bioestat 5.0 (AYRES, 2008) e os dados analisados quanto à variância com as médias comparadas por meio do teste de Kruskal - Wallis ao nível de 5% ($p < 0,05$) e representados em gráficos gerados pelo programa Microsoft Office Excel.

Os gráficos tiveram representações em função do período de coleta e/ou pelo Box plot.

4.10 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

O projeto foi planejado e instalado no período de Novembro de 2011 a junho de 2012. O sistema tanque séptico e filtro de areia teve sua partida em julho de 2012 e operou até fevereiro de 2013.

Durante este período, foram monitoradas 3 colmatações do filtro de areia. A cada obstrução, aproximadamente 0,05 m da superfície do leito era retirado e substituído por uma nova areia, caracterizando uma nova fase. Desta maneira, foram consideradas 3 fases deste estudo.

Os períodos da 1ª, 2ª, 3ª fases foram 7, 8, 11 semanas respectivamente. Assim, o filtro de areia foi operado por cerca de 6,5 meses.

Tabela 12: Parâmetros analisados e a indicação do método empregado.

Nome	Metodologia	Denominação
Alcalinidade	Ripley <i>et al.</i> (1986)	-
<i>E.Coli</i>	9223 B	Enzyme Substrate Test
Cloro Total e Livre	Hach 1450	-
Condutividade	2510 – A	Conductivity
Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)	5210 – B	5 – Day BOD Test
Demanda Química de Oxigênio (DQO)	5520 – D	Closed Reflux, Colorimetric Method
Fósforo	4500 – PE	Ascorbic Acid Method
Índice Volumétrico do Lodo (IVL)	2710 – D	Sludge Volume Index
Nitrato	Hach 8039	-
Nitrito	4500 – B	Nitrite
Nitrogênio Amoniacal	4500 – Nitrogen (Organic) B	Macro Kjeldahl Method
Nitrogênio Total Kjeldahl (NTK)		
Oxigênio Dissolvido	4500 – O G	Membrane Electrometric Method
pH	4500 – pH Value B	Electrometric Method
Sólidos Suspensos Totais	2540 – D	Total Suspended Solids
Sólidos Suspensos Fixos	2540 – E	Fixed and Volatile Solids
Sólidos Suspensos Voláteis		Ignited at 550 °C
Sólidos Totais	2540 – B	Total Solids
Sólidos Totais Fixos	2540 – E	Fixed and Volatile Solids
Sólidos Totais Voláteis		Ignited at 550 °C
Temperatura	2550	Temperature
Turbidez	2130 – B	Nephelometric Method

Tabela 13: Parâmetros analisados e frequência de análises.

Nome	Frequência
Alcalinidade	Semanal
<i>E.Coli</i>	Semanal
Cloro Total e Livre	Semanal
Condutividade	Semanal
Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)	Mensal
Demanda Química de Oxigênio (DQO)	Semanal
Fósforo	2 vezes por semana
Índice Volumétrico do Lodo (IVL)	Anual
Nitrato	Semanal
Nitrito	Semanal
Nitrogênio Amoniacal	Semanal
Nitrogênio Total Kjeldahl (NTK)	Semanal
Oxigênio Dissolvido	Semanal
pH	Semanal
Sólidos Suspensos Totais	Semanal
Sólidos Suspensos Fixos	Semanal
Sólidos Suspensos Voláteis	Semanal
Sólidos Totais	Semanal
Sólidos Totais Fixos	Semanal
Sólidos Totais Voláteis	Semanal
Temperatura	Semanal
Turbidez	Semanal

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados obtidos serão apresentados da seguinte forma: consumo de água e produção de esgoto do local onde o projeto foi instalado, parâmetros físicos, químicos e biológicos (das amostras de efluente do tanque séptico e efluente do filtro de areia); dados da desinfecção; helmintos; análises da areia, caracterização do lodo do tanque séptico e manutenção do sistema.

A média de operação do filtro de areia neste projeto foi de 6,5 semanas até o filtro colmatar e ser necessária a sua manutenção (retirada de 5 cm da camada superficial da areia).

Não houve diferença significativa dos resultados durante e entre as 3 etapas que o filtro de areia operou, com exceção do parâmetro fósforo que será apresentado no item 5.2.7.

A Tabela 14 apresenta o tempo de cada etapa.

Tabela 14: Tempo de cada etapa.

Fase	I	II	III
Tempo (semanas)	7	8	11

5.1 CONSUMO DE ÁGUA E GERAÇÃO DE ESGOTO

O consumo de água e a geração de esgoto doméstico foram medidos em diferentes épocas durante o experimento. Foram feitas medições durante uma semana para caracterização diária e durante um dia inteiro para a caracterização horária. As médias dos dados obtidos estão na Tabela 15.

Tabela 15: Dados sobre o consumo de água e a geração do esgoto pelo sistema estudado.

	Diário
Cons. Água pela casas (L)	1484
Cons. Água Total (L)	1901
Geração de esgoto (L)	716
Coeficiente de retorno (%)	37,7
Taxa de aplicação nos filtros de areia (Lm⁻²)	256

Os gráficos das Figura 25 e Figura 26 apresentam, respectivamente, uma das semanas e um dos dias que foram feitas as medições para analisar a característica de consumo de água e geração de esgoto na área onde o projeto foi instalado. Um gráfico de cada situação foi escolhido para ser representativo do consumo de água e da geração de esgoto.

Figura 25: Volume (L) de água consumida e de esgoto gerado no sistema estudado durante uma semana.

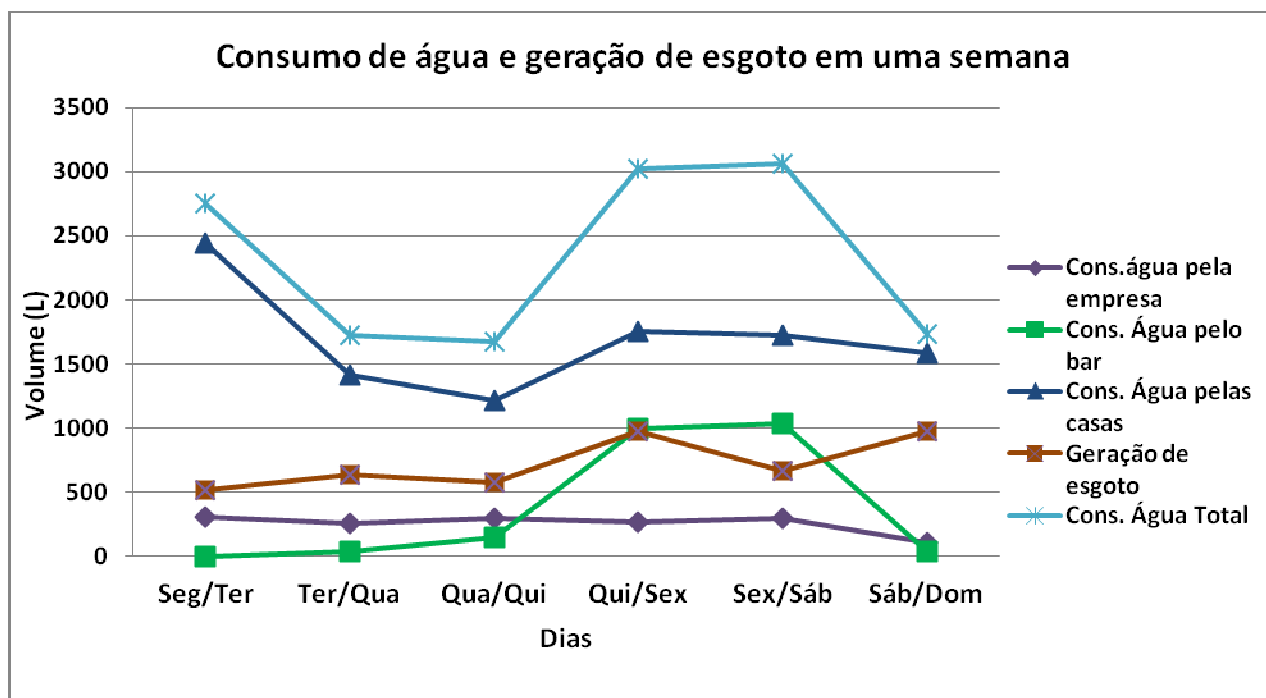
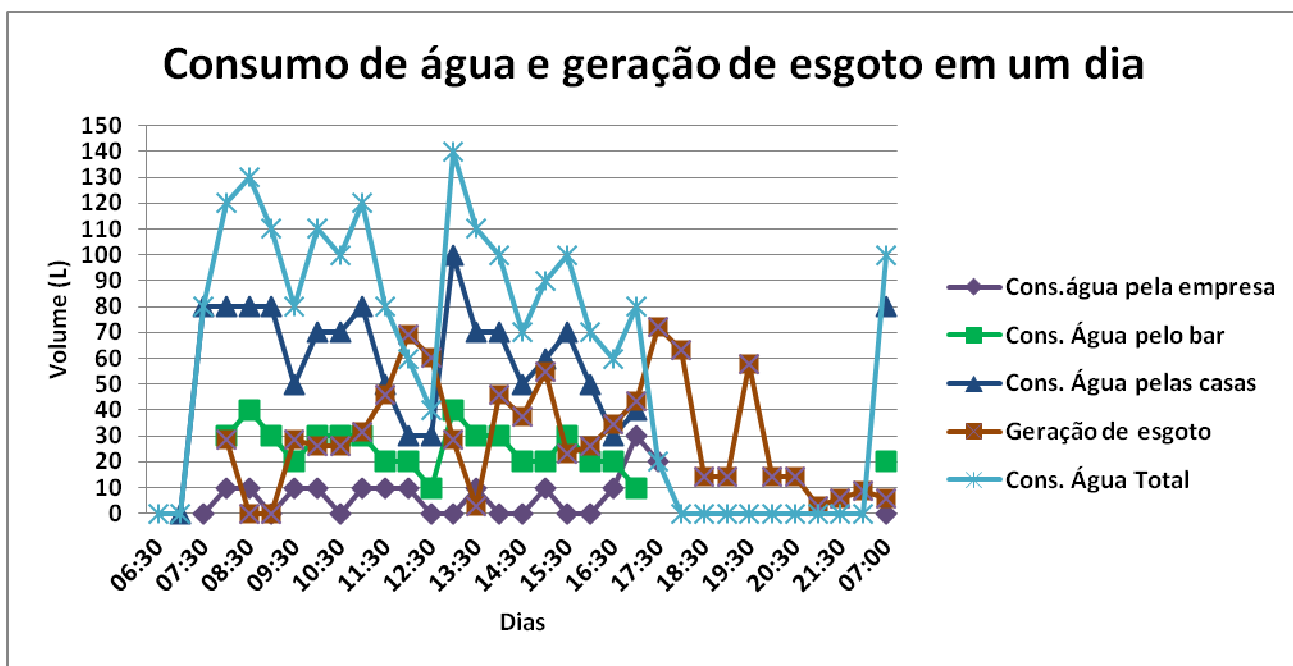


Figura 26: Volume (L) de água consumida e de esgoto gerado no sistema estudado durante um dia.



Observa – se na Tabela 15, que o consumo total dos estabelecimentos e das casas é igual a quase 2 m³ e a geração de esgoto cerca de 0,7 m³. Calculando a coeficiente de retorno, seu valor é igual a 37,7%. Esta porcentagem é quase metade do que a normalmente é utilizada para cálculo de projeto (80%) (NBR 9649/86). Esta diferença é possível visto que os hábitos dos residentes podem variar e, ainda, em alguns períodos de seca, os moradores utilizavam a água para regar as plantas, situação que aumenta o consumo de água, mas não aumenta a geração de esgoto. Outro fator pode ter sido a construção de uma nova residência no local, quando também favorece a menor taxa de retorno já que utiliza - se a água, porém não há produção de esgoto.

A taxa de aplicação nos filtros de areia efetiva de 256 Lm⁻²dia⁻¹ foi inferior à calculada em projeto (500 Lm⁻²dia⁻¹). Este fato pode ter ocorrido, pois, no início havia mais funcionários na empresa e a expectativa era de aumentar este número. Assim, projetou-se o sistema para 20 pessoas, entretanto esta meta não foi atingida.

Em relação ao gráfico da Figura 25, observa - se que o consumo de água pela empresa é baixo e regular durante toda a semana. No caso do bar, o maior

consumo é durante a quinta - feira e a sexta – feira, dias que o estabelecimento tem maior movimento. Como os dois estabelecimentos (bar e empresa) não são abertos aos domingos, o consumo diminui para próximo a zero litro. Nas casas, o consumo também tem pouca variação durante toda a semana. A geração de esgoto aumenta de acordo com o aumento do consumo de água e também no fim de semana, quando, provavelmente, os moradores permanecem mais tempo em suas residências e utilizam maior volume de água o que, por consequência, gera maior volume de esgoto.

Na Figura 26, há uma maior variação ao longo do dia tanto para o consumo de água como para a geração de esgoto.

Como a empresa opera entre 07h30min e 17h30min, os maiores picos de consumo de água foram no período da manhã e do horário do almoço, quando os funcionários faziam as refeições (café da manhã e almoço) e no final da tarde para tomarem banho antes de irem embora. Após este período não houve mais medições, pois não houve consumo de água, como pode ser observado no ponto das 07h00 do dia seguinte, onde o consumo foi igual a 0 L.

Também não houve medições do consumo de água pelo bar e pelas casas a partir das 17h30min, pois os registros são fechados neste horário para evitar a pressão da rede durante a noite. Assim, os moradores e funcionários utilizam a água da caixa d'água e o consumo durante este período foi analisado quando no dia seguinte abriu - se o registro e o hidrômetro foi observado às 07h00 (após ser aberto por 30 minutos).

O horário de funcionamento do bar é das 08h00. às 20h00. e seu consumo de água, como pode ser visto na Figura 26, tem grande variação ao longo do dia. Entretanto há dois picos importantes: na parte da manhã e no horário do almoço. O consumo da manhã é caracterizado pela limpeza do bar e de seus materiais. No caso do horário do almoço, é quando há maior movimento de consumidores. Após o fechamento do registro observa – se, pela medição das 07h00. do dia seguinte, que, em 2 horas e meia de funcionamento, foram consumidos 20L neste estabelecimento.

No caso do consumo de água pelas casas, também há maior volume de água utilizada durante a manhã e durante o horário de almoço. Como o registro de fornecimento de água é também fechado às 17h30, não foi possível verificar o consumo até o dia seguinte, entretanto, se for observada a curva de geração do esgoto da Figura 26, é possível concluir que entre às 19:00h. e 20:30h. houve um pico de consumo de água, provavelmente pelo horário do jantar já que a geração do esgoto foi maior neste horário.

O esgoto (Figura 26) teve picos de geração logo após as máximas de consumo de água pelos estabelecimentos e pelas casas. A partir das 21h00. o volume de esgoto gerado é mais estável e menor do que 10 L. Depois das 22h00. até às 07h00 do dia seguinte, a geração de esgoto foi igual a 5,8 L, demonstrando que o volume de água consumido neste período é pequeno. A taxa de aplicação média por hora foi de 24 Lm^{-2} .

Um interessante aspecto da taxa de aplicação é que a efetiva ($256 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$) foi superior à taxa recomendada pela NBR 13969/93 a qual indica que, se o esgoto a ser aplicado é proveniente de um tanque séptico, a taxa de aplicação não deve ser superior a $100 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$. Mesmo com esta característica, o filtro de areia pôde operar durante cerca de 2 meses sem colmatar. Além disso, ao considerar o período de maior geração de esgoto (das 08h30min. até às 20h30min.), percebe-se que a taxa de aplicação neste período é de $617,2 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$, evidenciando que são possíveis taxas de aplicação elevadas sem prejudicar o filtro de areia, assim como foi previsto no projeto piloto por Tonetti (2008) e Tonon (2011).

Os dados descritos estão de acordo com as afirmações de OAKLEY *et al.* (2010), os quais comentam que em comunidades descentralizadas o esgoto é gerado por eventos isolados e seus típicos hidrográficos mostram que a vazão varia muito durante as 24 horas, sendo a maioria da carga hidráulica gerada durante curtos períodos de tempo. Esta variação entre vazões próximas a zero e mais altas podem sobrecarregar o sistema, assim é importante que a tecnologia escolhida para tratamento de esgoto de comunidades isoladas seja capaz de suportar as bruscas variações e os maiores picos diários de geração de esgoto.

Também estas maiores vazões devem ser consideradas para o desenvolvimento do projeto do sistema de tratamento.

Em relação ao consumo de água, Von Sperling (2005) diz que para residências em pequena localidade o consumo médio a ser considerado deve ser de 110 a 180 Lpessoa⁻¹dia⁻¹. Entretanto, pelos resultados da Tabela 15 e considerando os 9 usuários do sistema, é possível perceber que o consumo total de água é de 211,2 Lpessoa⁻¹dia⁻¹. No caso de serem consideradas apenas as residências (5 pessoas), o consumo médio aumenta para 296,8 Lpessoa⁻¹dia⁻¹, ou seja o consumo efetivo foi superior ao esperado pela literatura.

5.2 PARÂMETROS FÍSICOS, QUÍMICOS E BIOLÓGICOS

Os parâmetros físicos, químicos e biológicos serão apresentados neste item. Somente o parâmetro fósforo será apresentado separadamente nas 3 fases que o filtro foi operado já que não houve diferença significativa dos outros parâmetros.

5.2.1 Temperatura

A temperatura ambiente e do efluente foram registradas semanalmente durante a coleta. Na Figura 27 está o gráfico Box – plot da temperatura e a Tabela 16 os valores médios, mínimo, máximo e o desvio padrão.

Figura 27: Gráfico Box - Plot dos valores da temperatura Ambiente e do Esgoto.

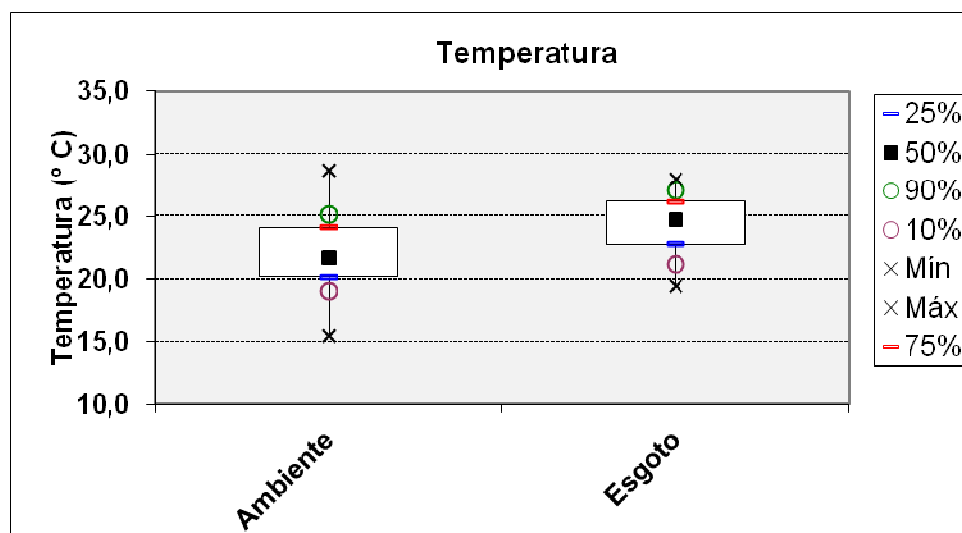


Tabela 16: Valores médios, desvio padrão, máximo e mínimo das temperaturas ambiente e do esgoto em °C.

	Média	DP	Máximo	Mínimo
Ambiente	22,0	± 3,0	28,7	15,5
Esgoto	24,0	± 2,4	28,0	19,5

A média encontrada para a temperatura ambiente foi de $22,0 \pm 0,1$ °C e, no caso da temperatura do efluente, a média foi de $24 \pm 0,1$ °C. Estes valores estão um pouco inferiores do valor mínimo considerado por Prochaska e Zouboulis (2003) para que a nitrificação ocorra mais rapidamente. Os autores consideram a faixa de temperatura ótima entre 25 a 30 °C. Apesar da média, é possível observar pela Figura 27 que a maioria dos resultados da temperatura do efluente esteve entre a faixa de 25 a 30 °C. Ainda, segundo alguns autores, é interessante que a temperatura seja mais elevada para que a adsorção das bactérias seja maior (Hendricks *et al.*, 1979 *apud* STEVIK *et al.*, 2004). Deste modo, no Brasil e em países com clima predominantemente tropical, não há problemas de operação neste sistema quanto à temperatura ambiente e do efluente visto que, na maior parte do ano, as temperaturas são elevadas.

Nos próximos itens serão discutidos os parâmetros físico - químicos e biológicos dos efluentes do sistema. Comparando – se as diferentes etapas que

ocorreram em diferentes épocas do ano, é possível perceber que não houve diferenças significativas entre as etapas na maioria dos diferentes parâmetros estudados. Ou seja, mesmo com temperaturas ambientes menores (15,5 °C) ou maiores (28,7 °C), o sistema funcionou adequadamente evidenciando que pode ser aplicado em diferentes regiões brasileiras com variações climáticas.

5.2.2 pH e Alcalinidade Parcial e Total

As Figura 28 e Figura 29 expõem os valores de pH do Efluente do Tanque Séptico (ETS) e do Efluente do Filtro de Areia (EFA).

Figura 28: Representação da variação do pH em função das semanas de coleta do Efluente do Tanque Séptico (ETS) e do Efluente do Filtro de Areia (EFA).

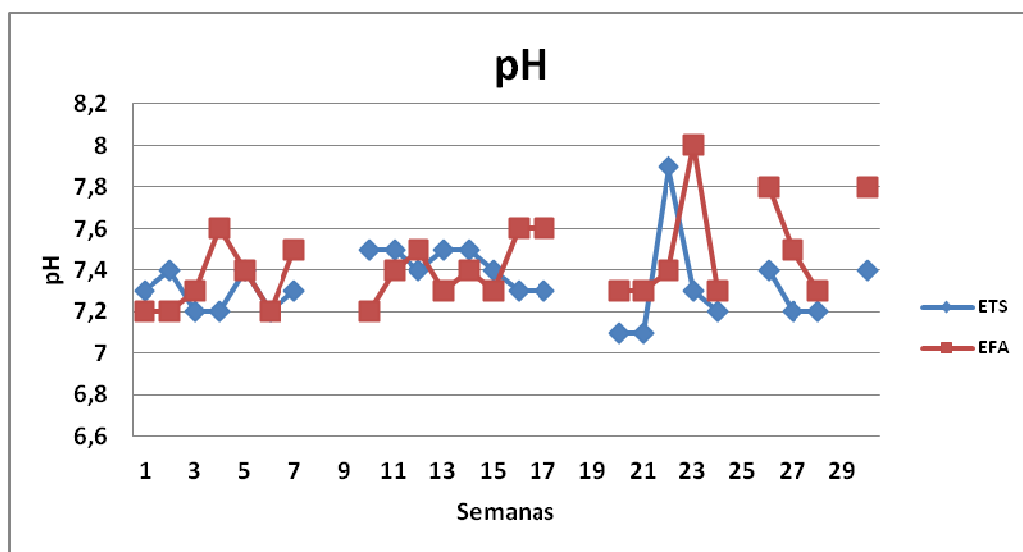
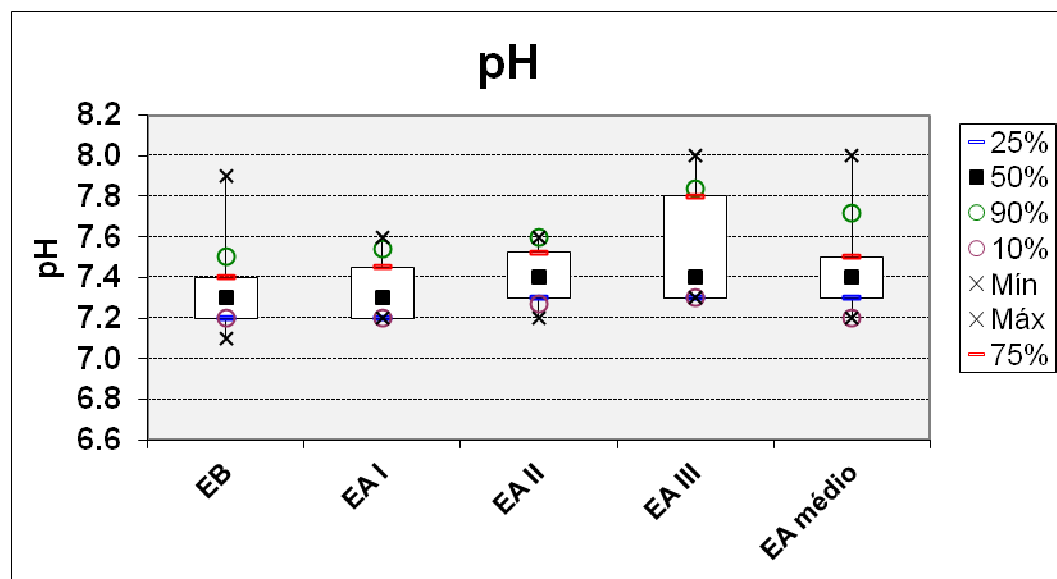


Figura 29: Gráficos Box - Plot dos valores de pH das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) nas etapas I, II e III.



Ambas as médias das amostras de ETS e EFA foram iguais a $7,0 \pm 0,2$. O valor mínimo e máximo de ETS foi de 7,1 e 7,9, respectivamente e, no caso de EFA, 7,2 e 8,0. Os valores de pH da entrada e da saída não tem diferença significativa (Kruskal – Wallis 5%). Estes valores estão dentro da faixa permitida para o lançamento de efluentes em corpos hídricos: de 6,0 a 9,0 (CONAMA 357, 2005). Também, pelo gráfico da Figura 29 é possível observar que a maioria dos valores está dentro da faixa de pH ótimo tanto para o crescimento das bactérias anaeróbias (6,5 a 8,2) (SPEECE, 1996) como para as nitrificantes (de 7,5 a 8,6) (METCALF e EDDY, 2003) facilitando o bom desempenho do sistema.

Entretanto, mesmo com valores de pH menores do que 7,5, segundo pesquisa de Stevik *et al.* (1999b), o qual variaram o pH do efluente do filtro de areia de 6,4 a 8,6; esta pequena variação não se mostra relevante para a eficiência do sistema, sendo este ainda estável. Também, para Prochaska e Zouboulis (2003), a nitrificação ocorre mais rapidamente em solos úmidos de pH entre 5,5 e 8,0. Ainda, segundo STEVIK *et al.* (2004), valores de pH menores do que 4,0 são os mais preocupantes pois favorecem um efeito hostil no meio filtrante e afetam a sobrevivência da maioria das bactérias, situação que não ocorreu em nenhuma etapa de operação do filtro de areia.

Comparando com dados obtidos por Tonetti (2008) e Tonon (2011) que operaram o mesmo sistema em escala piloto, os valores de pH do efluente do sistema em estudo foram superiores e mais estáveis, não havendo necessidade de adição de fonte externa de alcalinidade para manter o pH próximo ao valor neutro. Esta diferença se deve, provavelmente, ao tipo de esgoto bruto afluente no sistema. O esgoto bruto utilizado pelos autores era de origem variada (do campus da universidade) e o afluente utilizado nesta pesquisa um esgoto bruto proveniente de uma pequena comunidade que, em geral, é mais concentrado e porque tinha uma grande contribuição de ureia pelos usuários do bar, composto que fornece alcalinidade ao esgoto. Portanto, verifica-se que a característica do esgoto bruto pode ter auxiliado na estabilidade do sistema durante as três etapas facilitando sua operação e manutenção.

A alcalinidade parcial (AP) e total (AT) estão apresentadas nos gráficos das Figura 30, Figura 31 e Figura 32 e a Tabela 17 apresenta a média, o desvio padrão, os valores máximo e mínimo para estes parâmetros e de ambas as amostras.

Figura 30: Representação da variação da Alcalinidade Total (AT) e Parcial (AP) em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).

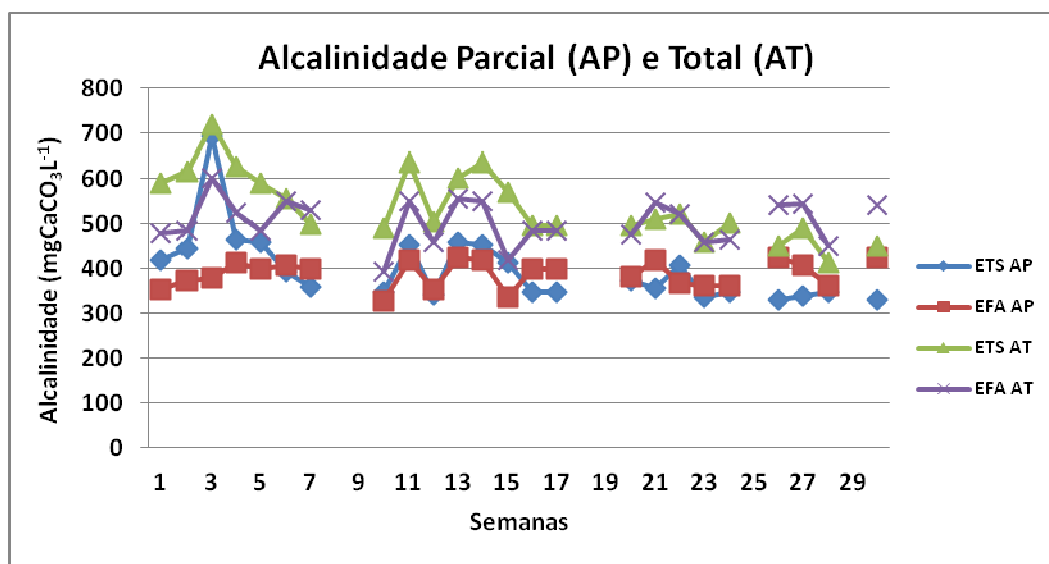


Figura 31: Gráficos Box - Plot dos valores de Alcalinidade Parcial ($\text{mgCaCO}_3\text{L}^{-1}$) das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).

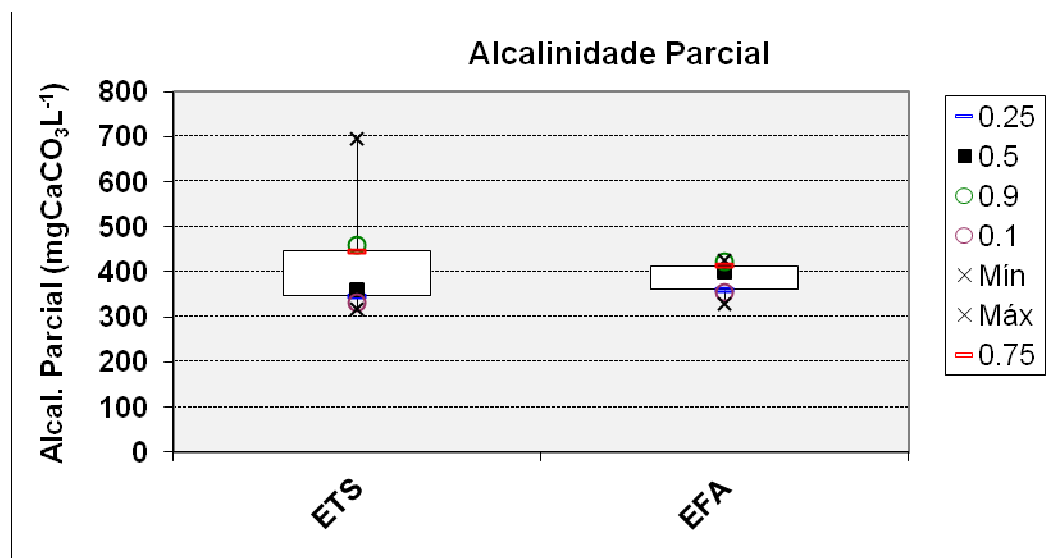


Figura 32: Gráficos Box - Plot dos valores de Alcalinidade Total ($\text{mgCaCO}_3\text{L}^{-1}$) das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).

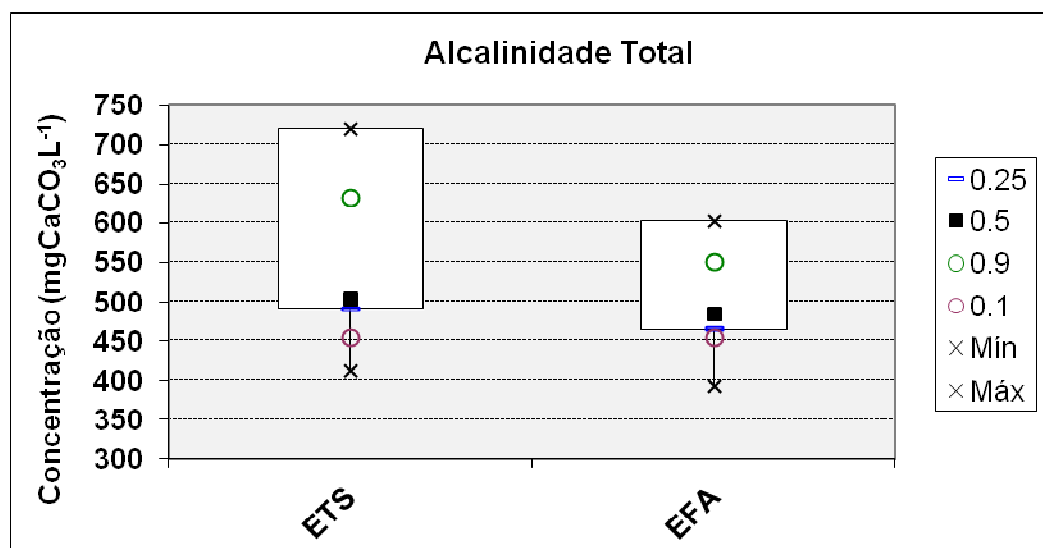


Tabela 17: Valores médios, desvio padrão, máximo e mínimo de Alcalinidade Total (AT) e Alcalinidade Parcial (AP) das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).

Parâmetro	ETS	EFA
Alcalinidade Parcial (mgCaCO₃L⁻¹)	395,0 ± 79,4	387,0 ± 30,1
Alcalinidade Parcial mínima (mgCaCO₃L⁻¹)	316,0	327,5
Alcalinidade Parcial máxima (mgCaCO₃L⁻¹)	694,3	425,7
Alcalinidade Total (mgCaCO₃L⁻¹)	536,0 ± 74,5	503,0 ± 49,7
Alcalinidade Total mínima (mgCaCO₃L⁻¹)	412,8	393,0
Alcalinidade Total máxima (mgCaCO₃L⁻¹)	720,0	602,6

A média da alcalinidade total da amostra ETS está acima da faixa de valores considerada típica para esgoto doméstico (de 110 a 170 mgCaCO₃L⁻¹) (Von Sperling, 1997) fato que pode ter facilitado a estabilização e ter mantido o valor do pH próximo ao neutro, mesmo com a nitrificação ocorrendo no sistema, ou seja, foi formado um bom sistema de tamponamento através do sistema carbônico (CO₂, HCO₃⁻ e CO₃⁻²), evitando distúrbios no sistema. Além disso, não foi necessária a adição de compostos alcalinizantes, como feito por Tonetti (2008) e Tonon (2011) com o mesmo sistema em escala piloto. Os valores de alcalinidade total e parcial de ambas as amostras (ETS e EFA) não foram diferentes significativamente (Kruskal – Wallis 5%).

Os valores mais altos de alcalinidade corroboram com os dados de NTK, os quais também foram altos (item 5.2.6). Este fato deve-se ao nitrogênio amoniacal, proveniente de proteínas, o qual, segundo Campos (2000) pode reagir como uma base forte. Se forem observadas as Figura 30, Figura 47, Figura 48 e Figura 49 percebe-se que tanto a alcalinidade como a concentração de N-

Amoniacal são maiores na amostra ETS do que na amostra EFA visto que houve o consumo da alcalinidade e a consequente transformação do íon amônio em nitrato, caracterizando a nitrificação pelo filtro de areia e confirmando a relação entre os dois parâmetros.

A relação entre a nitrificação e a alcalinidade será discutida melhor no item 5.2.6.

5.2.3 Análises diretas: Turbidez, Condutividade e OD

Os valores da turbidez encontrados para as amostras de ETS e EFA estão expostos nas Figura 33 e Figura 34.

Figura 33: Resultados da determinação da Turbidez em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).

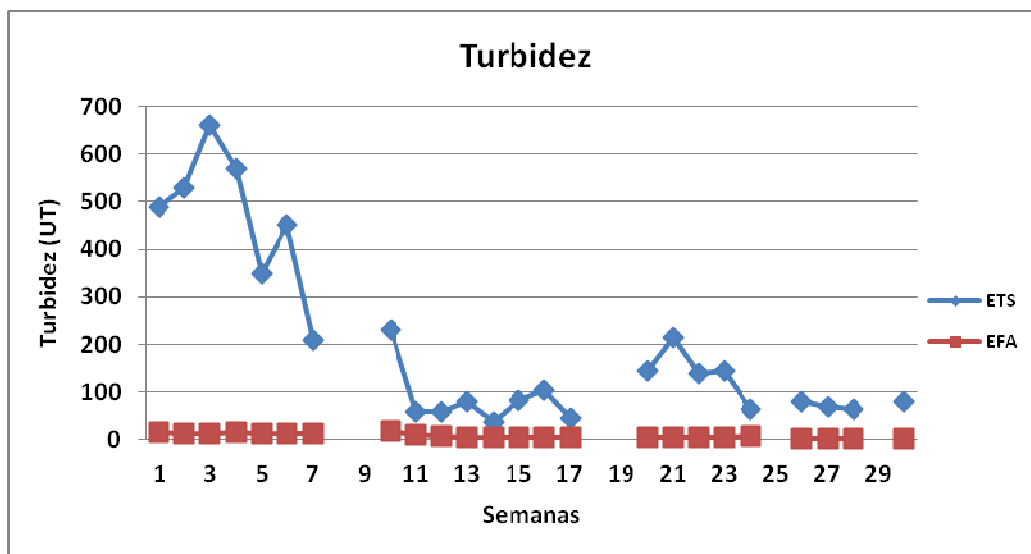
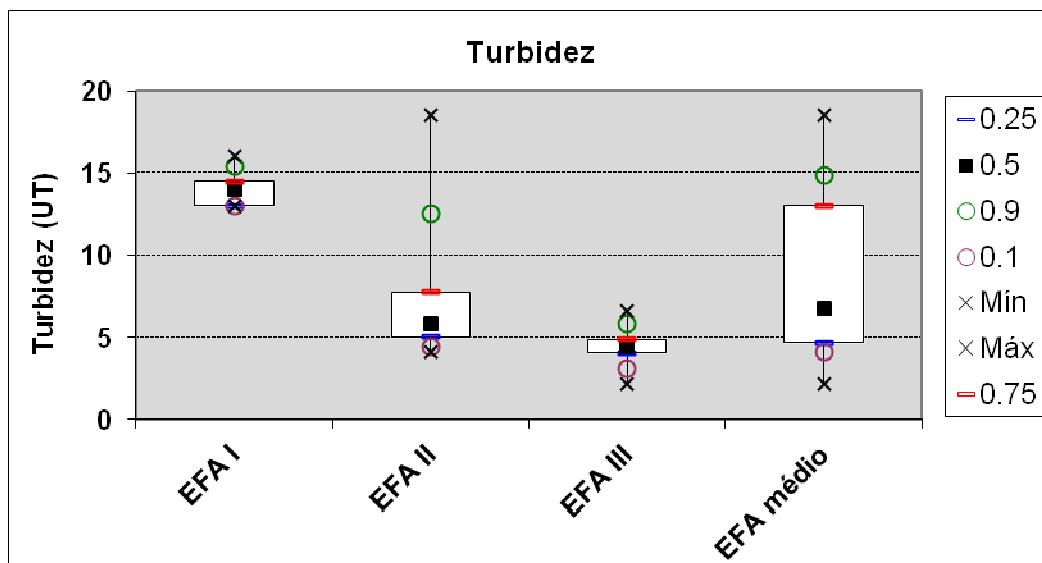


Figura 34: Gráficos Box-Plot da Turbidez da amostra de Efluente do Filtro de Areia (EFA) nas diferentes etapas do projeto.



As médias dos valores da turbidez encontradas para as amostras ETS e EFA foram, respectivamente, iguais a $219,0 \pm 195,8$ UT e $9,0 \pm 4,9$ UT; foi alcançada uma alta porcentagem de remoção (95,9%) sendo o valor da saída significativamente menor do que o ETS (Kruskal – Wallis 5%).

É possível observar pelo gráfico da Figura 33 que a turbidez da primeira etapa (nas primeira 7 semanas) esteve bem acima da média encontrada nas outras etapas. Este fato é devido ao arraste de sólidos do tanque séptico visto que já estava operando por um ano antes do projeto. O tanque séptico foi projetado para limpeza a cada um ano de uso, por isso, o lodo que ficava em sua parte mais profunda, começou a ser arrastado com seu efluente. Deste modo foi necessária a contratação de um caminhão limpa fossa para retirar o lodo depositado no fundo deste reator. Após esta limpeza, a saída de sólidos cessou e, a partir da etapa II, os valores da turbidez do ETS foram os esperados para este tipo de amostra.

Embora os valores da primeira etapa tenham sido altos para a amostra de ETS, o filtro de areia foi capaz de remover a turbidez sem grandes problemas, alcançando valores abaixo de 20 UT (média de $14 \pm 1,2$ UT) como nas outras etapas. Este bom desempenho é devido a aplicação intermitente a qual permite o

tempo de contato adequado entre o biofilme e o afluente. Além disso, é possível que a alta carga de matéria orgânica aplicada tenha sido acumulada na parte superior do filtro de areia entre os poros e que este fato tenha auxiliado a filtração.

Em relação ao efluente final das três etapas, há diferença significativa somente entre as etapas I e III (Kruskal – Wallis 5%), provavelmente pela alta turbidez afluente durante a etapa I. Na Figura 34, observa-se que a turbidez dos efluentes dos filtros de areia esteve sempre abaixo do valor limite máximo de 40UT, exigido para corpos hídricos de classe 1 (CONAMA 357, 2005), sendo sua eficiência parecida com as obtidas por Tonetti (2008) e Tonon (2011) em sistema de escala piloto com filtro anaeróbio e filtro de areia.

O monitoramento da turbidez também foi realizado por sua interferência sobre processos de desinfecção já que as partículas suspensas podem ocluir os patógenos. Deste modo, a alta remoção de turbidez contribuiu para facilitar a desinfecção do efluente final.

A condutividade é representada nos gráficos das Figura 35 e Figura 36. Os valores de entrada e saída e entre as etapas não tem diferença significativa (Kruskal – Wallis 5%). A média de ambas as amostras foi de $1,0 \pm 0,1 \text{ dSm}^{-1}$. Possivelmente este fato é devido à equivalência dos valores de condutividade do nitrogênio amoniacal e do nitrato (LIDE, 2008). Assim, mesmo ocorrendo a nitrificação, a condutividade não se altera.

Através dos dados dos gráficos das Figura 35 e Figura 36, é possível perceber que todos os dados dos efluentes de areia (EFA) estão acima do limite máximo de $0,7 \text{ dSm}^{-1}$ e $0,75 \text{ dSm}^{-1}$ estipulados, respectivamente, pela FAO (1994) e pela CETESB (2006) para o uso na irrigação sem nenhum grau de restrição. Contudo, todos os valores estão abaixo de 3 dSm^{-1} e podem ser usados sem grau de restrição severo (FAO, 1994) em solos bem drenados, com cultivo de espécies que tenham tolerância salina. Estes dados corroboram com os obtidos pelos autores em escala piloto (TONETTI, 2008 e TONON, 2011).

Figura 35: Resultados da Condutividade em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).

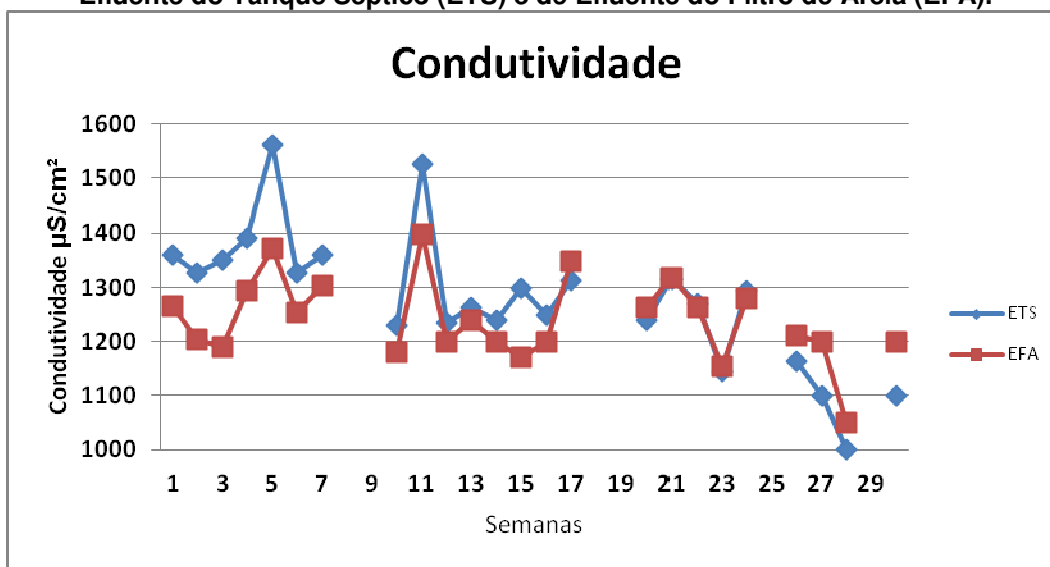
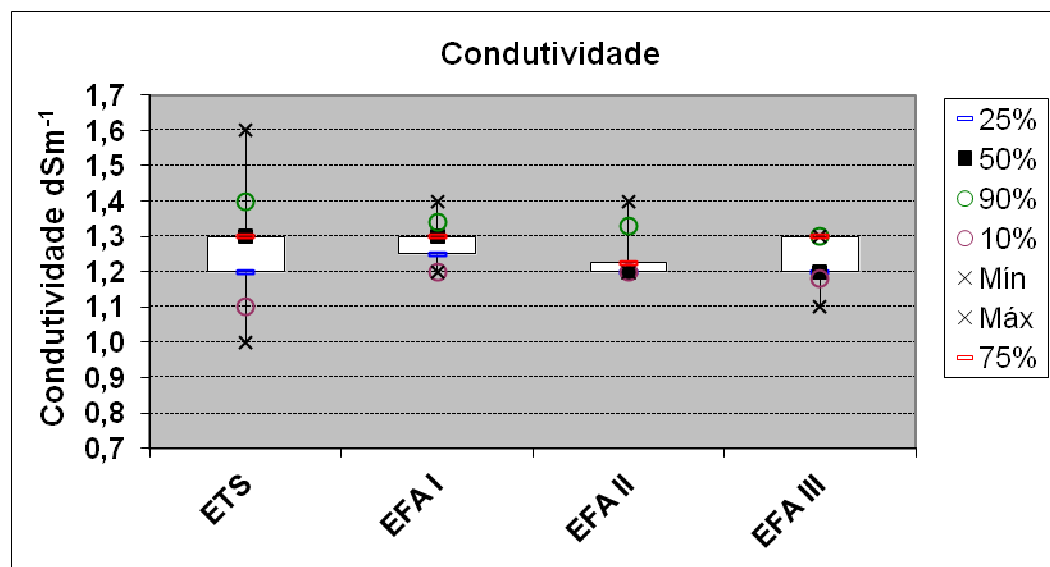


Figura 36: Gráficos Box-Plot da Condutividade das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) nas etapas I, II e III.



A respeito da concentração de oxigênio dissolvido (OD), os valores estão apresentados nas Figura 37 e Figura 38. As médias de ETS e EFA foram, respectivamente, $1,0 \pm 1,0$ e $5,0 \pm 1,5$ $\text{mgO}_2\text{L}^{-1}$. Houve diferença significativa entre o afluente e o efluente, porém não houve entre as 3 etapas (Kruskal – Wallis 5%).

Figura 37: Resultados da Concentração de OD em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).

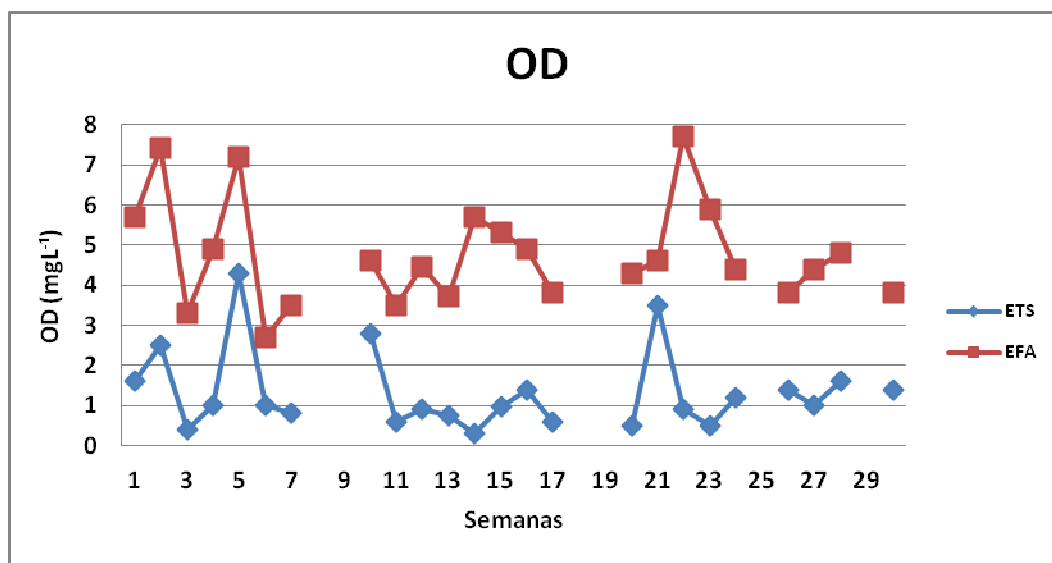
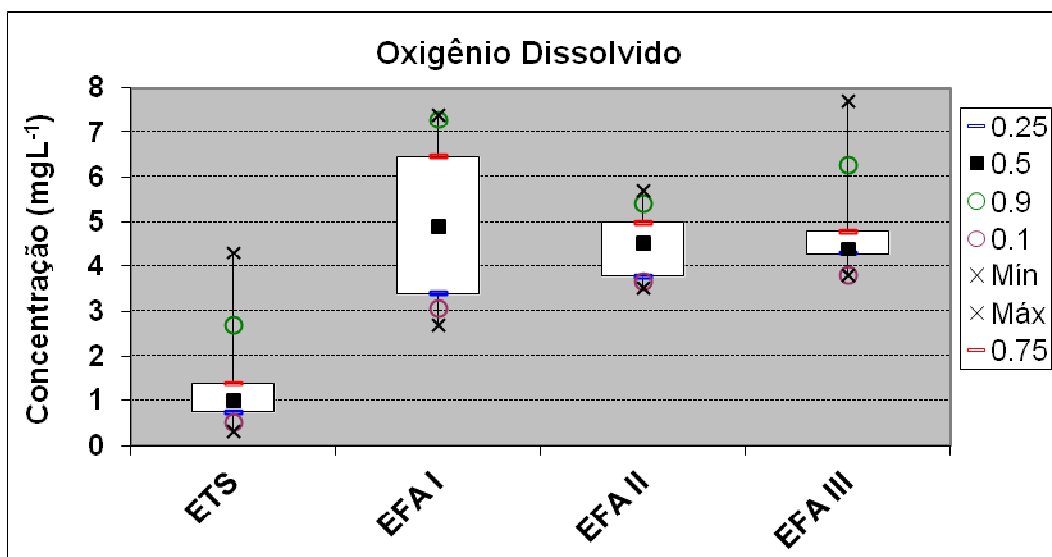


Figura 38: Gráficos Box-Plot da Concentração de OD nas amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) nas etapas I, II e III.



Observa – se, nas Figura 37 e Figura 38, um aumento na concentração de OD após a passagem do ETS pelo filtro de areia, devido, provavelmente, a sua operação intermitente. Esta maior concentração pode ter favorecido a nitrificação do efluente visto que, segundo Sabbah *et al.* (2012), a concentração de OD inferior a 1 mgL⁻¹ e sua transferência inadequada é limitante deste processo.

Os valores baixos de ETS são considerados normais para esta amostra, pois não houve nenhum tratamento aeróbio. Alguns dados são superiores a $1,0 \text{ mgL}^{-1}$ porque, para a aplicação no filtro de areia, o efluente era disposto no sifão, o que, muitas vezes, aerava a amostra ETS.

No caso da amostra EFA alguns de seus valores está acima do limite mínimo permitido, de $5,0 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$, de rios de classe 2 (CONAMA 357, 2005); entretanto, poucas amostras estão acima do valor mínimo de $6,0 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$ para os rios de classe 1 (CONAMA 357, 2005).

Esta realidade difere do projeto piloto estudado por outros autores os quais obtiveram a maioria de suas amostras com valores acima de $6,0 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$. Uma explicação para esta diferença pode ser a altura do leito de areia a qual neste projeto era de 40 cm e no projeto dos autores de 70 cm (TONETTI, 2008 e TONON, 2011). Pela altura menor, é possível que, em alguns momentos, tenha ocorrido um fluxo contínuo de esgoto aplicado no filtro de areia, não possibilitando o aumento do oxigênio dissolvido, pela falta de intermitência, ou seja, pode ser que, nos períodos mais críticos, de maiores picos de vazão, uma aplicação não tenha terminado de passar pela altura inteira do leito e outra já tenha sido inserida na superfície não permitindo a aeração natural do filtro.

5.2.4 Sólidos Suspensos

O resultado de sólidos suspensos totais (SST) nas amostras ETS e EFA estão representados nos gráficos das Figura 39 e Figura 40 e na Tabela 18.

Figura 39: Resultados da Concentração de SST em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).

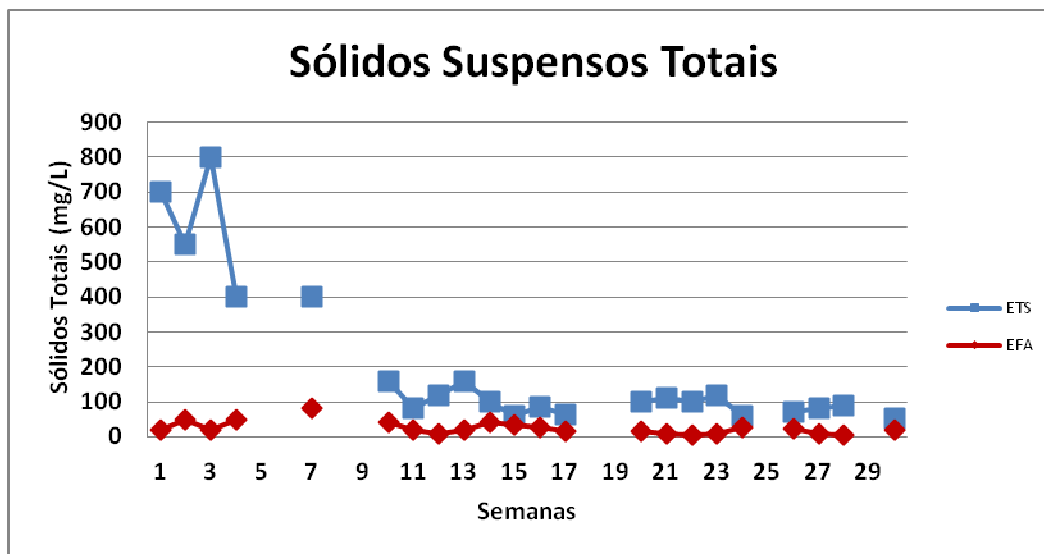


Figura 40: Gráficos Box-Plot da Concentração de Sólidos Suspensos Totais (SST) da amostra de Efluente do Filtro de Areia (EFA) nas etapas I, II e III.

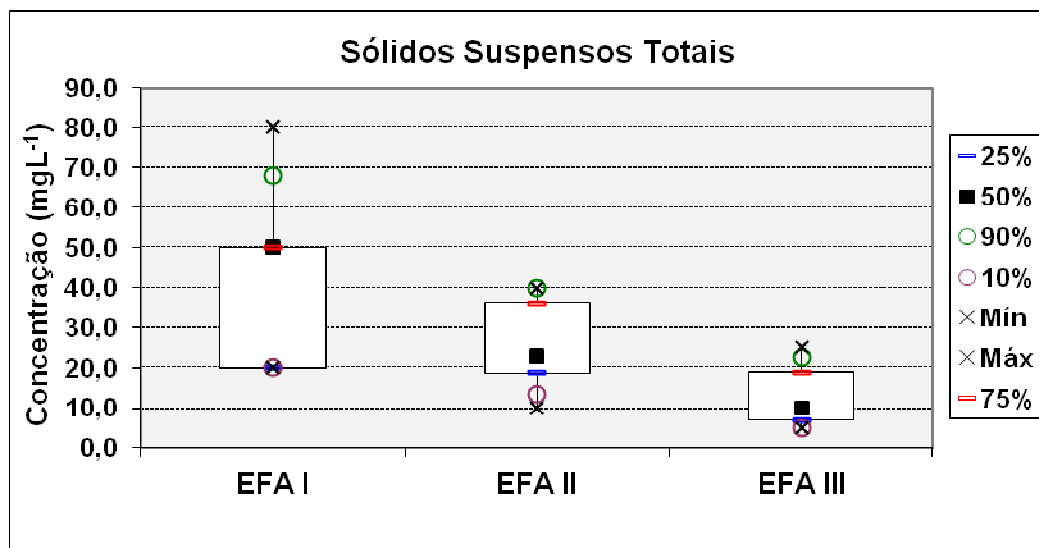


Tabela 18: Valor médio e desvio padrão de Sólidos Suspensos Totais encontrados nas amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) e a Porcentagem de Sólidos Suspensos Voláteis (SSV) e Sólidos Suspensos Fixos (SSF) em relação a esta média.

Amostra	SST (mgL⁻¹)*	SSV (%)	SSF (%)
ETS	196 ± 217	43	56
EFA I	44 ± 25a	43	56
EFA II	26 ± 11ab	53	46
EFA III	13 ± 7b	69,3	30,7

* Valores seguidos pela mesma letra minúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal – Wallis 5%).

A determinação da concentração de SST é importante, segundo Healy *et al.* (2007a), pois influencia a operação, o desempenho e o entupimento dos filtros de areia. Além disso, quando há altas concentrações de sólidos em suspensão é possível que uma capa de proteção às bactérias seja formada contra a ação do cloro, diminuindo a eficiência da desinfecção.

As médias apresentadas na Tabela 18 mostram que há diferença significativa entre ETS e os efluentes do filtro de areia (Kruskal – Wallis 5%), em relação a SST, evidenciando que o sistema efetua sua remoção efetiva. Assim como na turbidez, há diferença significativa entre as etapas I e III, sendo possível pela alta concentração do afluente na primeira etapa. Também provavelmente tenha ocorrido um amadurecimento do leito de areia durante o seu uso na parte mais inferior o que pode ter melhorado o desempenho de remoção quanto à turbidez e aos SST.

A porcentagem média de remoção de SST após passagem pelo leito de areia foi igual a $88,7 \pm 5,0 \%$

Ainda, observa-se, novamente, uma alta concentração de SST no ETS da etapa I pelo arraste de sólidos do tanque séptico que, por ter sido operado previamente durante um ano, já necessitava de manutenção e limpeza. Entretanto, assim como a turbidez, o filtro de areia pôde diminuir com êxito o SST

mesmo com alta concentração em seu afluente. Todas as concentrações finais de SST estiveram abaixo de 100 mgL^{-1} e 60 mgL^{-1} , valores estipulados pela COPAM Nº10 (1986) como, respectivamente, concentração máxima diária e concentração média máxima mensal permitida para lançamento em corpos hídricos. Esta situação era esperada já que Tonetti (2008) e Tonon (2011) obtiveram resultados semelhantes no projeto piloto, mesmo com taxas de aplicações mais elevadas como $700 \text{ Lm}^{-2} \text{ dia}^{-1}$.

Objetivando o reúso deste efluente final em sistemas de irrigação, ele tem característica de baixo risco de obstruir gotejadores, pois sua concentração de SST, em sua grande maioria, está abaixo de 50 mgL^{-1} (CAPRA E SCICOLONE, 1998 *apud* TONETTI, 2008) .

5.2.5 DQO e DBO

Nas Figura 41, Figura 42, Figura 43 e Figura 44 estão apresentados os valores da DQO bruta para as amostras. As médias dos valores e da remoção de DQO bruta, filtrada a $1,2 \mu\text{m}$ (coloidal e dissolvida) e a $0,45 \mu\text{m}$ (dissolvida) estão expostos nasTabela 19 e Tabela 20. Na Figura 45 está exposto o gráfico da % de DQO dissolvida, coloidal e particulada.

Figura 41: Valores da Demanda Química de Oxigênio obtidos em função das semanas de coleta da amostra de Efluente do Tanque Séptico (ETS).

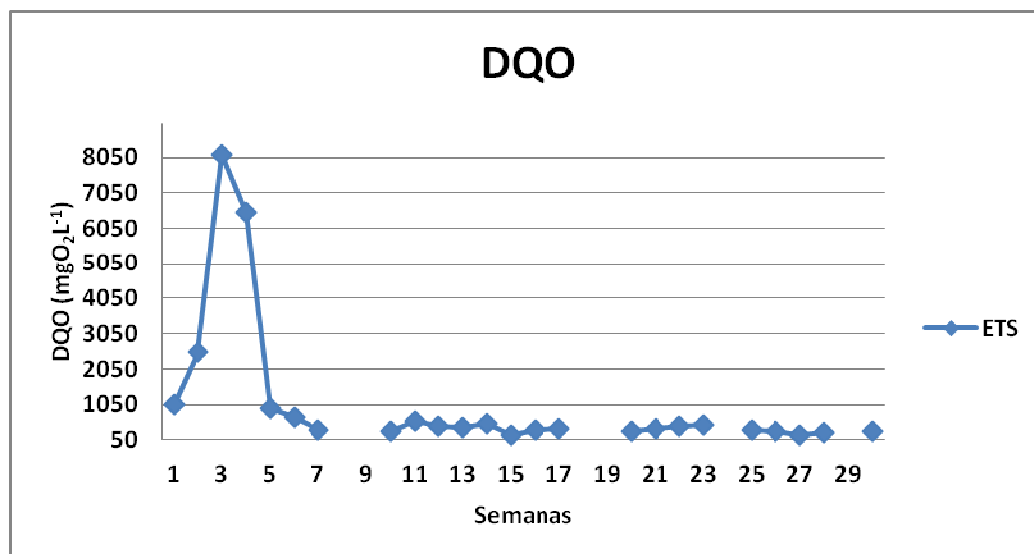


Figura 42: Valores da Demanda Química de Oxigênio obtidos em função das semanas de coleta nas fases II e III das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) (desconsiderando a etapa I).

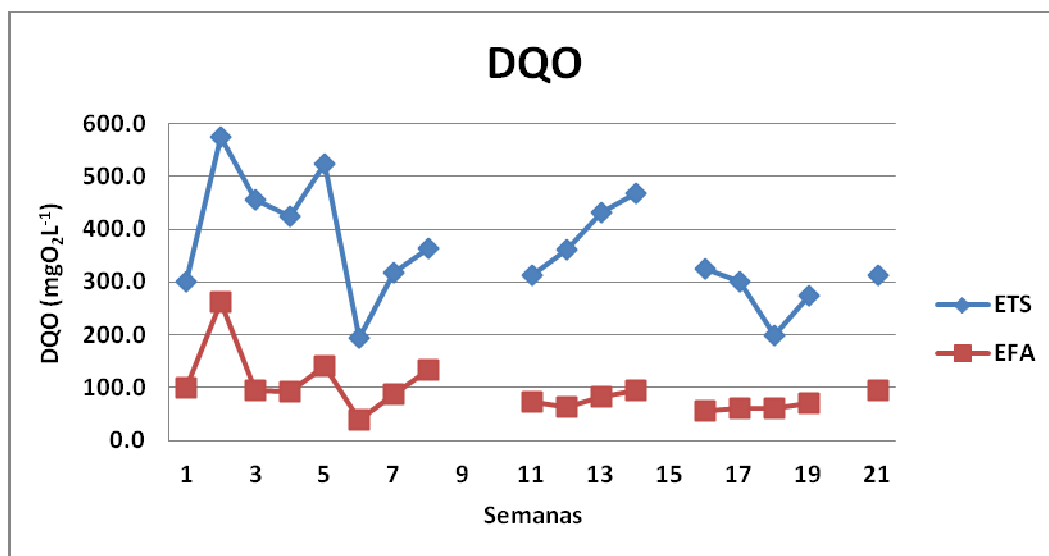


Figura 43: Gráfico Box-Plot da concentração da DQO da amostra de Efluente do Tanque Séptico (ETS).

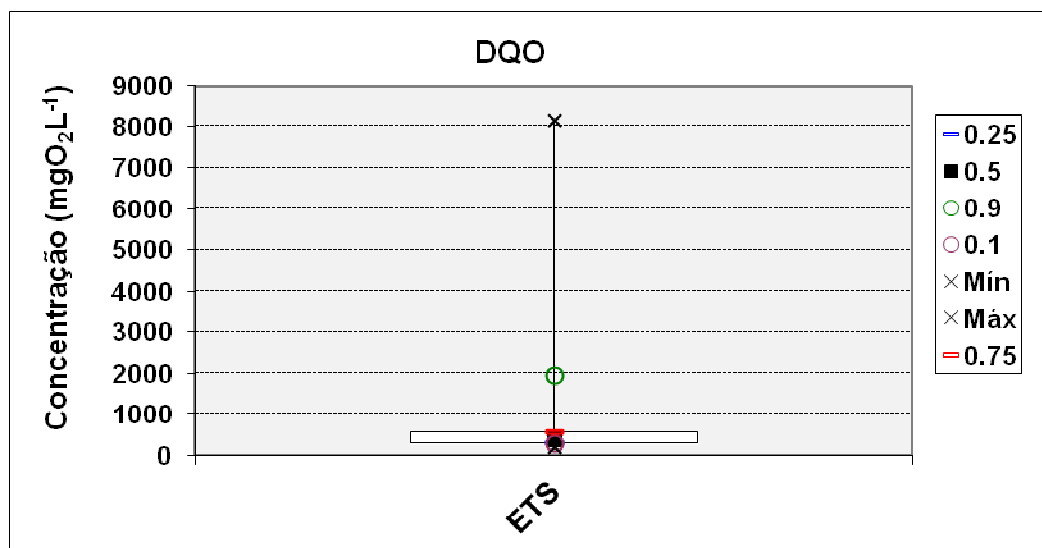


Figura 44: Gráfico Box-Plot da concentração da DQO da amostra de Efluente do Filtro de Areia (EFA).

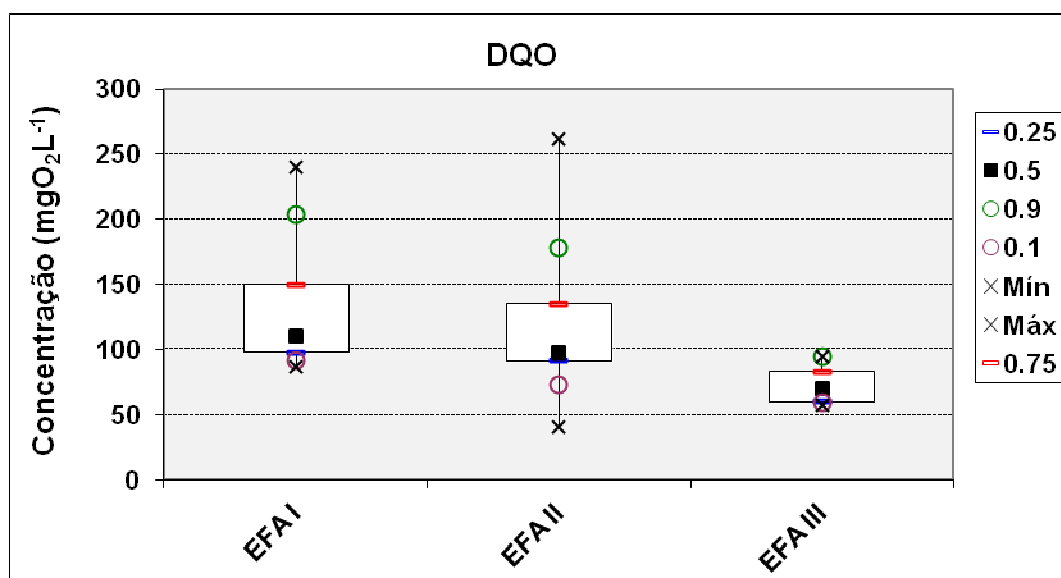


Tabela 19: Valores médios e desvio padrão da concentração, carga e remoção da DQO bruta das amostras de ETS e EFA nas diferentes etapas do projeto.

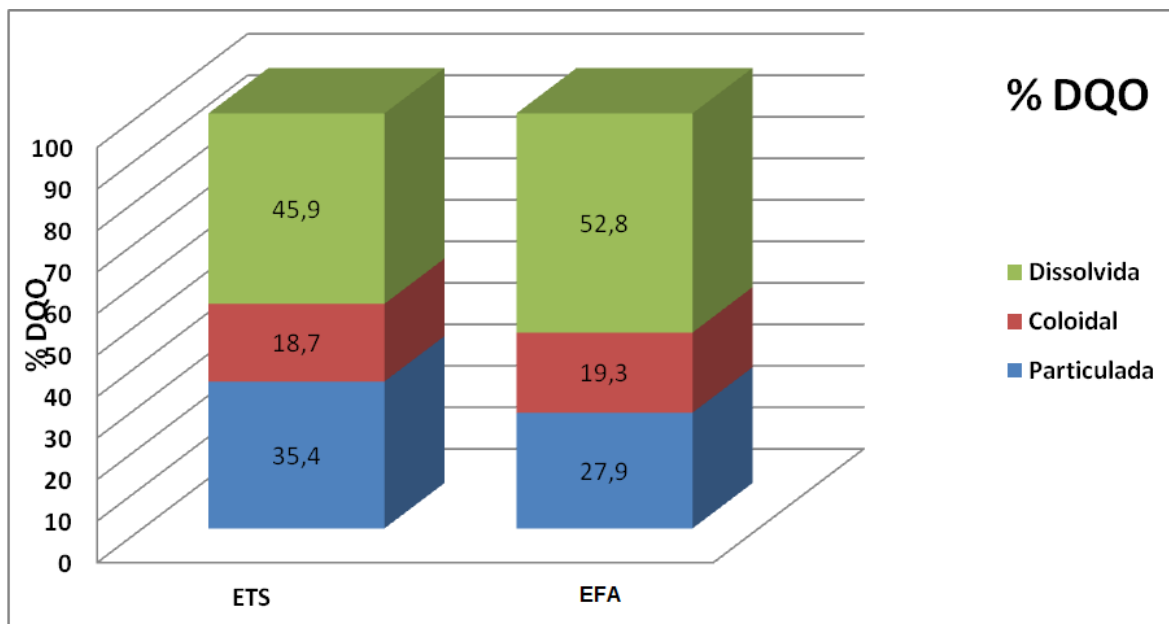
Amostra	DQO_{bruta} (mgO₂L⁻¹)	Carga DQO_{bruta} (gdia⁻¹)	% remoção DQO_{bruta}
ETS	1067 ± 1951 (359 ± 103)*	853 ± 1560 (286 ± 82)*	-
ETS I	2887 ± 3134	2309 ± 2507	-
ETS II	395 ± 125a	316 ± 100	-
ETS III	332 ± 80a	265 ± 64	-
EFA	104 ± 54 (87 ± 64)*	83 ± 43 (69 ± 51)*	90,2 (75,7)*
EFA I	133 ± 56b	106 ± 44	95,4
EFA II	119 ± 65b	95 ± 52	69,8
EFA III	73 ± 15b	58 ± 12	78

* Valores em parênteses são calculados desconsiderando a fase I da pesquisa.

Tabela 20: Valores médios e desvio padrão da concentração, carga e remoção da DQO filtrada 1 e 2 das amostras de ETS e EFA e a porcentagem em relação a DQO bruta.

	ETS	EFA
DQO_{filt.1} (mgO₂L⁻¹)	232 ± 55	75 ± 29
DQO_{filt.1} (gdia⁻¹)	185 ± 44	60 ± 23
% de DQO_{filt.1} da DQO_{bruta}	64,6	72,1
% de remoção DQO_{filt.1}	-	67,6
DQO_{filt.2} (mgO₂L⁻¹)	165 ± 52	55 ± 36
DQO_{filt.2} (gdia⁻¹)	132 ± 41	44 ± 28
% de DQO_{filt.2} da DQO_{bruta}	45,9	52,8
% de DQO_{filt.2} da DQO_{filt.1}	71,1	73,3
% de remoção DQO_{filt.2}	-	76,3

Figura 45: Representação da % DQO dissolvida, coloidal e particulada nas amostras coletadas ETS e EFA.



Os valores das três DQO (DQO_{Bruta} , $DQO_{filt.1}$ e $DQO_{filt.2}$) diferem significativamente entre as amostras ETS e EFA (Kruskal – Wallis 5%) evidenciando o tratamento da matéria orgânica pelo filtro de areia. Entre as etapas, estes valores não tem diferença significativa, o que comprova a estabilidade do sistema, mesmo frente a altas cargas orgânica como foi aplicada na primeira etapa (2309 gdia^{-1}) do projeto quando o tanque séptico não operava adequadamente.

A média da DQO_{Bruta} para a amostra de ETS foi igual a $1067 \pm 1951 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$. Este valor é considerado alto se comparado com a faixa exposta como típica por von Sperling (1997), o qual estipula o mínimo de $400 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$ e o máximo de $800 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$ como característicos para águas residuárias de origem doméstica. Entretanto, esta média engloba a primeira etapa do esgoto bruto que esteve alta por, como já citado, arraste de sólidos do tanque séptico; assim, desconsiderando – a, o valor médio da DQO_{Bruta} para a amostra de ETS seria igual a $359 \pm 103 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$. No caso da amostra EFA, as médias com e sem a primeira etapa foram, respectivamente, 104 ± 54 e $87 \pm 64 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$, sendo as remoções iguais a 90,2 e 75,7%.

No gráfico da Figura 42 é possível perceber que, a cada etapa, o filtro de areia removia, desde o início, uma grande quantidade de material orgânico, entretanto, ao final de cada uma, a sua eficiência de remoção era menor e o efluente tinha maior concentração de DQO.

Este comportamento difere dos estudos de Prochaska e Zouboulis (2003) os quais obtiveram, até 5ª aplicação, uma remoção de DQO relativamente baixa, a qual foi explicada pelos autores como um período de defasagem (“lag”) quando a areia amadurecia para ocorrer o desenvolvimento bacteriano no biofilme, levando a subsequentemente melhora da habilidade de remoção do filtro. Ou seja, no filtro de areia estudado, não houve o período “lag”, citado por Prochaska e Zouboulis (2003) e, além disso, o aumento da concentração do material orgânico evidenciou sua colmatção.

Analisando a Tabela 20, pode – se afirmar pelos resultados que a maior parte da matéria orgânica de ambas as amostras era composta por material dissolvido e/ou coloidal (DQOfilt.1 maior do que 60%) e que, desta porcentagem, mais do que 70% era constituída somente de matéria orgânica dissolvida; tanto para a amostra ETS como para EFA. Estes dados corroboram com os obtidos no sistema de escala piloto, onde a porcentagem de DQO dissolvida variou de 70 a 85%. Pelo gráfico da Figura 45, observa – se que após a passagem pelo leito de areia, houve a diminuição do material particulado e o aumento do material coloidal e dissolvido, demonstrando que a biomassa do filtro de areia transforma a DQO particulada em dissolvida e/ou coloidal. Com estas características, afirma – se que o filtro de areia não só retém a matéria orgânica em suspensão nos poros de seu material filtrante, mas também degrada a matéria orgânica particulada e em solução fato que leva os autores Jordão e Pessoa (2011) afirmarem que o sistema é incorretamente chamado de filtro já que seu funcionamento não se baseia somente na filtração.

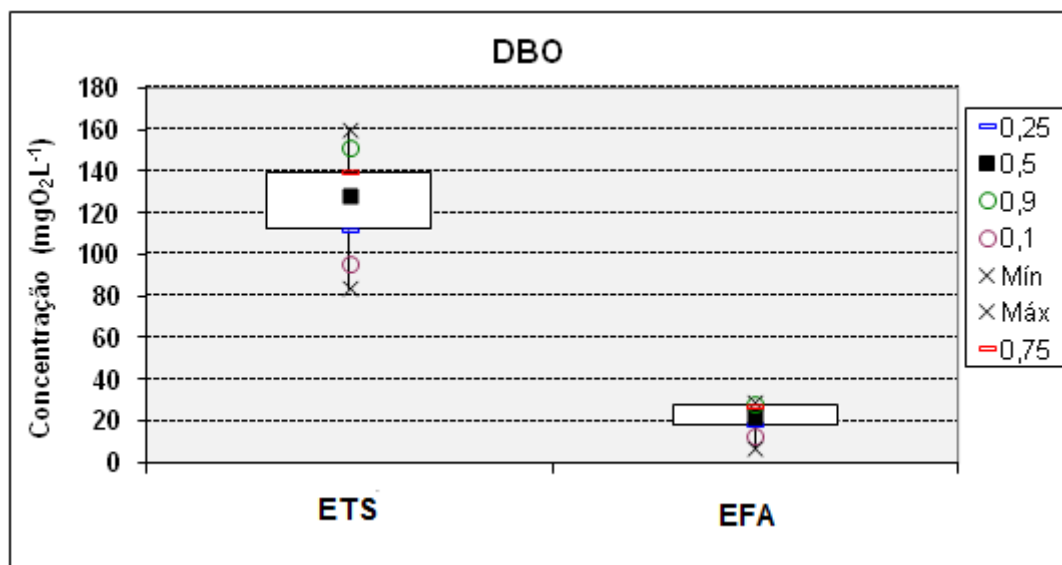
Embora a porcentagem de remoção do material orgânico tenha sido relativamente alta, algumas amostras tinham concentração final superior ao limite máximo de $90 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$, permitido pela COPAM nº10 (1986) para que o efluente possa ser lançado em corpo receptor. A maioria das amostras que atendeu este parâmetro é da etapas III. Este fato difere dos pesquisadores que estudaram o

sistema em escala piloto e que expuseram melhores resultados (amostras com concentração inferior a máxima permitida pela legislação) (TONETTI, 2008 e TONON, 2011). É possível explicar esta variação pela ausência do filtro anaeróbio no sistema estudado, diferentemente da escala piloto, o qual pode ter auxiliado na remoção do material orgânico. Além disso, o sistema, por estar instalado em uma pequena comunidade, pode ser sobrecarregado em alguns horários, o que leva uma maior concentração de material orgânico no efluente final.

Como citado por Kang *et al.* (2007), os filtros são unidades de tratamento biológico aeróbio e seria mais apropriado que fossem projetados com base nas cargas orgânicas. Deste modo, calculou – se também a carga orgânica aplicada nos filtros. A média da carga orgânica para ETS e EFA foram, desconsiderando a primeira etapa, $286 \pm 82 \text{ gdia}^{-1}$ e $69 \pm 51 \text{ gdia}^{-1}$, respectivamente. A taxa de aplicação diária de carga orgânica na superfície do leito foi de $102 \text{ gm}^{-2}\text{dia}^{-1}$ alcançando a eficiência de remoção de aproximadamente 75%.

Os resultados médios da DBO e sua variação estão na Figura 46.

Figura 46: Gráfico Box-Plot da concentração da DBO das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).



A média do valor de DBO para a amostra ETS (efluente do tanque séptico) foi de $125 \pm 26 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$ (100 gdia^{-1}). Esta média está dentro da faixa encontrada

por Andreadakis (1987) de 70 a 300 mgO₂L⁻¹ como valores típicos deste tipo de efluente.

Para a amostra EFA o valor médio foi de 21 ± 8 mgO₂L⁻¹ (16 gdia⁻¹) sendo a remoção de 83,2%. Ainda, como nos resultados da DQO, os valores de entrada e saída diferem significativamente (Kruskal – Wallis 5%), demonstrando que há remoção do material orgânico em termos de DBO.

Em relação a carga orgânica, a taxa de aplicação neste projeto foi igual a 35,7 gm⁻²dia⁻¹. Segundo recomendações da USEPA a carga orgânica não deve exceder 22 g DBO m⁻²dia⁻¹ em taxa de aplicação de 40 a 80 Lm⁻²dia⁻¹. Como a taxa de aplicação deste projeto foi igual a 256 Lm⁻²dia⁻¹, a carga orgânica aplicada está muito inferior a esta indicação (considerando a proporção, a carga orgânica máxima que poderia ser aplicada seria de 140 gm⁻²dia⁻¹). Em estudos de Rodgers *et al.* (2005), quando a operação do filtro de areia tinha taxa de aplicação igual a 30 Lm⁻²dia⁻¹, a carga orgânica ótima e máxima encontrada pelos autores foi de 22 gDBOm⁻²dia⁻¹, com este resultado é possível perceber que a carga orgânica máxima e ótima da aplicação do filtro de areia em questão (com carga hidráulica de 256 Lm⁻²dia⁻¹) poderia ser 187 gDBOm⁻²dia⁻¹. Deste modo conclui - se que o filtro recebeu uma carga orgânica menor do que seria capaz de tratar, ou seja, seria mais interessante fazer seu projeto em termos de carga orgânica, como já foi sugerido por Kang *et al.* (2007), e não em carga hidráulica, pois a carga orgânica aplicada é, muitas vezes, inferior a máxima e ótima da capacidade do filtro de areia.

Pelo gráfico da Figura 46, é possível perceber que todas as amostras de EFA tinham a concentração de DBO abaixo do limite máximo permitido pela legislação do Estado de São Paulo (DECRETO Nº 8.468, 1976) o qual é de 60 mgO₂L⁻¹ para o lançamento de efluentes em corpos hídricos. Esta eficiência também foi alcançada no projeto piloto operado por Tonetti (2008).

Ainda é importante observar que, apesar da remoção do material orgânico, a qual consome oxigênio em seu processo metabólico, o filtro de areia pôde produzir um efluente final com concentração de OD, na sua maioria, maior do que 5 mgO₂L⁻¹, sendo demonstrado o seu bom desempenho.

A relação DBO/DQO_{bruta} define a porcentagem de material biodegradável da amostra. No caso da amostra ETS, esta porcentagem era igual a 34,8% e para amostra de EFA de 24,1%, resultado que demonstra que houve remoção de material orgânico biodegradável.

5.2.6 Série de Nitrogênio

No gráfico das Figura 47, Figura 48 e Figura 49 são mostradas as variações da concentração de NTK de acordo com as semanas de coleta das amostras ETS e EFA nas etapas I, II e III, respectivamente. Nas Figura 50 e Figura 51 estão os gráficos Box – Plot de NTK e Nitrato, respectivamente. Os valores médios e desvio padrão dos compostos nitrogenados nas amostras ETS e EFA estão na Tabela 21.

Figura 47: Representação da variação da Concentração de Nitrogênio Total Kjeldahl em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) durante a etapa I.

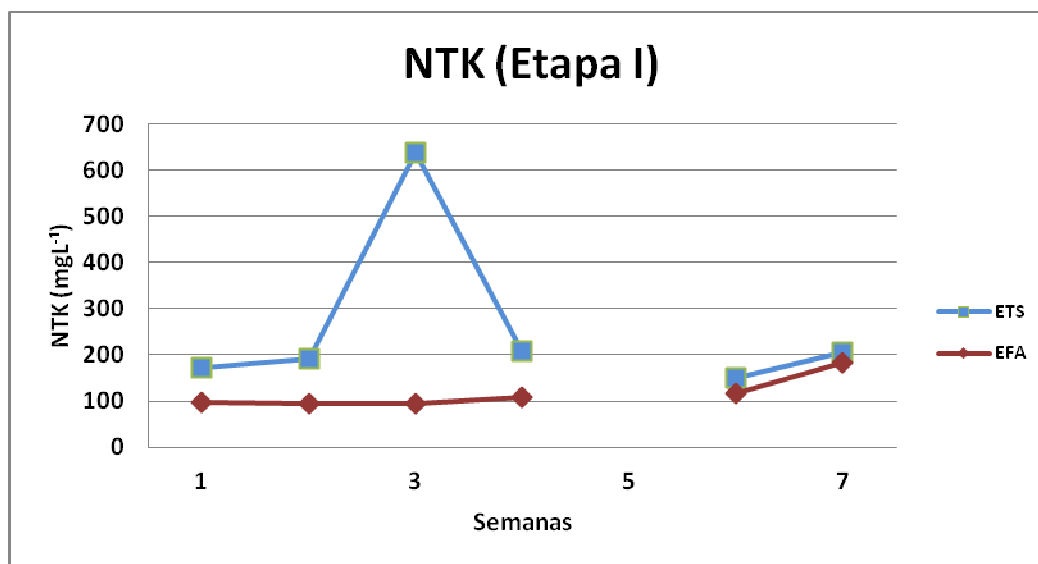


Figura 48: Representação da variação da Concentração de Nitrogênio Total Kjeldahl em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) durante a etapa II.

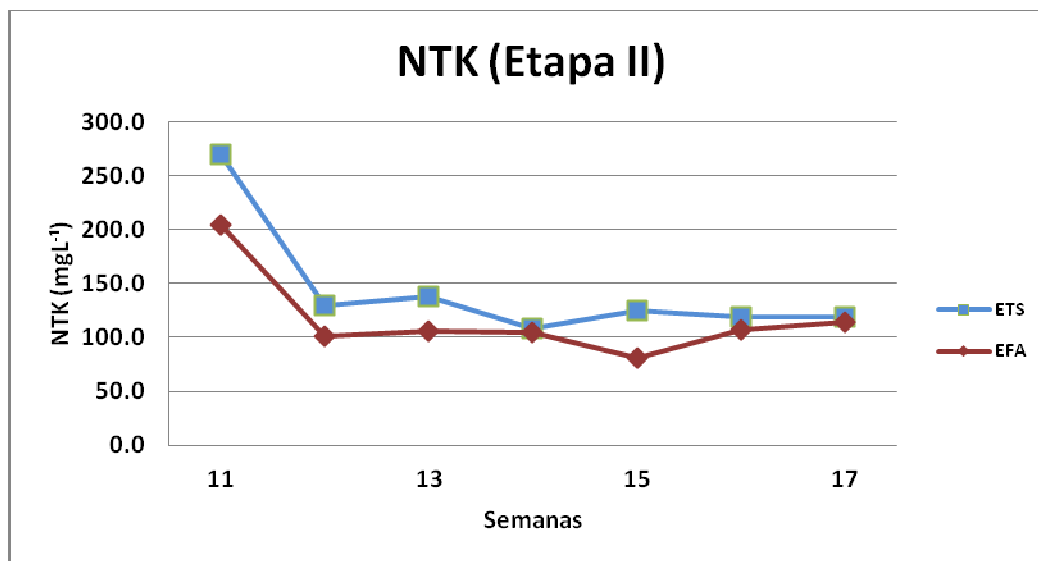


Figura 49: Representação da variação da Concentração de Nitrogênio Total Kjeldahl em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) durante a etapa III.

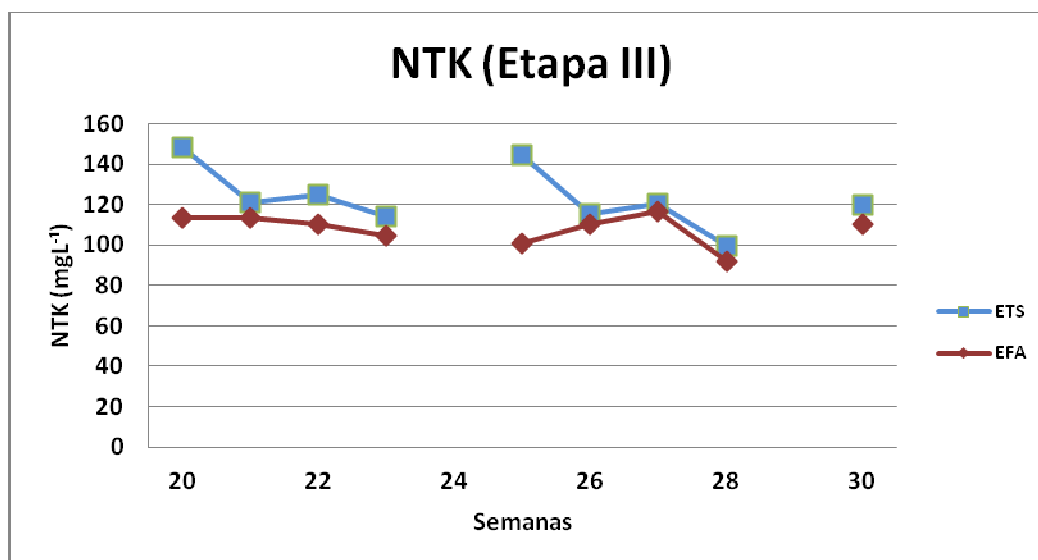


Figura 50: Gráficos Box-Plot da concentração de Nitrogênio Total Kjeldahl das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).

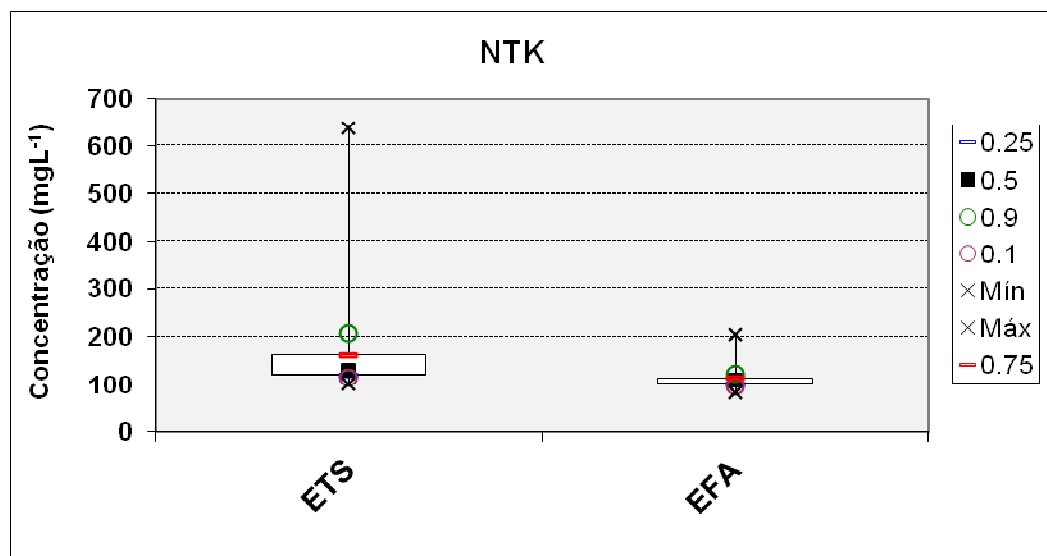


Figura 51: Gráficos Box-Plot da concentração de Nitrato das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) nas diferentes etapas do projeto.

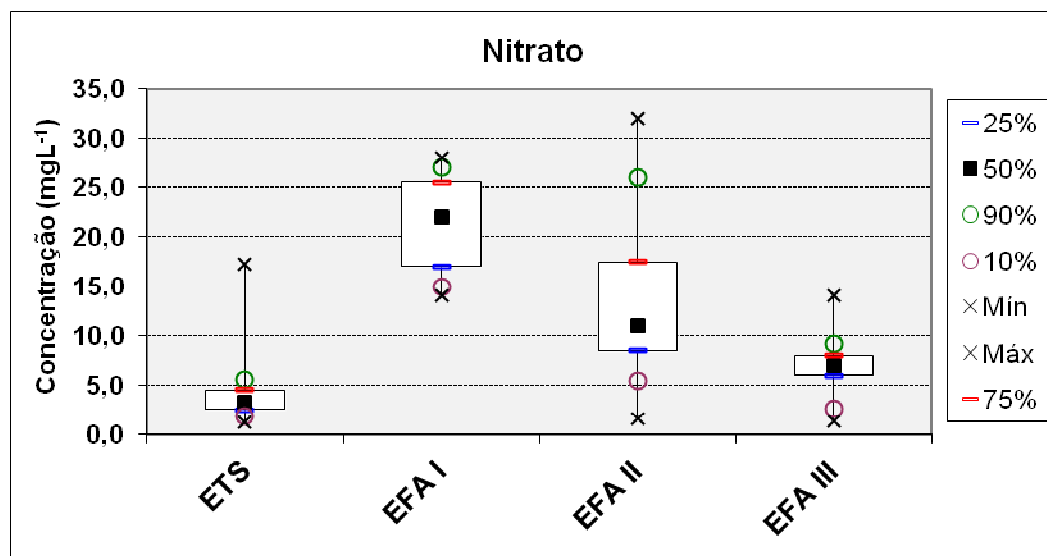


Tabela 21: Valores médios e desvio padrão dos compostos nitrogenados nas amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).

	ETS	EFA
N-NTK (mgL⁻¹)	166 ± 110	114 ± 27,5
N-orgânico (mgL⁻¹)	56 ± 24,1	18 ± 23,9
N-amoniacal (mgL⁻¹)	110 ± 12,4	96 ± 13,9
Nitrito (mgL⁻¹)	0,045 ± 0,01	0,340 ± 0,3
Nitrato (mgL⁻¹)	4 ± 3	14 ± 10
Ntotal (mgL⁻¹)	170 ± 123,4	128,3 ± 46

Em relação aos compostos nitrogenados (Tabela 21), na amostra de ETS havia, em sua maioria nitrogênio amoniacal e orgânico, cuja soma é denominada de nitrogênio total Kjeldahl (NTK). Na média a concentração de N-NTK foi de 166 ± 110 mgL⁻¹ e a totalização dos compostos mais oxidados, que são o nitrito e o nitrato, não superaram 5 mgL⁻¹. O valor de N-NTK está muito acima da faixa apontada por von Sperling (1997) como típica para águas residuárias de origem doméstica: 35 mgL⁻¹ a 70 mgL⁻¹. Esta característica pode ser devido ao tipo de estabelecimento que o sistema está instalado visto que há um bar e a empresa onde são eliminados, em sua maioria, dejetos contendo ureia. No caso do nitrito e do nitrato, as concentrações esperadas são próximas a zero, o que condiz com os dados obtidos.

A maior parte da concentração de N-NTK na amostra ETS é formada por Nitrogênio Amoniacal (66,2%). Este fato ocorre, pois, durante a primeira parte do tratamento de esgoto, o Nitrogênio orgânico é convertido por bactérias em nitrogênio amoniacal através da hidrólise; entretanto este processo pode ter início até mesmo nas tubulações antes do esgoto entrar no tanque séptico. Deste modo, a concentração de Nitrogênio Amoniacal já é maior do que a do Nitrogênio Orgânico no seu afluente e, após passar pelo tanque séptico, esta característica tende a aumentar visto que, durante o processo anaeróbio, ainda ocorre esta conversão (GERARDI, 2002).

Após o filtro de areia, observa-se um aumento de 3,5 vezes na concentração de íons nitrato e um decréscimo de 1,5 vezes de N-NTK, com

diferença significativa em relação ao afluente (Kruskal – Wallis 5%), evidenciando que ocorreu a nitrificação nos leitos. O valor médio da concentração de nitrito na amostra EFA é muito baixo ($0,340 \pm 0,3 \text{ mgL}^{-1}$), pois este íon é um produto intermediário da nitrificação e, por isso, quando em condições apropriadas, não ocorre seu acúmulo. Portanto, por não haver maiores concentrações de nitrito, demonstra-se, também, que as condições do filtro facilitaram a formação de íons nitrato (GERARDI, 2002).

A remoção da taxa de nitrogênio pode variar de 10 a 90% de acordo com a composição de esgoto, condições de meio ambiente e condições operacionais (ZHANG *et al.*, 2005). No projeto esta transformação foi de 24,5%, sendo considerada baixa e, como a concentração de N-amoniacoal era ainda alta no final, é possível que a aeração natural do filtro não estivesse completamente adequada, fazendo - se necessária à revisão da tubulação de ventilação para suprir a concentração de oxigênio necessária para a completa nitrificação. Ainda, outra hipótese é que população oxidante de amoniacoal seja incapaz de lidar com a alta concentração de NTK do afluente. Esta situação pode ocorrer ainda pela rápida infiltração do efluente no leito de areia. Outra razão pode ser a alta concentração de matéria orgânica no efluente do tanque séptico podendo criar um ambiente anóxico no leito de areia na interface efluente/areia o qual dificulta a oxidação do íon amônio visto que há ausência de oxigênio necessário para completar o processo de conversão a nitrato.

Em relação à alcalinidade necessária para ocorrer a nitrificação, Oakley *et al.* (2010) citam que poucos estudos em campo reportam sobre sua concentração suficiente para alcançar a completa reação. Neste estudo, ao fazer a correlação proposta por Metcalf e Eddy (2003) de que para cada grama de N-amoniacoal nitrificado há o dispêndio de 7,07 g de alcalinidade na forma de CaCO_3 , a alcalinidade de ETS seria suficiente para converter 75,8 mg de íon amônio em nitrato. Entretanto, foram convertidos apenas 14 mg, valor ligeiramente acima do esperado através do cálculo feito pela alcalinidade consumida (4,6 mg de N – amoniacoal para 33 mg de alcalinidade consumida).

Segundo a Resolução CONAMA 430 (2011), o efluente final está muito acima do limite máximo permitido de $20,0 \text{ mgL}^{-1}$ em termos de concentração de nitrogênio amoniacal (Figura 47, Figura 48, Figura 49) e o mesmo ocorre com a concentração de nitrato a qual supera o limite máximo de $10,0 \text{ mgL}^{-1}$, estabelecido para corpos de água de classe 1, 2 e 3 (Figura 51).

Apesar disso, esta concentração não superou o limite de 30 mgL^{-1} ou seja, segundo a FAO (1994), caso este efluente seja empregado como água de reúso, não há necessidade de grau de restrição severo.

5.2.7 Fósforo

Os gráficos de fósforo estão expostos nas Figura 52, Figura 53 e Figura 54 de maneira a mostrar a concentração de fósforo em cada etapa. Na última etapa (Figura 54), a coleta foi feita duas vezes por semana. O gráfico Box – plot da média de todas as etapas está na Figura 55.

Figura 52: Representação da variação da concentração de fósforo em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) durante a etapa I.

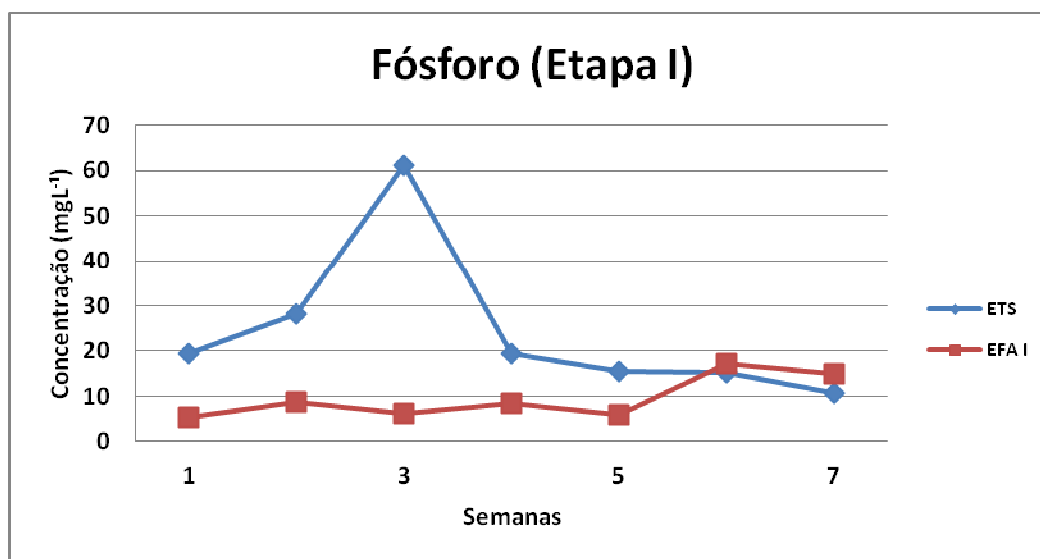


Figura 53: Representação da variação da concentração de fósforo em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) durante a etapa II.

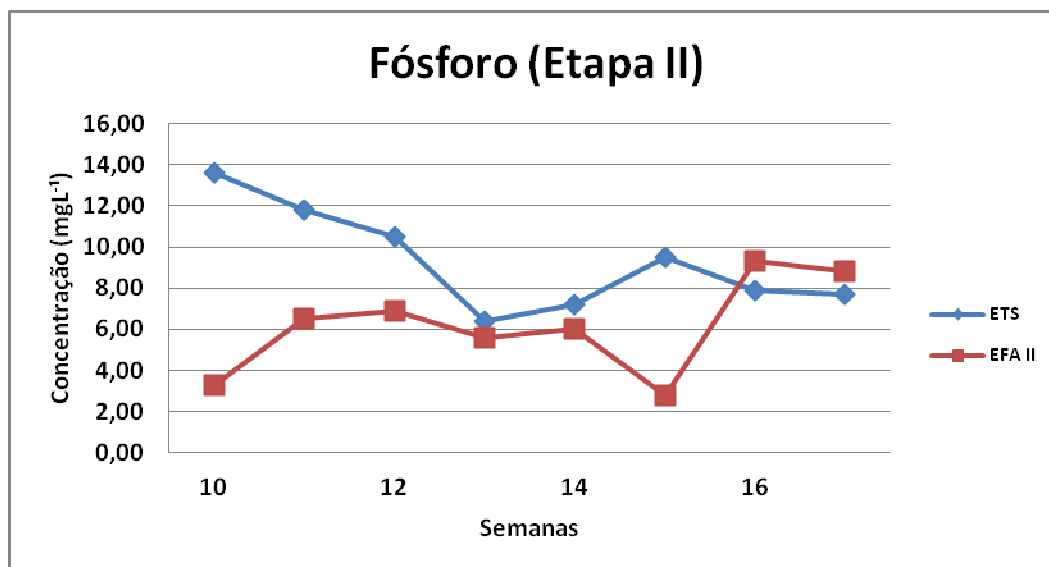


Figura 54: Representação da variação da concentração de fósforo em função das semanas de coleta das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) durante a etapa III.

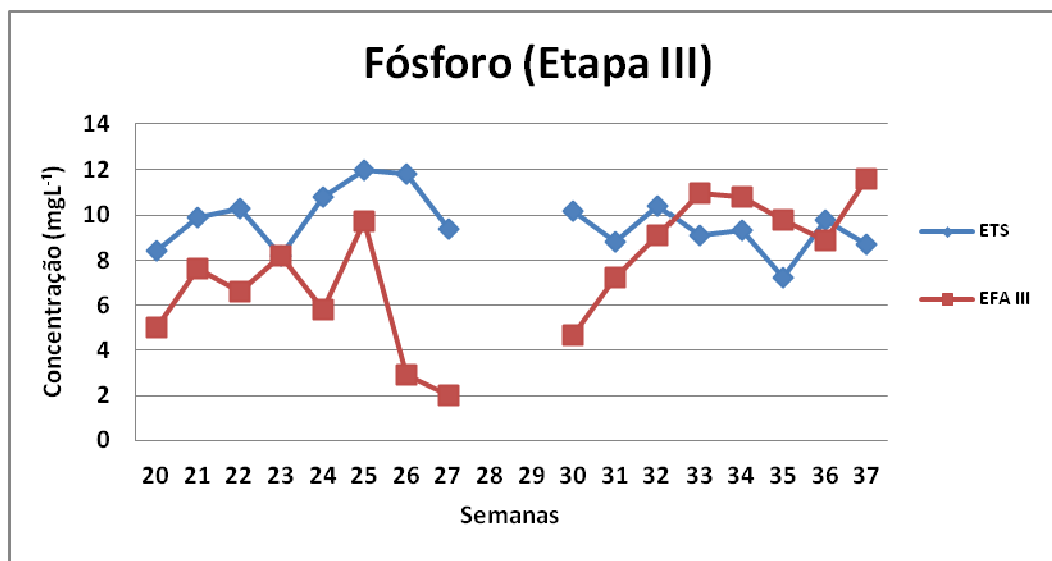
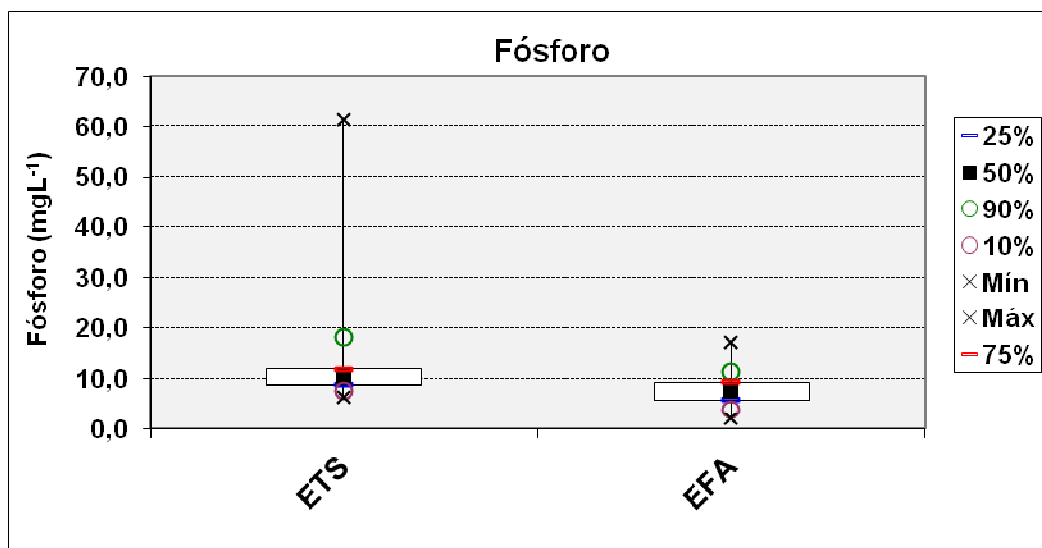


Figura 55: Gráficos Box-Plot da Concentração de Fósforo nas amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA).



Através dos gráficos é possível perceber que, quando ocorre a colmatagem do filtro de areia (final de cada etapa), a concentração de fósforo na amostra EFA é maior do que a amostra ETS (Figura 52, Figura 53 e Figura 54), ou seja, o desprendimento do fósforo adsorvido pela areia pode caracterizar a obstrução e saturação do leito. Assim, sendo considerado todo o período das 3 etapas, a média do valor de fósforo em ETS foi de $13,0 \pm 9,6$ e para a amostra de EFA $8,0 \pm 3,6$, sendo a remoção igual a 38,4 %. Entretanto, desconsiderando o final de cada etapa para este cálculo o valor da amostra EFA é igual a $6,0 \pm 2,0$ e a remoção igual a 53,8%. Como há diferença significativa (Kruskal – Wallis 5%) entre o afluente e o efluente, conclui-se que há remoção de fósforo pelo filtro de areia (Figura 55).

Esta situação é devido, segundo Patrick e Khald (1974) *apud* Healy *et al.* (2007b), à obstrução do sistema e às condições anaeróbicas que são criadas na interface areia/efluente, favorecendo o desprendimento de fósforo na coluna de água, o qual gera um efluente com maior concentração deste elemento do que o afluente do filtro.

O valor médio para a amostra ETS (efluente do tanque séptico) está de acordo com dados da literatura publicados por Withers *et al.* (2011) que

monitoraram por 1 ano efluentes de tanque séptico em uma vila na Inglaterra e encontraram concentrações de fósforo as quais variavam de 1 a 14 mgL⁻¹.

Em relação à média de remoção, a eficiência encontrada nesta pesquisa está abaixo da que Rodgers *et al.* (2005) obtiveram quando avaliaram um filtro de areia intermitentes com diâmetro de 0,3 m e altura de 0,425 m (próxima a utilizada na pesquisa). O sistema operado pelos autores alcançou remoção de 70%, enquanto que no filtro estudado, como já citado, esta remoção foi de 53,8%. Uma possível explicação para esta diferença são os diferentes valores de pH das areias usadas. Neste estudo, a areia tinha pH mais elevado (7,9), como será mostrado no item 5.5.1, e a utilizada pelos autores tinha pH igual 3,7 o que, segundo eles, facilitou a adsorção do fósforo.

Apesar da melhor remoção de fósforo, o filtro estudado por Rodgers *et al.* (2005) operou por apenas 4 semanas, enquanto que no estudo em questão, o menor tempo de operação do filtro de areia foi de 7 semanas.

Como os valores dos efluentes finais (Figura 55) não estavam abaixo de 1 mgL⁻¹, valor limite máximo da legislação gaúcha (CONSEMA nº 128, 2006) para a disposição do efluente em corpos hídricos, é necessário um pós tratamento a nível terciário para que sejam alcançados padrões estabelecidos de lançamentos e também que seja impedida a eutrofização no meio onde será lançado. Apesar desta remoção limitada, caso este efluente seja visado para o reúso em irrigação e piscicultura, esta concentração de fósforo não constitui um problema e sim uma oferta de nutriente.

Entre as etapas, não há diferença significativa (Kruskal – Wallis 5%) e, como já citado, comparando-se os resultados de entrada e a saída do filtro de areia, esta diferença existe. Porém, em cada etapa, a partir de uma determinada semana, a entrada e a saída não diferem significativamente, evidenciando, novamente, que o filtro de areia foi colmatado, pois a amostra EFA tem valores próximos e superiores à amostra ETS. A Tabela 22 resume o número da semana que, a partir, não diferem os valores das amostras.

Tabela 22: Número da semana que, a partir, não diferem os valores das amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS) e de Efluente do Filtro de Areia (EFA) para o parâmetro fósforo.

Etapa	Nº da Semana que não diferem os valores	Fósforo da amostra ETS (mgL⁻¹)	Fósforo da amostra EFA (mgL⁻¹)
I	6	15,1	17,2
II	7	7,9	9,3
III	10	9,1	11,0

Portanto, como já recomendado por outros autores, a substituição da areia deve ser considerada para assegurar a remoção contínua do fósforo dado que a capacidade de adsorção deste elemento pelo filtro de areia é finita.

5.3 DESINFECÇÃO

A etapa de desinfecção foi feita em escala de bancada, e as concentrações utilizadas foram iguais a 1,15 ; 1,28 e 1,40 mgL⁻¹ e tempos de contato de 30, 45 e 60 minutos. Assim, verificou – se qual combinação de dosagem e tempo ideais para remoção de *E.Coli* inferior a 500 NMP100 mL⁻¹; valor indicado como máximo para reuso nas descargas dos vasos sanitários pela NBR 13969 (1997).

Na Tabela 23 estão os valores médios de concentração de *E.Coli* e de cloro livre, total e combinado encontrados para as amostras analisadas de acordo com o tempo de contato.

Tabela 23: Valores médios de concentração de *E.Coli* e de cloro livre, total e combinado encontrados para as amostras analisadas de acordo com o tempo de contato.

Amostra	Tempo (min)	Conc. <i>E.Coli</i> (NMP100mL⁻¹)	Cloro total (mgL⁻¹)	Cloro Livre (mgL⁻¹)	Cloro Combinado (mgL⁻¹)
ETS	-	2,7 x 10 ⁵	-	-	-
EFA	-	9,2 x 10 ³	-	-	-
1,15 mgL⁻¹	30	1,0 x 10 ³	0,33	0,11	0,22
	45	3,8 x 10 ²	0,25	0,21	0,04
	60	33	0,11	0,09	0,02
1,28 mgL⁻¹	30	8,9 x 10 ²	0,34	0,14	0,20
	45	88	0,35	0,14	0,21
	60	4,0	0,22	0,11	0,11
1,40 mgL⁻¹	30	7,3 x 10 ²	0,50	0,18	0,32
	45	23	0,48	0,25	0,23
	60	5,1	0,47	0,35	0,12

Em relação aos coliformes do grupo *E.Coli* na amostra ETS, de tratamento anaeróbio, o valor médio obtido nesta pesquisa foi um log inferior ao obtido pela pesquisadora Tonon (2011) no sistema piloto utilizando filtro anaeróbio.

No caso do filtro de areia, em seus estudos, Tonon (2011) obteve no efluente final uma concentração de *E.Coli* igual a $7,7 \times 10^4$ e $3,1 \times 10^5$ NMP100mL⁻¹ quando a taxa de aplicação foi de 300 e 250 Lm⁻²dia⁻¹, respectivamente. Já na investigação presente, mesmo com aplicações próximas às da autora, a concentração das bactérias foi menor, provavelmente, pois o afluente também tinha menor concentração de bactérias *E.Coli*. É importante observar que em ambos os filtros (estudado por Tonon (2011) e desta pesquisa) foram capazes de diminuir a densidade em pelo menos 1 log e que os valores estiveram acima do limite exigido pela legislação brasileira para corpos hídricos de classe 2 e 3 (CONAMA 357, 2005), as quais possuem, respectivamente $1,0 \cdot 10^3$ e $2,5 \cdot 10^3$ NMP100mL⁻¹ como máximo. Embora o EFA esteja bem próximo a estes valores, como o objetivo futuro é o reúso em vasos sanitários (com máximo de 500

NMP100mL⁻¹ recomendado pela NBR 13969) houve a necessidade da implantação da etapa de desinfecção para que este valor fosse alcançado.

Segundo a Tabela 23, nas 3 dosagens utilizadas e nos tempos de 45 e 60 minutos, foi possível alcançar o padrão para reúso do efluente em vasos sanitários. Entretanto, por uma economia de reagentes, seria interessante utilizar a menor concentração (1,15 mgL⁻¹) no tempo de 60 minutos que é suficiente para reduzir a concentração de *E.Coli* a uma quantidade inferior a desejada.

Todavia, se houver necessidade de uma maior concentração de cloro total e cloro livre no efluente final, deve ser considerada a concentração de 1,28 mgL⁻¹ em 45 minutos.

5.4 HELMINTOS

Com relação aos ovos de helmintos, a Tabela 24 apresenta os resultados obtidos de acordo com sua presença/ausência nas amostras de ETS, EFA, areia superficial raspada após colmatação (AU) e lodo do tanque séptico (Lo).

Tabela 24: Resultados obtidos de acordo com sua presença/ausência de ovos de helmintos nas amostras de Efluente do Tanque Séptico (ETS), de Efluente do Filtro de Areia (EFA), areia superficial raspada após colmatação (AU) e lodo do tanque séptico (Lo).

	ETS	EFA	AU	Lo
Resultado	N	N	N	N

N= Negativo

Nas amostras analisadas não houve a presença de ovos de helmintos. Este resultado é devido, provavelmente, a não existência de um indivíduo infectado usuário dos sanitários em questão ou a baixa concentração de ovos que entra no sistema caso tenha algum usuário infectado.

Entretanto é importante lembrar, como citado por Antonioli (2010) que mesmo uma contagem zero não é possível garantir que a amostra esteja completamente livre de ovos de helmintos, já que nenhuma das metodologias de

quantificação garante um percentual de recuperação de 100 % destes eventualmente presentes nas amostras processadas. Outro fator a ser considerado é a própria coleta de amostras, pois a distribuição dos ovos torna-se muito heterogênea ao longo dos locais de amostragem.

Deste modo, conclui – se que possivelmente a concentração de ovos de helmintos entrando no sistema seja baixa de maneira que dificulte sua detecção, contudo é preciso um estudo mais aprofundado e contínuo deste parâmetro.

5.5 ANÁLISES DA AREIA

As amostras de areias novas (AN), que foram inseridas no filtro de areia durante sua instalação e após a manutenção (raspagem), e da areia utilizada (AU) retirada quando o filtro estava colmatado foram analisadas segundo descrito no item 4.6.

As características da areia nova (AN) serão descritas no item 5.5.1 e seu coeficiente de adsorção do fósforo no item 5.5.3. No caso da areia utilizada (AU), os resultados da avaliação quanto ao material orgânico em seu perfil e na areia retirada e armazenada ao sol estão descritos no item 5.5.2 e a quantidade de fósforo adsorvido no item 5.5.3.

5.5.1 Características da areia nova

A areia nova (AN) foi analisada quanto ao seu coeficiente de permeabilidade à carga constante (NBR 13292, 1995) análise granulométrica (NBR 7181, 1984), determinação do índice de vazios (NBR 12051, 1991), umidade e pH (SOVIK e KLOVE, 2005) a fim de caracterizá-la.

Na Tabela 25 estão resumidos os valores médios destes resultados.

Tabela 25: Valores médios dos parâmetros de caracterização da areia nova (AN).

Parâmetro	
Constante de permeabilidade	400 cm dia ⁻¹
D₁₀ (diâmetro efetivo)	0,18 mm
Cu	2,27
Índice de Vazios	57,5%
Umidade	7%
pH	7,9

A média da constante de permeabilidade encontrada para a areia empregada no filtro foi igual a 400 cm dia⁻¹. Em estudos de Andreadakis (1987), o autor utilizou, em escala de laboratório, uma areia com coeficiente de permeabilidade igual a 350 cm dia⁻¹, valor próximo ao obtido nesta pesquisa e ambos os efluentes finais tinham a mesma qualidade em termos de DBO (em torno de 20 mgO₂L⁻¹). Entretanto, a taxa de aplicação do autor foi maior (1,5 m³m⁻²dia⁻¹) se comparada com a aplicada no filtro desta pesquisa em escala real (0,25 m³m⁻²dia⁻¹), indicando que o leito ainda seria capaz de receber maior aplicação do esgoto diariamente e manter o efluente final com a mesma qualidade da obtida por Andreadakis (1987).

As médias dos resultados de D₁₀, Cu, índice de vazios e umidade para caracterização da areia foram, respectivamente, 0,18mm, 2,27, 57,5% e 7%.

A NBR 13969 (1997) recomenda que D₁₀ (também chamado de diâmetro efetivo) varie de 0,25 mm a 1,2 mm e que Cu seja inferior a 4,0. No caso da areia em estudo, o D₁₀ foi inferior ao mínimo recomendado, entretanto sua colmatção demorou cerca de 2 meses para ocorrer. Talvez se o diâmetro efetivo fosse maior, o tempo de operação iria se estender. Já o valor de Cu foi menor do que 4,0, como indicado pela norma.

Estudos de Stevik *et al.* (1999b) em escala de bancada evidenciaram que quanto menor era o diâmetro efetivo, menor era o transporte de *E.Coli* na coluna. Os autores utilizaram uma areia fina parecida com a empregada neste projeto (D₁₀ igual a 0,13mm e Cu igual a 2,39). O efeito positivo dos grãos menores foi

explicado pelo aumento da área da superfície específica o que viabiliza melhor adsorção e, por consequência, aumenta a remoção bacteriana.

O valor médio de pH (7,9) da areia está próximo do considerado máximo (8,0) por Prochaska e Zouboulis (2003) para que ocorra mais rapidamente a nitrificação, fato que pode ter contribuído para a menor geração de nitrato no efluente final.

Outros estudos em relação ao pH da areia feitos por RODGERS *et al.* (2005) mostraram que, com este parâmetro igual a 3,7, altura do leito de 0,425m e carga hidráulica de $60 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-2}$ a adsorção de fósforo começou a diminuir com aproximadamente 30 dias de operação do filtro de areia. Com estes resultados, os autores afirmaram que o baixo pH da areia facilitou este processo. A remoção de fósforo alcançada no sistema dos autores chegou a 70%. No presente estudo, o leito tinha altura parecida (0,4 m) e o pH da areia (7,9) e a taxa de aplicação ($257 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-2}$) eram maiores quando comparados com o sistema de RODGERS *et al.* (2005), entretanto, a porcentagem de remoção de fósforo foi apenas um pouco abaixo da obtida pelas autores, cerca de 54%, e o filtro operou por aproximadamente 60 dias, evidenciando que o pH da areia e a taxa de aplicação não são fatores limitantes para a adsorção do fósforo pelo leito.

5.5.2 Material orgânico da areia utilizada (AU)

A cada colmatagem do filtro de areia, perfis do leito eram retirados para análise de sólidos totais fixos e voláteis a cada 1 cm (chegando a 5 cm), como descrito no item 5.5.2. As amostras eram compostas, a cada cm, pelos perfis removidos do leito. A Tabela 26 resume os valores médios encontrados desta avaliação.

Tabela 26: Valores de porcentagem média e desvio padrão de Sólidos Totais Fixos (STF) e Sólidos Totais Voláteis (STV) no perfil da amostra de areia.

Profundidade da amostra	% STF	%STV
Superfície	98,9 ± 1,3	1,1 ± 1,3
1 cm	98,1 ± 0,4	1,9 ± 0,4
2 cm	99,2 ± 0,1	0,8 ± 0,1
3 cm	99,3 ± 0,06	0,7 ± 0,1
4 cm	99,3 ± 0,1	0,7 ± 0,1
5 cm	99,4 ± 0,1	0,6 ± 0,1

Pela Tabela 26, é possível perceber que há um aumento da porcentagem de STF na amostra de areia conforme aumenta a profundidade que esta é retirada.

O oposto ocorre com a porcentagem de STV, a qual diminui com o aumento da profundidade. Embora os resultados das profundidades não tenham diferença entre si (Kruskal – Wallis 5%), nota-se visualmente pela coloração (Figura 24) que a biomassa (material orgânico correspondente aos STV) está em maior quantidade no primeiro 1 cm do leito de areia confirmando a afirmação de outros autores, que dizem sobre o crescimento da biomassa ser significativamente maior no topo na primeira camada de areia (STEVIK *et al.*, 1999a e RODGERS *et al.*, 2005).

Ainda, estes dados corroboram com a norma NBR 13969 (1997) a qual sugere a raspagem do leito filtrante, após sua colmatação, em camada de espessura que varia de 0,02 m a 0,05 m.

A Tabela 27 resume os valores de porcentagens médias para STF e STV na areia retirada e armazenada em uma caixa para ser seca ao sol. Os valores foram obtidos de dois a três dias de diferença para verificar a degradabilidade do material orgânico até que a maior parte fosse composta por material inorgânico (areia).

Tabela 27: Valores de porcentagens médias e desvio padrão para Sólidos Totais Fixos (STF) e Sólidos Totais Voláteis (STV) na areia de acordo com a quantidade de dias após a retirada e armazenada em uma caixa para ser seca ao sol.

Quantidade de Dias após retirada do leito	% STF	% STV
2	97,0 ± 1,8	2,9 ± 1,8
4	97,2 ± 1,9	2,7 ± 1,9
7	98,8 ± 0,5	1,1 ± 0,5
9	99,1 ± 0,2	0,8 ± 0,2
13	99,3 ± 0,2	0,6 ± 0,2

Como observado na Tabela 27, a quantidade de material orgânico (representado por % STV) diminui ao longo dos dias demonstrando que estava sendo degradada. Após o período de 13 dias que 5 cm da camada de areia superficial foi raspada, a porcentagem de STF alcançou quase 100%, evidenciando que havia maior parte de material inorgânico (areia). Estes dados são importantes, pois indicam que a areia removida pode ser reutilizada no leito após sua secagem e degradação da biomassa retida. Deste modo, haveria uma economia de recurso financeiro em relação à manutenção do sistema não sendo necessária a aquisição de areia a cada colmatagem do filtro.

5.5.3 Adsorção do Fósforo

As médias dos resultados do teste de adsorção de fósforo pelas areias novas (AN) com diferentes tratamentos estão apresentadas na Tabela 28. Estes resultados são os obtidos após adição de 50mL de solução de fósforo com concentração igual a 50mgL⁻¹ em 20g de amostra de areia. Os tratamentos nas areias e este procedimento foram os descritos no item 4.6.3: T1(sem tratamento), T2 (lavagem com ácido) e T3 (lavagem com ácido e autoclavagem).

O objetivo do T1 (sem tratamento) era manter a areia com a sua concentração natural de fósforo e verificar a quantidade máxima deste elemento que os grãos poderiam adsorver juntamente com a microbiota *in natura* que

poderia existir nesta areia. No caso do T2, a lavagem com ácido objetivou a remoção do fósforo existente nos grãos de areia para verificar se haveria maior adsorção. Já a lavagem com ácido, seguida de autoclavagem (T3), foi feita para eliminar os micro – organismos *in natura* da areia e seu fósforo natural dos grãos a fim de verificar a quantidade efetiva que os grãos de areia poderiam adsorver do elemento.

Tabela 28: As médias dos resultados do teste de adsorção de fósforo pelas areias novas (AN) com diferentes tratamentos (T1, T2 e T3).

	T1	T2	T3
Quantidade de Fósforo			
adsorvida na areia	49,8 ± 7,2	55,5 ± 3,2	42,5 ± 4,3
(mg_PKg⁻¹_{areia})			

Estatisticamente, os resultados de T1, T2 e T3 não diferem entre si (Kruskal – Wallis 5%). No caso do T1, além da adsorção pelos grãos de areia, a microbiota natural presente pode ter influenciado na quantidade de fósforo adsorvido visto que nos grãos já havia certa quantidade deste elemento (Tabela 29). Entretanto, as areias com tratamento T2 e T3 tiveram o fósforo adsorvido principalmente pelos seus grãos já que provavelmente havia baixa quantidade de micro – organismos na própria areia por causa da lavagem com ácido (T2) ou sua ausência (T3) pela autoclavagem.

Como não houve diferença significativa entre os 3 resultados dos 3 tratamentos de areia nova, calculou –se a média de fósforo adsorvido por esta. A média global foi igual a 49,8 ± 1,5 mg_PKg⁻¹_{areia}.

O teste de quantificação de fósforo aderido na AN e na AU teve como média os resultados apresentados na Tabela 29. Este teste teve como finalidade quantificar o fósforo existente na areia nova (que foi inserida no leito de areia) e na areia utilizada (após seu uso no filtro de areia que tratou o efluente do tanque séptico).

Tabela 29: Resultados do teste de quantificação de fósforo aderido na Areia Nova (NA) e na Areia Usada (AU).

	AN	AU
Quantidade de Fósforo		
aderida na areia	39,2 ± 4,3	191,4 ± 13,9
(mgPKg⁻¹areia)		

Entre os dois resultados há diferença significativa (Kruskal – Wallis 5%) evidenciando que na areia usada havia mais fósforo do que na areia natural pois adsorveu o fósforo do efluente do tanque séptico (ETS) que passou pelo leito de areia.

Nos dados da Tabela 28, nota – se que os grãos de areia adsorvem no máximo $55,5 \pm 3,2 \text{ mg}_P\text{Kg}^{-1}_{\text{areia}}$ (no caso do T2), valor que está abaixo do quantificado na areia utilizada (AU) ($191,4 \pm 13,9 \text{ mg}_P\text{Kg}^{-1}_{\text{areia}}$). Com esta comparação é possível perceber que, a biomassa formada no leito de areia durante o tratamento, aumentou a capacidade de adsorção em quase 3,5 vezes a mais se comparada com a areia sem micro – organismos.

Ainda, os resultados de adsorção de fósforo pelas areias com os 3 tratamentos (T1, T2 e T3) e o resultado da quantificação deste elemento já existente na areia nova (AN) não tem diferença significativa entre si, ou seja, a quantidade de fósforo adsorvido pela areia sem biomassa aderida não é relevante para a remoção deste nutriente, mostrando novamente a importância da biomassa aderida na camada superficial do leito. Também é possível que o material filtrado (em geral orgânico) influencie na adsorção do fósforo, aumentando a capacidade do filtro de remoção deste composto. Esta situação já foi descrita por outros autores os quais afirmaram que a remoção do fósforo ocorre pela incorporação nos micro – organismos (biofilme) e o acúmulo subsequente na biomassa. Os fosfatos incorporados são hidrolisados e removidos. A hidrólise ocorre pela presença da exoenzima fosfatase a qual existe em maior concentração no biofilme do que no meio líquido. Esta característica permite que a remoção de fósforo pelo sistema ainda continue por um tempo mesmo quando a capacidade de adsorção

do material filtrante já está saturada (STUMM AND MORGAN, 1981 e BRIX *et al.*, 2001 *apud* PROCHASKA e ZOUBOULIS, 2003).

Verificando – se dados da literatura, observou – se que a concentração de fósforo na areia usada (AU) foi inferior a encontrada por Zhang *et al.* (2005) em latossolo vermelho – escuro ($2057 \text{ mg}_P\text{Kg}^{-1}_{\text{solo}}$) os quais estudaram um sistema piloto de infiltração de esgoto neste tipo de solo, durante 4 meses, e verificaram a remoção de 98% de fósforo. Entretanto o resultado foi mais próximo ao obtido por Sovik e Klove (2005) em areia ($335 \text{ mg}_P\text{Kg}^{-1}_{\text{areia}}$) empregada em um filtro de média escala. Esta diferença é devido, possivelmente, aos tipos de solo (areia e argila), entretanto é importante salientar que o latossolo vermelho – escuro não deve ser utilizado em filtros com a configuração deste presente projeto visto que a argila é menos permeável do que a areia.

Apesar de uma menor concentração de $\text{mg}_P\text{Kg}^{-1}_{\text{solo}}$ encontrada na areia empregada neste estudo (AU), houve bom desempenho na remoção do nutriente pelo filtro e diminuição da sua concentração no efluente final, assim, como já descrito por Sabbah *et al.* (2012), o leito não só filtra como é um reator de biomassa fixa aeróbia a qual além de oxidar o material orgânico e atuar na nitrificação, também adsorve o fósforo do afluente.

5.6 CARACTERIZAÇÃO DO LODO DO TANQUE SÉPTICO

A amostra do lodo de tanque séptico foi coletada para sua caracterização após um ano de funcionamento do sistema. Os dados obtidos estão na Tabela 30.

Tabela 30: Valores de pH, Índice Volumétrico do Lodo (IVL) e série de sólidos para caracterização do lodo do Tanque Séptico (TS).

Parâmetro	
pH	7,0
IVL (mLg⁻¹)	28,2
ST (mgL⁻¹)	16.333
STF (mgL⁻¹)	6.266
STV (mgL⁻¹)	10.066
SST (mgL⁻¹)	11.700
SSF (mgL⁻¹)	4.500
SSV (mgL⁻¹)	7.200

É possível perceber que o lodo do tanque séptico estava estável quanto ao parâmetro pH visto que seu valor era neutro (7,0). Com os dados de SST e ST, percebe-se que quase 72% dos ST são formados por sólidos suspensos. Ambas as porcentagens de STF em relação aos ST e de SSF em relação aos SST foram próximas a 38%, sendo a parte volátil correspondente a 62% (tanto de STV como de SSV). Estas porcentagens mostram que o lodo tinha maior parte de material orgânico do que inorgânica.

O Índice Volumétrico do Lodo (IVL) demonstra a qualidade do lodo quanto a sua decantabilidade. Quanto menor o valor do IVL, melhor é sua capacidade de sedimentação. O lodo analisado tem IVL abaixo do mínimo (50 mLg⁻¹) para considerar a decantabilidade boa, sendo então considerada ótima (CHERNICHARO, 2007).

5.7 MANUTENÇÃO DO SISTEMA

A manutenção do sistema foi verificada ao longo da pesquisa. Neste item serão enumeradas considerações a serem feitas quando planejamento e operação do sistema.

Ao se implantar o sistema, deve – se observar a profundidade que o filtro de areia será instalado, pois não deve ser tão profundo de modo a ser possível realizar sua manutenção (raspagem) facilmente. Ainda, por causa da raspagem e retirada da areia superficial, quando houver colmatção do filtro, é preciso prever a compra de areia de volume adequado para ser substituída e, também, um local para secagem da areia removida.

Caso haja alguma abertura de inspeção nos reatores e reservatório (tanque séptico, filtro de areia e reservatório) é necessária a instalação de uma tela mosquiteira para evitar a presença de mosquitos na parte interna.

No caso do tanque séptico a manutenção envolve a contratação de um caminhão de limpeza de fossa no período previsto em projeto (normalmente 1 ano) para que seja removido o lodo depositado no fundo do tanque.

É ideal que o projeto seja instalado em região com declive para que a tubulação de coleta tenha inclinação necessária de transporte do esgoto e que não seja instalada uma bomba de recalque entre os reatores. Caso a região não tenha a declividade necessária, é importante que a rede coletora e a tubulação entre os reatores sejam instaladas com pelo menos 1% de declividade.

É importante uma fiscalização para que as residências tenham uma caixa de gordura e que esta tenha manutenção adequada, a fim de que este resíduo não entre no sistema de coleta e que não obstrua a tubulação.

Para a aplicação da carga hidráulica no filtro de areia, é possível utilizar uma bomba pequena com *timer* ou ser construído um sifão (como descrito neste projeto). O importante é considerar que a aplicação seja intermitente para que o período de repouso seja garantido e o leito seja oxigenado naturalmente.

6. CONCLUSÃO

Diante dos objetivos propostos neste trabalho, conclui – se que:

- A combinação de tanque séptico com filtro de areia pode ser instalada em escala real, entretanto sua manutenção mostrou-se muito periódica;
- A operação durou em média 2 meses para que ocorresse sua manutenção. O sistema operou de maneira eficiente e produziu um efluente final adequado ao lançamento em corpos hídricos e esteve estável quanto aos parâmetros pH, alcalinidade, condutividade, turbidez, OD e DBO. Quanto ao material orgânico em termos de DQO, a concentração de compostos nitrogenados e de fósforo, algumas amostras tinham concentração final superior ao limite máximo permitido pelas legislações vigentes;
- Em relação à desinfecção conclui-se que é possível utilizar a concentração de $1,15 \text{ mgL}^{-1}$ de hipoclorito de cálcio em contato com o efluente do filtro de areia por 60 minutos para que seja possível o reúso em vaso sanitário;
- Nas amostras analisadas (efluente do tanque séptico, efluente do filtro de areia, areia superficial do leito e lodo do tanque séptico) não houve a presença de ovos de helmintos evidenciando que possivelmente não haja ovos de helmintos entrando no sistema;
- A areia superficial raspada do filtro após sua colmatação precisou de 13 dias para que a porcentagem de STF alcançasse quase 100%, evidenciando que havia maior parte de material inorgânico (areia);
- A areia nova (sem biomassa) adsorveu $49,8 \pm 1,5 \text{ mg}_P\text{Kg}^{-1}_{\text{areia}}$, já na areia utilizada (com biofilme) havia $191,4 \pm 13,9 \text{ mg}_P\text{Kg}^{-1}_{\text{areia}}$ adsorvido mostrando que a remoção do fósforo ocorre principalmente pela incorporação nos micro – organismos (biofilme) e o acúmulo

subsequente na biomassa, não apenas pelos grãos do material filtrante;

- O lodo removido do tanque séptico era composto por 62% de material orgânico e tinha ótima decantabilidade;
- Para a manutenção do sistema alguns aspectos devem ser observados como a profundidade do leito de areia, a compra de areia para troca após colmatação, um local de reserva da areia raspada, uma tela mosquiteira, contratação de caminhão limpa fossa, a declividade do local da instalação, manutenção periódica da caixa de gordura e a garantia de aplicação intermitente.

7. RECOMENDAÇÕES

Algumas recomendações após a finalização do projeto serão apresentadas a seguir:

- Estudar qual deve ser o procedimento com a areia retirada após colmatação do leito e seca ao sol e se é possível seu reuso no filtro de areia;
- Avaliar se há diferença do emprego desta areia de reuso e da areia nova na eficiência do filtro de areia;
- Verificar se a associação com filtro anaeróbio melhoraria a qualidade do efluente final e se aumentaria o tempo de operação do filtro de areia;
- Averiguar se a associação com filtro anaeróbio aumentaria a nitrificação do leito de areia;
- Projetar, implantar e verificar o funcionamento de um sistema simples de desinfecção em escala real;
- Avaliar o uso do efluente final desinfetado no vaso sanitário da empresa;
- Avaliar o uso do efluente final na preparação dos pisos da empresa;
- Verificar se os pisos da empresa feitos com diferentes porcentagens de água de reuso tem resistência parecida com os feitos com água potável;
- Analisar o custo financeiro para implantação, operação e manutenção do sistema;
- Monitorar a existência de ovos de helmintos no sistema mais detalhadamente;
- Verificar o comportamento do sistema quanto a remoção de patógenos (ovos de helmintos, oocistos de *Cryptosporidium spp.* e cistos de *Giardia spp.*);

- Estudar a concentração de fósforo nas diferentes alturas da coluna de areia;
- Analisar o benefício financeiro da empresa pela economia de água pelo reúso do efluente tratado no vaso sanitário e/ou na produção de pisos;
- Analisar quais micro-organismos compõem a biomassa na camada superior do filtro de areia;
- Avaliar o uso da manta não tecida no leito de areia, verificando se há maior facilidade de manutenção e maior tempo de operação deste sistema;
- Estudar possível reúso do lodo de tanque séptico.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABREU, S.B., ZAIAT, M. *Desempenho de reator anaeróbio-aeróbio de leito fixo no tratamento de esgoto sanitário*. Eng. sanit. ambient. v.13, n. 2, pp. 181 – 188. 2008.

ANH,N.V.;HA,T.D.;NHUE,T.H.;HEINSS,U.;MOREL,A.;MOURA,M.;SCHERTENLEIB,R. *Decentralized wastewater treatment - new concept and technologies for Vietnamese conditions*. In: 5th Specialised Conference on Small Water and Wastewater Treatment Systems, Istanbul, Turquia, 2002.

ANTONIOLLI, P.R. *Avaliação da Viabilidade de Ovos de Helminthos e Presença de Cistos de Protozoários no Solo de Cultivo de Rosas Irrigadas com Efluente Sanitário*. Trabalho de Graduação Interdisciplinar (Faculdade de Tecnologia – UNICAMP), 2010. 42p.

AL-JASSER, A.O. *Saudi wastewater reuse standards for agricultural irrigation: Riyadh treatment plants effluent compliance*. Journal of King Saud University – Engineering Sciences, v.23, pp. 1–8. 2011.

ANDREADAKIS, A.D. *Organic matter and Nitrogen removal by an on site sewage treatment and disposal system*. Water Research. Vol. 21, nº. 5, pp. 559-565. 1987.

APHA/AWWA/WEF. *Standard methods for the examination of water and wastewater*. 22^a ed. Washington: American Public Health Association. 1082 p. 2012.

ARAÚJO, A.L.C.; FONSECA, A.L.; FIGUEIREDO, F.G.; VALE, M.B.; VASCONCELOS, N.S. *Avaliação preliminar da concentração de nitratos nas águas subterrâneas de abastecimento na região urbana de Parnamirim–RN*. In: 23º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. 2005.

ARSLAN-ALATON, I.; TANIK,A.; OVEZ,S.; ISKENDER,G.; GUREL,M.; ORHON,D. *Reuse potential of urban wastewater treatment plant effluents in Turkey: a case study on selected plants*. Desalination, v. 215, pp. 159–165. 2007.

AUSLAND,G.; STEVIK,T.K.;HANSSEN,J.F.; KOHLER,J.C.; JENSSEN, P.D. *Intermittent filtration of wastewater—removal of fecal coliforms and fecal streptococci*.Water Research, V. 36, pp. 3507–3516.2002.

AYRES, M.; AYRES JR, M.; AYRES, D. L. & dos SANTOS, A. S. Bioestat 3.0 – *Aplicações Estatísticas nas Áreas das Ciências Biológicas e Médicas*. Belém: Sociedade Civil Mamirauá, Brasília CNPq, 2003.

BAHGAT,M.; DEWEDAR,A.; ZAYED,A. *Sand - filters used for wastewater treatment: buildup and distribution of microorganisms*. Water Research, v.33, nº8, pp. 1949 - 1955. 1999.

BAKIR, H.A. *Sustainable wastewater management for small communities in the Middle East and North Africa*. Journal of Environmental Management v.61, pp.319–328,2001.

BRADLEY,B.R.;DAIGGER,G.T.;RUBIN,R.;TCHOBANOGLIOUS,G. *Evaluation of onsite wastewater treatment technologies using sustainable development criteria*. Clean Techn. Environ Policy, Volume 4, pp 87 – 99, 2002.

CABRAL, N.M.T.; RIGHETTO, A.M.; QUEIROZ, M.A. *Comportamento do nitrato em poços do aquífero Dunas/Barreiras nas explorações Dunas e Planalto, Natal, RN, Brasil*. Eng Sanit Ambiental, v.14 n.3, pp. 299-306. 2009.

CAMPOS, J.R. (coord.). *Tratamento de Esgotos Sanitários por Processo Anaeróbio e Disposição Controlada no Solo: Coletânea de Trabalhos Técnicos*. 1ª ed, PROSAB, p. 183 a 216. São Carlos – SP. 2000. ISBN 85 86552 07 0

CETESB – Companhia de Tecnologia e Saneamento Ambiental. *Água, Saúde e Desinfecção*. Série Manuais – ISSN 0103—2623,. Coordenador: Bem-Hur Luttenbarck Batalha, São Paulo, 1994, 59p.

CETESB. Instrução técnica nº 31. *Aplicação de água de reúso proveniente de estação de tratamento de esgoto doméstico na agricultura*. São Paulo. 2006.

CHAO, I.R. *Remoção de Fósforo de efluentes de estações de tratamento biológico de esgotos utilizando lodo de estação de tratamento de água*. Dissertação (mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo – SP. 2006.

CHARLES,K.J.;ASHBOLT,N.J.;ROSER,D.J.;MCGUINNESS,R.;DEERE,D. A. *Effluent quality from 200 on-site sewage systems: design values for guidelines*. Water Science & Technology Vol. 51, n.10, pp 163–169. 2005.

CHERNICHARO, C.A.L. *Reatores Anaeróbios: Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias*. 2ª ed, volume 5. Belo Horizonte - MG: SEGRAC. 2007.

CHO, M.;KIM,J.; KIM, J.Y.; YOON, J.; KIM, J-H. *Mechanisms of Escherichia coli inactivation by several disinfectants*. Water Research, v. 44, pp. 3410 – 3418. 2010.

CONAMA - CONSELHO NACIONAL DE MEIO AMBIENTE. *Resolução número 357. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e*

padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. Ministério do Desenvolvimento Urbano e Meio Ambiente. 2005.

CONAMA - CONSELHO NACIONAL DE MEIO AMBIENTE. Resolução número 430. *Dispõe sobre condições e padrões de lançamento de efluentes, complementa e altera a Resolução no 357, de 17 de março de 2005, do Conselho Nacional do Meio Ambiente - CONAMA.* Ministério do Desenvolvimento Urbano e Meio Ambiente. 2011.

CONSEMA - CONSELHO ESTADUAL DO MEIO AMBIENTE. Resolução nº 128. *Dispõe sobre a fixação de padrões de emissão de efluentes líquidos para fontes de emissão que lancem seus efluentes em águas superficiais no Estado do Rio Grande do Sul.* 2006.

COOPER, R.C. *The hygienic aspects of wastewater reuse.* Waste Management & Research v.9, pp. 373-377. 1991.

COPAM - CONSELHO ESTADUAL DE POLÍTICA AMBIENTAL. Deliberação Normativa nº 10. *Estabelece normas e padrões para qualidade das águas, lançamento de efluentes nas coleções de águas, e dá outras providências.* 1986. SBN 85 7041 130 8

CRUZ, L.M.O. *Tratamento de esgoto sanitário em reator anaeróbio preenchido por casca de coco verde (cocos nucifera) combinado com filtro de areia.* Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo - Universidade Estadual de Campinas, Campinas – SP, 2009.

DECRETO Nº 8.468. *Aprova o Regulamento da Lei nº 997, de 31 de maio de 1976, que dispõe sobre a prevenção e o controle da poluição do meio ambiente.* São Paulo- SP. 1976.

ELBANA,M.; CARTAGENA, F.R.; PUIG-BARGUÉS,J. *Effectiveness of sand media filters for removing turbidity and recovering dissolved oxygen from a reclaimed effluent used for micro-irrigation*. Agricultural Water Management, <http://dx.doi.org/10.1016/j.agwat.2012.04.010>, Espanha. 2012.

FAO - ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS PARA AGRICULTURA E ALIMENTAÇÃO . *Water quality for agriculture - Irrigation and drainage paper*. 1994.

FUNASA – FUNDAÇÃO NACIONAL DE SAÚDE. *Manual de Saneamento*. Brasília, 2007.

GERARDI, M.H. *Nitrification and denitrification in the activated sludge process*. 1ª Ed. New York - USA: Environmental protection, 2002. ISBN 0 471 06508 0.

GOOGLE MAPS. <http://maps.google.com.br>. Consulta realizada em 10/01/2012.

HARRISON,M.;STANWYCK,E.;BACKINGHAM,B.;STARRY,O.;HANLON,B . *Smart growth and the septic tank: Wastewater treatment and growth management in the Baltimore region*. Land Use Policy V. 29, pp. 483 – 492.2012.

HEALY, M. G.; RODGERS, M.; MULQUEEN, J. *Treatment of dairy wastewater using constructed wetlands and intermittent sand filters*. Bioresource Technology, v. 98, pp. 2268–2281. 2007a.

----- *Performance of a stratified sand filter in removal of chemical oxygen demand, total suspended solids and ammonia nitrogen from high-strength wastewaters*. Journal of Environmental Management, v. 83, pp.409–415. 2007b.

IBGE - INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Censo Demográfico 2010. Disponível em: <<http://www.censo2010.ibge.gov.br>>.

JORDÃO, E. P.; PESSOA, C. A. Tratamento de esgotos domésticos. 6ª edição. Rio de Janeiro, ABES. 2011.

KANG, Y.K.; MANCL, K.M.; TUOVINEN, O.H. *Treatment of turkey processing wastewater with sand filtration*. Bioresource Technology, v. 98, pp. 1460–1466. 2007.

KATUKIZA, A.Y.; RONTELTAP, M.; NIWAGABA, C.B.; FOPPEN, J.W.A.; KANSIIME, F.; LENS, P.N.L. *Sustainable sanitation technology options for urban slums*. Biotechnology Advances, v. 30, pp. 964–978. 2012.

LEVERENZ, H.L.; TCHOBANOGLIOUS, G.; DARBY, J.L. *Clogging in intermittently dosed sand filters used for wastewater treatment*. Water Research, v.43, pp. 695 - 705. 2009.

LI, Y.; LI, H.; SUN, T.; WANG, X. *Study on nitrogen removal enhanced by shunt distributing wastewater in a constructed subsurface infiltration system under intermittent operation mode*. Journal of Hazardous Materials, v. 189, pp. 336–341. 2011.

LIDE, R. C. *Handbook of Chemistry and Physics*. 88a edição. CRC. 2008.

LUBOCHINSKI, L.A. *Saneamento básico na cidade de Gonçalves/ MG*. São Paulo, ABES, 1 de fevereiro. 2012. Palestra ministrada durante a reunião da Câmara Técnica de Saneamento e Saúde em Comunidades Isoladas da ABES.

MACINTOSH, K.A.; JORDAN, P.; CASSIDY, R.; ARNSCHEIDT, J.; WARD, C. *Low flow water quality in rivers; septic tank systems and high-resolution*

phosphorus signals. Science of the Total Environment, V. 412-413, pp.58–65. 2011.

MASSOUD, M.A.; TARHINI, A.; NASR, J.A. *Decentralized approaches to wastewater treatment and management: Applicability in developing countries*. Journal of Environmental Management. Vol. 90, pp. 652–659. 2009.

METCALF & EDDY. *Wastewater engineering: collection and pumping of wastewater*. Co-autoria de George Tchobanoglous. New York, NY: McGraw-Hill. 432p. 2003.

NBR 6502 - *Rochas e Solos*. São Paulo, ABNT. 1995.

NBR 7181 - *Análise granulométrica*. São Paulo, ABNT. 1984.

NBR 7229 - *Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos*. São Paulo, ABNT. 1993.

NBR 9649 - *Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário – Procedimento*. São Paulo, ABNT. 1986.

NBR 12051 - *Determinação do índice de vazios mínimo de solos não - coesivos*. São Paulo, ABNT. 1991.

NBR 13292 - *Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante*. São Paulo, ABNT. 1995.

NBR 13969 - *Tanques sépticos - Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos - Projeto, construção e operação*. São Paulo, ABNT. 1997.

NÓBREGA, M.M.S.; ARAÚJO, A.L.C.; SANTOS, J.P. *Avaliação das concentrações de nitrato nas águas minerais produzidas na região da grande Natal*. Holos, ano 24, v. 34. 2008.

OAKLEY, S.M.; GOLD, A.J.; OCZKOWSKI, A.J. *Nitrogen control through decentralized wastewater treatment: Process performance and alternative management strategies*. Ecological Engineering, v. 36, pp. 1520–1531. 2010.

OMS - ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DA SAÚDE. *Nitrate and nitrite in drinking water Background document for development of WHO Guidelines for drinking-water quality*. Genebra. 2000.

PATERNIANI, J.E.S.; DA SILVA, M.J.M; RIBEIRO, T.A.P.; BARBOSA, M. *Pré - Filtração em pedregulho e filtração lenta com areia, manta não tecida e carvão ativado para polimento de efluentes domésticos tratados em leitos cultivados*. Eng. Agríc., Jaboticabal, v.31, n.4, p.803-812, jul./ago. 2011.

PELL, M.; NYBERG, F.; LJUNGGREN, H. *Microbial Numbers and activity during infiltration of septic - tank effluent in a subsurface sand filter*. Water Research. Volume 24, nº. 11, pp. 1347-1354. 1990.

PHILIPPI JR, A. (eds.). *Saneamento, Saúde e Ambiente: Fundamentos para um desenvolvimento sustentável*. 1ª ed., Manole Ltda., pp. 181 e 185. Barueri –SP. 2005. ISBN 85 204 2188 1

Portaria 518. Padrão de potabilidade da água para consumo humano. Ministério da Saúde, Brasília. 2004.

PROCHASKA, C. A.; ZOUBOULIS, A. I. *Performance of Intermittently operated sand filters: a comparable study, treating wastewaters of different origins*. Water, Air, and Soil Pollution, v. 147, pp. 367–388. 2003.

REIJNDERS, L. *The environmental impact of decentralised compared to centralised treatment concepts*. In: LENS, P.; LETTINGA, G.; ZEEMAN, G. *Decentralised Sanitation and Reuse. Concepts, systems and implementation*. Londres: IWA, 2001.

RIPLEY, L. E.; BOYLE, W. C.; CONVERSR, J. C. *Improved alkalimetric monitoring for anaerobic digestion of high-strength wastes*. Journal of Water Pollution Control Federation. Volume 58, número 5, pp. 406-411. 1986.

RODGERS, M.; HEALY, M.G.; MULQUEEN, J. *Organic carbon removal and nitrification of high strength wastewaters using stratified sand filters*. Water Research, v.39, pp. 3279–3286. 2005.

ROLLAND, L.; MOLLE, P.; LIÉNARD, A.; BOUTELDJA, F.; GRASMICK, A. *Influence of the physical and mechanical characteristics of sands on the hydraulic and biological behaviors of sand filters*. Desalination, v. 248, pp.998–1007. 2009.

SABBAH, I.; BARANSI, K.; MASSALHA, N.; DAWAS, A.; SAADI, I.; NEJIDAT, A. *Efficient ammonia removal from wastewater by a microbial biofilm in tuff-based intermittent biofilters*. Ecological Engineering, In press. 2012.

SANTOS, M.L.F. *Tratamento e Utilização de esgotos sanitários*. Rio de Janeiro: ABES, 2006. 427p.

SOVIK, A.K.; KLOVE, B.; *Phosphorus retention processes in shell sand filter systems treating municipal wastewater*. Ecological Engineering, v.25, pp. 168–182. 2005.

SPEECE, R. E. *Anaerobic Biotechnology*. Nashville, Tennessee: Archae Press 1996.

STEVIK, T.K.; AA, K.; AUSLAND, G.; HANSSEN, J.F. *Retention and removal of pathogenic bacteria in wastewater percolating through porous media: a review*. Water Research, v. 38, pp. 1355–1367. 2004.

STEVIK, T.K.; AUSLAND, G.; JENSSEN, P.D.; SIEGRIST, R.L. *Removal of E.Coli during intermittent filtration of wastewater effluent as affected by dosing rate and media type*. Water Research. Vol. 33, no. 9, pp. 2088 – 2098. 1999a.

STEVIK, T.K.; AUSLAND, G.; HANSSEN, J.F.; JENSSEN, P.D. *The influence of physical and chemical factors on the transport of E.Coli through biological filters for wastewater purification*. Water Research, v.33, n.18, pp. 3701 - 3706. 1999b.

TONETTI, A.L. *Método para tratamento de esgotos e produção de água de reúso: filtro anaeróbio combinado com filtro de areia e reator de desnitrificação*. Dissertação (Doutorado em Engenharia Civil) - Departamento de Saneamento e Ambiente, Universidade Estadual de Campinas. Campinas-SP. 2008.

TONON, D. *Desinfecção de efluentes sanitários por cloração visando o uso na agricultura*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo - Universidade Estadual de Campinas, Campinas – SP, 2007.

----- *Tratamento de Efluente Anaeróbio: Condicionamento em Filtros de Areia Visando Lançamento e Reúso*. 2011. 278p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas, 2011.

TORRENS, A.; MOLLE, P.; BOUTIN, C.; SALGOT, M. *Removal of bacterial and viral indicators in vertical flow constructed wetlands and intermittent sand filters*. Desalination, v.246, pp. 169–178. 2009.

TRAVIS, M.J.; WEISBROD, N.;GROSS, A. *Decentralized wetland-based treatment of oil-rich farm wastewater for reuse in an arid environment*. Ecological Engineering V.39, pp.81 – 89. 2012

USEPA (United States Environmental Protection Agency). *Onsite Wastewater Treatment Systems Manual*. Office of Water, Office of Research and Development. EPA/625/R-00/008. 2002.

----- (United States Environmental Protection Agency). *Environmental Regulations and Technology: Control of Pathogens and Vector Attraction in Sewage Sludge*. Appendix I: analytical method for viable helminth ova. USA, 2003.

VON SPERLING, M. *Princípios básicos do tratamento de esgotos*. 1a edição. Belo Horizonte, UFMG. 1997.

VON SPERLING, Marcos. *Introdução à Qualidade das Águas e ao Tratamento de Esgotos (Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias; vol. 1)*. Belo Horizonte: DESA-UFMG, 452p. 2005.

WANG, X.; SUN, T.; LI, H.; LI, Y.; PAN, J. *Nitrogen removal enhanced by shunt distributing wastewater in a subsurface wastewater infiltration system*. Ecological Engineering v. 36, pp. 1433–1438. 2010.

WHO - Health guidelines for the use of wastewater in agriculture and Aquaculture, WHO, Genebra, 1989.

WITHERS, P.J.A.; JARVIE, H.P.; STOATE, C. *Quantifying the impact of septic tank systems on eutrophication risk in rural headwaters*. Environment International, v.37, pp.644–653. 2011.

WITKOVCKI, A.; VIDAL, C.M.S. *Proposição de sistema de tratamento de esgoto sanitário constituído de tanque séptico seguido de zona de raízes para ser implementado em pequenas comunidades rurais*. Revista Eletrônica Lato Sensu – UNICENTRO. Ed.7. 2009.

ZHANG, J.; HUANG, X.; LIU, C.; SHI, H.; HU, H. *Nitrogen removal enhanced by intermittent operation in a subsurface wastewater infiltration system*. Ecological Engineering, v. 25, pp. 419–428. 2005.