



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA URBANA E AMBIENTAL

INFLUÊNCIA DO USO DE UM DISPOSITIVO LIMITADOR DE PICOS DE VAZÃO NA
PERFORMANCE DE FILTROS ANAERÓBIOS PÓS TANQUES SÉPTICOS

por

SOFIA FERNANDES LEMOS DE SOUZA

João Pessoa – Paraíba
Março - 2014

INFLUÊNCIA DO USO DE UM DISPOSITIVO LIMITADOR DE PICOS DE VAZÃO NA
PERFORMANCE DE FILTROS ANAERÓBIOS PÓS TANQUES SÉPTICOS

Dissertação submetida ao Curso de
Pós-Graduação em Engenharia Urbana
e Ambiental da Universidade Federal
da Paraíba como parte dos requisitos
necessários a obtenção do título de
Mestre.

Sofia Fernandes Lemos de Souza

ORIENTADOR: Prof Dr. Gilson Barbosa Athayde Júnior

**João Pessoa – Paraíba
Março – 2014**

S729i Souza, Sofia Fernandes Lemos de.
Influência do uso de um dispositivo limitador de picos de
vazão na performance de filtros anaeróbios pós tanques
sépticos / Sofia Fernandes Lemos de Souza.- João Pessoa,
2014.
104f. : il.
Orientador: Gilson Barsosa Athayde Júnior
Dissertação (Mestrado) – UFPB/CT
1. Engenharia urbana e ambiental. 2. Tratamento de
esgoto. 3. Filtro anaeróbio. 4. Choque hidráulico.

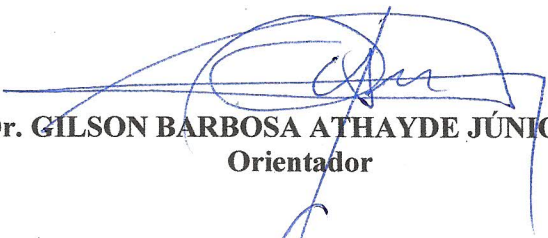
UFPB/BC

CDU: 62:711(043)

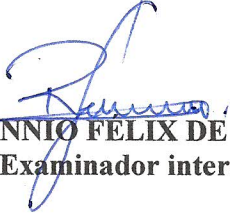
**“INFLUÊNCIA DE UM DISPOSITIVO LIMITADOR DE PICOS DE
VAZÃO NA PERFORMANCE DE FILTROS ANAERÓBIOS PÓS
TANQUE SÉPTICO”**

SOFIA FERNANDES LEMOS DE SOUZA
Dissertação aprovada em 27 de Março de 2014

Período letivo: 2013.2



Prof. Dr. GILSON BARBOSA ATHAYDE JÚNIOR – UFPB
Orientador



Prof. Dr. RENNIO FELIX DE SENA – UFPB
Examinador interno



Prof. Dr. ANDRÉ BEZERRA DOS SANTOS – UFC
Examinador externo



Prof. Dr. LEONARDO VIEIRA SOARES – UFPB
Examinador externo

João Pessoa/PB
2014

Agradecimentos

Agradeço em primeiro lugar a Deus por me dar saúde e perseverança durante esta jornada.

Aos meus pais, por sempre terem me incentivado a estudar e acreditarem no meu potencial.

Ao meu companheiro Beto pelo amor, compreensão e apoio em todas as dificuldades que enfrentei.

Ao professor Gilson Barbosa Athayde Júnior pela orientação, paciência, infinita disponibilidade, compreensão, estímulo, suporte, enfim, por ter sido mais que orientador.

Ao meu amigo William Vieira Fernandes que me incentivou a realizar este mestrado e me apoiou durante toda a realização deste trabalho.

Aos técnicos de laboratório Romildo e Elson, ao mestrando Dorivaldo e aos alunos de Iniciação científica Ysa, Afonso, Matheus e Natália por terem contribuído na realização das análises.

Ao professor Leonardo por ter me ajudado com o empréstimo, por tempo indeterminado, de vários materiais para consulta para elaboração desta dissertação e por ter aceitado o convite para fazer parte de minha banca.

Ao professor Rennio por ter transmitido conhecimentos importantes em sua disciplina, ter participado da banca de minha defesa de plano de estudos e por ter aceitado fazer parte da banca para defesa desta dissertação.

Ao professor André por ter aceitado fazer parte da banca de análise de meu colóquio e por novamente atender ao nosso convite, aceitando fazer parte da banca para defesa desta dissertação.

A todos os professores do mestrado pelos conhecimentos transmitidos nas disciplinas.

Resumo

São muitas as tecnologias que buscam soluções eficientes e de custo compatível para minimizar o problema gerado pelo lançamento de efluentes. Em casos de baixa densidade de ocupação, ou ainda de comunidades periurbanas, onde um sistema coletivo de esgotamento sanitário é de difícil implantação, as soluções individuais podem funcionar satisfatória e economicamente. O tanque séptico tem sido a principal solução alternativa adotada para suprir a inexistência de rede de esgotamento sanitário e o tratamento complementar de seu efluente através de filtros anaeróbios constitui um sistema combinado que pode atingir boas eficiências de remoção de matéria orgânica biodegradável. Entretanto, para estes sistemas individuais pressupõe-se implantação no local de geração do efluente, estando, portanto, sujeitos a picos de vazão mais acentuados que os sistemas coletivos, devido à proximidade com que são instalados das fontes geradoras de esgoto. O objetivo deste trabalho foi avaliar a influência da atenuação de picos de vazão na performance de filtros anaeróbios pós tanques sépticos. Efetuou-se um estudo comparativo entre dois filtros idênticos preenchidos com brita granítica Nº 4, sendo apenas um deles, o filtro 1, precedido por um dispositivo que proporciona limitação dos picos de vazão. Estes filtros foram instalados em paralelo e alimentados com efluente de tanque séptico. O monitoramento da vazão e de parâmetros físico-químicos dos efluentes foi feito durante um ano. Ao longo deste período, a inclusão da caixa limitadora de vazão antecedendo o filtro 1 proporcionou uma redução média na vazão de pico de 48,6%, entretanto, isto não influenciou significativamente a eficiência de remoção de DQO, DBO, turbidez, SSed, SS e SSV. Ambos os filtros propiciaram bons resultados na remoção de matéria orgânica e sólidos. As eficiências de remoção do F1 foram de 32,8% para DBO₅, 43,3% para DQO, 49,8% para turbidez, 97,8% para SSed, 56,2% para SS e 54,7% para SSV. Para o filtro 2, as eficiências de remoção foram de 31,5% para DBO₅, 40,3% para DQO, 45,1 % para turbidez, 86,7% para SSed, 52,3% para SS e 50,9% para SSV. Desta forma, pode-se concluir que apesar de a literatura relativa ao tema apontar para uma interferência da carga hidráulica sobre a eficiência do reator em casos de biomassas adaptadas a outros regimes de vazão que não os encontrados nesta presente pesquisa, e biofiltros alimentados por cargas orgânicas mais elevadas que as estudadas neste presente trabalho, variações de vazão espontâneas decorrentes do uso de instalações sanitárias não influenciam significativamente a eficiência do tratamento de filtros anaeróbios alimentados com concentração média de DQO de 192 mg/L. Paralelamente, a inclusão do dispositivo limitador de vazão, ainda aumentou a ocorrência de obstrução do meio suporte, de modo que pode-se concluir que o uso deste dispositivo não é necessário, podendo mesmo ser considerado indesejado.

Palavras-chave: Tratamento de esgotos, Filtro anaeróbio, Choque Hidráulico.

Abstract

There are many technologies that seek efficient and cost compatible solutions to minimize the problem caused by sewage discharge. In cases of low density of occupation, or in peri-urban communities, where a sewerage system is difficult to implement, individual solutions can work satisfactory and economically. The septic tank has been the main alternative solution adopted to overcome the absence of sewerage and complementary treatment of their wastewater through anaerobic filters is a combined system that can achieve good removal efficiencies of biodegradable organic matter. However, these onsite systems are assumed to be implemented at generation effluent site, being subject to more pronounced peak flow than large systems, due to the proximity that they are installed from the sewage sources. The objective of this study was to evaluate the influence of flow attenuation on the performance of anaerobic filters treating tank septic effluents. It was conducted a comparative study between two identical filters filled with granite rocks, being only one of them, filter 1, preceded by a device that provides limitation of peak flows. These filters were installed in parallel and fed with septic tank effluent. Flow and physico-chemical parameters monitoring of the effluents was done over one year. During this period, the inclusion of a restriction peak flow chamber, preceding filter 1 provided an average reduction in peak flow of 48.6%, however, this did not significantly influence the removal efficiency of COD, BOD₅, turbidity, settleable solids, SS and VSS. Both filters have provided good results in the removal of organic matter and solids. The removal efficiencies of filter 1 were 32.8% for BOD₅, 43.3% for COD, 49.8% for turbidity, 97.8% for settleable solids, 56.2% for SS and 54.7% for SSV. For filter 2, the removal efficiencies were 31.5% for BOD₅, 40.3% for COD, 45.1% for turbidity, 86.7% for settleable solids, 52.3% for SS and 50.9% for VSS. Therefore, it can be concluded that, although the literature on the subject points to an interference of hydraulic loads on the reactor efficiency, in case of biomass adapted to another flow regime than those found in the present study, and biofilters fed by higher organic loads than those studied in this research, variations of spontaneous flow from the use of toilet facilities found in this present study, do not significantly influence the treatment efficiency of anaerobic filters fed with an average COD concentration of 192 mg/L. In addition, the inclusion of the restriction peak flow device, in fact increased the filter clogging occurrences, so that its adoption is not recommended.

Keywords: Sewage treatment, Anaerobic filters, Hydraulic Shock.

Sumário

1. Introdução	15
1.1. Objetivos	17
2. Revisão de Literatura	17
2.1. Vazão de esgoto doméstico	18
2.1.1. Variações de consumo	18
2.1.2. Vazão de esgoto em sistemas individuais	19
2.2. Caracterização qualitativa de esgotos	22
2.3. Tratamento de esgotos	22
2.3.1. Sistemas de tratamento anaeróbio	23
2.3.2. Soluções individuais de tratamento anaeróbio	24
2.4. Fundamentos da digestão anaeróbia	26
2.4.1. Biomassa nos sistemas anaeróbios	26
2.4.2. Funcionamento de um biofilme no tratamento de esgotos	27
2.4.3. Digestão anaeróbia	28
2.5. Hidrodinâmica e influência de choques hidráulicos	31
3. Material e métodos	44
3.1. Descrição do sistema experimental	44
3.1.1. Local de instalação e operação do sistema	45
3.1.2. Configuração das unidades experimentais	45
3.1.3. Material de preenchimento dos filtros	51
3.1.4. Dimensionamento das unidades experimentais	53
3.1.4.1. Dimensionamento do tanque séptico	53
3.1.4.2. Caixa de distribuição de vazão	53
3.1.4.3. Dimensionamento dos filtros	54
3.1.5. Caixa limitadora dos picos de vazão (CLPV)	54
3.1.5.1. Cálculo da carga hidráulica máxima e do orifício de saída	55
3.1.5.2. Cálculo do volume	56
3.2. Monitoramento	59
3.2.1. Manutenção do sistema	59
3.2.2. Medição de vazão	60
3.2.3. Coleta	62

3.2.4.	Apresentação e tratamento dos dados obtidos.....	64
3.2.4.1.	Verificação do padrão de distribuição dos dados.....	64
3.2.4.2.	Gráficos <i>boxplot</i> e de comportamento temporal	64
3.2.4.3.	Análise de variância	65
3.2.4.4.	Cinética da reação	67
4.	Resultados	68
4.1.	Medições de Vazão	69
4.2.	Parâmetros físico-químicos.....	77
4.2.1.	Parâmetros das condições ambientais dos reatores	77
4.2.2.	DBO ₅ e DQO	81
4.2.3.	Sólidos	88
4.3.	Obstrução dos Filtros	95
5.	Conclusão	96
6.	Sugestão para trabalhos futuros	97
7.	Referências	98

Lista de Figuras

Figura 1: Coeficientes de variação horária de vazão, K_2 , calculados para diferentes números de população. Fonte: Adaptado de VON SPERLING, 2005.....	19
Figura 2: Variação de vazão no filtro preenchido com pedra no dia 21/06/2011. Fonte: Adaptado de FERNANDES, 2012.....	21
Figura 3: Rotas metabólicas e grupos microbianos envolvidos na digestão anaeróbia – com redução de sulfato. Fonte: Adaptado de LETTINGA <i>et al.</i> , 1996, <i>apud</i> CHERNICHARO, 2007.....	30
Figura 4: Efeito do tempo de detenção hidráulica na eficiência de remoção de DQO num reator que combina um reator anaeróbio de manta de lodo de fluxo ascendente com um filtro anaeróbio no tratamento de água residuária de açúcar diluída. Fonte: Adaptado GUIOT & VAN DEN BERG, 1984.....	32
Figura 5: Taxa de desprendimento no estado estacionário mostrando o destacamento total (□), por erosão (■) e por descamação (■) versus a espessura. Fonte: Adaptado de XAVIER <i>et al.</i> , 2005.....	35
Figura 6: Estruturas obtidas a partir de simulações em 3D de biofilmes cultivados em (A) elevados (estrutura lisa) e (B) baixos (estrutura heterogênea) valores de coeficiente de velocidade de descolamento. Fonte: XAVIER <i>et al.</i> , 2005.....	35
Figura 7: Tendências da estrutura e atividade do biofilme no estado estacionário desenvolvido sob diferentes condições de destacamento das simulações 2D. (A) espessura do biofilme no estado estacionário. As barras de erro mostram o intervalo entre o valor mínimo e máximo de espessura observados no decurso do período de estado estacionário. Estruturas típicas de biofilme no estado estacionário também são mostradas. (B) porosidade do biofilme versus a espessura no estado estacionário. Fonte: Adaptado de XAVIER <i>et al.</i> , 2005.....	36
Figura 8: Representação esquemática dos diferentes processos resultantes de tensão de cisalhamento. Fonte: PAUL <i>et al.</i> , 2012.....	37
Figura 9: DQO do efluente e eficiência de remoção de DQO. Fonte: CHUA <i>et al.</i> , 1997.....	40
Figura 10: AGV no efluente. Fonte: CHUA <i>et al.</i> , 1997.....	41
Figura 11: pH no efluente. Fonte: Adaptado CHUA <i>et al.</i> , 1997.....	42
Figura 12: Correlação entre taxa de aplicação hidráulica e concentração sólidos suspensos efluente. Fonte: NASCIMENTO <i>et al.</i> , 2001.....	43
Figura 13: Detalhe da conexão dos tubos de queda com o sistema de tratamento.....	46
Figura 14: Esquema do sistema de tratamento experimental de esgoto.....	47

Figura 15: Sistema de tratamento implantado na Residência Universitária da UFPB.....	48
Figura 16: Vista interna da caixa de distribuição de vazão – presença de caixas limitadoras dos picos vazão antecedendo o filtro 1.....	48
Figura 17: Entrada do efluente do tanque séptico na caixa de distribuição de vazão.....	49
Figura 18: Vista dos três compartimentos da caixa de distribuição de vazão que antecedem os três filtros.....	49
Figura 19: Vista da caixa de distribuição de vazão.....	49
Figura 20: Sifões de transferência de volumes na caixa de distribuição de vazão.....	50
Figura 21: Detalhe do sifão e do recipiente colocado em um dos três compartimentos.....	50
Figura 22: Britas obtidas de demolição utilizadas como material de suporte.....	52
Figura 23: Filtros preenchidos com as britas.....	52
Figura 24: Pontos considerados para aplicação da equação de Bernoulli.....	55
Figura 25: Vazão de esgoto afluente a um dos filtros na Medição realizada em 21/06/2011. Fonte: Adaptado FERNANDES, 2012.....	57
Figura 26: Detalhe da caixa limitadora de vazão (dimensões em metro).....	58
Figura 27: Caixa limitadora de vazão.....	58
Figura 28: Detalhe da vazão de saída do orifício da caixa limitadora de vazão.....	58
Figura 29: Caixa limitadora de vazão implantada no sistema de tratamento.....	59
Figura 30: Medição da vazão dos filtros.....	61
Figura 31: Provetas utilizadas para medição dos volumes armazenados nos baldes.....	61
Figura 32: Entrada do efluente do tanque séptico na caixa de distribuição de vazão.....	63
Figura 33: Variação da vazão nos filtros no dia 07/02/2013 (quinta-feira).....	69
Figura 34: Variação da vazão nos filtros no dia 21/02/2013 (quinta-feira).....	69
Figura 35: Variação da vazão nos filtros no dia 07/03/2013 (quinta-feira).....	69
Figura 36: Variação da vazão nos filtros no dia 21/03/2013 (quinta-feira).....	69
Figura 37: Variação da vazão nos filtros no dia 04/04/2013 (quinta-feira).....	70
Figura 38: Variação da vazão nos filtros no dia 11/04/2013 (quinta-feira).....	70
Figura 39: Variação da vazão nos filtros no dia 14/06/2013 (sexta-feira).....	70

Figura 40: Variação da vazão nos filtros no dia 04/07/2013 (quinta-feira).....	70
Figura 41: Variação da vazão nos filtros no dia 24/07/2013 (quarta-feira).....	71
Figura 42: Variação da vazão nos filtros no dia 07/08/2013 (quarta-feira).....	71
Figura 43: Variação da vazão nos filtros no dia 19/08/2013 (segunda-feira).....	71
Figura 44: Variação da vazão nos filtros no dia 06/09/2013 (sexta-feira).....	71
Figura 45: Variação da vazão nos filtros no dia 04/10/2013 (sexta-feira).....	72
Figura 46: Variação da vazão nos filtros no dia 11/10/2013 (sexta-feira).....	72
Figura 47: Variação da vazão nos filtros no dia 01/11/2013 (sexta-feira).....	72
Figura 48: Variação da vazão nos filtros no dia 22/11/2013 (sexta-feira).....	72
Figura 49: Gráficos <i>boxplot</i> com dados de temperatura do ETS, F1 e F2.....	78
Figura 50: Temperatura do efluente nos pontos analisados.....	78
Figura 51: Gráficos <i>boxplot</i> com dados de pH do ETS, F1 e F2.....	79
Figura 52: Dados de pH durante o período de estudo.....	79
Figura 53: Gráficos <i>boxplot</i> com dados de alcalinidade do ETS, F1 e F2.....	80
Figura 54: Comportamento temporal dos dados de alcalinidade nos pontos de estudo.....	80
Figura 55: Gráficos <i>boxplot</i> com dados de nitrogênio amoniacal do ETS, F1 e F2.....	81
Figura 56: Comportamento temporal dos dados de nitrogênio amoniacal.....	81
Figura 57: Gráficos <i>boxplot</i> com dados de DBO ₅ do ETS, F1 e F2.....	82
Figura 58: Comportamento temporal da DBO ₅	82
Figura 59: Gráficos <i>boxplot</i> com dados de DQO do ETS, F1 e F2.....	84
Figura 60: Comportamento temporal dos dados de DQO.....	84
Figura 61: Gráficos <i>boxplot</i> com dados de sólidos suspensos do ETS, F1 e F2.....	89
Figura 62: Comportamento temporal dos dados de sólidos suspensos.....	89
Figura 63: Gráfico <i>boxplot</i> com dados de sólidos suspensos voláteis do ETS, F1 e F2.....	91
Figura 64: Comportamento temporal dos dados de sólidos suspensos voláteis.....	91
Figura 65: Gráfico <i>boxplot</i> com dados de sólidos sedimentáveis do ETS, F1 e F2.....	92
Figura 66: Comportamento temporal dos dados de sólidos sedimentáveis.....	93

Figura 67: Gráficos <i>boxplot</i> com dados de turbidez do ETS, F1 e F2.....	94
Figura 68: Dados de Turbidez do efluente nos pontos em estudo.....	94

Lista de Quadros

Quadro 1: Coeficientes de variação horária da vazão de esgotos. Fonte: VON SPERLING, 2005.....	19
Quadro 2: Fatores de Picos para as vazões de águas residuais provenientes de residências individuais, pequenos estabelecimentos comerciais e pequenas comunidades. Fonte: METCALF & EDDY, 1991.....	20
Quadro 3: Características físico-químicas dos esgotos sanitários. Fonte: ARVEIVALA, 1981; PESSOA & JORDÃO, 1995; QASIM, 1985; METCALF & EDDY, 1991; CAVALCANTI <i>et al.</i> , 2001 <i>apud</i> VON SPERLING, 2005.....	22
Quadro 4: Principais vantagens e desvantagens dos processos anaeróbios. Fonte: Adaptado de CHERNICHARO & CAMPOS, 1995; VON SPERLING, 1995; LETTINGA <i>et al.</i> , 1996 <i>apud</i> CHERNICHARO, 2007.....	23
Quadro 5: Estágios do biofilme. Fonte: Baseado em IWAI & KITAO, 1994 <i>apud</i> VON SPERLING, 1996.....	28
Quadro 6: Limites granulométricos de agregado graúdo. Fonte: Adaptado NBR 7211/1983 (ABNT, 1983).....	51
Quadro 7: Datas e dias da semana em que foi realizada aferição da vazão.....	60
Quadro 8: Medições de vazão realizadas num período de 24 horas.....	62
Quadro 9: Datas de coleta do sistema.....	62
Quadro 10: Métodos de análises utilizados para determinação dos parâmetros e as condições das análises.....	64
Quadro 11: Vazão de pico, vazão média, razão entre estas vazões para ambos os filtros e percentual de redução do pico de vazão proporcionado pela caixa limitadora de vazão.....	74
Quadro 12: Medições de vazão realizadas num período de 24 horas (volumes em L).....	74
Quadro 13: Volumes afluentes aos filtros, em L, nos diferentes dias.....	76
Quadro 14: Tempo de detenção hidráulica para a vazão média real.....	77
Quadro 15: Valores médio, máximo, mínimo e o desvio padrão de DBO ₅ , em mg/L, obtidos para cada um dos pontos de estudo e a eficiência de remoção deste parâmetro, k real e aparente de cada um dos filtros.....	83
Quadro 16: Valores médio, máximo, mínimo e o desvio padrão de DQO, em mg/L, obtidos para cada um dos pontos de estudo e a eficiência de remoção deste parâmetro, k real e aparente de cada um dos filtros.....	85

Quadro 17: Valores médio, máximo, mínimo e o desvio padrão de sólidos suspensos, em mg/L obtidos para cada um dos pontos de estudo.....	88
Quadro 18: Eficiência de remoção de sólidos suspensos nos filtros.....	89
Quadro 19: Valores médio, máximo, mínimo e o desvio padrão de sólidos suspensos voláteis, em mg/L obtidos para cada um dos pontos de estudo e eficiências de remoção de SSV pelos filtros.....	90
Quadro 20: Valores médio, máximo, mínimo e o desvio padrão de sólidos sedimentáveis, em ml/L, obtidos para cada um dos pontos de estudo e eficiências de remoção deste parâmetro nos filtros.....	92
Quadro 21: Valores médio, máximo, mínimo e o desvio padrão de turbidez, em uT, obtidos para cada um dos pontos de estudo.....	93
Quadro 22: Eficiência de remoção de turbidez nos filtros.....	95
Quadro 23: Datas de ocorrência de obstrução dos filtros.....	96

Lista de abreviaturas e siglas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AGV	Ácidos Graxos Voláteis
ANOVA	Análise de Variância
CLPV	Caixa Limitadora dos Picos de Vazão
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio (BOD em inglês)
DBO _{5,20}	Demanda Bioquímica de Oxigênio padrão de 5 dias a 20°C
DQO	Demanda Química de Oxigênio (COD em inglês)
ETE	Estação de Tratamento de Esgotos
ETS	Efluente do Tanque Séptico
F1	Filtro 1
F2	Filtro 2
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
pH	Potencial Hidrogeniônico
PLANSAB	Plano Nacional de Saneamento Básico
SNIS	Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento
SS	Sólidos Suspensos
SSed	Sólidos Sedimentáveis
SSV	Sólidos Suspensos Voláteis (VSS em inglês)
TDH	Tempo de Detenção Hidráulica
UFPB	Universidade Federal da Paraíba

1. Introdução

A reduzida cobertura de infraestrutura de saneamento tem provocado sérios problemas de saúde pública, principalmente devido às doenças de veiculação hídrica, que levam à perda de vidas humanas, inclusive entre crianças.

Segundo o Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento, SNIS (2013), em 2011, o índice médio nacional de atendimento da população identificado para o abastecimento de água foi de 82,4%, ao passo que, no que se refere à população atendida por rede de coleta de esgoto, o percentual médio constatado foi de apenas 48,1%. Além disso, a abrangência deste serviço apresenta bastante variação entre os estados do país: enquanto que os estados de São Paulo e Minas Gerais apresentaram percentuais acima de 70% de cobertura, em alguns estados do Norte e Nordeste este valor situa-se abaixo de 10%. Estes números indicam a necessidade de investimentos neste setor do país para a melhoria de qualidade de vida de sua população (TSUTIYA & ALEM SOBRINHO, 2011).

A Pesquisa Nacional de Saneamento Básico, 2008, (IBGE, 2010) aponta que a presença de esgotamento sanitário foi maior nos municípios mais populosos, atingindo cobertura total entre aqueles com população superior a 500.000 habitantes. Nos municípios com população entre 100.000 e 500.000 habitantes, o serviço de coleta de esgoto esteve presente em mais de 90,0% dos mesmos. Com cobertura abaixo da média nacional, figuraram apenas os municípios com menos de 50.000 habitantes (IBGE, 2010). Nesta classe populacional, concentra-se um grande número de municípios preponderantemente rurais e com população mais dispersa (densidade demográfica menor que 80 habitantes por quilômetro quadrado), o que acarreta maior dificuldade de fornecimento dos serviços de coleta de esgoto, pois exigem sistemas de maior custo de implantação e manutenção.

Destaca-se ainda que o tratamento dos esgotos gerados chegou a uma média nacional de apenas 37,5% e alguns estados das regiões Norte e Nordeste apresentam percentuais inferiores a 10%, sendo o valor mais alarmante observado no Pará, que apresentou percentual de tratamento dos esgotos gerados de apenas 1,5% (SNIS, 2013). Isto indica que, mesmo em localidades com cobertura de rede coletora, uma parcela dos esgotos não chega às estações de tratamento. Ressalta-se ainda que não constam informações relativas ao nível de tratamento alcançado, o que pode significar um agravamento da situação.

Novas tecnologias buscam soluções eficientes e de custo compatível para minimizar o grande problema gerado pelo lançamento de despejos domésticos e industriais em corpos de

água receptores, visto que a legislação torna-se cada vez mais exigente devido à escassez crescente destes recursos e à busca do desenvolvimento sustentável.

Há basicamente duas variantes dos sistemas de esgotamento sanitário: os sistemas coletivos e os sistemas individuais (VON SPERLING, 2005).

Os sistemas coletivos são indicados para locais com elevada densidade populacional, como no meio urbano. Esta solução consiste em canalizações que recebem o lançamento dos esgotos, transportando-os ao seu destino final, de forma sanitariamente adequada (VON SPERLING, 2005).

Segundo Da Silva & Dos Santos (2008), em algumas localidades, principalmente em regiões pouco desenvolvidas, com residências isoladas, com peculiaridades topográficas, entre outros aspectos socioeconômicos e culturais, nem sempre é possível o uso das soluções coletivas. Para estes casos, é indicado a adoção das soluções individuais de tratamento dos esgotos.

Os sistemas individuais pressupõem a solução no local, sendo, portanto, usualmente adotados para atendimento unifamiliar, embora possam também atender a um certo número de residências próximas entre si. Estes sistemas podem funcionar satisfatória e economicamente se a densidade de ocupação for baixa (grandes lotes com elevada porcentagem de área livre e/ou no meio rural), que é o caso da maior parte dos municípios não atendidos por rede coletora de esgoto (VON SPERLING, 2005).

De acordo com o Decreto N° 7.217, de 21 de junho de 2010, que regulamenta a Lei N° 11.445, de 5 de janeiro de 2007, a qual estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico, e dá outras providências, em sua Seção III (Dos Serviços Públicos de Esgotamento Sanitário) do seu Capítulo III (Dos Serviços Públicos de Saneamento Básico), estabelece que na ausência de rede pública de esgotamento sanitário são admitidas soluções individuais (BRASIL, 2010). Além disso, o Plano Nacional de Saneamento Básico (PLANSAB) propõe em suas ações a revalorização de soluções individuais para o esgotamento sanitário (BRASIL, 2013).

Segundo dados da Pesquisa Nacional de Saneamento Básico, 2008, o tanque séptico, também conhecido como fossa séptica, tem sido a principal solução alternativa adotada para suprir a inexistência de rede de esgotamento sanitário (IBGE, 2010). Esta solução de tratamento individual é considerada uma alternativa bastante simples para pequenas áreas desprovidas de redes coletoras de esgotos. Entretanto, devido à sua limitada eficiência na

remoção de matéria orgânica (entre 30% e 55%), nutrientes e microrganismos patogênicos, faz-se necessário tratamento complementar (CHERNICHARO, 2007).

A Norma Brasileira Regulamentadora (NBR) 13.969/1997 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) preconiza algumas soluções para o tratamento dos efluentes líquidos e lodos oriundos dos tanques sépticos, entre eles o tratamento através de filtro anaeróbio. Segundo esta mesma norma, estes sistemas combinados podem alcançar até 75% de remoção de matéria orgânica biodegradável (ABNT, 1997).

As vazões de águas residuais destes sistemas individuais diferem significativamente daquelas de grandes sistemas (METCALF & EDDY, 1991). Ao se pensar em termos das variações horárias das vazões de esgoto, deve-se levar em consideração que, em sistemas coletivos, as flutuações são amortecidas ao longo da rede coletora. É fácil conceber-se que quanto maior a rede, menores serão as chances das vazões de pico se superporem simultaneamente na entrada da estação de tratamento de esgotos (ETE). Assim, em sistemas coletivos o tempo de residência na rede coletora tem uma grande influência no amortecimento dos picos de vazão (VON SPERLING, 2005).

Como os sistemas individuais pressupõem a solução no local de geração do efluente, os mesmos estão sujeitos a picos de vazão mais acentuados devido à proximidade com que são instalados das fontes geradoras de esgoto. Enquanto que para sistemas coletivos o valor do coeficiente da hora de maior consumo do dia de maior consumo de água é geralmente adotado 1,8 (ABNT, 1986), em sistemas individuais, conforme resultados apresentados por Fernandes (2012), a vazão de pico pode ultrapassar 18 vezes a vazão média diária, muito embora, durante um interstício de tempo bastante reduzido.

1.1. Objetivos

Objetivo geral

Neste contexto, o objetivo geral deste trabalho é investigar a influência de amortecimento de picos de vazão na performance de filtros anaeróbios pós tanques sépticos tratando águas residuárias domiciliares.

Objetivo específico

Mais especificamente, objetiva avaliar o uso de um dispositivo limitador de picos de vazão na eficiência do tratamento, através do estudo comparativo entre dois filtros idênticos, sendo apenas um deles precedido por este dispositivo.

2. Revisão de Literatura

O esgoto doméstico provém principalmente de domicílios, estabelecimentos comerciais, instituições ou qualquer edificação que dispõe de instalações de banheiros, lavanderias e cozinhas. Compõem-se essencialmente da água de banho, excretas, papel higiênico, restos de comida, sabão, detergentes e águas de lavagem.

2.1. Vazão de esgoto doméstico

A determinação das quantidades das vazões de dimensionamento constitui-se em uma das fases mais importantes no desenvolvimento do projeto das unidades de um sistema de esgoto sanitário, incluindo os sistemas de tratamento, interferindo diretamente, tanto no que se refere aos custos desse sistema, como muitas vezes na sua adequada operação e rotinas de manutenção (FRANCISQUETO, 2007).

2.1.1. Variações de consumo

De acordo com Metcalf & Eddy (1991), os esgotos sanitários podem sofrer as seguintes variações: variação de vazão sazonal (comumente observadas em áreas turísticas, em pequenas comunidades, campus universitários, e comunidades com comércio e atividades industriais sazonais) e variações de vazão em curto prazo (horárias, diárias e semanais).

Para uma mesma população, a vazão de esgoto doméstico varia com as horas do dia (variações horárias), com os dias (variações diárias) e meses. Portanto, são considerados os seguintes coeficientes para se obter vazões máximas ($Q_{\text{máx}} = K_1 K_2 Q_{\text{méd}}$) e mínimas ($Q_{\text{mín}} = K_3 Q_{\text{méd}}$) de contribuição:

- a) *Coeficiente do dia de maior consumo* (K_1) – é a relação entre o valor do consumo máximo diário ocorrido em um ano e o consumo médio diário relativo a este ano;
- b) *Coeficiente da hora de maior consumo* (K_2) – coeficiente de máxima vazão horária;
- c) *Coeficiente de mínima vazão horária* (K_3).

Segundo Azevedo Netto *et al.* (1998), os valores mais usuais de K_1 e K_2 em projetos de sistemas públicos de abastecimento d'água são K_1 variando de 1,1 a 1,4 e K_2 de 1,5 a 2,3.

A NBR 9.649/1986, na falta de valores obtidos através de medições, recomenda o uso de $K_1 = 1,2$, $K_2 = 1,5$ e $K_3 = 0,5$ (ABNT, 1986).

Destaca-se que o tamanho da população influi diretamente nas variações de vazão. Neste sentido, alguns autores desenvolveram fórmulas para correlacionar estes coeficientes de variação com a população, ou com a vazão média, conforme Quadro 1.

Quadro 1: Coeficientes de variação horária da vazão de esgotos.

$Q_{\text{máx}}/Q_{\text{méd}}$	Autor	Referência
$1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$	Harmon	Qasim (1985)
$5P-0,16$	Giffit	Fair <i>et al.</i> (1966)

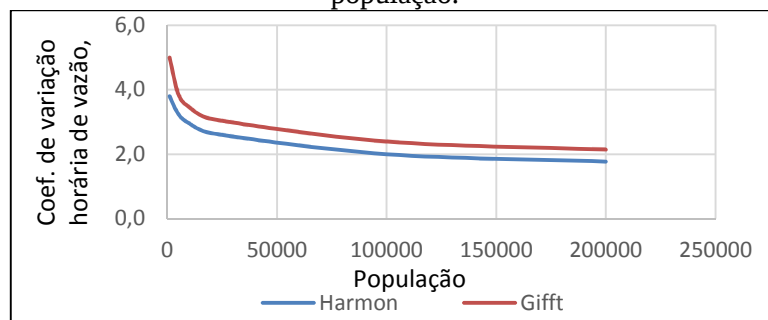
Notas: P = população, em milhares de habitantes

A fórmula de Giffit é indicada para $P < 200$ (população < 200.000 hab)

Fonte: VON SPERLING, 2005.

Por estas relações, o coeficiente de pico diminui com o aumento da população, conforme observa-se na Figura 1. Portanto, sistemas de tratamento de esgoto sanitários destinados a atender comunidades de pequeno porte estão mais susceptíveis a estas variações de vazão.

Figura 1: Coeficientes de variação horária de vazão, K_2 , calculados para diferentes números de população.



Fonte: Adaptado de VON SPERLING, 2005.

2.1.2. Vazão de esgoto em sistemas individuais

Vazões e características de águas residuais de pequenos sistemas diferem significativamente daquelas de grandes sistemas. Assim, o conhecimento das vazões e características das águas residuais esperadas é essencial para o projeto eficaz de instalações de

esgoto para residências individuais, bem como para grupos de residências e pequenas comunidades (METCALF & EDDY, 1991).

No que se refere às vazões a serem adotadas, os valores típicos de consumo propostos são maiores do que seria de esperar de uma residência individual, principalmente devido às contribuições de estabelecimentos comerciais, industriais e vazão de infiltração (METCALF & EDDY, 1991). Além disso, estes sistemas são principalmente empregados em zonas rurais e periurbanas, onde a população é menor e geralmente possui renda inferior à das cidades, o que contribui para redução dos valores de QPC a serem adotados.

Para além das vazões, a sua variação também difere da que ocorre nos sistemas coletivos. Destaca-se que o tempo de residência na rede coletora tem uma grande influência no amortecimento dos picos de vazão (VON SPERLING, 2005). Os sistemas individuais pressupõem a solução no local, portanto, estes sistemas estão sujeitos a picos de vazão mais acentuados devido à proximidade com que são instalados das fontes geradoras de esgoto.

A variação de vazão que se pode esperar de uma residência individual é bastante intensa, que vai desde ausência de fluxo a altas vazões de pico. Espera-se que a variação de vazão a partir de um único domicílio seja bastante imprevisível, ao passo que esta variação em um certo número de domicílios já é bem mais fácil de prever. Fatores típicos de pico para residências individuais, pequenos estabelecimentos comerciais, e pequenas comunidades são relatados no Quadro 2. Os fatores de pico para residências individuais e pequenos estabelecimentos comerciais são, como mostrado, consideravelmente maiores do que aqueles para pequenas comunidades (METCALF & EDDY, 1991).

Quadro 2: Fatores de Picos para as vazões de águas residuais provenientes de residências individuais, pequenos estabelecimentos comerciais e pequenas comunidades^a.

Fator de pico	Residência individual		Pequenos estabelecimentos comerciais		Pequenas comunidades	
	Faixa	Típico	Faixa	Típico	Faixa	Típico
Hora de pico	4 – 8	6	6 – 10	8	3 – 6	4.7
Dia de pico	2 – 6	4	4 – 8	6	2 – 5	3.6
Semana de pico	1.25 – 4	2.0	2 – 6	3	1.5 – 3	1.75
Mês de pico	1.2 – 3	1.75	1.5 – 4	2	1.2 – 2	1.5

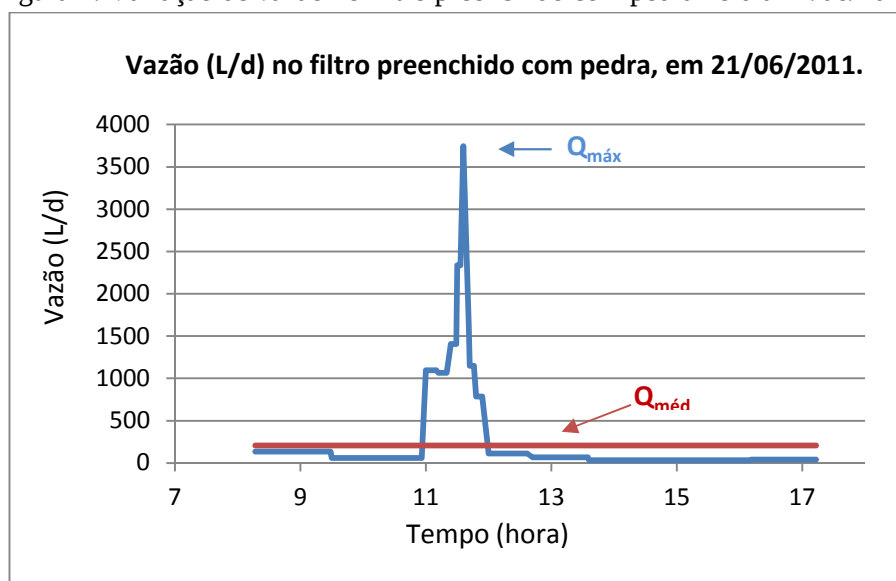
^a Os fatores de pico relatados são exclusivos de eventos extremos de vazão (ou seja, valores maiores que o valor do percentil 99) (METCALF & EDDY, 1991).

Fonte: METCALF & EDDY, 1991.

Enquanto que para sistemas coletivos o valor de K_1K_2 é geralmente adotado 1,8, em sistemas individuais, atinge tipicamente 24 (4 x 6), conforme Quadro 2. Considerando ainda que dentro da hora de maior vazão ocorrem também variações deste parâmetro, o valor máximo de pico é certamente ainda maior que 24 vezes a vazão média.

Fernandes (2012) obteve, em medição realizada em 21/06/2011 para um sistema que recebia contribuição de dois banheiros, uma relação $Q_{\text{máx}}/Q_{\text{méd}}$ de aproximadamente 18 vezes, conforme é ilustrado na Figura 2.

Figura 2: Variação de vazão no filtro preenchido com pedra no dia 21/06/2011.



Fonte: Adaptado de FERNANDES, 2012.

Vazões e variações per capita devem ser consideradas no projeto de ambos os sistemas individuais e sistemas destinados a servir um aglomerado de casas e pequenas comunidades (METCALF & EDDY, 1991).

Portanto o estudo da vazão afluente ao sistema deve ser realizado para adoção de valores dos coeficientes K_1 e K_2 que reproduzam com maior fidelidade a variação de vazão afluente a uma estação de tratamento (FRANCISQUETO, 2007).

Valores sub ou super dimensionados de vazão podem afetar o desempenho técnico e econômico do sistema de tratamento em projeto (FRANCISQUETO, 2007). A utilização de vazões superestimadas no projeto eleva o custo da construção da estação de tratamento de esgoto e pode causar estagnação do esgoto (FRANCISQUETO, 2007) - inicialmente, a matéria orgânica biodegradável facilmente será assimilada, pois o líquido permanecerá um maior tempo em contato com o biofilme, mas continuamente essa assimilação terminará por

falta de matéria orgânica disponível (SILVA *et al.*, 2006). Já a subestimação da vazão pode levar a extravasamentos do esgoto e sobrecarga nas Estações de Tratamento.

2.2.Caracterização qualitativa de esgotos

Águas residuárias são caracterizadas em termos de sua composição física, química e biológica. As características físico-químicas típicas de esgotos sanitários predominantemente domésticos, usualmente utilizadas em estudos e projetos, encontram-se apresentadas de forma sintetizada no Quadro 3 (VON SPERLING, 2005).

Quadro 3: Características físico-químicas dos esgotos sanitários.

Parâmetro	Contribuição per capita (g/hab.d)		Concentração		
	Faixa	Típico	Unidade	Faixa	Típico
• SÓLIDOS TOTAIS	120 – 220	180	mg/L	700 – 1350	1100
<u>Suspensos</u>	35 – 70	60	mg/L	200 – 450	350
Voláteis	25 – 60	50	mg/L	165 – 350	320
Sedimentáveis	-	-	mL/L	10 – 20	15
• MATÉRIA ORGÂNICA					
DBO ₅	40 – 60	50	mg/L	250 – 400	300
DQO	80 – 120	100	mg/L	450 – 800	600
DBO última	60 – 90	75	mg/L	350 – 600	450
• NITROGÊNIO TOTAL	6,0 – 10,0	8,0	mgN/L	35 – 60	45
Nitrogênio orgânico	2,5 – 4,0	3,5	mgN/L	15 – 25	20
Amônia	3,5 – 6,0	4,5	mgNH ₃ -N/L	20 – 35	25
Nitrito	≈ 0	≈ 0	mgNO ₂ ⁻ -N/L	≈ 0	≈ 0
Nitrato	0,0 – 0,2	≈ 0	mgNO ₃ ⁻ -N/L	0 – 1	≈ 0
• FÓSFORO	0,7 – 2,5	1,0	mgP/L	4 – 15	7
Fósforo orgânico	0,2 – 1,0	0,3	mgP/L	1 – 6	2
Fósforo inorgânico	0,5 – 1,0	0,7	mgP/L	3 – 9	5
• pH	-	-	-	6,7 – 8,0	7,0
• Alcalinidade	20 – 40	30	mgCaCO ₃ /L	100 - 250	200
• Metais pesados	≈ 0	≈ 0	mg/L	traços	traços
• Compostos orgân.tóxicos	≈ 0	≈ 0	mg/L	traços	traços

Fonte: ARVEIVALA, 1981; PESSOA & JORDÃO, 1995; QASIM, 1985; METCALF & EDDY, 1991; CAVALCANTI *et al.*, 2001 *apud* VON SPERLING, 2005.

2.3.Tratamento de esgotos

O tratamento de esgoto refere-se à correção de suas características indesejáveis, de tal maneira que o seu uso ou a sua disposição final possa ocorrer sem acarretar danos à saúde humana e de animais, nem ao meio ambiente.

2.3.1. Sistemas de tratamento anaeróbio

Embora não exista uma solução que atenda integralmente a todos os requisitos, existem várias alternativas que atendem, em maior ou menor grau, aos principais requisitos que devem ser observados num estudo técnico-econômico de escolha de alternativas. Entende-se que, atualmente, no Brasil, os sistemas anaeróbios encontram uma grande aplicabilidade. As diversas características favoráveis destes sistemas, como o baixo custo, simplicidade operacional e baixa produção de sólidos, aliadas às condições ambientais no Brasil, onde há a predominância de elevadas temperaturas, têm contribuído para a colocação dos sistemas anaeróbios de tratamento de esgotos em posição de destaque (CHERNICHARO, 2007). No Quadro 4 são ilustradas as principais vantagens e desvantagens dos sistemas anaeróbios.

Quadro 4: Principais vantagens e desvantagens dos processos anaeróbios.

Vantagens	Desvantagens
• Baixa produção de sólidos, cerca de 2 a 8 vezes inferior à que ocorre nos processos aeróbios; • Baixo consumo de energia, usualmente associado a uma elevatória de chegada. Isso faz com que os sistemas tenham custos operacionais muito baixos; • Baixa demanda de área; • Baixos custos de implantação, da ordem de 20 a 30 dólares per capita; • Produção de metano, um gás combustível de elevado teor calorífico; • Possibilidade de preservação da biomassa, sem alimentação do reator, por vários meses; • Tolerância a elevadas cargas orgânicas; • Aplicabilidade em pequena e grande escala; • Baixo consumo de nutrientes.	• Remoção de nitrogênio, fósforo e patógenos insatisfatória; • Produção de efluente com aspecto desagradável e usualmente com qualidade insuficiente para atender os padrões ambientais. Em decorrência, alguma forma de pós-tratamento é normalmente necessária; • Possibilidade de distúrbios devido a choques de carga orgânica e hidráulica, presença de compostos tóxicos ou ausência de nutrientes; • A bioquímica e a microbiologia da digestão anaeróbia são complexas e ainda precisam ser mais estudadas; • A partida do processo pode ser lenta, na ausência de lodo de semente adaptado; • Possibilidade de geração de maus odores e de problemas de corrosão, porém controláveis.

Fonte: Adaptado de CHERNICHARO & CAMPOS, 1995; VON SPERLING, 1995; LETTINGA *et al.*, 1996 *apud* CHERNICHARO, 2007.

Existe uma grande variedade de sistemas anaeróbios utilizados para o tratamento de esgotos, entre eles (CHERNICHARO, 2007):

- sistemas que operam com baixas cargas orgânicas: digestores de lodo, tanques sépticos e lagoas anaeróbias;
- sistemas que operam a altas taxas por disporem de mecanismos de retenção de grandes quantidades de biomassa de elevada atividade: com crescimento aderido (reatores de leito fixo, de leito rotatório, de leito expandido/fluidificado), com crescimento disperso (reatores de dois estágios, de chicanas, de manta de lodo, com leito granular expandido e com recirculação interna).

2.3.2. Soluções individuais de tratamento anaeróbio

Os principais problemas que dificultam a construção e operação de instalações de águas residuárias geridas em toda a comunidade estão relacionados com elevados custos por habitante, finanças limitadas e operação e orçamentos de manutenção limitados (METCALF & EDDY, 1991). Em pequenas comunidades, o custo per capita para construção de instalações de gestão de águas residuais convencionais muitas vezes custa significativamente mais quando comparado ao de comunidades maiores. O fato de que a população de pequenas comunidades tende a espalhar-se é um dos fatores que contribui para o aumento deste custo. Em termos per capita, a prestação de serviços públicos pode custar de duas a quatro vezes mais em uma comunidade de mil pessoas que em uma comunidade de 100 mil pessoas (METCALF & EDDY, 1991).

Em geral, as pequenas comunidades têm dificuldade em financiar instalações de tratamento de águas residuárias devido, entre outros fatores, à baixa renda familiar – o percentual de domicílios em nível de pobreza é muito maior nas áreas não-metropolitanas (FLOWERS, 1983 *apud* METCALF & EDDY, 1991). Em muitos casos, as pequenas comunidades têm recursos econômicos e conhecimento limitados para gerenciar instalações de tratamento de águas residuais. Os problemas são muitas vezes sentidos no projeto, contratação, supervisão de construção inadequada, gerenciamento de projetos, faturamento, contabilidade, orçamento, operações e manutenção. Assim, soluções eficazes de baixa manutenção devem ser desenvolvidas para fornecer tratamento de águas residuárias para pequenas comunidades (METCALF & EDDY, 1991).

Os tanques sépticos são amplamente utilizados em todo o mundo, constituindo-se em uma das principais alternativas para o tratamento primário de esgotos de residências e pequenas áreas não servidas por redes coletoras de esgotos (CHERNICHARO, 2007).

Os decanto-digestores, conhecidos como tanques sépticos, são câmaras fechadas com a finalidade de deter os despejos domésticos, por um período de tempo estabelecido, de modo a permitir a decantação dos sólidos e retenção do material graxo contido nos esgotos transformando-os bioquimicamente, em substâncias e compostos mais simples e estáveis (FUNASA, 2007).

Seu funcionamento engloba:

- retenção: o esgoto é detido na fossa por um período que pode variar de 12 a 24 horas, determinado de acordo com a contribuição diária afluente (FUNASA, 2007);
- decantação: simultaneamente à fase de retenção, processa-se uma sedimentação dos sólidos em suspensão contidos nos esgotos, formando-se o lodo. Parte dos sólidos não decantados, formados por óleos, graxas, gorduras e outros materiais misturados com gases é retida na superfície livre do líquido, no interior do tanque séptico, denominados de espuma (FUNASA, 2007);
- digestão: o material orgânico retido no fundo do tanque sofre uma decomposição facultativa e anaeróbia, sendo convertido em compostos mais estáveis (CHERNICHARO, 2007);
- redução de volume: a decomposição anaeróbia proporciona uma redução contínua do volume de lodo depositado no fundo do tanque (CHERNICHARO, 2007).

Os tanques sépticos apresentam as vantagens comuns ao processo anaeróbio, como reduzido consumo energético, simplicidade de operação e baixos custos envolvidos. São reatores muito resistentes e adequados para tratamento de esgotos “frescos”, que chegam à unidade de tratamento com grande parcela de sólidos decantáveis. Sua manutenção é simples e eventual, conforme tempo definido em seu dimensionamento.

Entretanto, por se tratar de um reator de tratamento primário, o tanque séptico normalmente possui eficiência limitada na remoção de matéria orgânica (entre 30% e 55%), nutrientes e microrganismos patogênicos, fazendo-se necessário tratamento complementar (CHERNICHARO, 2007). A NBR 13.969/1997 (ABNT, 1997) indica algumas opções para tratamento complementar dos efluentes de tanque séptico, entre elas o filtro anaeróbio.

O sistema de tanques sépticos seguidos de filtros anaeróbios tem sido amplamente utilizado no meio rural e em comunidades de pequeno porte. O tanque séptico remove a maior parte dos sólidos em suspensão, os quais sedimentam e sofrem processo de digestão anaeróbia no fundo do tanque. O filtro anaeróbio efetua uma remoção complementar de DBO (VON SPERLING, 2005). Segundo a NBR 13.969/1997, este conjunto pode apresentar remoção de até 75% de DBO_5 (ABNT, 1997).

Os filtros anaeróbios são sistemas de pós-tratamento de esgotos frequentemente utilizados e que podem encontrar grande aplicabilidade no Brasil devido à simplicidade e baixo custo operacional exigidas por esse sistema de tratamento. São reatores biológicos com fluxo através do lodo aderido e retido em um leito fixo.

2.4. Fundamentos da digestão anaeróbia

2.4.1. Biomassa nos sistemas anaeróbios

As células microbianas existem numa ampla faixa de tamanhos, formas e fases de crescimento, individualmente, ou agregadas em várias microestruturas. Estas condições têm um significado prático na digestão anaeróbia, uma vez que é provável que a forma de biomassa tenha um efeito importante na sobrevivência do organismo e na transferência de nutrientes e, conseqüentemente, na eficiência global do processo de digestão anaeróbia (CHERNICHARO, 2007).

No tratamento biológico de esgotos, a sustentação e crescimento da biomassa se processa segundo uma das configurações básicas: crescimento disperso ou crescimento aderido, embora possam ocorrer simultaneamente mecanismos de crescimento aderido e disperso (VON SPERLING, 1996).

No crescimento disperso, a biomassa cresce de forma dispersa no meio líquido, sem nenhuma estrutura de sustentação; é o caso das lagoas de estabilização e variantes, lodos ativados e variantes. Já no crescimento aderido, a biomassa cresce aderida a um meio suporte, formando um biofilme. O meio suporte pode estar imerso no meio líquido, ou receber descargas contínuas ou intermitentes de líquido. A matriz do meio suporte pode ser um material sólido - como acontece no filtro biológico, biodisco, biofiltro aerado, filtro anaeróbio - ou constituído pela própria biomassa aglomerada (grânulo) (VON SPERLING, 1996).

Ao se comparar o crescimento disperso e o crescimento aderido no tratamento de esgotos, a análise entre o tempo de detenção hidráulica (TDH) e o tempo de geração celular é um aspecto de grande importância. Nos sistemas de crescimento disperso, para que haja crescimento da população microbiana, o TDH tem de ser maior que o tempo necessário para a geração de novas células. Caso o TDH seja inferior, não haverá tempo para que as células cresçam no reator, e as mesmas são “lavadas” do sistema. Tal representa um condicionante para os volumes requeridos para o reator, considerando-se que o volume e o tempo de detenção estão diretamente relacionados ($\text{tempo de detenção} = \text{volume/vazão}$) (VON SPERLING, 1996).

No caso de sistemas com biofilmes, o TDH pode ser menor que o tempo de geração celular, sem que ocorra lavagem das células, pelo fato das mesmas estarem aderidas a um meio suporte. Em consequência, há o potencial de se adotar menores volumes do reator (VON SPERLING, 1996).

Na comparação entre os sistemas com crescimento disperso e com crescimento aderido, tem-se os seguintes aspectos relativos ao crescimento aderido (IWAI & KITAO, 1994; LUBBERGDING, 1995 *apud* VON SPERLING, 1996):

- O reator pode ser operado com TDH inferiores ao tempo de geração celular.
- A concentração de biomassa ativa pode ser superior à de sistemas com crescimento disperso.
- A taxa de remoção de substrato pode ser superior à de sistemas com crescimento disperso.
- A coexistência entre microrganismos aeróbios e anaeróbios é maior que nos sistemas de crescimento disperso, porque a espessura do biofilme é usualmente superior ao diâmetro do floco biológico.
- As células estão fixas à fase sólida, enquanto o substrato está na fase líquida. Esta separação reduz a necessidade ou os requisitos para o estágio de clarificação posterior.
- Os microrganismos são continuamente reutilizados. Nos sistemas com crescimento disperso a reutilização só pode ser implementada através da recirculação da biomassa.
- Caso a espessura do biofilme seja elevada, pode haver limitações quanto à difusão do substrato no biofilme.

2.4.2. Funcionamento de um biofilme no tratamento de esgotos

No biofilme, os compostos necessários para o desenvolvimento bacteriano, como matéria orgânica, oxigênio e micronutrientes, são adsorvidos à superfície. Após a aderência, eles são transportados através do biofilme através de mecanismos de difusão, onde são metabolizados pelos microrganismos. Sólidos de natureza coloidal ou suspensa não conseguem se difundir no biofilme, necessitando serem hidrolizados a moléculas de menores dimensões. Os produtos finais do metabolismo são transportados em sentido contrário, na direção da fase líquida (IWAI & KITAO, 1994 *apud* VON SPERLING, 1996).

O processo de formação de um biofilme pode ser compreendido como ocorrendo em três estágios (IWAI & KITAO, 1994 *apud* VON SPERLING, 1996) conforme o Quadro 5.

Quadro 5: Estágios do biofilme.

Espessura do biofilme	Características
<i>Fina</i>	• O filme é fino e frequentemente não cobre toda a superfície do meio suporte • O crescimento bacteriano se dá segundo uma taxa logarítmica • Todos os microrganismos crescem nas mesmas condições, com o crescimento sendo similar ao de uma biomassa dispersa
<i>Intermediária</i>	• A espessura do filme torna-se maior • A taxa de crescimento bacteriano torna-se constante • A espessura da camada ativa permanece inalterada, independentemente do aumento da espessura total do biofilme • Caso o suprimento de matéria orgânica seja limitado, os microrganismos assumem um metabolismo suficiente apenas para a sua manutenção, não havendo crescimento bacteriano • Caso o suprimento de matéria orgânica seja inferior aos requisitos para manutenção, a espessura do biofilme torna-se menor
<i>Elevada</i>	• A espessura do biofilme atinge um valor bastante elevado • O crescimento microbiano é contraposto pelo próprio decaimento dos organismos, pelo consumo por outros organismos e pela tensão de cisalhamento • Partes do biofilme podem ser desalojadas do meio suporte • Caso o biofilme continue a crescer, sem ser desalojado do meio suporte, ocorrerão entupimentos do biofiltro.

Fonte: Baseado em IWAI & KITAO, 1994 *apud* VON SPERLING, 1996.

2.4.3. Digestão anaeróbia

A digestão anaeróbia representa um sistema ecológico delicadamente balanceado, envolvendo processos metabólicos complexos, que ocorrem em etapas sequenciais (Figura 3), onde diversos grupos de microrganismos trabalham interativamente na conversão da matéria orgânica complexa em metano, gás carbônico, água, gás sulfídrico e amônia, além de novas células bacterianas. Este processo depende da atividade de, no mínimo, três grupos fisiológicos de microrganismos, cada um com suas funções específicas (CHERNICHARO, 2007):

i) bactérias fermentativas (ou acidogênicas): convertem, por hidrólise e fermentação, os compostos orgânicos complexos (carboidratos, proteínas e lipídios) em outros compostos mais simples, principalmente ácidos orgânicos, além de hidrogênio e dióxido de carbono;

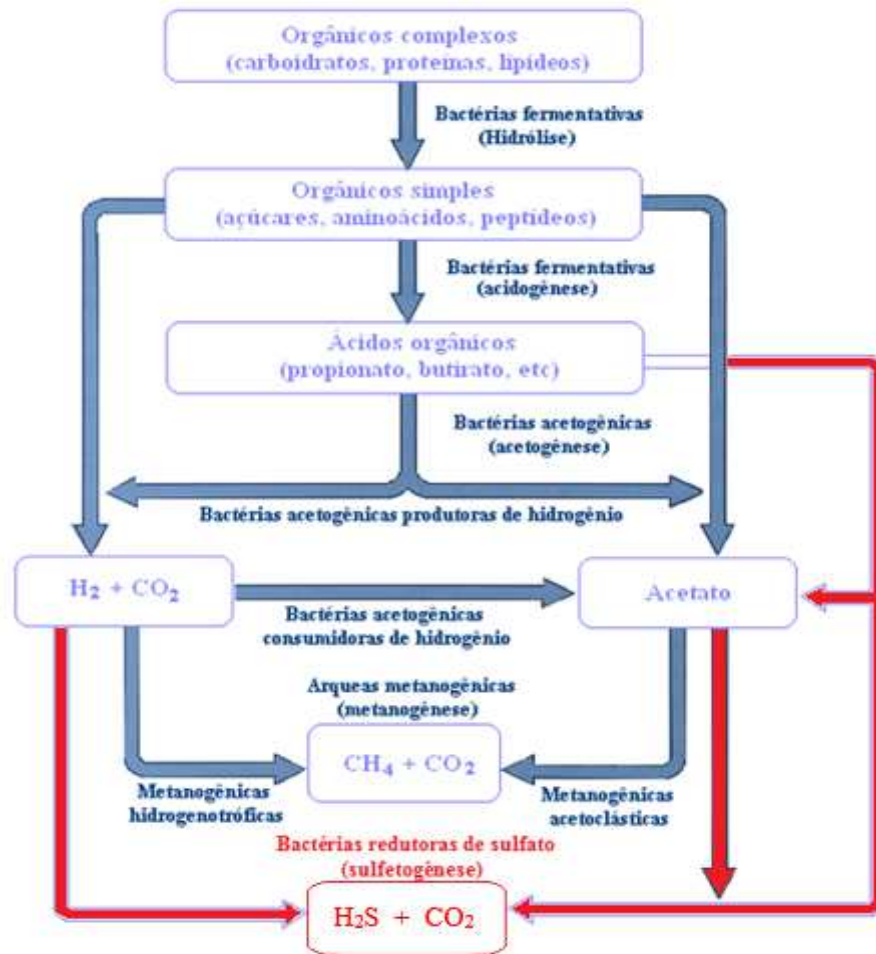
ii) bactérias sintróficas (ou acetogênicas): convertem compostos orgânicos intermediários, como propionato e butirato, em acetato, hidrogênio e dióxido de carbono.

iii) microrganismos metanogênicos: convertem o acetato e o hidrogênio produzidos nas etapas anteriores em metano e dióxido de carbono.

Com a presença de sulfato numa água residuária, muitos dos compostos intermediários, passam a ser utilizados pelas bactérias sulforedutoras, provocando uma alteração das rotas metabólicas no digestor (Figura 3). Estas bactérias passam a competir com os microrganismos fermentativos, acetogênicos e metanogênicos, pelos substratos disponíveis. Nesta fase, é feita a redução de sulfatos e formação de sulfetos ou, simplesmente, sulfetogênese (CHERNICHARO, 2007).

Do ponto de vista de eficiência de remoção de DQO da fase líquida, a sulfetogênese supera a metanogênese. Porém, a DQO removida pela sulfetogênese leva à produção do gás sulfídrico e pode resultar em problemas de corrosão, emissão de maus odores e toxicidade do meio. Além disso, não se teria produção de metano, que pode ter seu conteúdo energético aproveitado dentro ou fora da estação de tratamento de esgoto.

Figura 3: Rotas metabólicas e grupos microbianos envolvidos na digestão anaeróbia – com redução de sulfato.



Fonte: Adaptado de LETTINGA *et al.*, 1996, *apud* CHERNICHARO, 2007.

Os microrganismos metanogênicos desenvolvem duas funções primordiais nos ecossistemas anaeróbios: i) produzem gás insolúvel (metano), possibilitando a remoção do carbono orgânico contido na fase líquida; e ii) são responsáveis pela manutenção da pressão parcial de hidrogênio do meio em níveis suficientemente baixos, permitindo que as bactérias fermentativas e formadoras de ácidos produzam produtos solúveis mais oxidados, a exemplo do ácido acético, que é substrato direto da metanogênese. Uma vez que os microrganismos metanogênicos ocupam uma posição final no ambiente anaeróbio durante a degradação de compostos orgânicos, a sua baixa taxa de crescimento normalmente representa o fator limitante no processo de digestão como um todo.

Quando as populações de bactérias acetogênicas e dos microrganismos metanogênicos se encontram presentes em quantidades suficientes, e as condições ambientais no interior do sistema de tratamento são favoráveis, estes microrganismos utilizam os ácidos intermediários,

tão rapidamente quanto estes são formados. Desta forma, o pH permanece numa faixa favorável às metanogênicas e o sistema anaeróbio é considerado em equilíbrio.

Para que haja esta estabilidade, é necessário que sejam mantidas as condições ideais de temperatura e pH do ambiente. As temperaturas ótimas para atividade microbiana estão na faixa entre cerca de 25°C e 35°C (METCALF & EDDY, 1991) e os microrganismos produtores de metano têm um crescimento ótimo na faixa de pH entre 6,6 e 7,4, embora se possa conseguir estabilidade, na formação do metano, numa faixa mais ampla de pH, entre 6,0 e 8,0. Valores fora destas faixas devem ser evitados pois podem inibir por completo os microrganismos metanogênicos, levando à falha do processo (CHERNICCHARO, 2007).

As populações de microrganismos para fermentação ácida são muito menos sensíveis a pH afastados da neutralidade, desse modo, a um pH ácido a fermentação ácida pode prevalecer sobre a fermentação metanogênica, tendo como resultado o azedamento do conteúdo do reator (VAN HAANDEL & LETTINGA, 1994). Para equilíbrio do sistema, além da manutenção das condições ambientais, é necessário que não haja choque de carga orgânica ou hidráulica.

2.5. Hidrodinâmica e influência de choques hidráulicos

Os processos de tratamento anaeróbio podem tornar-se instáveis em certas condições transientes: flutuações na composição do afluente, na operação, nas condições de fluxo e presença de compostos tóxicos no efluente (ESCUDIÉ *et al.*, 2005). A taxa de crescimento de microrganismos anaeróbios é mais lenta que dos microrganismos aeróbios e como resultado desta dinâmica lenta, cada perturbação do crescimento normal da biomassa irá ser mais prejudicial e a recuperação a partir de um choque será mais demorada em processos anaeróbios, dando origem ao mau funcionamento e mesmo ao colapso do processo. Portanto, os parâmetros que podem afetar a estabilidade do processo precisam ser estudados (RIBEIRO *et al.*, 2001).

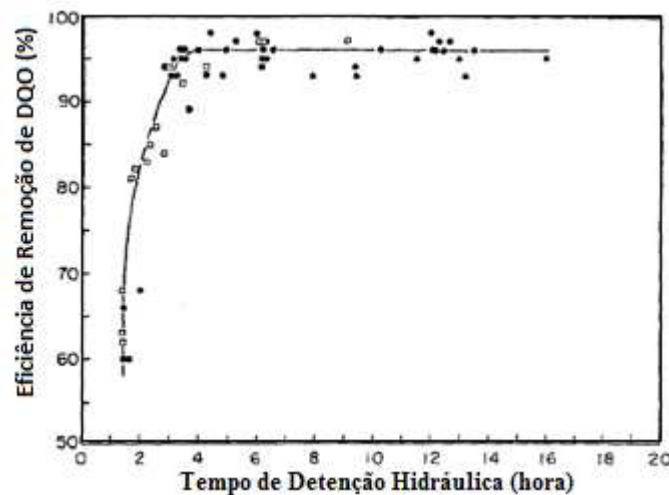
Yong (1991) realizou estudo sobre os fatores que afetam o projeto e performance de filtros anaeróbios. Testes em escala de laboratório e em escala real operados sob uma variedade de condições identificaram o TDH como o parâmetro mais importante de projeto e desempenho.

O TDH é o tempo que o esgoto leva para atravessar a unidade de tratamento; é o tempo médio que a massa hidráulica fica dentro de um tanque. Portanto, choques hidráulicos

devem ser evitados para garantir o tempo necessário de contato entre o esgoto e a biomassa nos reatores.

A eficiência de remoção de DQO em função do TDH é apresentada na Figura 4. Observa-se que a eficiência depende do TDH, sugerindo que o tempo de contato entre os resíduos e a biomassa pode tornar-se limitante para baixos TDH (GUIOT & VAN DEN BERG, 1984).

Figura 4: Efeito do tempo de detenção hidráulica na eficiência de remoção de DQO num reator que combina um reator anaeróbio de manta de lodo de fluxo ascendente com um filtro anaeróbio no tratamento de água residuária de açúcar diluída.



Fonte: Adaptado GUIOT & VAN DEN BERG, 1984.

O projeto de reatores com valores superiores de carga hidráulica (ou inferiores de tempo de detenção hidráulica) pode prejudicar o funcionamento do sistema em relação aos seguintes aspectos principais (CAMPOS *et al.*, 1999):

- Perda excessiva de biomassa do sistema, devido ao arraste do lodo com o efluente. Quando ocorre um aumento súbito de vazão, ocorre uma diluição do conteúdo do reator, que pode ser responsável pela “lavagem” dos microrganismos do reator. Com o decréscimo da concentração de microrganismos há uma decorrente redução na eficiência do sistema. Quanto menor o volume do reator, maior é a sua susceptibilidade a esta “lavagem”.
- Redução do grau de estabilização do lodo no interior do reator como consequência da diminuição do tempo de residência celular.

- Possibilidade de falha do sistema, uma vez que o tempo de permanência da biomassa no sistema pode ser inferior ao seu tempo de crescimento. O tempo que uma célula bacteriana permanece no sistema de tratamento deve ser superior ao tempo necessário para a mesma se duplicar. Caso contrário, a célula será varrida do sistema antes que tenha tido tempo de se multiplicar, conduzindo a uma progressiva redução da concentração de biomassa no reator, até o colapso do sistema.

Portanto, as vazões de alimentação dos filtros têm relação direta com a qualidade e quantidade de seu biofilme (DERLON *et al.*, 2008).

Entretanto, destaca-se que, na maior parte dos casos, após o choque hidráulico, retornando às condições estáveis, os sistemas recuperam-se da inibição temporária devido às cargas de choque e retomam a operação normal. Esta capacidade para se recuperar de cargas de choque hidráulicos críticos e falha do sistema é atribuída à imobilização do biofilme, que, ao contrário dos sistemas de crescimento disperso, permite aos biofilmes temporariamente inibidos de serem retidos no reator e recuperar a atividade, quando as condições favoráveis são restauradas, restabelecendo um novo equilíbrio no ecossistema (CHUA *et al.*, 1997).

O desenvolvimento do biofilme abrange uma fase inicial, conhecida como partida, na qual o objetivo é desenvolver um biofilme ativo no suporte e atingir a carga orgânica nominal, com um desempenho de tratamento satisfatório. Períodos de partida para os processos anaeróbios foram relatados para levar entre 2 e 9 meses (LAUWERS *et al.*, 1990).

Portanto, de acordo com o que foi exposto anteriormente, é recomendado a partida de biorreatores mediante a aplicação de forças de cisalhamento mínimas, a fim de melhorar o crescimento do biofilme, durante a fase inicial de desenvolvimento, pois baixa hidrodinâmica permite a acumulação mais rápida de biomassa fixa no suporte. Em seguida, depois de uma quantidade suficiente de biomassa bem adaptada ter se acumulado sobre o suporte, as forças de cisalhamento hidrodinâmicas podem ser aumentadas (ESCUDIÉ *et al.*, 2011).

Mesmo quando o período de partida é completado, o biofilme continua a crescer (ESCUDIÉ *et al.*, 2011). Caso o biofilme cresça continuamente, sem ser desalojado do meio suporte, poderá ocorrer entupimento do biofiltro. Além disso, caso a espessura do biofilme seja muito elevada, o consumo do substrato ao longo do biofilme pode ser tal, que as camadas mais internas sejam deficientes de substrato, diminuindo a sua atividade. Nestas condições, a aderência com o meio suporte diminui, e a biomassa pode se desalojar do meio suporte (VON SPERLING, 1996).

Quando o tratamento de águas residuais de reatores de biofilme são operados por um longo período, deve-se controlar a quantidade e atividade do biofilme, a fim de manter os desempenhos globais do reator. Deste modo, os reatores anaeróbios de biofilme devem ser operados de forma a manter uma elevada atividade específica e impedir entupimento. Para isso, é indicado estudos da hidrodinâmica do reator, de modo a aumentar ou diminuir as forças de cisalhamento e atrito para controlar o crescimento do biofilme (ESCUDIÉ *et al.*, 2011).

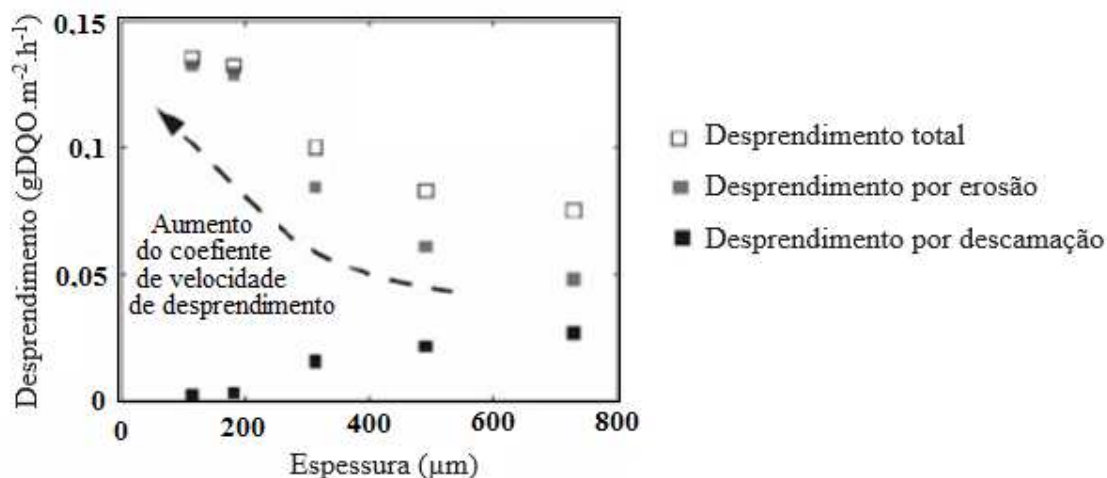
Após o crescimento do biofilme, é atingido um ponto tal que o crescimento e o desprendimento começam a compensar-se. O desenvolvimento de biofilmes é determinado por este equilíbrio entre crescimento e desprendimento (TELGMANN *et al.*, 2004). Desta forma, compreender as funções e mecanismos de descolamento é importante para avaliar o desenvolvimento e persistência de biofilme (ROCHEX *et al.*, 2009).

Diferentes processos são responsáveis pela separação de biomassa a partir de biofilmes, dentre eles, os processos de desprendimento através da erosão e da descamação (STEWART, 1993, *apud* MORGENROTH & WILDERER, 2000). A erosão refere-se à remoção de pequenos grupos de células do biofilme causada por forças de cisalhamento do fluido em movimento em contato com a superfície do biofilme. Já a descamação refere-se ao descolamento de porções relativamente grandes do biofilme cuja dimensão característica é comparável ou superior à espessura do próprio biofilme. Outra diferença entre os processos é que, enquanto a erosão atua sobre toda a superfície do biofilme, descamações são localizadas no tempo e no espaço (MORGENROTH & WILDERER, 2000).

Em um reator, o desprendimento total será devido a uma combinação de diferentes processos, mas, dependendo da operação, um dos mecanismos de desprendimento descritos pode ser dominante (MORGENROTH & WILDERER, 2000).

Xavier *et al.* (2005) desenvolveram um método geral para descrever o descolamento da biomassa em biofilmes em modelagem multidimensional. Através de simulações pôde-se observar que a taxa de descamação foi reduzida com o aumento das forças de erosão aplicadas, apesar da tendência geral de aumento da taxa total de destacamento (Figura 5). Para as simulações em que as forças de erosão foram mais baixas, o biofilme atingiu um estado quase estacionário, em que a separação da biomassa por descamação foi significativa no equilíbrio do crescimento do biofilme.

Figura 5: Taxa de desprendimento no estado estacionário mostrando o destacamento total ($\square$), por erosão ($\blacksquare$) e por descamação ($\blacksquare$) versus a espessura.



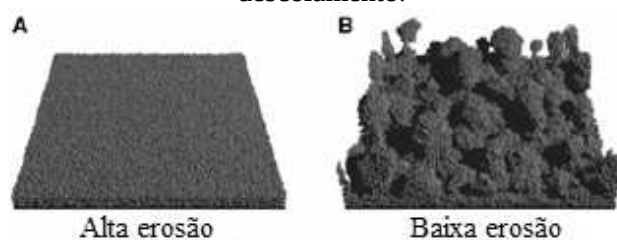
Fonte: Adaptado de XAVIER *et al.*, 2005.

A distinção entre a erosão e a descamação pode, em certa medida, parecer arbitrária como os mecanismos básicos que resultam na separação de partes do biofilme de pequenas ou grandes dimensões podem muito bem serem os mesmos (TELGMANN *et al.*, 2004). No entanto, o tipo de desprendimento tem um efeito significativo sobre a morfologia do biofilme resultante (PICIOREANU *et al.*, 2001).

Enquanto a erosão pode ajudar a remover a rugosidade da superfície, resultando em um biofilme mais suave, o processo de descamação remove grandes peças de biofilme que aumentam a heterogeneidade da morfologia do biofilme (TELGMANN *et al.*, 2004).

A rugosidade, que descreve o desvio padrão da espessura, ajuda a caracterizar a heterogeneidade espacial dentro de um biofilme (PEYTON, 1996). Através de simulações em biofilmes sujeitos a diferentes valores de coeficientes de velocidade de desprendimento, Xavier *et al.* (2005) obtiveram biofilmes mais rugosos sob baixa erosão. Na Figura 6 apresentam-se exemplos de estruturas 3D obtidas a partir destas simulações realizadas.

Figura 6: Estruturas obtidas a partir de simulações em 3D de biofilmes cultivados em (A) elevados (estrutura lisa) e (B) baixos (estrutura heterogênea) valores de coeficiente de velocidade de descolamento.

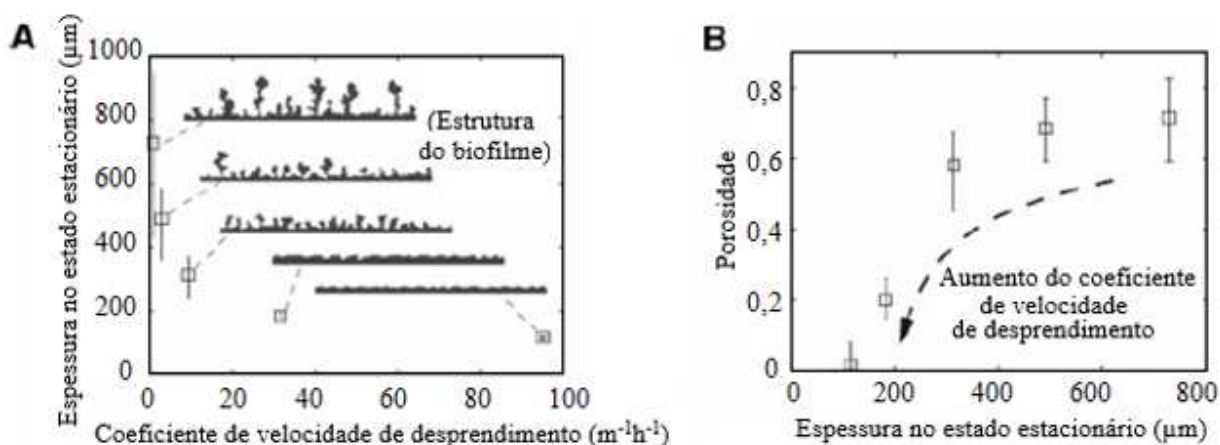


Fonte: XAVIER *et al.*, 2005.

Apesar de a descamação ter apresentado influência significativa sobre a morfologia do biofilme, em geral, não foi encontrada nenhuma influência significativa da morfologia do biofilme (isto é, distribuição irregular) sobre a degradação do substrato total e as concentrações do efluente (TELGMANN *et al.*, 2004).

Nas simulações realizadas por Xavier *et al.* (2005), foi observado que, além da rugosidade, a porosidade e a espessura no estado estacionário também foram influenciadas pela velocidade imposta. Ambas diminuíram com o aumento do coeficiente de velocidade de desprendimento (Figura 7). Quando este coeficiente foi menor, a espessura do biofilme era altamente variável no tempo (observável a partir das barras de erro mostradas) que reflete as flutuações na espessura do biofilme causadas por eventos de desprendimento (Figura 7).

Figura 7: Tendências da estrutura e atividade do biofilme no estado estacionário desenvolvido sob diferentes condições de destacamento das simulações 2D. (A) espessura do biofilme no estado estacionário. As barras de erro mostram o intervalo entre o valor mínimo e máximo de espessura observados no decurso do período de estado estacionário. Estruturas típicas de biofilme no estado estacionário também são mostradas. (B) porosidade do biofilme versus a espessura no estado estacionário.



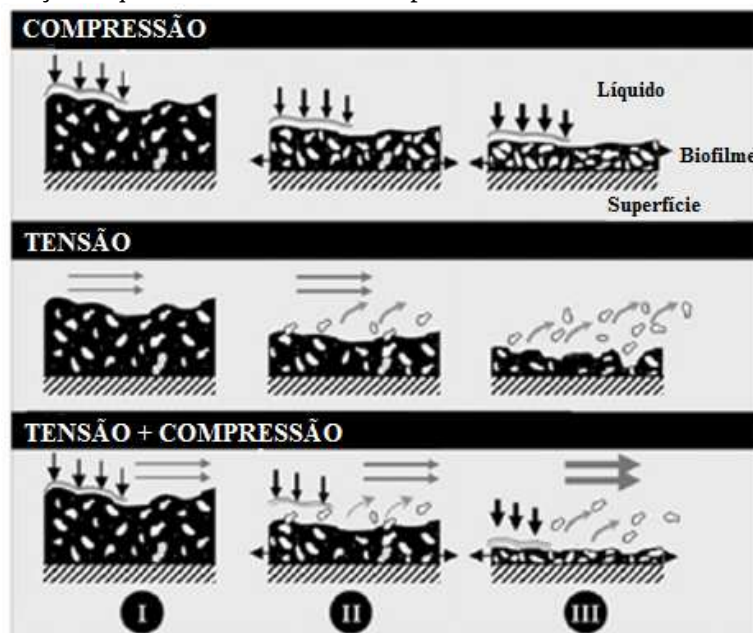
Fonte: Adaptado de XAVIER *et al.*, 2005.

Outros autores também observaram redução da espessura do biofilme com o aumento da velocidade do líquido (MENDONÇA *et al.*, 2001; CHANG *et al.*, 1991 *apud* LIU & TAY, 2002; HORN *et al.*, 2003).

Devido à tensão de cisalhamento aplicada, ocorrem tanto desprendimento quanto deformação do biofilme. Paul *et al.* (2012) realizaram experimentos com biofilmes desenvolvidos sob tensões de cisalhamento de várias naturezas e com diversos substratos e, para o mesmo substrato, também constataram diminuição da espessura e da massa do biofilme com o aumento da tensão de cisalhamento. Porém, observaram que, abaixo de um valor de cerca de 2 Pa, descolamentos predominaram e, acima deste valor, a evolução da redução da

espessura do biofilme pode ter sido regulada por fenômenos de compactação (Figura 8). Descolamento prevaleceu para a parte superior do biofilme e compressão prevaleceu para as camadas inferiores.

Figura 8: Representação esquemática dos diferentes processos resultantes de tensão de cisalhamento.



Fonte: PAUL *et al.*, 2012.

Outro efeito da tensão de cisalhamento em biofilmes refere-se à densidade do biofilme. Esta, expressa como a massa seca de biofilme sobre um determinado substrato, dividida pela espessura média, aumenta com a elevação da tensão aplicada (PAUL *et al.*, 2012; CHANG *et al.*, 1991 *apud* LIU & TAY, 2002).

Destaca-se que o aumento na densidade pode ser responsável pelo aumento da coesão (PAUL *et al.*, 2012) e estudos experimentais mostraram que os biofilmes densos são mais coesos que os biofilmes porosos (KWOK *et al.*, 1998, *apud* ROCHEX *et al.*, 2009). Além disso, tem-se observado uma estratificação da coesão de biofilmes submetidos a diferentes forças de descolamento (ROCHEX *et al.*, 2009). Observações sugerem que o biofilme divide-se em duas camadas: uma camada superior espessa, fracamente coesa e composta por uma espécie dominante, e uma fina camada basal, fortemente coesa e composta por uma população mais diversificada com cinco espécies principais. Nas camadas superiores, compostas por biofilmes jovens, as espécies mais competitivas dominaram enquanto que, na camada basal, a diversidade foi maior, provavelmente devido à maturação do biofilme. O tempo de detenção de células na base do biofilme é maior uma vez que as bactérias da base do biofilme têm a vantagem de serem protegidas de descolamento, enquanto as bactérias à superfície do

biofilme são removidas mais rapidamente a partir do sistema através de descolamento (FURUMAI & RITTMAN, 1994). Além disso, enquanto a biomassa mais antiga, localizada mais profundamente no biofilme, é densa e compacta, a nova biomassa que se forma preferencialmente na superfície do biofilme com uma elevada taxa de crescimento e uma de baixa densidade é relativamente flexível e macia, sendo, portanto, mais susceptível a forças de cisalhamento (ROCHEX *et al.*, 2009). Assim, a tensão de cisalhamento desacelera a maturação do biofilme e tende a manter um biofilme jovem (ROCHEX *et al.*, 2008).

Ademais, diferenças na coesão do biofilme também foram associadas a diferenças na composição microbiana do biofilme (ROCHEX *et al.*, 2009). Stoodley *et al.* (2002) cultivaram biofilmes sob fluxo laminar e turbulento e, além das diferenças estruturais, o estudo também sugere que ambientes de alto cisalhamento selecionam subpopulações que têm maiores afinidades de ligação ao substrato e produzem biofilmes mais fortes. Isto sugere que a estrutura da comunidade pode ser um parâmetro importante na compreensão do desprendimento do biofilme (ROCHEX *et al.*, 2009).

Além da coesão, coeficientes de difusão de substrato no biofilme também têm sido relacionados com a densidade de biofilme (WASHE *et al.*, 2002).

Substratos são entregues do fluido ao biofilme, normalmente através de uma combinação de difusão e advecção (KLAPPER, 2004), e a densidade e a continuidade deste proporcionam uma estrutura que pode limitar o transporte advectivo de substratos para o biofilme (PEYTON, 1996). Assim, os filmes de base são, portanto, mais susceptíveis de serem dominado por difusão molecular (PEYTON, 1996). Já o filme de superfície, caracterizado como região mais heterogênea perto da interface biofilme/líquido, em escoamento turbulento, a morfologia de sua superfície pode contribuir significativamente para a fricção de fluido e o transporte advectivo pode dominar o movimento de nutrientes no filme superficial (PEYTON, 1996). Já em regime laminar, deve ser esperada ausência de um efeito significativo da velocidade do líquido uma vez que é sabido que neste tipo de fluxo não há efeitos de turbulência sobre a superfície do biofilme, que levem a uma maior taxa de descolamento e transporte de massa (CLEAVER & YATES, 1973; CLEAVER & YATES, 1975 *apud* BRITO *et al.*, 1999).

É importante caracterizar os mecanismos de transferência de massa e os coeficientes de difusão na matriz biológica, uma vez que a remoção de substrato em reatores de biofilme é tipicamente limitada pela transferência de massa (SIEGRIST *et al.*, 1985). De fato, as limitações de transferência de massa são referidas nos processos metanogênicos e o efeito do

fluxo externo como um agente ativo no processo de transporte interno em sistemas anaeróbios foi levantado (BRITO *et al.*, 1999).

Brito *et al.* (1999) realizaram trabalho experimental para estudar a relação entre o transporte de massa interno em biofilmes metanogênicos e velocidades de fluidos. Os resultados obtidos mostraram que, para o caso de biofilmes formados sob diferentes velocidades, os coeficientes de transferência de massa obtidos atingiram valores semelhantes. No entanto, um fenômeno diferente foi observado quando mudanças de velocidade foram impostas sobre biofilmes previamente formados. Neste caso, a análise estatística dos resultados mostrou que a aplicação de velocidades transitórias de fluido a um biofilme já formado tem um impacto sobre as taxas de transferência de massa interno dentro desse biofilme, provavelmente devido aos efeitos de convecção adicionais. Aumento de 8,8 vezes na taxa de fluxo de líquido aumentou o transporte de massa interno em 20% em média (BRITO *et al.*, 1999).

Porém vale destacar que não foi dado tempo suficiente para os biofilmes ajustarem a sua estrutura para as alterações na velocidade do fluido, uma vez que o estudo foi realizado em poucas horas. O impacto de diferentes velocidades certamente dependerá da estrutura do biofilme e deve ser salientado que a relação entre a velocidade e a convecção interna foi limitada no referido trabalho (BRITO *et al.*, 1999).

Dependendo da rugosidade da superfície do biofilme e das condições de fluxo, Siegrist *et al.* (1985) também observaram aumento da transferência de massa para o biofilme com o aumento da velocidade de fluxo. Por outro lado, Eberl *et al.* (2000) concluíram que o aumento da velocidade aumenta a convecção, mas, não necessariamente, contribui significativamente para a transferência de massa do líquido para o biofilme. Ele parece mais ser um mecanismo de transporte de massa através dos canais de biofilme.

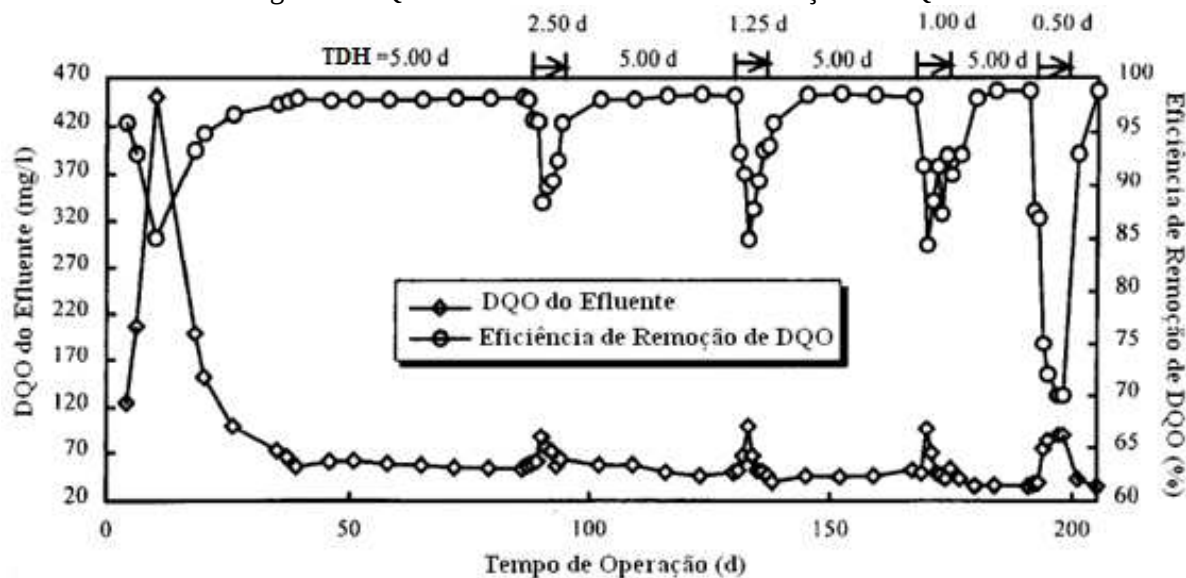
Deve-se compreender que as condições hidrodinâmicas, de fato, têm um duplo efeito sobre os comportamentos de transferência de massa em biofilmes, ou seja, elevada turbulência iria facilitar a difusão do substrato em biofilmes, no entanto, a força de cisalhamento aumenta a densidade do biofilme que por sua vez reduz a difusividade do substrato em biofilmes. A difusividade de substrato observada seria um resultado líquido destes dois fenômenos (LIU & TAY, 2002).

Nos sistemas de tratamento, as variações ambientais e operacionais existem e irão sempre exercer um efeito sobre os sistemas de tratamento de águas residuais. Em termos gerais, pode ser dito que os reatores anaeróbios se comportam de forma semelhante quando

expostos a alguma mudança abrupta em condições de funcionamento ou processo. As respostas típicas incluem acumulação de ácidos graxos voláteis (AGV), queda no valor do pH e alcalinidade, redução da eficiência de remoção de matéria orgânica, por vezes, maior lavagem dos microrganismos, entre outros (LEITÃO *et al.*, 2006).

Chua *et al.* (1997) estudaram a estabilidade de um reator anaeróbio de filme fixo alimentado com efluente sintético de laticínio de 3000 mg DQO/L e tempo de detenção hidráulica (TDH) de 5 d. Choques hidráulicos com duração de 7 dias, foram impostos pela redução do TDH de 5,0 dias para 2,5, 1,25, 1,0 e 0,5 d para simular cargas de choque hidráulico de duas, quatro, cinco e dez vezes, respectivamente, com concomitante diminuição da concentração afluenta a fim de manter constante a carga de DQO no afluenta. Durante estes choques hidráulicos, houve redução da eficiência de remoção da DQO, resultando num maior valor de DQO do afluenta (Figura 9). Sob cargas de choque hidráulico de dois, quatro e cinco vezes, a eficiência de remoção de DQO foi temporariamente reduzida de cerca de 98,0% para entre 84,4 e 88,3%. Por outro lado, sob carga de choque hidráulico de 10 vezes, o rendimento do tratamento deteriorou drasticamente - a eficiência de remoção de DQO caiu imediatamente de 98,1% para 87,6% e continuou a cair até atingir 70,0% no sexto dia (Figura 9).

Figura 9: DQO do efluente e eficiência de remoção de DQO.

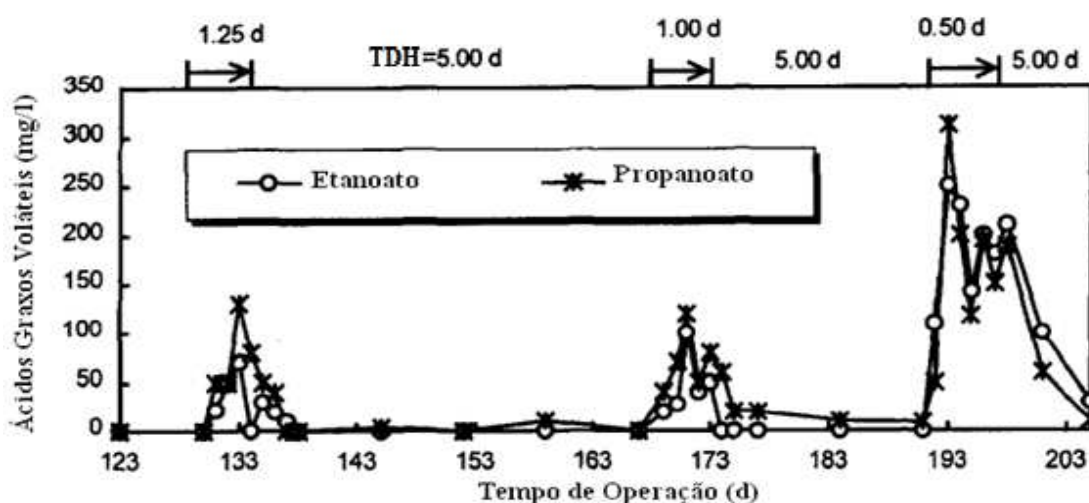


Fonte: CHUA *et al.*, 1997.

Neste mesmo estudo, os autores realizaram análises periódicas de ácidos graxos voláteis (AGV) no efluente tratado. Na redução do TDH para 2,50 d, concentrações insignificantes foram obtidas. Entretanto, quando o TDH foi modificado de 5,00 d para 1,25 e

1,00 d, as concentrações de ácido etanóico e de ácido propanóico no efluente tratado aumentou para 24,2 e 70,0 mg / L, respectivamente (Figura 10). As concentrações destes AGV caíram rapidamente para níveis negligenciáveis após seis dias de contínua aplicação da carga de choque. Porém, para uma carga de choque hidráulico crítico de 10 vezes, houve acúmulo significativo de AGV, e a concentração de ácido etanóico e ácido propanóico aumentou para 250 e 312 mg / L, respectivamente (Figura 10). Esta acumulação de AGV no interior do reator inibiu os microrganismos metanogênicos, resultando em azedamento do reator e falha do processo.

Figura 10: AGV no efluente.

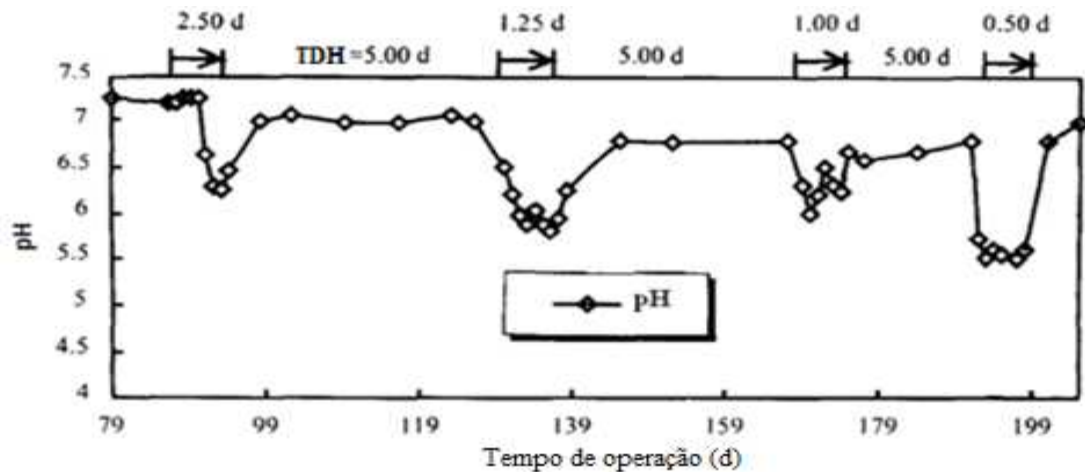


Fonte: CHUA *et al.*, 1997.

Segundo os autores, este comportamento de acumulação temporal dos AGV correspondeu bem com as observações de declínio temporal e retomada rápida do pH do efluente, a eficiência de remoção de DQO, a taxa de produção de biogás e concentração de metano. Carga de choque hidráulico parece inibir os microrganismos metanogênicos, provocando uma acumulação de AGV e declínio na produção de metano (CHUA *et al.*, 1997). Feng *et al.* (2008) também observaram acumulação de AGV quando aplicada redução do TDH de 18h para 9h num reator de chicanas.

Com relação ao pH, Chua *et al.* (1997) observaram que durante os choques hidráulicos houve redução do pH chegando a reduzir de aproximadamente 7,0 para 5,5, sob a condição mais severa de choque hidráulico, a de 10 vezes (Figura 11).

Figura 11: pH no efluente.



Fonte: Adaptado CHUA *et al.*, 1997.

Comportamento semelhante aos obtidos por Chua *et al.* (1997) foi observado por Ribeiro *et al.* (2001) ao investigarem o comportamento de um filtro anaeróbio de fluxo ascendente tratando efluente a base de ácido oleico sob condições de choque orgânico e choque hidráulico. Eles também constataram diminuição da eficiência de remoção de DQO, aumento nas concentrações de AGV efluentes e oscilação do pH. Sob cargas de choque hidráulico, o aumento da velocidade do fluxo ascendente de 0,3 para 0,4 m/h reduziu a eficiência de remoção de DQO de 68 para 51%.

Por outro lado, na pesquisa realizada por CAMARGO *et al.* (2001) observou-se que o filtro sofreu maior influência pela concentração de DQO no afluente que pelas variações graduais no TDH. Os autores avaliaram o desempenho de filtro anaeróbio com enchimento de bambu para tratamento de esgotos domésticos frente a diminuição gradativa no tempo de detenção hidráulica. O reator era operado com TDH de 9 horas e foi diminuído em uma hora a cada aproximadamente trinta dias, até o valor de 2 horas. Com 438 a 450 dias de operação o filtro estava sendo operado com TDH de 6 horas tratando afluentes mais concentrados (DQO=1054 mg/L) e obteve melhor eficiência de remoção que os períodos anteriores com TDH maior e afluentes menos concentrados. Esse fato se repetiu no período de 485 a 526 dias de operação.

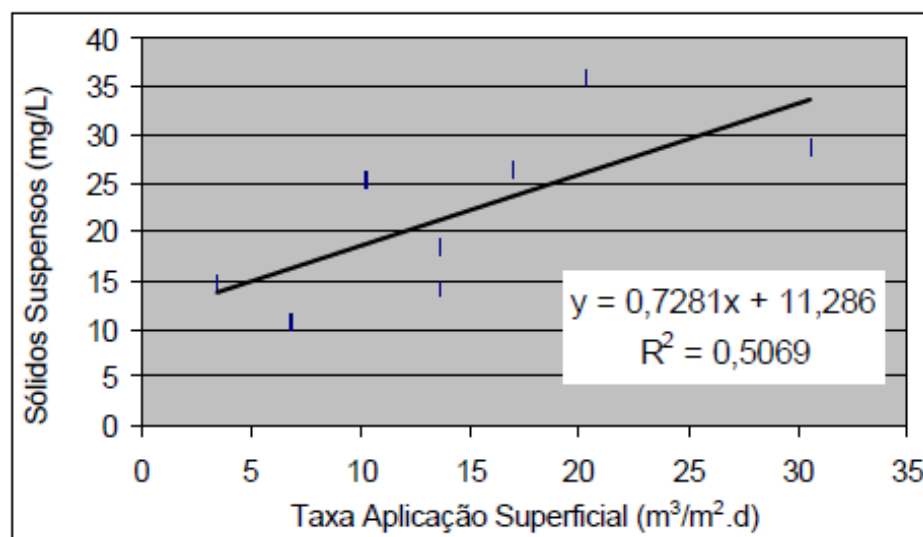
Pesquisa realizada por Andrade Neto *et al.* (2001) em reatores alimentados com efluente com menor concentração de DQO mostrou que o sistema de tratamento manteve a performance sob diferentes TDH. Estes autores realizaram estudo sobre o efeito da vazão na eficiência do tratamento de esgoto essencialmente doméstico. Os filtros foram alimentados

por efluente de tanque séptico com concentração de DQO média de 215 mg/L. A pesquisa desenvolvida foi realizada em três etapas, cada uma com duração de aproximadamente 6 meses alterando a vazão de alimentação dos filtros de 7,5 m³/dia, na primeira etapa, para 15 m³/dia e 10 m³/dia na segunda e terceira etapas, respectivamente, com tempos de detenção hidráulica real de: 9,5 horas na 1ª etapa, 4,8 horas na 2ª etapa e 7,2 horas na 3ª etapa. Os resultados mostraram que os filtros mantiveram a performance nos diferentes TDH, até mostraram maior eficiência de remoção de matéria orgânica e de sólidos com o acréscimo da vazão na 2ª etapa. Segundo os autores, a melhor performance dos filtros na segunda etapa em relação à primeira, deve-se, certamente, ao acúmulo de lodo ativo nos interstícios, com o passar do tempo.

Diferentemente dos resultados obtidos por Andrade Neto *et al.* (2001), outros autores observaram aumento de sólidos nos efluentes (BORJA & BANKS, 1995; NASCIMENTO *et al.*, 2001).

Nascimento *et al.* (2001) avaliaram a qualidade de efluente de filtros biológicos aplicados ao pós-tratamento de efluentes de reatores UASB e constataram uma deterioração da qualidade do efluente com o aumento da taxa de aplicação. Na Figura 12 é mostrada relação entre a taxa de aplicação hidráulica e a concentração de sólidos suspensos no efluente dos filtros.

Figura 12: Correlação entre taxa de aplicação hidráulica e concentração sólidos suspensos efluente.



Fonte: NASCIMENTO *et al.*, 2001.

Desta forma, percebe-se que as forças de cisalhamento aplicadas além de terem influência na estrutura do biofilme – tensões mais intensas aumentam o descolamento de

biomassa, reduzem a espessura, aumentam a densidade, elevam a coesão e diminuem a rugosidade de biofilmes – interferem no desempenho do tratamento. De acordo com o exposto, os choques hidráulicos podem causar inibição de microrganismos responsáveis pelo tratamento, levando à redução do desempenho do reator apresentando, em muitos casos, acúmulo de AGV e diminuição do pH no reator e aumento de matéria orgânica no efluente. Destaca-se que estes efeitos foram observados em reatores tratando efluentes com concentração elevada de matéria orgânica submetidos a uma vazão mais elevada por período de dias, e, estudos realizados em sistemas tratando esgotos menos concentrados, parecem não apresentar grande influência dos choques hidráulicos na eficiência do tratamento.

Salienta-se ainda que os estudos relatados baseiam-se em variações de vazão que parecem não ocorrer espontaneamente em sistemas individuais de tratamento, variações estas como exemplificadas por Fernandes (2012), as quais ocorrem em um curto intervalo de tempo, da ordem de poucos minutos.

3. Material e métodos

3.1. Descrição do sistema experimental

3.1.1. Local de instalação e operação do sistema

Esta pesquisa foi realizada num sistema de tratamento de esgoto instalado na Residência Universitária do Campus I da Universidade Federal da Paraíba (UFPB), na cidade de João Pessoa, Estado da Paraíba, Região Nordeste do Brasil. Trata-se de uma cidade com clima tropical que, segundo análise de dados de temperatura da estação meteorológica do Laboratório de Energia Solar da UFPB, realizada por Sobreira (2010), apresentou temperatura média de 25,6°C no trimestre mais frio (junho, julho e agosto) e 28,2°C no trimestre mais quente (janeiro, fevereiro e março), no período de 1984 a 2008, sendo que, nos últimos anos, foi observada a elevação da temperatura média.

O sistema existente no local foi concebido e montado por Fernandes (2012), sendo posteriormente adaptado para possibilitar a realização da presente fase da pesquisa.

Em 22 de janeiro de 2013, após o término da execução das alterações do antigo sistema, teve início sua operação. O seu acompanhamento foi então efetuado de janeiro à dezembro de 2013.

3.1.2. Configuração das unidades experimentais

A alimentação do sistema foi feita através de uma derivação dos tubos de queda de dois banheiros localizados no andar superior da residência universitária, como pode ser visto na Figura 13.

Figura 13: Detalhe da conexão dos tubos de queda com o sistema de tratamento.

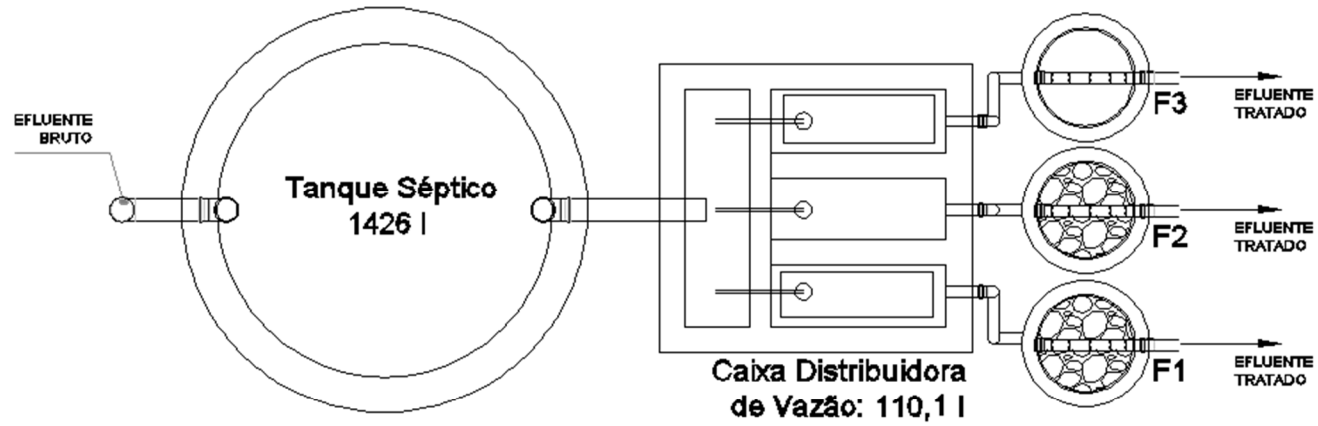


O sistema de tratamento de esgoto era composto por: tanque séptico, caixa distribuidora de vazão e 3 reatores anaeróbios de fluxo ascendente, conforme Figuras 14 e 15. A presente pesquisa focou apenas nos reatores 1 e 2, não sendo o reator 3 seu objeto de estudo. Os reatores 1 e 2 eram filtros anaeróbios e doravante serão chamados de filtro 1 (F1) e filtro 2 (F2).

No interior da caixa distribuidora de vazão, antecedendo o filtro 1, foi implantada uma caixa limitadora dos picos de vazão, Figura 14. Tratava-se de uma caixa de chapa de nylon de 6 mm de espessura com volume calculado para comportar o maior pico de vazão observado por Fernandes (2012) e com orifício de saída dimensionado para liberar cerca de três vezes a vazão média geral de todas as observações feitas por este mesmo autor no presente sistema de tratamento. Desta forma, tratava-se de um filtro com limitação dos picos de vazão, filtro 1, e outro sem limitação de vazão, filtro 2.

Figura 14: Esquema do sistema de tratamento experimental de esgoto.

PLANTA



CORTE

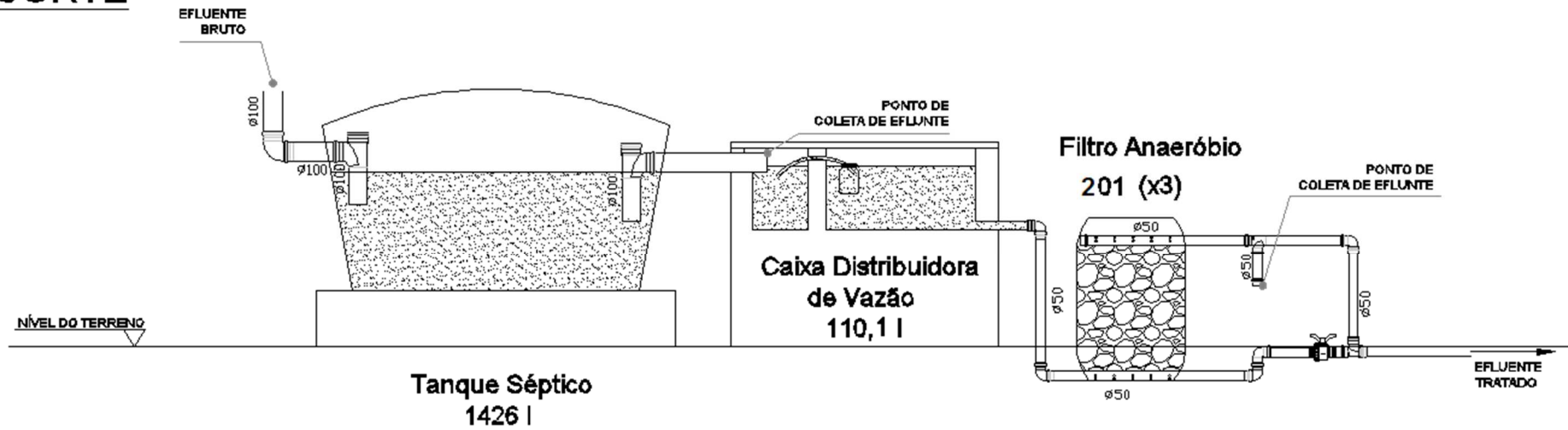


Figura 15: Sistema de tratamento implantado na Residência Universitária da UFPB.



Figura 16: Vista interna da caixa de distribuição de vazão – presença de caixas limitadoras dos picos vazão antecedendo o filtro 1.



O esgoto passava primeiramente pelo tanque séptico. Por motivos de praticidade, utilizou-se como tanque séptico um reservatório cilíndrico em fibra de vidro de 2000 litros.

Em seguida o efluente passava por uma caixa de distribuição de vazão, cujo objetivo era garantir que as vazões afluentes aos filtros fossem iguais. A caixa de distribuição de vazão foi construída em alvenaria de tijolo revestida com compartimentos no formato prismático

retangular, como pode ser visto nas Figuras 17, 18 e 19. O esgoto vindo do tanque séptico destinava-se a um primeiro compartimento e deste era transferido a outros três compartimentos em paralelo, cada um antecedendo a um dos filtros. Esta transferência era feita mediante um conjunto de três sifões (Figura 20) onde, à medida que o nível subia no compartimento inicial, ocorria o transbordamento simultâneo de recipientes cuidadosamente nivelados nos três compartimentos, para que ocorresse a divisão por igual da vazão. Detalhe do recipiente e do sifão observa-se na Figura 21

Figura 17: Entrada do efluente do tanque séptico na caixa de distribuição de vazão.



Figura 18: Vista dos três compartimentos da caixa de distribuição de vazão que antecedem os três filtros.



Figura 19: Vista da caixa de distribuição de vazão.



Figura 20: Sifões de transferência de volumes na caixa de distribuição de vazão.



Figura 21: Detalhe do sifão e do recipiente colocado em um dos três compartimentos.



Segundo Vertchenko *et al.* (2009), na transferência de fluido por meio de sifão, a perda de carga deve ser considerada. Esta perda de carga está relacionada ao tipo de escoamento e ao tipo de líquido; material, comprimento e área da seção transversal do sifão.

Como todas estas variáveis foram as mesmas para os três compartimentos, a vazão teórica era a mesma.

Finalmente, para os três filtros, por questões práticas, foram utilizadas três bombonas de polietileno de 201 litros cada.

3.1.3. Material de preenchimento dos filtros

Dentre os materiais filtrantes para filtro anaeróbio indicados pela NBR 13969/1997 (ABNT, 1997), foi utilizado neste trabalho a brita nº 4. Na versão mais atual, de 2009, da NBR 7211, que trata de agregados graúdos e miúdos destinados à produção de concretos, não é mais utilizada a classificação das britas de 1 a 5, mas sim por faixas de granulometria. Portanto, baseando-se na edição de 1983 da mesma norma, que trazia esta classificação, a brita nº4 é a que apresenta a granulometria representada na Quadro 6 abaixo.

Quadro 6: Limites granulométricos de agregado graúdo.

Graduação	Porcentagem retida acumulada, em peso, nas peneiras de abertura nominal, em mm, de											
	76	64	50	38	32	25	19	12,5	9,5	6,3	4,8	2,4
0	-	-	-	-	-	-	0-10	0	0-10	-	80-100	95-100
1	-	-	-	-	-	0	80-100	-	80-100	92-100	95-100	-
2	-	-	-	-	0	0-25	95-100	90-100	95-100	-	-	-
3	-	-	0	0-30	75-100	87-100	-	-	-	-	-	-
4	0	0-30	75-100	90-100	95-100	-	-	-	-	-	-	-
5 ^(A)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: Adaptado NBR 7211/1983 (ABNT, 1983).

Esta dimensão de agregado não é usualmente utilizada em estruturas de concreto, portanto não é de fácil aquisição no mercado. Sendo assim, o material utilizado foi obtido através da demolição de paralelepípedo, com posterior escolha das pedras com as dimensões adequadas, conforme ilustra Figura 22 e 23 a seguir.

Figura 22: Britas obtidas de demolição utilizadas como material de suporte.



Figura 23: Filtros preenchidos com as britas.



O índice de vazios, resultante da divisão do volume de vazios pelo volume total do reator, foi de aproximadamente 49,3% em ambos os filtros.

Destaca-se que nestes reatores havia lodo remanescente da pesquisa realizada anteriormente por Fernandes (2012) neste sistema de tratamento, o que funcionou como inóculo e favoreceu a partida destes reatores.

3.1.4. Dimensionamento das unidades experimentais

3.1.4.1. Dimensionamento do tanque séptico

De acordo com a NBR 7229/1993 (ABNT, 1993), o volume útil total do tanque séptico deve ser calculado pela fórmula:

$$V = 1000 + N (CT + K L_f) \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

V = volume útil, em litros

N = número de pessoas ou unidades de contribuição

C = contribuição de despejos, em litro/pessoa x dia ou em litro/unidade x dia

T = período de detenção, em dias

K = taxa de acumulação de lodo digerido em dias, equivalente ao tempo de acumulação de lodo fresco

L_f = contribuição de lodo fresco, em litro/pessoa x dia ou em litro/unidade x dia

O volume útil obtido por Fernandes (2012) foi de 1588 L. Em seu cálculo foi considerada a edificação do tipo residencial de padrão médio, cuja contribuição média é de 100 litros/pessoa.dia. Entretanto, como não houve contribuição de cozinha e lavanderia adotou-se uma contribuição de 90 litros/pessoa.dia ($C = 90 \text{ L/hab.d}$). Com estas considerações, tem-se contribuição de lodo fresco de 1 l/hab.dia ($L_f = 1 \text{ L/hab.d}$). Além disso, de acordo com informações obtidas no local, o número de ocupantes era de duas pessoas em cada quarto, ou seja, um total de quatro ocupantes ($N = 4 \text{ hab}$). Para dois quartos a contribuição diária era de 360 L/dia. A partir desta contribuição, foi adotado tempo de detenção hidráulica de 1 dia ($T = 1 \text{ dia}$).

Por fim, o autor adotou o intervalo de limpeza do lodo de um ano. Para este intervalo de limpeza e sendo a temperatura ambiente maior que 20°C, tem-se taxa de acumulação de lodo igual a 57 dias ($K = 57 \text{ dias}$).

Por motivos de praticidade, utilizou-se um reservatório em fibra de vidro de 2000 litros, que correspondeu a um volume útil de 1.426 litros.

3.1.4.2.Caixa de distribuição de vazão

De acordo com as considerações anteriores, chegou-se à vazão média diária total de 360 litros/dia e ao volume útil do tanque séptico de 1.588 litros. O volume de distribuição de vazão, de acordo com suas dimensões internas, foi calculado em 110,1 litros, que somado ao volume do tanque séptico resulta em 1.536,10 litros, ou seja, valor mais próximo do volume útil necessário para o tanque séptico.

3.1.4.3.Dimensionamento dos filtros

De acordo com a NBR 13969/1997 (ABNT, 1997), o volume útil do leito filtrante (V_u), em litros, é obtido pela equação:

$$V_u = 1,6 NCT \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:

N é o número de contribuintes;

C é a contribuição de despejos, em litros x habitantes/ dia;

T é o tempo de detenção hidráulica, em dias.

Com base na vazão média diária total obtida – 360 litros/dia – e na temperatura local, tem-se tempo de detenção hidráulica de 0,92 dias ($T=0,92$ dias). Com este valor de tempo de detenção hidráulica e considerando os mesmos parâmetros utilizados no dimensionamento do tanque séptico, foi obtido volume útil $V_u = 530$ l.

Como são três filtros, obteve-se que cada um deveria possuir no mínimo 177 litros. Por questões práticas, utilizaram-se três bombonas de polietileno, cujo volume útil é de 201 litros.

A NBR 13969/1997 (ABNT, 1997) prescreve que a altura do leito filtrante, já incluindo o fundo falso, deve ser limitada a 1,2 m, entretanto admite a não utilização de fundo falso, devendo para isso preencher todo o volume com material filtrante. Fernandes (2012) adotou uma altura útil de 78 cm para os filtros. Apesar de não haver limites mínimos na norma, Ávila (2005) concluiu que a utilização de filtros com altura útil a partir de 69 cm é viável e capaz de apresentar desempenho satisfatório semelhante ao dos filtros com altura de 1,2 m.

3.1.5. Caixa limitadora dos picos de vazão (CLPV)

3.1.5.1. Cálculo da carga hidráulica máxima e do orifício de saída

Para o dimensionamento da CLPV, foram utilizados dados apresentados por Fernandes (2012) referentes ao mesmo sistema utilizado nesta pesquisa. Segundo resultados obtidos pelo autor, nas medições de vazão realizadas, a contribuição diária média afluenta a cada um dos filtros foi de 198,87 l/d. O orifício de saída da caixa limitadora de vazão foi calculado para descarregar vazão máxima de aproximadamente três vezes esta vazão média ($Q_{\text{saída,máx}} = 3 Q_{\text{méd}} = 596,4 \text{ L/d}$).

Para cálculo do orifício foi utilizada a equação de Bernoulli para um escoamento sem viscosidade, incompressível e em regime permanente, representada pela Equação 3 abaixo.

$$\frac{p}{\gamma} + H + \frac{v^2}{2g} = \text{constante} \quad (\text{Equação 3})$$

Onde

v = velocidade do fluido ao longo do conduto

g = aceleração da gravidade

H = altura com relação a um referencial

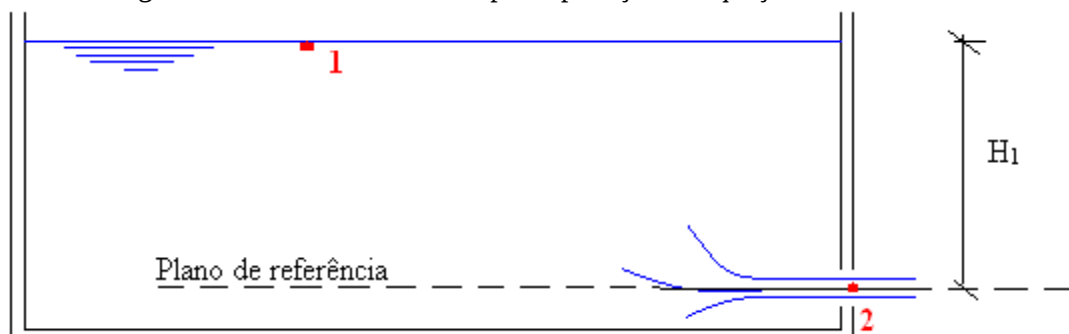
p = pressão ao longo do recipiente

γ = peso específico do fluido

Para dois pontos do escoamento, ilustrados pela Figura 24, temos a seguinte equação (Equação 4):

$$\frac{p_1}{\gamma} + H_1 + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + H_2 + \frac{v_2^2}{2g} \quad (\text{Equação 4})$$

Figura 24: Pontos considerados para aplicação da equação de Bernoulli.



Para determinar a velocidade de esvaziamento de um reservatório através de um orifício a partir da Equação 4, podem ser consideradas as seguintes hipóteses simplificadoras:

- H_2 coincide com o plano de referência ($H_2 = 0$);
- Pressões relativas nulas;
- Dimensão do reservatório bem maior que a do orifício, logo, V_1 é desprezível.

Desta forma obtêm-se a equação de Torricelli abaixo (Equação 5):

$$V = \sqrt{2gH} \quad (\text{Equação 5})$$

Onde

V = velocidade através do orifício (m/s)

g = aceleração da gravidade (m/s^2)

H = carga hidráulica ou altura da água acima do orifício (m).

Sabendo que $Q = A \times V$ (Equação 6)

Onde, $A = \frac{\pi d^2}{4}$, (Equação 7) sendo d = diâmetro do orifício

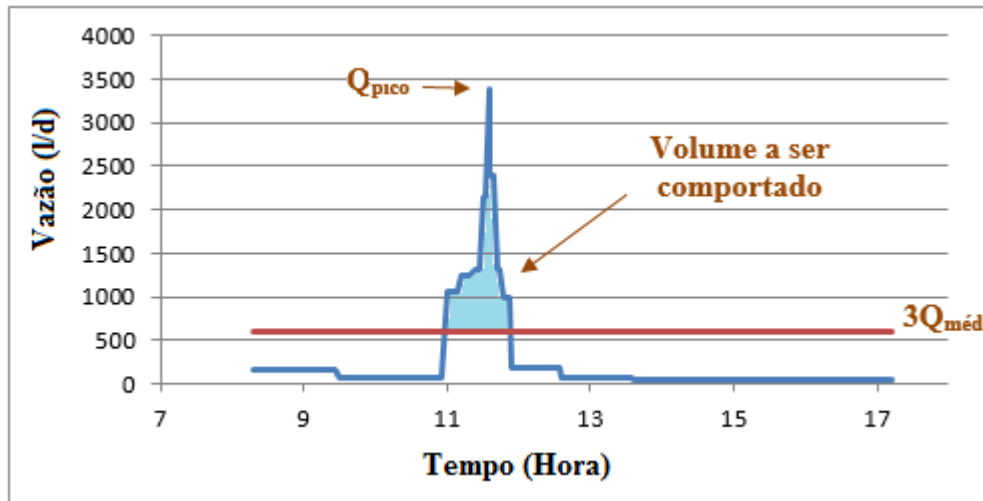
Tem-se, $Q = \frac{\pi d^2}{4} \sqrt{2gH}$ (Equação 8)

A partir da Equação 8, para $Q = 3Q_{\text{méd}}$ e considerando uma carga hidráulica de 24,61 cm ($H = 0,2461$ m), coerente com o espaço disponível pelo sistema, obteve-se $d = 2,0$ mm.

3.1.5.2.Cálculo do volume

De acordo com as medições de vazão realizadas por Fernandes (2012) ao longo do dia, as vazões de pico atingiam cerca de até 18 vezes a vazão média. Portanto, foi calculado o volume a ser armazenado no caso da vazão afluyente da caixa limitadora ser maior do que a de saída do orifício. Considerando uma vazão máxima de saída da caixa de três vezes a vazão média, o volume máximo a ser comportado seria de 33,38 L, conforme Figura 25.

Figura 25: Vazão de esgoto afluyente a um dos filtros na Medição realizada em 21/06/2011.



Fonte: Adaptado de FERNANDES, 2012.

Com altura máxima de carga hidráulica limitada em 24,61 cm seria necessária uma área de $0,1356 \text{ m}^2$ para armazenar este volume. Foi utilizado o espaço disponível no local, adotando-se as dimensões de 21,0 cm e 69,2 cm, resultando numa área de $0,1453 \text{ m}^2$, maior do que a requerida, garantindo o armazenamento do volume necessário. Além disso, foi feita uma abertura de 2 cm na parte superior da caixa para permitir a extravasão, caso ocorressem picos de vazão maiores que os previstos (Figuras 26 e 27). Detalhe da vazão de saída da caixa e vista da mesma no local de tratamento segue nas Figuras 28 e 29, respectivamente.

Entretanto, a ocorrência de extravasamento poderia gerar aumento considerável da vazão afluyente do filtro, assim, o extravasor foi posicionado a partir da altura de 28,00 cm, permitindo a ocorrência de vazão de saída do orifício maior que três vezes a vazão média, de modo que, nesses casos eventuais, a vazão ainda teria uma margem de amortecimento antes de extravasar.

Figura 26: Detalhe da caixa limitadora de vazão (dimensões em metro).

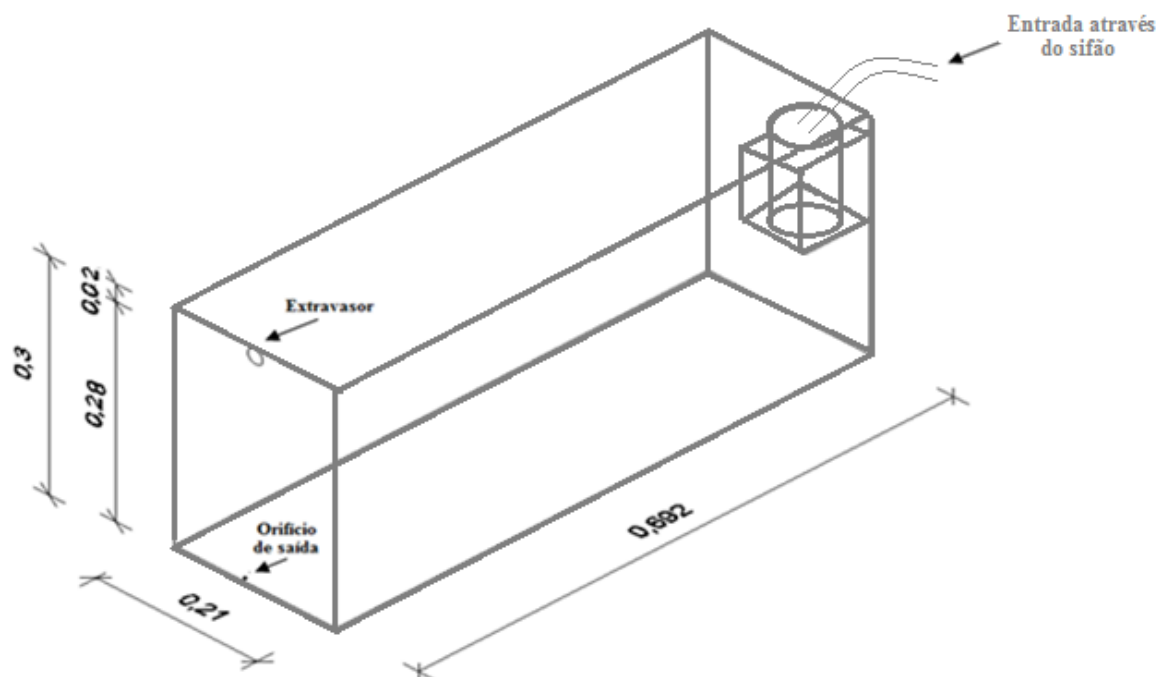


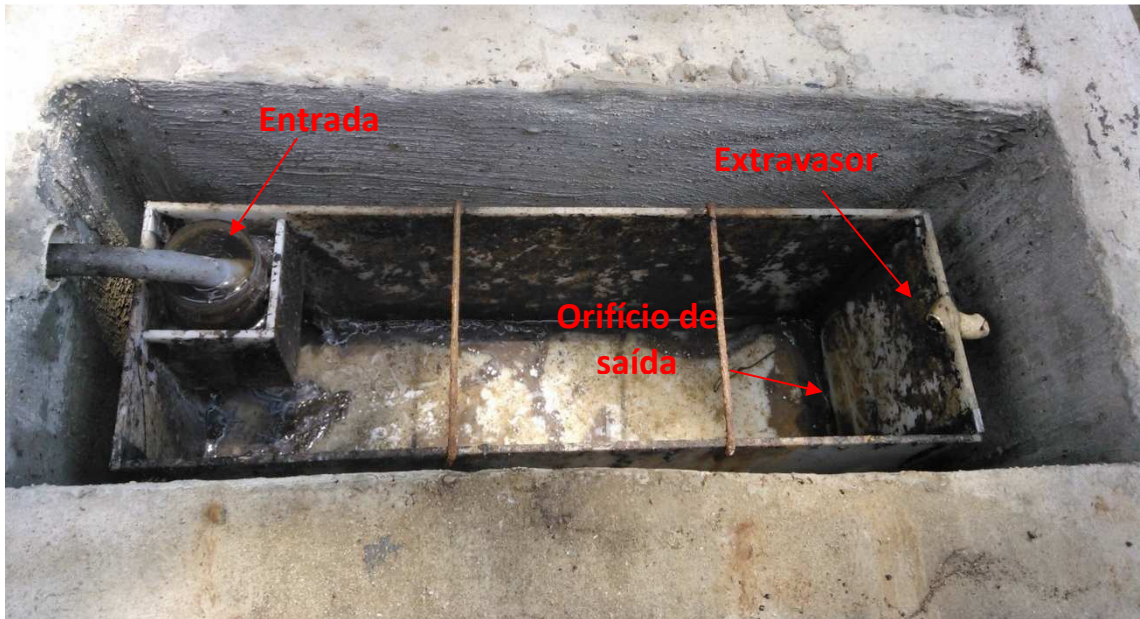
Figura 27: Caixa limitadora de vazão.



Figura 28: Detalhe da vazão de saída do orifício da caixa limitadora de vazão.



Figura 29: Caixa limitadora de vazão implantada no sistema de tratamento.



3.2. Monitoramento

3.2.1. Manutenção do sistema

A manutenção do sistema foi feita através de visitas nas quais eram realizados os seguintes procedimentos:

- Verificação do funcionamento dos sifões – caso necessário, eram refeitos;
- Verificação do funcionamento do orifício da CLPV – caso necessário, era feita sua desobstrução;
- Verificação de vazamentos nas tubulações externas – caso necessário, era providenciado seu estancamento;
- Transferência do(s) volume(s) complementar(es) necessário(s) para equilibrar as vazões – volumes definidos conforme resultado de medição de vazão.

Estas visitas eram realizadas quatro vezes ao dia nos horários de 08:00, 11:00, 14:00 e 18:00 horas, de segunda a sexta. Nos finais de semana e feriados, era realizada uma única visita diária.

Além disso, para evitar frequente obstrução do orifício da CLPV, quando havia acumulação de sólidos nesta caixa, era feita a retirada destes sólidos e os mesmos eram direcionados ao filtro, sendo depositados após a CLPV e antes da entrada do filtro.

3.2.2. Medição de vazão

As vazões de alimentação dos filtros eram vazões espontâneas, geradas pelos habitantes no uso dos banheiros aos quais o sistema estava conectado. Desta forma, para saber a variação diária de vazão de esgoto através dos filtros, foram feitas aproximadamente duas medições mensais. Ao longo de todo o período da pesquisa foi realizado um total de 16 medições, nas datas constantes no Quadro 7.

Quadro 7: Datas e dias da semana em que foi realizada aferição da vazão.

Medição	Data	Dia da semana
1	07/02/2013	Quinta-feira
2	21/02/2013	Quinta-feira
3	07/03/2013	Quinta-feira
4	21/03/2013	Quinta-feira
5	04/04/2013	Quinta-feira
6	11/04/2013	Quinta-feira
7	14/06/2013	Sexta-feira
8	04/07/2013	Quinta-feira
9	24/07/2013	Quarta-feira
10	07/08/2013	Quarta-feira
11	19/08/2013	Segunda-feira
12	06/09/2013	Sexta-feira
13	04/10/2013	Sexta-feira
14	11/10/2013	Sexta-feira
15	01/11/2013	Sexta-feira
16	22/11/2013	Sexta-feira

A medição da vazão em cada filtro era realizada através de coletas do efluente dos filtros em baldes (Figura 30) e posterior medição destes volumes armazenados através de provetas de 1 litro (Figura 31). O horário no qual cada volume era medido e a quantidade medida eram registrados em planilha, para possibilitar a determinação das vazões ao longo do tempo. Estas aferições eram executadas num período de 12 horas entre as 7 e 19 horas.

Figura 30: Medição da vazão dos filtros.



Figura 31: Provetas utilizadas para medição dos volumes armazenados nos baldes.



Ao final de cada medição, era analisado o volume total de esgoto recebido por cada filtro. A partir das diferenças de vazão encontradas, eram calculados volumes complementares a serem transferidos para um dado reator para garantir maior proximidade dos volumes recebidos por cada um dos filtros nos dias posteriores.

Destaca-se que, como as medições de vazão eram realizadas no período diurno (de 07 às 19 horas), foram feitas três medições de vazão num período de 24h, nos dias indicados no Quadro 8, para análise da contribuição no período noturno.

Quadro 8: Medições de vazão realizadas num período de 24 horas.

Medição durante 24 horas	Data	Dia da semana
1	03/12/2013	Terça-feira
2	04/12/2013	Quarta-feira
3	06/12/2013	Sexta-feira

3.2.3. Coleta

O monitoramento do sistema foi realizado visando analisar sua eficiência no tratamento de esgoto. As coletas foram iniciadas um mês após o sistema ter entrado em operação. As amostras eram coletadas sempre no turno da manhã, por volta das 07:00 horas, na frequência de, aproximadamente, uma vez por mês. Ao longo de todo o período da pesquisa foi realizado um total de 11 coletas, nas datas constantes no Quadro 9.

Quadro 9: Datas de coleta do sistema.

Coleta	Data
1	28/02/2013
2	14/03/2013
3	02/05/2013
4	23/05/2013
5	26/06/2013
6	08/08/2013
7	23/08/2013
8	11/09/2013
9	22/10/2013
10	12/11/2013
11	10/12/2013

O monitoramento do sistema foi feito através de análises de amostras coletadas em três pontos distintos:

- Efluente do tanque séptico (ETS) – que coincide com o afluente dos filtros;
- Efluente do filtro 1 (F1);
- Efluente do filtro 2 (F2).

Destaca-se que não foi coletada amostra do afluente do tanque séptico devido à proximidade com que o sistema foi instalado da fonte geradora do esgoto, dificultando a obtenção de uma amostra homogênea.

No que se refere à amostra do efluente do tanque séptico (ETS), esta era coletada na entrada da caixa de distribuição de vazão, que se encontra ilustrada na Figura 32. A coleta do efluente dos filtros foi feita com o auxílio de um béquer de plástico, por meio de uma derivação na tubulação de saída dos mesmos, a qual pôde ser vista anteriormente na Figura 30.

Figura 32: Entrada do efluente do tanque séptico na caixa de distribuição de vazão.



Os recipientes utilizados para acondicionar as amostras eram devidamente limpos e possuíam volume de 2 litros. Após serem preenchidos, os mesmos eram levados imediatamente ao Laboratório de Saneamento da UFPB, procedendo-se de imediato às análises. Quando isto não era possível, as mesmas eram preservadas em baixa temperatura (4°C aproximadamente).

Eram analisadas as seguintes variáveis: temperatura, pH, alcalinidade, turbidez, amônia, DBO₅, DQO, sólidos sedimentáveis, sólidos suspensos e sólidos suspensos voláteis. As análises foram realizadas no laboratório de saneamento da UFPB e obedeceram aos procedimentos metodológicos descritos no APHA, AWWA, WEF, 1999. Os parâmetros e seus respectivos métodos de análises utilizados e condições das análises em que as mesmas foram realizadas estão descritas no Quadro 10.

Quadro 10: Métodos de análises utilizados para determinação dos parâmetros e as condições das análises.

Parâmetros	Método	Normatização	Condição
pH	Eletrométrico	APHA-4500-H ⁺ B	Sem réplica
Temperatura	Eletrométrico	APHA-2550 B	Sem réplica
Sólidos Suspensos	Gravimétrico	APHA-2540 D	Duplicata
Sólidos Sedimentáveis	Método do cone Imhoff	APHA-2540 Fa	Sem réplica
Turbidez	Nefelométrico	APHA-2130 B	Triplicata
Alcalinidade	Titulação potenciométrica	APHA-2320 B	Triplicata
Nitrogênio amoniacal	Método fotométrico da Nesslerização Direta	SILVA & OLIVEIRA, 2001	Triplicata
DBO ₅ ²⁰	Manométrico	Leitura direta em aparelho WTW, modelo OxiTopS6/IS12/IS12-6	Triplicata
DQO	Método da refluxação fechada	APHA-5220 C	Triplicata

3.2.4. Apresentação e tratamento dos dados obtidos

3.2.4.1. Verificação do padrão de distribuição dos dados

Para realização do tratamento estatístico dos dados, os mesmos foram submetidos ao teste de Kolmogorov-Smirnov modificado por Lilliefors a um nível de significância de 5% para verificação da distribuição normal de acordo com Sokal & Rohlf (2012).

3.2.4.2. Gráficos *boxplot* e de comportamento temporal

O *boxplot*, ou diagrama de caixa, é um gráfico que capta importantes aspectos de um conjunto de dados, fornecendo detalhes da distribuição dos dados. Este gráfico é construído com base no resumo dos cinco números, constituído por:

- Valor mínimo
- Primeiro quartil (Q1)
- Mediana
- Terceiro quartil (Q3)
- Valor máximo

O gráfico é formado por uma caixa construída paralelamente ao eixo da escala dos dados e vai desde o primeiro quartil (25% dos menores valores) até o terceiro quartil (75% dos valores observados). A caixa portanto representa 50% de todos os valores observados, concentrados na tendência central dos valores, eliminando os 25% menores valores e 25% maiores valores. Nesta caixa traça-se uma linha na posição da mediana.

A partir desta caixa, para cima, segue uma linha até o ponto mais remoto que não exceda $LS = Q_3 + 1,5 (Q_3 - Q_1)$, chamado *limite superior*. De modo similar, da parte inferior do retângulo, para baixo, segue uma linha até o ponto mais remoto que não seja menor do que $LI = Q_1 - 1,5 (Q_3 - Q_1)$, chamado *limite inferior*. Os valores compreendidos entre estes dois limites são chamados *valores adjacentes*. As observações que estiverem acima do limite superior ou abaixo do limite inferior estabelecidos serão chamados *pontos exteriores* e representados por asteriscos. Essas são observações destoantes das demais e podem ou não ser o que chamamos de *outliers* ou *valores atípicos* (BUSSAB & MORETTIN, 2004).

Além dos gráficos *boxplot*, os dados foram também apresentados em gráficos que exprimiam suas variações no tempo.

3.2.4.3. Análise de variância

Foi feito o tratamento estatístico dos dados utilizando análise de variância. Também denominada como ANOVA, a análise de variância é um procedimento estatístico para testes de hipóteses na comparação de médias de dois ou mais grupos amostrais. Este teste produz uma estatística ou razão F que quando comparado com o valor crítico F_C da distribuição F , torna possível a verificação de existência de diferenças significativas entre as médias dos conjuntos a um certo nível de significância.

Neste trabalho, a ANOVA foi aplicada aos conjuntos de dados de um mesmo parâmetro analisado dos pontos de coleta ETS, F1 e F2. Os dados foram submetidos a este procedimento com a finalidade de se verificar a existência de diferenças significativas entre a

média dos dados do ETS e cada um dos filtros (ETS x F1) e (ETS x F2), e entre os filtros (F1 x F2), ao nível de significância de 5%.

A estatística F dá como resultado quantas vezes a variabilidade das médias amostrais é maior que a variabilidade amostral. Ela é obtida pela seguinte equação (Equação 9):

$$F = \frac{\text{Variação entre}}{\text{Variação dentro}} = \frac{S_b^2}{S_w^2} = \frac{\frac{\sum_{j=1}^k n_j (\bar{X}_j - \bar{\bar{X}})^2}{k-1}}{\frac{\sum_{j=1}^k (n_j - 1) S_j^2}{n_T - k}} \quad (\text{Equação 9})$$

Onde,

k é o número de amostras

n_T é o número total de elementos observados

$n_T - k$ é o número de graus de liberdade

S^2 é a variância

$\bar{\bar{X}}$ é o valor da grande média que pode ser calculado usando a média ponderada das médias das k amostras, conforme segue (Equação 10):

$$\bar{\bar{X}} = \sum_{i=1}^k \bar{X}_i \frac{n_i}{n_T} \quad (\text{Equação 10})$$

O procedimento do teste de hipóteses que deve ser estabelecido é o seguinte:

- A hipótese nula H_0 afirma que as k médias tem o mesmo valor de média;
- A hipótese alternativa H_1 afirma que nem todas são iguais, pelo menos duas são diferentes.

Calculado o valor de F dado pela Equação 9, o passo seguinte foi comparar à estatística F com o valor crítico F_C da distribuição F , que foi determinado a partir da relação do grau de liberdade da variável do numerador (v_1) e grau de liberdade da variável do denominador (v_2) observado na tabela de Fisher, para um nível de significância $\alpha = 5\%$. Sendo $v_1 = k - 1$ e $v_2 = n_T - k$.

A partir dos valores obtidos para F e F_C conclui-se:

- ($F < F_C$) - Se o valor da estatística F é menor que o valor crítico da distribuição F , então pode-se dizer que:
 - As médias amostrais não são significativamente diferentes entre si;

- A hipótese nula H_0 deve ser aceita;
 - É razoável aceitar que a diferença entre os valores das médias das amostras seja devido somente à variabilidade amostral;
 - O resultado não é estatisticamente significativo;
- ($F > F_C$) - Se o valor da estatística F é maior que o valor crítico da distribuição, então pode-se dizer que:
 - As médias amostrais são significativamente diferentes entre si;
 - A hipótese alternativa H_1 deve ser aceita;
 - Não é razoável aceitar que a diferença entre os valores das médias das amostras seja devido somente à variabilidade amostral;
 - O resultado é estatisticamente significativo;

Portanto, caso a análise estatística do F dos dados relativos a um determinado parâmetro seja maior do que o F_C , pode-se considerar que:

- (ETS x F1) e (ETS x F2): O pós-tratamento do efluente do tanque séptico pelo filtro anaeróbio possui influência significativa no que se refere ao parâmetro estudado.
- (F1 x F2): A limitação dos picos de vazão afluente ao filtro influencia significativamente no tratamento no que se refere ao parâmetro estudado.

3.2.4.4. Cinética da reação

Grande parte das reações que ocorrem no tratamento de esgotos são lentas, e a consideração da sua cinética é, portanto, importante. Na área de tratamento de esgotos, várias reações ocorrem segundo cinética de primeira ordem, entre elas, a remoção de matéria orgânica. Foi determinada a constante k da reação de primeira ordem referente à remoção de DBO_5 e DQO pelos filtros, através da seguinte equação:

$$C = C_0 \cdot e^{-kt} \quad \rightarrow \quad k = \frac{\ln\left(\frac{C_0}{C}\right)}{t} \quad (\text{Equação 11})$$

Onde:

k = constante cinética da reação de primeira ordem (d^{-1})

C_0 = quantidade inicial da substância no início do tempo (mg/L)

C = quantidade restante da substância no tempo t (mg/L)

t = tempo de detenção hidráulica (d)

A constante cinética de reação de primeira ordem, k , foi calculada para o TDH real (que considera o volume útil do filtro, excluindo-se o volume preenchido pelo material de suporte) e para o TDH aparente (que considera o volume total do filtro, incluindo o volume ocupado pelo material de preenchimento dos filtros) referindo-se a k real e k aparente, respectivamente.

4. Resultados

4.1. Medições de Vazão

As medições de vazão efetuadas nos filtros são mostradas nas Figuras de 33 a 48.

Figura 33: Variação da vazão nos filtros no dia 07/02/2013 (quinta-feira).

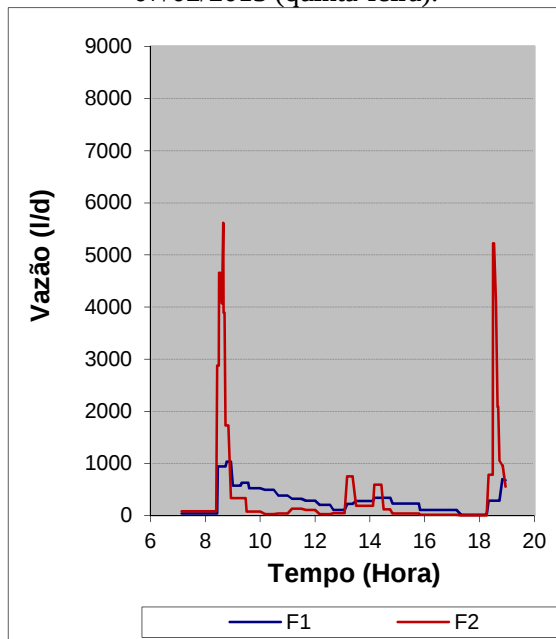


Figura 34: Variação da vazão nos filtros no dia 21/02/2013 (quinta-feira).

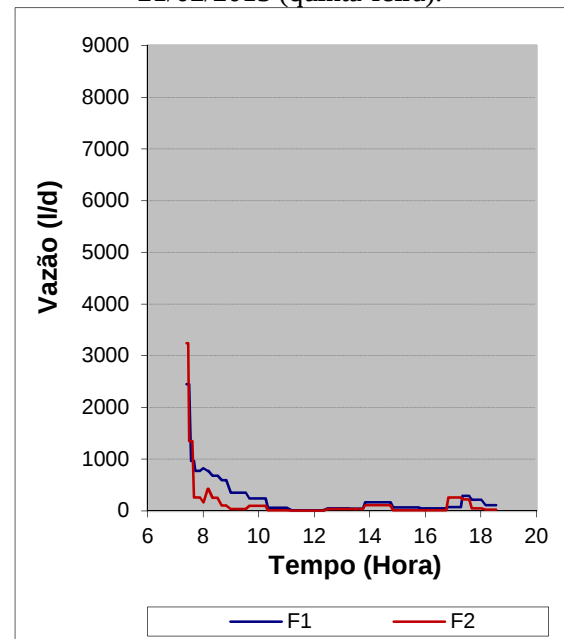


Figura 35: Variação da vazão nos filtros no dia 07/03/2013 (quinta-feira).

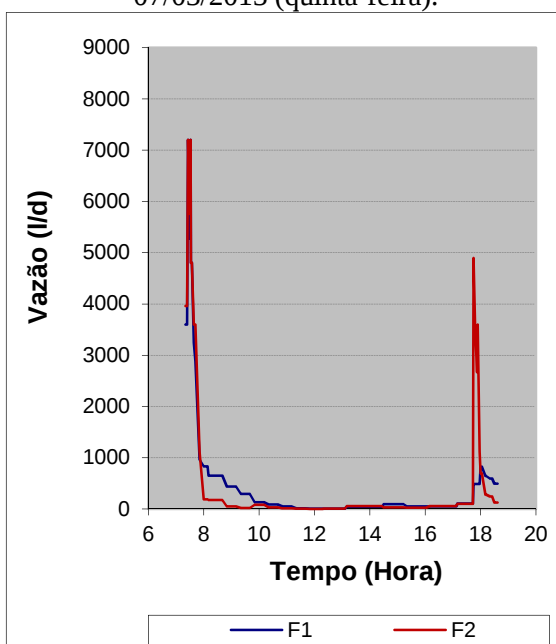


Figura 36: Variação da vazão nos filtros no dia 21/03/2013 (quinta-feira).

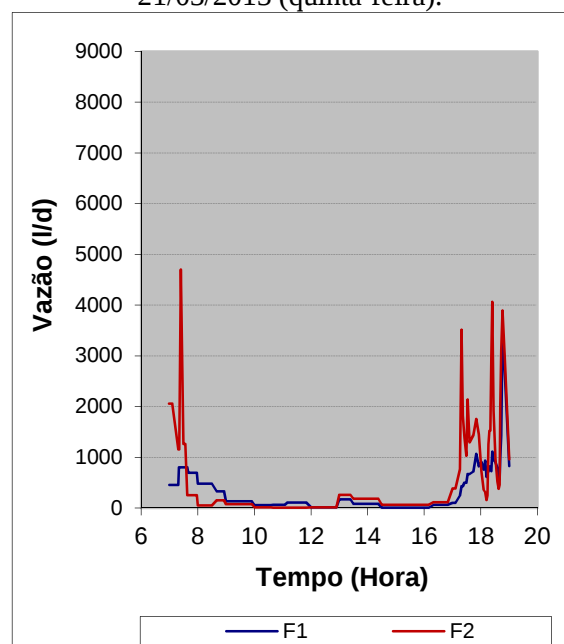


Figura 37: Variação da vazão nos filtros no dia 04/04/2013 (quinta-feira).

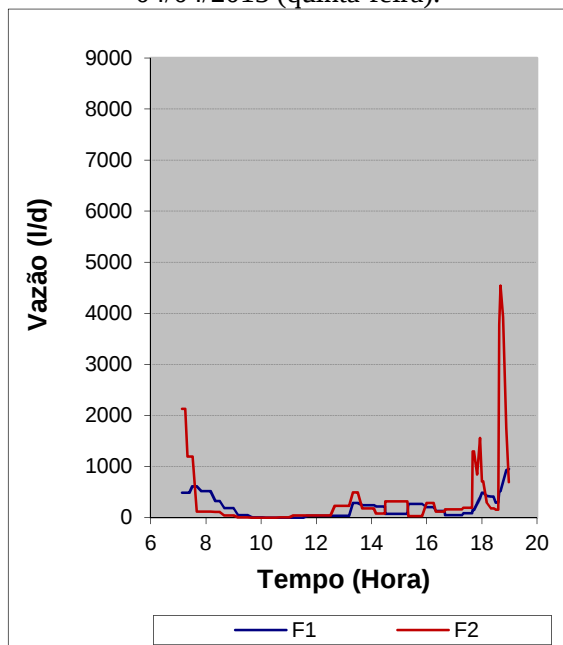


Figura 38: Variação da vazão nos filtros no dia 11/04/2013 (quinta-feira).

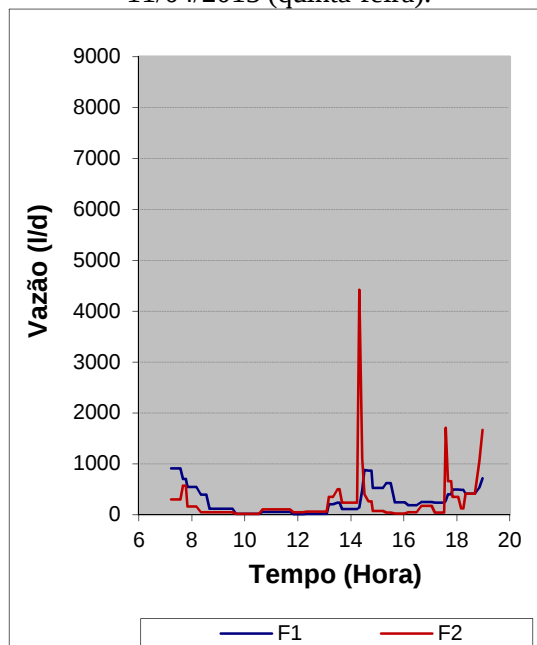


Figura 39: Variação da vazão nos filtros no dia 14/06/2013 (sexta-feira).

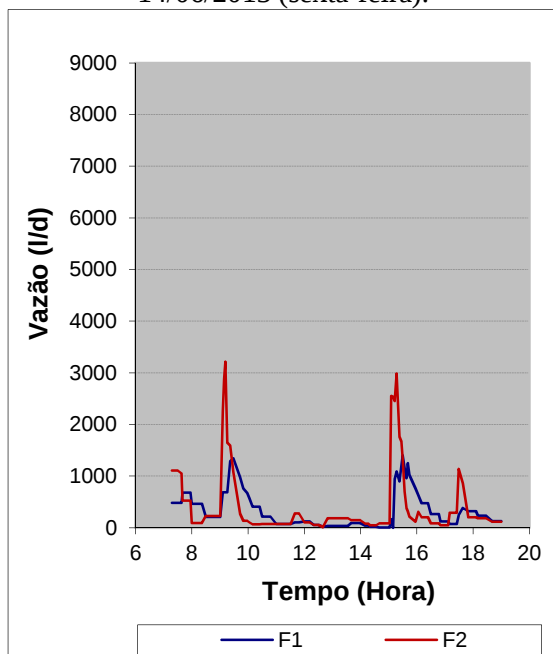


Figura 40: Variação da vazão nos filtros no dia 04/07/2013 (quinta-feira).

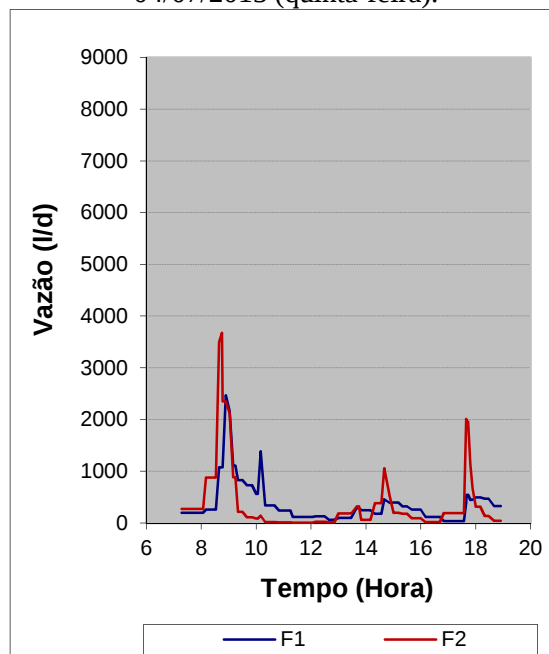


Figura 41: Variação da vazão nos filtros no dia 24/07/2013 (quarta-feira).

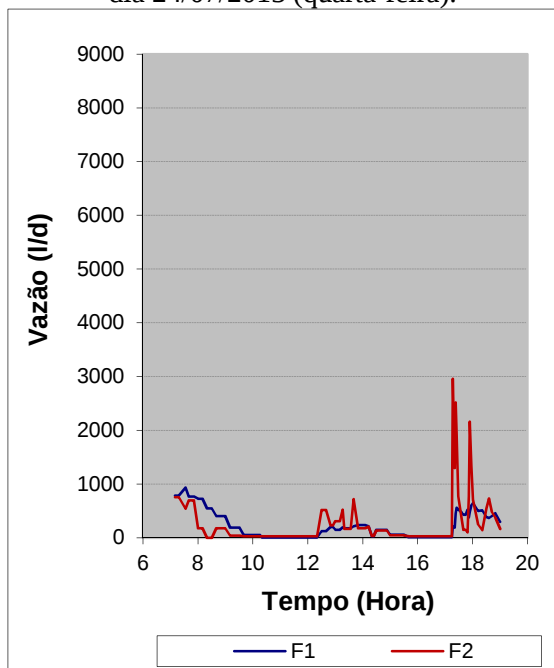


Figura 42: Variação da vazão nos filtros no dia 07/08/2013 (quarta-feira).

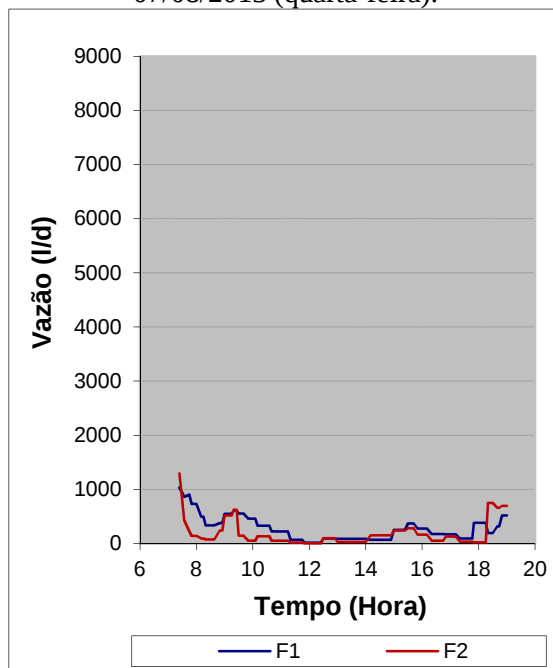


Figura 43: Variação da vazão nos filtros no dia 19/08/2013 (segunda-feira).

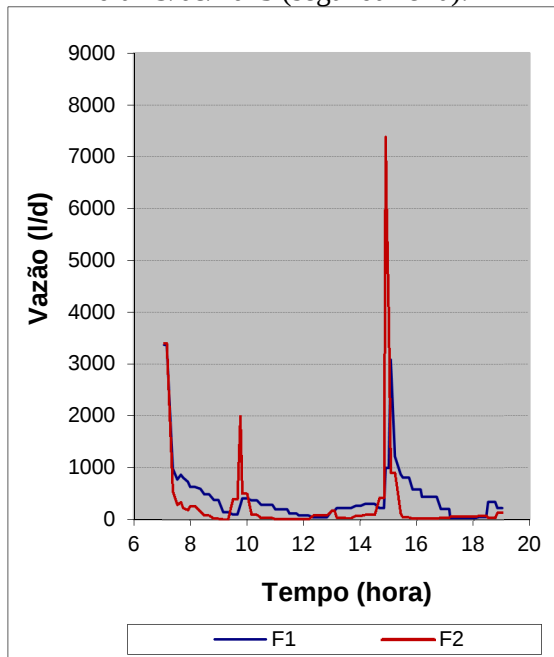


Figura 44: Variação da vazão nos filtros no dia 06/09/2013 (sexta-feira).

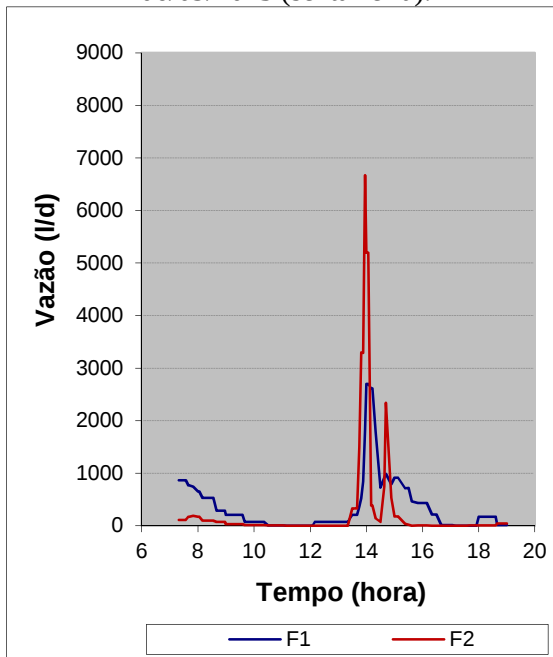


Figura 45: Variação da vazão nos filtros no dia 04/10/2013 (sexta-feira).

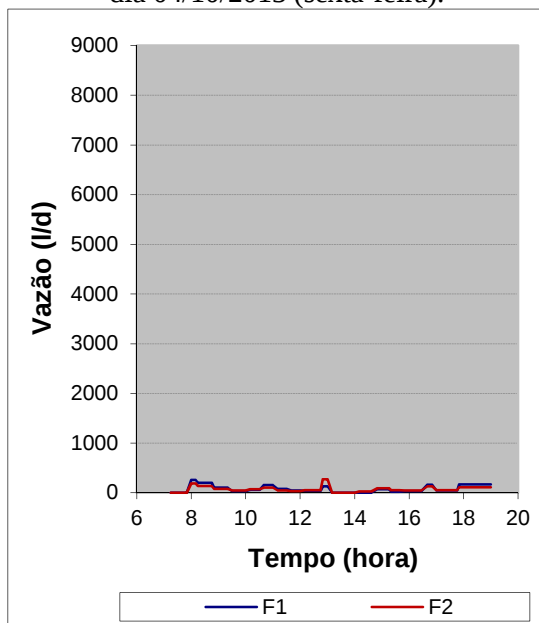


Figura 46: Variação da vazão nos filtros no dia 11/10/2013 (sexta-feira).

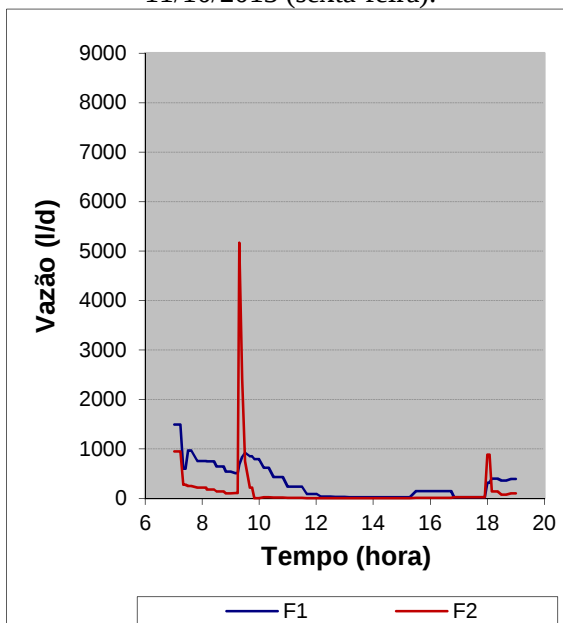


Figura 47: Variação da vazão nos filtros no dia 01/11/2013 (sexta-feira).

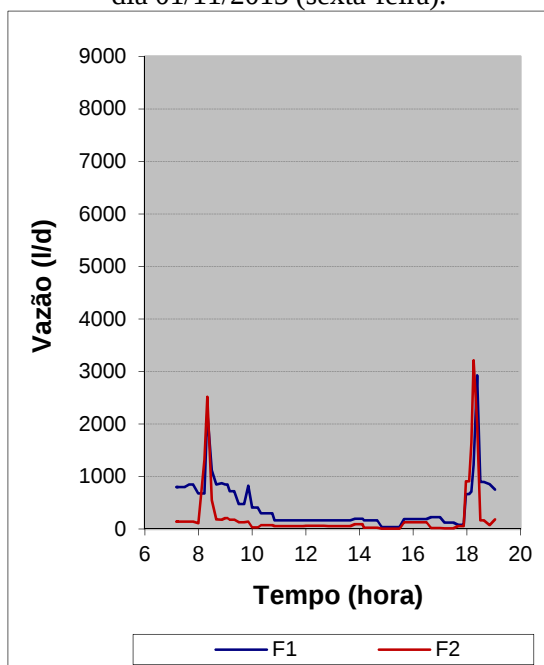
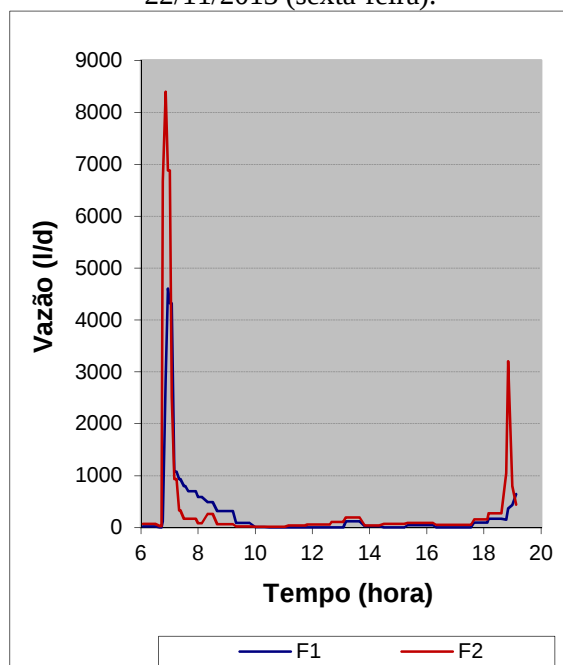


Figura 48: Variação da vazão nos filtros no dia 22/11/2013 (sexta-feira).



Os gráficos mostram que a vazão afluyente aos filtros variaram consideravelmente ao longo do dia e estas variações foram mais acentuadas no filtro 2. Isto indica que a CLPV que antecede este reator proporcionou amortecimento dos picos de vazão na maior parte das medições de vazão realizadas.

No Quadro 11 são relacionadas a vazão de pico, a vazão média, a razão entre estas vazões para ambos os filtros e o percentual de redução do pico de vazão proporcionado pela CLPV.

Foi constatada uma razão $Q_{\text{pico}}/Q_{\text{méd}}$ mínima de 3,61 e máxima de 41,46 no F2, mostrando que em sistemas individuais, nos quais a fonte geradora de esgoto está bastante próxima da unidade de tratamento, esta razão é bem mais acentuada que em estações de tratamento de esgotos convencionais que, segundo Azevedo Netto *et al.* (1998), valores usuais desta razão situam-se na faixa entre 1,65 e 3,22.

Observa-se no Quadro 11 que o maior percentual de redução dos picos de vazão foi de 85,42% e o percentual médio foi de 48,60%. Baixos valores de redução dos picos de vazão foram observados em medições nas quais ocorreram elevadas contribuições que resultaram no extravasamento da CLPV. Percentual negativo foi observado na terceira medição realizada no dia 07/03/2013. Nesta data, foi constatada uma vazão média no F2 maior que no F1, porém, a maior vazão de pico que ocorreu em cada um dos filtros foi a mesma, levando o F2 a apresentar menor valor da razão $Q_{\text{pico}}/Q_{\text{méd}}$.

Quadro 11: Vazão de pico, vazão média, razão entre estas vazões para ambos os filtros e percentual de redução do pico de vazão proporcionado pela caixa limitadora de vazão.

Medição	Data	Vazões (l/d) *						Percentual de redução do pico de vazão
		Filtro 1			Filtro 2			
		Q _{méd}	Maior Q _{pico}	Razão Q _{pico} /Q _{méd}	Q _{méd}	Maior Q _{pico}	Razão Q _{pico} /Q _{méd}	
1	07/02/2013	342,86	1032,00	3,01	317,83	5616,00	17,67	82,97
2	21/02/2013	121,18	2448,00	20,20	108,10	3240,00	29,97	32,60
3	07/03/2013	266,36	7200,00	27,03	293,34	7200,00	24,54	-10,13
4	21/03/2013	313,88	3504,00	11,16	379,61	4704,00	12,39	9,91
5	04/04/2013	235,34	955,20	4,06	281,26	4545,60	16,16	74,89
6	11/04/2013	241,55	908,57	3,76	223,86	4417,92	19,74	80,94
7	14/06/2013	302,34	1396,80	4,62	341,48	3216,00	9,42	50,94
8	04/07/2013	347,15	2468,57	7,11	335,58	3672,00	10,94	35,01
9	24/07/2013	154,36	935,04	6,06	207,79	2959,00	14,24	57,46
10	07/08/2013	227,45	1030,40	4,53	174,82	1296,00	7,41	38,89
11	19/08/2013	302,90	3369,60	11,12	232,66	7382,40	31,73	64,94
12	06/09/2013	277,19	2701,03	9,74	211,65	6670,80	31,52	69,08
13	04/10/2013	95,06	259,20	2,73	74,81	269,76	3,61	24,38
14	11/10/2013	246,71	1490,95	6,04	124,69	5169,60	41,46	85,42
15	01/11/2013	378,20	2925,00	7,73	216,53	3211,20	14,83	47,85
16	22/11/2013	260,80	4608,00	17,67	321,45	8400,00	26,13	32,39
Média		257,08	2327,02	9,16	220,34	4498,14	19,49	48,60

* Vazão média e vazão de pico observadas no período de medição (período diurno, das 07 às 19 horas, totalizando um período de 12 horas).

Nas medições de vazão, eram medidos os volumes afluentes ao sistema no período de 07 às 19 horas. Para análise da representatividade destes volumes medidos (de 07 às 19h) diante do volume total afluente num período de 24 h, foram realizadas três medições de vazão num período de 24, nos dias indicados no Quadro 12. Nestas medições realizadas, o volume total de contribuição ao sistema de tratamento (que coincide com o afluente do tanque séptico), no período diurno representou em média cerca de 50,50% do volume total afluente (Quadro 12).

Quadro 12: Medições de vazão realizadas num período de 24 horas (volumes em L).

Medição durante 24 horas	Data	Dia da semana	Volume diurno total afluente ao sistema (07 às 19h)	Volume total afluente ao sistema durante 24h (07 às 07h)	Percentual referente à contribuição diurna
1	03/12/2013	Terça- feira	296,49	622,41	47,64
2	04/12/2013	Quarta-feira	356,99	678,51	52,61
3	06/12/2013	Sexta-feira	576,07	1123,89	51,26
Média do percentual referente à contribuição diurna					50,50

Após a realização de uma medição de vazão, era considerado que os volumes afluentes aos filtros nos dias posteriores permaneciam inalterados, até que fosse realizada nova medição. Com base nos volumes afluentes aos filtros obtidos nas medições de vazão e nos volumes que foram transferidos nos dias posteriores a estas medições, foi calculado o volume total recebido por cada um dos reatores, chegando-se aos resultados observados no Quadro 13.

Verifica-se que, apesar de o volume recebido por cada filtro apresentar certa diferença em alguns dias, a média dos mesmos apresenta valores bem próximos, sendo a diferença entre os dois filtros de apenas 1,62%. Desta forma, constata-se que o sistema de distribuição de vazão associado aos volumes complementares funcionou dentro de uma margem de erro aceitável. Salienta-se que a realização das transferências complementares de volume proporcionou uma maior aproximação dos volumes recebidos por cada um dos filtros, reduzindo a diferença percentual entre os valores dos volumes médios totais afluentes aos filtros de 5,58% para o referido 1,62%.

Considerando o volume total recebido por cada um dos filtros (Quadro 13) e o período de acompanhamento do sistema, obteve-se vazão média diária de 241,43 L/d afluente ao filtro 1 e 237,51 L/d afluente ao filtro 2, cerca de duas vezes maior que a vazão prevista em dimensionamento, 120L/d.

Este aumento de vazão além do previsto em dimensionamento, resultaria na necessidade de se aumentar o volume dos reatores do sistema de tratamento. Porém, esta subestimação da vazão, apesar de possivelmente interferir no desempenho dos filtros, não prejudica a comparação entre os mesmos de forma significativa. Contudo, com uma vazão menor os filtros poderiam apresentar desempenhos diferentes.

Entretanto, na pesquisa realizada por Ávila (2005), a vazão aplicada aos filtros foi 52% maior que a sugerida pela NBR 13969/1997 e a autora obteve eficiência de remoção de DQO dentro da faixa informada pela referida norma para o desempenho a ser obtido pelo filtro dimensionado de acordo com as suas recomendações, indicando que esta referência normativa é conservadora.

Quadro 13: Volumes afluentes aos filtros, em L, nos diferentes dias.

Data da medição de vazão de referência	Volume total afluente ao sistema	Volume afluente espontâneo (07 as 19h)		Volume corrigido para 24 h		Período de vigência	Volumes transferidos no período		Volume total recebido	
		F1	F2	F1	F2		F1	F2	F1	F2
07/02/2013	469,10	168,81	156,49	334,26	309,86	07/02/2013 a 20/02/2013	-136,80	0,48	4542,86	4338,46
21/02/2013	151,50	56,30	50,22	111,48	99,44	21/02/2013 a 06/03/2013	-88,31	32,40	1472,41	1424,57
07/03/2013	393,46	125,23	137,91	247,96	273,08	07/03/2013 a 20/03/2013	64,66	0,00	3536,09	3823,06
21/03/2013	494,86	157,16	190,07	311,19	376,36	21/03/2013 a 03/04/2013	0,00	0,00	4356,64	5269,01
04/04/2013	388,82	116,20	138,87	230,09	274,98	04/04/2013 a 10/04/2013	28,95	0,00	1639,58	1924,84
11/04/2013	330,13	118,26	109,60	234,16	217,02	11/04/2013 a 21/05/2013	-511,40	336,7	9089,26	9234,48
11/04/2013	330,13	110,04	110,04	217,89	217,89	22/05/2013 a 13/06/2013*	-300,70	209,20	4710,87	5220,77
14/06/2013	458,28	147,39	166,47	291,85	329,63	14/06/2013 a 03/07/2013	149,29	0,00	5986,22	6592,55
04/07/2013	482,18	168,27	162,67	333,19	322,09	04/07/2013 a 16/07/2013	-19,12	0,00	4312,39	4187,21
04/07/2013	482,18	160,73	160,73	318,25	318,25	17/07/2013 a 23/07/2013*	-9,08	0,00	2218,68	2227,76
24/07/2013	295,43	76,11	102,45	150,71	202,86	24/07/2013	0,00	0,00	150,71	202,86
24/07/2013	295,43	98,48	98,48	194,99	194,99	25/07/2013 a 06/08/2013*	0,00	0,00	2534,90	2534,90
07/08/2013	265,86	111,35	85,59	220,49	169,48	07/08/2013 a 15/08/2013	0,00	0,00	1984,44	1525,29
07/08/2013	265,86	88,62	88,62	175,48	175,48	16/08/2013 a 18/08/2013*	0,00	0,00	526,44	526,44
19/08/2013	422,13	150,40	115,52	297,80	228,74	19/08/2013 a 05/09/2013	-145,35	372,35	5215,12	4489,69
06/09/2013	394,82	134,94	103,03	267,19	204,01	06/09/2013 a 09/09/2013	-4,30	31,30	1064,45	847,34
06/09/2013	197,41	67,47	51,52	133,59	102,00	10/09/2013 a 3/10/2013**	-13,32	105,07	3192,92	2553,19
04/10/2013	126,59	46,54	36,63	92,15	72,52	04/10/2013 a 10/10/2013	-21,70	26,62	623,34	534,28
11/10/2013	271,48	123,18	62,26	243,91	123,28	11/10/2013 a 31/10/2013	-408,95	359,95	4713,18	2948,85
01/11/2013	474,02	186,21	106,61	368,72	211,10	01/11/2013 a 07/11/2013	-54,82	68,82	2526,19	1546,51
01/11/2013	474,02	158,01	158,01	312,87	312,87	08/11/2013 a 21/11/2013*	0,00	0,00	4380,12	4380,12
22/11/2013	432,86	141,99	175,01	281,16	346,54	22/11/2013 a 10/12/2013	0,00	0,00	5342,02	6584,21
TOTAL									74118,8	72916,4
									100,00%	98,38%

*Em ocasiões nas quais os sifões se desregularam por desnivelamento involuntário ou acidental, até que fosse feita uma nova medição das vazões, considerou-se que o volume afluente a cada um dos filtros era de um terço do total anteriormente aferido em medição de vazão realizada.

**No período de férias, apenas um dos quartos estava contribuindo para o sistema, portanto, neste período, foi considerado que cada filtro recebeu 50% do volume que cada um havia recebido na medição de vazão realizada anteriormente, em 06/09/2013.

Recalculando o TDH para a vazão média total obtida, chegou-se aos valores apresentados no Quadro 14. Refere-se a TDH aparente aquele calculado a partir do volume total dos filtros e o TDH real o que se baseia no volume útil dos filtros, sendo, portanto menor - hipótese esta considerada no dimensionamento e prevista na NBR 13969/1997 (ABNT, 1997).

Quadro 14: Tempo de detenção hidráulica para a vazão média real.

Ponto de Coleta	Vazão média afluente (L/d)	Volume total (L)	Índice de vazios (%)	Volume útil (L)	TDH real (dias)	TDH aparente (dias)
ETS + Caixa de distribuição	709,17*	1536,1	100%	1536,1	2,17	2,17
F1	241,43	201	49,3%	99,1	0,41	0,83
F2	237,51	201	49,3%	99,1	0,42	0,85

*Vazão calculada a partir da soma das vazões médias dos F1 e F2 e de um terceiro reator que não foi objeto de estudo desta pesquisa.

4.2. Parâmetros físico-químicos

A seguir é apresentado o comportamento temporal dos parâmetros físico-químicos e também a eficiência de remoção e comportamento cinético dos dados quando couberem.

Os dados foram submetidos, inicialmente, ao teste de normalidade de Kolmogorov-Smirnov a um nível de significância de 5%. Foi constatado que, com exceção dos dados de sólidos sedimentáveis do F1 e F2, os dados obtidos para os diversos parâmetros nos pontos de estudo possuíam distribuição normal.

4.2.1. Parâmetros das condições ambientais dos reatores

No que se refere aos parâmetros de análise das condições do ambiente do reator – pH, alcalinidade, temperatura e nitrogênio amoniacal – não foi verificada diferença significativa entre os pontos de estudo (ETS, F1 e F2) ao submeter os dados obtidos a um tratamento estatístico utilizando análise de variância para um nível de significância de 5%. Além disso, os resultados mantiveram-se dentro de faixas favoráveis ao desenvolvimento de digestão anaeróbia.

Podem ser vistos na Figura 49 gráficos *boxplot* com os dados de temperatura do obtidos e, na Figura 50, observa-se o comportamento destes dados ao longo do período de estudo. Nas quatro primeiras coletas, realizadas entre os meses de fevereiro e maio, foi observada uma temperatura média de 27,7°C. Nas quatro coletas posteriores, realizadas entre os meses de junho e setembro, houve uma redução desta média para 25,0°C. Esta variação se deu pois as coletas iniciaram-se nos meses mais quentes seguindo para os meses com temperaturas mais amenas. Após o período mais frio, os valores deste parâmetro voltaram a aumentar.

Figura 49: Gráficos *boxplot* com dados de temperatura do ETS, F1 e F2.

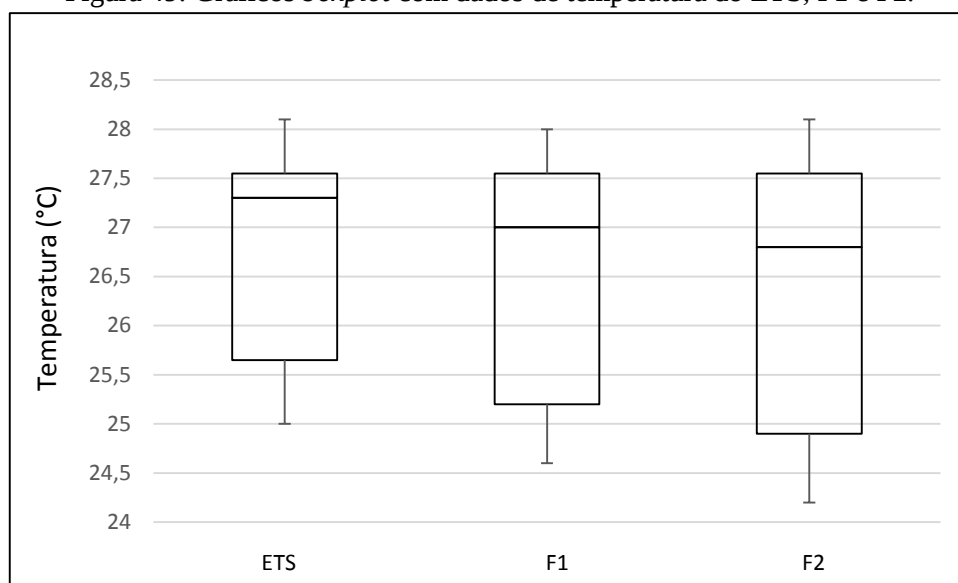
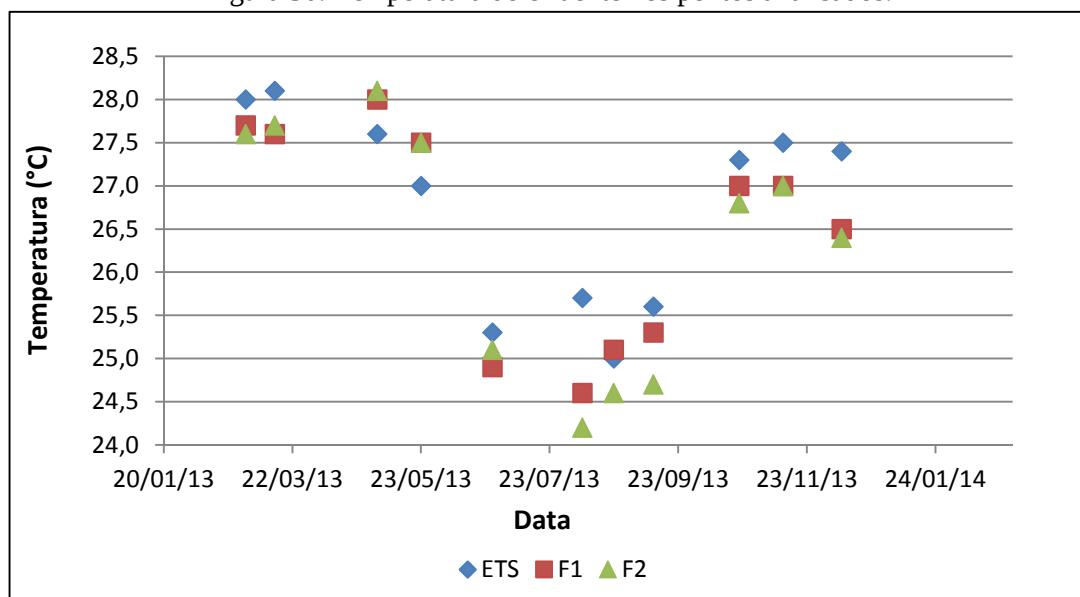


Figura 50: Temperatura do efluente nos pontos analisados.



Os resultados mostram que a temperatura no reator manteve-se na faixa mesófila (entre 20°C e 40°C), propícia ao bom desempenho de reatores anaeróbios. Além disso, na maior parte do período estudado, manteve-se dentre as temperaturas ótimas para atividade microbiana que segundo Metcalf & Eddy (1991) estão na faixa entre cerca de 25°C e 35°C.

Com relação aos dados de pH obtidos, na Figura 51 observam-se gráficos *boxplot* destes dados e, na Figura 52, pode ser visto seu comportamento ao longo do período de estudo. Verifica-se certa estabilidade dos valores ao longo do tempo, mantendo-se na faixa entre 7,5 e 8,0 na maioria das aferições, estando, portanto, dentro da faixa na qual, segundo Chernicharo (2007), pode-se conseguir estabilidade na formação do metano que, segundo o autor, é entre 6,0 e 8,0.

Figura 51: Gráficos *boxplot* com dados de pH do ETS, F1 e F2.

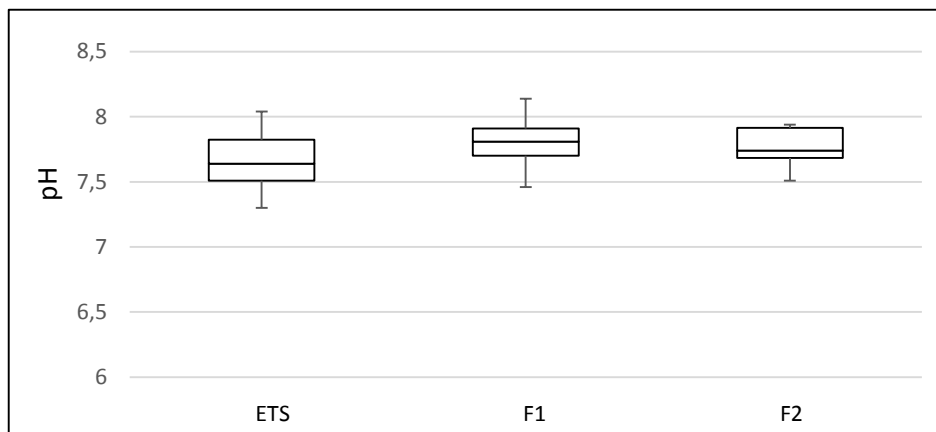
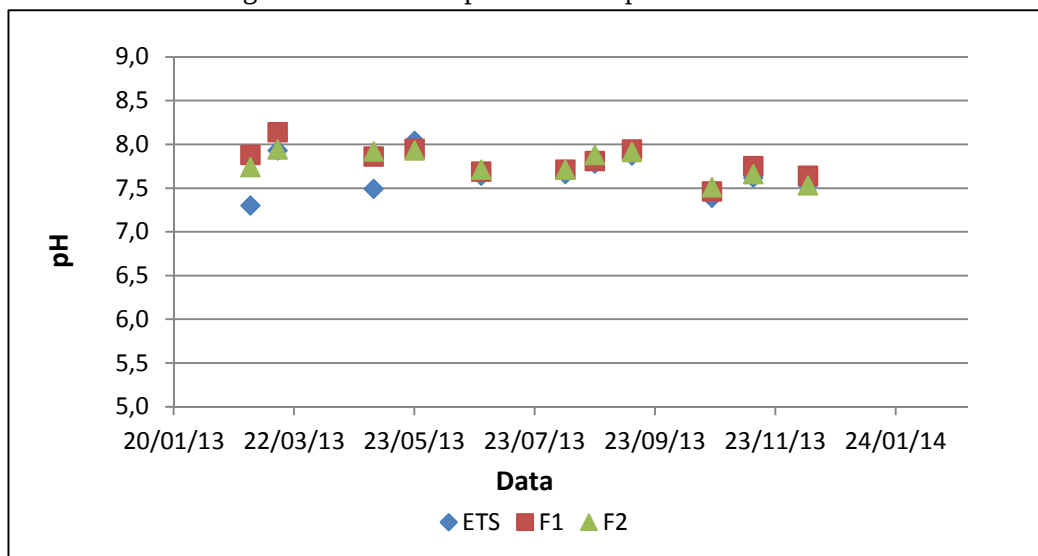


Figura 52: Dados de pH durante o período de estudo.



Percebe-se que o efeito de maiores vazões de pico e, portanto, menores TDH no filtro 2, que não possui a CLPV, não resultou na redução do pH. Isto sugere que não houve o acúmulo de ácidos graxos voláteis (AGV) nem a inibição da metanogênese relatados na literatura em reatores submetidos a choques hidráulicos.

No que se refere aos valores constatados para alcalinidade, na Figura 53 tem-se gráficos *boxplot* com os dados de alcalinidade total obtidos. Na Figura 54, pode ser visto o comportamento temporal dos dados nos pontos de estudo, na qual observa-se uma leve tendência decrescente dos valores ao longo do tempo. Além disso, pode-se concluir que os valores altos deste parâmetro indicam uma grande capacidade tampão, protegendo o sistema contra possíveis choques de pH.

Figura 53: Gráficos *boxplot* com dados de alcalinidade do ETS, F1 e F2.

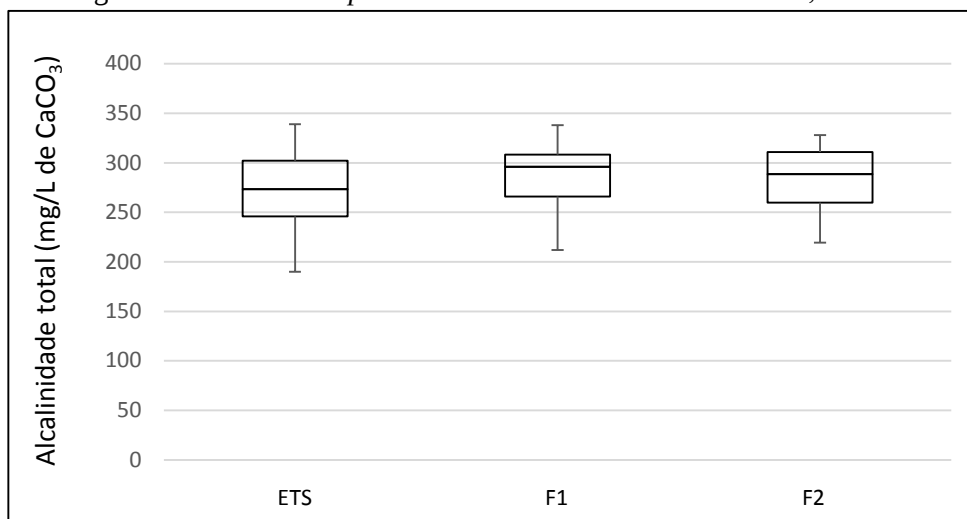
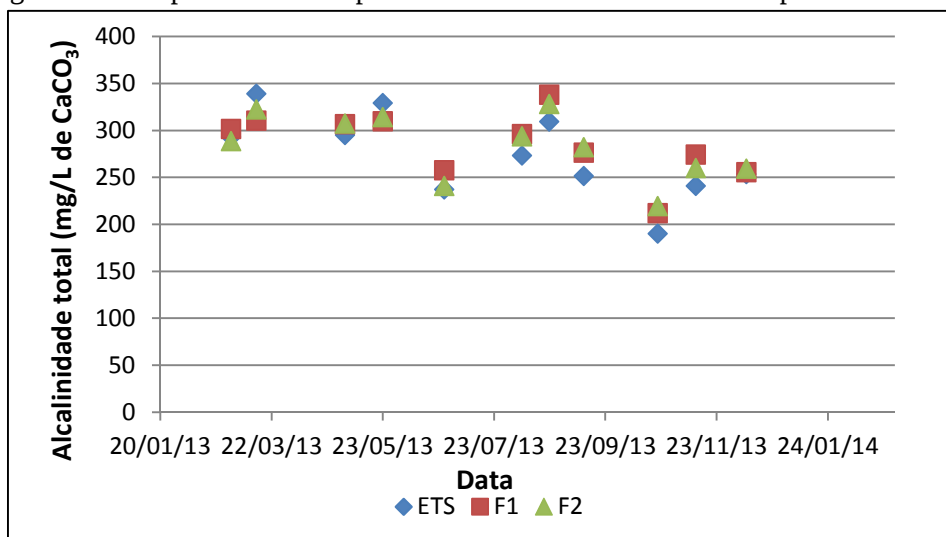


Figura 54: Comportamento temporal dos dados de alcalinidade nos pontos de estudo.



Com relação aos dados de nitrogênio amoniacal obtidos nos pontos de estudo, observa-se na Figura 55 gráficos *boxplot* com estes dados obtidos e, na Figura 56, é possível verificar o seu comportamento ao longo do tempo.

Segundo Chernicharo (2007) concentrações acima de 150 mg/L são apontados como tóxicas aos microrganismos metanogênicos, entretanto, neste trabalho, nota-se que os valores obtidos variaram entre cerca de 20 e 40 mg/L, sugerindo que estas concentrações de nitrogênio amoniacal não exerceram efeito tóxico sobre o reator.

Figura 55: Gráficos *boxplot* com dados de nitrogênio amoniacal do ETS, F1 e F2.

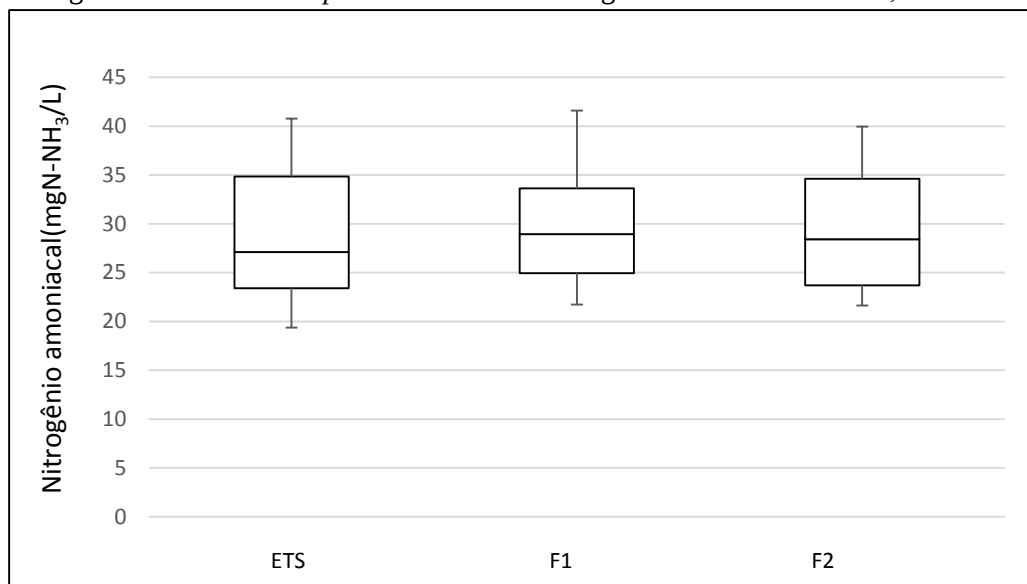
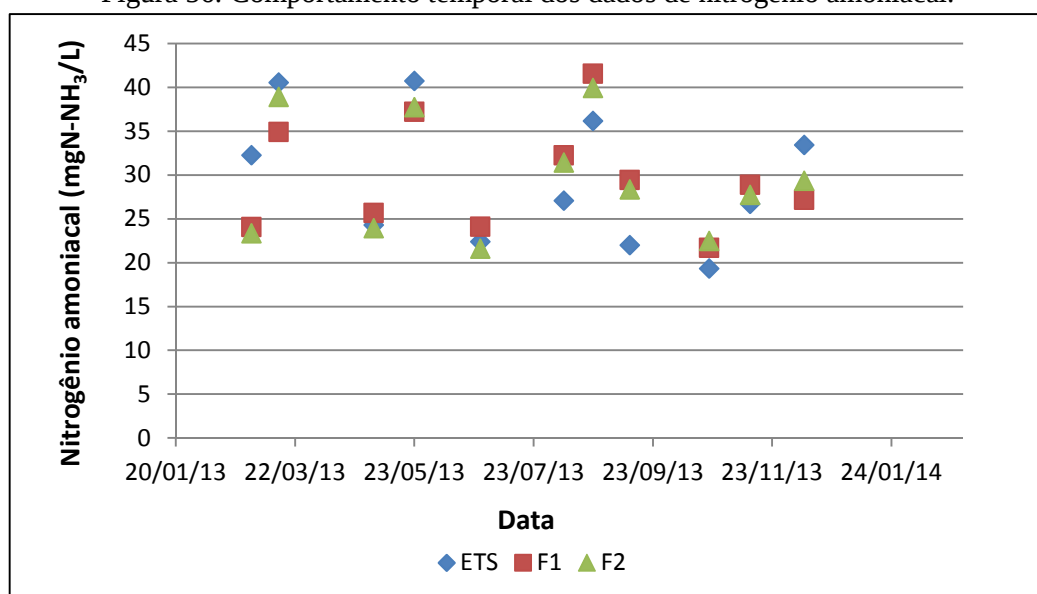


Figura 56: Comportamento temporal dos dados de nitrogênio amoniacal.



4.2.2. DBO₅ e DQO

São mostrados, na Figura 57, gráficos *boxplot* com os dados de DBO₅ e, na Figura 58, a série temporal destes dados.

Figura 57: Gráficos *boxplot* com dados de DBO₅ do ETS, F1 e F2.

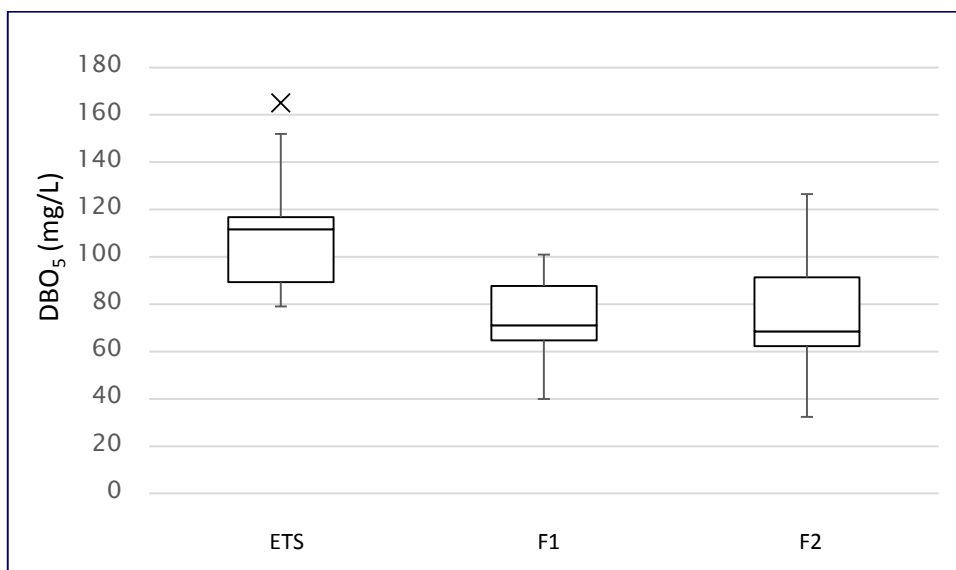
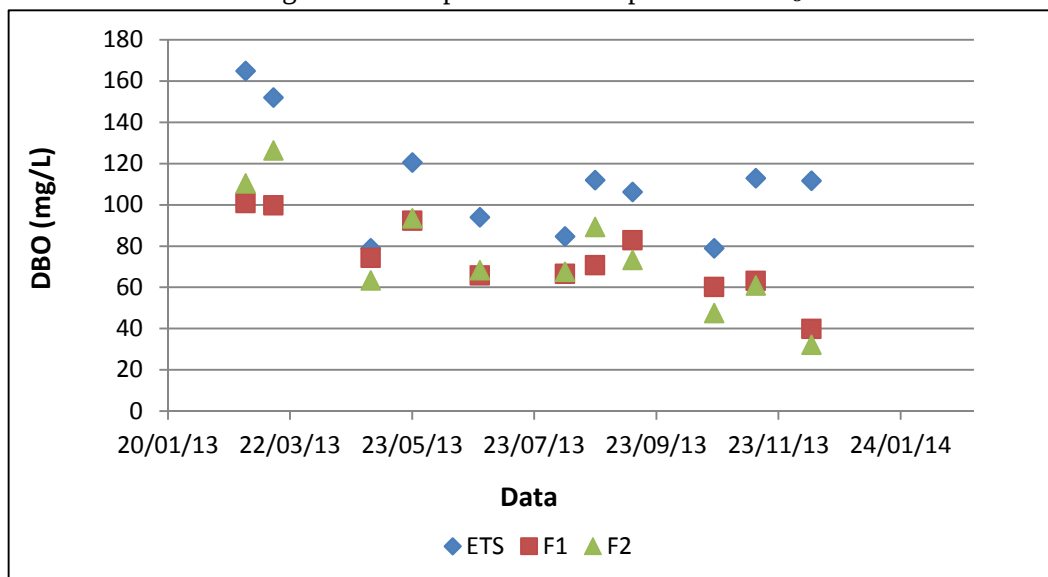


Figura 58: Comportamento temporal da DBO₅.



Observa-se que os valores iniciais, obtidos nas duas primeiras coletas, foram maiores e, nas demais coletas realizadas, percebe-se certa estabilidade dos valores de DBO₅ obtidos para o efluente do tanque séptico e uma tendência decrescente para o efluente dos filtros. A

média do valor de DBO₅ obtidos no efluente dos filtros foi de 106 mg/L e 113 mg/L na primeira e segunda coletas, respectivamente, e atingiu os menores valores na última coleta realizada, atingindo uma concentração média de 36 mg/L. Isto indica o funcionamento adequado do sistema anaeróbio após o período de partida necessário. Mesmo nos meses de temperaturas mais amenas, compreendidos entre junho e setembro, nos quais a temperatura média reduziu cerca de 2,7°C em relação à média dos valores de temperatura obtidos entre o mês da primeira coleta, fevereiro, e maio, os valores de DBO₅ se mantiveram estáveis.

Além disso, as concentrações obtidas na maioria das coletas estiveram dentro os valores típicos esperados para efluente de filtro anaeróbio que, segundo Florencio *et al.* (2006), no que se refere à DBO, situam-se na faixa de 40 a 80 mg/L.

Os valores médio, máximo, mínimo e o desvio padrão de DBO₅ obtidos para cada um dos pontos – ETS, F1 e F2 – ao longo do período de estudo seguem no Quadro 15. Neste mesmo quadro, são apresentadas a eficiência e a constante cinética de reação de primeira ordem k (calculadas para o TDH real e aparente) referentes à remoção de DBO₅ determinadas para cada um dos filtros.

Quadro 15: Valores médio, máximo, mínimo e o desvio padrão de DBO₅, em mg/L, obtidos para cada um dos pontos de estudo e a eficiência de remoção deste parâmetro, k real e aparente de cada um dos filtros.

	ETS	F1	F2
Nº de amostras	11	11	11
Média	111	74	76
Máximo	165	101	127
Mínimo	79	40	32
Desvio Padrão	28	19	27
Eficiência de remoção de DBO₅	-	33%	32%
k real (d⁻¹)	-	0,97	0,90
k aparente (d⁻¹)	-	0,48	0,44

Estes valores de eficiência de remoção de DBO₅ foram menores que o obtido por Fernandes (2012), que constatou valor de 52,1% para filtro preenchido com brita. Entretanto, foram ligeiramente maiores que o obtido por Ávila (2005), que foi no valor de 27,5% para filtros anaeróbios preenchidos com brita N°4 com altura de 2,09 m.

Com relação à constante cinética k de primeira ordem referente à remoção de DBO₅, os valores obtidos nesta pesquisa para k real foram maiores que os obtidos por Fernandes

(2012) para filtros anaeróbios preenchidos com bucha e aparas de eletroduto corrugado que foi nos valores de 0,53 e 0,58d⁻¹, respectivamente, mesmo com TDH de 0,88 e 0,78 dias, respectivamente, bastante semelhantes aos dos filtros desta pesquisa.

No que se refere aos dados de DQO, foram construídos gráficos *boxplot* com os valores de DQO para os pontos de estudo (Figura 59) e gráfico mostrando o comportamento ao longo do tempo destes dados obtidos (Figura 60).

Figura 59: Gráficos *boxplot* com dados de DQO do ETS, F1 e F2.

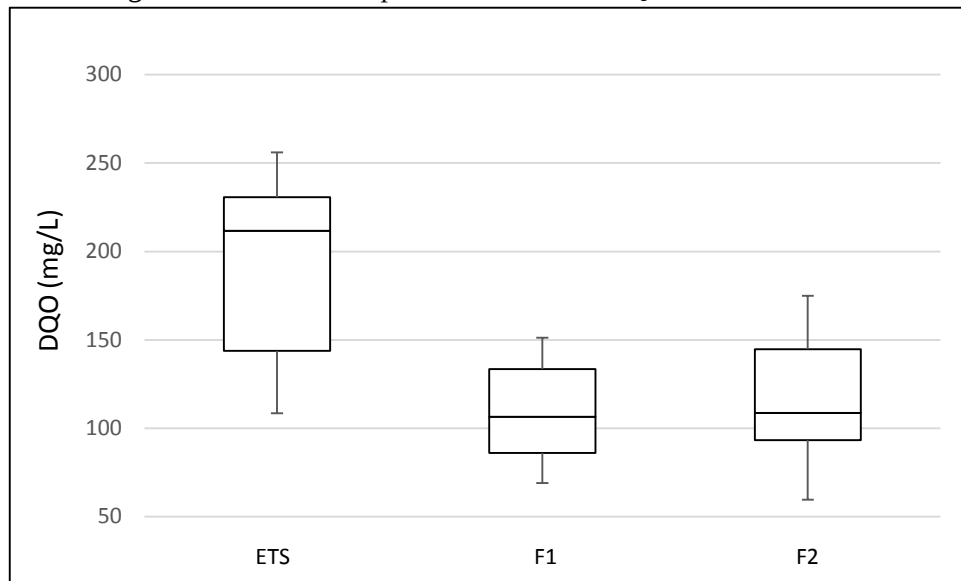
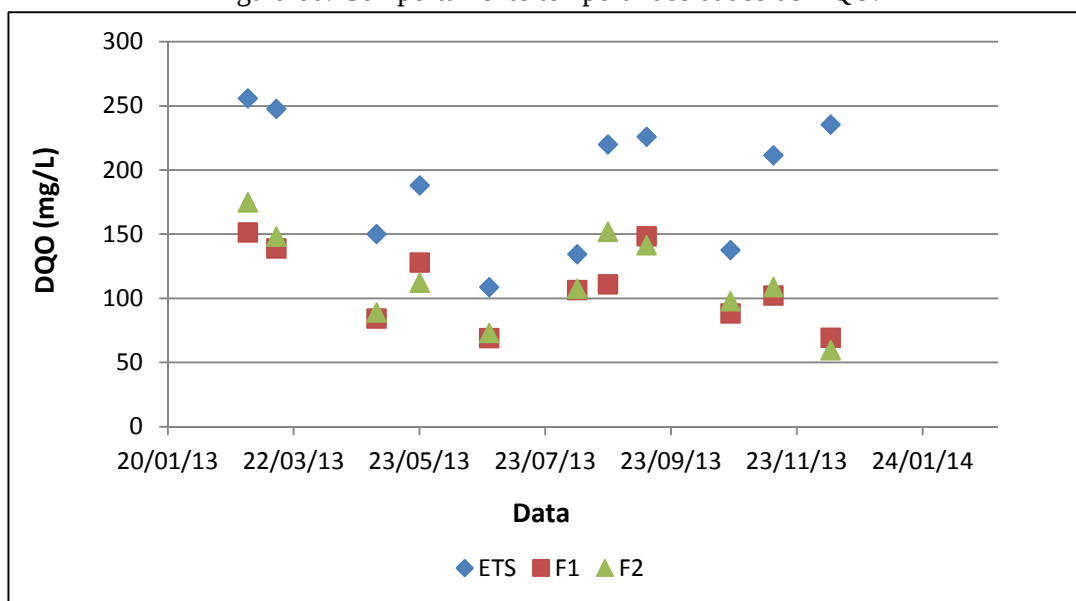


Figura 60: Comportamento temporal dos dados de DQO.



De forma semelhante a observada para DBO₅, os valores de DQO obtidos no início da operação do sistema foram maiores e as maiores eficiências de remoção deste parâmetro foram obtidas nas últimas coletas realizadas, indicando o funcionamento adequado do sistema anaeróbio após o período de partida necessário.

Os valores médio, máximo, mínimo e o desvio padrão de DQO obtidos para cada um dos pontos de coleta ao longo do período de estudo seguem no Quadro 16. Neste mesmo quadro, são apresentadas a eficiência e a constante cinética de reação de primeira ordem k (calculadas para o TDH real e aparente) referentes à remoção de DQO determinadas para cada um dos filtros.

Quadro 16: Valores médio, máximo, mínimo e o desvio padrão de DQO, em mg/L, obtidos para cada um dos pontos de estudo e a eficiência de remoção deste parâmetro, k real e aparente de cada um dos filtros.

	ETS	F1	F2
Nº de amostras	11	11	11
Média	192	109	115
Máximo	256	151	175
Mínimo	109	69	60
Desvio Padrão	51	30	36
Eficiência de remoção de DQO	-	43%	40%
k real (d^{-1})	-	1,39	1,23
k aparente (d^{-1})	-	0,69	0,61

Resultamos semelhantes de eficiência de remoção de DQO foram obtidos por outros autores (FERNANDES, 2012; ANDRADE NETO *et al.*, 2001).

Fernandes (2012) constatou valores de eficiência de remoção de DQO de 44,4%, 34,4% e 40,0% para filtros preenchidos com bucha vegetal, aparas de eletroduto corrugado e brita, respectivamente.

Andrade Neto *et al.* (2001), operando filtros anaeróbios preenchidos com eletroduto alimentados por efluente de tanque séptico, obtiveram valor médio de eficiência de remoção de DQO de 44,33%. Valor de remoção de 41,1% foi observado por Ávila (2005), na operação de filtro anaeróbio preenchido com brita N°4 com altura 0,69m de altura.

No que se refere à constante k referente à remoção de DQO, os valores obtidos nesta pesquisa para k real foram maiores que os obtidos por Fernandes (2012) para filtros

anaeróbios preenchidos com bucha e aparas de eletroduto corrugado que foi nos valores de 0,67 e 0,54d⁻¹, respectivamente.

Os resultados de DBO₅ e DQO do ETS foram sempre maiores que os obtidos para o F1 e F2 em todas as análises realizadas. Ao submeter os dados destes parâmetros a um tratamento estatístico utilizando análise de variância para um nível de significância de 5%, constatou-se que entre o tanque séptico e cada um dos filtros a variação deste parâmetro ocorreu de forma significativa, mostrando que a utilização de filtro anaeróbio no pós tratamento de tanque séptico melhora a qualidade do efluente.

Por outro lado, para o mesmo nível de significância, o tratamento estatístico dos dados do F1 e do F2 mostra que a limitação dos picos de vazão não influenciou de forma significativa a eficiência do tratamento, no que se refere aos dados de DBO₅ e DQO obtidos.

A maioria dos resultados da literatura mostra que os choques hidráulicos deterioram a eficiência do tratamento do esgoto (GUIOT & VAN DEN BERG, 1984; BORJA & BANKS, 1995; CHUA *et al.*, 1997; NASCIMENTO *et al.*, 2001; RIBEIRO *et al.*, 2001). Entretanto, no presente estudo não foi constatada diferença significativa na eficiência de remoção de DBO₅ e DQO devido à inclusão de uma caixa limitadora dos picos de vazão, conforme relatado anteriormente. Nos trabalhos estudados, os reatores foram submetidos a determinadas vazões e, durante períodos, estas vazões eram alteradas para avaliação dos efeitos do choque hidráulico. No caso de Chua *et al.* (1997) a vazão de operação era constante e foi alterada para uma outra também constante, porém mais elevada, por 7 dias para análise do choque hidráulico. Da mesma forma, Ribeiro *et al.* (2001), manteve a nova vazão de aplicação por 5 dias. No presente trabalho não houve manipulação das vazões afluentes aos reatores, as vazões foram espontâneas, com picos de poucos minutos, conforme ocorre em sistemas individuais de tratamento de esgoto (METCALF & EDDY, 1991; FERNANDES, 2012). A variação de vazão observada neste presente trabalho, apesar de mais intensa, ocorreu durante intervalos de tempo reduzidos, parecendo não ter alterado o equilíbrio entre os microrganismos integrantes do processo de digestão anaeróbia, tendo em vista que o sistema manteve-se equilibrado. Não foram observadas grandes variações de pH, sugerindo que os ácidos formados pelos microrganismos na digestão da matéria orgânica foram utilizados pelos microrganismos metanogênicos.

Possivelmente, nas pesquisas realizadas, a biomassa estava adaptada a tratar afluentes mais concentrados em tempos mais longos, apresentando maior sensibilidade pela diminuição do tempo de permanência do substrato no reator. Destaca-se que estudo realizado por

Stoodley *et al.* (2002) sugere que ambientes de alto cisalhamento selecionam subpopulações que têm maiores afinidades de ligação ao substrato e produzem biofilmes mais fortes, favorecendo a permanência do biofilme no sistema sob menores TDH e, no caso deste presente trabalho, a biomassa, desde a partida, estava adaptada com valores de TDH baixos, quando comparados com valores contidos na literatura, possibilitando que variações no TDH não causassem quedas consideráveis no desempenho dos filtros.

Ademais, vale destacar que a carga orgânica afluenta é um importante fator que difere o sistema estudado da maioria dos casos analisados. A maior parte dos trabalhos encontrados focam no tratamento de águas residuárias de indústrias, como por exemplo efluentes de indústrias alimentícias. Baseiam-se em reatores de filme fixo tratando esgotos sintéticos altamente concentrados, com concentração de mais de 3000 mg DQO/L, enquanto que a concentração média de alimentação dos filtros no presente trabalho foi de 192 mg DQO/L, cerca de 16 vezes menor. Portanto, sob baixas cargas orgânicas, o efeito da carga hidráulica parece não ser significativo. Este resultado está de acordo com Camargo *et al.* (2001), que constataram que os filtros anaeróbios sofreram maior influência pela concentração de DQO no afluenta que pelas variações graduais no TDH. Além disso, estudo realizado por Andrade Neto *et al.* (2001) sobre o tratamento de filtros alimentados por efluente com DQO média de 215,2 mg/L mostraram que os reatores não só mantiveram a performance para diferentes TDH, como também até mostraram maior eficiência de remoção de matéria orgânica e de sólidos com o acréscimo da vazão. Segundo os autores, a melhor performance dos filtros, deve-se, certamente, ao acúmulo de lodo ativo nos interstícios, com o passar do tempo.

Neste presente trabalho, nas primeiras coletas realizadas, a eficiência de remoção de DBO₅ foram maiores no F1 em comparação com o F2, sugerindo que a limitação dos picos de vazão possivelmente facilitou a imobilização de biomassa no F1, aumentando a eficiência do tratamento. Conforme indicado na literatura (ESCUDIÉ *et al.*, 2011), a partida de biorreatores mediante a aplicação de forças de cisalhamento menores permite a acumulação mais rápida de biomassa fixa no suporte. Entretanto, nas últimas coletas, ocorreu a inversão destes resultados, passando o F2 a ser o reator a apresentar maior eficiência. A redução da carga hidráulica deve ter interferido no controle da espessura do biofilme, favorecendo, possivelmente, a ocorrência de biofilmes mais espessos no F1. Como resultado, o F1 colmatou duas vezes mais do que o F2, no período de estudo. Este acúmulo reduz o volume efetivo do reator e diminui o número de biomassa ativa devido ao aumento de espaço morto no reator (TAY & SHOW, 1998). Segundo Escudié *et al.* (2011), neste caso, parte do volume

do reator pode funcionar como uma zona morta ou zona de água estagnada, com o líquido que flui através de vias preferenciais, diminuindo o tempo de detenção do substrato no reator, bem como o grau de contato entre substratos de entrada e as populações microbianas viáveis, afetando o desempenho do biorreator. Além disso, a ocorrência de biofilmes com espessura muito elevada prejudica o consumo do substrato ao longo do biofilme de forma que camadas mais internas se tornem deficientes de substrato, diminuindo a sua atividade e aderência com o meio suporte levando a biomassa a se desalojar (VON SPERLING, 1996), podendo ter contribuído para a carga de matéria orgânica no efluente.

4.2.3. Sólidos

A degradação da matéria orgânica é caracterizada pela remoção de DBO, DQO e de sólidos voláteis. Dos 70% de sólidos voláteis presentes no esgoto doméstico, 50% estão presentes nos sólidos em suspensão, ou seja, aproximadamente 70% do total de sólidos voláteis. Por isso a análise de sólidos em suspensão é mais importante se comparada à análise de sólidos dissolvidos (ÁVILA, 2005).

Os valores médio, máximo, mínimo e o desvio padrão de sólidos suspensos (SS) obtidos para cada um dos pontos de coleta ao longo do período de estudo seguem no Quadro 17. Nota-se que a média dos dados de sólidos suspensos obtidos para o efluente do filtro 1 (38 mg/L) e para o filtro 2 (41 mg/L) estiveram próximas entre si, enquanto que a do efluente do tanque séptico (86 mg/L) esteve bem superior.

Quadro 17: Valores médio, máximo, mínimo e o desvio padrão de sólidos suspensos, em mg/L obtidos para cada um dos pontos de estudo.

	ETS	F1	F2
Nº de amostras	11	11	11
Média	87	38	41
Máximo	113	50	60
Mínimo	55	22	22
Desvio Padrão	20	9	12

Nas Figuras 61 e 62 observam-se, respectivamente, os gráficos *boxplot* dos valores de sólidos suspensos obtidos nos pontos de estudo e seu comportamento ao longo do tempo.

Figura 61: Gráficos *boxplot* com dados de sólidos suspensos do ETS, F1 e F2.

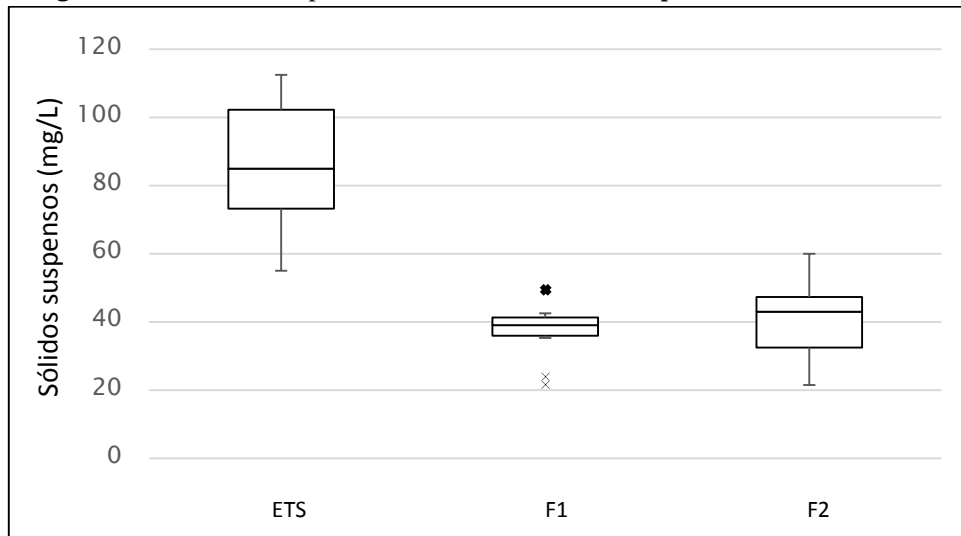
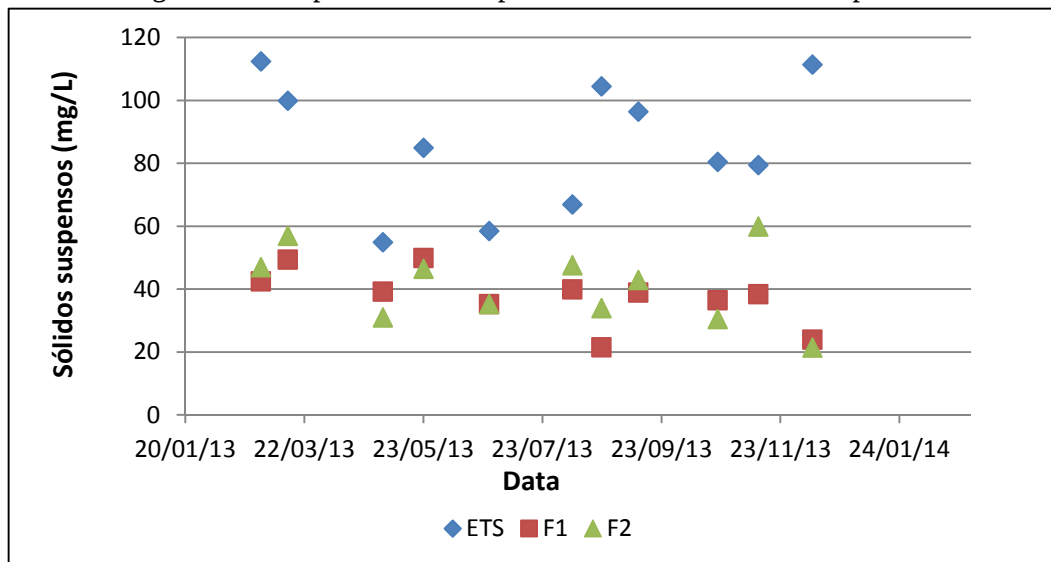


Figura 62: Comportamento temporal dos dados de sólidos suspensos.



Observa-se que a variação deste parâmetro foi maior no F2 que no F1, podendo ser resultado de desprendimento de biomassa devido aos maiores picos de vazão aos quais o F2 esteve sujeito, diferentemente do F1, que tinha seus picos limitados pela CLPV.

No Quadro 18 pode ser visto o percentual de remoção de sólidos suspensos nos pontos F1 e F2.

Quadro 18: Eficiência de remoção de sólidos suspensos nos filtros.

F1	F2
56%	52%

Valores semelhantes de eficiência de remoção de sólidos suspensos foram obtidos por outros autores. Andrade Neto *et al.* (2001) constataram valor médio de 52% de eficiência de remoção ao operar um sistema de filtros anaeróbios alimentados por efluente de tanque séptico. Valor de 56,7% foi observado por Ávila (2005) em filtro anaeróbio preenchido com brita N° 4, com altura de 0,69m.

Vale salientar que o principal objetivo do tratamento biológico é a remoção de matéria orgânica dos esgotos. Para determinação da parcela referente aos componentes orgânicos dos sólidos em suspensão, foram determinados os sólidos suspensos voláteis. Os valores obtidos resultam num percentual de mais de 90% referente aos sólidos suspensos voláteis, indicando que o efluente é essencialmente orgânico.

Os valores médio, máximo, mínimo e o desvio padrão de sólidos suspensos voláteis (SSV) obtidos para cada um dos pontos de coleta ao longo do período de estudo e as eficiências de remoção de SSV pelos filtros seguem no Quadro 19.

Quadro 19: Valores médio, máximo, mínimo e o desvio padrão de sólidos suspensos voláteis, em mg/L obtidos para cada um dos pontos de estudo e eficiências de remoção de SSV pelos filtros.

	ETS	F1	F2
N° de amostras	11	11	11
Média	80	36	39
Máximo	107	50	60
Mínimo	50	22	22
Desvio Padrão	19	8	12
Eficiência de remoção de SSV	-	55%	51%

Os dados de sólidos suspensos voláteis foram representados através de gráficos *boxplot* e representação temporal dos dados, como pode ser visto nas Figuras 63 e 64, respectivamente.

Figura 63: Gráfico *boxplot* com dados de sólidos suspensos voláteis do ETS, F1 e F2.

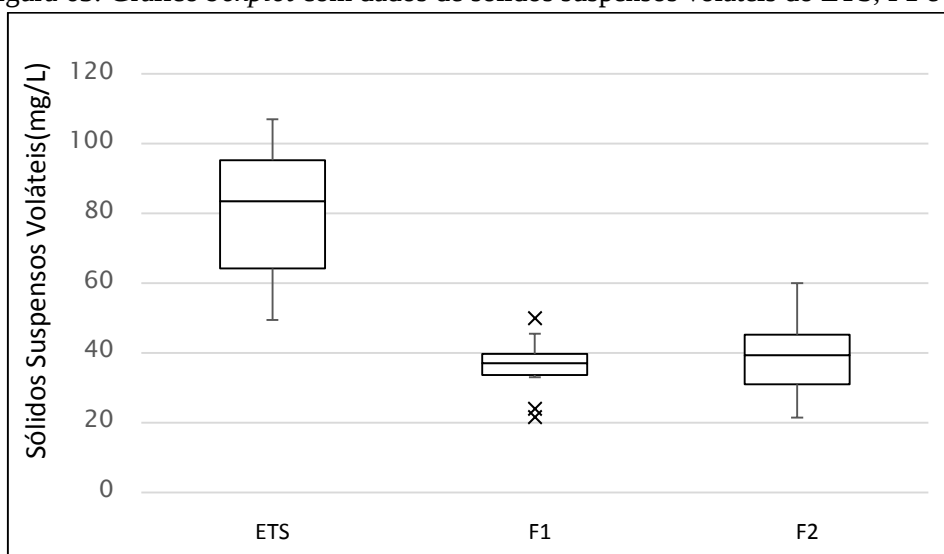
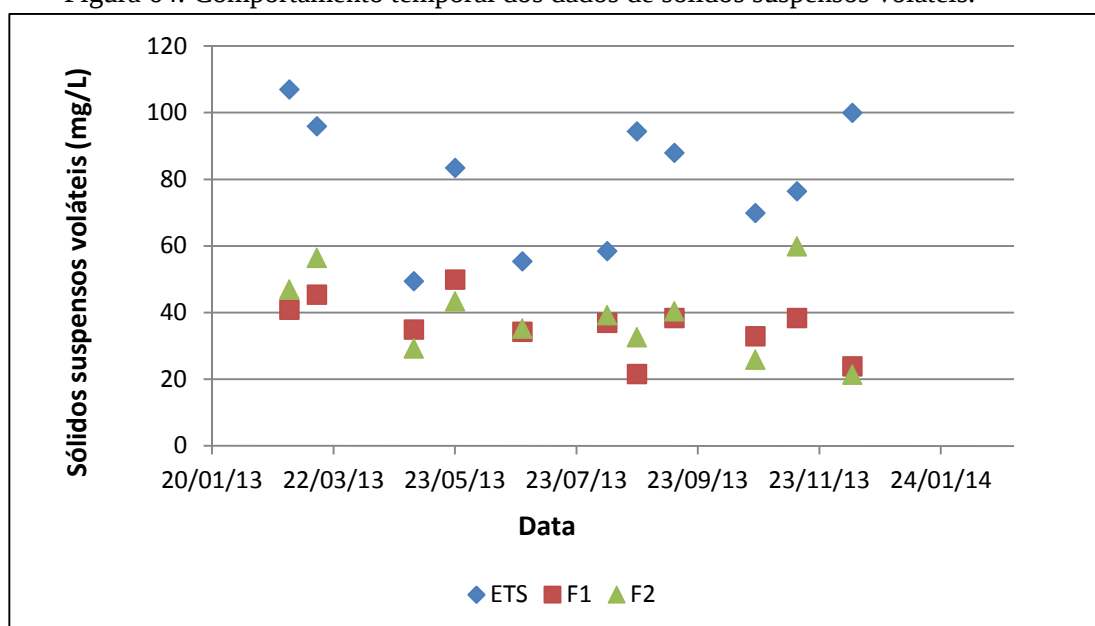


Figura 64: Comportamento temporal dos dados de sólidos suspensos voláteis.



Como esperado, o mesmo comportamento observado nos dados de SS foi observado nos de SSV. Nota-se que a média dos dados de sólidos suspensos voláteis obtidos para o efluente do filtro 1 (36 mg/L) e para o filtro 2 (39 mg/L) estiveram próximas entre si, enquanto que a do efluente do tanque séptico (80 mg/L) esteve bem superior, cerca de duas vezes maior. Além disso, como também observado nas análises de SS, as observação dos dados de SSV mostram que a variação deste parâmetro foi mais intensa no F2 em comparação com o F1.

No que se refere aos dados de sólidos sedimentáveis obtidos nos pontos de estudo, os valores médio, máximo, mínimo e o desvio padrão de sólidos sedimentáveis obtidos para cada um dos pontos de coleta ao longo do período de estudo seguem no Quadro 20. Neste mesmo quadro é apresentada a eficiência de remoção deste parâmetro nos filtros.

Quadro 20: Valores médio, máximo, mínimo e o desvio padrão de sólidos sedimentáveis, em ml/L, obtidos para cada um dos pontos de estudo e eficiências de remoção deste parâmetro nos filtros.

	ETS	F1	F2
Nº de amostras	11	11	11
Média	0,4	0,0	0,1
Máximo	1,8	0,1	0,5
Mínimo	0,1	0,0	0,0
Desvio Padrão	0,5	0,0	0,2
Eficiência de remoção de Ssed	-	98%	87%

Na figura 65, podem ser vistos os gráficos *boxplot* dos dados de sólidos sedimentáveis obtidos nos pontos de estudo e, na Figura 66, o seu comportamento ao longo do tempo.

Figura 65: Gráfico *boxplot* com dados de sólidos sedimentáveis do ETS, F1 e F2.

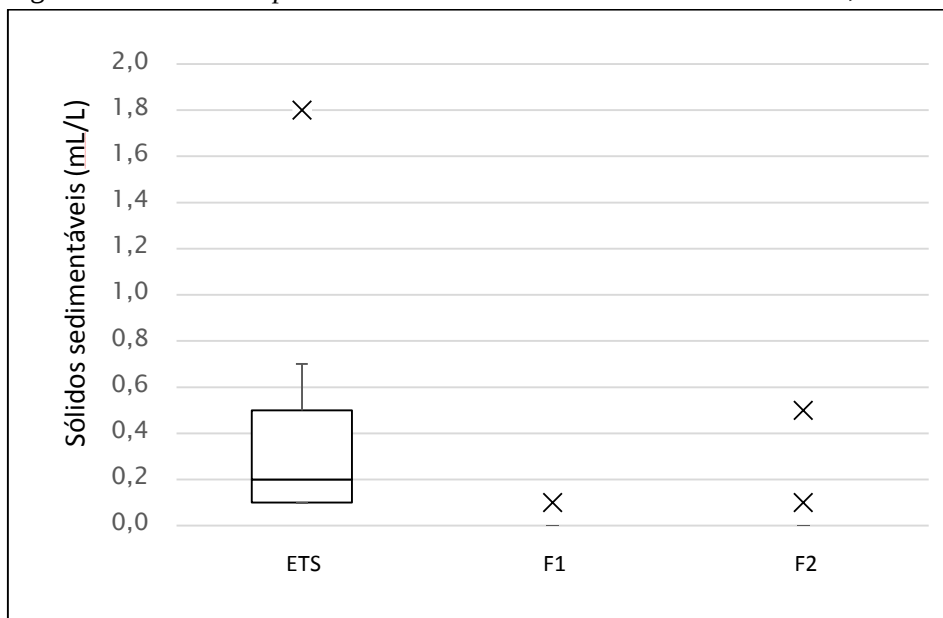
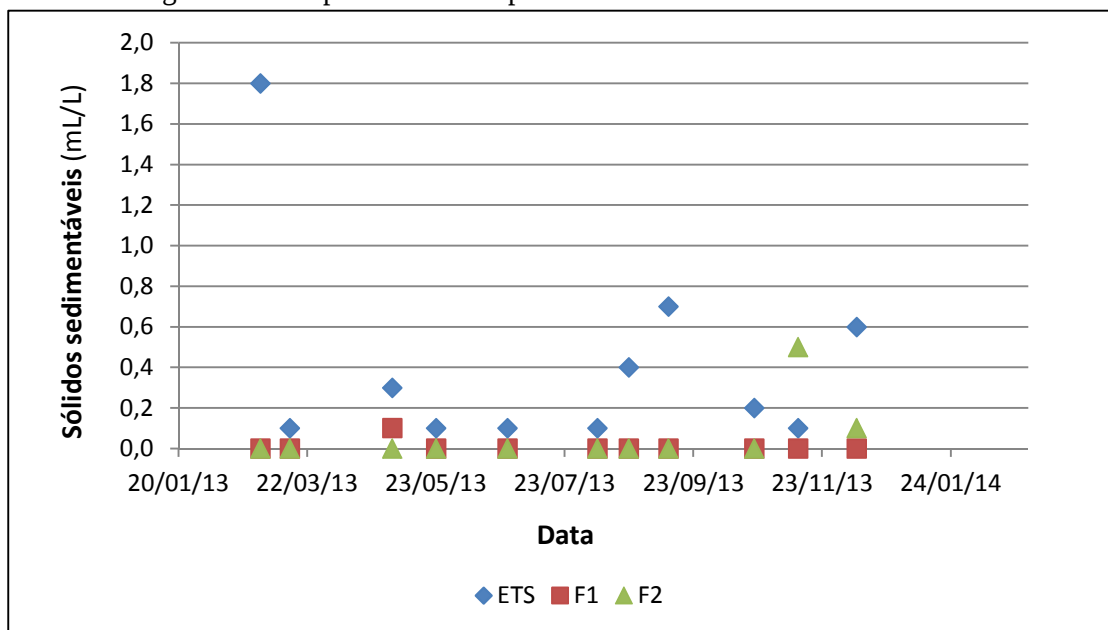


Figura 66: Comportamento temporal dos dados de sólidos sedimentáveis.



Percebe-se variação dos dados de sólidos sedimentáveis no efluente do tanque séptico, entretanto, no efluente dos filtros 1 e 2 os valores deste parâmetro foram geralmente nulos na maior parte das análises realizadas. Os filtros praticamente removeram todos os sólidos sedimentáveis. Resultado semelhante foi obtido por Andrade Neto *et al.* (2001) ao operar um sistema de filtros anaeróbios alimentados por efluente de tanque séptico.

Vale salientar que outro parâmetro relacionado a presença de sólidos no efluente é a turbidez. A turbidez representa o grau de interferência com a passagem da luz através da água, conferindo uma aparência turva à mesma. Ela é gerada por sólidos em suspensão e sua unidade é uT (unidades de turbidez) (VON SPERLING, 2005). E também pode servir como parâmetro de avaliação de eficiência, em função de sua associação com sólidos em suspensão.

Os valores médio, máximo, mínimo e o desvio padrão de turbidez obtidos para cada um dos pontos de coleta ao longo do período de estudo seguem no Quadro 21.

Quadro 21: Valores médio, máximo, mínimo e o desvio padrão de turbidez, em uT, obtidos para cada um dos pontos de estudo.

	ETS	F1	F2
Nº de amostras	11	11	11
Média	48	24	26
Máximo	74	46	53
Mínimo	24	14	12
Desvio Padrão	18	10	13

Os gráficos *boxplot* e o comportamento temporal dos dados de turbidez nos pontos de estudo encontram-se nas Figuras 67 e 68 respectivamente. Percebe-se que desde o início do experimento a turbidez no efluente dos filtros foi menor que no afluente (efluente do tanque séptico). A média observada no ETS foi cerca de duas vezes maior que as observadas nos filtros 1 e 2 (Quadro 21).

Figura 67: Gráficos *boxplot* com dados de turbidez do ETS, F1 e F2.

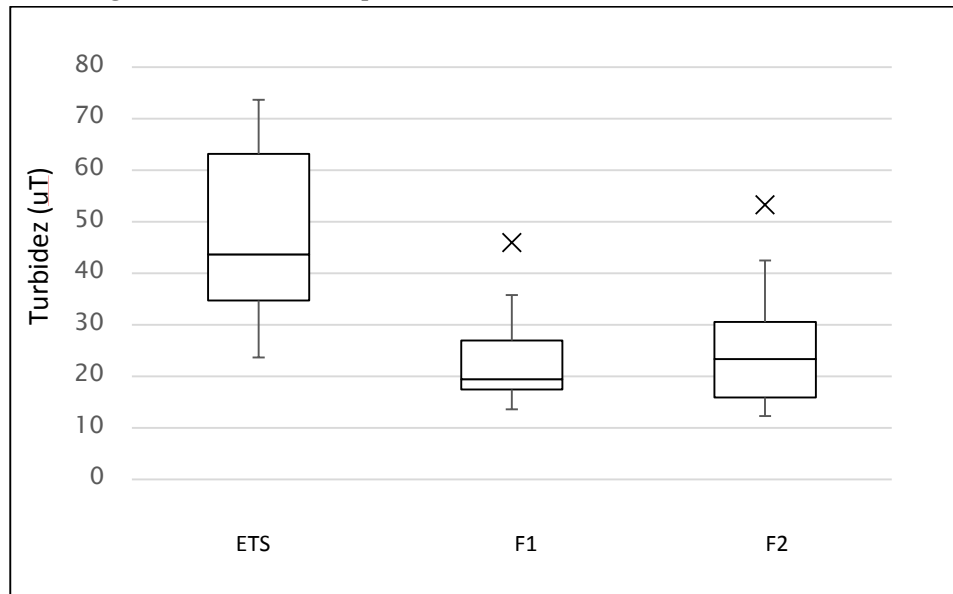
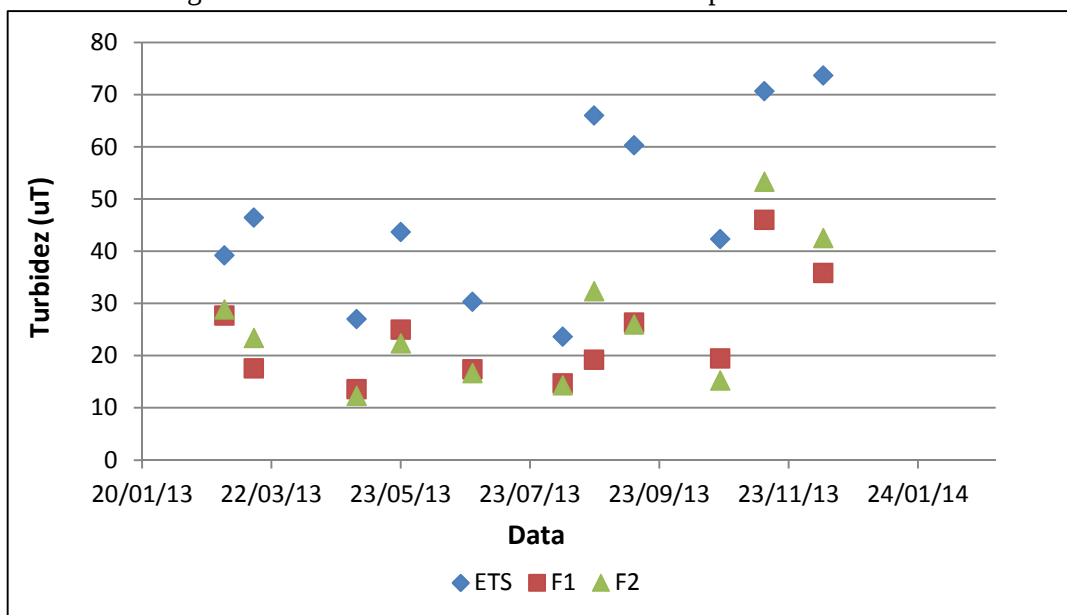


Figura 68: Dados de Turbidez do efluente nos pontos em estudo.



No Quadro 22 podem ser visto os percentuais de remoção de turbidez pelos filtros 1 e 2.

Quadro 22: Eficiência de remoção de turbidez nos filtros.

F1	F2
50%	45%

Estes valores de eficiências de remoção de turbidez foram maiores que os obtidos por Ávila (2005) em filtros anaeróbios preenchido com brita Nº 4 tratando efluente de tanque séptico, indicando funcionamento adequado do sistema. A autora obteve valores de eficiência de remoção de turbidez de 19,85%, 17,56%, 28,24% e 45,80% para alturas de 0,69, 1,12, 1,68 e 2,09 m respectivamente.

Da mesma forma, os valores obtidos nesta pesquisa para eficiência de remoção de turbidez também foram superiores aos obtidos por Fernandes (2012), que constatou valores de 27,5%, 25,0% e 19,8%, para filtros preenchidos com bucha vegetal, brita e aparas de eletroduto corrugado, respectivamente, indicando o bom funcionamento do sistema.

Ao submeter os dados obtidos de SS, SSV e turbidez a um tratamento estatístico utilizando análise de variância para um nível de significância de 5%, constatou-se que, da mesma que ocorreu para os dados de DQO e DBO₅, a variação deste parâmetro entre o tanque séptico e cada um dos filtros ocorreu de forma significativa evidenciando o efeito benéfico da utilização de filtro anaeróbio no pós tratamento de tanque séptico no que se refere à qualidade do efluente. Já entre o efluente do tanque séptico e cada um dos filtros não foi constatada diferença significativa, mostrando que a limitação dos picos de vazão não influenciou de forma significativa a eficiência do tratamento, no que se refere aos dados de sólidos obtidos nos pontos de estudo.

4.3.Obstrução dos Filtros

Ao longo do período de estudo ocorreram colmatações dos filtros nas datas constantes no Quadro 23, tendo sido efetuada a descarga de fundo com o intuito de retirar o lodo excedente. Observa-se que o entupimento do leito do F1 ocorreu aproximadamente numa frequência mensal. Como citado por Escudié *et al.* (2005), o principal problema desta tecnologia ainda é o entupimento do biorreator, e, de acordo com Escudié *et al.* (2011), para controle da quantidade de biofilme é indicado estudos da hidrodinâmica do reator, de modo a aumentar ou diminuir as forças de cisalhamento para controlar o crescimento do biofilme.

A limitação dos picos de vazão favoreceu a colmatação do leito do F1, tendo em vista que este obstruiu duas vezes mais que o F2. A limitação dos picos de vazão proporcionada pela CLPV que antecede o F1 alterou o equilíbrio dinâmico entre o crescimento e o desprendimento do biofilme favorecendo a permanência no sistema de biofilmes espessos. As maiores forças de cisalhamento às quais o F2 estava sujeito parece ter reduzido a espessura do biofilme, resultado este semelhante aos obtidos em outros trabalhos (CHANG *et al.*, 1991 *apud* LIU & TAY, 2002; MENDONÇA *et al.*, 2001; HORN *et al.*, 2003; XAVIER *et al.*, 2005; PAUL *et al.*, 2012).

Quadro 23: Datas de ocorrência de obstrução dos filtros.

Obstrução dos filtros		
Data	Filtro 1	Filtro 2
25/04/2013	x	x
20/05/2013	x	
01/07/2013	x	
15/07/2013	x	
18/07/2013		x
19/08/2013	x	
08/09/2013	x	
11/09/2013		x
27/09/2013	x	
27/10/2013	x	
07/11/2013	x	
08/11/2013		x
Total	9	4

5. Conclusão

Para as intensidades de variação de vazão, decorrentes do uso normal dos aparelhos sanitários atendidos pelo sistema de tratamento, observadas nos filtros, não houve desequilíbrio do sistema quanto ao processo de tratamento. Não foram observadas grandes variações de pH, sugerindo que os ácidos formados pelos microrganismos na digestão da matéria orgânica foram utilizados pelos microrganismos metanogênicos. Isto sugere que não houve efeito na etapa da metanogênese devido aos choques hidráulicos ocorridos, mantendo-se o funcionamento adequado do sistema.

A inclusão da caixa limitadora de vazão antecedendo o filtro 1 proporcionou uma redução média dos picos de vazão de 48,6%, entretanto, isto não influenciou significativamente a eficiência de remoção de DQO, DBO₅, SS, SSV e turbidez. Ambos os filtros propiciaram bons resultados na remoção de matéria orgânica e sólidos.

Esta limitação dos picos de vazão, apesar de não ter influenciado significativamente a eficiência dos filtros, interferiu no seu desempenho pois prejudicou o controle da espessura do biofilme. Como resultado, o filtro 1 apresentou um total de 9 obstruções do leito ao longo do período de estudo enquanto o filtro 2 colmatou 4 vezes, apesar de ambos terem o mesmo volume e apresentarem o mesmo índice de vazios.

Desta forma, pode-se concluir que, apesar de a literatura relativa ao tema apontar para uma interferência da carga hidráulica sobre a eficiência do reator em casos de biomassas adaptadas a outro regime de vazão e biofiltros alimentados por cargas orgânicas mais elevadas que as estudadas nesta pesquisa, variações de vazão espontâneas decorrentes do uso de instalações sanitárias não influenciaram significativamente a eficiência do tratamento de filtros anaeróbios alimentados com concentração média de DQO de 192 mg/L. Paralelamente, ainda aumentou a ocorrência de obstrução do meio suporte, de modo que pode-se concluir que o uso do dispositivo limitador de picos de vazão não é necessário, podendo mesmo ser considerado indesejado.

6. Sugestão para trabalhos futuros

Realizar análise microscópica do biofilme formado em cada um dos filtros a fim de caracterizar suas comunidades microbianas e sua estrutura.

Realizar estudo de traçador para verificação de curtos circuitos decorrentes da maior colmatação no sistema com dispositivo limitador de picos de vazão.

Fazer a análise de ácidos graxos voláteis dos efluentes para complementar análise do efeito do amortecimento dos picos de vazão no tratamento.

Desenvolver meios para obtenção de amostra representativa do esgoto bruto afluente ao sistema a fim de possibilitar a análise da composição do esgoto bruto e da eficiência total do sistema.

Realizar coletas de amostras com concomitante acompanhamento do comportamento da vazão com o intuito de analisar a qualidade do efluente antes, durante e após o pico de vazão.

7. Referências

ANDRADE NETO, C. O.; MELO, H. N. S.; LUCAS FILHO, M. **Filtros Anaeróbios com Fluxo Ascendente e Fluxo Descendente**. Pós-Tratamento de Efluentes de Reatores Anaeróbios: coletânea de trabalhos técnicos. Belo Horizonte: Projeto PROSAB, v. 02, p. 185-192. 2001.

APHA, AWWA, WEF, 1999. **Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater**. 20ª Ed. Washington. 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7.211: Agregado para concreto**. Rio de Janeiro. 15 p. 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7.229: Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos**. Rio de Janeiro. 5 p. 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9.649: Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro. 7 p. 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13.969: Tanques Sépticos Unidades de Tratamento Complementar e Disposição Final dos Efluentes Líquidos Projeto, Construção e Operação**. Rio de Janeiro. 60 p. 1997.

ÁVILA, R. O. **Avaliação do Desempenho de Sistemas Tanque Séptico-Filtro Anaeróbio com Diferentes Tipos de Meio Suporte**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) COPPE/UFRJ. 166 p. Rio de Janeiro, 2005.

AZEVEDO NETTO, J. M.; FERNANDEZ, M. F.; ARAÚJO, R.; ITO, A. E. **Manual de Hidráulica**. 8.ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 1998.

BORJA, R.; BANKS, C.J. **Response of an anaerobic fluidized bed reactor treating ice-cream wastewater to organic, hydraulic, temperature and pH shocks**. Journal of Biotechnology 39 (3) , pp. 251-259. 1995.

BRASIL. **Decreto Nº 7.217, que regulamenta a Lei Nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007, a qual estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico, e dá outras providências**. DOU 22/06/2010. Brasília, DF, 2010.

BRASIL. MINISTÉRIO DAS CIDADES Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. **Plano Nacional de Saneamento Básico – PLANSAB**. Brasília, DF, 2013.

BRITO, A.G.; MELO, L.F. **Mass transfer coefficients within anaerobic biofilms: effect of external liquid velocity**. Water Research 33: 3673–3678. 1999.

BUSSAB, W.O.; MORETTIN, P.A. **Estatística básica**. 5. ed. São Paulo. 2004.

CAMARGO, S.A.R.; NOUR, E.A.A.; CORAUCCI FILHO, B.; BROLEZE, S.T. **Desempenho de um filtro anaeróbio com enchimento de bambu para tratamento de esgotos sanitários à diferentes tempos de detenção hidráulico**. In: 21º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. João Pessoa, Brasil, v. 01. 2001.

CAMPOS, J. R. *et alli*. **Tratamento de esgotos sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo**. PROSAB, Abes, Rio de Janeiro, 435 p. 1999.

CHERNICHARO, C. A. L. **Princípios do tratamento biológico de águas residuárias: Reatores Anaeróbios**. Vol. 5. 2. ed. Belo Horizonte. DESA/UFMG, 380 p. 2007.

CHUA, H.; HU, W.F.; YU, P.H.F.; CHEUNG, M.W.L. **Responses of an anaerobic fixed-film reactor to hydraulic shock loadings**. Bioresour. Technol. 61: 79–83. 1997.

DA SILVA, M. E. R. & DOS SANTOS, A. B. **Sistemas individuais para esgotamento sanitário**. In: Projetos e construção de sistemas de esgotamento sanitário: guia do profissional em treinamento: nível 2. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental (org). – Salvador: ReCESA, 2008.

DERLON, N.; MASSÉ, A.; ESCUDIÉ, R.; BERNET, N.; PAUL, E. **Stratification in the cohesion of biofilms grown under various environmental conditions**. Water Research, Volume 42, Issues 8–9, Pages 2102-2110. April 2008.

EBERL, H.J.; PICIOREANU, C.; HEIJNEN, J.J.; VAN LOOSDRECHT, M.C.M. **A threedimensional numerical study on the correlation of spatial structure, hydrodynamic conditions, and mass transfer and conversion in biofilms**. Chem Eng Sci 55(24):6209–6222. 2000.

ESCUDIÉ, R.; CONTE, T.; STEYER, J.P.; DELGENÈS, J.P. **Hydrodynamic and biokinetic models of an anaerobic fixed-bed reactor**. Process Biochemistry. 40 (7) , pp. 2311-2323. 2005.

ESCUDIÉ, R.; CRESSON, R.; DELGENÉS, J. P.; BERNET, N. **Control of start-up and operation of anaerobic biofilm reactors: An overview of 15 years of research.** Water Research. N. 45. pp. 1-10. 2011.

FERNANDES, W. V. **Uso da luffa cylindrica como meio suporte para crescimento bacteriano em filtro anaeróbio tratando esgotos domésticos.** Dissertação. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana e Ambiental. UFPB. João pessoa. 2012.

FENG, H.-J.; HU, L.-F.; SHAN, D.; FANG, C.-R.; SHEN, D.-G. **Effects of temperature and hydraulic residence time (HRT) on treatment of dilute wastewater in a carrier anaerobic baffled reactor.** Biomedical and Environmental Sciences 21 (6), pp. 460-466. 2008.

FLORENCIO, L.; BASTOS, R.K.X.; AISSE, M.M. **Reuso das águas de esgoto sanitário inclusive desenvolvimento de tecnologias de tratamento para esse fim.** Projeto PROSAB. 427 p. Rio de Janeiro: ABES, 2006.

FRANCISQUETO, L. O. S. **Comportamento de reatores UASB frente a variações horárias de vazão de esgoto sanitário.** Dissertação. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental. Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória. 2007.

FUNDAÇÃO NACIONAL DE SAÚDE. **Manual de Saneamento.** 3ª. Ed. 408 p. Brasília. 2007.

FURUMAI, H. & RITTMANN, B. E. **Evaluation of multiple-species biofilm and floc processes under a simplified aggregate model.** Water Science Technology. 29(10±11), 439±446. 1994.

GUIOT, S.R. & VAN DEN BERG, L. **Performance and biomass retention of na upflow anaerobic reactor combining a sludge blanket and a filter.** Biotechnology Letters Vol 6 No 3 161-164. 1984.

HORN, H.; REIFF, H.; MORGENROTH, E. **Simulation of growth and detachment in biofilm systems under defined hydrodynamic conditions.** Biotechnology and Bioengineering 81(5):607–617. 2003.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Pesquisa Nacional de Saneamento Básico, 2008.** Rio de Janeiro. 2010.

KLAPPER, I. **Effect of heterogeneous structure in mechanically unstressed biofilms on overall growth.** Bull Math Biol 66:809–824. 2004.

LAUWERS, A.M.; HEINEN, W.; GORRIS, L.G.M.; VAN DER DRIFT, C. **Early stages in biofilm development in methanogenic fluidized-bed reactors.** Applied Microbiology and Biotechnology 33 (3) , pp. 352-358. 1990.

LEITÃO, R.C.; VAN HAANDEL, A.C.; ZEEMAN, G.; LETTINGA, G. **The effects of operational and environmental variations on anaerobic wastewater treatment systems: A review.** Bioresource Technology 97 (9) , pp. 1105-1118. 2006.

LIU, Y. & TAY, J.-H. **The essential role of hydrodynamic shear force in the formation of biofilm and granular sludge.** Water Research 36 (7), 1653–1665. 2002.

MENDONÇA, N.M.; CAMPOS, J.R.; GIANOTTI, E.P.; NICIURA, C.L. **Avaliação da evolução e da atividade do biofilme em reator anaeróbio de leito expandido alimentado com esgoto sanitário.** 21º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. João Pessoa, 2001.

METCALF & EDDY. **Wastewater engineering, treatment, disposal and reuse.** 3ª.ed. Nova Iorque: McGraw - Hill, International Editions. 1991.

MORGENROTH, E. & WILDERER, P.A. **Influence of detachment mechanisms on competition in biofilms.** Water Research 34(2):417–426. 2000.

NASCIMENTO, M.C.P.; CHERNICHARO, C.A.L.; BEJAR, D.O. **Filtros Biológicos Aplicados ao pós-tratamento de reatores UASB.** 21º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. João Pessoa. 2001.

PAUL, E.; OCHOA, J.C.; PECHAUD, Y.; LIU, Y.; LINÉ, A. **Effect of shear stress and growth conditions on detachment and physical properties of biofilms.** Water Research 46 (17), pp. 5499-5508. 2012.

PEYTON, B.M. **Effects of shear stress and substrate loading rate on Pseudomonas aeruginosa biofilm thickness and density.** Water Research 30 (1), 29–36. 1996.

PICIOREANU, C.; VAN LOOSDRECHT, M.C.M.; HEIJNEN, J.J. **Two-dimensional model of biofilm detachment caused by internal stress from liquid flow.** Biotechnology and Bioengineering 72 (2), pp. 205-218. 2001.

RIBEIRO, N.J.; PIRES, O.C.; MOTA, M.; FERREIRA, E.C.; ALVES, M.M. **Influence of up-flow velocity on the performance of an anaerobic filter under oleic acid overloads.** Biotechnology Letters 23 (22), pp. 1833-1839. 2001.

ROCHEX, A.; GODON, J.-J.; BERNET, N.; ESCUDIÉ, R. **Role of shear stress on composition, diversity and dynamics of biofilm bacterial communities.** Water Research 42(20), 4910-4922. 2008.

ROCHEX, A.; MASSÉ, A.; ESCUDIÉ, R.; GODON, J.-J.; BERNET, N. **Influence of abrasion on biofilm detachment: Evidence for stratification of the biofilm.** Journal of Industrial Microbiology and Biotechnology 36 (3), pp. 467-470. 2009

SIEGRIST, H. & GUJER, W. **Mass transfer mechanism in a heterotrophic biofilm.** Water Research 19(11), 1369± 1378. 1985.

SILVA, S.A. & OLIVEIRA, R. **Manual de análises Físico-Químicas de águas de abastecimento e residuárias.** 266p. Campina Grande – PB. 2001.

SILVA, V.F.; SOUSA, J.T.; VIEIRA, F.F. **Pós tratamento de esgotos sanitários em filtro anaeróbio de chicanas.** VIII Simpósio Ítalo Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. Fortaleza, Ceará, Brasil. 2006.

SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE SANEAMENTO: DIAGNÓSTICO DOS SERVIÇOS DE ÁGUA E ESGOTO 2011. Brasília: Ministério das Cidades. SNSA, 2013.

SOBREIRA, L. C. FERNANDES, W. V. **Expansão urbana e variações mesoclimáticas em João Pessoa – PB.** Dissertação. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana e Ambiental. UFPB. João pessoa. 2010.

SOKAL, R. R.; ROHLF, F. J. **Biometry: the principles and practice of statistics in biological research.** 4th ed. New York: W. H. Freeman, 2012.

STOODLEY, P.; CARGO, R.; RUPP, C.J.; WILSON, S.; KLAPPER, I. **Biofilm material properties as related to shear-induced deformation and detachment phenomena.** J. Ind. Microbiol. Biotechnol. 29 (6), 361–367. 2002.

TAY, J.H. & SHOW, K.Y. **Media-induced hydraulic behavior and performance of upflow biofilters.** J.Environ.Eng. 124. 720e729. 1998.

TELGMANN, U.; HORN, H.; MORGENROTH, E. **Influence of growth history on sloughing and erosion from biofilms.** Water Research 38 (17), 3671–3684. 2004.

TSUTIYA, M. T. & ALEM SOBRINHO, P. **Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário.** 3. ed. Rio de Janeiro: ABES. v. 1. 548 p. 2011.

VAN HAANDEL, A. C.; LETTINGA, G. **Tratamento anaeróbio de esgotos: Um manual para regiões de clima quente.** Campina Grande: EPGRAF, 208p. 1994.

VERTCHENKO, L.; DICKMAN, A. G.; FERREIRA, J. R. F. **Transferência de fluido por meio de um sifão vs. Aplicação da equação de Bernoulli.** Revista Brasileira de Ensino de Física. v. 31, n. 3, 3301. 2009.

VON SPERLING, M. **Princípios do tratamento biológico de águas residuárias: Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos.** Vol. 1. 3ª.ed. Belo Horizonte. DESA/UFGM, 452 p. 2005.

VON SPERLING, M. **Princípios do tratamento biológico de águas residuárias: Princípios básicos do tratamento de esgotos.** Vol. 2. 3ª.ed. Belo Horizonte. DESA/UFGM, 211 p. 1996.

WASCHE, S.; HORN, H.; HEMPEL, D.C. **Influence of growth conditions on biofilm development and mass transfer at the bulk/biofilm interface.** Water Research 36(19):4775–4784. 2002.

XAVIER, J.D.; PICIOREANU, C.; VAN LOOSDRECHT, M.C.M. **A general description of detachment for multidimensional modelling of biofilms.** Biotechnology and Bioengineering 91 (6), 651–669. 2005.

YOUNG, J.C. **Factors affecting the design and performance of upflow anaerobic filters.** Water Science and Technology 24 (8), pp. 133-155. 1991.