

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

BRUNO DELVAZ LINHARES

**FILTROS GRANULARES (AREIA E CARVÃO ATIVADO) PARA PÓS-
TRATAMENTO DE EFLUENTE ANAERÓBIO**

RECIFE

2017

BRUNO DELVAZ LINHARES

**FILTROS GRANULARES (AREIA E CARVÃO ATIVADO) PARA PÓS-
TRATAMENTO DE EFLUENTE ANAERÓBIO**

Dissertação apresentada ao curso de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco como requisito à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos.

Orientador: Prof. Dr. Mario Takayuki Kato

RECIFE

2017

Catálogo na fonte
Bibliotecária Valdicéa Alves, CRB-4 / 1260

L734f Linhares, Bruno Delvaz.
Filtros granulares (areia e carvão ativado) para pós-tratamento de efluente anaeróbio / Bruno Delvaz Linhares. - 2017.
70 folhas, Il., Tab., Abr. e Sigl.

Orientadora: Prof. Dr. Mario Takayuki Kato.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2017.
Inclui Referências.

1. Engenharia civil. 2. Esgoto doméstico. 3. Pós-tratamento. 4. Reator UASB. 5. Remoção de DQO, sólidos, turbidez e coliformes. 6. Taxas de filtração. I. Kato, Mario Takayuki. (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2017-399



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

**FILTROS GRANULARES (AREIA E CARVÃO ATIVADO) PARA
PÓS-TRATAMENTO DE EFLUENTE ANAERÓBIO**

defendida por

Bruno Delvaz Linhares

Considera o candidato APROVADO

Recife, 13 de julho de 2017

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Mario Takayuki Kato – UFPE
(orientador)

Prof. Dr. José Tavares de Sousa – UEPB
(examinador externo)

Prof.^a Dr.^a Juliana Cardoso de Moraes – IFPE
(examinadora externa)

Aos meus pais Regina e Linhares, por todo apoio e compreensão. À minha amada filha Manuela, que chegou para iluminar e alegrar minha vida.

AGRADECIMENTOS

Ao término deste trabalho não poderia deixar de agradecer a todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização de mais uma conquista em minha vida.

Primeiramente, gostaria de agradecer à minha família, especialmente aos meus pais e à minha filha, por todo amor, apoio, dedicação e compreensão. Apesar de distantes fisicamente, sempre senti a presença de vocês ao meu lado e isso me deu forças para superar os quase 3000 quilômetros que nos separavam.

Ao meu professor e orientador, Mario Kato, pela confiança, paciência e toda contribuição científica que me foi dada. Aos professores Lourdinha Florêncio, Wanderli Leite, Sália Gavazza e Juliana Moraes pela dedicação e incontáveis conselhos durante todo o desenvolvimento da minha pesquisa.

Aos técnicos do Laboratório de Saneamento Ambiental, Ronaldo, Danúbia e Iago pelo auxílio diário, dedicação e paciência.

À Luna Maria pela amizade, apoio e companheirismo, principalmente durante a etapa final da pesquisa.

Aos grandes amigos que fiz em Recife e que de alguma forma, se tornaram minha segunda família: Larissa Martins, Bárbara Moraes, Mariana Nanes, Nathaly Cordeiro, Poliana Januário, Oucilane Alves, Edjailson Celestino, Osmar Menezes, Antônio Gustavo e Marcus Vinicius. Sou eternamente grato ao acolhimento e aos momentos de alegria que vocês me proporcionaram.

Aos estagiários Geovane e Rafael pela dedicação e paciência durante os momentos mais críticos desta pesquisa, vocês foram fundamentais para que eu pudesse concluir esse mestrado com êxito.

À Companhia de Saneamento de Pernambuco (COMPESA) e BRK Ambiental, em especial aos operadores das ETEs Mangueira e Rio Formoso (Edmilson e Luciano), por todo suporte dado às atividades experimentais.

Ao CNPq, pela bolsa de mestrado concedida para a realização deste trabalho.

RESUMO

O lançamento de efluentes sem tratamento nos cursos d'água ainda é um problema em evidência para muitas cidades brasileiras e, em alguns casos, mesmo após passarem pelos processos convencionais de tratamento, as impurezas remanescentes, acabam comprometendo a qualidade dos corpos receptores. Este trabalho foi realizado numa instalação piloto localizada na ETE Mangueira, Recife-PE, e teve como objetivo avaliar o pós-tratamento de um efluente secundário anaeróbio por um sistema de filtração em meio granular. O sistema era composto de um filtro ascendente de pedra que alimentava, em paralelo, dois conjuntos de filtração descendente em areia seguidos de carvão ativado granular. A pesquisa foi desenvolvida em duas fases experimentais (FI e FII), cada qual com duas condições operacionais distintas, resultando em um sistema operado com quatro taxas de filtração diferentes. As unidades de pós-tratamento contribuíram positivamente para a remoção de matéria orgânica, sólidos suspensos, turbidez, coliformes totais e *E. coli*. A remoção média global dos parâmetros analisados para as taxas de 60, 90, 120 e 160 m³/m².dia foi de: 90,0%, 88,4%, 85,7% e 89,0% para DQO, 95,9%, 95,7%, 91,6% e 91,9% para sólidos suspensos, 91,6% 91,0%, 90,8% e 90,1% para turbidez, 99,6%, 99,5%, 98,4% e 98,8% para coliformes totais e 99,6%, 99,6%, 98,3% e 98,6% para *E. coli*, respectivamente. Com carreiras de filtração de aproximadamente 40 h de duração, o sistema que operou com a taxa de 90 m³/m².dia foi o que apresentou a menor relação entre o volume de água gasto para lavagem dos filtros e o volume de efluente final produzido.

Palavras-chave: Esgoto doméstico. Pós-tratamento. Reator UASB. Remoção de DQO, sólidos, turbidez e coliformes. Taxas de filtração.

ABSTRACT

The untreated effluent discharge into waterways is still a problem in evidence for many Brazilian cities and in some cases, even after through the conventional treatment processes, the remaining impurities end up compromising the quality of receiving water bodies. The present work was carried out in a pilot plant located at Mangueira WWTP, Recife-PE, and aimed to evaluate the post-treatment of an anaerobic secondary effluent by granular filtration system. The system was composed of an ascending stone filter that fed in parallel two sets of descending sand filtration followed by granular activated carbon. The research was developed in two experimental phases (FI and FII), each with two different operating conditions, resulting in a system operated with four different filtration rates. The post-treatment units contributed positively to the removal of organic matter, suspended solids, turbidity, total coliforms and *E. coli*. The average global removal of the analyzed parameters for the rates of 60, 90, 120 and 160 m³/m².day was 90.0%, 88.4%, 85.7% and 89.0% for COD, 95.9%, 95.7%, 91.6% and 91.9% for suspended solids, 91.6% 91.0%, 90.8% and 90.1% for turbidity, 99.6%, 99.5% 98.4% and 98.8% for total coliforms and 99.6%, 99.6%, 98.3% and 98.6% for *E. coli*, respectively. The system that operated at a rate of 90 m³/m².day allowed filtration runs of approximately 40 h in duration and presented the lowest relation between the volume of water used to wash the filters and the volume of final effluent produced.

Keywords: Domestic wastewater. Post-treatment. UASB reactor. COD, solids, turbidity and coliforms removal. Filtration rates.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Ilustração 3.1. Mecanismos de transporte, aderência e desprendimento durante a filtração.....	22
Ilustração 3.2. Mecanismos de transporte da filtração.	24
Ilustração 3.3. Etapas da filtração semicontínua com taxa constante.	29
Ilustração 4.1. Localização da ETE Mangueira e da área experimental.....	36
Ilustração 4.2. Reator UASB utilizado como tratamento secundário.	37
Ilustração 4.3. Instalação piloto e sentido de escoamento durante a filtração.	38
Ilustração 4.4. FP_{asc} utilizado na pesquisa e dispositivos para lavagem do filtro.	39
Ilustração 4.5. FA_{desc} e FCA_{desc} utilizados na pesquisa.....	40
Ilustração 4.6. Curva de distribuição granulométrica do CAG.....	41
Ilustração 4.7. Fluxograma da instalação piloto de filtração.....	42
Ilustração 5.1. Monitoramento do esgoto bruto (P1) e do reator UASB (P2) durante o experimento.....	46
Ilustração 5.2. Variação da alcalinidade parcial e do pH do efluente do reator UASB (P2).	48
Ilustração 5.3. DQO_{Total} e $DQO_{Solúvel}$ dos efluentes finais (P5 e P7) do sistema proposto.	51
Ilustração 5.4. Sólidos suspensos totais e turbidez dos efluentes finais do sistema proposto.	52
Ilustração 5.5. Coliformes totais e <i>E. coli</i> dos efluentes finais do sistema proposto..	54
Ilustração 5.6. Perfil da perda de carga nos FA_{desc}	56
Ilustração 5.7. Perfil da turbidez em cada unidade do sistema.	57
Ilustração 5.8. Variação das taxas de filtração.....	58

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1. Características esperadas de efluentes provenientes de diferentes processos de tratamento de esgoto sanitário e suas respectivas aplicações.	19
Tabela 3.2. Características granulométricas empregadas na filtração rápida descendente.....	27
Tabela 3.3. Principais características do CAG utilizado no pós-tratamento.	33
Tabela 4.1. Camadas e granulometria do leito filtrante do FP _{asc}	38
Tabela 4.2. Condições operacionais das unidades de pós-tratamento do sistema proposto.	43
Tabela 5.1. Caracterização do esgoto bruto (P1) durante a FI.....	44
Tabela 5.2. Caracterização do esgoto bruto (P1) durante a FII.....	45
Tabela 5.3. Qualidade do efluente de cada unidade do sistema proposto (média ± desvio padrão).....	49
Tabela 5.4. Relação entre os volumes de água consumido e de efluente produzido na operação dos filtros.	59

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CAB	Carvão ativado biologicamente
CaCO ₃	Carbonato de cálcio
CAG	Carvão ativado granular
CFR	<i>Code of Federal Regulations</i>
CO ₂	Dióxido de carbono
COEMA	Conselho Estadual de Meio Ambiente (Ceará)
COMPESA	Companhia Pernambucana de Saneamento
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
COT	Carbono orgânico total
CU	Coeficiente de uniformidade
D10	Diâmetro efetivo
DBO	Demanda bioquímica de oxigênio
DFI	Descarga de fundo intermediária
D _{máx}	Diâmetro máximo
D _{mín}	Diâmetro mínimo
DQO	Demanda química de oxigênio
<i>E. coli</i>	<i>Escherichia coli</i>
ETE	Estação de tratamento de esgotos
FA _{desc}	Filtro descendente de areia
FCA _{desc}	Filtro descendente de carvão ativado
FI	Fase experimental 1
FII	Fase experimental 2
FP _{asc}	Filtro ascendente de pedra
N	Nitrogênio
n	Número de coletas
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
NH ₃	Amônia
NMP	Número mais provável
NO ₃	Nitrato
NTU	Unidade nefelométrica de turbidez

O ₂	Oxigênio molecular
P	Fósforo
pH	Potencial hidrogeniônico
PO ₄	Fosfato
PVC	Policloreto de vinil
RMR	Região Metropolitana do Recife
SST	Sólidos suspensos totais
SST	Sólidos suspensos fixos
SSV	Sólidos suspensos voláteis
ST	Sólidos totais
STF	Sólidos totais fixos
STV	Sólidos totais voláteis
TDH	Tempo de detenção hidráulica
UASB	<i>Upflow anaerobic sludge blanket</i> (reator anaeróbio de fluxo ascendente)
UFC	Unidades formadoras de colônia
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco
USEPA	<i>United States Environmental Protection Agency</i>
WHO	<i>World Health Organization</i> (Organização Mundial da Saúde)

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	OBJETIVOS	16
2.1	OBJETIVO GERAL	16
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	16
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
3.1	TRATAMENTO CONVENCIONAL DE ÁGUAS RESIDUÁRIAS.....	17
3.2	TRATAMENTO TERCIÁRIO DE ÁGUAS RESIDUÁRIAS.....	18
3.2.1	Pós-tratamento por filtração em meio granular	20
3.3	TEORIA DA FILTRAÇÃO	21
3.3.1	Mecanismos de transporte.....	22
3.3.2	Mecanismo de aderência.....	25
3.3.3	Mecanismo de desprendimento.....	25
3.4	ASPECTOS CONSTRUTIVOS E OPERACIONAIS	26
3.4.1	Tamanho e distribuição dos grãos.....	26
3.4.2	Sentido de escoamento	28
3.4.3	Tipo de funcionamento	29
3.4.4	Taxa de filtração	30
3.4.5	Qualidade do afluente.....	30
3.4.6	Lavagem dos filtros.....	31
3.5	FILTRO DE CARVÃO ATIVADO GRANULAR	32
4	MATERIAL E MÉTODOS	36
4.1	LOCALIZAÇÃO DA INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL	36
4.2	DESCRIÇÃO DA INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL	36
4.3	PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL.....	41
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO	44

5.1	CARACTERIZAÇÃO DO ESGOTO BRUTO E MONITORAMENTO DO UASB ..	44
5.2	AVALIAÇÃO DO SISTEMA DE PÓS-TRATAMENTO PROPOSTO	48
5.3	ESTUDO DA PERDA DE CARGA NOS FILTROS	55
5.4	EFICIÊNCIA DO USO DA ÁGUA PARA LIMPEZA DOS FILTROS.....	58
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	60
7	RECOMENDAÇÕES	61
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	62

1 INTRODUÇÃO

Por muito tempo a água foi tratada como um recurso inesgotável, porém atualmente muito se tem falado de sua escassez. A pressão sobre os recursos hídricos causada pela má gestão hídrica e pelo crescimento populacional acelerado tem afetado a disponibilidade de água e sua qualidade, principalmente em regiões onde se encontram os grandes centros urbanos. O lançamento de esgotos domésticos, industriais e de atividades rurais nos corpos hídricos tem contribuído para a deterioração dos ambientes aquáticos, prejudicando a fauna, a flora e os diversos usos múltiplos que a água pode proporcionar (ERICKSON, 2002; GHISELLI e JARDIM, 2007; BARESEL et al., 2015).

Nas últimas décadas, os sistemas anaeróbios de tratamento de esgoto sanitário se difundiram largamente em países onde a temperatura ambiente é elevada, como no Brasil. Todavia, tais sistemas dificilmente são capazes de produzir efluentes com as características adequadas para disposição final de acordo com os padrões estabelecidos pelas legislações ambientais. Em alguns casos, mesmo após a depuração dos esgotos nas estações de tratamento convencionais, a carga poluidora remanescente que é lançada ainda pode provocar a eutrofização das águas superficiais e a contaminação do meio aquático com micro-organismos patogênicos e substâncias potencialmente tóxicas e de difícil biodegradabilidade. Geralmente, estas substâncias são encontradas em concentrações baixíssimas, da ordem de $\mu\text{g/L}$ ou ng/L , e dificilmente são removidas nas estações de tratamento de esgotos (ETEs), como é o caso dos compostos farmacêuticos, desreguladores endócrinos e plastificantes (BRANDT et al., 2013; KNOPP et al., 2016).

Por esse motivo, o pós-tratamento das águas residuárias surgiu como uma etapa fundamental e promissora para mitigar os danos causados no meio ambiente pelo lançamento de efluentes de estações de tratamento convencionais e, em alguns casos, possibilitar o reúso da água para diversos fins (FLORENCIO et al., 2006).

Diversas tecnologias para o pós-tratamento das águas residuárias têm sido desenvolvidas e estudadas para que possam, por fim, serem aplicadas nas ETEs com a eficiência requerida para atender as legislações ambientais e reduzir o impacto negativo causado no meio ambiente.

A filtração em meio granular, principalmente em areia e carvão ativado, tem ganhado destaque no meio científico por se apresentar como uma alternativa de baixo custo de instalação, fácil operação e boa eficiência para remoção de impurezas, adequando o efluente final aos padrões legais de lançamento em corpos d'água e/ou reúso (TOSSETO, 2005; ALTMAN et al., 2016; PAREDES et al., 2016).

Diante disso, este trabalho buscou avaliar o desempenho do pós-tratamento de efluente secundário anaeróbio utilizando um sistema de filtração em meio granular operado com diferentes taxas de filtração para.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Avaliar o desempenho de um sistema de filtração em meio granular operado com diferentes taxas de filtração para o pós-tratamento de efluente secundário anaeróbio.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- I. Avaliar a influência de diferentes taxas de filtração no desempenho e eficiência dos filtros através de análises físico-químicas e bacteriológicas.
- II. Avaliar a influência de diferentes taxas de filtração no desenvolvimento da perda de carga e no consumo de água para lavagem dos filtros.
- III. Verificar se as características dos efluentes tratados atendem às legislações ambientais pertinentes.
- IV. Traçar o perfil de turbidez durante a carreira de filtração para as quatro condições operacionais avaliadas.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 TRATAMENTO CONVENCIONAL DE ÁGUAS RESIDUÁRIAS

O esgoto doméstico é constituído por diversos compostos que alteram o grau de pureza da água e podem ser retratados, de forma simplificada, em termos das suas características físicas, químicas e biológicas. Em geral, a composição do esgoto doméstico é constituída por mais de 98% de água e cerca de 2% de contaminantes, entre os quais destacam-se: sólidos suspensos e dissolvidos, compostos orgânicos (proteínas, carboidratos, óleos e graxas), nutrientes (nitrogênio e fósforo), metais, compostos tóxicos e não biodegradáveis e organismos patogênicos (CAMPOS, 1999).

O lançamento de esgoto doméstico sem tratamento no meio ambiente provoca uma série de impactos no ecossistema aquático que indiretamente podem afetar o bem-estar e a saúde pública da população, os principais são: decaimento do oxigênio dissolvido dos corpos d'água, incorporação de organismos patogênicos no meio aquático e a eutrofização causada pelo excesso de nutrientes nos cursos d'água e represas.

O tratamento de águas residuárias é realizado através de uma série de operações e processos unitários, que buscam reproduzir de forma acelerada os mesmos fenômenos que ocorrem na natureza, com o objetivo de reduzir ou remover os agentes poluidores. O tratamento pode abranger diferentes níveis sequenciais, denominados como tratamento preliminar, primário, secundário e terciário.

As unidades do tratamento preliminar existem em todas as ETEs, ou, em alguns casos, é realizado previamente nas estações elevatórias que encaminham os esgotos coletados para as ETEs. Dependendo da tecnologia do processo de tratamento secundário utilizada em determinada ETE, as unidades que compõem o tratamento primário podem ou não existir, e assim o nível secundário pode se dar logo após o preliminar. O tratamento terciário é raro em países em desenvolvimento, contudo, tendo em vista atender as exigências ambientais mais restritivas, cada vez mais as agências reguladoras municipais e estaduais têm exigido que essa etapa de tratamento seja incluída nos projetos de novas ETEs e também nas adequações e ampliações das já existentes.

O tratamento preliminar objetiva apenas a remoção dos sólidos grosseiros e areia, enquanto o primário remove os sólidos sedimentáveis e, conseqüentemente, parte da matéria orgânica. Em ambos, os mecanismos físicos de remoção são predominantes.

No tratamento secundário, os mecanismos biológicos para remoção de poluentes são mais preeminentes e o objetivo principal do tratamento é a remoção da matéria orgânica e, em alguns casos, dos nutrientes. Os sistemas biológicos aeróbios apresentam elevada eficiência de tratamento, no entanto são onerosos e possuem alto custo de implantação, operação e manutenção, além de gerarem grandes quantidades de lodo. Os sistemas biológicos anaeróbios geralmente apresentam eficiência de tratamento inferior aos sistemas aeróbios e muitas vezes não são capazes de atender os padrões estabelecidos pela resolução CONAMA 430/2011 para o lançamento de esgoto em corpos d'água (CHERNICHARO et al., 2001). Em contrapartida, os sistemas anaeróbios têm como vantagem o baixo consumo energético, a simplicidade construtiva e operacional e a pequena produção de lodo.

A combinação dos processos anaeróbios e aeróbios para remoção dos poluentes constitui uma alternativa interessante sob os pontos de vista técnico e econômico para a efetiva redução de contaminantes. Além de complementar a remoção da matéria orgânica remanescente do processo anaeróbio, a remoção de nutrientes também é elevada devido aos processos de nitrificação/desnitrificação. Tais combinações ainda possibilitam maior racionalidade do tratamento, economizando energia elétrica e gerando menores quantidades de lodo (FLORENCIO et al., 2006).

3.2 TRATAMENTO TERCIÁRIO DE ÁGUAS RESIDUÁRIAS

O tratamento terciário, também chamado de tratamento avançado ou pós-tratamento de águas residuárias destina-se à remoção de poluentes não suficientemente removidos no tratamento secundário, como metais pesados, nutrientes, organismos patogênicos e compostos específicos (usualmente tóxicos ou não biodegradáveis) por processos físico-químicos.

Vale ressaltar que apesar dos processos convencionais de tratamento a nível secundário serem capazes de remover entre 90% e 99% de alguns micro-organismos, muitas vezes sua eficiência não é suficiente para atender as exigências para descarga

de efluentes e reúso. Nestes casos, um processo de desinfecção deve ser incluído como uma etapa do tratamento terciário.

Atualmente existe um grande número de processos de tratamento terciário, incluindo troca iônica, processos de oxidação avançada, pós-precipitação, flotação por ar dissolvido, filtração em membranas (micro, ultra, nano e osmose reversa), filtração em meios granulares com ou sem coagulação/floculação e adsorção em carvão ativado (JAMES et al., 2014; ABROMAITIS et al., 2016; KÅRELID et al., 2017).

A escolha do método de tratamento terciário depende de uma série de fatores, como: o uso potencial do efluente tratado, a natureza, a qualidade e a quantidade do esgoto a ser tratado, a disponibilidade de meios para disposição dos contaminantes finais e a viabilidade econômica e ambiental de cada método.

As características esperadas de efluentes provenientes de diferentes processos de tratamento de esgotos sanitários e suas respectivas aplicações propostas por Mancuso e Santos (2003) são apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1. Características esperadas de efluentes provenientes de diferentes processos de tratamento de esgoto sanitário e suas respectivas aplicações.

Processo de tratamento	Características esperada do efluente	Aplicação
Lodos ativados convencionais e desinfecção	SST = 20 mg/L DBO = 20 mg/L Coliformes totais < 23/100 mL	Pastagens para gado leiteiro, campos de golfe, cemitérios, canteiros centrais de autoestradas, cinturões verdes, lagos recreativos paisagísticos, lagos recreacionais de acesso restrito, dessedentação de animais
Lodos ativados seguido por filtros biológicos de alta taxa e desinfecção	SST = 25 mg/L DBO = 25 mg/L Coliformes totais < 23/100 mL	
Aeração prolongada e desinfecção	SST = 10 mg/L DBO = 10 mg/L N-NH ₃ = 5 mg/L Coliformes totais < 23/100 mL	
Secundário, aeração prolongada, tratamento químico, coagulação, sedimentação, filtração e desinfecção	SST = 10 mg/L DBO = 10 mg/L N-NH ₃ = 5 mg/L Coliformes totais < 2,2/100 mL	Culturas alimentícias, parques, playgrounds, irrigação de pátios escolares gramados e para lagos recreacionais de acesso irrestrito
Secundário, filtração direta e desinfecção		
Aeração prolongada, coagulação química, filtração ascendente por contato e desinfecção		

Processo de tratamento	Características esperada do efluente	Aplicação
Secundário, filtração por contato, remoção de fósforo e desinfecção	SST = 10 mg/L DBO = 10 mg/L	Criação de peixes
Remoção biológica de fósforo e nitrogênio num processo de tratamento compartimentalizado e desinfecção	N-NH ₃ = 1 mg/L N-NO ₃ = 2 mg/L P-PO ₄ = 2 mg/L Coliformes totais < 2,2/100 mL	Onde for requerido o controle de nutrientes no efluente
Secundário, filtração por contato, adsorção em carvão e desinfecção	SST < 2 mg/L DBO < 2 mg/L N-NH ₃ < 1 mg/L N-NO ₃ < 2 mg/L P-PO ₄ < 2 mg/L Coliformes totais < 2,2/100 mL	Remoção de nutrientes para uso em recarga de aquíferos/poços ou bacias de inundação
Secundário, filtração por contato, adsorção em carvão, osmose reversa e desinfecção	SST < 1 mg/L DBO < 1 mg/L N-NH ₃ < 1 mg/L N-NO ₃ < 1 mg/L P-PO ₄ < 2 mg/L	Água desmineralizada para reúso industrial
Secundário, calagem, osmose reversa e desinfecção	COT < 2 mg/L SDT < 5 mg/L Dureza < 10 mg CaCO ₃ /L Coliformes totais < 2,2/100 mL	

Fonte: Adaptado de Mancuso e Santos, 2003.

3.2.1 Pós-tratamento por filtração em meio granular

A filtração em meios granulares consiste na passagem da água através de um meio granular poroso com o objetivo de remover partículas em suspensão, coloides e micro-organismos do meio líquido. A filtração é um processo-chave na produção de efluente de alta qualidade, e por isso geralmente é empregada como uma etapa final do sistema de tratamento, imediatamente antes da desinfecção e da disposição final ou reúso.

O processo de filtração é amplamente empregado em sistemas de tratamento de água para abastecimento público e atualmente observa-se um aumento no interesse das agências regulatórias em utilizar esse processo também nas estações de tratamento dos esgotos domésticos.

Jolis et al. (1996) reportaram uma redução média de 1,1 log de coliformes utilizando filtros granulares como pós-tratamento de esgoto doméstico. Em outro trabalho, Jolis et al. (1999) relataram remoção de 2 log de *C. parvum* e uma concentração remanescente de coliformes fecais de $3,3 \times 10^3$ UFC/100 mL.

Rajala et al. (2003) relatam que removeram até 99% dos organismos entéricos, 93% dos SST, 87% da turbidez e 53% da DQO utilizando filtro de areia com adição de cloreto de polialumínio como coagulante. Hamoda et al. (2003) avaliaram a eficiência do pós-tratamento das 3 principais ETEs do Kuwait através de filtração em areia com cloração e relataram remoções entre 58% e 70% para SST e 21% e 38% para DQO.

Chuang et al. (2005) utilizaram a filtração em areia seguida por carvão ativado como pós-tratamento de efluente secundário de um parque industrial e reportaram remoções de 33% para DQO, 72% para sólidos suspensos e 86% para turbidez. Aisse et al. (2007) relataram que o pós-tratamento de efluente de reator UASB através da filtração em areia removeu 57% da DQO, 83% da turbidez e 84% dos sólidos suspensos.

Tonetti et al. (2012) utilizando filtros lentos de areia como pós-tratamento de filtro anaeróbio obtiveram remoções médias de 91% para turbidez, 83% para SST, 85% para DBO e 96% para coliformes.

Lahbib et al. (2016) investigaram a influência da taxa de filtração em filtros lentos de areia utilizados no pós-tratamento de efluente secundário e reportaram a remoção de até 90% de DQO, 80% de DBO, 94% de SST, 54% de nitrogênio total e 78% de fósforo total quando o filtro foi operado com uma taxa de 100 L/m².dia.

3.3 TEORIA DA FILTRAÇÃO

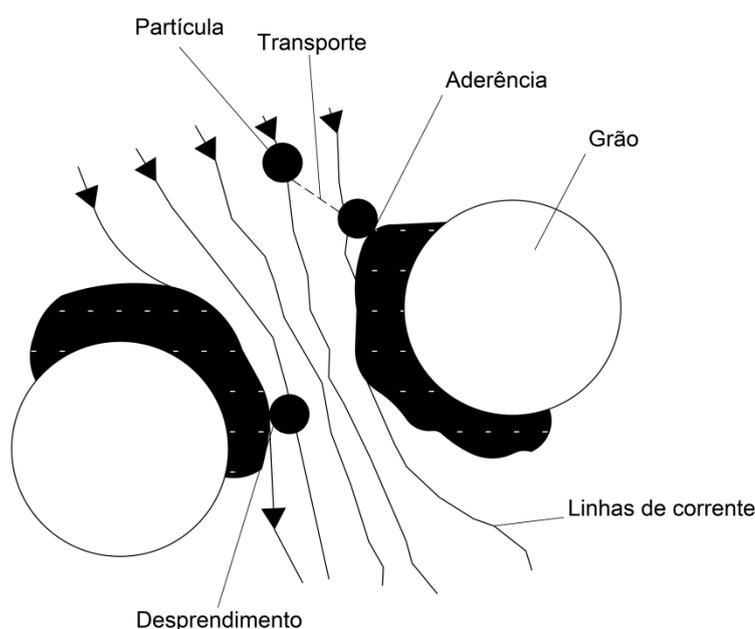
Apesar do processo de filtração ser utilizado desde a antiguidade, até meados da década de 50 do século XX, acreditava-se que os mecanismos de filtração responsáveis pela remoção das partículas eram puramente físicos. A partir de então, diversos pesquisadores passaram a caracterizar o processo de filtração como uma combinação de fenômenos físicos, químicos, e às vezes, biológicos (OULMAN, 1963; O'MELIA e CRAPPS, 1964; IVES e GREGORY, 1966).

Na filtração, três mecanismos são responsáveis para a remoção das partículas do meio líquido, sendo eles: os mecanismos de transporte, responsáveis por conduzir as partículas suspensas para as proximidades das superfícies dos grãos; os mecanismos de aderência, responsáveis por permitir que as partículas permaneçam aderidas à outras partículas ou à superfície dos grãos por meio de forças

superficiais que resistem às forças cisalhantes provocadas pelas linhas de fluxo d'água ao longo do leito filtrante; e os mecanismos de desprendimento, aqueles que ocorrem quando as forças cisalhantes provocadas pelas linhas de fluxo superam as forças superficiais entre as partículas e os grãos do leito filtrante causando seu desprendimento e conseqüentemente seu arraste para o efluente (IVES, 1970; AMIRTHARAJAH, 1988).

A Ilustração 3.1 demonstra simplificadaamente os mecanismos que ocorrem durante a filtração.

Ilustração 3.1. Mecanismos de transporte, aderência e desprendimento durante a filtração.



Fonte: Amirtharajah, 1988.

3.3.1 Mecanismos de transporte

Os principais mecanismos de transporte são: a ação física de coar, a interceptação, a inércia, a sedimentação, a difusão e a ação hidrodinâmica.

De acordo com Di Bernardo (1980), a ação física de coar ocorre principalmente nos filtros em que a remoção de partículas se dá na superfície do leito, fazendo com que cerca de 90% da perda de carga ocorra nesse local. Esta operação consiste na retenção de partículas que possuem dimensões maiores que os

interstícios do leito filtrante, e por isso são incapazes de passar através deles. Sendo assim, é uma ação puramente física.

Ao se aproximar dos grãos coletores, as linhas de fluxo divergem seu percurso repentinamente, por outro lado, as partículas em suspensão com inércia suficiente para manter sua trajetória colidem com a superfície dos grãos e nela ficam aderidas. Herzig et al. (1970) ao avaliarem o comportamento das partículas suspensas em meios porosos concluíram que quanto maior for a velocidade intersticial média ou menor o diâmetro dos grãos do meio filtrante, maior será a probabilidade deste fenômeno ocorrer. Complementando este raciocínio, Ives (1970) afirmou que durante a filtração de suspensões aquosas a retenção pelo efeito do impacto inercial é diretamente proporcional à densidade e ao diâmetro das partículas e à taxa de filtração, e inversamente proporcional à densidade da água e ao diâmetro dos grãos. Sendo assim, como o regime de escoamento no filtro é laminar e considerando o tamanho e a densidade das partículas suspensas e entre 0,01 e 100 μm e entre 1,00 e 2,65 g/cm^3 respectivamente, o autor concluiu que o efeito do impacto inercial na filtração rápida de solução aquosa pode ser desprezível, mas é de suma importância na filtração do ar.

Durante a filtração, as partículas são conduzidas ao longo das linhas de fluxo e à medida que elas se aproximam dos grãos do leito filtrante a distâncias menores do que o próprio raio da partícula, elas são removidas da suspensão por meio do mecanismo de interceptação (DI BERNARDO, 1980).

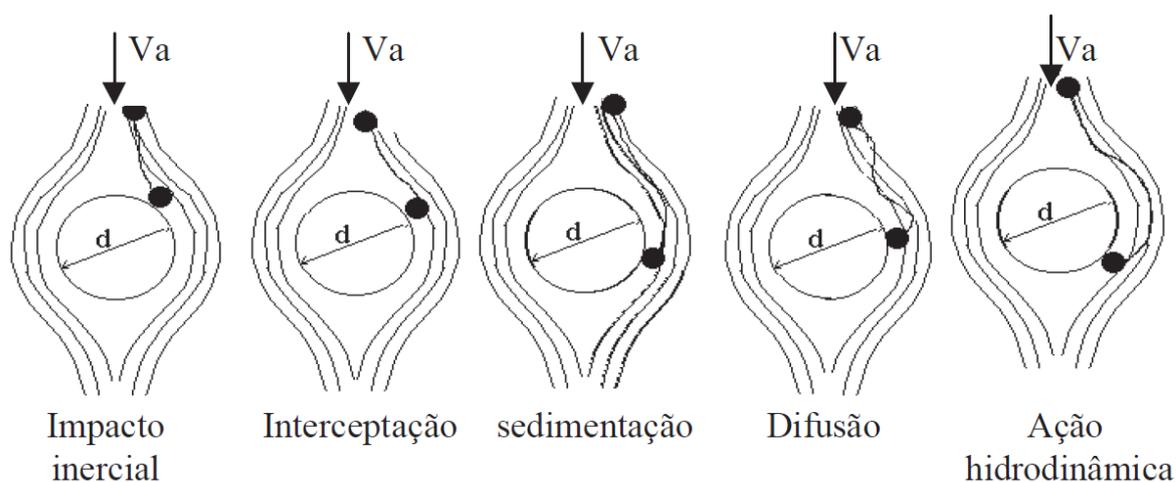
Segundo Ison e Ives (1969), o mecanismo de sedimentação é influenciado pela velocidade de sedimentação das partículas. Os autores verificaram que as partículas de grande diâmetro e elevada densidade são mais suscetíveis a abandonar as linhas de fluxo e a sedimentar sobre a superfície dos grãos de areia no sentido da força da gravidade. O efeito da sedimentação no leito filtrante pode ser expresso pela razão entre a velocidade de sedimentação das partículas e a taxa de filtração ou velocidade de aproximação. Dessa forma, os filtros lentos de areia apresentam maior retenção do material suspenso pelo mecanismo de sedimentação do que os filtros rápidos, pois operam com taxas de filtração muito inferiores.

As partículas suspensas em um meio líquido apresentam uma agitação aleatória provocada pela energia térmica das moléculas de água. Esse fenômeno é conhecido como movimento Browniano e é responsável por permitir que as partículas suspensas fiquem dispersas no meio líquido à medida que se deslocam através do leito filtrante. De acordo com Di Bernardo et al. (2011), a remoção de partículas menores que $1\ \mu\text{m}$ é altamente influenciada pelo movimento Browniano, entretanto, para as partículas maiores, este fenômeno é praticamente desprezível, pois a energia térmica das moléculas de água não é capaz de agitá-las a distâncias suficientes para que possam alcançar a superfícies dos grãos coletores.

Conforme Di Bernardo (1980), a ação hidrodinâmica ocorre quando as partículas estão submetidas a um gradiente de velocidade diferente de zero, de tal forma que suas extremidades estejam sujeitas a velocidades tangenciais diferentes das do centro de gravidade, fazendo com que elas girem. Ao girar, elas produzem uma diferença de pressão na direção perpendicular à do escoamento responsável por encaminhá-las para uma região de menor velocidade fazendo com que as mesmas sejam transportadas para a superfície dos grãos coletores. Este fenômeno tem importância no transporte de partículas grandes ($\sim 10\ \mu\text{m}$), como é o caso dos esgotos domésticos.

A Ilustração 3.2 retrata os 5 mecanismos de transporte descritos anteriormente.

Ilustração 3.2. Mecanismos de transporte da filtração.



Fonte: Amirtharjah, 1988.

3.3.2 Mecanismo de aderência

A aderência entre as partículas e os grãos é governada, principalmente, pelas características de suas superfícies. Assim como as partículas aderem diretamente às superfícies dos grãos, elas podem também aderir a partículas já depositadas no leito filtrante.

O mecanismo de aderência pode ser atribuído a duas categorias de fenômenos: interação entre as forças elétricas e as de Van der Waals, e ligações químicas das partículas às superfícies dos grãos por um material intermediário.

De acordo com Vargas (2004), quando imersas em água, as partículas sólidas apresentam cargas superficiais, logo, a interação elétrica da dupla camada entre duas partículas pode provocar reações de atração ou repulsão entre elas, dependendo do sinal dessas cargas. Como as superfícies da maioria dos materiais utilizados como meios filtrantes e a maioria das partículas coloidais e bactérias têm potencial Zeta negativo, a interação entre as duplas camadas irá dificultar o mecanismo de aderência. No entanto, sabe-se também que existem as forças atrativas entre as partículas atribuídas a força de van der Waals e essa combinação entre as forças de repulsão de origem elétrica e as de atração de van der Waals contribuem para a estabilidade do processo de filtração.

Segundo Di Bernardo (1980), apesar da interação entre as forças elétrica e de van der Waals ser considerada como o fenômeno fundamental para aderência, em muitos casos as forças químicas podem superar as eletrostáticas. As ligações de hidrogênio, troca iônica e adsorção mútua são as principais formas de ligações químicas entre as partículas e as superfícies dos grãos coletores.

3.3.3 Mecanismo de desprendimento

Considerando a vazão afluyente a um filtro constante durante o processo de filtração, o acúmulo de partículas retidas nos vazios intergranulares causa o estreitamento das dimensões destes com conseqüente aumento da velocidade intersticial e da força de cisalhamento. Quando as forças cisalhantes e as de adesão se igualam, ocorre o desprendimento e o arraste das partículas retidas para camadas inferiores do leito filtrante, no caso de filtros descendentes. Alguns autores também afirmam que esse arraste pode ocorrer pelo choque cinético provocado pelas novas

partículas ao atingirem as partículas já depositadas nos interstícios do meio granular. O resultado dessa ruptura ocasiona um aumento na concentração de partículas suspensas no efluente e, conseqüentemente, deterioração de sua qualidade (MORAN et al., 1993; AMIRTHARAJA, 1988).

3.4 ASPECTOS CONSTRUTIVOS E OPERACIONAIS

Os aspectos construtivos de um filtro granular são de extrema importância para que o sistema opere adequadamente, garantindo que o efluente filtrado apresente as características desejadas ao longo da carreira de filtração. Neste tópico, serão descritos os principais parâmetros de projetos para a construção de um filtro granular.

Diversos tipos de materiais podem ser utilizados para o preenchimento do leito, os mais comuns são areia, pedra, antracito e carvão ativado. Eles podem ser utilizados sozinhos ou em combinações de dupla ou tripla camada.

De acordo com Di Bernardo et al. (2012), as características granulométricas e as propriedades do material filtrante afetam significativamente a eficiência da filtração. Tais propriedades são relacionadas ao tamanho, formato, densidade, dureza, porosidade do leito e solubilidade dos grãos em ácido clorídrico e em hidróxido de sódio.

3.4.1 Tamanho e distribuição dos grãos

A escolha da granulometria de um meio filtrante depende da taxa de filtração aplicada, da carga hidráulica disponível, da qualidade do afluente e do efluente desejado, do sistema de lavagem dos filtros e da espessura da camada filtrante. Dessa forma, o tamanho dos grãos deve ser definido previamente a partir de estudos experimentais em instalações piloto. Entretanto, na prática, a definição da faixa granulométrica (diâmetro máximo e mínimo) é adotada em função de experiências prévias em outras estações de tratamento com características similares.

Utilizando peneiras padronizadas, é possível traçar a curva de distribuição granulométrica e determinar o tamanho ($D_{m\acute{a}x}$ e $D_{m\acute{i}n}$), o diâmetro efetivo (D_{10}) e coeficiente de uniformidade dos grãos (CU).

Segundo Metcalf e Eddy (2013) as características primárias que influenciam o desempenho da filtração são o diâmetro efetivo e o coeficiente de uniformidade. Estes parâmetros afetam o tempo de retenção do líquido que passa através do leito filtrante.

O diâmetro efetivo representa a abertura da peneira, em milímetros, que permite a passagem acumulada de 10% da amostra considerada, em termos de massa. Quanto maior o diâmetro efetivo do leito, mais rápido o efluente irá passar através dele, no entanto se o tamanho for muito grande a eficiência do tratamento será reduzida. A NBR 13969 (ABNT, 1997) recomenda que o diâmetro efetivo da areia varie entre 0,25 e 1,20 mm, nos Estados Unidos, a USEPA (1999) indica a faixa de 0,25 a 0,75 mm. Converse e Tyler (2000) observaram que filtros de areia com diâmetro efetivo inferior a 0,30 mm possuíam maior tendência à colmatção do seu leito quando comparados aos filtros de areia mais grossa operando com a mesma taxa de filtração. A Tabela 3.2 apresenta as características granulométricas geralmente empregadas na filtração rápida descendente.

Tabela 3.2. Características granulométricas empregadas na filtração rápida descendente.

Característica	Areia convencional	Areia uniforme	Camada dupla	
			Antracito	Areia
Tamanho do grão (mm)	0,42 a 1,41	0,84 a 1,68	0,59 a 2,00	0,42 a 1,41
Tamanho efetivo (mm)	0,45 a 0,55	0,90 a 1,30	0,90 a 1,10	0,40 a 0,60
Coeficiente de uniformidade	≤ 1,6	≤ 1,2	≤ 1,6	≤ 1,6
Espessura do leito (m)	0,60 a 0,80	≥ 1,00	0,45 a 0,60	0,20 a 0,30
Taxa de filtração (m ³ /m ² .dia)	≤ 200	≤ 360	≤ 400	

Fonte: Di Bernardo et al., 2003.

O coeficiente de uniformidade representa a relação entre os tamanhos dos grãos que correspondem às porcentagens de 60% e 10%, em massa, do material passante pelas peneiras. Este parâmetro é uma estimativa numérica da variação granulométrica do material filtrante e quanto menor for este valor, mais uniforme será o material, mais profunda será a retenção de impurezas e mais longa será a carreira de filtração (DI BERNARDO et al., 2003). Darby et al. (1991) afirmam que se os tamanhos dos grãos variam muito, os grãos menores se alojam nos vazios formados

pelos grãos maiores, aumentando significativamente o efeito da colmatação. Metcalf e Eddy (2013) recomendam que o valor deste coeficiente seja entre 1,20 e 1,60. NBR 13969 (ABNT, 1997) e a USEPA (1999) estipulam que o coeficiente de uniformidade seja inferior a 4,00. Para fins de irrigação, é recomendado que o coeficiente de uniformidade da areia seja inferior a 1,50 (HAMAN e ZAZUETA, 1994; BURT e STYLES, 2007; ELBANA et al., 2012).

3.4.2 Sentido de escoamento

Geralmente, as estações de tratamento que utilizam o processo de filtração podem empregar filtros com escoamento ascendente ou descendente durante a carreira de filtração.

Na filtração ascendente, o filtro é constituído de uma câmara com fundo falso, onde acima deste é colocada uma camada suporte e, em seguida a camada filtrante, de um único material, geralmente areia ou pedra. A alimentação da unidade é realizada por meio da instalação de uma tubulação localizada no interior do fundo falso, o efluente então escoar no sentido ascendente do filtro passando pela camada suporte e pelo leito filtrante até extravasar em uma calha coletora. Com a lavagem do leito, ocorre a fluidificação do material filtrante fazendo com que os grãos mais grossos fiquem dispostos na região inferior da camada filtrante enquanto que os mais finos se depositam na parte superior. Assim, durante a filtração todo o material filtrante participa da filtração, retendo as impurezas de maiores diâmetros nas subcamadas inferiores e as menores, no material granular mais fino localizado na parte superior.

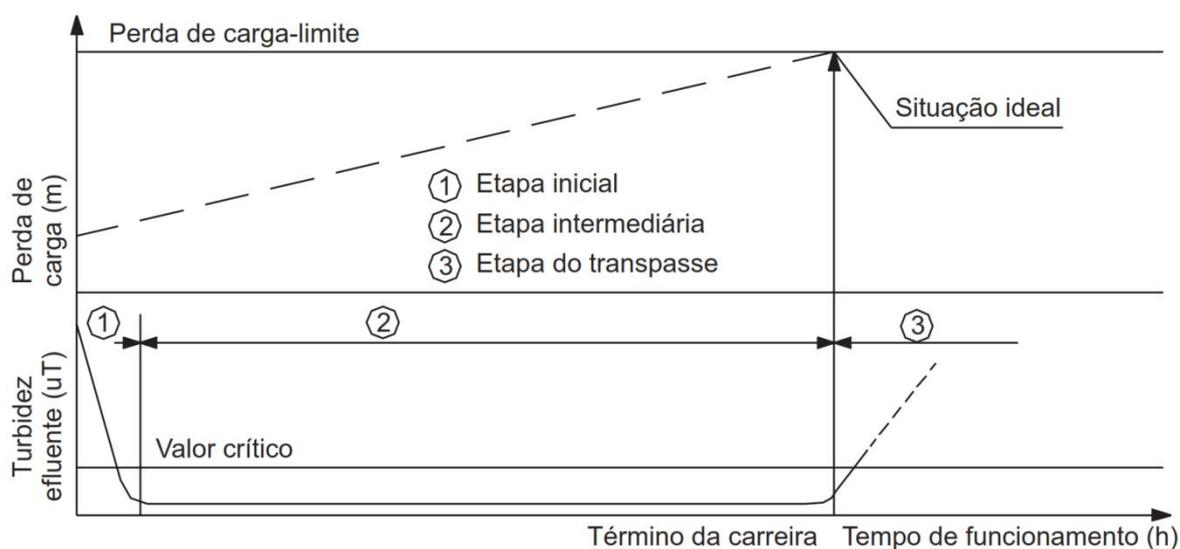
Na filtração descendente, a alimentação do filtro é realizada através de uma calha ou tubulação localizada acima do topo da camada filtrante, de tal forma que o efluente escoar no sentido descendente pelo interior do filtro. Neste processo, as partículas podem ser retidas por dois mecanismos de ação distintos: com ação de profundidade, na qual as partículas são retidas ao longo do meio filtrante e com ação superficial, em que a retenção das partículas é significativa apenas no topo do meio filtrante. Para evitar a perda do material filtrante durante a filtração, os filtros descendentes também são dotados de uma camada suporte, geralmente constituídas de seixos rolados.

3.4.3 Tipo de funcionamento

Os filtros podem ser classificados quanto a seu regime de operação como semicontínuos e contínuos.

Segundo Di Bernardo et al. (2012), as fases de filtração e lavagem dos filtros semicontínuos ocorrem continuamente, uma após a outra, de tal forma que durante a carreira de filtração o conteúdo de sólidos depositados no topo e ao longo do leito filtrante aumentam, causando o acréscimo do nível d'água sobre o leito e o arraste dos sólidos retidos no filtro para o efluente filtrado. Quando o nível d'água sobre o leito atinge a altura máxima permitida para a instalação, ocorre a perda de carga máxima e quando a qualidade do efluente, em termos de turbidez, começa a piorar, porém ainda dentro dos valores aceitáveis, ocorre o transpasse da turbidez. Idealmente, estes dois fenômenos ocorrem simultaneamente e são considerados os parâmetros de controle para indicar o momento em que a filtração deve ser paralisada para lavagem dos filtros. A Ilustração 3.3 apresenta esquematicamente as etapas de um processo de filtração em regime semicontínuo com taxa constante.

Ilustração 3.3. Etapas da filtração semicontínua com taxa constante.



Fonte: Di Bernardo et al., 2003.

Nos filtros contínuos as fases de filtração e lavagem ocorrem simultaneamente e dessa forma os conceitos de perda de carga limite e transpasse da turbidez deixam de existir.

3.4.4 Taxa de filtração

Quanto a taxa de filtração, os filtros podem ser classificados como filtros lentos ou rápidos.

No primeiro caso, o leito filtrante é constituído por areia com diâmetro efetivo da ordem de 0,15 a 0,30 mm e é operado com taxas de filtração muito baixas, cerca de 3 a 9 m³/m².dia sem o uso de coagulantes ou floculantes como pré-tratamento. Estes dois fatores fazem com que os sólidos sejam removidos quase que totalmente em uma fina camada no topo do leito filtrante e durante a filtração seja formada uma camada biologicamente ativa no topo do leito conhecida como *schmutzdecke*. O *schmutzdecke* é constituído por bactérias, fungos, protozoários, rotíferos e uma variedade de larvas e insetos aquáticos. Os mecanismos de remoção dos filtros lentos são físicos, químicos e biológicos, dispensando, em alguns casos, a necessidade de desinfecção do efluente filtrado (BRINCK, 2009; GUCHI, 2015).

Os filtros rápidos são operados com taxas de filtração bem maiores que os filtros lentos, os valores mais usuais estão na faixa de 90 e 120 m³/m².dia, entretanto diversas pesquisas têm demonstrado que é possível aplicar taxas da ordem de 600 m³/m².dia sem que a qualidade do efluente filtrado seja prejudicada, desde que se considere o aumento da granulometria e a espessura do leito filtrante. A principal função dos filtros rápidos é o clareamento, removendo a turbidez e grande parte dos sólidos suspensos totais (SST) presente na água. Durante a operação, os sólidos são removidos da água e acumulados dentro dos vazios e no topo do leito filtrante. Os mecanismos de remoção dos filtros rápidos são basicamente físicos e químicos, e por isso a concentração bacteriana no efluente ainda é elevada, necessitando de um processo de desinfecção do efluente filtrado para determinados fins de reúso (BRAGA et al., 2007; METCALF e EDDY, 2013; LIMA e CAPELO, 2015).

3.4.5 Qualidade do afluente

A qualidade da água afluente aos filtros tem grande influência no desempenho da carreira de filtração. Como descrito anteriormente, de modo geral, as estações de tratamento de esgoto utilizam o processo de filtração como pós-tratamento de efluente secundário. De acordo com Metcalf e Eddy (2013) os principais parâmetros que devem ser avaliados durante o processo de filtração são: a concentração de SST, a turbidez, o tamanho das partículas e a resistência do floco. No caso de filtros que são

alimentados com efluentes de lagoas de polimento, o conhecimento da concentração de algas é um fator fundamental para evitar a colmatação dos filtros.

Stevik et al. (2004) relataram que certas características do afluente como concentração, distribuição de tamanho, carga e força das partículas sólidas ou dos flocos podem afetar o processo de filtração e por esse motivo é comum a aplicação de coagulantes e floculantes nas estações de tratamento. Por outro lado, alguns pesquisadores ressaltam que a adição de produtos químicos pode causar a desestabilização de partículas e de materiais coloidais levando a separação do material particulado no leito filtrante. A superdosagem de coagulante também pode causar problemas operacionais como a colmatação do filtro e o desprendimento de partículas acarretando em um aumento da turbidez no efluente (JOLIS et al., 1996; ADIN, 1999; HEINONEN-TANSKI et al., 2003).

3.4.6 Lavagem dos filtros

O final da carreira de filtração é determinado pela constatação de que a perda de carga no filtro atingiu um valor limite estabelecido em função das características construtivas e/ou operacionais do sistema, ou quando se constata a deterioração crescente da qualidade do efluente filtrado, geralmente controlado pelos valores de turbidez.

Após o término da carreira de filtração os filtros devem ser lavados para que possam entrar em operação novamente. Segundo Valencia (2000), é extremamente importante que a lavagem seja eficiente para não comprometer a carreira posterior. O autor ainda afirma que a maioria dos problemas dos filtros tem origem em deficiências na lavagem como: (i) a pouca eficiência no desprendimento das partículas de sujeira aderidas aos grãos e daquelas alojadas nos espaços intergranulares do meio filtrante; e (ii) dificuldade de transportá-las desde o leito filtrante até as calhas coletoras de água de lavagem.

A lavagem dos filtros rápidos geralmente é realizada com a aplicação de água no sentido ascendente para promover uma expansão do leito filtrante e permitir que as partículas depositadas nos grãos sejam transferidas para o meio líquido e assim serem carreadas até as calhas coletoras de água de lavagem.

Uma lavagem eficiente pode ser alcançada quando a expansão do leito atinge cerca 40%. Dependendo da granulometria do material que compõe o leito, a lavagem pode ser realizada com velocidades ascensionais de 1,0 a 1,2 m/min e 0,7 a 1,05 m/min para filtros ascendentes e descendentes respectivamente. O tempo de lavagem geralmente varia entre 7 e 10 min, representando um consumo de água de 3 a 5% em relação ao volume de efluente tratado (DI BERNARDO et al., 2003).

Na filtração ascendente é possível obter carreiras de filtração mais longas através da realização de descargas de fundo intermediárias (DFI). Esse procedimento resulta em uma limpeza parcial no filtro removendo o material retido na camada suporte e nos primeiros centímetros do leito filtrante. Essa técnica consiste em interromper a carreira do filtro por um curto intervalo de tempo, cerca de um minuto, e realizar uma DFI pela manobra de um conjunto de válvulas que pode ocorrer de diferentes maneiras.

Em filtros de areia com grande espessura a lavagem ascensional com ar e água é muito utilizada. Enquanto o ar revolve os grãos provocando a remoção dos flocos retidos, a água arrasta os flocos removidos para a calha coletora da água de lavagem. Nestes casos não é necessário expandir o leito filtrante para realizar a lavagem.

3.5 FILTRO DE CARVÃO ATIVADO GRANULAR

Segundo Çeçen e Aktaş (2011) o carvão ativado pode ser produzido a partir de uma ampla faixa de materiais a base de carbono amorfo, preparados de tal forma que exibem um alto grau de porosidade e uma extensa área superficial. Sua fabricação se dá inicialmente pela carbonização de materiais orgânicos com alta porcentagem de carbono, podendo ser de origem vegetal, mineral ou animal. Em seguida, sua ativação é realizada através da exposição do carbonizado à gases oxidantes como vapor e CO₂ em altas temperaturas, criando uma estrutura com poros seletivamente dimensionados que proporcionam a área superficial interna onde ocorre a adsorção. Os tamanhos dos poros resultantes são agrupados da seguinte forma: (i) macroporos > 25 nm; (ii) mesoporos > 1 nm e < 25 nm; e (iii) microporos < 1 nm (METCALF e EDDY, 2013; CAVALCANTI, 2016).

De acordo com a Cabot Corporation (2017), o carvão ativado granular (CAG) é definido como o carvão ativado com pelo menos 90% das partículas com tamanho maior do que 0,177 mm. Para Çeçen e Aktaş (2011), o carvão ativado é granular quando as partículas são maiores do que 0,1 mm, variando de 0,1 a 2,36 mm.

A capacidade de adsorção do carvão ativado está associada a diversos fatores, como temperatura, pH da água, natureza do carvão e das substâncias que serão adsorvidas e superfície específica do carvão. Segundo Di Bernardo et al. (2003), dentre os parâmetros utilizados para caracterizar as propriedades de adsorção do carvão ativado, o mais empregado é o índice de iodo, por meio do qual se mede a quantidade de iodo que é adsorvida sob condições específicas de ensaio, para o emprego em estações de tratamento, recomenda-se que esse valor seja superior a 500 mg/g. A Tabela 3.3 apresenta as principais características típicas do CAG utilizado no pós-tratamento de efluentes.

Tabela 3.3. Principais características do CAG utilizado no pós-tratamento.

Parâmetros	
Área superficial específica (m ² /g)	700 - 1300
Densidade (kg/m ³)	400 - 500
Tamanho da partícula (mm)	0,1 - 2,36
Tamanho efetivo (mm)	0,6 - 0,9
Coeficiente de uniformidade	≤ 1,9
Índice de iodo (mg/g)	600 - 1.100
Dureza (mínimo)	75 - 85
Teor de cinzas (%)	≤ 8
Umidade (%)	2 - 8

Fonte: Adaptado de Metcalf e Eddy (2013).

Os filtros de carvão ativado granular são amplamente utilizados em processos de purificação da água potável, água subterrânea e águas residuárias como uma etapa de pós-tratamento, particularmente para remoção de odor, cor e compostos orgânicos tóxicos.

Snyder et al. (2007) removeram 85% de diclofenaco utilizando carvão ativado granular no pós-tratamento de efluente anaeróbio. Uma remoção de 90% para o

mesmo composto foi alcançada por Kårelid et al. (2017). Rigobello et al. (2013) relataram uma eficiência de remoção de 99,7% para o composto diclofenaco quando empregaram a filtração em areia seguida por CAG durante o tratamento de água para abastecimento.

Katsigiannis et al. (2015) utilizando 4 filtros de carvão ativado em série alcançaram uma remoção de pelo menos 90% para os compostos bisfenol-A, ibuprofeno e triclosan. Tambosi (2008) removeu pelo menos 90% dos fármacos acetaminofeno, cetoprofeno, naproxeno, trimetoprima e sulfametoxazol.

Altman et al. (2016) utilizaram filtros de carvão ativado granular em escala piloto no pós-tratamento de efluente para remover fósforo e contaminantes emergentes alcançando uma remoção de 85% de fósforo total e verificaram que os 15 contaminantes emergentes estudados foram completamente removidos durante os primeiros 50 dias de operação.

Diversos pesquisadores relataram um melhor desempenho do CAG quando este recebe também uma ativação biológica. O carvão ativado biologicamente (CAB) funciona como um biorreator em que dois processos ocorrem simultaneamente, a biodegradação e a bioadsorção. De acordo com Seredyńska-Sobecka et al. (2006), em condições de elevadas concentrações de poluentes na água, os processos de bioadsorção apresentam domínio em relação à biodegradação, por outro lado, quando a concentração desses poluentes é reduzida a biodegradação assume o papel principal para a remoção do composto em questão.

Por possuir uma elevada área superficial no interior dos seus poros, o CAG pode servir como meio de suporte para o desenvolvimento e fixação de micro-organismos sobre sua superfície. Dessa forma, o uso de micro-organismos capazes de biodegradar e biotransformar compostos orgânicos naturais e sintéticos durante a ativação do CAB tem sido um importante campo de estudo nas últimas décadas (HEINICKE, 2005; PELARIN et al., 2009; ZHONGTIAN et al., 2012). Por outro lado, alguns pesquisadores afirmam que a fixação desses micro-organismos pode prejudicar a qualidade do efluente filtrado quanto aos aspectos bacteriológicos (BITOON, 2005; HOAN, 2005).

Reungoat et al. (2010) monitoraram o desempenho de uma estação de tratamento de água e constataram que a concentração de 54 compostos selecionados foi reduzida pelo menos em 90% após passarem pelos filtros de carvão ativado biologicamente.

Reungoat et al. (2011) removeu 60% do carbono orgânico dissolvido através da filtração em carvão ativado biologicamente. Utilizando um filtro com dupla camada (areia e carvão ativado), Altman et al. (2016) removeram 96% dos sólidos suspensos, 89% do fósforo total e 80% do carbono orgânico dissolvido presente no efluente secundário.

Paredes et al. (2016) avaliaram o processo de filtração em carvão ativado biologicamente no pós-tratamento de efluente anaeróbio e aeróbio e verificaram que para ambos os casos a remoção foi completa para os compostos celostolide, ibuprofeno e diclofenaco.

4 MATERIAL E MÉTODOS

4.1 LOCALIZAÇÃO DA INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL

A instalação experimental foi construída em escala piloto e instalada em uma área anexa à ETE Mangueira destinada a pesquisas científicas da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE). A ETE recebe os esgotos domésticos provenientes dos bairros da Mangueira, San Martin e Mustardinha, regiões consideradas de baixa renda na Região Metropolitana do Recife (RMR). A Ilustração 4.1 apresenta a localização da ETE Mangueira e da área onde foi realizado o experimento.

Ilustração 4.1. Localização da ETE Mangueira e da área experimental.



Fonte: Google Earth, 2017.

4.2 DESCRIÇÃO DA INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL

O sistema piloto recebia o esgoto sanitário bruto continuamente através de uma derivação na tubulação a montante da caixa de areia da ETE que encaminhava o efluente para um tanque de armazenamento com capacidade para três mil litros. Do tanque de armazenamento, o efluente era bombeado para uma caixa de nível

constante instalada a cinco metros de altura para alimentar o reator UASB. O efluente desse reator foi utilizado como afluente do sistema de pós-tratamento.

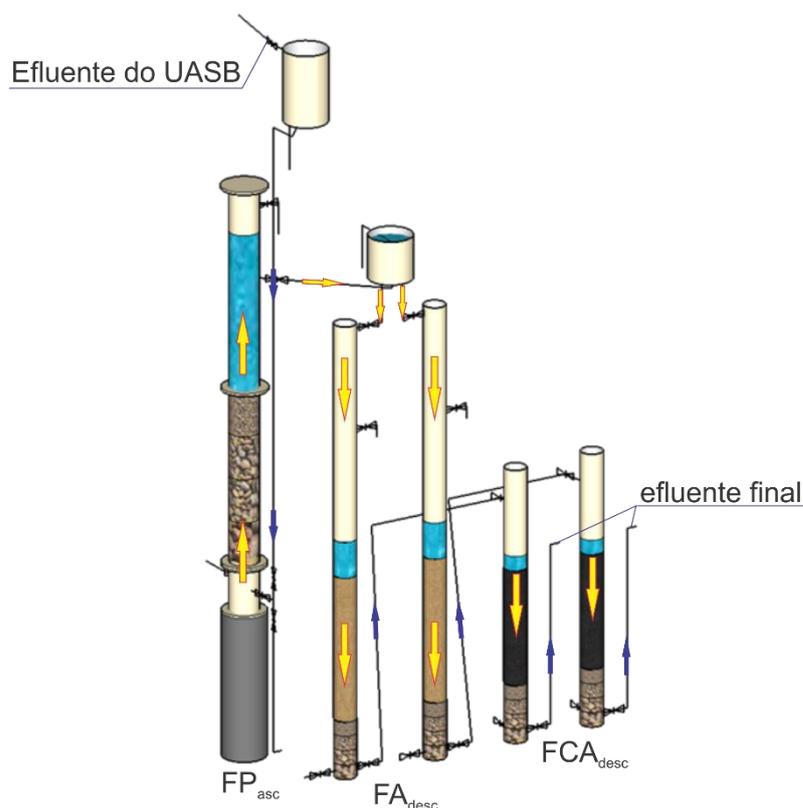
O reator UASB utilizado como tratamento secundário nesta pesquisa é apresentado na Ilustração 4.2.

Ilustração 4.2. Reator UASB utilizado como tratamento secundário.



O sistema de pós-tratamento era composto de um filtro ascendente de pedra (FP_{asc}), dois filtros descendentes de areia (FA_{desc}) e dois filtros descendente de carvão ativado granular (FCA_{desc}). Para controlar a vazão do FP_{asc} e dos FA_{desc} , foram instaladas caixas de distribuição de nível constante dotadas de orifícios conectados às tubulações de alimentação dos respectivos filtros. Os FA_{desc} operavam em paralelo recebendo o efluente pré-filtrado do FP_{asc} . Cada FA_{desc} operava com uma taxa de filtração diferente e encaminhava seu efluente para um FCA_{desc} . Os efluentes dos FCA_{desc} correspondiam ao efluente final produzido de cada condição operacional do sistema proposto. A Ilustração 4.3 apresenta um esquema da instalação piloto do sistema de o pós-tratamento utilizado nesta pesquisa, bem como o sentido de escoamento durante a operação de filtração.

Ilustração 4.3. Instalação piloto e sentido de escoamento durante a filtração.

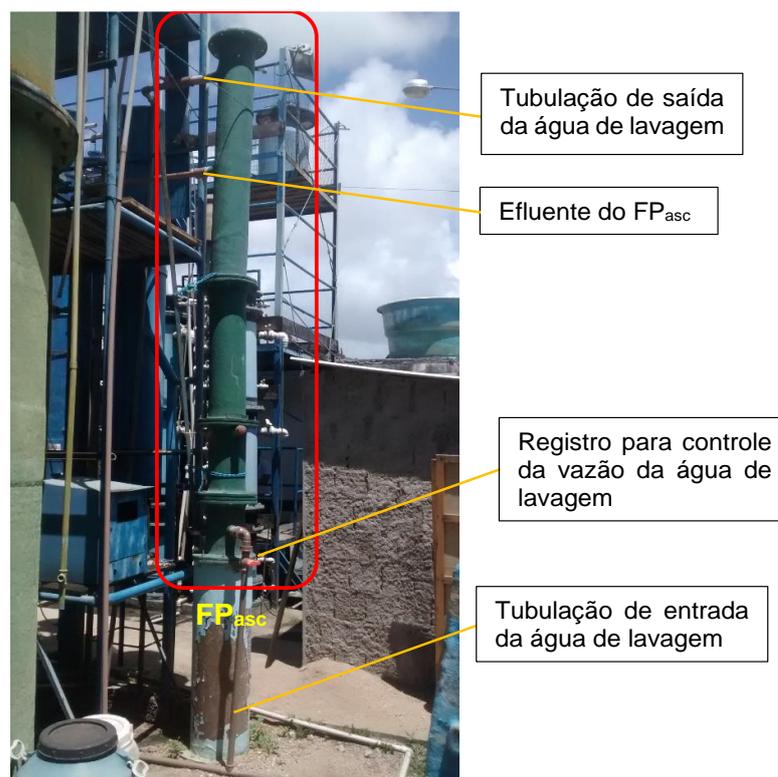


O FP_{asc} foi fabricado em tubulação de PVC com 200 mm de diâmetro e 3,00 m de altura total. Como pode ser observado na Ilustração 4.4, o filtro recebeu um revestimento de fibra de vidro e dispunha de flanges nas alturas referentes ao seu fundo falso e ao topo da camada filtrante. O filtro era sustentado por uma base, chumbada ao solo, para ficar na altura necessária para alimentar as demais unidades de filtração. O leito filtrante, com 1,50 m de altura, era constituído de pedregulhos (seixo rolado) dispostos em cinco subcamadas de 0,30 m cada conforme apresentado na Tabela 4.1.

Tabela 4.1. Camadas e granulometria do leito filtrante do FP_{asc} .

Camada	Espessura (cm)	Granulometria (mm)
5 ^a	30	6 - 2
4 ^a	30	12 - 6
3 ^a	30	19 - 12
2 ^a	30	38 - 19
1 ^a - suporte	30	60 - 38

Ilustração 4.4. FP_{asc} utilizado na pesquisa e dispositivos para lavagem do filtro.



Os FA_{desc} foram fabricados com uma tubulação de PVC com 150 mm de diâmetro e 3,15 m de altura total. O leito filtrante era composto de uma camada de 0,40 m de material suporte e 1,00 m de areia. A camada suporte era constituída de seixos rolados com granulometria variando entre 38 e 2 mm dispostos de forma que o tamanho dos grãos reduzisse gradualmente a partir da base do filtro. A areia era constituída de grãos com diâmetro variando entre 1,62 e 0,59 mm, apresentando um diâmetro efetivo de 0,80 mm e coeficiente de uniformidade inferior a 1,30 (dados do fornecedor). Em cada filtro foram instalados 7 piezômetros espaçados a cada 0,20 m para tomada da perda de carga ao longo de todo o leito filtrante.

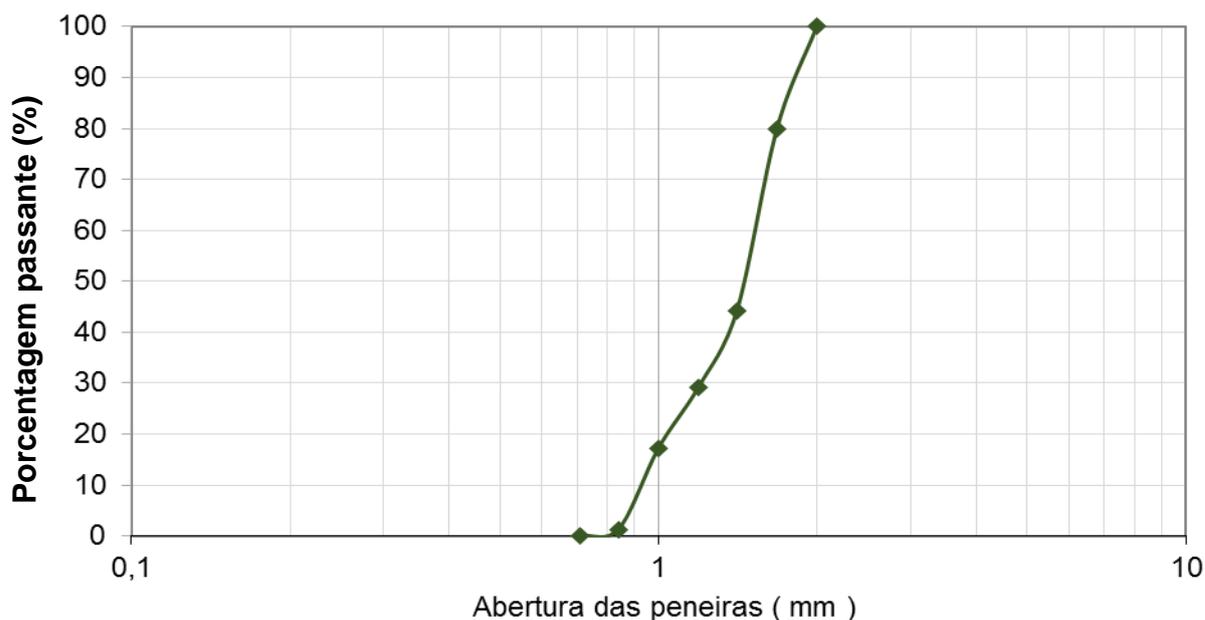
Os FCA_{desc} foram fabricados em tubulação PVC com 150 mm de diâmetro e 1,90 m de altura total. O leito filtrante era composto por uma camada de 0,40 m de material suporte e 0,80 m de carvão ativado granular (CAG). A camada suporte dos FCA_{desc} era idêntica a dos FA_{desc} . A Ilustração 4.5 apresenta os FA_{desc} e FCA_{desc} utilizados no experimento.

Ilustração 4.5. FA_{desc} e FCA_{desc} utilizados na pesquisa.



O CAG utilizado na pesquisa foi fornecido pela empresa G1000 Materiais Filtrantes que o produziu utilizando cascas de coco como matéria prima. Preliminarmente ao experimento, foi realizado um ensaio granulométrico para determinar as principais características do CAG. A Ilustração 4.6 apresenta a curva de distribuição granulométrica obtida pelo ensaio que possibilitou definir as principais características do CAG. Conforme pode ser observado, o tamanho dos grãos variou de 2,00 a 0,71 mm, o diâmetro efetivo foi 0,93 mm e coeficiente de uniformidade foi 1,74.

Os cinco filtros utilizados na pesquisa possuíam sistema de lavagem do tipo contrafluxo, usando-se um reservatório elevado de água limpa (Ilustração 4.2) e registros para controle de vazão e direcionamento do fluxo. Salienta-se que, neste trabalho, foi adotada a utilização da água fornecida pela Companhia Pernambucana de Saneamento (COMPESA) para a lavagem dos filtros, pois a área experimental da ETE Mangueira já era abastecida pela mesma, evitando-se assim, o gasto com a implantação de um outro sistema de coleta, armazenamento e bombeamento de água para a lavagem das unidades.

Ilustração 4.6. Curva de distribuição granulométrica do CAG.

4.3 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

O reator UASB utilizado neste trabalho já havia sido operado por outros pesquisadores do Laboratório de Saneamento Ambiental da UFPE e ficou cerca de um ano desativado. No início desta pesquisa, a tubulação de alimentação do reator UASB frequentemente apresentava problemas de entupimento. Provavelmente isso ocorria por conta do longo período sem receber esgoto, o que pode ter provocado o endurecimento da biomassa em seu interior e consequentemente a redução da área útil de suas conexões e tubulações.

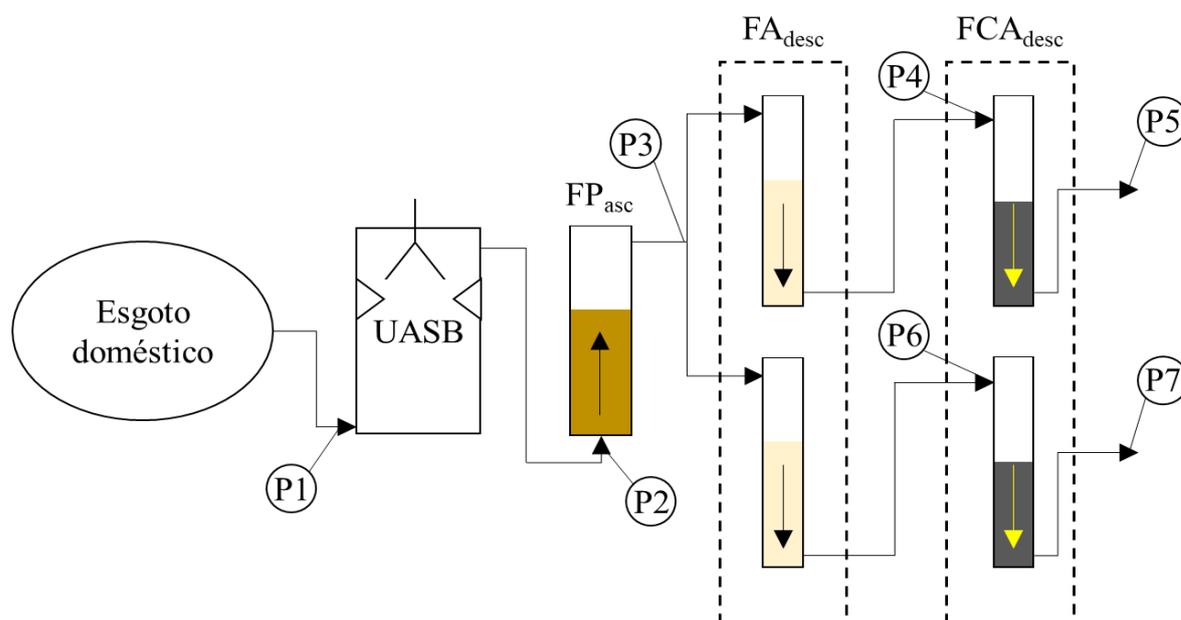
Em um dos serviços de desobstrução do reator UASB ocorreu o rompimento da tubulação de alimentação ocasionando a perda de toda biomassa presente no seu interior. Por conta do curto prazo para o desenvolvimento deste trabalho, foi necessária realizar uma nova inoculação do reator e para isso foram coletados 1000 L de lodo proveniente do reator UASB da ETE Rio Formoso, cuja concentração de sólidos suspensos voláteis foi de aproximadamente 52 g/L.

Dessa forma, antes de iniciar a operação semicontínua dos filtros, foi realizado o monitoramento do reator UASB e a caracterização do seu efluente para fins de aplicação no sistema de pós-tratamento avaliado neste trabalho. O reator foi operado com tempo de detenção hidráulica (TDH) de aproximadamente 12 h, produzindo uma vazão de 420 L/h de efluente secundário.

Concomitantemente ao monitoramento do reator UASB, foram realizados testes preliminares nas unidades de pós-tratamento com o objetivo de definir as operações de lavagens dos filtros a serem utilizadas durante todo experimento. O tempo necessário para limpeza de cada filtro foi determinado pelo momento no qual o valor da turbidez da água de lavagem que saía do respectivo filtro se aproximasse do valor da turbidez da água limpa proveniente do reservatório elevado. As taxas de lavagens foram adotadas considerando as recomendações de Di Bernardo et al. (2003), para que o leito filtrante expandisse cerca de 40%.

Posteriormente, a pesquisa foi desenvolvida em duas fases experimentais (FI e FII), cada qual com duas condições operacionais distintas, resultando em um sistema operado com quatro taxas de filtração diferentes. A Ilustração 4.7 apresenta o fluxograma da instalação piloto utilizada na pesquisa, bem como a identificação dos pontos de coleta monitorados.

Ilustração 4.7. Fluxograma da instalação piloto de filtração.



P – ponto de coleta de amostras

As taxas de filtrações aplicadas em cada unidade de filtração estão apresentadas na Tabela 4.2. A medição da vazão de cada filtro era realizada em triplicata pelo método volumétrico/tempo utilizando uma proveta de 1 L e um cronometro.

Tabela 4.2. Condições operacionais das unidades de pós-tratamento do sistema proposto.

Fase	Identificação da condição operacional	FP _{asc}	FA _{desc} e FCA _{desc}
		Taxa de filtração (m ³ /m ² .dia)	
I	TF ₁₀₀₋₆₀	100	60
	TF ₁₀₀₋₉₀	100	90
II	TF ₂₀₀₋₁₂₀	200	120
	TF ₂₀₀₋₁₆₀	200	160

A duração das fases experimentais foi definida considerando a obtenção de um número representativo de coletas para que pudesse ser realizado um tratamento estatístico dos dados. Sendo assim, a primeira fase do experimento (FI) foi desenvolvida em 60 dias corridos realizando de 1 a 2 coletas por semana, totalizando 12 campanhas de amostragem nos 7 pontos de coleta indicados no fluxograma da Ilustração 4.7. A segunda fase da pesquisa (FII) foi desenvolvida apenas em 28 dias corridos, porém foram realizadas de 2 a 3 coletas por semana totalizando 10 campanhas de amostragem nos mesmos pontos de coleta monitorados na fase anterior.

O desempenho do sistema foi avaliado através da análise da qualidade do efluente tratado, do desenvolvimento da perda de carga nos FA_{desc} durante as carreiras de filtração e da estimativa do consumo de água gasto para lavagem dos filtros. Ao longo de todo experimento os filtros foram operados em regime semicontínuo de tal forma que a filtração era paralisada apenas nos momentos de limpeza dos filtros e logo em seguida voltava a operar.

Os parâmetros de controle como turbidez, pH e oxigênio dissolvido foram analisados diariamente *in situ* utilizando o turbidímetro da marca Hach modelo 2100P e o multiparâmetro da marca Hach modelo CO-HQ4d. Para a avaliação da alcalinidade, demanda química de oxigênio (DQO), série de sólidos, coliformes totais e *E. coli*, as amostras coletadas foram encaminhadas para o Laboratório de Saneamento Ambiental da UFPE. As análises físico-químicas foram realizadas em conformidade com os padrões estabelecidos pelo Standard Methods (APHA; AWWA; WEF, 2012). A quantificação da concentração de coliformes totais e *E. coli* foi realizada pelo método Colilert.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 CARACTERIZAÇÃO DO ESGOTO BRUTO E MONITORAMENTO DO UASB

A caracterização do esgoto bruto (P1) que alimentou as duas fases experimentais é apresentada nas Tabelas 5.1 e 5.2. Como pode ser observado, o esgoto bruto apresentava características de esgoto fraco com pH próximo a neutralidade. Através do tratamento estatístico verifica-se que para a maioria dos parâmetros analisados os valores podem ser considerados homogêneos.

A relação entre SST/ST foi de 0,22 para as duas fases experimentais, o que indica que a maior parte dos sólidos afluentes se encontram na forma dissolvida e não suspensa. Por outro lado, a relação $DQO_{Total}/DQO_{Solúvel}$ foi de 0,39 e 0,37 para FI e FII respectivamente, indicando que a maior parcela da matéria orgânica se encontrava na forma particulada.

Tabela 5.1. Caracterização do esgoto bruto (P1) durante a FI.

Parâmetro	Unidade	n	Mínimo	Máximo	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de variação
DQO_{Total}	mg O ₂ /L	12	301	459	376	57	0,15
$DQO_{Solúvel}$	mg O ₂ /L	12	99	221	147	41	0,28
Alcalinidade total	mg CaCO ₃ /L	12	304	428	386	39	0,10
Alcalinidade parcial	mg CaCO ₃ /L	12	118	184	155	20	0,13
pH	-	12	7,1	7,4	7,3	0,1	0,01
SST	mg/L	12	78	288	156	52	0,34
SSV	mg/L	12	39	208	114	44	0,38
SSF	mg/L	12	12	82	42	24	0,57
ST	mg/L	12	592	802	705	78	0,11
STV	mg/L	12	254	516	390	89	0,23
STF	mg/L	12	154	518	316	100	0,32
Turbidez	NTU	12	92,8	191,0	117,5	32,2	0,27
Coliformes totais ¹	NMP/100 mL	12	7,45	8,96	8,02	0,36	0,05
<i>E. coli</i> ¹	NMP/100 mL	12	7,04	8,76	7,55	0,49	0,06

¹ Unidades em base log₁₀.

Tabela 5.2. Caracterização do esgoto bruto (P1) durante a FII.

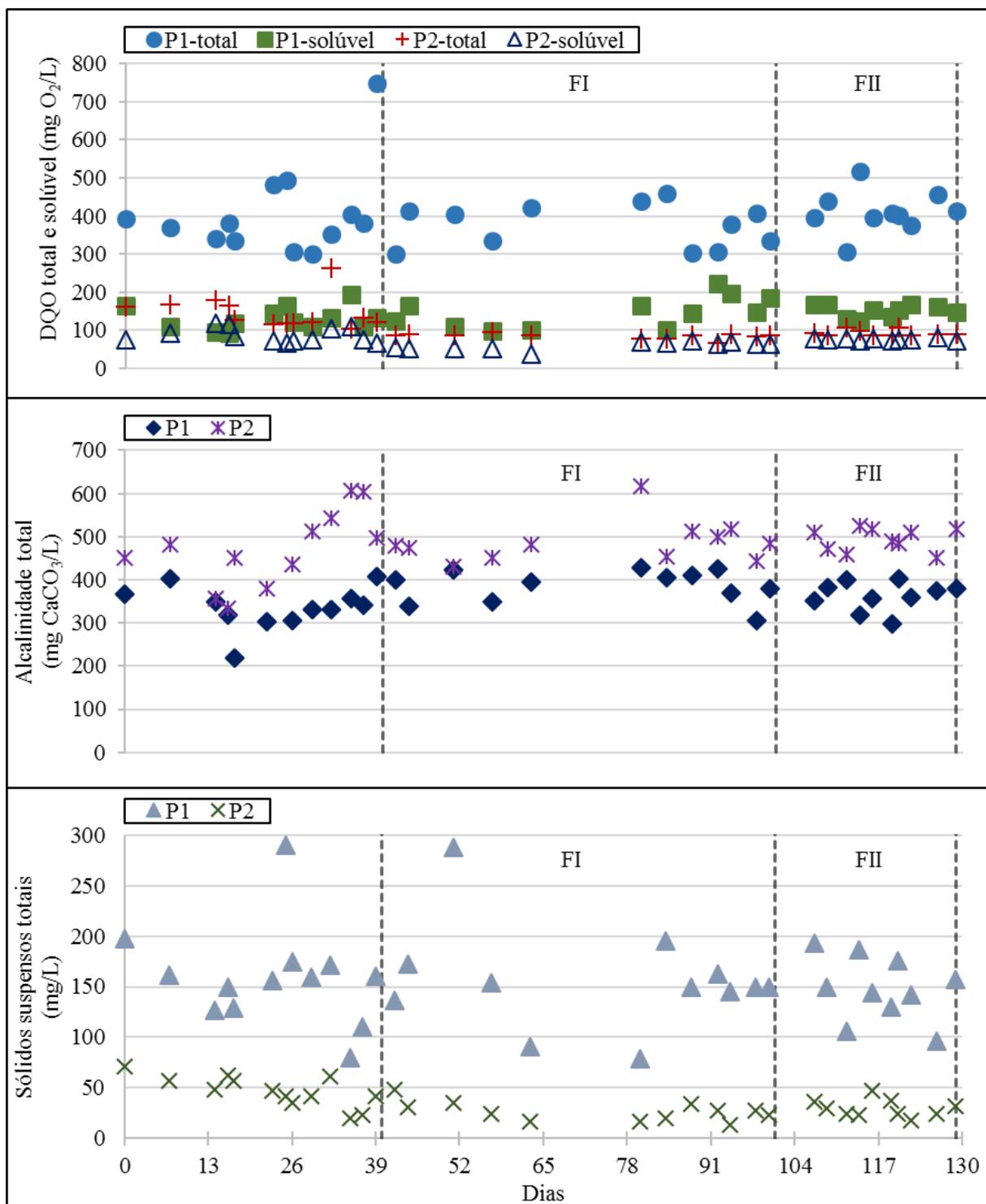
Parâmetro	Unidade	n	Mínimo	Máximo	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de variação
DQO _{Total}	mg O ₂ /L	10	305	517	411	55	0,13
DQO _{Solúvel}	mg O ₂ /L	10	125	169	151	16	0,11
Alcalinidade total	mg CaCO ₃ /L	10	298	402	362	33	0,09
Alcalinidade parcial	mg CaCO ₃ /L	10	115	184	148	23	0,15
pH	-	10	7,0	7,4	7,2	0,1	0,02
SST	mg/L	10	97	193	148	32	0,21
SSV	mg/L	10	80	159	115	26	0,23
SSF	mg/L	10	12	64	33	18	0,56
ST	mg/L	10	528	920	672	116	0,17
STV	mg/L	10	274	524	403	80	0,20
STF	mg/L	10	172	414	269	87	0,32
Turbidez	NTU	10	94,6	190,0	143,0	36,8	0,26
Coliformes totais ¹	NMP/100 mL	10	7,63	8,30	7,99	0,23	0,03
<i>E. coli</i> ¹	NMP/100 mL	10	7,13	8,05	7,66	0,33	0,04

¹ Unidades em base log₁₀.

Conforme pode ser observada na Ilustração 5.1, a estabilidade do reator UASB só foi alcançada após 40 dias de operação, quando a concentração média da DQO_{Total} e DQO_{Solúvel} efluentes foram 89±9 e 67±11 mg O₂/L respectivamente, considerando a FI e FII do experimento. Estes valores representam remoções médias de 77% e 55%, eficiências coerentes com as apresentadas na literatura (CHONG et al., 2012; METCALF e EDDY, 2013; BHATTI et al., 2014).

Como mencionado anteriormente, diversos pesquisadores trabalharam com o reator UASB utilizado neste trabalho. Cavalcanti (2006) investigou a influência da operação do reator com diferentes TDH (6, 8 e 10 h) e reportou remoções média de DQO de 86% quando o TDH foi de 6 e 8 h, e 83% quando o TDH foi de 10 h. Lima (2013) também avaliou a influência do TDH no comportamento de reator e relatou remoções média de 63%, 70%, 69% e 63% de DQO quando o TDH foi de 4, 6, 8 e 12 respectivamente. Nobrega (2009) e Melo (2014) quando operaram o reator com TDH de 8 h reportaram remoções médias de DQO de 75% e 79% respectivamente.

Ilustração 5.1. Monitoramento do esgoto bruto (P1) e do reator UASB (P2) durante o experimento.



De acordo com a Ilustração 5.1, a concentração média de SST do efluente do reator UASB foi 28 ± 9 mg/L, valor relativamente inferior aos apresentados na literatura (CAMPOS et al., 1999; METCALF e EDDY, 2013). A lei norte-americana 40CFR1.133 que trata das medidas de controle ambiental no país, estabelece que, para um período

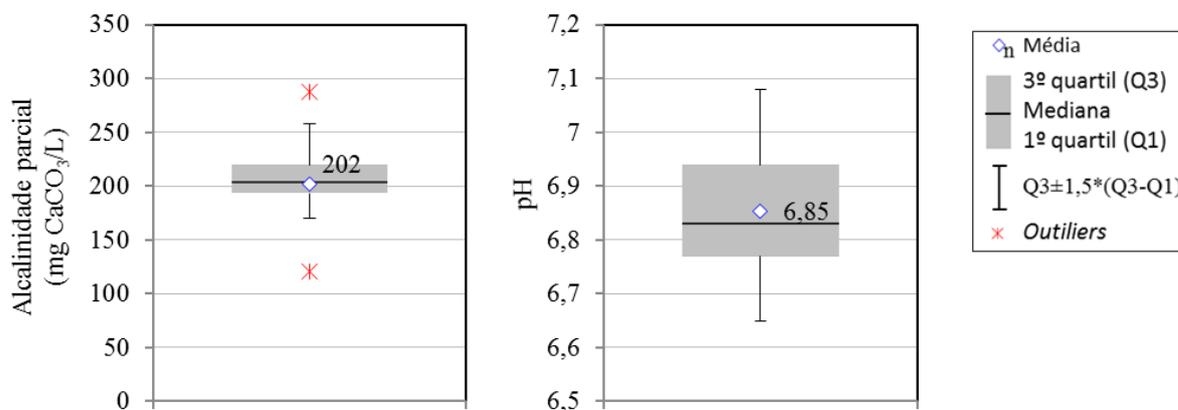
de 30 dias consecutivos, a concentração média de SST de um efluente deve ser inferior a 30 mg/L para que o mesmo seja considerado equivalente a um efluente secundário.

Operando o mesmo reator UASB utilizado neste trabalho, Lima (2013) reportou remoções de 57%, 62%, 66% e 72% de SST quando o reator foi operado com TDH de 4, 6, 8 e 12 h respectivamente. Melo (2014) registrou uma remoção média de 86% dos SST quando operou o reator com TDH de 8 h. Neste trabalho, a remoção média de SST foi de 83% durante a FI e 80% durante a FII do experimento.

Morais (2011) avaliou a eficiência e os problemas operacionais da ETE Mangueira ao longo de 13 anos de monitoramento e constatou que o esgoto bruto, afluente à ETE, possui características de esgoto fraco. Neste sentido, o esgoto afluente ao reator UASB utilizado nesta pesquisa, que é proveniente da mesma bacia de esgotamento, apresentou características similares às reportadas no estudo de Moraes. Desta forma, supõe-se que a pequena concentração de SST no efluente do reator UASB tenha sido alcançada por conta das características do esgoto bruto (Tabelas 5.1 e 5.2) que o alimenta. Além disso, vale ressaltar que o TDH do reator foi de 12 h, o que pode ter favorecido a maior retenção de SST no interior do reator.

A média do pH e da alcalinidade parcial do efluente produzido pelo reator UASB após os 40 dias de operação foi $6,9 \pm 0,1$ e 202 ± 37 mg CaCO_3/L , respectivamente (Ilustração 5.2). Dessa forma, em relação ao esgoto bruto (Tabela 5.1 e 5.2), nota-se que houve um aumento da alcalinidade parcial representada pela produção de amônia e bicarbonato durante o processo de digestão anaeróbia, indicando a capacidade de tamponamento do reator sem que houvesse necessidade de adicionar alcalinizantes no afluente (FORESTI, 1994). Durante as fases experimentais, a alcalinidade total do efluente após o tratamento anaeróbio sempre foi maior do que o seu afluente, e sua média foi 483 ± 61 mg CaCO_3/L .

Ilustração 5.2. Variação da alcalinidade parcial e do pH do efluente do reator UASB (P2).



5.2 AVALIAÇÃO DO SISTEMA DE PÓS-TRATAMENTO PROPOSTO

A avaliação de cada unidade que compõe o sistema de pós-tratamento proposto é apresentada na Tabela 5.3. Com exceção da turbidez do efluente do FP_{asc} durante FII e da concentração de coliformes no efluente dos FCA_{desc}, as unidades de pós-tratamento contribuíram positivamente para redução dos poluentes remanescentes no efluente do reator UASB.

O FP_{asc} removeu material particulado (SST) previamente aos filtros de areia, possibilitando carreiras de filtração mais longas. Essa unidade foi capaz de remover até 14% da DQO_{Total} e 37% dos SST do efluente do reator UASB quando foi operado com taxa de filtração de 100 m³/m².dia. Durante a FII, quando essa taxa aumentou para 200 m³/m².dia, o filtro manteve a remoção de matéria orgânica em 14%, porém removeu apenas 17% dos SST presentes no efluente do reator UASB, comprometendo a qualidade da turbidez. Em campo, foi possível visualizar a presença de bolhas de ar no interior do FP_{asc} em alguns momentos das carreiras de filtração da FII, o que pode ter provocado o arraste de partículas para o seu efluente.

O FA_{desc} foi a unidade mais importante do sistema de pós-tratamento para remoção de SST, turbidez, coliformes totais e *E. coli*. Para as 4 taxas de filtrações testadas o FA_{desc} removeu SST e turbidez com eficiências variando entre 33% a 47%, e 51% a 58%, respectivamente. O FA_{desc} reduziu ainda de 1,22 a 2,03 unidades log de coliformes totais do efluente do FP_{asc}.

Tabela 5.3. Qualidade do efluente de cada unidade do sistema proposto (média \pm desvio padrão).

Parâmetro	Unidade	Fase	Condição Operacional	n	Esgoto bruto (P1)	UASB (P2)	FP _{asc} (P3)	FA _{desc} (P4 e P6)	FCA _{desc} (P5 e P7)
DQO _{Total}	mg O ₂ /L	I	TF ₁₀₀₋₆₀	12	376 \pm 57	85 \pm 7	73 \pm 7	57 \pm 6	38 \pm 5
			TF ₁₀₀₋₉₀					63 \pm 5	44 \pm 6
		II	TF ₂₀₀₋₁₂₀	10	411 \pm 55	94 \pm 8	81 \pm 6	68 \pm 6	59 \pm 10
			TF ₂₀₀₋₁₆₀					73 \pm 6	63 \pm 9
DQO _{Solúvel}	mg O ₂ /L	I	TF ₁₀₀₋₆₀	12	147 \pm 41	60 \pm 10	56 \pm 12	47 \pm 9	31 \pm 6
			TF ₁₀₀₋₉₀					53 \pm 9	35 \pm 6
		II	TF ₂₀₀₋₁₂₀	10	151 \pm 16	76 \pm 3	72 \pm 6	66 \pm 4	57 \pm 10
			TF ₂₀₀₋₁₆₀					68 \pm 6	59 \pm 9
SST	mg/L	I	TF ₁₀₀₋₆₀	12	156 \pm 52	27 \pm 10	17 \pm 5	9 \pm 4	6 \pm 3
			TF ₁₀₀₋₉₀					9 \pm 5	7 \pm 3
		II	TF ₂₀₀₋₁₂₀	10	148 \pm 32	29 \pm 9	24 \pm 7	16 \pm 6	12 \pm 4
			TF ₂₀₀₋₁₆₀					15 \pm 6	12 \pm 5
Turbidez	NTU	I	TF ₁₀₀₋₆₀	12	117,5 \pm 32,2	38,8 \pm 5,6	34,4 \pm 6,3	14,5 \pm 2,6	9,8 \pm 2,1
			TF ₁₀₀₋₉₀					14,5 \pm 2,4	10,8 \pm 1,8
		II	TF ₂₀₀₋₁₂₀	10	143 \pm 36,8	36,6 \pm 7,7	39,8 \pm 8,3	18,1 \pm 3,8	13,2 \pm 2,9
			TF ₂₀₀₋₁₆₀					19,6 \pm 4,2	14,1 \pm 3,3
Coliformes totais ¹	NMP/100 mL	I	TF ₁₀₀₋₆₀	12	8,05 \pm 0,47	-	6,85 \pm 0,28	4,82 \pm 0,65	5,73 \pm 0,62
			TF ₁₀₀₋₉₀					5,27 \pm 0,73	5,63 \pm 0,71
		II	TF ₂₀₀₋₁₂₀	10	7,99 \pm 0,23	-	7,01 \pm 0,23	5,79 \pm 0,46	6,17 \pm 0,32
			TF ₂₀₀₋₁₆₀					6,00 \pm 0,45	6,07 \pm 0,21
<i>E. coli</i> ¹	NMP/100 mL	I	TF ₁₀₀₋₆₀	12	7,55 \pm 0,49	-	6,48 \pm 0,31	4,51 \pm 0,59	5,30 \pm 0,55
			TF ₁₀₀₋₉₀					4,88 \pm 0,73	5,24 \pm 0,65
		II	TF ₂₀₀₋₁₂₀	10	7,66 \pm 0,33	-	6,70 \pm 0,30	5,54 \pm 0,50	5,90 \pm 0,32
			TF ₂₀₀₋₁₆₀					5,72 \pm 0,44	5,85 \pm 0,21

¹ Unidades em base log₁₀

O FCA_{desc} foi capaz de remover 13% a 34% da DQO_{Total} e $DQO_{Solúvel}$ proveniente do efluente do FA_{desc} , além de contribuir para a remoção de SST e turbidez do sistema. Em contrapartida, essa unidade foi ineficiente e influenciou negativamente a remoção de coliformes totais e *E. coli* presentes no efluente do FA_{desc} . Alguns pesquisadores afirmam que o carvão ativado pode servir como meio suporte para fixação e desenvolvimento de determinados micro-organismos como bactérias, fungos e protozoários, podendo comprometer a qualidade do efluente filtrado quanto aos aspectos bacteriológicos (BITOON, 2005; HOAN, 2005). Tal fato pode justificar o aumento da concentração de coliformes após os FCA_{desc} utilizados nesta pesquisa. Esse problema poderia ser solucionado utilizando-se filtros de dupla camada (carvão ativado seguido de areia) ou até mesmo realizando-se lavagens nos FCA_{desc} com maior frequência.

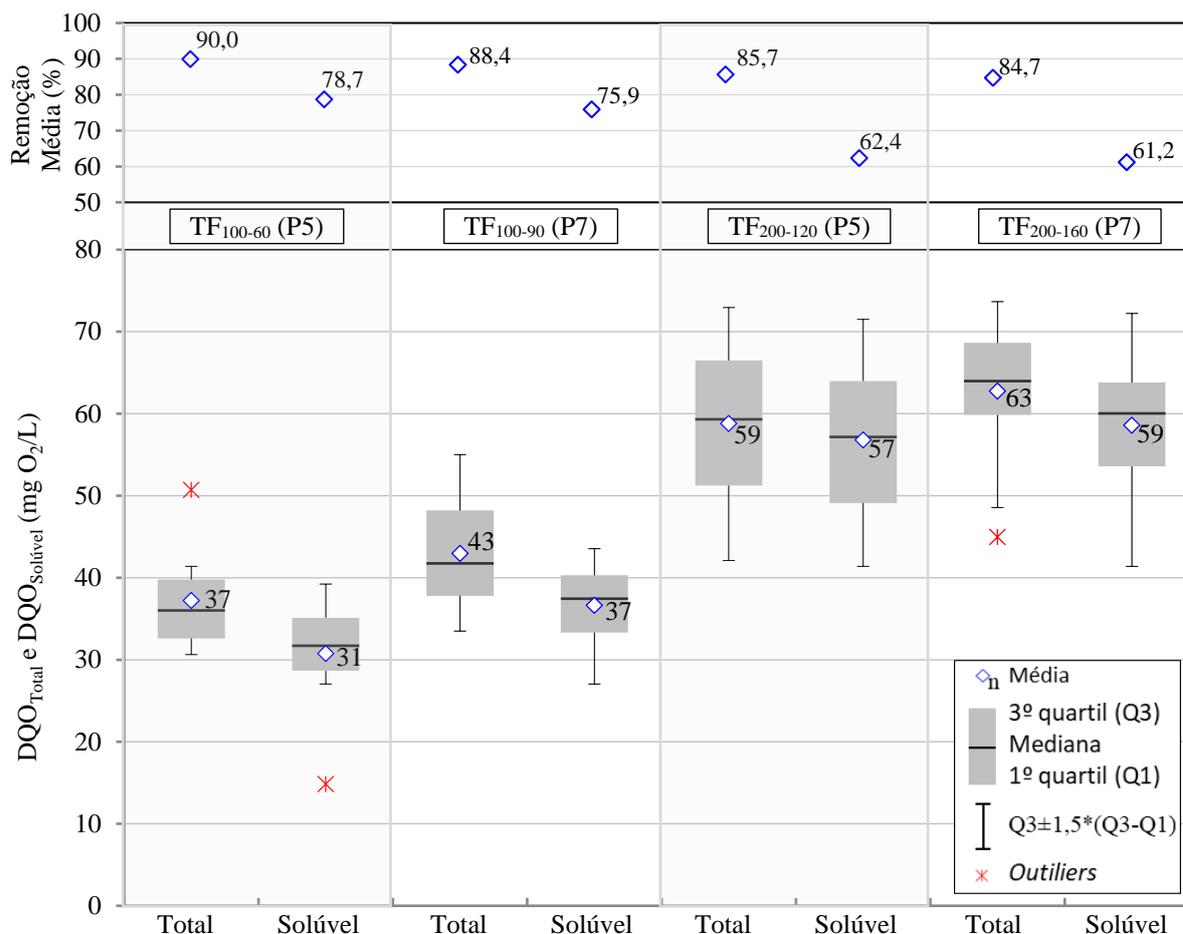
Analisando a concentração de DQO_{Total} e $DQO_{Solúvel}$ do efluente final produzido pelas quatro condições operacionais testadas, nota-se pela Ilustração 5.3 que os valores foram sempre inferiores a 80 e 60 mg O_2/L , respectivamente. A DQO_{Total} média remanescente das TF_{100-60} , TF_{100-90} , $TF_{200-120}$ e $TF_{200-160}$ foi de 37, 43, 59 e 63 mg O_2/L , respectivamente. A resolução CONAMA 430/2011 estabelece o valor limite de 120 mg O_2/L de DBO_5 para o lançamento de efluentes tratados nos corpos hídricos, sendo assim, o sistema foi capaz de atender os padrões estabelecidos pela legislação ambiental brasileira com as quatro condições operacionais testadas.

As concentrações residuais de DQO alcançadas neste trabalho são similares às apresentadas na literatura. Nóbrega (2009) avaliou o desempenho do pós-tratamento de efluente de reator UASB através da filtração intermitente em 3 filtros de areia com diferentes características granulométricas, e reportou concentrações residuais médias de 32 a 67 mg O_2/L . Melo (2014) utilizou o processo de filtração rápida em areia seguida de CAG, com taxas de filtração de 120 e 160 $m^3/m^2.dia$, para o pós-tratamento de efluentes anaeróbio e removeu 89% da DQO_{Total} presente no esgoto bruto, alcançando uma concentração residual de 35 mg O_2/L . Segundo Melo (2014), a taxa de filtração não influenciou a eficiência do tratamento, em termos de DQO.

As eficiências de remoção da DQO_{Total} variaram de 84,7% a 90,0% para as 4 condições operacionais avaliadas. Verifica-se ainda que o acréscimo da taxa de

filtração resultou em pior qualidade do efluente final e aumentou a variabilidade dos resultados encontrados. Apesar disso, vale ressaltar que de acordo com as Tabelas 5.1 e 5.2, a DQO média do esgoto bruto da FII foi superior à da FI, o que pode ter contribuído para os maiores valores de DQO obtidos pelas TF₂₀₀₋₁₂₀ e TF₂₀₀₋₁₆₀.

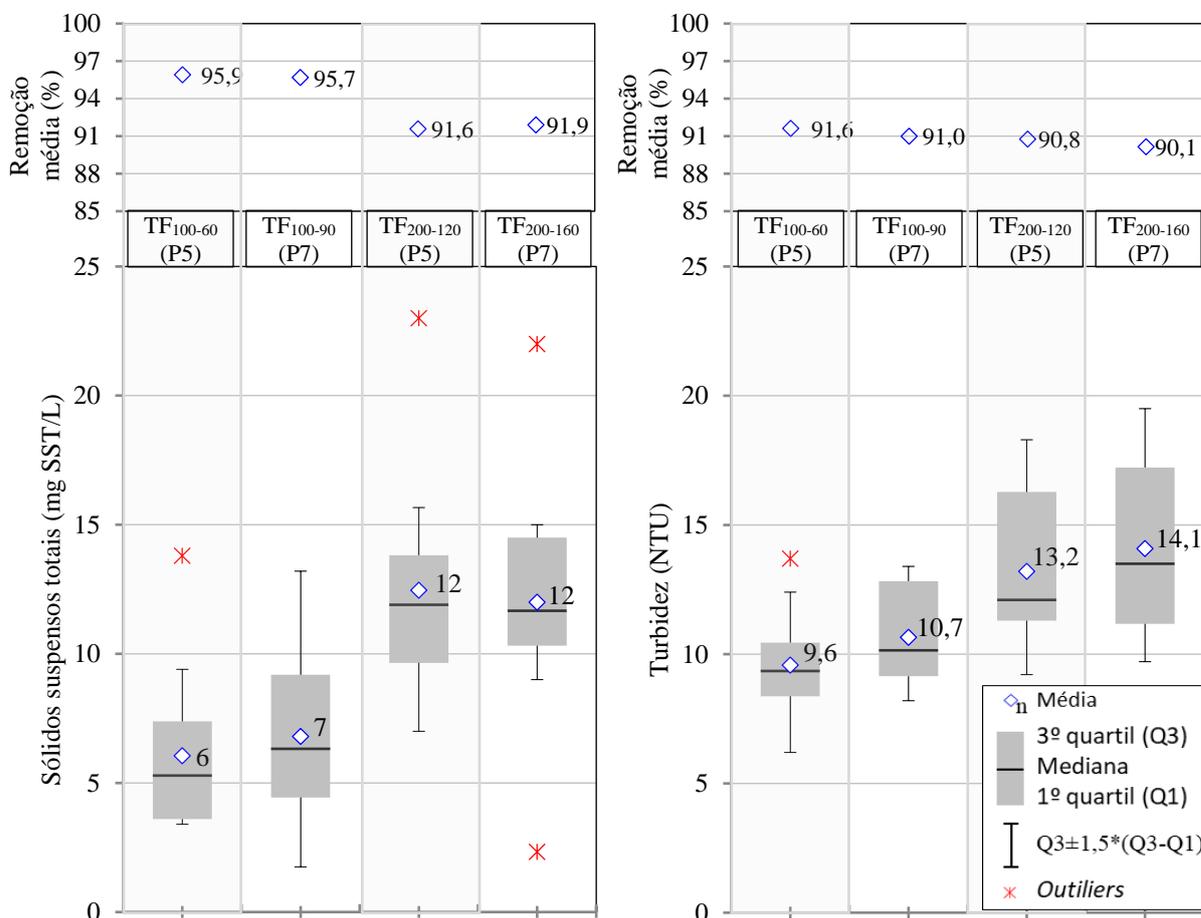
Ilustração 5.3. DQO_{Total} e DQO_{Solúvel} dos efluentes finais (P5 e P7) do sistema proposto.



Conforme a Ilustração 5.4, a remoção média de SST das condições operacionais TF₁₀₀₋₆₀, TF₁₀₀₋₉₀ foi de 95,9% e 95,7% representando uma concentração residual de 6 e 7 mg/L respectivamente. As TF₂₀₀₋₁₂₀ e TF₂₀₀₋₁₆₀ removeram 91,6% e 91,9% dos SST presentes no esgoto bruto respectivamente, apresentando uma concentração residual foi de 12 mg/L. Mancuso e Santos (2003) consideram que o pós-tratamento de efluente secundário por filtração é capaz de produzir efluentes filtrados com concentrações de SST da ordem de 10 mg/L, e que, dessa forma, a aplicação de um simples processo de desinfecção permite que o efluente apresente

características adequadas para fins de reúso em culturas alimentícias, parques, *playgrounds* e lagos recreacionais de acesso irrestrito.

Ilustração 5.4. Sólidos suspensos totais e turbidez dos efluentes finais do sistema proposto.



A resolução CONAMA 430/2011 não define uma concentração limite de SST para o lançamento de efluentes nos corpos hídricos, o documento apenas impõe que a eficiência mínima de remoção seja de 20%, após desarenação. Visando um maior controle da poluição que atinge os corpos hídricos, o Estado do Ceará criou uma legislação mais rigorosa (COEMA 02/2017) que estipula que a concentração de SST no efluente seja inferior a 100 mg/L para que possa ser lançado nos corpos hídricos. Neste sentido, as quatro taxas de filtração utilizadas no sistema proposto atenderam com folga os limites estabelecidos por ambas as legislações para o lançamento nos corpos hídricos.

Analisando as Tabelas 5.1 e 5.2, observa-se que as concentrações de SST do esgoto bruto, em termos de média e desvio padrão, não apresentaram grandes

discrepâncias entre as duas fases do experimento, o que permite sugerir que as maiores concentrações obtidas na FII da pesquisa são consequências das maiores taxas de filtração aplicadas no sistema.

A remoção média da turbidez do esgoto bruto foi cerca de 90% para as quatro taxas de filtração avaliadas. Embora o sistema tenha apresentado melhores resultados quando operados com taxas de filtrações mais baixas (FI), as Tabelas 5.1 e 5.2 mostram que a turbidez média do esgoto bruto na FII foi cerca de 20% maior do que da FI, o que pode justificar a perda de qualidade do efluente final produzido pelas TF₂₀₀₋₁₂₀ e TF₂₀₀₋₁₆₀. Analisando-se a Ilustração 5.4, nota-se que a variabilidade dos valores da turbidez remanescente do sistema foi tanto maior quanto mais alta a taxa de filtração aplicada nos filtros, possivelmente devido ao maior arraste de partículas através do leito filtrante para o efluente de cada unidade de filtração.

A turbidez residual média das TF₁₀₀₋₆₀, TF₁₀₀₋₉₀, TF₂₀₀₋₁₂₀ e TF₂₀₀₋₁₆₀ foi de 9,6, 10,7, 13,2 e 14,1 NTU respectivamente, o que atende a resolução CONAMA 357/2005 que limita o valor máximo da turbidez nos corpos d'água classe 1 em 40 NTU.

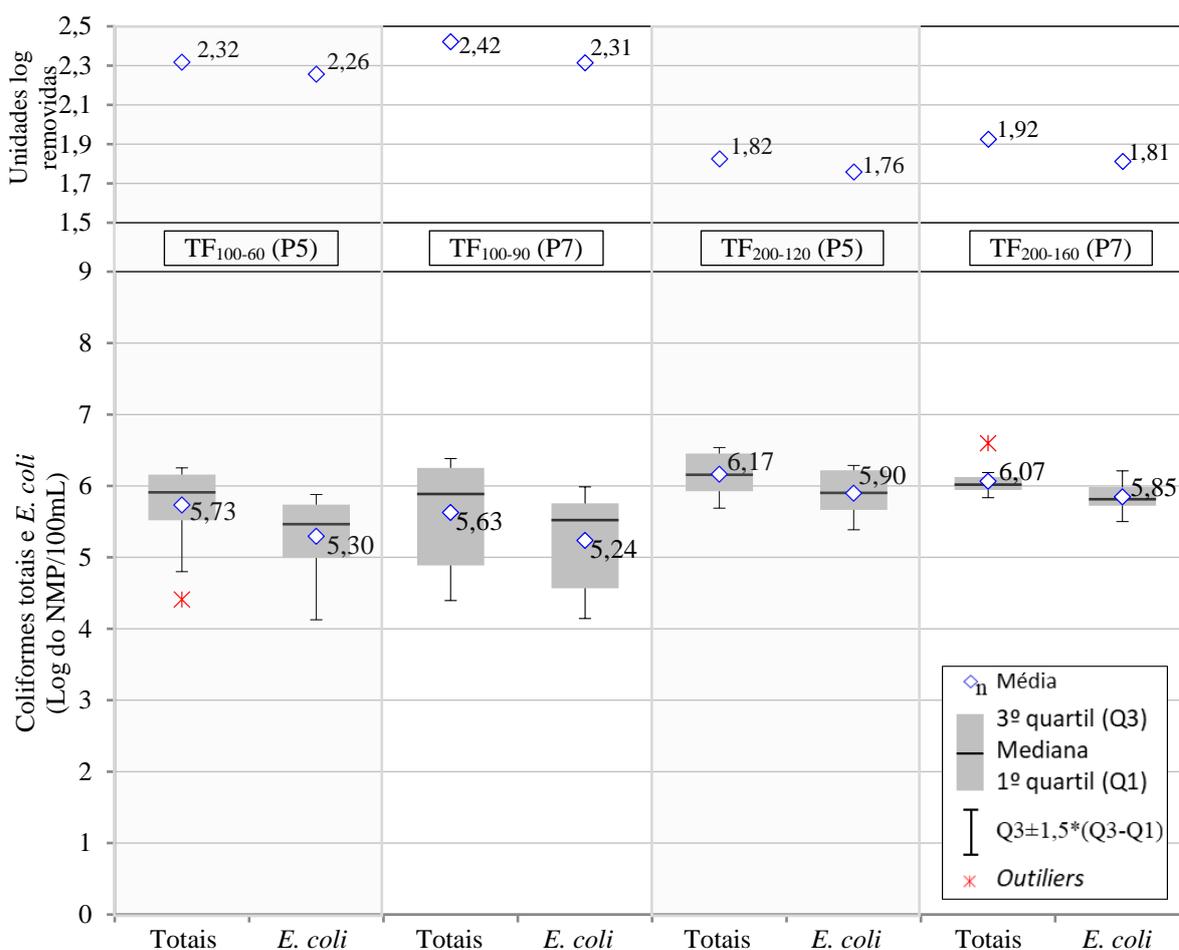
Resultados similares de SST e turbidez foram alcançados por outros pesquisadores que utilizaram a filtração em meios granulares como pós-tratamento de efluente anaeróbio. Utilizando cloreto de polialumínio como coagulante, Rajala et al. (2003) operaram diferentes filtros de areia com taxas de filtração de 190 e 240 m³/m².dia e alcançaram remoções de 56% a 93% dos SST e 65% a 87% da turbidez. Hamoda et al. (2003) avaliaram o desempenho do pós-tratamento das 3 principais ETEs do Kuwait através de filtração em areia com cloração e relataram concentrações residuais de 3,9±2,1 a 9,2±4,8 mg/L de SST. Aisse et al. (2007) reportaram remoção de 84% dos SST e 83% da turbidez do esgoto bruto quando utilizaram filtros de areia como pós-tratamento de efluente de reator UASB.

As concentrações médias de coliformes totais e *E. coli* situaram-se na faixa de 5,63 a 6,17 e 5,24 a 5,90 unidades log (Ilustração 5.5) para as quatro condições operacionais testadas, valores superiores ao que é recomendado pela Organização Mundial da Saúde para aplicações de reúso agrícola, implicando na necessidade de um processo de desinfecção após os FCA_{desc} (WHO, 1989). Conforme mencionado

anteriormente, o FCA_{desc} prejudicou a remoção de coliformes do sistema pelos motivos supracitados.

Dentre as quatro taxas de filtração avaliadas neste trabalho, a taxa de 90 $m^3/m^2.dia$ proporcionou maior remoção de coliformes totais e *E. coli* do esgoto bruto (2,42 e 2,31 unidades log), o que representa eficiências de 99,6% e 99,5% respectivamente.

Ilustração 5.5. Coliformes totais e *E. coli* dos efluentes finais do sistema proposto.



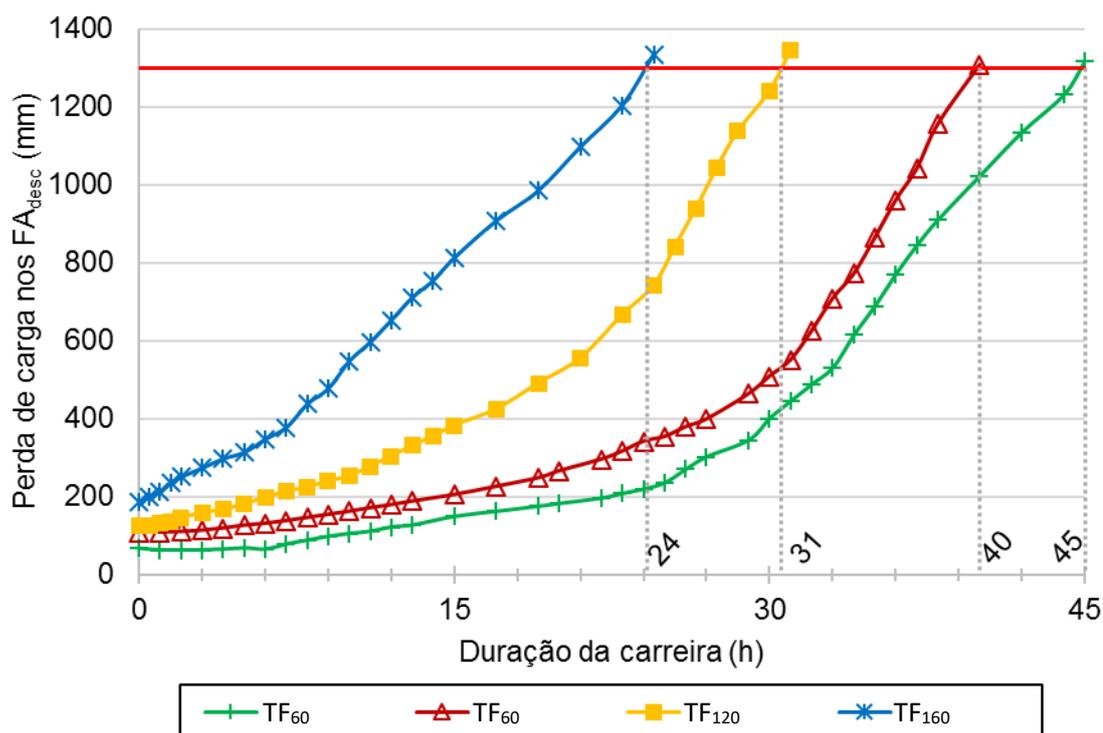
Os resultados bacteriológicos obtidos nesta pesquisa corroboram com os encontrados por outros pesquisadores que utilizaram filtros granulares como pós-tratamento de efluente secundário. Utilizando um filtro lento em areia e CAG, Silva (2006) alcançou concentrações residuais média de 5,49 e 4,96 unidades log de coliformes totais e *E. coli* respectivamente. Tonetti et al. (2012) utilizaram a filtração intermitente em areia como pós-tratamento de efluente anaeróbio e removeram cerca de 2 unidades log de coliformes totais e *E. coli* para as 4 taxas de aplicações estudadas, alcançando concentrações residuais de até 5,04 e 4,49 unidades log

respectivamente. Melo (2014), reportou remoções de até 2,20 unidades log de coliformes fecais utilizando a filtração em areia seguida de CAG como pós-tratamento de efluente de reator UASB, produzindo assim, um efluente final com concentração residual de 5,29 unidades log de coliformes fecais.

5.3 ESTUDO DA PERDA DE CARGA NOS FILTROS

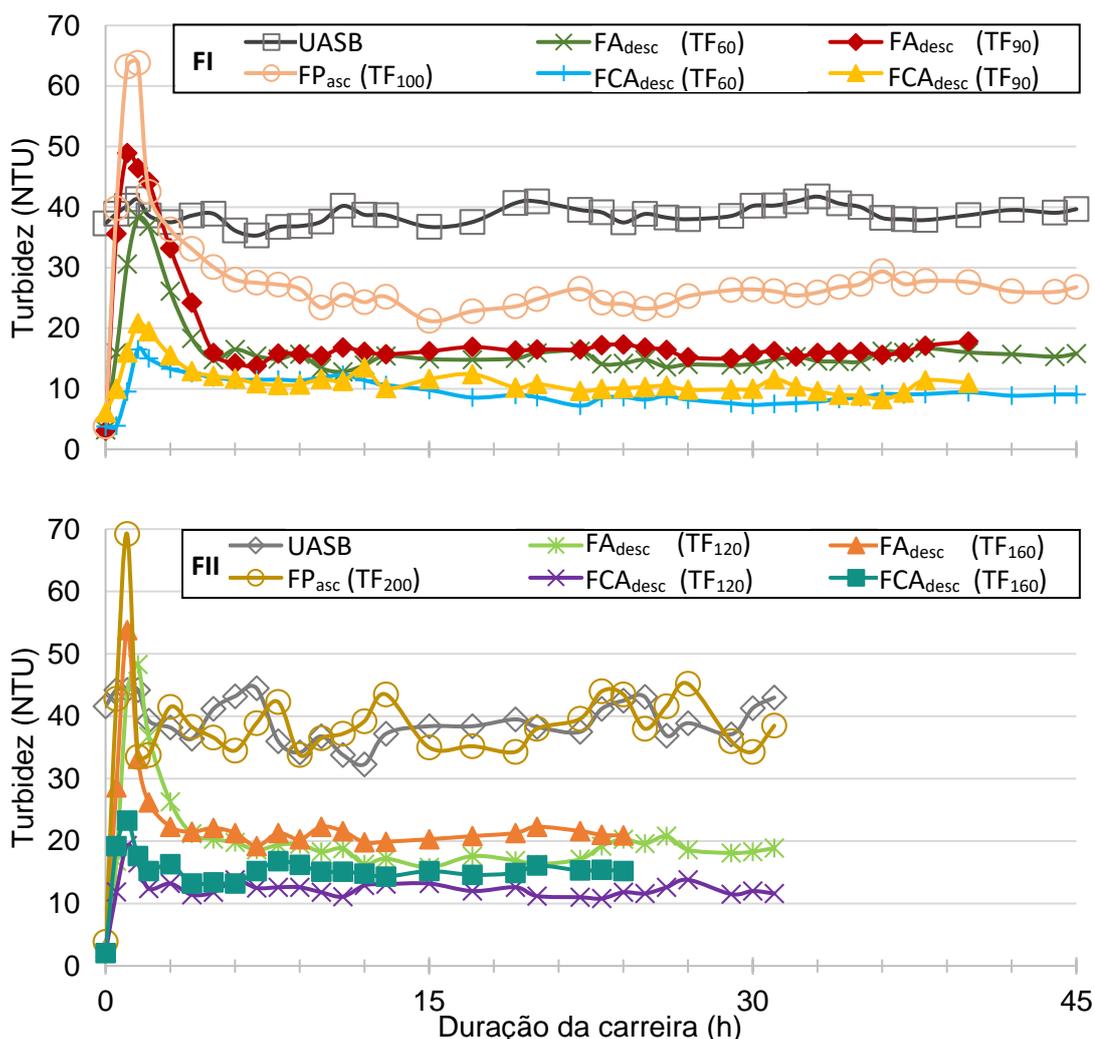
Para os FA_{desc} e FCA_{desc} , a duração das carreiras de filtração foi definida pelo critério da perda de carga limite de 1,30 m nos FA_{desc} , uma vez que o transpasse da turbidez não ocorreu em nenhum momento do experimento e o desenvolvimento da perda de carga nos FA_{desc} era mais expressivo do que nos FCA_{desc} . Sendo assim, para as quatro taxas de filtração avaliadas, foram realizados perfis temporais da variação da turbidez no efluente filtrado de cada unidade de tratamento e do desenvolvimento da perda de carga nos FA_{desc} , determinada a partir da leitura dos piezômetros instalados ao lado de cada um dos filtros. Para o FP_{asc} , a duração das carreiras de filtração foi estipulada como sendo de 48 h, pois testes preliminares mostraram que até esse período não havia variação significativa da perda de carga ou da turbidez do efluente filtrado.

Os valores da perda de carga no FA_{desc} e da turbidez em cada unidade do sistema durante uma carreira de filtração são apresentados nas Ilustrações 5.6 e 5.7. A variação das taxas de filtração dos filtros é apresentada na Ilustração 5.8.

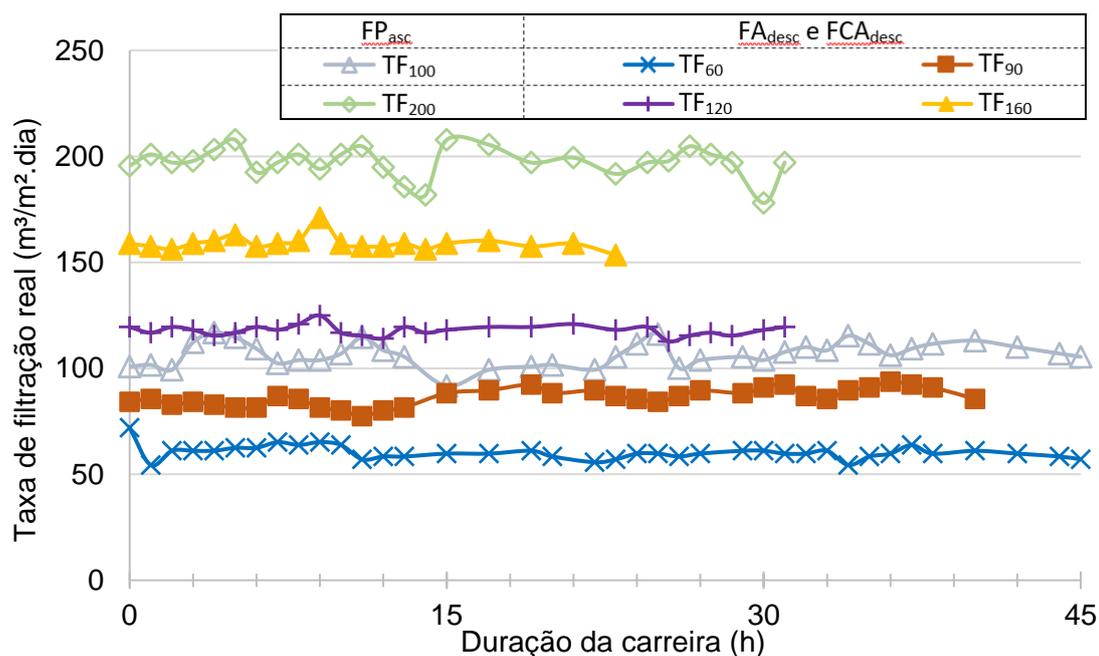
Ilustração 5.6. Perfil da perda de carga nos FA_{desc}.

De acordo com a Ilustração 5.6, a duração das carreiras de filtração variou de 24 a 45 horas entre as 4 taxas de filtração aplicadas. Nota-se que quando os filtros foram operados com as menores taxas de filtração, TF₁₀₀₋₆₀ e TF₁₀₀₋₉₀, o aumento súbito da perda de carga se deu especialmente após 24 horas de filtração. Por outro lado, para a maior taxa de filtração aplicada (TF₂₀₀₋₁₆₀), a perda de carga aumentou subitamente desde o início da carreira de filtração e atingiu o seu limite após 24 horas de operação. Além das taxas de filtração serem mais elevadas durante a FII (Tabela 4.2), a qualidade do efluente que alimentava os FA_{desc} também foi inferior (Tabela 5.3) e pode ter contribuído para que a duração das carreiras de filtração fosse menor.

Ilustração 5.7. Perfil da turbidez em cada unidade do sistema.



Em relação ao perfil da turbidez do efluente de cada unidade do sistema, a Ilustração 5.7 indica que o período de amadurecimento nos filtros foi de aproximadamente 4 horas após a lavagem para que o efluente filtrado atingisse sua melhor qualidade e maior estabilidade em relação aos valores de turbidez. Observa-se que durante toda a carreira de filtração o valor da turbidez sofre uma pequena oscilação, provavelmente motivada pela variação da taxa de filtração (Ilustração 5.8). Tal variação foi mais expressiva nos FP_{asc}, principalmente quando este operou com a taxa de filtração de 200 m³/m².dia.

Ilustração 5.8. Variação das taxas de filtração.

5.4 EFICIÊNCIA DO USO DA ÁGUA PARA LIMPEZA DOS FILTROS

Os testes preliminares permitiram definir as melhores condições para lavagem das unidades de filtração. Com exceção do FP_{asc} operado com taxa de filtração de 200 m³/m².dia, o tempo necessário para lavagem dos filtros foi de 10 minutos. Constatou-se que quando o FP_{asc} operou com taxa de 200 m³/m².dia, foi necessário um período maior (15 min) de lavagem para limpeza completa da unidade, provavelmente pelo fato do filtro receber uma carga maior de impurezas. As taxas de lavagem do FP_{asc} e dos FA_{desc} e FCA_{desc} foram 1500, 1200 e 1000 m³/m².dia, respectivamente. Tais taxas foram adotadas considerando as recomendações de Di Bernardo et al. (2003). Verificou-se, *in situ*, que nos FA_{desc} e FCA_{desc} essas taxas foram suficientes para garantir a expansão do leito filtrante em aproximadamente 40%.

A relação entre o volume de água consumido para a lavagem dos filtros e o volume de efluente final produzido pelos FCA_{desc} é apresentada na Tabela 5.4. Essa estimativa foi realizada considerando os tempos e taxas de lavagem determinados pelos testes preliminares e a duração das carreiras de filtração de 45, 40, 31 e 24 h para as condições operacionais TF₁₀₀₋₆₀, TF₁₀₀₋₉₀, TF₂₀₀₋₁₂₀ e TF₂₀₀₋₁₆₀ respectivamente. Vale ressaltar que a parte excedente do volume filtrado pelo FP_{asc} era descartada do sistema e não foi considerada como volume de efluente produzido.

Tabela 5.4. Relação entre os volumes de água consumido e de efluente produzido na operação dos filtros.

Fases	Condição operacional	Relação entre o consumo / produção por unidade de filtração			Relação entre o consumo total / produção efluente final
		FP _{asc}	FA _{desc}	FCA _{desc}	
I	TF ₁₀₀₋₆₀	5,2%	7,4%	6,2%	21,8%
	TF ₁₀₀₋₉₀		5,6%	4,6%	16,4%
II	TF ₂₀₀₋₁₂₀	3,9%	5,4%	4,5%	18,8%
	TF ₂₀₀₋₁₆₀		5,2%	4,3%	18,2%

Como pode ser observado, o volume de água consumido para lavagem de cada filtro variou entre 3,9% a 7,4% do volume de efluente filtrado pelo respectivo filtro. Di Bernardo et al. (2003) relatam que o consumo de água de lavagem varia de 3% a 5%, podendo atingir 10% em alguns casos. Dessa forma, os valores obtidos neste trabalho são coerentes com o que é recomendado na literatura.

A condição operacional TF₁₀₀₋₉₀ apresentou a melhor relação entre o volume de água consumido e o volume de efluente produzido entre as quatro condições avaliadas. Isso se deu pelo fato de a TF₁₀₀₋₉₀ possuir uma vazão de efluente filtrado superior a que é produzida pela TF₁₀₀₋₆₀, a carreira de filtração ser relativamente longa (40 h), e pelo tempo de lavagem do FP_{asc} ser de apenas 10 min, consumindo um volume menor de água para lavagem dos filtros quando comparado ao volume gasto pelas TF₂₀₀₋₁₂₀ e TF₂₀₀₋₁₆₀.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As quatro taxas de filtração aplicadas no sistema de pós-tratamento proposto foram capazes de produzir efluentes de boa qualidade. Com exceção dos parâmetros bacteriológicos, todos os demais parâmetros avaliados atenderiam aos padrões de lançamento do efluente final no corpo receptor.

Apesar do efluente produzido pelo sistema operado com as menores taxas de filtração (TF_{100-60}) ter apresentado menores concentrações residuais para os parâmetros analisados, os resultados obtidos nesta pesquisa não apresentaram grandes discrepâncias entre as demais condições operacionais avaliadas, pelo menos no que concerne à média e ao desvio padrão.

Para as quatro condições operacionais avaliadas, o FA_{desc} foi a unidade de pós-tratamento que mais proporcionou a remoção de SST, turbidez, coliformes totais e *E. coli* do efluente secundário. Os FCA_{desc} foram capazes de remover parcelas significativas da matéria orgânica e da turbidez remanescente dos FA_{desc} e, tendo em vista a baixa concentração de SST e turbidez do efluente produzido durante todo o experimento, a aplicação de um simples método de desinfecção poderia adequar o efluente final aos padrões desejados para fins de reúso.

A condição operacional TF_{100-90} foi a que se apresentou mais econômica quanto ao consumo de água gasto para a lavagem dos filtros.

O tempo de amadurecimento dos filtros foi de aproximadamente 4 horas em todas as condições operacionais estudadas. A partir desse período os valores de turbidez dos efluentes filtrados se tornassem mais estáveis ao longo das carreiras de filtração. Em nenhum momento do experimento ocorreu o transpasse da turbidez.

7 RECOMENDAÇÕES

Com base no que foi exposto no presente trabalho e na experiência adquirida com a operação e manutenção das unidades da instalação piloto, recomenda-se:

- Realizar uma limpeza interna no reator UASB utilizado na pesquisa, pois o mesmo apresentou problemas frequentes de entupimento.
- Realizar testes de adsorção do carvão ativado e verificar o tempo de exaustão do mesmo.
- Aplicar um processo de desinfecção no efluente dos FCA_{desc} para avaliar as possíveis aplicações de reúso da água.
- Investigar o comportamento de um filtro com duas camadas filtrantes, CAG seguido de areia, para remover os parâmetros bacteriológicos.
- Aprimorar o método de controle de vazão do FP_{asc} para que a taxa de filtração seja mais estável ao longo da carreira de filtração evitando assim, a formação de bolhas de ar no interior do filtro e o conseqüente arraste das partículas retidas para o efluente filtrado.
- Avaliar o emprego de DFIs para prolongar a duração da carreira de filtração do FP_{asc} .

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABROMAITIS, V.; RACTS, V.; VAN DER MAREL, P.; MEULEPAS, R. J. W. Biodegradation of persistent organics can overcome adsorption-desorption in biological activated carbon systems. **Chemosphere**, v. 149, p. 183-189, fev. 2016.

ADIN, A. Particle characteristics: a key fator in effluente treatment and reuse. **Water Science and Technology**, v. 40, n. 4-5, p. 67-74, ago. 1999.

AISSE, M. M.; BONA, A.; JÜRGENSEN, D. **Filtração rápida no polimento de efluentes de processo físico-químico com flotação**. In: 24^o Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. 2007.

ALTMAN, J.; REHFELD, D.; TRÄDER, K.; SPERLICH, A.; JEKEL, M. Combination of granular activated carbon adsorption and deep-bed filtration as a single advanced wastewater treatment step for organic micropollutant and phosphorus removal. **Water Research**, v. 92, p. 131-139, jan. 2016.

AMIRTHARAJAH, A. Theoretical and conceptual views of filtration. **American Water Works Association**, v. 80, n. 12, p. 36-46, dez. 1988.

APHA; AWWA; WEF. **Standard methods for the examination of water and wastewater**. 22. ed. American Public Health Association, American Water Works Association, Water Environment Federation. Washington, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13969**: Tanques sépticos – Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos – Projeto, construção e operação. Brasil, set. 1997.

BARESEL, C.; DAHLGREN, L.; LAZIC, A.; DE KERCHOVE, A.; ALMEMARK, M.; EK, M. Reuse of treated wastewater for non-potable use (ReUse). **Final Report. IVL Swedish Environmental Research Institute, Report B2219**, Estocolmo, dez. 2015.

BHATTI, Z. A.; MAQBOOL, F.; MALIK, A. H.; MEHMOOD, Q. UASB reactor startup for the treatment of municipal wastewater followed by advanced oxidation process. **Brazilian Journal of Chemical Engineering**, v. 31, n. 3, p. 715-726, jul-set. 2014.

BITOON, G. **Wastewater microbiology**. 3ª edição, Flórida. 2005.

BRAGA, F. M. G.; BRANDÃO, C. C. S.; CORDEIRO, B. S. **Dupla filtração em filtros ascendentes de pedregulho e filtros descendentes de areia aplicada à remoção de algas: influência da taxa de filtração e granulometria do filtro de areia**. In: Anais do 24º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, Belo Horizonte: ABES, set. 2007.

BRANDT, E. M. F.; QUEIROZ, F. B.; AFONSO, R. J. C. F.; AQUINO, S. F.; CHERNICHARO, C. A. L. Behaviour of pharmaceuticals and endocrine disrupting chemicals in simplified treatment systems. **Journal of Environmental Management**, v. 128, p. 718-726, out. 2013.

BRASIL. Resolução CONAMA (Conselho Nacional de Meio Ambiente). Resolução nº 357 de 17 de março de 2005. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. **Diário Oficial da República Federativa do Brasil**, Brasília. 2005.

BRASIL. Resolução CONAMA (Conselho Nacional de Meio Ambiente). Resolução nº 430 de 13 de maio de 2011. Dispõe sobre as condições e padrões de efluentes, complementa e altera a Resolução 357, de 17 de março de 2005 - CONAMA. **Diário Oficial da República Federativa do Brasil**, Brasília. 2011.

BRINCK, N. C. P. **Avaliação do tipo de material filtrante no comportamento hidráulico de filtros rápidos de camada profunda no tratamento de águas de abastecimento**. São Paulo, 2009. Tese de doutorado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2009.

BURT, C. M.; STYLES, S. W. **Drip and Micro Irrigation Design and Management for Trees, Vines, and Field Crops. Practice plus Theory.** 4ª edição. Califórnia: Irrigation Training and Research Center, 2007. 396 p.

CABOT CORPORATION. **Carvão ativado granular.** Disponível em: <<http://www.cabotcorp.com.br>>. Acesso em: 09 de junho de 2012.

CAMPOS, J. R.; AISSE, M. M.; CHERNICHARO, C. A. L.; HAANDEL, A. V.; MONTEGGIA, L. O.; MELO, H. N. S.; FILHO, B. C. **Tratamento de esgotos sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo.** PROSAB, Rio de Janeiro: ABES, 1999.

CAVALCANTI, J. E. W. A. **Manual de tratamento de efluentes industriais.** 3ª edição. São Paulo: Engenho Editora Técnica, 2016. 522p.

CAVALCANTI, M. P. **Tratamento de esgoto doméstico em reator híbrido de fibra de vidro tipo UASB e filtro anaeróbio para comunidades de pequeno porte.** Recife, 2006. Dissertação de mestrado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal de Pernambuco, 2006.

CEARÁ. COEMA (Conselho Estadual do Meio Ambiente). Resolução nº 02 de 02 de fevereiro de 2017. Dispõe sobre padrões e condições de lançamentos de efluentes líquidos gerados por fontes poluidoras, revoga as portarias SEMACE nº 154, de 22 de julho de 2002 e nº 111, de 05 de abril de 2011, e altera a portaria SEMCACE nº 151, de 25 de novembro de 2002. **Diário Oficial do Estado**, Fortaleza. 2017.

ÇEÇEN, F.; AKTAŞ, Ö. **Activated carbono for water and wastewater treatment: integration of adsorption and biological processes in wastewater treatment.** Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA. Alemanha, 2012.

CHERNICHARO, C. A. L.; HAANDEL. A. V.; FORESTI, E.; CYBIS, F. B. **Pós-tratamento de Efluentes de Reatores Anaeróbios.** PROSAB, Rio de Janeiro - RJ, ABES, 2001.

CHONG, S.; SEM, T. K.; KAYAALP, A.; ANG, H. M. The performance enhancements of upflow anaerobic sludge blanket (UASB) reactors for domestic sludge treatment – A State-of-the-art review. **Water Research**, v. 46, p. 3434-3470, abr. 2012.

CHUANG, S. H.; CHANG, T. C.; YOU, S. J.; OUYANG, C. F. Evaluation of wastewater reclamation processes in a high-tech industrial park. **Desalination**, v. 175, n. 2, p. 143-152, mai. 2005.

CODE OF FEDERAL REGULATIONS: Informed Consent, **40CFR1.133 – Secondary Treatment Regulation**. United States Government Publishing Office. Disponível em: <<https://www.ecfr.gov/cgi-bin/ECFR?page=browse>>. Acesso em 09 de junho de 2017.

CONVERSE, J. C.; TYLER, E. J. **Wisconsin Mound Soil Absorption Systems, Siting, Design and Construction**. Small Scale Waste Management Project. University of Wisconsin-Madison. Madison, 2000.

DARBY, J. L.; LAWLER, D. F.; WILSHUSEN, T. P. Depth filtration of wastewater: particle size and ripening. **Research Journal of the Water Pollution Control Federation**, v. 63, n. 3, p. 228-238, abr. 1991.

DI BERNARDO, L. **Teoria da filtração**. Revista DAE 123ª edição. 1980.

DI BERNARDO, L.; DANTAS, A. DI B.; VOLTAN, P. E. N. **Métodos e Técnicas de Tratamento dos Resíduos gerados em Estações de Tratamento de Água**. 1ª edição, São Carlos: LDiBe Editora, 2012. v. 1. 540p

DI BERNARDO, L.; DANTAS, A. DI B.; VOLTAN, P. E. N. **Tratabilidade de água e dos resíduos gerados em estações de tratamento de água**. 1ª edição, São Carlos: LDiBe Editora, 2011. 480p.

DI BERNARDO, L.; MENDES, C. G. N.; BRANDÃO, C. C. S.; SENS, M. K.; PÁDUA, V. L. **Tratamento de água para abastecimento por filtração direta**. PROSAB 3, São Carlos - SP, ABES, 2003. 498p.

ELBANA, M.; RAMÍRES DE CARTAGENA, F.; PUIG-BARGUÉS, J. Effectiveness of sand media filters for removing turbidity and recovering dissolved oxygen from a reclaimed effluent used for micro-irrigation. **Agricultural Water Management**, v. 111, p. 27-33, ago. 2012.

ERICKSON, B. E. Analyzing the ignored environmental contaminants. **Environmental Science & Technology**, v. 36, n. 7, p. 140A-145A, abr. 2002.

FLORENCIO, L.; BASTOS, R. K. X.; AISSE, M. M. **Tratamento e Utilização de Esgotos Sanitários**. PROSAB, Rio de Janeiro - RJ, ABES, 2006.

FORESTI, E. **Fundamentos do processo de digestão anaeróbia**. In: Universidad de la República. Tratamiento anaeróbico, Montevideo, p. 97-110. 1994.

GHISELLI, G.; JARDIM, W. F. Interferentes endócrinos no meio ambiente. **Química Nova**, v. 30, n. 3, pg. 695-706, fev. 2007.

GUCHI, E. Review on slow sand filtration in removing microbial contamination and particles from drinking water. **American Journal of Food and Nutrition**, v. 3, n. 2, p. 47-55, abr. 2015.

HAMAN, D. Z.; ZAZUETA, F. S. **Media filters for trickle irrigation in Florida**. Gainesville: University of Florida, 1994. 5p.

HAMODA, M. F.; AL-GHUSAIN, I.; AL-MUTAIRI, N. Z. Sand filtration of wastewater for tertiary treatment and water reuse. **Desalination**, v. 164, n. 3, p. 203-211, abr. 2004.

HEINICKE, G. **Biological pre-filtration and surface water treatment: microbial barrier function and removal of natural inorganic and organic compounds**. Göteborg, 2005. Tese de doutorado – Department of Water Environment Transport – Chalmers University of Technology, 2005.

HEINONEN-TANSKI, H.; JUNTUNEN, P.; RAJALA, R.; HAUME, E. NIEMELA, A. Costs of tertiary treatment of municipal wastewater by rapid sand filter with coagulants

and UV. **Water Science and Technology: Water Supply**, v. 3, n. 4, p. 145-152, jan. 2003.

HERZIG, J. P.; LECLERC, D. M.; LE GOFF, P. **Flow of suspensions through porous media**. In: Flow through porous media symposium, v. 62, n. 5, p. 8-35, mai. 1970.

HOAN, T. T. L. **Granular activated carbon (GAC) biofilter in water and wastewater treatment**. Sidney, 2005. Dissertação de mestrado - Faculty of Engineering – University of Technology, Sydney, 2005.

ISON, C. R.; IVES, K. J. Removal mechanisms in deep bed filtration. **Chemical Engineering Science**, v. 24, p. 717-729. 1969.

IVES, K. J. Rapid filtration. **Water Research**, v. 4, p. 201-223. 1970.

IVES, K. J.; GREGORY, J. **Surface forces in filtration**. Proc. Soc. Water Treatment and examination, v. 15, n. 2, p. 93-116. 1999.

JAMES, C. P.; GERMAIN, E.; JUDD, S. Micropollutant removal by advanced oxidation of microfiltered secondary effluent for water reuse. **Separation and Purification Technology**, v. 127, p. 77-83, abr. 2014.

JOLIS, D.; HIRANO, R. A.; PITT, P. A.; MÜLLER, A.; MAMAIS, D. Assessment of tertiary treatment technology for water reclamation in San Francisco, California. **Water Science and Technology**, v. 33, n. 10-11, p. 181-192, mai. 1996.

JOLIS, D.; PITT, A.; HIRANO, R. Risk assessment for *Cryptosporidium parvum* in reclaimed water. **Water Research**, v. 33, n. 13, p. 3051-3055, set. 1999.

KÅRELID, V.; LARSSON, G.; BJÖRLENIUS, B. Pilot-scale removal of pharmaceuticals in municipal wastewater: Comparison of granular and powdered activated carbon treatment at three wastewater treatment plants. **Journal of Environmental Management**, v. 193, p. 491-502, fev. 2017.

KATSIGIANNIS, A.; NOUTSOPOULOS, C.; MANTZIARAS, J.; GIOLDASI, M. Removal of emerging pollutants through granular activated carbon. **Chemical Engineering Journal**, v. 280, p. 49-57, jun. 2015.

KNOPP, G.; PRASSE, C.; TERNES, T. A.; CORNEL, P. Elimination of micropollutants and transformation products from a wastewater treatment plant effluent through pilot scale ozonation followed by various activated carbon and biological filters. **Water Research**, v. 100, p. 580-592, set. 2016.

LAHBIB, L.; NAAILA, O.; TSUGIYUKI, M.; ABDESSAMAD, H.; KHADIJA, B.; MUSTAPHA, M.; LAILA, M. Domestic wastewater disinfection by combined treatment using multi-soil-layering system and sand filters (MSL-SF): A laboratory pilot study. **Ecological Engineering**, v. 91, p. 294-301, mar. 2016.

LIMA, E. M. G. **Avaliação da remoção de matéria orgânica e sólidos suspensos em reatores UASB e híbrido**. Recife, 2013. Dissertação de mestrado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal de Pernambuco, 2013.

LIMA, J. A. P.; CAPELO-NETO, J. Dupla filtração modificada utilizando filtro de pressão a montante de filtro ascendente no tratamento de águas eutrofizadas. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, v. 20, n. 1, p. 89-102, jan/mar. 2015.

MELO, A. R. B. **Pós-tratamento de efluente de reator UASB por filtração em areia e carvão ativado**. Recife, 2014. Dissertação de mestrado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal de Pernambuco, 2014.

METCALF e EDDY. **Wastewater Engineering: treatment and resource recovery**. 5ª edição, Nova Iorque: McGraw-Hill Education, 2013. 2048p.

MANCUSO, P. C. S.; SANTOS, H. F. **Reúso de água**. 1ª edição, Barueri-SP: Manole, 2003. 550 p.

MORAIS, J. C. **Avaliação da eficiência e dos problemas operacionais de uma estação de tratamento de esgotos ao longo de 13 anos de monitoramento**.

Recife, 2011. Dissertação de mestrado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal de Pernambuco, 2011.

MORAN, M. C.; MORAN, D. C.; CUSHING, R. S.; LAWLER, D. F. Particle behavior in deep-bed filtration: Part 2 – Particle detachment. **American Water Works Association**, v. 85, n. 12, p. 82-93, dez. 1993.

NÓBREGA, G. V. **Produção de efluente adequado ao reúso urbano e industrial não potável visando a aplicação em instalação sanitária**. Recife, 2009. Dissertação de mestrado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal de Pernambuco, 2009.

O'MELIA, C. R.; CRAPPS, D. K. Some chemical aspects of rapid sand filtration. **American Water Works Association**, v. 56, n. 10, p. 1326-1344, out. 1964.

OULMAN, C. S. **Streaming potentials in diatomite filtration of water**. Ames, 1963. Tese de doutorado – Iowa State University of Science and Technology Ames (Iowa), 1963.

PAREDES, L.; FERNANDEZ-FONTAINA, E.; LEMA, J. M.; OMIL, F.; CARBALLA, M. Understanding the fate of organic micropollutants in sand and granular activated carbon biofiltration systems. **Science of the Total Environment**, v. 551-552, p. 640-648, fev. 2016.

PELARIN, M. F. A.; ISIQUE, W. D.; TANGERINO, E. P.; MINILLO, A. **Avaliação da remoção dos hormônios 17 α -etinilestradiol e estradiol em filtros de carvão biologicamente ativados em condições de laboratório**. In: Anais do XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Campo Grande: ABRH, nov. 2009.

RAJALA, R. L.; PULKKANEN, M.; PESSI, M.; HEINONEN-TANSKI, H. Removal of microbes from municipal wastewater effluent by rapid sand filtration and subsequent UV irradiation. **Water Science and Technology**, v. 47, n.3, p. 157-162, fev. 2003.

REUNGOAT, J.; MACOVA, M.; ESCHER, B. I.; CARSWELL, S.; MUELLER, J. F.; KELLER, J. Removal of micropollutants and reduction of biological activity in a full scale reclamation plant using ozonation and activated carbon filtration. **Water Research**, v. 44, p. 625-637, jan. 2010.

REUNGOAT, J.; ESCHER, B. I.; MACOVA, M.; KELLER, J. Biofiltration of wastewater treatment plant effluent: effective removal of pharmaceuticals and personal care products and reduction of toxicity. **Water Research**, v. 45, p. 2751-2762, fev. 2011.

RIGOBELLO, E. S.; DANTAS, A. DI B.; DI BERNARDO, L.; VIEIRA, E. M. Removal of diclofenac by conventional drinking water treatment processes and granular activated carbon filtration. **Chemosphere**, v. 92, p. 184-191, mar. 2013.

SEREDYŃSKA-SOBECKA, B.; TOMASZEWSKA, M.; JANUS, M.; MORAWSKI, A. W. Biological activation of carbon filters. **Water Research**, v. 40, p. 355-363, jan. 2006.

SILVA, M. J. M. **Uso da filtração lenta e técnicas de desinfecção para adequação de esgotos sanitários aos padrões de lançamento e reúso**. Campinas, 2006. Tese de doutorado - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo - Universidade Estadual de Campinas, 2006.

SNYDER, S. A.; ADHAM, S.; REDDING, A. M.; CANNON, F. S.; DECAROLIS, J.; OPPENHEIMER, J.; WERT, E. C.; YOON, Y. Role of membranes and activated carbon in the removal of endocrine disruptors and pharmaceuticals. **Desalination**, v. 202, p. 156-181, jan. 2007.

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

TAMBOSI, J. L. **Remoção de fármacos e avaliação de seus produtos de degradação através de tecnologias avançadas de tratamento**. Florianópolis, 2008. Tese de doutorado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Química da Universidade Federal de Santa Catarina, 2008.

TONETTI, A. L.; FILHO, B. C.; NICOLAU, C. E.; BARBOSA, M.; TONON, D. Tratamento de esgoto e produção de água de reúso com o emprego de filtros de areia. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, v. 17, n. 3, p. 287-294, jul/set. 2012.

TOSSETO, M. S. **Tratamento terciário de esgoto sanitário para fins de reúso urbano**. Campinas, 2005. Dissertação de mestrado - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo - Universidade estadual de Campinas, 2005.

USEPA – UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. **Decentralized systems technology fact sheet – Recirculating sand filter**. Washington. 1999.

VALENCIA, J. A. **Teoria y practica de la purificacion del agua**. 3ª edição Tomo 1. Colombia: McGraw-Hill, 2000. 362p.

VARGAS, L. C. **Tratamiento de agua para consumo humano: Plantas de filtración rápida**. Manual I: Teoría Tomo I. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS/OPS), Lima. 2004. 284p.

WHO - World Health Organization. **Health guidelines for the use of wastewater in agriculture and aquaculture**, Genebra. 1989.