



# **UFBA**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA**

**ESCOLA POLITÉCNICA**

**DEPTº DE ENGENHARIA AMBIENTAL - DEA**

**MEPLIM**

**MESTRADO PROFISSIONAL EM  
GERENCIAMENTO E TECNOLOGIAS  
AMBIENTAIS NO PROCESSO PRODUTIVO**

**FERNANDO DE ALMEIDA DULTRA**

**APLICAÇÃO DA FILTRAÇÃO INTERMITENTE EM  
LEITO DE AREIA E DE ESCÓRIA DA METALURGIA  
DO COBRE NO TRATAMENTO DE ESGOTOS COM  
ÊNFASE EM REÚSO.**



**SALVADOR  
2007**

**FERNANDO DE ALMEIDA DULTRA**

**APLICAÇÃO DA FILTRAÇÃO INTERMITENTE EM  
LEITO DE AREIA E DE ESCÓRIA DA METALURGIA  
DO COBRE NO TRATAMENTO DE ESGOTOS COM  
ÊNFASE EM REÚSO.**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Produção Limpa, Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, como requisito parcial para a obtenção do grau de Mestre.

Orientador: Prof. PhD Asher Kiperstok

Salvador

2007

D884 Dultra, Fernando de Almeida

Aplicação da filtração intermitente em leito de areia e de escória da metalurgia do cobre no tratamento de esgotos com ênfase em reuso. / Fernando de Almeida Dultra. --- Salvador-BA, 2007.

150p.; il.

Orientador: Prof. PhD. Asher Kiperstok

Co-orientadora: Profa. PhD. Iara Brandão de Oliveira

Dissertação (Mestrado em Gerenciamento e Tecnologias Ambientais no Processo Produtivo) - Universidade Federal da Bahia. Escola Politécnica, 2007.

1. Águas residuais – purificação, filtração 2. Águas residuais – aspectos ambientais 3. Reutilização de água 4. Esgotos – tratamento. I.Universidade Federal da Bahia. Escola Politécnica. II. Kiperstok, Asher. III.Oliveira, Iara Brandão de IV. Título.

628.3

TERMO DE APROVAÇÃO

FERNANDO DE ALMEIDA DULTRA

**APLICAÇÃO DA FILTRAÇÃO INTERMITENTE EM LEITO DE AREIA E DE  
ESCÓRIA DA METALURGIA DO COBRE NO TRATAMENTO DE ESGOTOS  
COM ÊNFASE EM REÚSO**

Dissertação aprovada como requisito para obtenção do grau de Mestre em Gerenciamento e Tecnologias Ambientais no Processo Produtivo – Ênfase em Produção Limpa, Universidade Federal da Bahia, pela seguinte banca examinadora:

  
Asher Kiperstok  
Doutorado em Engenharia Química / Tecnologias Ambientais, University of Manchester Institute of Science and Technology, Inglaterra, 1996.

  
Lara Brandão de Oliveira  
Doutorado em Engenharia Ambiental, University Of Michigan, UMICH, Estados Unidos, 1995.

  
Cícero Onofre de Andrade Neto  
Doutorado em Recursos Naturais, Universidade Federal de Campina Grande, UFCG, 2004.

Salvador, 23 de março de 2007.

A

Teresa, Ediomar e Adalzira, irmãs entre si, e todas minhas mães, que me ampararam em momentos importantes da minha caminhada.

## AGRADECIMENTOS

**São tantos os merecimentos que o espaço e as palavras são insuficientes para agradecer a tamanhas ajudas e generosidade, que apenas citaremos alguns...**

A Deus, criador do Universo, que nos colocou neste mundo, belo, agradável e acolhedor, para usufruir de tantas coisas boas, amando-as e preservando-as;

Aos meus pais, Teresa e Hélio, que me deram a vida, educação, cuidados, apoio e bons exemplos;

Aos meus tios José Marinho, Ismar, Ediomar e Adalzira, que com seus generosos corações me adotaram como filho e me deram tanto apoio;

Aos meus irmãos e irmãs, pela companhia desde os primeiros passos, com exemplos de seres humanos, de estudantes e profissionais competentes, generosos e conscientes;

Às minhas filhas Tatiana, Isla e Aline, minhas melhores realizações, e que me impeliram a melhorar a cada dia;

A Yta, companheira de longa jornada, pelo apoio, carinho e compreensão em tantos momentos difíceis;

A Asher Kiperstok, meu orientador, grande exemplo de inovador e praticante das Tecnologias Limpas, um verdadeiro dínamo de idéias e projetos arrojados;

A Iara Brandão, Cicero Onofre, Luis Olinto Montegia e Marcelo Teixeira pelos ensinamentos e lúcidas reflexões e sugestões;

A Eduardo Cohim, colega e fraterno amigo, por ter dividido comigo seus conhecimentos e esforços para conceber, realizar e refletir sobre este trabalho;

A Antonio Fernando Torres Vieira, em memória, meu primeiro orientador nas lidas da pesquisa em saneamento;

Aos professores do MEPLIM e DEA, mestres e estimuladores e toda equipe do TECLIM/UFBA, pelo apoio e colaboração;

À Escola Politécnica da UFBA, minha amada escola, com o orgulho de ter nela estudado e a ela retornar como pesquisador;

Ao PROSAB/FINEP/CNPq, pelo apoio financeiro ao experimento que forneceu os dados para este trabalho, e à equipe de pesquisadores e consultores que conosco discute as questões experimentais;

À FAPESB, pelo apoio financeiro prestado ao experimento;

Aos meus professores, de todas as classes, desde o primário, quando fui tão travesso e inquieto;

Ao padre Giovanni Caneva, em memória, que com sua generosa mão estendida e coração acolhedor, apoiava talentos mesmo quando escondidos aos olhos dos demais;

Aos ex-colegas da EMBASA, onde lidei com as questões práticas do saneamento com sua importante função social, e aprendi a encaminhar as soluções possíveis;

A Felipe Contreiras, pela sua perseverante e talentosa dedicação a este experimento;

Aos bolsistas do PROSAB e FAPESB, Alisson, Quize e Aldair, pela colaboração prestada;

A Gardênia Dultra e Danilo Gonçalves Sobrinho, pela eficiente revisão e outras contribuições;

À equipe do LABDEA- Laboratório do Departamento de Engenharia Ambiental, pela boa vontade em realizar as análises físico-químicos;

A Sidinei, que com sua competência colaborou na instalação dos dispositivos usados no experimento, e a Jaziel, seu auxiliar;

A Denise Sara Key, pelos ensinamentos da língua inglesa;

A toda equipe da Cosmos Engenharia, particularmente Manoel Macedo, Luciane Fiuza, Danilo e Talita pela colaboração e contribuições;

À Acquabrasillis, pela cessão do CBR;

À Caraíba Metais SA, pelo fornecimento da escoria;

Às Pedreiras Limoeiro e Bahia, pelo fornecimento das britas de rocha;

À Construtora NM, pelo fornecimento de areia de dragagem;

Aos demais que aqui não foram citados, mas que de alguma forma fazem parte desta caminhada.

Acreditar e buscar são dádivas e alimento para conquistas.



## RESUMO

Este trabalho teve por objetivo avaliar o desempenho de filtros intermitentes, no pós-tratamento de esgotos sanitários. Primeiramente, o efluente tratado proveio de um sistema composto por um decantador primário, um contactor biológico rotativo - CBR, e um decantador secundário. Na segunda fase o CBR saiu de operação, ficando o tratamento preliminar reduzido a decanto-digestão em três câmaras sépticas, com seis horas de detenção hidráulica. A unidade experimental é composta de doze unidades de filtros intermitentes sendo oito de areia, três de escória de metalurgia de cobre, e uma mista. O sistema trata os esgotos da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia. Cada filtro tem 0,5 m de altura de leito filtrante, com tamanhos efetivos-TE de 0,4 mm, 0,75 mm, 1,3 mm de areia e 1,2 mm de escória, os coeficientes de uniformidade variaram de 1,13 a 1,83. As taxas de aplicação hidráulica foram de 0,4 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia, 1,1 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia e 1,4 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia, com frequência de aplicação de doses de 48 vezes por dia. Mesmo com taxas de aplicação mais elevadas que aquelas relatadas em outros trabalhos, obteve-se resultados satisfatórios quanto à remoção de matéria orgânica, ficando a DBO abaixo de 10 mg/L e SST em torno de 5 mg/L. Com respeito a eficiência de redução da matéria orgânica, constata-se que para as elevadas taxas de aplicação, não há diferença significativa entre os diversos TE's dos leitos filtrantes. Conclui-se que é possível obter efluentes de boa qualidade, operando filtros intermitentes com elevadas taxas de aplicação hidráulica, com leitos de tamanhos efetivos acima de 1,0 mm, sem finos, apresentando carreiras superiores a um ano, o que significa uma diminuta geração de lodo. Os filtros intermitentes, são unidades aeróbias, não geram odores, não geram aerossóis, têm baixo custo operacional, não requerem mão de obra especializada, sua manutenção é simples e econômica, e praticamente não geram lodo. Sua capacidade de abater microrganismos é limitada, principalmente para taxas mais elevadas, porém o efluente é muito clarificado possibilitando a aplicação de diversos processos de desinfecção. Podem ser usados amplamente no tratamento de esgotos de pequenos geradores, de forma descentralizada e possibilitando o reúso.

**PALAVRAS-CHAVE:** Filtro intermitente de areia, tratamento de esgoto, baixa geração de lodo, reúso, tratamento descentralizado.

## ABSTRACT

This work had the objective of evaluating the performance of intermittent sand filters, in the post-treatment of sanitary sewers. First, the treated effluent was from a system composed of a primary decanter, a rotating biological contactor - RBC, and a secondary decanter. In the second phase the RBC left operation, and the preliminary treatment was reduced to decant-digestion in three septic chambers, with six hours of hydraulic detention. The experimental unit is composed of twelve units of intermittent filters which eight of sand, three of slag of copper metallurgy, and one mixing. The system treated the sanitary sewers of the Polytechnic School of the Federal University of Bahia. Each filter had 0,5 m of height of filter stream bed, with effective sizes-ES of 0,4 mm, 0,75 mm, 1,3 mm of sand and 1,2 mm of slag, uniformity coefficients ranged of 1,13 up to 1,83. Rates of hydraulic application had been of 0,4 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.day, 1.1 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.day and 1,4 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.day, with application frequency of doses of 48 times per day. Even with rates of application higher than those reported in other works, it was gotten satisfactory results respecting to the removal of organic matter, with BOD below 10 mg/L and SST around 5 mg/L. Concerning to the organic matter efficiency reduction, one evidences that for the high rates of application, there was no significant difference between diverse ES of the filter stream beds. One concludes that it is possible to get good quality effluent, operating intermittent sand filters with high rates of hydraulic application, with stream beds of effective sizes above 1,0 mm, without fines, presenting careers superior to one year, meaning a low generation of sludge. The intermittent filters are aerobic units, do not generate odors, do not generate aerosols, have low operational cost, do not require skilled worker, its maintenance is easy and economic and they practically do not generate sludge. Its capacity to reduce microorganisms is limited, mainly for higher rates; however the effluent is very clear making possible the application of various disinfection processes. They can be widely used in treatment sewers of small sources, in decentralized way and making reuse possible.

WORD-KEYS: Intermittent sand filter, treatment of sewer, low silt generation, reuse, decentralized treatment.

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - SEÇÃO TÍPICA DOS FILTROS INTERMITENTES DE AREIA ENTERRADOS.....	30
FIGURA 2.2 – ESQUEMA DO FLUXO NO MEIO FILTRANTE E BIOFILME .....	31
FIGURA 2.3 – EVOLUÇÃO DO TEMPO DE INFILTRAÇÃO COMO UMA FUNÇÃO DO D10 PARA AREIA DE ALUVIÃO (EM PRETO, TG E AJUSTAMENTO – EM CINZA, VALORES DE TBG CALCULADOS DA RELAÇÃO DE BEYER). (ADAPTADO DE LIENARD ET AL., 2001) .....	38
FIGURA 3.1 - PLANTA BAIXA DA ETE DA ESCOLA POLITÉCNICA (ADAPTADO DE MENDONÇA, 2004). .....	55
FIGURA 3.2 – VAZÃO DO EFLUENTE (M <sup>3</sup> /H) POR LEITURA DAS AMOSTRAS DIARIAMENTE NO MESMO HORÁRIO. (ADAPTADO DE MENDONÇA, 2004).....	58
FIGURA 3.3 – NITROGÊNIO AMONÍACAL NH <sub>3</sub> (MG/L) POR LEITURA DAS AMOSTRAS DIARIAMENTE NO MESMO HORÁRIO. (ADAPTADO DE MENDONÇA, 2004).....	59
FIGURA 3.4 – DBO DO EFLUENTE BRUTO E TRATADO (MG./L) - CURVA AJUSTADA POR LEITURA DAS AMOSTRAS DIARIAMENTE NO MESMO HORÁRIO. (ADAPTADO DE MENDONÇA, 2004) .....	60
FIGURA 3.5 – DQO DO EFLUENTE BRUTO E TRATADO (MG./L) POR LEITURA DAS AMOSTRAS DIARIAMENTE NO MESMO HORÁRIO. (ADAPTADO MENDONÇA, 2004).....	60
FIGURA 3.6 – DBO E DQO DO EFLUENTE BRUTO (MG/L) POR LEITURA DAS AMOSTRAS DIARIAMENTE NO MESMO HORÁRIO. (ADAPTADO DE MENDONÇA, 2004) .....	61
FIGURA 3.7 – DBO E DQO DO EFLUENTE TRATADO (MG/L) POR LEITURA DAS AMOSTRAS DIARIAMENTE NO MESMO HORÁRIO. (ADAPTADO DE MENDONÇA, 2004) .....	62
FIGURA 3.8 – REDUÇÃO DE DBO E DQO (%) POR LEITURA DAS AMOSTRAS DIARIAMENTE NO MESMO HORÁRIO. (ADAPTADO DE MENDONÇA, 2004).....	63
FIGURA 3.9 – SÓLIDOS SUSPENSOS DO EFLUENTE BRUTO E TRATADO (MG/L) POR LEITURA DAS AMOSTRAS DIARIAMENTE NO MESMO HORÁRIO. (ADAPTADO DE MENDONÇA, 2004) .....	64
FIGURA 3.10 – TURBIDEZ DO EFLUENTE BRUTO E TRATADO (UNT) POR LEITURA DAS AMOSTRAS DIARIAMENTE NO MESMO HORÁRIO. (ADAPTADO DE MENDONÇA, 2004).....	64
FIGURA 3.11 – LAYOUT DA ESTAÇÃO PILOTO DE TRATAMENTO DE ESGOTO DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UFBA: .....	65
FIGURA 3.12 – VISUALIZAÇÃO DAS CÂMARAS DOS FILTROS. ....	66
FIGURA 3.13 – VISTA DO SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO. ....	67
FIGURA 3.14 – VISTA DO SISTEMA DE DRENAGEM .....	69
FIGURA 3.15 – VISTA DO SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DO AFLUENTE DO FILTRO 12.....	74
FIGURA 3.16 – VISTA DO EFLUENTE DE UM DOS FILTROS. ....	74

FIGURA 4.1 - CONCENTRAÇÃO DE AMÔNIA NOS EFLUENTES DOS FILTROS POR TAXA E ORDEM CRESCENTE DE TE, PARA CADA TAXA HIDRÁULICA E FREQUÊNCIA DE APLICAÇÃO 48/DIA. ....	77
FIGURA 4.2 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE AMÔNIA PELO TE E CU NA TAXA DE 0,4M <sup>3</sup> /M <sup>2</sup> /DIA .....	80
FIGURA 4.3 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE AMÔNIA PELO TE E CU NA TAXA DE 1,1M <sup>3</sup> /M <sup>2</sup> /DIA .....	80
FIGURA 4.4 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE AMÔNIA PELO TE E CU NA TAXA DE 1,4M <sup>3</sup> /M <sup>2</sup> /DIA. ....	80
FIGURA 4.5 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE AMÔNIA PELA TAXA DE APLICAÇÃO NO TE DE 1,3MM (AREIA GROSSA). ....	81
FIGURA 4.6 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE AMÔNIA PELA TAXA DE APLICAÇÃO NO TE DE 1,2MM (ESCÓRIA DE COBRE). ....	81
FIGURA 4.7 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE AMÔNIA PELA TAXA DE APLICAÇÃO NO TE DE 0,75MM (AREIA MÉDIA). ....	81
FIGURA 4.8 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE AMÔNIA PELA TAXA DE APLICAÇÃO NO TE DE 0,4MM (AREIA FINA). ....	81
FIGURA 4.9 - CONCENTRAÇÃO DE SÓLIDOS SUSPENSOS EM BLOCOS POR TAXA E ORDEM CRESCENTE DE TE. ....	83
FIGURA 4.10 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE SS PELO TE NA TAXA DE 0,4M <sup>3</sup> /M <sup>2</sup> /DIA. ....	85
FIGURA 4.11 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE SS PELO TE NA TAXA DE 1,1M <sup>3</sup> /M <sup>2</sup> /DIA. ....	85
FIGURA 4.12 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE SS PELO TE NA TAXA DE 1,4M <sup>3</sup> /M <sup>2</sup> /DIA. ....	85
FIGURA 4.13 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE SÓLIDOS SUSPENSOS TOTAIS PELA TAXA DE APLICAÇÃO NO TE DE 1,3MM (AREIA GROSSA). ....	86
FIGURA 4.14 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE SÓLIDOS SUSPENSOS TOTAIS PELA TAXA DE APLICAÇÃO NO TE DE 1,2MM (ESCÓRIA DE COBRE). ....	86
FIGURA 4.15 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE SÓLIDOS SUSPENSOS TOTAIS PELA TAXA DE APLICAÇÃO NO TE DE 0,75MM (AREIA MÉDIA). ....	86
FIGURA 4.16 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE SÓLIDOS SUSPENSOS TOTAIS PELA TAXA DE APLICAÇÃO NO TE DE 0,4MM (AREIA FINA). ....	86
FIGURA 4.17 - CONCENTRAÇÃO DE COLIFORMES TERMOTOLERANTES NO AFLUENTE E EFLUENTES DOS FILTROS. ....	90
FIGURA 4.18 - REMOÇÃO DE COLIFORMES TERMOTOLERANTES PELO TE NA TAXA DE 0,4M <sup>3</sup> /M <sup>2</sup> /DIA. .	92
FIGURA 4.19 - REMOÇÃO DE COLIFORMES TERMOTOLERANTES PELO TE NA TAXA DE 1,1M <sup>3</sup> /M <sup>2</sup> /DIA. .	92
FIGURA 4.20 - REMOÇÃO DE COLIFORMES TERMOTOLERANTES PELO TE NA TAXA DE 1,4M <sup>3</sup> /M <sup>2</sup> /DIA. .	92
FIGURA 4.21 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE COLIFORMES TERMOTOLERANTES PELA TAXA DE APLICAÇÃO NO TE DE 1,3MM (AREIA GROSSA). ....	93

FIGURA 4.22 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE COLIFORMES TERMOTOLERANTES PELA TAXA DE APLICAÇÃO NO TE DE 1,2MM (ESCÓRIA DE COBRE).....	93
FIGURA 4.23 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE COLIFORMES TERMOTOLERANTES PELA TAXA DE APLICAÇÃO NO TE DE 0,75MM (AREIA MÉDIA).....	93
FIGURA 4.24 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE COLIFORMES TERMOTOLERANTES PELA TAXA DE APLICAÇÃO NO TAMANHO EFETIVO DE 0,4MM (AREIA FINA). ....	93
FIGURA 4.25 - CONCENTRAÇÃO DE DBO <sub>5</sub> NO AFLUENTE E EFLUENTE DOS FILTROS.....	95
FIGURA 4.26 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE DBO <sub>5</sub> PELO TE E CU NA TAXA DE 0,4M <sup>3</sup> /M <sup>2</sup> /DIA. ....	97
FIGURA 4.27 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE DBO <sub>5</sub> PELO TE E CU NA TAXA DE 1,1M <sup>3</sup> /M <sup>2</sup> /DIA. ....	97
FIGURA 4.28 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE DBO <sub>5</sub> PELO TE E CU NA TAXA DE 1,4M <sup>3</sup> /M <sup>2</sup> /DIA. ....	97
FIGURA 4.29 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE DBO <sub>5</sub> PELA TAXA DE APLICAÇÃO NO TE DE 1,3MM (AREIA GROSSA). ....	98
FIGURA 4.30 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE DBO <sub>5</sub> PELA TAXA DE APLICAÇÃO NO TE DE 1,2MM (ESCÓRIA DE COBRE).....	98
FIGURA 4.31 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE DBO <sub>5</sub> PELA TAXA DE APLICAÇÃO NO TE DE 0,75MM (AREIA MÉDIA). ....	98
FIGURA 4.32 - EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE DBO <sub>5</sub> PELA TAXA DE APLICAÇÃO NO TE DE 0,4MM (AREIA FINA). ....	98
FIGURA 4.33 – CONCENTRAÇÃO DE SS PARA AREIA FINA TE 0,4 MM.....	102
FIGURA 4.34 – CONCENTRAÇÃO DE SS PARA AREIA MEDIA TE 0,75 MM.....	102
FIGURA 4.35 – CONCENTRAÇÃO DE SS PARA ESCÓRIA TE 1,2 MM.....	103
FIGURA 4.36 – CONCENTRAÇÃO DE SS PARA AREIA GROSSA TE 1,3 MM.....	103
FIGURA 4.37 - CARGA REMOVIDA DE DBO PARA CADA FILTRO NA PRIMEIRA CARREIRA.....	106
FIGURA 4.38 - CARGA REMOVIDA DE DBO <sub>5</sub> PARA CADA FILTRO NA PRIMEIRA E NA ULTIMA CARREIRAS. ....	107
FIGURA 4.39 - MASSA REMOVIDA DE SS PARA CADA FILTRO NA PRIMEIRA CARREIRA. ....	109
FIGURA 4.40 - MASSA REMOVIDA DE SS PARA CADA FILTRO NA PRIMEIRA E NA ULTIMA CARREIRAS. ....	110
FIGURA 4.41 - VOLUME TRATADO NOS FILTROS NA PRIMEIRA CARREIRA.....	111
FIGURA 4.42 - VOLUME TRATADO NOS FILTROS NA PRIMEIRA E ULTIMA CARREIRA. ....	111

## LISTA DE QUADROS

QUADRO 2.1 – ÍNDICE DA TENDÊNCIA GERAL ENTRE OS CRITÉRIOS DE PROJETO USADO E O DESEMPENHO ESPERADO EM FILTROS INTERMITENTES .....	50
QUADRO 3.1 – RESULTADOS DA PRIMEIRA ETAPA DA INVESTIGAÇÃO NO EFLUENTE BRUTO E TRATADO NA ETE/CBR. ....	57
QUADRO 3.2 – CONDIÇÕES DE OPERAÇÃO DOS FILTROS E PARÂMETROS DE PROJETO.....	71
QUADRO 3.3 - AMOSTRAGENS REALIZADAS. ....	75
QUADRO 3.4 – MÉTODOS DE ANÁLISE.....	76

## LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 – RECOMENDAÇÕES PELO GUIA DE PROJETO E USO DE FILTROS DE AREIA .....	35
TABELA 2.2 – VALORES EXPERIMENTAIS DO COEFICIENTE C DE ACORDO COM O COEFICIENTE DE UNIFORMIDADE (CU) .....	39
TABELA 2.3 – PARÂMETROS DE PROJETO E DESEMPENHO DE FILTROS INTERMITENTES PARA TRATAMENTO DE ESGOTOS IDENTIFICADOS NA LITERATURA .....	45
TABELA 2.4 – RECOMENDAÇÕES PARA PROJETO E EXEMPLOS DE FILTROS INTERMITENTES TRATANDO ESGOTOS, ENCONTRADOS NA LITERATURA.....	46
TABELA 3.1 – QUANTIDADE DE REPETIÇÕES PARA CADA PARÂMETRO NO EXPERIMENTO. ....	73

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

TECLIM	Rede de Tecnologia Limpa da Bahia
TECLIM/UFBA	Programa de Tecnologias Limpas da Universidade Federal da Bahia
MEPLIM	Mestrado em Tecnologias Limpas da Universidade Federal da Bahia
EPUFBA	Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia
DEA	Departamento de Engenharia Ambiental da UFBA
CBR	Contator Biológico Rotativo
FIA, FILA, FINTER	Filtros Intermitentes em Leito de Areia
UASB	Upflow Anaerobic Sludge Blanket ou DAFA - Digestor Anaeróbico de Manta de Lodo
ETE	Estação de Tratamento de Esgoto
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio
DBO <sub>5</sub>	Demanda Bioquímica de Oxigênio de 5 dias
DQO	Demanda Química de Oxigênio
SS	Sólidos Suspensos
SST	Sólidos Suspensos Totais
PROSAB	Programa de Pesquisa em Saneamento Básico do FINEP
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
FINEP	Financiadora de Estudos e Projetos
FAPESB	Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado da Bahia
ONU	Organização das Nações Unidas
EUA	Estados Unidos da América
TE	Tamanho Efetivo
RMS	Região Metropolitana de Salvador



CU	Coeficiente de Uniformidade
PE	Pessoa Equivalente
ASTM	American Society for Testing and Materials
CT	Coliformes Termotolerantes
PEAD	Polietileno de Alta Densidade
CLP ou PLC	Controlador Lógico Programável ou Programer Logic Controler
UNT	Unidade Nefelométrica de Turdidez
UFC	Unidade Formadora de Colônia

## LISTA DE SÍMBOLOS

$d_{60}$	diâmetro das partículas abaixo do qual estão 60% em peso da amostra
$d_{10}$	diâmetro das partículas abaixo do qual estão 10% em peso da amostra, também considerado o TE- Tamanho Efetivo
$K$	coeficiente de permeabilidade de Darcy (m/s)
$T_g$	Tempo de infiltração de Grant (s)
$T_{bg}$	Tempo de infiltração de Grant e Boyler (s)

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>20</b>
1.1	A IMPORTÂNCIA DO REÚSO DE ÁGUA .....	20
1.2	JUSTIFICATIVA E DELIMITAÇÃO DO ESTUDO .....	26
1.3	OBJETIVOS E HIPÓTESES .....	26
1.3.1	<i>Objetivo Geral</i> .....	26
1.3.2	<i>Objetivos Específicos</i> .....	26
1.3.3	<i>Hipóteses</i> .....	27
<b>2</b>	<b>REVISÃO DA LITERATURA</b> .....	<b>29</b>
2.1	A FILTRAÇÃO COMO MÉTODO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS .....	29
2.2	IMPACTOS DA GERAÇÃO DOS LODOS NAS ETE's .....	51
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>55</b>
3.1	A ETE DA ESCOLA POLITÉCNICA E O ESGOTO TRATADO .....	55
3.1.1	<i>O Pré-tratamento do Efluente</i> .....	56
3.1.2	<i>Filtros intermitentes para polimento do efluente da ETE</i> .....	65
3.1.3	<i>Sistema de Distribuição</i> .....	67
3.1.4	<i>Sistema de drenagem</i> .....	69
3.1.5	<i>Taxas de Aplicação</i> .....	69
3.1.6	<i>Freqüência de Aplicação do Esgoto</i> .....	70
3.1.7	<i>Condições Experimentais para o Sistema dos FILA's</i> .....	70
3.1.8	<i>Análise Estatística dos Dados Experimentais</i> .....	73
3.1.9	<i>Procedimentos de Coleta e Métodos Analíticos</i> .....	74
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO</b> .....	<b>77</b>
4.1	QUALIDADE DOS EFLUENTES E EFICIENCIA DO TRATAMENTO PARA NITROGÊNIO AMONÍACAL .....	77
4.1.1	<i>Qualidade dos Efluentes</i> .....	77
4.1.2	<i>Eficiência na remoção de Amônia</i> .....	80
4.2	QUALIDADE DO EFLUENTE E EFICIÊNCIA DO TRATAMENTO PARA SÓLIDOS SUSPENSOS .....	83
4.2.1	<i>Qualidade dos Efluentes quanto a Sólidos Suspensos</i> .....	83
4.2.2	<i>Eficiência na remoção de Sólidos Suspensos</i> .....	85
4.3	COLIFORMES TERMOTOLERANTES .....	90
4.3.1	<i>Qualidade bacteriológica dos Efluentes</i> .....	90
4.3.2	<i>Eficiência de remoção de Coliformes Termotolerantes</i> .....	92
4.4	DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXIGÊNIO DE 5 DIAS .....	95

4.4.1	<i>Qualidade dos Efluentes</i> .....	95
4.4.2	<i>Eficiência do Tratamento</i> .....	97
4.5	CORRELAÇÃO ENTRE VAZÃO DE DESCARGA DO EFLUENTE E CONCENTRAÇÃO DE SÓLIDOS SUSPENSOS.....	101
4.6	PROBLEMAS NO DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA.....	104
4.7	MUDANÇAS OCORRIDAS NO PRÉ-TRATAMENTO AO LONGO DA PESQUISA ..	105
4.8	CAPACIDADE DE TRATAMENTO E BAIXA GERAÇÃO DE LODO .....	106
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	<b>112</b>
5.1	CONCLUSÕES .....	112
5.2	RECOMENDAÇÕES .....	116
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>118</b>
	<b>APÊNDICE A: MEMORIAL DE CÁLCULO</b> .....	<b>124</b>
	<b>APÊNDICE B: RESULTADOS DAS AMOSTRAS COLETADAS NA ESTAÇÃO</b> .....	<b>126</b>
	<b>APÊNDICE C: RELATÓRIO FOTOGRÁFICO</b> .....	<b>131</b>
	<b>APÊNDICE D: CRONOGRAMA DA ESTAÇÃO PILOTO</b> .....	<b>132</b>
	<b>APÊNDICE E: MAPA DE LOCALIZAÇÃO DA ESTAÇÃO PILOTO</b> .....	<b>136</b>
	<b>ANEXO A: CONSUMO DE ENERGIA ELÉTRICA – OME- EMBASA</b> .....	<b>138</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 A IMPORTÂNCIA DO REÚSO DE ÁGUA

À necessidade de repensar como vêm sendo usados os recursos hídricos, principalmente no que se refere à escassez e ao desperdício de água, coloca-se a pergunta: por que usamos água potável para fins que não exigem tão boa qualidade? Segundo Philippi Jr.(2003), o reúso de água é uma alternativa para o enfrentamento do problema da escassez, e já apresenta tecnologias adequadas, configurando-se como importante instrumento de Gestão Ambiental.

A difusão da necessidade do reúso de água tem ganhado uma visibilidade maior devido ao conceito de desenvolvimento sustentável, e hoje se apresenta como uma discussão pública de interesse de toda a sociedade.

Reusar a água é reciclá-la, é colocá-la de volta ao ciclo de consumo menos exigente do ponto de vista da potabilidade, evitando lançá-la nas tubulações de esgotos. Para Hespanhol (1997) a substituição de fontes, se mostra como a alternativa mais adequada para atender a demandas menos exigentes, deixando as águas de melhor qualidade para usos mais nobres.

Algumas perguntas são inevitáveis quando a discussão é reúso de água: as atuais tecnologias produzem água de qualidade para o reúso? Que nível de qualidade de água residuária é passível de tratamento para reúso a um custo energético e ambiental viável? Que padrão de qualidade da água reciclada é exigido para cada modalidade de aplicação de reúso? Blum (2003) ressalta que a classificação da qualidade da água como de boa ou má qualidade só tem sentido quando se leva em conta a utilização prevista para ela.

No Brasil, por ser a oferta total de água doce superior à demanda, conviveu-se por anos com a idéia da fartura e da ilimitada reserva hídrica. Mas, a localização dos mananciais e a qualidade delimitam as condições de acesso e oferta. Ou seja, onde se localizam os rios que hoje abastecem as grandes metrópoles brasileiras? Quais as condições físico-químicas e microbiológicas dos rios que cortam as grandes cidades? Qual o custo para o transporte da água da fonte para o seu destino final?

O assoreamento dos rios devido ao desmatamento, as práticas agrícolas inadequadas e o crescimento desordenado das populações, se configuram como fatores que põem em questão a idéia que a água é um recurso que nunca faltaria. Colaboram ainda com esse quadro a contaminação dos mananciais devido ao lançamento de efluentes urbanos e industriais sem qualquer tratamento.

Basta observar a situação dos rios que cortam cidades como Salvador, São Paulo e Recife, por exemplo. São regiões que embora disponham de recursos hídricos significativos, estes, são insuficientes para atender suas demandas, e assim vivenciam conflitos de usos e sofrem restrições de consumo que afetam as atividades econômicas e influem negativamente na qualidade de vida de suas populações (HESPANHOL, 1997).

A escassez de água não afeta unicamente as regiões áridas e semi-áridas. Hoje, o problema da oferta de água está relacionado de forma acentuada a hábitos e paradigmas. Há necessidade urgente da nossa sociedade incrementar mudanças para estilos de vida sustentáveis os quais, através de novos conhecimentos e tecnologias, trazem também maior proteção ao meio ambiente (LETTINGA e outros, 2001). A crise do abastecimento de água é uma questão não mais de especificidades climáticas e geográficas de determinadas regiões do planeta, mas trata-se de uma discussão que afeta a toda a civilização. Em muitas regiões do globo, a população ultrapassou o ponto em que podia ser abastecida pelos recursos hídricos locais disponíveis. Hoje existem 26 países que abrigam 262 milhões de pessoas (4% da população mundial) e que se enquadram na categoria de áreas com escassez de água (POSTEL *apud* MANCUSO, 2003).

Segundo Bortone e outros, (1999); Dixon e outros, (1998) *apud* Bortone e outros, (1999) o uso da água raramente está correto. Por exemplo, a água potável é usada para um número de atividades que não necessitam de tal qualidade. Para os autores citados, reusar em domicilio a "água cinza" e a "água de chuva" é uma etapa no sentido da sustentabilidade, dando um grau de responsabilidade ao indivíduo a respeito de sua utilização pessoal da água.

Aproximadamente 50% da água fornecida para uso doméstico é usada para a lavagem de roupa e descarga sanitária. Para estas finalidades não deve ser necessário tratar e fornecer água com pureza elevada. (BORTONE e outros, 1999; DIXON e outros, 1998 *apud* BORTONE e outros, 1999).

Quando um metro cúbico de esgoto não é reusado, igual quantidade de água potável, tem que ser retirado do sistema de abastecimento para atender um uso menos exigente que poderia ter sido suprido por esgoto tratado apenas ao nível da exigência daquele uso. Um exemplo é o uso de água para dar descarga em vasos sanitários e mictórios. Nestes casos a água serve apenas como veículo de transporte dos contaminantes, no caso fezes e urinas, não precisando ser potável, bastando apresentar um aspecto não abjetável, como cor e turbidez não elevadas, não apresentar odor desagradável, e não apresentar risco de contaminação aos usuários por respingos e aerossóis ao ser usada. (KIPERSTOK e outros, 2004).

Outro exemplo de reúso com exigência de qualidade inferior a potabilidade é para irrigação de áreas verdes e jardins e parques, sejam públicos ou associados à edificações como escolas, hotéis, hospitais, repartições, condomínios comerciais ou residenciais, e outros.

Sendo uma água rica em nutrientes também pode ser usada em hidroponia para produção de plantas ornamentais e massa verde para alimentação animal, algo factível e imperioso nas regiões urbanas e periurbanas, devido a suas múltiplas demandas (ANDRADE NETO e outros, 2003; COHIM e outros, 2005; BASTOS , 2003).

O reúso é vantajoso e necessário, também pelo enfoque energético. Existe uma dada quantidade de energia (aqui, só focada a energia elétrica), em cada quantidade de esgoto que é coletado por redes coletoras, bombeado em estações elevatórias, transportados por emissários, submetidos a algum tipo de tratamento (no mínimo gradeamento e desarenação) e por fim lançado num destino final. Adicionalmente, usando-se desnecessariamente água potável para um fim que poderia ser atendido pelo esgoto pré-tratado, utiliza-se uma quantidade de energia elétrica para bombeá-lo, tratá-lo e distribuí-lo ate os reservatórios e pontos de consumo. Por sua vez o esgoto

gerado num domicílio se encontra próximo do local para reúso, e só precisaria ser tratado localmente ao nível requerido para aquele uso específico.

O reúso local evita que o esgoto domiciliar se misture com os de outras atividades de uma cidade, o que pode dificultar o seu tratamento, e reúso.

Assim, na água doce, que é captada, tratada, e distribuída e é usada inclusive para fins menos exigentes, e no esgoto que é coletado, tratado e descartado, consome-se uma certa quantidade de energia elétrica, para todas essas operações. No caso de cidade de Salvador, foi estimada para o ano de 2004, em aproximadamente 0,58 kWh/m<sup>3</sup> para a água distribuída e 0,18 kWh/m<sup>3</sup> para o esgoto coletado e disposto (vide APÊNDICE A).

Dada a matriz energética do Brasil, a geração desta energia utiliza também uma quantidade de água doce, que aciona as turbinas das usinas hidroelétricas, cuja utilização à montante é vedada para uso consutivo (atentar para usos conflitantes, sistemas de outorga e reserva de uso, entre outros), como a irrigação por exemplo, e irá para o oceano, após passar pelas turbinas. No caso das Usinas Hidroelétricas de Paulo Afonso no Rio São Francisco, que suprem com eletricidade da Bahia e outros estados do Nordeste Brasileiro, a quantidade de água doce turbinada é de aproximadamente 7 (sete) m<sup>3</sup> para cada kWh gerado (vide APÊNDICE A). Considerando-se que para cada metro cúbico de água que não é reusada localmente, e sim descartada como esgoto, e este bombeado até o oceano através de um emissário, como é o caso de Salvador, consome-se 0,76 kWh, energia essa que por sua vez para ser gerada consome aproximadamente 5,4 metros cúbicos de água nas usinas de Paulo Afonso, conclui-se que, um metro cúbico de esgoto jogado no mar em Salvador representa de fato a perda de 6,4 metros cúbicos de água doce. Isto é o resultado da soma de um metro cúbico no emissário em Salvador, e 5,4 metros cúbicos na foz do Rio São Francisco, serão salinizados. As Usinas Hidroelétricas de Paulo Afonso, não são casos isolados em que as águas turbinadas para geração de energia elétrica têm alto custo ambiental e dificilmente poderão ser usadas para outros fins após este uso. Muitas outras usinas no Brasil e no mundo, usam águas que pouca utilidade terão depois disso, indo para os oceanos, devido a estarem localizadas próximas ao litoral. Também,



a cidade de Salvador não é única a jogar suas águas servidas no mar. Muitas outras cidades de diversos portes também o fazem.

Assim, as águas captadas em bacias hidrográficas interioranas para abastecimento público, são lançadas nos mares e oceanos, após terem sido usadas e transformadas em esgotos. Como metade da população nacional habita a menos de 200 quilômetros da costa (ONU *apud* Vasconcelos, 2006), verifica-se a necessidade do uso racional da água que consome.

A maioria das mega cidades mundiais (com mais de oito milhões de habitantes) é costeira. Até meados do século XXI, o número de habitantes que viverão a menos de 100 km de um litoral, deverá crescer para 6,3 bilhões de pessoas, cerca de 75 % da população mundial. (ONU *apud* Vasconcelos, 2006).

Junto com a necessidade de viabilizar técnica e economicamente as soluções para os efluentes líquidos, vê-se crescer a necessidade de reusar a água, que para tanto, deverá ser tratada, de modo a ficar com a qualidade requerida para cada uso específico. Coloca-se como alternativa, tratar localmente os esgotos de pequenos conjuntos de unidades geradoras, como núcleos de residências, conjuntos habitacionais, *villages*, escolas, hotéis, hospitais, centros comerciais, conjuntos de escritórios, pequenas indústrias e outros.

O tratamento local dos esgotos é vantajoso em relação ao sistema de coleta, transporte, tratamento centralizado e disposição final, devido à economia de materiais, energia e serviços que estes demandam a mais. Nos sistemas centralizados, mistura-se esgotos de tipos diferentes, o que pode dificultar e encarecer o tratamento. O despejo final do efluente da ETE concentrado em um ponto, tende a causar maior impacto, além de possuir maior vulnerabilidade a falhas pela sua complexidade.

Para possibilitar a descentralização, e o tratamento dos esgotos ainda jogados brutos no ambiente, propõe-se o desenvolvimento de tecnologias de baixo custo de implantação, e que apresentem facilidade e economia de operação e manutenção. Os aspectos sanitários e ambientais, a minimização dos impactos e incômodos comunitários, também precisam ser observados.

O crescente desequilíbrio entre a oferta e a demanda de água, aponta para a necessidade do seu reúso.

Nesta direção, o Programa de Tecnologias Limpas da Universidade Federal da Bahia (TECLIM), tem realizado estudos e pesquisas em economia e reúso de água e entre elas, a de verificar a possibilidade de tratar localmente os esgotos sanitários da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia (EPUFBA), para serem usados nas descargas dos vasos sanitários e na irrigação das áreas verdes da mesma.

Este esforço foi iniciado com a pesquisa e dissertação de mestrado do professor Pedro Ornelas Mendonça (MENDONÇA,2004) que avaliou as condições operacionais e eficiência de abatimento de contaminantes de um sistema de biodisco, composto por CBR – Contator Biológico Rotativo, com decantadores primário e secundário, como também buscava avaliar a possibilidade de reúso da água na EPUFBA após tratamento local.

É desejável tratar os esgotos em graus compatíveis com cada reúso pretendido, gastando o mínimo de energia, mão de obra e materiais. É neste contexto que se coloca a possibilidade de usar os Filtros Intermitentes em Leito de Areia (FILA)<sup>1</sup>. Os FILAs são unidades usadas para o polimento de esgotos previamente tratados por diversas tecnologias, a exemplo de tanques sépticos, UASB<sup>2</sup> ou DAFA<sup>3</sup> e outros.

O uso racional da água doce, pautado com a economia e o reúso desta, como recurso indispensável para a vida, é imperioso.

Este trabalho, que foi realizado no âmbito do PROSAB/FINEP, se propõe a contribuir para alargar as possibilidades de uso dos filtros intermitentes como forma de polimento de esgotos após um pré-tratamento, visando facilitar seu posterior uso para fins que demandam qualidade não potável.

---

<sup>1</sup> Ou outras denominações como Filtros Intermitentes de Areia (FIA) ou *Intermittent Sand Filter* (ISF).

<sup>2</sup> UASB - Upflow Anaerobic Sludge Blanket;

<sup>3</sup> DAFA – Digestor Anaeróbico de Fluxo Ascendente

## 1.2 JUSTIFICATIVA E DELIMITAÇÃO DO ESTUDO

Neste capítulo foram apresentadas as razões que justificam esta pesquisa, ressaltando a necessidade do reúso de água, seus benefícios e as possíveis situações para a sua empregabilidade, bem como a tecnologia sugerida para o tratamento de água destinada ao reúso, a Filtração Intermitente de esgotos pré-tratados.

A presente dissertação está delimitada aos aspectos de projeto, construção, operação e manutenção de filtros intermitentes de areia ou escória. Os parâmetros de qualidade do efluente considerados e discutidos são: coliformes termotolerantes, DBO<sub>5</sub>, sólidos em suspensão e amônia, ainda que tenham sido realizadas análises de outros parâmetros tais como DQO, nitrogênio total, fósforo, potássio; pH, cor e turbidez, que serão objeto de análise e interpretação em outros trabalhos.

A pesquisa foi desenvolvida numa Estação de Tratamento de Esgotos (ETE) de pequeno porte, que trata parte dos esgotos sanitários da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia - EPUFBA, localizada em Salvador, Bahia, Brasil.

## 1.3 OBJETIVOS E HIPÓTESES

### 1.3.1 Objetivo Geral

Contribuir para a melhoria do desempenho dos FILA's (filtros intermitentes em leito de areia), visando a sua utilização, principalmente, para o reúso da água.

### 1.3.2 Objetivos Específicos

- Avaliar o desempenho dos filtros intermitentes no pós-tratamento de efluentes visando obter um esgoto tratado com qualidade adequada para reúso em descarga de vasos sanitários e mictórios, assim como irrigação e outros usos;
- Pesquisar o funcionamento dos filtros intermitentes com taxas de aplicação maiores que as encontradas na literatura;

- Pesquisar a influencia da taxa de aplicação e tamanho efetivo do leito filtrante na eficiência de remoção para parâmetros físico-químicos e biológicos;
- Verificar a eficiência de remoção de patógenos;
- Estudar a viabilidade de uso da escória da metalurgia do cobre, como meio filtrante;
- Acompanhar a formação de lodo e o processo de colmatação dos leitos para cada uma das configurações adotadas;

### 1.3.3 Hipóteses

As hipóteses que norteiam o presente trabalho são:

(a) É possível tratar localmente esgotos — com fins de reúso — com unidades de tratamento econômicas, de fácil operação e manutenção com o uso dos filtros intermitentes;

(b) Os filtros intermitentes podem polir esgotos pré-tratados, produzindo um efluente final, com os parâmetros DBO<sub>5</sub> e SS, abaixo de 20 mg/l;

(c) Os filtros intermitentes podem abater organismos patogênicos significativamente de modo a permitir o uso do seu efluente para alimentar descargas de vasos sanitários e mictórios, assim como outros usos menos exigentes em qualidade, a exemplo de irrigação de áreas verdes, jardins, pomares, além de lavagem de pisos, dentre outros;

(d) Aqui nos trópicos, os filtros intermitentes, com meios filtrantes criteriosamente selecionados, podem operar de forma eficiente com taxas de aplicação hidráulicas e cargas orgânicas superiores às relatadas na literatura em unidades existentes no hemisfério norte;

(e) Os filtros intermitentes, construídos com meios filtrantes adequadamente selecionados, com grandes Tamanhos Efetivos, operando com elevadas frequências de aplicação do esgoto, podem apresentar longas carreiras de filtração, removendo considerável carga orgânica, praticamente sem gerar lodo;

(f) Ao se aumentar a taxa de aplicação hidráulica em leitos filtrantes iguais e mesma frequência de dosagem, haverá uma proporcional redução na eficiência de remoção de contaminantes;

(g) Em filtros intermitentes operados com mesma taxa de aplicação hidráulica, um mesmo afluente, e mesma frequência de aplicação deste, a eficiência de remoção de contaminantes será menor para meios filtrantes com maiores Tamanhos Efetivos (TE);

(h) É viável empregar a escória da metalurgia de cobre da Caraíba Metais S. A., localizada na Região Metropolitana de Salvador (RMS), para ser utilizada como meio filtrante, mediante seleção por peneiramento, com vistas a destinar adequadamente o resíduo final da indústria e obter ganhos econômicos e ambientais em substituição ao uso de areias selecionadas, vindas de jazidas mais distantes;

(i) A retirada, a lavagem e a recolocação da camada superior é um método eficaz e econômico de regeneração do leito filtrante;

(j) Um leito filtrante misto com uma camada superior de maior granulometria associada a uma outra mais abaixo com Tamanho Efetivo – TE menor, resultará em significativa melhoria da eficiência de remoção de contaminantes que um outro com apenas uma camada com a maior granulometria, sem diminuir substancialmente a carreira de filtração;

(k) Filtros intermitentes com leitos de maiores Tamanhos Efetivos, terão carreiras maiores que outros com granulometrias menores, se mantidas as frequências e taxas de aplicação do mesmo afluente.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

Este Capítulo apresenta a revisão da literatura sobre o uso da filtração como método de tratamento e a possibilidade de serem usados os filtros intermitentes como tecnologia de tratamento para obtenção de efluentes de qualidade adequada ao reúso. Em seguida, relata-se o que foi encontrado na literatura sobre a filtração intermitente em leitos confinados, abordando as características do meio filtrante, seu tamanho efetivo, sua uniformidade, a espessura ou profundidade do leito, a camada de sustentação deste, sistema de distribuição e frequência de aplicação do esgoto a ser tratado, as taxas de aplicação hidráulica, e as eficiências obtidas para as diversas unidades. Como nesta pesquisa será utilizado o efluente de uma ETE<sup>4</sup> utilizando CBR<sup>5</sup>, uma breve revisão deste tópico será feita, apresentando-se um relato do funcionamento de ETE-CBR da Escola Politécnica da UFBA.

Além disto, tendo em vista a importância da geração do lodo excedente nas ETE's, este tema foi abordado, com o fim de se ter a noção do seu impacto e de como pode ser vantajoso o uso da filtração intermitente que praticamente não gera lodo excedente.

### 2.1 A FILTRAÇÃO COMO MÉTODO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS

O homem tem procurado compreender e apropriar-se de mecanismos da natureza, e com isso melhorar suas condições de vida. Assim foi com o tratamento de água, quando observando a limpidez da água subterrânea, e atribuindo a isso sua passagem pelos solos naturais, desde o século XVI passou-se a tratar as águas de abastecimento através de filtros de areia. (DI BERNARDO, 1993).

A primeira prova da eficiência da filtração lenta na remoção de organismos patogênicos ocorreu em 1892, quando duas cidades da Alemanha, Hamburgo e Altoa, tiveram sua fonte de abastecimento de água — o Rio Elba —, contaminado. Altoa, que possuía filtros lentos não apresentou vítimas; enquanto que Hamburgo, cuja água era apenas decantada, contabilizou a morte de 7.500 pessoas (*ibidem*).

---

<sup>4</sup> ETE

Estação de Tratamento de Esgoto

Os processos de tratamento de águas residuárias também buscam na natureza os mecanismos de depuração ou de recuperação, ainda que parcial, das características naturais das águas, antes de dispô-las no ambiente.

A simplicidade de operação e a alta eficiência na remoção de organismos patogênicos conseguidos com a filtração lenta em areia, para tratamento de água de abastecimento, sugeriram sua experimentação no tratamento de esgotos. Passou-se a aperfeiçoar a tecnologia, antecedida de pré-tratamento, primordialmente em tanques sépticos.

Os filtros intermitentes são unidades de tratamento secundário ou pós-tratamento de esgotos. Na literatura estudada, verifica-se que eles são geralmente antecedidos por tanques sépticos.

Podem estar abaixo ou acima do solo, serem enterrados ou cobertos, e seu meio filtrante pode ser areia ou outro material granular, empregando-se também mantas têxteis. Um exemplo de filtros enterrados é mostrado na Figura 2.1.

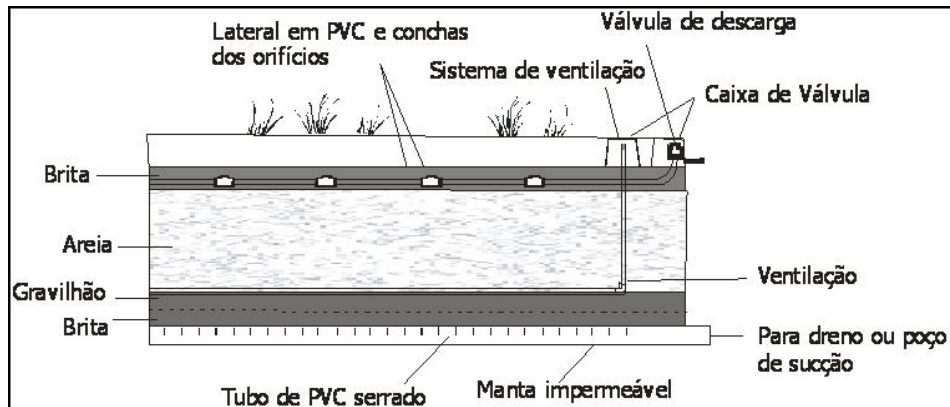


Figura 2.1 - Seção típica dos filtros intermitentes de areia enterrados  
Adaptado de SOLOMON e outros, 2003.

O seu funcionamento consiste no lançamento do esgoto em pequenas doses, sobre o meio filtrante, que serve de suporte para um biofilme contendo microorganismos a ele aderidos. O esgoto vai se degradando, à medida que percola neste meio em finas películas, conforme vê-se na Figura 2.2.

<sup>5</sup> CBR

A intermitência na aplicação do esgoto permite a aeração do meio, possibilitando a oxigenação necessária para a degradação aeróbia, e nos intervalos, por falta de alimento, ocorre a respiração endógena, controlando o crescimento dos organismos, evitando que o lodo (massa celular) entupa os vazios, o que impediria a passagem do líquido e do ar, interrompendo o processo (LOUDON e outros, 2003).

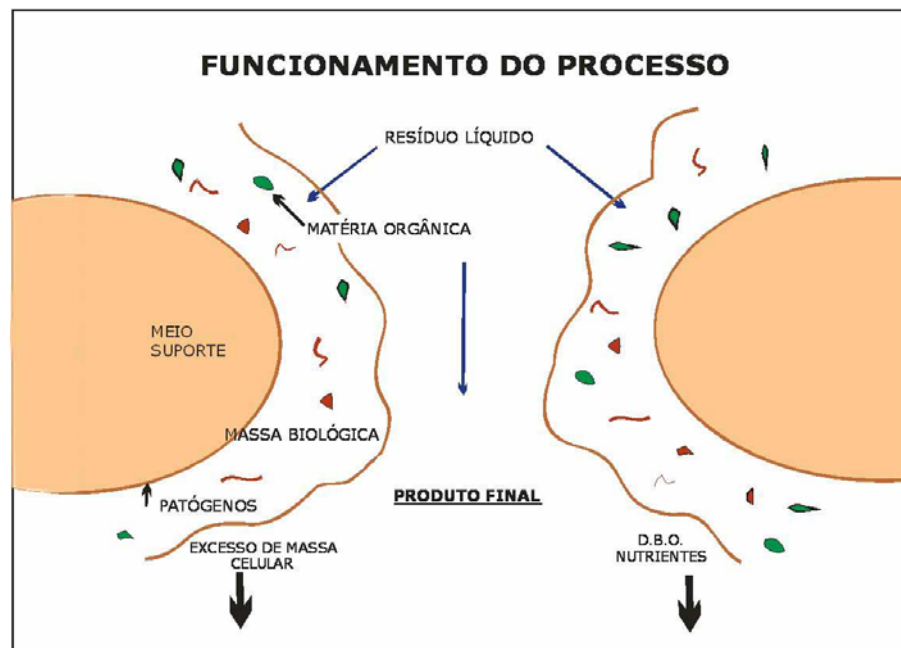


Figura 2.2 – Esquema do fluxo no meio filtrante e biofilme

Os aspectos mais importantes para projeto e operação dos filtros intermitentes são (EPA, 1985; EPA 1983; DARBY e outros, 1996; EMERICK e outros, 1997; SOLOMON, 1998; NIELSEN e outros, 1993;):

1. a granulometria do meio filtrante;
2. a profundidade do meio filtrante;
3. as cargas de aplicação orgânica e hidráulica;
4. a frequência de aplicação do esgoto;
5. o teor de sólidos em suspensão no esgoto;
6. a temperatura do leito filtrante.

Esses filtros têm sido usados principalmente no hemisfério norte, EUA e Europa, para polir esgotos pré-tratados, apresentando excelente qualidade final dos efluentes. Operam por longos períodos sem necessitar de manutenção do leito (ANDERSON e



outros, 1985 ), isto é, com elevadíssimo grau de mineralização, sem gerar lodo excedente, o que é uma grande vantagem, considerando que a geração de lodos excedentes têm sido um dos principais problemas das ETE's (ANDREOLI e outros, 2001; MENDONCA, 1999).

Tradicionalmente, os Filtros Intermitentes de Areia têm sido empregados para tratar pequenos volumes diários de esgotos sanitários, quase sem necessitar manutenção, com carreiras (período de operação entre regeneração do leito) muito grandes, até superiores a um ano, mas também operando com taxas de aplicação hidráulica muito baixas, inferiores a  $0,20 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ , o que tem restringido a sua ampla utilização (DARBY e outros, 1996; SABBAAH e outros, 2003; BALL, 1997 SOLOMON, 1998; NIELSEN e outros, 1993).

Nos Estados Unidos, em fins da década de 1990, aproximadamente 60 milhões de pessoas usavam sistemas locais para tratamento e disposição dos esgotos, consistindo tipicamente de tanque séptico e absorção no solo. Porém, condições locais ou falta de disponibilidade de solo impedem o uso desses sistemas devido a preocupação com a contaminação da água subterrânea por nutrientes, bactérias e vírus, daí ser necessário um polimento ou pós-tratamento (EMERICK e outros, 1997).

Sistemas com filtros de areia têm sido usados para tratamento de esgotos nos EUA, desde o século XIX. São particularmente usados como alternativa à simples infiltração em valas ou sumidouros, para destino final de efluentes de fossas sépticas, passando, pois, por um tratamento onde as características destes efluentes são melhoradas, mormente onde os solos são rasos, ou de baixa permeabilidade, ou ainda onde o lençol freático é alto (SOLOMON e outros, 1998).

Os filtros intermitentes de areia, por ter baixo custo de construção e mínimos requerimentos de manutenção e energia, têm sido usados como tratamento suplementar para a infiltração no solo de residências, pequenos grupos de casas, estabelecimentos comerciais, e comunidades rurais, a fim de fornecer um efluente de alta qualidade (BALL, 1991 *apud* EMERICK e outros, 1997).

Os FILA's têm sido empregados para tratamento secundário ou polimento de esgotos para pequeno grupo de contribuintes, nos EUA, sobretudo na zona rural ou

lugares de veraneio, sejam grupos de casas, escolas, acampamentos, e outros (SOLOMON e outros, 1998).

Darby e outros (1996), citando várias fontes relatam que a filtração intermitente em areia é um dos mais velhos e comuns métodos de tratamento de águas residuárias nos EUA, desde antes de 1900, e consistia numa aplicação do esgoto sobre um leito de areia de aproximadamente dois metros de altura, em uma ou mais doses por dia, e com baixa carga orgânica. Requerendo assim grandes áreas, e muito material para o leito filtrante e para a caixa de contenção (paredes dos filtros).

Estes fatores, assim como o potencial de geração de odores, fizeram com que poucos desses filtros (na maioria enterrados, isto é, abaixo do nível do terreno) fossem construídos depois de 1950. Darby e outros (1996) informam, porém, que na atualidade existe um renovado interesse pelos filtros intermitentes de areia, com profundidades menores de meio filtrante e cargas mais altas.

Ainda segundo Darby e outros (1996), muitos estudos foram realizados de 1949 a 1991, para investigar os efeitos de vários parâmetros no desempenho dos filtros intermitentes, como a taxa hidráulica de aplicação — que define a carga —, a frequência de dosagem e as características do meio filtrante, tais como granulometria e altura (profundidade do leito).

Relatam ainda os mesmos autores que um considerável esforço foi realizado no sentido de construir e operar filtros intermitentes de areia, para aplicações locais e pequenas comunidades, obtendo-se um efluente de alta qualidade, e tendo um custo relativamente baixo de manutenção.

Idealmente os filtros devem ser construídos com baixas profundidades, meios filtrantes localmente disponíveis, altas taxas de carregamento, devendo produzir um efluente com a qualidade requerida (DARBY e outros, 1996).

Geralmente após tanque séptico, ou outro tratamento, inclusive lagoas de estabilização, implanta-se um único filtro, ou conjunto de filtros intermitentes de areia em paralelo. Se forem usados conjuntos de filtros em série, os leitos de areia normalmente têm granulometrias decrescentes, os da primeira passagem do esgoto, possuem normalmente leito com areia mais grossa que os posteriores.

O uso de filtros intermitentes de areia em série apresenta melhores efluentes e carreiras maiores, mas tem o inconveniente de ser um sistema mais custoso e requerer desníveis entre as unidades, para o esgoto fluir por gravidade de um para o outro. Daí ser mais usado o sistema de um único filtro, ou filtros em paralelo, com uma única passagem do esgoto pelo leito. (REED e outros, 1995; MIDDLEBROOKS, e outros, 1983). Uma alternativa para a melhoria da eficiência, seria a recirculação, com efeito semelhante à de filtros intermitentes em série.

### **Características do Meio Filtrante**

Tradicionalmente têm sido empregadas as areias encontradas nas proximidades do local do tratamento, destacadamente aquelas usadas na construção civil, geralmente de baixo tamanho efetivo ( $TE^6$ ) e elevado coeficiente de uniformidade (CU), em função do seu baixo custo de aquisição. Contudo, devido a estas características, baixas taxas hidráulicas de aplicação têm sido adotadas, o que aumenta o custo, pela necessidade de áreas maiores para tratar a mesma quantidade de esgotos.

O estudo de Middlebrooks e outros (1983) apresenta relatos de usos de meios filtrantes compostos de areias com tamanho efetivo de 0,17 mm; 0,4 mm; 0,68 mm. Nesse mesmo documento, recomenda-se tamanhos efetivos de 0,15 a 0,30mm e coeficientes de uniformidade menores que 7,0.

Recomendações do guia de projeto e uso dos filtros de areia em áreas com recursos críticos (Rhode Island Department of Environmental Managemen, 1999) são apresentadas na Tabela 2.1. Nesta, observa-se que para os filtros intermitentes no hemisfério norte, onde ocorrem períodos de baixas temperaturas, adota-se taxas hidráulicas baixas, preponderantemente inferiores a  $0,20 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ . Estas recomendações de projetos são para tratar esgotos residenciais, cujos limites superiores são elevados, sendo 230 mg/L para  $BDO_5$ , e 125 mg/L, para SST, pré tratados apenas com tanques sépticos.

---

<sup>6</sup> Tamanho efetivo –TE, é o mesmo que  $d_{10}$ , representam o tamanho abaixo do qual estão 10% dos grãos da amostra. O Coeficiente de Uniformidade-CU, é a relação  $d_{60}/d_{10}$ . Quanto mais próximo de 1,0, mais uniforme a amostra de grãos, isto é, terão diâmetros mais próximos entre si.

Tabela 2.1 – Recomendações do Guia de projeto e uso de filtros de areia

Taxa Hidráulica (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /dia)	Recirculação	Tamanho Efetivo (mm)	Coefficiente de Uniformidade
0,05	Sem	0,33	< 3,0
0,08	Sem	0,65	< 3,0
0,20	Com	1,5 – 3,0	< 3,0

Fonte: Rhode Island Department of Environmental Management, 1999.

Os dados apresentados na Tabela 2.1, bem como as opiniões de Anderson e outros (1985), mostram que o tamanho e a uniformidade dos grãos do meio afetam a quantidade do esgoto que pode ser filtrado, a taxa de filtração, a profundidade que a matéria particulada penetra, e a qualidade do efluente. Quando é usada uma areia grossa, o tempo de retenção fica pequeno a ponto de não atingir uma adequada decomposição biológica. Também meios finos, limitam a quantidade de esgoto que pode ser adequadamente filtrado, devido a antecipada colmatação do filtro.

Alguns autores concordam que o TE da areia tem sido reputado como o mais importante fator relativo à qualidade do efluente e capacidade de atender aos requisitos ambientais (REED e outros, 1995; MIDDLEBROOKS e outros, 1983; ANDERSON e outros, 1985).

No entanto, o conceito de tamanho efetivo apenas pode ser enganoso quando se descreve o tamanho do meio filtrante. Areias com tamanhos efetivos similares, mas com coeficientes de uniformidade diferentes, podem produzir performances significativamente diferentes. Metcalf e Eddy (2001) recomendam que não mais do que 1 % do meio possa ser menor que 0,13 mm e meios filtrantes com tamanhos variando de um mínimo de 0,40 mm até 1,5 mm.

Quanto ao conceito de Coeficiente de Uniformidade para filtros intermitentes, vários autores recomendam que, normalmente, deveria ser menos do que 4,0. (PHS,1967; GLUMRB,1960; ASCE,1937; SALVATO,1955; WPCF,1977; EPA,1980 *apud* ANDERSON e outros, 1985)

Outro fator importante é a arrumação e lançamento de diferentes tamanhos de grãos através do leito do filtro. Também Anderson e outros (1985) informam que estes são também importantes considerações de projeto. Uma homogeneidade no leito com um tamanho único de meio, freqüentemente não ocorre devido a práticas construtivas e variação do material usado. Abruptas mudanças de texturas vão criar zonas de saturação que podem fazer barreiras para a água e limitar a oxidação, promovendo a colmatação e reduzindo a ação do filtro a um mero mecanismo de retenção. O uso de meios com CU menor que 4,0 minimiza este problema. A arrumação do meio, com a areia grossa acima da fina, parece teoricamente ser mais favorável, mas pode ser difícil de manter a filtração devido ao entupimento no interior do filtro.

Darby e outros (1996), em trabalho experimental com meios filtrantes muito uniformes, freqüência de dosagem de 24 vezes ao dia, não encontraram diferença entre três areias com TE's diferentes, e taxa de  $0,163 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$ , com relação ao comportamento dos parâmetros DBO, DQO, SS, e turbidez. Também Emerick e outros (1997), trabalhando com taxas que variaram de 0,04 a  $0,163 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$ , não encontraram diferença significativa para remoção de microorganismos para meios filtrantes diferentes, com TE 0,65 mm e CU de 3,8, e TE de 3,3 mm e CU de 1,3. Observaram eles que isto estava em desacordo com a recomendação da EPA (1983 a), Allen (1971), Dymond (1981) *apud* Emerick e outros (1997), estes autores informam que a remoção de bactérias decresce com o aumento do TE.

A operação de 50 sistemas de pequenas comunidades da Dinamarca, compostos por tanques de sedimentação seguidos por filtros biológicos de areia enterrados, atendendo de 20 a 1000 pessoas (ou PE — pessoa equivalente), foi avaliada por Nielsen e outros (1993) em trabalho realizado a partir de questionários respondidos pelos encarregados da operação. Eles compararam as respostas sobre tamanhos dos grãos de areia, alturas dos leitos, rotinas operacionais, cargas hidráulicas e orgânicas diária e as respectivas eficiências de remoção. Concluíram que não se verificou relação entre a qualidade do efluente e as cargas orgânicas ou biológicas, mas que o desempenho dos filtros dependem de um efetivo pré-tratamento, do projeto, do tamanho do grão da areia, de rotinas operacionais. Para estes sistemas a profundidade média do leito foi de 80 cm, tamanhos dos grãos variando de 0,2 a 3,0 mm, tamanho

efetivo (TE) de 0,5 a 1,0 mm,  $d_{60}$  de 1,0 a 2,0 mm, e coeficiente de uniformidade menor que 3,5. Não foi dada informação sobre as frequências de aplicação. No entanto, afirmou-se que o tamanho dos grãos é importante na remoção do nitrogênio, mas que isso parece não acontecer para outros parâmetros.

Como se vê, mesmo nos trabalhos onde categoricamente se afirma a importância do tamanho efetivo na eficiência do leito filtrante, não é mostrado como isso se dá. Apenas Anderson e outros (1985) mostram uma tabela com tendências, em que aparece a diminuição da qualidade do efluente, com o aumento do tamanho efetivo.

Contudo, a importância das características do leito filtrante no funcionamento dos filtros fica relacionada à maior ou menor facilidade de infiltração, e de algum modo reflete na resistência à colmatação, como mostra o trabalho de LIENARD e outros, (2001), os quais verificaram que a infiltração no meio filtrante foi função da areia escolhida; que tamanhos efetivos maiores correspondem a tempos de infiltração menores; e que tamanho efetivo e coeficiente de uniformidade, principalmente, controlam a permeabilidade no leito. Lienard e outros, (2001), recomendam que para ficar com uma boa garantia de uniformidade, deve se usar areia com tamanho entre 0,25 e 0,40mm. Também Beyer citado por Lienard e outros(2001) mostrou que o coeficiente de uniformidade afeta o tempo de infiltração da água em meio poroso.

Lienard e outros (2001) — citando vários autores, como Gold e outros (1992), Reed e outros (1988) e Guilloteau e outros (1994) — informam que na França e em outros países, a maioria dos estudos àquela época, que davam sugestões sobre este assunto, recomendavam um tamanho efetivo mínimo da areia de 0,2 milímetros. Mas recomendações a respeito do coeficiente da uniformidade são raras e quando existem são imprecisas (BOUTIN e outros, 1998 *apud* LIENARD e outros, 2001), e mesmo faltando um acordo sobre isso, uma ampla faixa de curvas de granulometria se aplicam para os tratamentos locais que norteiam os projetistas de tratamentos de esgotos para pequenas comunidades (AFNOR, 1998 *apud* LIENARD e outros, 2001).

Os mesmos autores, como indicado na Figura 2.3, mostram que o tempo de infiltração, por eles denominado —  $T_g$ , é fortemente dependente do  $d_{10}$ , ou Tamanho Efetivo — TE.

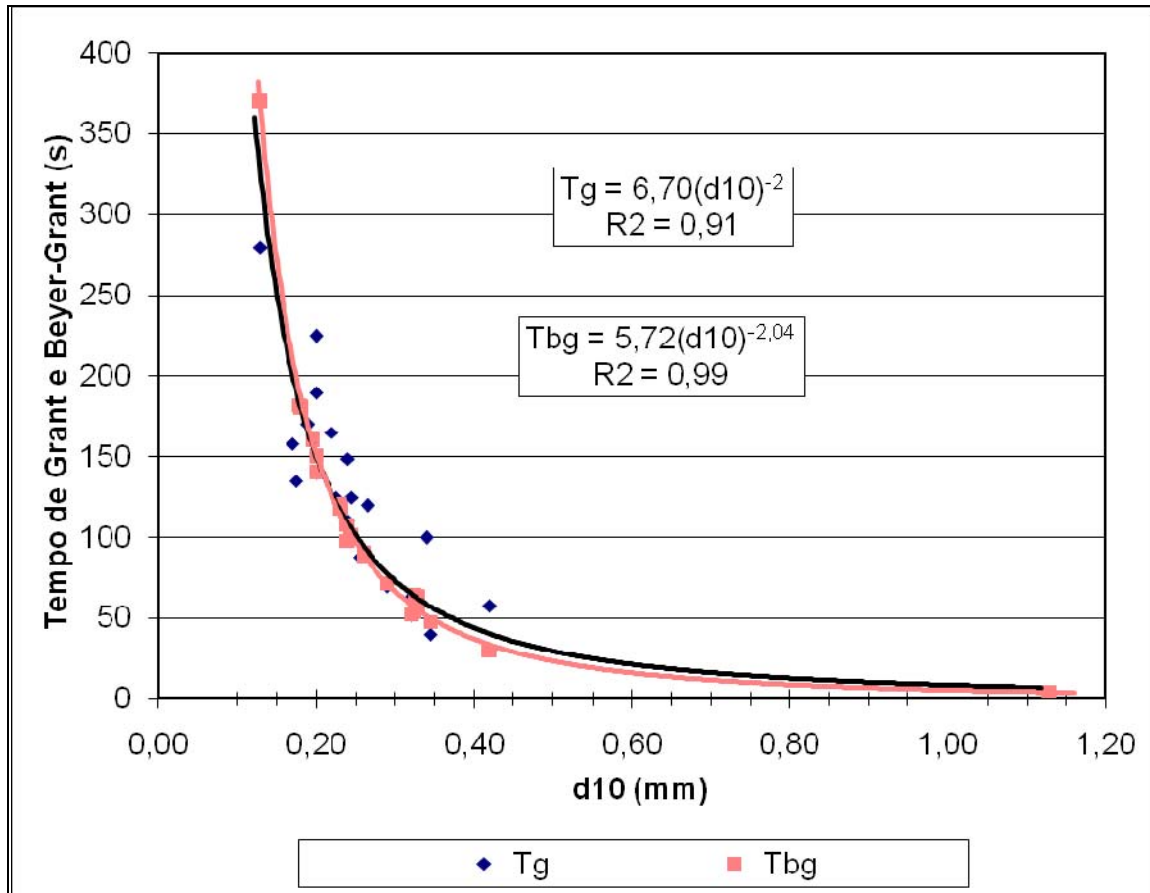


Figura 2.3 – Evolução do tempo de infiltração como uma função do  $d_{10}$  para areia de aluvião (em preto,  $T_g$  e ajustamento – em cinza, valores de  $T_{bg}$  calculados da relação de Beyer). (Adaptado de Lienard et al., 2001)

A equação obtida para  $T_g$  ( $d_{10}$ ) em um estudo com 21 areias de aluvião, com  $d_{10}$  entre 0,13 a 1,13 mm, vem abaixo e apresenta boa correlação entre estes dois parâmetros:

$$T_g = 6.70 d_{10}^{-2} [R^2=0,91]$$

Muitos anos antes deste trabalho, Beyer *apud* Lienard e outros (2001) empiricamente estabeleceu a relação entre coeficiente de permeabilidade  $K$  (de Darcy) e o  $d_{10}$  ou TE. A relação está representada na equação seguinte:

$$K = C * (d_{10}) \text{ [em m/s]}$$

Onde  $C$  é um coeficiente empírico, variável com o CU, de acordo a Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Valores experimentais do coeficiente C de acordo com o Coeficiente de Uniformidade (CU)

CU	[1.0–1.9]	[2.0–2.9]	[3.0–4.9]	[5.0–9.9]	[10.0–19.9]	>20.0
C	$1.1 \times 10^{-2}$	$1.0 \times 10^{-2}$	$9 \times 10^{-3}$	$8 \times 10^{-3}$	$7 \times 10^{-3}$	$6 \times 10^{-3}$

Fonte :Lienard e outros (2001)

Aplicando a equação de Beyer, nas condições de Grant (volume inicial de água igual a  $0,5 \cdot 10^{-3} \text{m}^3$  e diâmetro da coluna de água igual a 0,7m),  $K = 0,0553/T_g$ , que associa o K ao tempo de infiltração  $T_g$  da água numa coluna de areia, obtém-se a equação Beyer-Grant:

$$T_{bg} = \frac{0,0553}{C (d_{10})^2}$$

A equação mostra que a infiltração em um meio poroso depende do tamanho efetivo,  $d_{10}$  e do coeficiente de uniformidade CU, isto é, quanto maior o tamanho efetivo e mais uniformes os grãos, menor será o tempo de infiltração. Contudo para este modelo empírico, são muito amplas as faixas de coeficiente de uniformidade. Desse modo segundo o estudo apresentado, as diferenças de uniformidade, nas faixas usuais na filtração intermitente, impactam muito pouco o tempo de infiltração.

Pela equação proposta e pela tabela apresentada de relação entre o coeficiente C e a uniformidade do meio filtrante, percebe-se que o tamanho efetivo-TE ou  $d_{10}$  do meio filtrante é bem mais impactante no tempo de infiltração que o coeficiente de uniformidade, o que está de acordo com os estudos de Lienard e outros (2001), apresentados a seguir.

Testes de infiltração realizados por Lienard e outros (2001), usando 14 areias com três  $d_{10}$  diferentes (0,20 mm, 0,24mm e 0,33 mm), variando o coeficiente de uniformidade de 2,27 a 7,23, não mostraram influencia do CU, embora fossem areias diferentes e com conteúdos de finos (<80 microns). No mesmo trabalho contudo afirma-se que os finos interferem fortemente no tempo de infiltração.

Deste trabalho concluíram Lienard e outros (2001), que o CU tem menor influência que o tamanho efetivo na variação do tempo de infiltração. Esta conclusão



pode ser questionada devido à baixa amplitude do CU para o teste de areias usado (entre 2,27 e 7,23), além da existência dos finos.

Há que se observar que os estudos acima citados referem-se a tempo de infiltração de água (supostamente limpa), e não de esgotos, em colunas de areia. Os esgotos, ricos em matéria orgânica, ao serem aplicados intermitentemente sobre meios porosos, possibilitam que haja o estabelecimento de um biofilme, que, juntamente com os sólidos suspensos, ocupam parte dos vazios entre grãos, alterando o escoamento do fluido. A geração do lodo, pelo crescimento deste biofilme, leva à colmatação do leito, isto é, o entupimento dos espaços entre grãos. Este aspecto muda a hidrodinâmica do fluido nestes meios porosos.

Tamanhos efetivos menores, resultarão em menores períodos entre limpezas do leito filtrante (carreiras). Para filtros intermitentes de um único estágio, geralmente se recomenda um TE entre 0,15 a 0,50 mm (MIDDLEBROOKS e outros, 1983, METCALF e EDDY, 2001), contudo existem experiências em que se utilizou TE na ordem de 0,75 mm, para polir efluentes de tanques sépticos (SOLOMON, C. e outros, 1998., DARBY e outros, 1996., EMERICK, 1997).

O Washington State Department of Health (2000), em seu guia de recomendações sobre sistemas de filtração intermitente, afirma que meios filtrantes com altas densidades vão reduzir a infiltração e a taxa de troca de oxigênio. A densidade recomendada deveria ficar abaixo de 1,4 g/cm<sup>3</sup>.

Esta preocupação é devido ao uso generalizado de areias com partículas finas, que irão preencher os vazios entre as partículas maiores, resultando em menor volume de vazios. Se por um lado esta condição resulta em maior superfície de biofilme em torno dos grãos, possibilitando um melhor tratamento do esgoto, por outro lado vai propiciar o entupimento dos vazios, levando à colmatação do meio.

Propõe este guia que, para o uso de areias especificadas pelo American Society for Testing and Materials (ASTM) C-33 (areias usadas na construção civil), exista um menor percentual de finos, não mais que 3% passando pela peneira Nº 200, e não mais que 10% de partículas inferiores a 0,15 mm. Estas são areias largamente encontradas para construção, e suportam taxas de até 0,05 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/dia, com frequência de aplicação

de quatro vezes ao dia. O mesmo trabalho recomenda que para frequência de aplicação de 24 vezes por dia, deve-se usar areias maiores e mais uniformes, com TE superior a 0,3 mm, e CU menor que 4.

Ainda que tenham ficado restritos a areias ainda muito finas e pouco uniformes, esta publicação contribui no esclarecimento do assunto ao abordar o aspecto da relação entre o tamanho e a distribuição dos grãos, o espaço de vazios, a capacidade de troca de oxigênio, a superfície específica ou superfície molhada da areia, e volume de esgoto por dose. A inter-relação destes aspectos influencia na capacidade do meio de reter o esgoto em contato com o biofilme por mais tempo, e se bem aerado, promover um melhor tratamento.

O que se observa é a oposição entre dois aspectos importantes para o tratamento do esgoto, que são a oxigenação do biofilme e o tamanho deste.

A oxigenação será maior quando existir um maior espaço de vazios, pela menor existência de partículas finas, que ocupariam espaços entre grãos maiores. E em contrapartida, quanto menor a superfície específica do meio (devido a pouca presença de grãos menores), menor será a quantidade de microrganismo aderidos, responsáveis pela degradação biológica da matéria orgânica (Office of Environmental Health & Safety, 2000).

Menores superfícies específicas do meio filtrante vão possibilitar menores volumes de esgoto por dose, implicando num maior fracionamento do volume diário, com maiores frequências de aplicação (ibidem).

Na mesma linha, estudos experimentais realizados por Boller e outros (1993), mostram que a capacidade de retenção de umidade no meio filtrante esta correlacionada com a distribuição dos tamanhos dos grãos (coeficiente de uniformidade), e é um importante parâmetro que determina a eficiência do filtro.

Diante da falta de consenso sobre a influência da granulometria do meio filtrante sobre a qualidade final do efluente, e da grande variabilidade dos outros aspectos intervenientes, como frequência de dosagem, taxa de aplicação hidráulica e orgânica, foram testados, neste trabalho, valores mais altos para todos esses parâmetros (TE,

CU, freqüência de dosagem e taxa de aplicação), com vistas a alargar o campo de uso dos filtros intermitentes.

### **Profundidade da Camada Filtrante**

A espessura do leito de areia, pelo volume que resulta, também determina a superfície total dos grãos e o tempo de contato do esgoto com o biofilme, daí sua importância. Ainda que alguns autores admitam leitos com até 30 cm de espessura (FURMAN e outros, 1955 *apud* VENHUIZEN,2005; GUILLOTEAU e outros,1993), existem os que relatam que é preciso um mínimo de 45 cm (ANDERSON e outros, 1985;SAUER,1975 *apud* ANDERSON e outros, 1985), para se obter um efluente de qualidade adequada.

A espessura inicial do leito de areia está associada à necessidade de uma espessura extra, acima da mínima requerida para o tratamento, e que seria retirada gradativamente, no processo de limpeza por raspagem e retirada da camada superficial colmatada, ao fim de determinados períodos, previstos (planejados) ou impostos pela ocorrência de colmatação.

A parte biologicamente ativa dos filtros intermitentes é a camada superficial do meio filtrante que contém a massa bacteriológica e outros microorganismos e que degradam a matéria orgânica do esgoto (biofilme envolta dos grãos). Segundo LATVALA (1993), a parte mais ativa desta camada são os centímetros iniciais de espessura (de 3 a 5 cm).

Darby e outros (1996) relatam que existe pouca informação sobre a profundidade mínima necessária para se alcançar um tratamento adequado, e que as alturas das camadas filtrantes tinham deixado de ser superiores a dois metros, para ficarem entre 0,5 e 1,0 m. Posteriormente, seu trabalho e o de Emerick (1997), mostram que é possível adotar profundidades de 0,38 m, obtendo-se efluente de boa qualidade. Estes trabalhos, já trazem nos seus títulos que se estudam a filtração intermitente rasa ou superficial, em oposição àquela mais antiga, de maiores profundidades do leito.

Corroborando com esta visão, o trabalho de Murtha e Heller (1997), para filtração lenta em areia para água de abastecimento, mostrou que as atividades de abatimento de poluentes ocorreram preponderantemente nos trinta primeiros centímetros dos leitos

de areia, e que a partir dos 40 cm praticamente nada acontece de remoção. Também estudando especificamente o tratamento de esgotos em leitos de areia, pelo processo de infiltração/percolação em colunas, Guilloteau e outros (1993), mostraram que a profundidade de ação do substrato biologicamente ativo, é em torno de 30 cm, fato comprovado pela inalteração dos valores de DQO e N-NH<sub>4</sub>, para além desta profundidade.

A fim de separar o leito filtrante do sistema de drenagem, usa-se um leito de brita graduada, geralmente três camadas de granulometrias crescentes de cima para baixo, de modo a suportar os grãos menores, sem que estes entrem nas aberturas do sistema de drenagem, entupindo-o ou se perdendo, durante o escoamento do fluxo para fora do filtro.

Nos sistemas convencionais empregam-se diferentes camadas de 5 a 10 cm de espessura cada e as faixas são tipicamente aquelas de brita da construção civil, com diâmetros de 3,8 a 1,9 cm, 1,9 a 1,3 cm e 0,64 a 0,32 cm. (MIDDLEBROOKS e outros, 1983).

Nos trabalhos experimentais a espessura da camada suporte tem sido menor, sendo que no caso de Emerick (1997), e de Darby e outros (1996), foi de 10,2 cm, de granulométrica única de 1,0 a 1,6 cm.

Enquanto Latvala (1993), também em trabalho experimental em escala de laboratório, usou 10 cm de brita, e Anderson e outros (1985) recomendam 7,5 cm de gravilhão sobre 20 cm de brita de ¼ a 2 ½. Finalmente Venhuizen (2005) apresentando seu exemplo de unidade para Biofiltração de Alta Performance, recomenda camada de 20 cm de britas variando de ¾" a 1 ¼", se bem que com uma manta tecida entre a brita e a areia.

As Tabelas 2.3 e 2.4 apresentam vários exemplos de parâmetros adotados para o funcionamento de filtros intermitentes descritos na literatura.

### **Taxas de Aplicação**

Com relação à taxa de aplicação hidráulica e o tamanho efetivo do meio filtrante não há consenso sobre a importância e de como impactam o funcionamento dos filtros

intermitentes, e nem se eles atuam isoladamente, interdependendo de outros aspectos operacionais e de projeto. Contudo, ambos os aspectos, tamanho efetivo e taxa de aplicação hidráulica assim como a concentração de SS no afluente, estão ligados à carreira de filtração, isto é, o tempo decorrido entre paradas da unidade, para limpeza ou regeneração do leito filtrante, a fim de evitar a colmatação, que é o entupimento dos vazios, que restringe ou impede a passagem do esgoto (USEPA, 1983).

O manual para projetos de lagoas de estabilização para esgotos municipais (USEPA, 1983) defende que a taxa de aplicação, ou carga hidráulica, para os filtros intermitentes, não tem grande efeito sobre a qualidade do efluente, mas tem um importante papel na obtenção de uma carreira de filtração maior e conseqüentemente uma operação/manutenção mais econômica.

Tabela 2.3 – Parâmetros de projeto e desempenho de filtros intermitentes para tratamento de esgotos identificados na literatura

Referência	Pré- Tratamento	TE (mm)	CU	Taxa ou Carga Hidráulica (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /dia)	Carga Orgânica (g DBO/m <sup>2</sup> /dia)	Frequência (p/dia)	Prof. (m)	DQO (mg/L)		DBO <sub>5</sub> (mg/L)			Nitrogênio Total (mg/L)			SST (mg/L)		
								Inf.	% rem	Inf.	Eff.	% rem.	Inf.	Eff.	% rem.	Inf.	Eff.	% rem.
Gratham et al., 1949 apud Reed et al., 1988		0,25 – 0,46		0,07 – 0,16						148	14,0	90	37	32,0	14			
Furman et al., 1955 apud Reed et al., 1988		0,25 – 1,04		0,08 – 0,53						57	4,8	92	30	16,0	47			
Ronayne et al., 1984 apud Reed et al., 1988		0,14 – 0,3		0,01 – 0,04						217	3,2	98	58	30,0	48			
Nolte e Associates, 1992 apud Reed et al., 1988		0,25 – 0,3		0,05						203	11,0	94	57	41,0	28			
Nor, 1991 apud Reed et al., 1988		0,29 – 0,93		0,04 – 0,16						82	0,5	99	14	7,2	47			
Nolte e Associates, 1992 apud Reed et al., 1988		0,30 – 0,50		0,02						148	6,0	96	38	19,0	50			
Darby et al., 1996	Tanque séptico	0,29	4,5	0,326		24	0,38	327	71,6	138		76,1				49		90,7
Darby et al., 1996	Tanque séptico	0,93	1,3	0,163		24	0,38	327	93,3	138		99,2				49		98,6
Darby et al., 1996	Tanque séptico	0,29	4,5	0,163		24	0,38	327	94,3	138		99,5				49		99
Furman et al., 1955 apud Anderson et al., 1985	Decantador Primário	1,04	1,7	0,57	58,89	24	0,76			30	4				0			9
Solomon, 1998	Tanque séptico	0,25 – 0,75	<4	0,0815 – 0,2037		12 – 48	0,45 – 0,90											
Sauer, 1975 apud Anderson et al., 1985	Tanque séptico	0,45	3	0,204	25,38	4 - 13	0,61				9				0			7



Middlebrooks e outros (1983) relatam que a eficiência de remoção parece não ser seriamente afetada pela variação da taxa hidráulica de aplicação, mas fazem a ressalva de que a qualidade do efluente deteriora ligeiramente apenas quando esta taxa de aplicação é significativamente elevada. No entanto, Anderson e outros (1985) afirmavam que em geral um aumento da taxa hidráulica de aplicação causa um decréscimo da qualidade do efluente. Já Nielsen e outros (1993), afirmam que a remoção de bactérias depende de vários parâmetros, particularmente da carga hidráulica e orgânica.

Como pode ser visto na Tabela 2.3, é importante observar que são diversas as configurações, com parâmetros de projetos diferentes, tais como: frequência de aplicação de doses, taxa hidráulica, tamanho efetivo e uniformidade do leito de areia, obtêm-se resultados distintos. Contudo, como a maioria dos filtros intermitentes de areia descritos na literatura, tinham o propósito de requerer baixa manutenção e serem de custo reduzido, utilizavam-se areias comuns, com pequenos tamanhos efetivos, pouco uniformes e com baixas taxas hidráulicas de aplicação.

Importante observar que quando se refere à taxa hidráulica, e a importância do seu aumento sobre a qualidade do efluente, se está considerando um mesmo esgoto, e neste caso serão equivalentes taxa hidráulica e carga orgânica.

Darby e outros (1996), mostram que para um leito com TE de 0,29 mm, CU de 4,52, e frequência de aplicação de até 24 vezes por dia, houve um decréscimo na remoção de DQO com o aumento da taxa de aplicação hidráulica que, deve-se observar, eram iguais ou inferiores a  $0,652 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ dia}$ . Também Emerick e outros (1997), utilizando os mesmos meios filtrantes, taxas e frequências, além do aparato experimental usados por Darby e outros (1996), mostraram que a eficiência da remoção de microrganismos decrescia com o aumento da taxa de aplicação hidráulica.

Na experiência de Sabbah e outros (2003), citando USEPA (1980) a carga orgânica aplicada deveria ficar limitada a  $24 \text{ g DBO}/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$ , isto, para areias com tamanhos efetivos em torno de 1,0 mm, e frequência de aplicação de até 12 vezes por dia. Neste mesmo trabalho encontraram-se valores elevados de eficiência, em torno de 90%, para remoção de amônia e sólidos suspensos totais (SST), com



cargas hidráulicas de 0,11 a 0,20 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia e carga orgânica de 20 a 40 g DBO/m<sup>2</sup>.dia.

Nos trabalhos de Mitchell (1986) *apud* Venhuizen (2005), com maiores volumes de cargas orgânicas foram utilizados filtros intermitentes de areias de TE de 0,52 mm, com taxas hidráulicas de 0,6 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia, que operaram com cargas orgânicas de 52 g DBO/m<sup>2</sup>.dia. Esta é a maior carga orgânica relatada na literatura consultada, e representa o dobro daquela prevista como limite pela EPA (1980) e Anderson e outros (1985), apesar de que dantes, as freqüências de aplicação eram muito menores. Todos eles menores que as cargas aplicadas no presente trabalho.

Um aspecto importante, citado por Lienard e outros (2001) que obtiveram a correlação entre TE e CU, com a capacidade de infiltração de um meio poroso, se refere à distribuição do afluente, sobre os filtros intermitentes. Afirmam que um bom desempenho depende de uma alimentação do esgoto bem distribuída.

### **Freqüência de Aplicação**

Foi encontrado na literatura que, inicialmente, as freqüências de aplicação de esgotos nos filtros intermitentes ficavam entre uma e quatro vezes por dia, no entanto, em experimentos mais recentes, este aspecto não era considerado importante, contanto que se garantisse um intervalo entre aplicações de modo que houvesse a reaeração do meio, e a respiração endógena. A maioria era de uma a duas vezes por dia (ANDERSON e outros, 1985; MIDLLEBROOKS e outros, 1983;. LATVALA, 1993).

No trabalho de revisão de Solomon (1998), foram analisados 15 sistemas de filtros intermitentes de areia tratando efluentes de tanques sépticos, para o qual foram encontrados excelentes resultados médios, com eficiência de 98% de redução de DBO<sub>5</sub>, 78% para SST, com efluente final de 16 mg/L, e 99,9%, ou três unidades logarítmicas para coliformes fecais, com efluente final de 1,1E02.

Posteriormente, vários estudos mostraram a importância da freqüência de aplicação. Quanto mais fracionados fossem os volumes de esgotos aplicados por vez, melhor era a qualidade do efluente tratado, porém a necessidade de um tempo para reaeração e repouso para respiração endógena, também era considerado. Adotavam-se freqüências de quatro a vinte e quatro vezes por dia (BOLLER, 1993; SOLOMON, 1998; MATCALF e EDDY, 1991).

Estudos mais recentes, realizados por Darby e outros(1996); Emerick e outros (1997); Venhuizen (2005) e localmente por Cohim (2006) mostram a vantagem e possibilidade de usar freqüências de 48 a 96 vezes por dia, com ganhos na qualidade dos efluentes. Idealmente deve haver um arranjo ótimo entre a granulometria do meio, a taxa de aplicação hidráulica e a freqüência de aplicação de modo que assegure o maior contato do esgoto com o biofilme e a aeração do meio, que permita a maior transferência de oxigênio. Deve existir também um tempo mínimo entre cada ciclo de alimentação do meio com matéria orgânica (aplicação do esgoto), que permita a respiração endógena, fator importante para limitar o crescimento de microorganismos impedindo a colmatação precoce.

De forma resumida, o Quadro 2.1 abaixo, apresenta um índice de tendências do desempenho dos filtros versos os parâmetros de projeto.

Quadro 2.1 – Índice da tendência geral entre os critérios de projeto usado e o desempenho esperado em filtros intermitentes

Aspecto ou fator do projeto a ser incrementado	DESEMPENHO ESPERADO NO FILTRO INTERMITENTE		
	Qualidade efluente	Comprimento da carreira do filtro	Custo de capital do filtro
Pré-tratamento ↑	↑	↑	↓
Tamanho Efetivo ↑	↓	↑	Depende da disponibilidade do material no local
Profundidade do filtro ↑	Efeito muito pequeno depois de 24" – 36" dependendo do tamanho da areia	Efeito muito pequeno depois de 24" – 36" dependendo do tamanho da areia	↑
Taxa Hidráulica ↑	↓	↓	↓
Taxa orgânica ↑	↓	↓	↓
Temperatura de operação ↑	↑	↑	↓
Freqüência da dosagem ↑	↑	↑	↓

Fonte: Adaptado de Anderson *et al.*, 1985

Este trabalho investigou a operação dos Filtros Intermitentes de Areia, com a utilização de outros materiais — além de areias como leitos filtrantes — cuidadosamente selecionados e preparados, com maiores freqüências de aplicação de doses de esgotos, do que as encontradas na literatura, possibilitando trabalhar com taxas mais elevadas e mantendo grandes carreiras, isto é, apresentando maior intervalo de tempo entre duas lavagens ou regenerações do leito filtrante.

## 2.2 IMPACTOS DA GERAÇÃO DOS LODOS NAS ETE's

Com o aumento populacional é cada vez maior o número de ETE's, e as tecnologias empregadas geram grandes quantidades de lodos, que nem sempre encontram áreas para sua adequada disposição (MENDONÇA, 1999).

A produção de lodo para tratamentos aerados é em média de 17,5 kg/ano em base seca, ou ainda 48 g/dia de lodo seco, para cada habitante. (FERNANDES, 1997 *apud* MENDONÇA, 1999)

As grandes quantidades de lodo trazem consigo os problemas do transporte de grandes volumes por grandes distâncias, sendo que os custos com o tratamento do lodo chega a representar um terço do investimento total de uma ETE. (VESILIND, 1974 *apud* MENDONÇA, 1999)

Embora a implantação e operação de ETE's, sejam fundamentais para a preservação do meio ambiente e da saúde das populações, elas, por si, são geradoras de importantes impactos ambientais, tanto positivos, quanto negativos, nos meios físico, biótico e sócio-econômico. Disso decorre a necessidade de serem licenciadas pelos órgãos ambientais, com vista a minimizar seus impactos futuros (BROSTEL e SOUZA, 2005). Poderíamos destacar como causadores de impactos o processo de coleta, transporte e disposição dos resíduos do tratamento preliminar, o processo de tratamento dos efluentes, e o tratamento, transporte e disposição do lodo, além dos aspectos usuais de odor e ruído.

A cada um destes aspectos, deve-se atentar sobre seus impactos ambientais, tanto negativos, para atenuá-los, quanto os positivos, para maximizá-los, e isto deve se dar ainda na fase de planejamento, e seguindo a tendência das novas legislações — tanto federais, quanto estaduais — buscar as melhores alternativas locais e tecnológicas.

De acordo com a nova legislação ambiental da Bahia (lei 9977/2001, e a lei 10.431/2006), deve-se utilizar a melhor tecnologia disponível, buscando também as inovações tecnológicas e de procedimentos.

Andreoli, Sperling e Fernandes (2001) abordando a questão da sustentabilidade na análise de alternativas de processamento e destino final do lodo de tratamento de esgotos, propõem uma hierarquização das alternativas. Sendo as melhores as que produzem a diminuição da produção de lodo, com a utilização de

tecnologias de tratamento de esgotos que produzam menores quantidades de lodo. Admitem, contudo, que quanto melhor for a qualidade do efluente tratado, em processos aeróbios, maior será a quantidade de lodo gerada.

Neste sentido, vê-se como pertinente a adoção de um novo olhar sobre as concepções de tratamento de esgotos, buscando em primeiro lugar a minimização da geração, em segundo, o reúso direto, em terceiro, reciclagem mediante tratamento e reúso, em quarto, que este tratamento ocorra em melhor local, preferencialmente próximo à geração e possível área de reúso. Deve-se adotar tecnologias que sejam econômicas na implantação, operação e manutenção, que gerem o mínimo de odores, aerossóis, ruídos, e principalmente lodo, este que tem se apresentado como um dos principais problemas das ETE's, pelos custos e impactos associados a seu recolhimento, tratamento, desidratação, transporte e disposição final.

Para que o lodo em excesso de uma estação de tratamento de esgotos possa ter um destino final, é necessária uma operação previa de redução de massa e volume, conseguida com a remoção de umidade do mesmo, que pode ser por adensamento ou espessamento e ainda por desaguamento ou desidratação. Os impactos ambientais negativos e as vantagens e desvantagens destas alternativas de disposição final do lodo de esgotos, estão mostrados no Quadro 2.2 (ANDREOLI, SPERLING e FERNANDES, 2001).

Quadro 2.2 – Impactos ambientais a serem considerados no gerenciamento do lodo

Impactos Ambientais	Comentário
Odores	Devem ser analisados na fase de processamento e destino final. Pode ser um fator preponderante no caso da reciclagem agrícola ou um fator secundário na incineração.
Atração de insetos	A atração de vetores está ligada ao odor, sendo um dos grandes problemas no processamento e destino final do lodo.
Ruído Transporte	É um fator importante em áreas urbanizadas. A forma de transporte e a rota a ser seguida são os aspectos mais importantes.
Contaminação do solo e subsolo	Bastante variável em função do tipo de disposição final e da metodologia empregada.
Contaminação de Águas superficiais ou subterrâneas	É um dos principais aspectos da disposição no solo ou em aterros. O risco dependerá da tecnologia empregada e do monitoramento.
Valorização ou desvalorização de áreas próximas	É um dado que pode ser avaliado de forma mais objetiva, em termos de valor de mercado dos terrenos nas áreas anexas.
Incômodos a população afetada	Algumas soluções, além de afetar a vida de muitas pessoas, podem gerar grupos de resistência contra a implantação de uma dada forma de destino final.

Fonte: ANDREOLI, SPERLING e FERNANDES, (2001).

A preocupação mundial refletida na Agenda 21 de que para todos os resíduos devem ser buscados os meios de minimização da produção, maximização do reúso e da reciclagem e a promoção da disposição e tratamento ambientalmente adequados, reforça o rol de vantagens e motivações para adoção da tecnologia de tratamento de esgotos por filtros intermitentes para fins de reúso, preferencialmente local (LARA, ANDREOLI e PEGORINI, 2001).

A remoção de matéria orgânica através da oxidação biológica é uma tecnologia bastante conhecida no processo de tratamento de águas residuárias. Novas células (lodo), gás carbônico, produtos microbianos solúveis e água são os produtos resultantes do processo. Na atualidade, a geração de excesso de lodo, é

um dos mais graves problemas dos tratamentos aeróbios de esgotos, havendo grande interesse em mais tecnologia para reduzir a produção de lodo em processo de tratamento biológico de águas residuais (PONEZI, 2005).

Ainda que o foco do trabalho de Ponezi (2005), seja o de avaliar modos de redução de lodos em processos convencionais de tratamento de esgotos, ele coloca a necessidade de se buscar a redução de lodos, como necessidade imperiosa, o que remete também à adoção de outras tecnologias de tratamento de esgotos, que já tragam em si a baixa geração de lodo.

Segundo Mendonça (1999) citando Campos (1994) uma das formas de redução do lodo em ETE's, é adotar processos anaeróbios seguidos de pós-tratamentos que produzam menores quantidades de lodo.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 A ETE DA ESCOLA POLITÉCNICA E O ESGOTO TRATADO

Para o experimento objeto desta dissertação de mestrado, foi utilizado o efluente de uma ETE que funciona na EPUFBA<sup>7</sup>, monitorada para vários parâmetros físico-químicos e bacteriológicos. Esta ETE foi objeto na dissertação do professor Pedro Ornelas Mendonça (MENDONÇA, 2004), da Escola Politécnica, e está apresentada na Figura 3.1.

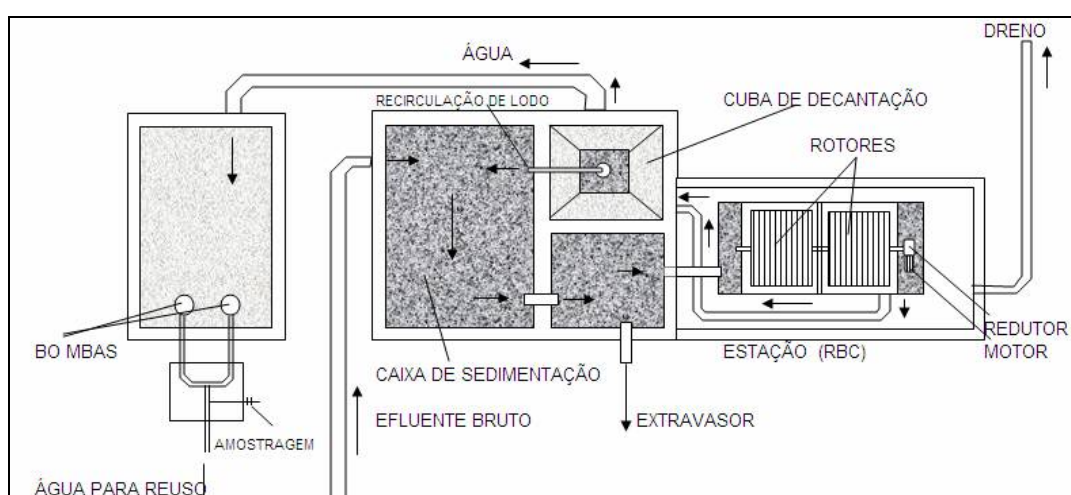


Figura 3.1 - Planta baixa da ETE da Escola Politécnica (Adaptado de MENDONÇA, 2004).

A ETE consta de câmara de sedimentação, que recebe o efluente dos sanitários e o lodo de retorno; uma câmara de equalização onde ocorre a homogeneização do efluente com o lodo recirculado; do reator CBR onde ocorre a digestão aeróbia da matéria orgânica carbonácea; e cuba de decantação onde o lodo é separado da água por sedimentação. Na cuba de decantação uma bomba submersa acionada por um programador CLP, transferindo parte do lodo acumulado para a caixa de sedimentação. Este procedimento aumenta a eficiência do sistema por combinar o tratamento CBR com o tratamento por lodo ativado.

O esgoto tratado verte pela parte superior do tanque de decantação indo para um tanque, onde existem duas bombas submersas (Anauger 900) com vazão aproximada de 1,0 m<sup>3</sup>/h, que transferem a água para um reservatório elevado. Deste reservatório o efluente tratado deve seguir para os vasos sanitários e jardins. No

<sup>7</sup> EPUFBA – Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia



entanto, a qualidade do efluente exige ainda um pós-tratamento para o seu uso em descargas de vasos sanitários e irrigação dos jardins. Portanto, este fato motivou a realização do presente trabalho de pesquisa cujo objetivo é o polimento (tratamento adicional) do efluente do CBR da ETE da EPUFBA.

### **3.1.1 O Pré-tratamento do Efluente**

O comportamento da ETE quanto aos parâmetros vazão do efluente, remoção de Nitrogênio amoniacal, redução de DBO e DQO, redução de sólidos suspensos e turbidez está descrito no trabalho de Mendonça (2004) e vem apresentado a seguir. Este processo constitui-se no pré-tratamento para os filtros intermitentes, os quais são o objeto desta pesquisa.

A caracterização e o exame dos resultados de análise do efluente do CBR é importante para entender e ajustar os resultados do monitoramento do desempenho dos filtros intermitentes, pois não foram feitas análises do esgoto bruto no período de monitoramento dos mesmos. Os resultados obtidos por Mendonça (2004), mostram grande dispersão dos valores da concentração dos diversos parâmetros analisados, principalmente para o esgoto bruto, decorrente da especificidade desta unidade geradora, sujeita a grande variação no uso dos sanitários. Esta singularidade fica muito evidenciada a depender do momento da coleta das amostras simples e pontuais (não houve coleta de amostras compostas). Devido ao pequeno percurso entre o ponto de geração, o tratamento e ponto de coleta das amostras, não ocorre uma significativa homogeneização do esgoto, como ocorre nos sistemas coletivos municipais de grande porte.

O sistema ainda apresentou um agravante que foi a ocorrência de vazamentos de água, que são controlados num momento e reaparecem em outros, além de emperramentos, e eventuais esquecimentos de válvulas e torneiras abertas. Contudo devido à existência de várias câmaras, inclusive a câmara do CBR, totalizando um volume de aproximadamente seis metros cúbicos, ocorre uma dada equalização do efluente de modo que apresenta uma certa uniformidade dos resultados.

A seguir apresenta-se o Quadro 3.1 com o resumo dos resultados das análises obtidos por Mendonça (2004) na primeira etapa da pesquisa, no período de novembro de 2002 a fevereiro de 2003.

Quadro 3.1 – Resultados da primeira etapa da investigação no efluente bruto e tratado na ETE/CBR.

PARÂMETRO	VALOR	BRUTA	TRATADA	REDUÇÃO
Amônia mg/L N-NH <sup>3</sup>	MÁXIMA	177,00	140,00	
	MÉDIA	117,15	83,90	28,38%
	MÍNIMA	7,06	17,60	
Cor mg/L Pt	MÁXIMA	320,00	150,00	
	MÉDIA	157,81	65,00	58,81%
	MÍNIMA	5,00	5,00	
DBO mg/L	MÁXIMA	390,00	84,00	
	MÉDIA	247,61	43,00	82,63%
	MÍNIMA	53,00	17,00	
DQO mg/L	MÁXIMA	509,00	139,00	
	MÉDIA	347,90	86,29	75,20%
	MÍNIMA	106,00	36,50	
Fósforo mg/L P-PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup>	MÁXIMA	16,60	13,40	
	MÉDIA	11,98	8,56	28,50%
	MÍNIMA	1,56	1,89	
Nitrato mg/L N-NO <sub>3</sub>	MÁXIMA	0,14	2,90	
	MÉDIA	0,09	0,74	N/A
	MÍNIMA	0,03	0,03	
Nitrito mg/L N-NO <sub>2</sub>	MÁXIMA	0,06	24,10	
	MÉDIA	0,06	7,42	N/A
	MÍNIMA	0,06	0,07	
OD mg/L	MÁXIMA	4,68	22,30	
	MÉDIA	1,67	3,81	N/A
	MÍNIMA	0,18	0,40	
Ph	MÁXIMA	9,10	8,42	
	MÉDIA	8,57	8,21	4,27%
	MÍNIMA	7,60	7,82	
S. S. mg/L	MÁXIMA	384,00	96,00	
	MÉDIA	158,76	35,62	77,56%
	MÍNIMA	52,00	8,00	
Turbidez NTU	MÁXIMA	350,00	56,60	
	MÉDIA	131,91	20,37	84,55%
	MÍNIMA	49,30	6,78	
Vazão (m <sup>3</sup> / h)	MÁXIMA		1,56	
	MÉDIA	N/A	0,48	N/A
	MÍNIMA		0,16	

Fonte: MENDONÇA, 2004

Os procedimentos de amostragem e análises adotados por Mendonça (2004) foram:

- a) Efluente Bruto: O ponto de coleta das amostras do efluente bruto foi inicialmente estabelecido no tanque de sedimentação, que é onde o efluente bruto chega à estação.
- b) Efluente tratado: Na tubulação de recalque da bomba de transferência da água recuperada do efluente para o reservatório superior foi colocada

uma válvula do tipo pressão para a coleta das amostras do efluente tratado.

- c) Análises laboratoriais: As amostras após coletadas, eram encaminhadas ao Laboratório de Águas do Departamento de Engenharia Ambiental da Escola Politécnica onde eram preparadas e analisadas. Os procedimentos adotados para análises das amostras foram os da *Standard Methods for Examination and WasteWater (SSEWW /2ª Edt.)*, e o NBR /10561 da ABNT.

A vazão tratada pela ETE, foi medida por Mendonça (2004), através de um vertedouro triangular colocado na extremidade de saída do efluente tratado. Os resultados se encontram na Figura 3.2.

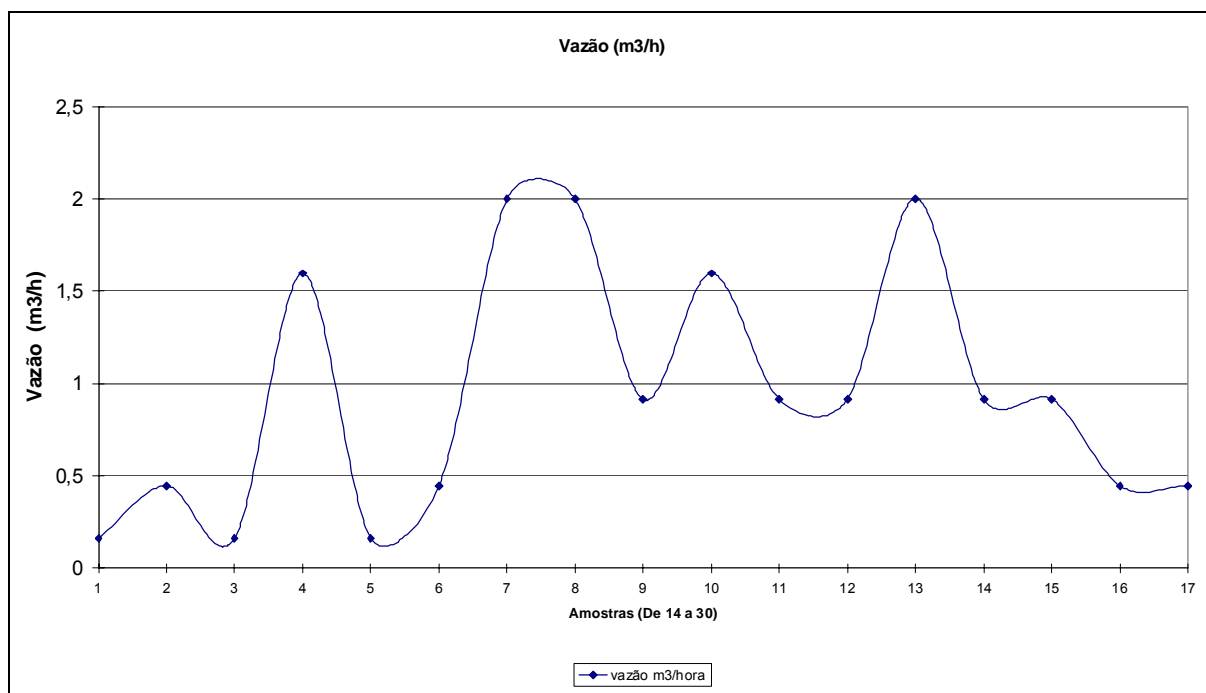


Figura 3.2 – Vazão do efluente ( $m^3/h$ ) por leitura das amostras diariamente no mesmo horário. (Adaptado de MENDONÇA, 2004)

Mendonça (2004) analisa os resultados das concentrações de entrada e saída da ETE, para diversos parâmetros, observando o efeito da forma de coleta e a grande variação da vazão, concentrando ou diluindo o esgoto, que ocorre tanto nos horários de diferentes ocupações do prédio, quanto ao longo do tempo, devido à ocorrência, correção e reaparecimento de vazamentos em válvulas de descargas e torneiras.

A Figura 3.3 apresenta os teores de Nitrogênio Amoniacal nos esgotos bruto e tratado da ETE da Escola Politécnica.

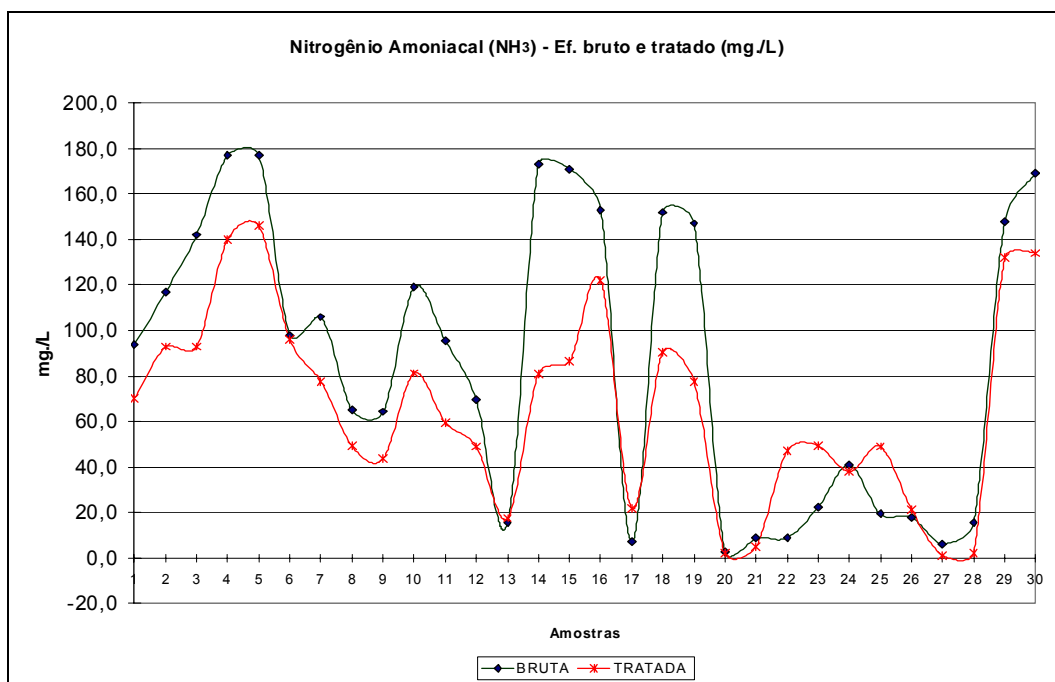


Figura 3.3 – Nitrogênio Amoniacal NH<sub>3</sub> (mg/L) por leitura das amostras diariamente no mesmo horário. (Adaptado de MENDONÇA, 2004)

Segundo Mendonça (2004) a variação dos resultados para o nitrogênio amoniacal decorre das variações de vazões, apresentando elevados teores, tanto para o esgoto bruto, quanto para o tratado. A ETE da Escola Politécnica, apresenta baixa eficiência de nitrificação. Os resultados apresentaram uma grande amplitude de variação quando em algumas amostras a remoção aparente ultrapassa os 80%, enquanto que em outras atingem valores negativos, devido aos momentos de coletas, quando as amostras de esgoto bruto estavam diluídas.

Para a DBO<sub>5</sub>, conforme a Figura 3.4, existe uma grande dispersão dos resultados de concentração para o esgoto bruto, devido às características da geração e os efeitos das diluições, e de não terem sido feitas amostras compostas. No entanto, devido à existência de várias câmaras que produzem um efeito de equalização, os resultados do efluente, têm variação de menor amplitude.

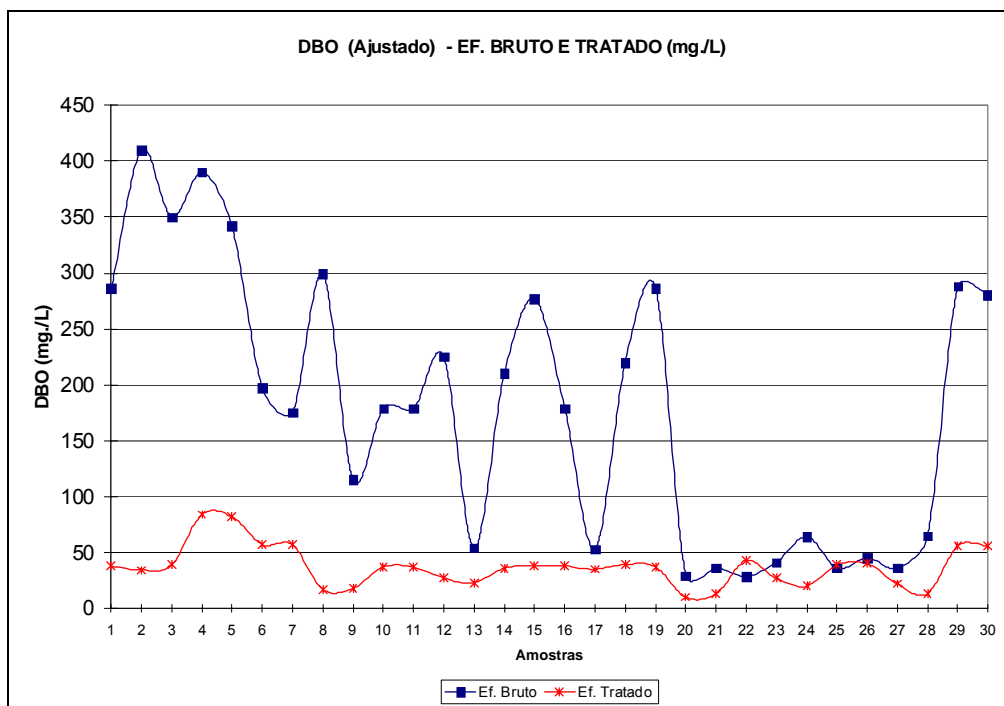


Figura 3.4 – DBO do efluente bruto e tratado (mg./L) - curva ajustada por leitura das amostras diariamente no mesmo horário. (Adaptado de MENDONÇA, 2004)

O comportamento para a DQO, apresentado na Figura 3.5 é muito semelhante ao da DBO.

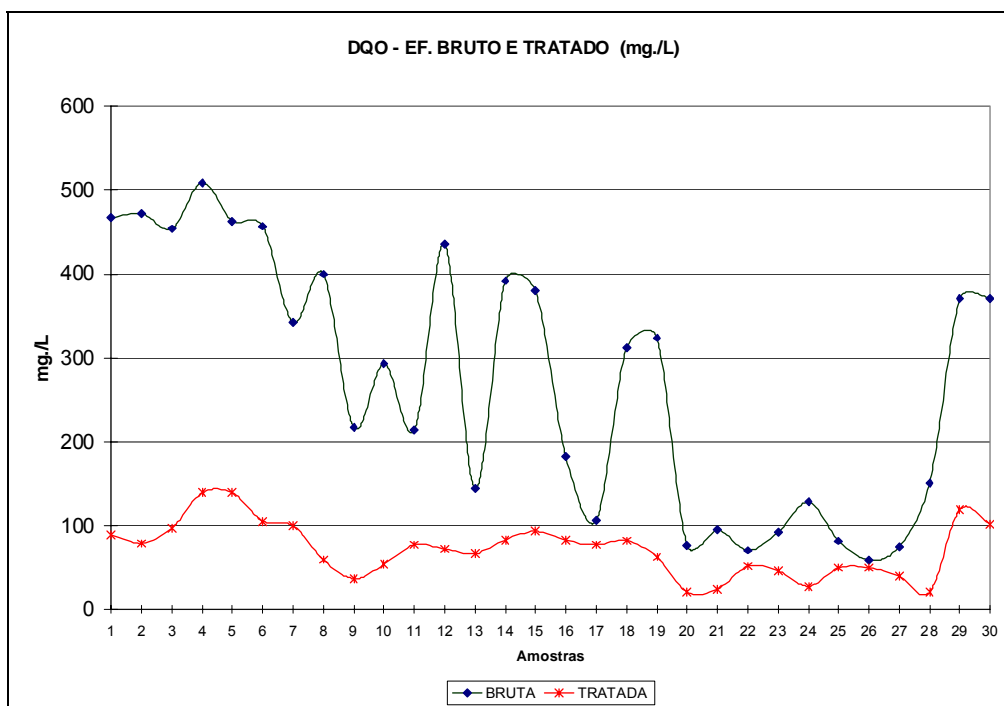


Figura 3.5 – DQO do efluente bruto e tratado (mg./L) por leitura das amostras diariamente no mesmo horário. (Adaptado MENDONÇA, 2004)

Pela observação da Figura 3.5, percebe-se além da amplitude de resultados, uma significativa e persistente baixa nos valores da DQO de entrada nos dias 20 a 27. Mendonça (2004), atribuiu a uma falha numa das válvulas de descargas, diluindo o esgoto bruto que apresentou valores muito abaixo dos esperados para este tipo esgoto.

Esta diluição do afluente resultou em aparentar também uma queda na remoção de DQO, assim como de quase todos os parâmetros, como pode ser visto também na Figura 3.5 para o DBO.

O cálculo da razão dos valores médios dos parâmetros  $DBO_5$  e DQO nos esgotos bruto e tratado da ETE / EP-UFBA.

$$\text{Efluente Bruto: } \frac{DBO_5}{DQO} = \frac{247,61}{347,00} = 0,71;$$

$$\text{Efluente Tratado: } \frac{DBO_5}{DQO} = \frac{43,00}{86,29} = 0,50$$

Esta relação pode ser verificada com o paralelismo das curvas nas Figuras 3.6 e 3.7.

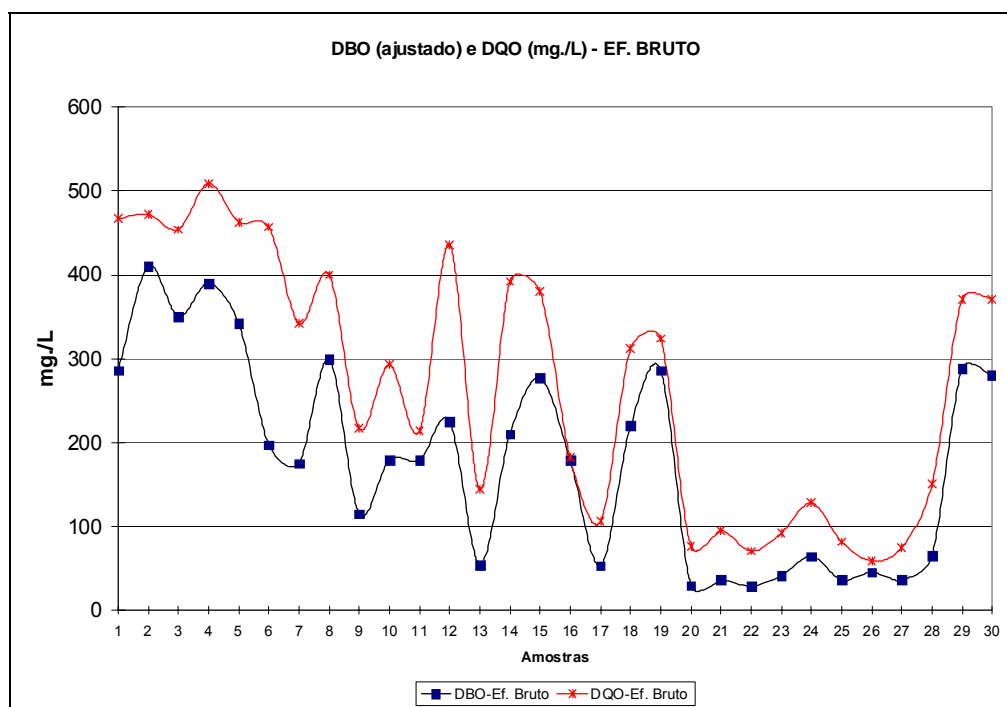


Figura 3.6 – DBO e DQO do efluente bruto (mg/L) por leitura das amostras diariamente no mesmo horário. (Adaptado de MENDONÇA, 2004)

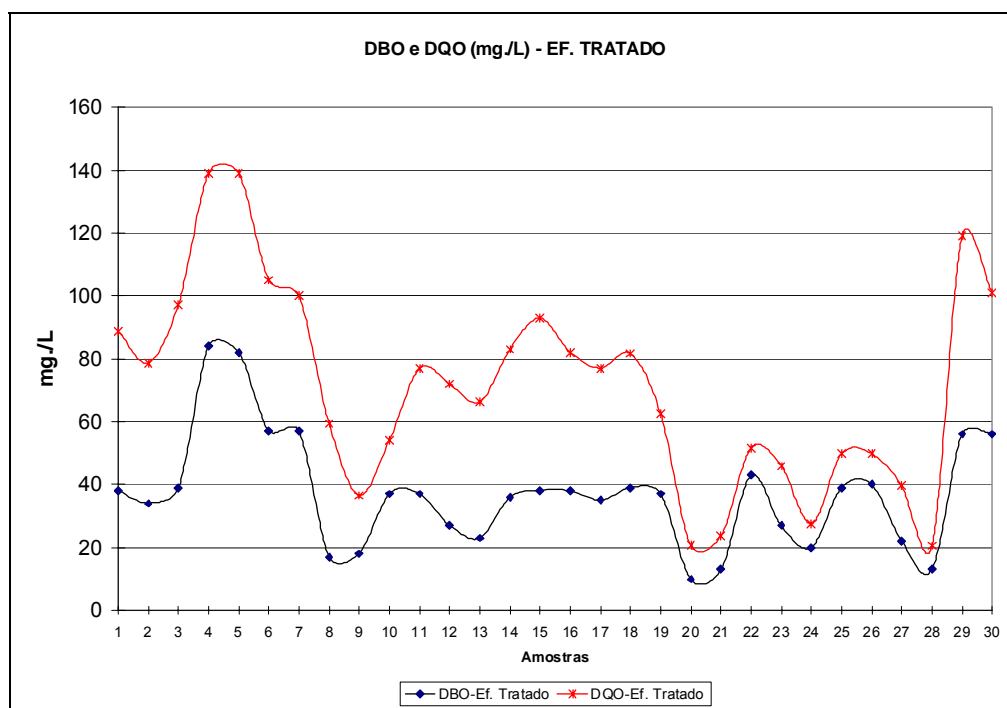


Figura 3.7 – DBO e DQO do efluente tratado (mg/L) por leitura das amostras diariamente no mesmo horário. (Adaptado de MENDONÇA, 2004)

Esta relação (DBO/DQO) para esgotos sanitários coletivos, em cidades é citada como entorno de 0,60 (MENDONÇA, 2004). Para o esgoto bruto, portanto, existe grande coerência nos resultados apresentados acima, oriundos de 30 campanhas de coletas e análises. Fica claro também o efeito de equalização que ocorre no pré-tratamento, que será o afluente dos filtros intermitentes. Estes resultados serão usados para ajustar dados do experimento, objeto da presente pesquisa, devido ao fato de não ter podido realizar análises do esgoto bruto, além do que, contou-se com apenas sete campanhas para DBO e DQO, havendo, inclusive, algumas discrepâncias nos resultados analíticos encontrados.

A Figura 3.8 apresenta os valores de redução de DBO e DQO.

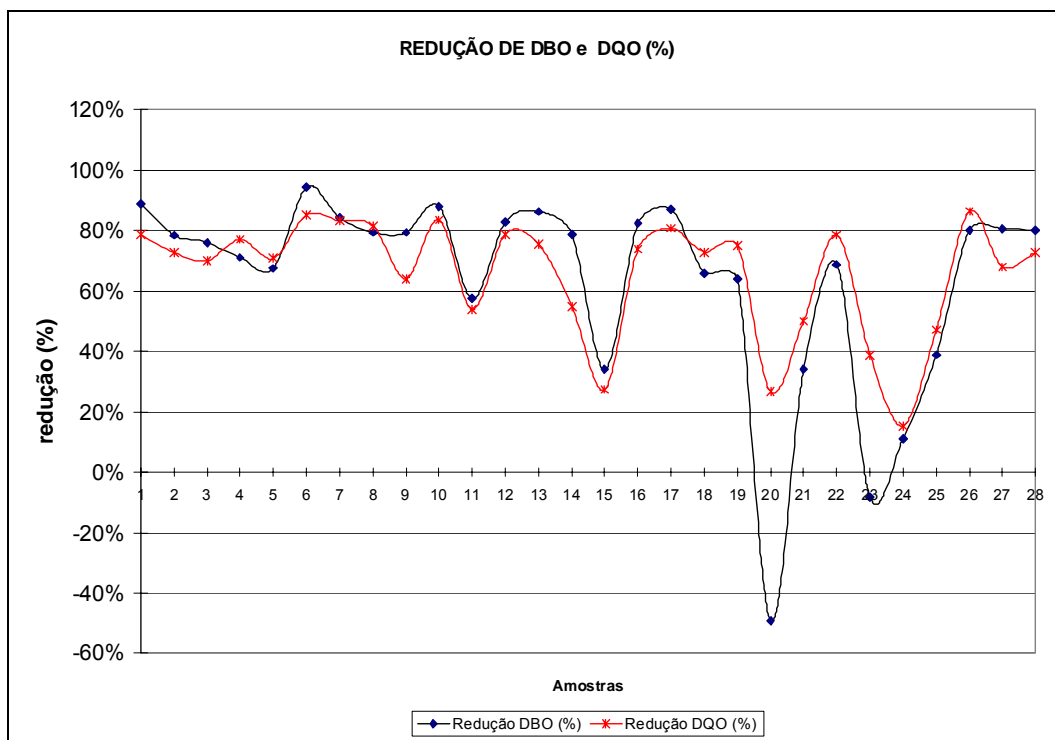


Figura 3.8 – Redução de DBO e DQO (%) por leitura das amostras diariamente no mesmo horário. (Adaptado de MENDONÇA, 2004)

A grande aderência mostrada entre as duas curvas da Figura 3.9 permite que ela seja usada para realizar os ajustes necessários no caso de resultados discrepantes.

As Figuras 3.9 e 3.10 apresentam os teores de Sólidos Suspensos e Turbidez nos esgotos bruto e tratado. Também para Sólidos Suspensos, ocorreu uma grande variação dos resultados para o esgoto bruto, mas devido a equalização do sistema, os resultados apresentam uma maior homogeneidade, para o efluente tratado.

Comparando os gráficos de SS e Turbidez, Mendonça (2004), observou grande semelhança entre as curvas de ambos, tanto no que diz respeito aos valores absolutos, quanto nos de eficiência de remoção.



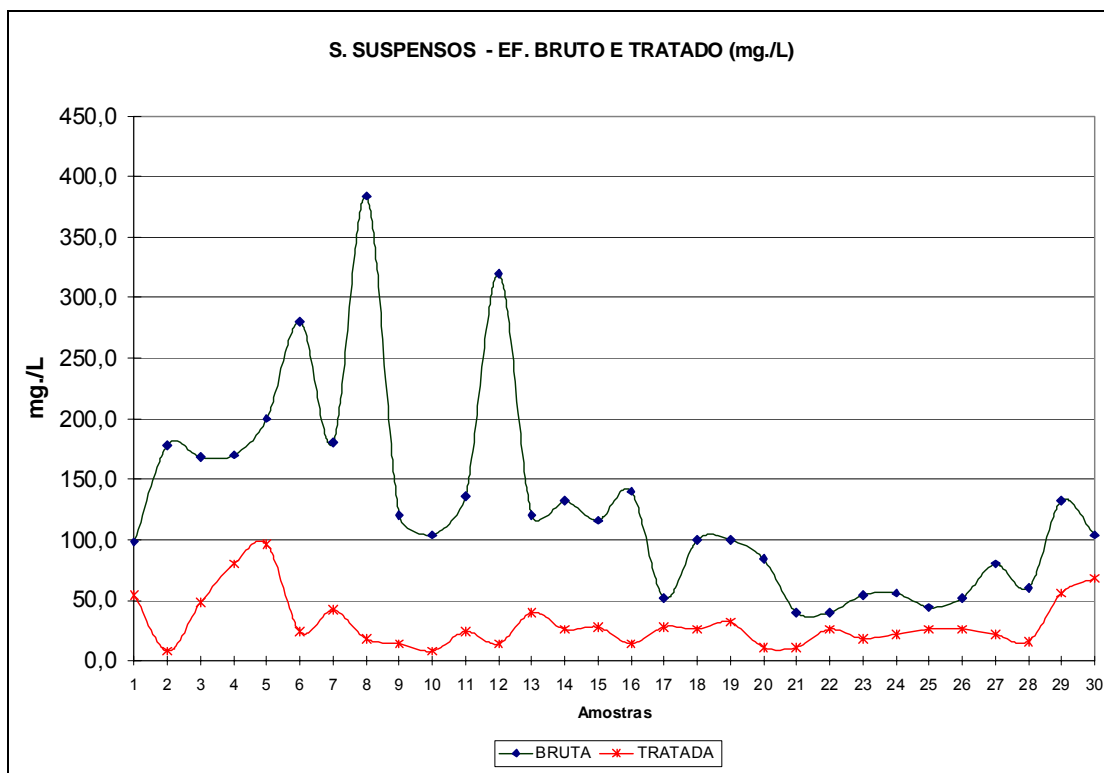


Figura 3.9 – Sólidos suspensos do efluente bruto e tratado (mg/L) por leitura das amostras diariamente no mesmo horário. (Adaptado de MENDONÇA, 2004)

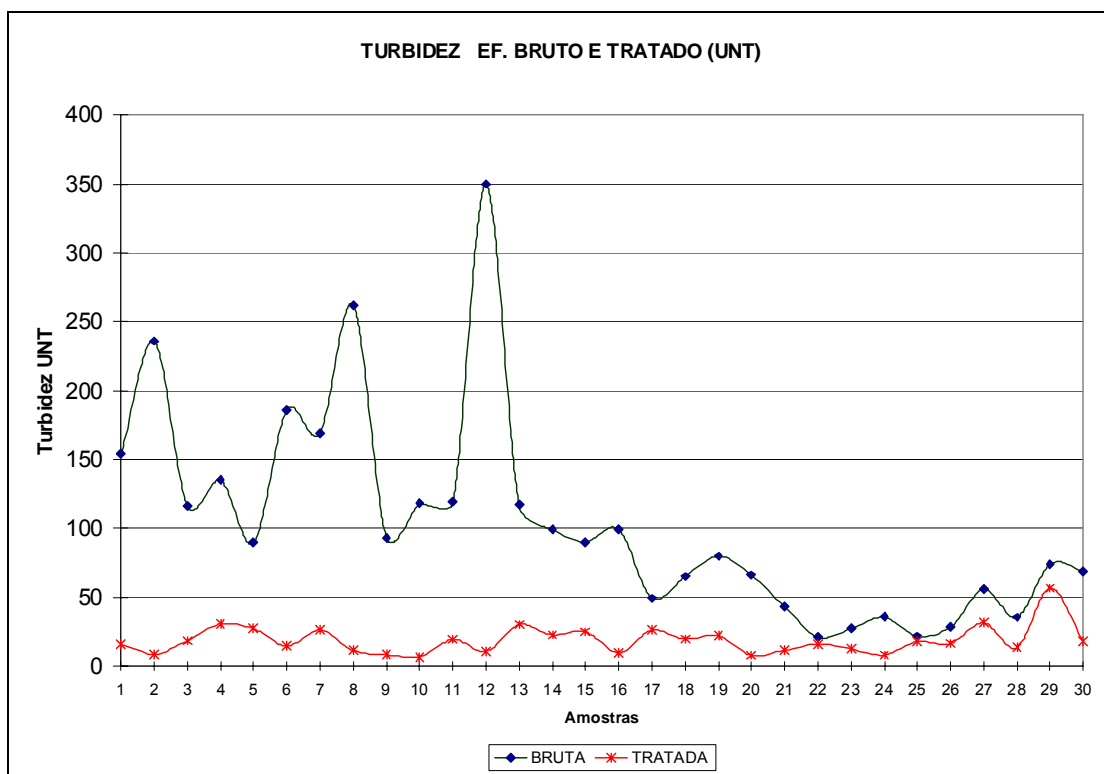


Figura 3.10 – Turbidez do efluente bruto e tratado (UNT) por leitura das amostras diariamente no mesmo horário. (Adaptado de MENDONÇA, 2004)

### 3.1.2 Filtros intermitentes para polimento do efluente da ETE

Um *layout* da estação está mostrado na Figura 3.11. Nela pode-se destacar os elementos de 1 a 10 que correspondem à ETE-CBR que faz o pré-tratamento do esgoto bruto da Escola Politécnica. Os elementos de 11 a 15 são relacionados ao sistema de filtração intermitente em leito de areia ou escória de metalurgia de cobre objeto de estudo deste trabalho.

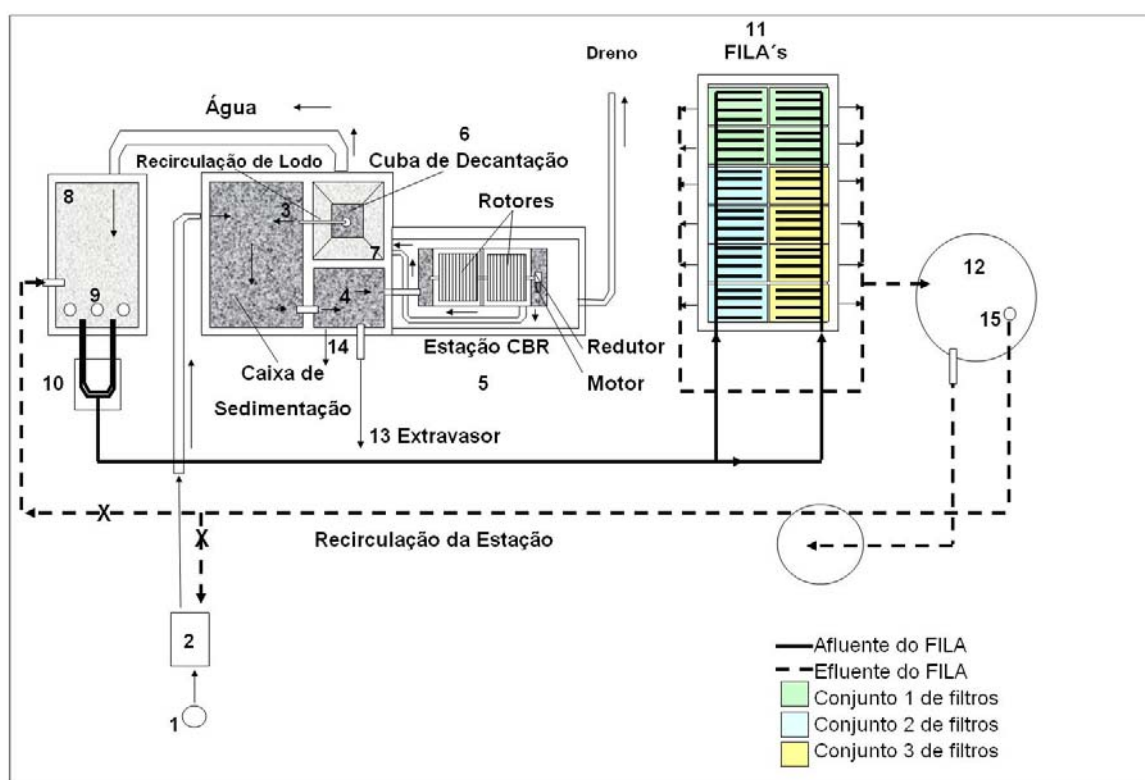


Figura 3.11 – Layout da estação piloto de tratamento de esgoto da escola politécnica da UFBA:

1—coluna de esgoto bruto; 2—caixa de manobra; 3—caixa de sedimentação; 4—tanque de equalização; 5—CBR; 6—cuba de decantação; 7—bomba de recirculação 1; 8—poço de serviço 1; 9—bombas de transferência; 10—barrilete de manobra; 11—FILA's; 12—poço de serviço 2; 13—extravasor de 4" vai para rede de esgotos; 14—saída de lodo de 4; 15—bomba de recirculação 2.

Os filtros intermitentes construídos para a realização dos experimentos objeto desta pesquisa se constituem em seis câmaras de 1,0m de largura, por 2,0m de comprimento, com 1,0m de altura, em alvenaria de blocos cerâmicos revestidos com argamassa de cimento e areia. As câmaras estão apoiadas sobre base de concreto no solo natural, e subdividas em duas cada, com placas de fibro-cimento de 5mm de espessura, perfazendo doze unidades de filtros independentes. A Figura 3.12 mostra as câmaras, bem como o primeiro sistema de distribuição testado.



Figura 3.12 – Visualização das câmaras dos filtros.

Todos os filtros foram cobertos com telhas onduladas, afixadas com dobradiças de modo a permitir que todos eles fossem descobertos com facilidade. O apêndice C traz um relatório fotográfico das câmeras dos filtros e do sistema de distribuição.

Os meios filtrantes foram compostos de camadas com 50 cm de altura de areias, ou escória de metalurgia de cobre, dispostos sobre três camadas de 5 cm cada, com britas graduadas de cima para baixo, com tamanhos nos seguintes intervalos: de 1/8" a 1/4", de 1/4" a 1/2" e de 1/2" a 3/4". Os materiais filtrantes foram lançados de baixa altura, com relação ao nível inferior e não foram compactados, apenas nivelados com uma régua.

Com vistas à redução dos custos de construção de filtros intermitentes, de modo a possibilitar o uso generalizado deste tipo de tratamento, foi pesquisada a utilização da escória da metalurgia do cobre, disponível em grande quantidade na RMS, e podendo ser obtida em várias granulometrias por peneiramento.

Todas as unidades contam com um sistema de dreno composto de tubulação ramificada de PVC soldável de 32 mm, perfurados com furos de 1/8", por onde saem os efluentes tratados, e são retiradas as amostras para análises, como pode ser visto no relatório fotográfico do APÊNDICE C.

O sistema de filtros foi planejado e projetado, implantado com um conjunto de unidades e equipamentos, de modo a utilizar o sistema de biodisco existente como pré-tratamento para os filtros intermitentes, conforme *layout* mostrado na Figura 3.2.

### 3.1.3 Sistema de Distribuição

O sistema de distribuição adotado é semelhante ao proposto por Metcalf e Eddy (2001), mostrado na Figura 3.13.



Figura 3.13 – Vista do sistema de distribuição.

Este sistema escolhido após terem sido testados outros modelos do tipo espinha de peixe, usado por Darby e outros (1996), mas que se mostraram, após teste, serem menos capazes de distribuir o esgoto de maneira uniforme em toda a superfície filtrante. O sistema adotado nesta pesquisa difere, porém, de ambos, por não ter sido adotada a camada de brita acima da areia, sobre a qual se apoiava a tubulação. Isso foi feito para evitar a retirada da brita toda vez que fosse necessário raspar a camada superior do leito colmatado. (vide relatório fotográfico no APÊNDICE C).

Por ser um sistema de pequenas dimensões, foi possível instalar o sistema de distribuição suspenso, apoiado nas duas extremidades, uma na tubulação mestra fixada numa parede, e a outra sobre uma pequena viga de madeira fixada na parede oposta. (vide relatório fotográfico no APÊNDICE C).

Os orifícios do sistema de distribuição foram feitos com diâmetros diferentes, calculados para absorver as variações de carga hidráulica. No entanto, não foi possível manter em todo o tempo uma distribuição uniforme sobre o leito filtrante, devido a obstrução dos orifícios de saída, assim como o interior da tubulação do sistema por sólidos suspensos, e substâncias presentes no esgoto, que gradativamente iam provocando zonas sem alimentação ou pouco irrigadas, e outras com excesso de carga.

Este fenômeno alterava tanto a distribuição do esgoto dentro de um mesmo filtro, quanto entre filtros alimentados pelo mesmo ramal, já que existiam três agrupamentos de quatro filtros cada, com a mesma taxa de aplicação teórica.

Tentou-se o mesmo arranjo com os orifícios na geratriz inferior dos tubos, o que supostamente evitaria o acúmulo de sólidos dentro da tubulação. Mesmo assim não foi conseguida uma distribuição uniforme do afluente. Adotou-se o sistema com orifícios na geratriz superior dos tubos, conforme é visto na Figura 3.13.

Mesmo adotando-se esta estratégia o sistema apresentava periódicos entupimentos em alguns orifícios, mas sempre que se percebia este fenômeno, eram tomadas as providências para saná-lo. Foi possível realizar as operações de manutenção necessárias, tendo em vista que a área de cada filtro intermitente era de apenas um metro quadrado, e por se tratar de procedimento experimental, com intenso acompanhamento.

A manutenção dos sistemas de distribuição de esgotos sobre o leito filtrante era feito por escovamento da geratriz superior dos tubos, onde se encontravam os orifícios, e por introdução de bastonetes ou finas hastes (palitos), nos furos. Mais espaçadamente, ao longo do tempo, era retirado todo o sistema de distribuição de cada filtro, cujos tubos eram desmontáveis do ramal principal de alimentação, quando os mesmos passavam por uma lavagem completa, interna e externamente e em seguida recolocados.

Após a manutenção do sistema, era feitos ajustes de vazão com o uso das válvulas globo na entrada de cada filtro.

Medições de volume aplicado por vez, em cada filtro, eram realizadas para ajustar as taxas de aplicação. Estas medições ocorreram do seguinte modo:

Colocava-se abaixo do sistema de distribuição e sobre o leito filtrante, uma manta de PEAD, e previamente era formada uma pequena depressão no leito, de modo a poder possibilitar o recolhimento com um Becker de 1000 ml, todo o volume aplicado numa unidade de tempo, geralmente um minuto e desse modo, encontrada a vazão (volume na unidade de tempo). (vide relatório fotográfico no APÊNDICE C)

Para assegurar a aplicação intermitente do esgoto pré-tratado sobre cada filtros, observando-se a taxa de aplicação, a qual foi definida pelo volume aplicado por vez (em cada ciclo), foi instalado um PLC (Controlador Lógico Programável) de

quatro entradas e oito saídas. A PLC acionava as bombas de alimentação dos filtros, (ligava e desligava), cada uma a seu tempo de modo a aplicar a taxa hidráulica prevista, com a frequência determinada, neste caso de 48 vezes ao dia.

### 3.1.4 Sistema de drenagem

O sistema de drenagem é composto por tubulação na forma de espinha de peixe, com furos de  $\frac{1}{4}$  ", espaçados a cada 15 cm, na geratriz inferior dos tubos de PVC de 32 mm. A tubulação central atravessa a parede do filtro, e com curva de noventa graus voltada para baixo, dispõe o líquido drenado em um tubulação de PVC de 150 mm, com aberturas voltadas para cima, onde o efluente de cada filtro é recolhido e encaminhado por gravidade até o tanque de acumulação para reúso, feito de fibra de vidro com capacidade de 3000 litros. Nos bocais colocados nas curvas, existem pequenos tubos flexíveis (mangueiras) que possibilitam o recolhimento das amostras para análises, ver Figura 3.14. (vide relatório fotográfico no APÊNDICE C)



Figura 3.14 – Vista do sistema de drenagem do filtro, no fundo deste. Em cima o primeiro sistema de distribuição experimentado, depois modificado, como mostrado na figura anterior.

### 3.1.5 Taxas de Aplicação

As taxas de aplicação hidráulicas foram escolhidas para serem inicialmente  $0,4 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ ;  $0,8 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ ;  $1,2 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ . No entanto, especificidades do conjunto moto-bomba, tubulação, válvulas de regulagem e sistema de distribuição, resultaram em taxas de  $0,4 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ ;  $1,1 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ ;  $1,4 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ , durante o período de monitoramento. Acredita-se que isso foi devido às características mecânicas das bombas usadas. Importante salientar que as taxas encontradas na literatura

revisada ficaram normalmente abaixo de  $0,2 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ , e raramente chegaram a  $0,4 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ .

### **3.1.6 Freqüência de Aplicação do Esgoto**

Para dar partida nas unidades de filtração intermitente, iniciou-se com uma freqüência de aplicação de quatro vezes por dia. Após a maturação dos leitos filtrantes, mudou-se para 24 vezes por dia e por fim para a freqüência de funcionamento de 48 vezes por dia, escolhida após se conhecer que os resultados alcançados por Cohim (2006), na UFBA, foram melhores que os obtidos por Darby (1996), disponíveis na literatura.

Cohim (2006) observou que com o aumento da freqüência de aplicação, para uma mesma carga diária, aumentava-se o tempo médio de passagem-TMP, importante parâmetro para a eliminação de carga orgânica e de microrganismos. Das freqüências utilizadas por ele, de 24 , 48 e 96, foi a de 48 vezes por dia a que resultou em maior TMP, e que obteve as menores concentrações de SS no efluente, para os leitos de maiores TEs.

### **3.1.7 Condições Experimentais para o Sistema dos FILA's**

A seguir é apresentado o Quadro 3.2 com as doze configurações testadas no tratamento por filtros intermitentes em leito de areia ou escoria. Estas configurações foram adotadas para verificar as hipóteses levantadas.

Quadro 3.2 – Condições de operação dos filtros e parâmetros de projeto.

Conjunto	Filtro (nº)	Taxa Hidráulica (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /dia)	CU	TE ou D10 (mm)	Freqüência (vezes/dia)	Profundidade do Leito (m)	Material Utilizado
2	1	0,4	1,83	1,2	48	0,5	Escória
	2	0,4	1,13	1,3	48	0,5	Areia
	3	0,4	1,7	0,4	48	0,5	Areia
	4	0,4	1,6	0,75	48	0,5	Areia
1	5	1,1	1,6	0,75	48	0,5	Areia
	6	1,1	1,7	0,4	48	0,5	Areia
	7	1,1	1,13	1,3	48	0,5	Areia
	8	1,1	1,83	1,2	48	0,5	Escória
3	9	1,4	1,83/1,7	1,2/0,4	48	0,3/0,2	Escória/Areia
	10	1,4	1,6	0,75	48	0,5	Areia
	11	1,4	1,13	1,3	48	0,5	Areia
	12	1,4	1,83	1,2	48	0,5	Escória

Nesses filtros, para um mesmo efluente e mesmas condições ambientais, foram testadas diversas situações de projeto e operação, com vistas a determinação de parâmetros de projeto e formas otimizadas de operação, bem como suas correlações com a eficiência de abatimento de poluentes, físico-químicos e de coliformes termotolerantes.

Observando os parâmetros de projeto dos filtros intermitentes vê-se que foram testadas as seguintes variáveis:

- ↳ Diferentes granulometrias da areia;
- ↳ Diferentes taxas hidráulicas de aplicação;
- ↳ Volume de esgoto aplicado por vez;
- ↳ Meios filtrantes de diferentes materiais;
- ↳ Camadas mistas — diferentes meios na mesma câmara, encamadas com TE's diferentes;
- ↳ Sistemas de dosagem do afluente;
- ↳ Métodos de regeneração do leito colmatado.



Procurou-se trabalhar com meios filtrantes de várias granulometrias, finas, médias e grossas, que resultassem em abatimentos na faixa desejada, principalmente de organismos patogênicos, mas que possibilitassem trabalhar com maiores taxas hidráulicas de aplicação, para alcançar redução de área filtrante e custo de implantação, além de maiores carreiras, reduzindo o custo de manutenção.

Após os leitos filtrantes estarem maduros (supôs-se ser suficiente quatro semanas após a partida, face experimentos de Cohim (2006), que antecederam esta pesquisa, e o informado por Anderson(1985)), isto é, já ter sido formado suficiente biofilme em cada um deles, foram realizadas as análises físico-químicas e bacteriológicas programadas, do afluente e do efluente dos filtros. Foi dada partida no sistema no dia 13 de dezembro de 2004 e após vários ajustes, iniciou-se o monitoramento em 01 de março 2005.

Com relação à investigação da eficiência de abatimento dos poluentes foram pesquisados os seguintes parâmetros:

- ↳ Coliformes termotolerantes (CT)
- ↳ Sólidos suspensos
- ↳ DQO
- ↳ DBO
- ↳ Turbidez
- ↳ pH
- ↳ Cor
- ↳ Fósforo
- ↳ Nitrato
- ↳ Nitrogênio total
- ↳ Nitrogênio amoniacal
- ↳ Potássio

Foram realizadas 14 campanhas para monitoramento da eficiência de remoção de coliformes termotolerantes, retirando-se em cada uma delas, uma amostra do afluente a ser tratado pelos filtros, e uma amostra para cada um dos efluentes dos doze filtros, com suas especificidades (arranjos de tipos de leitos filtrantes e taxas de aplicação). Para as análises físico-químicas realizaram sete

campanhas, seguindo-se sempre o mesmo procedimento, sendo que para SS, acresceram quatro coletas, perfazendo onze no total. Os resultados analíticos destas campanhas estão apresentados no APÊNDICE B.

### 3.1.8 Análise Estatística dos Dados Experimentais

Para comparar a qualidade dos efluentes do experimento para quatro tratamentos (tipos de granulometrias: escória grossa, areia media, fina e grossa) em três blocos (taxas hidráulicas diferentes e crescentes de 0.4, 1.1 e 1.4m/dia) e n repetições (quantidade de amostras coletadas) de cada tratamento dentro de cada bloco, utilizou-se a análise de variância de experimentos em blocos com repetições. Na Tabela 3.1 está descrito o numero de repetições de cada parâmetro analisado.

Tabela 3.1 – Quantidade de repetições para cada parâmetro no experimento.

<b>Parâmetro</b>	<b>Número de Repetições</b>
Nitrogênio Amoniacal	5
Sólidos Suspensos	9
Coliformes Termotolerantes	11
DBO <sub>5</sub>	5

Utilizando-se a metodologia estatística do teste t de Student, foram calculados os intervalos de variação unilaterais para 10, 25, 50, 75 e 90 %, ou seja, os valores de concentração abaixo dos quais ocorreram de 10 a 90 % dos resultados. O valor de 50% corresponde à mediana. Também foi calculado o intervalo de variação das concentrações para um nível de confiança de 95 %.

Estas informações são úteis para comparar os níveis da variação das concentrações nos vários filtros, com o objetivo de aferir o grau de similaridade dos resultados.

### 3.1.9 Procedimentos de Coleta e Métodos Analíticos

Os pontos de amostragem para o afluente foi o próprio sistema de distribuição de um dos filtros de mais alta taxa, ver Figura 3.15, e para os efluentes, cada saída do sistema de drenagem dos filtros, ver Figura 3.16.



Figura 3.15 – Vista do sistema de distribuição do afluente do filtro 12



Figura 3.16 – Vista do efluente de um dos filtros.

A lista das coletas realizadas estão relacionadas no Quadro 3.3. As coletas das amostras para análises bacteriológicas e físico-químicas foram realizadas seguindo o cronograma explicitado no Quadro 3.3, sendo a bacteriológica realizada duas vezes por semana e a físico-química uma vez semanalmente.

As coletas ocorreram inicialmente logo após o acionamento das bombas, depois, no pico da vazão do efluente, com aproximadamente cinco minutos após o acionamento das bombas, e no final com quinze minutos após o início do funcionamento das bombas como mostra o Quadro 3.3. O momento da coleta refere-se ao tempo em minutos após o acionamento da bomba, o momento inicial (zero minuto). Aqui houve um erro metodológico, pois inicialmente era desconhecido o aspecto da mudança de qualidade do efluente ao longo de cada ciclo. Este aspecto será abordado no capítulo seguinte, de Resultados e Discussão.

Quadro 3.3 - Amostragens realizadas.

Data	Coleta Bacteriológica	Coleta Físico-químico	Coleta de sólidos suspensos	Momento da Coleta
01/03/2006	X	X		0 min
08/03/2006	X	X		0 min
15/03/2006	X	X		5 min
16/03/2006	X			5 min
22/03/2006	X	X		5 min
23/03/2006	X			5 min
29/03/2006	X	X		5 min
30/03/2006	X			5 min
05/04/2006	X			15 min
06/05/2006	X	X		15 min
12/04/2006	X	X		15 min
13/04/2006	X		X	15 min
14/04/2006			X	15 min
15/04/2006			X	15 min
18/04/2006			X	15 min
19/04/2006	X			15 min
20/04/2006	X			15 min

Não foram realizadas amostras compostas pela falta de dispositivos adequados, por serem treze pontos de coleta, e por não se ter julgado importante este procedimento. Era desconhecido o aspecto da variabilidade da qualidade do efluente dentro de um mesmo ciclo, como também não foi encontrado relato na literatura pesquisada, desta ocorrência, nem da necessidade de coleta de amostras compostas, para acompanhamento de unidades semelhantes. Isto se constituiu em uma falha metodológica, minimizada, no entanto, por ter havido similaridade de procedimento para todos os filtros, em cada coleta, já que se estava procurando comparar as eficiências de tratamento para as diversas configurações.

Em futuros experimentos, contudo, sugere-se a adoção de coletas de amostras compostas para minimizar essa variabilidade comprovada pelas curvas de correlação entre vazão efluente e concentração, descrita no tópico 4.5, em Resultados e Discussão.

As amostras compostas são geralmente realizadas com o auxílio de amostradores automáticos associados a temporizadores, retirando-se alíquotas ao longo do período, para incorporar as variações ao longo do dia.

Para superar este aspecto da variação da qualidade ao longo de cada ciclo, sugere-se em trabalhos futuros, em que o volume de esgoto aplicado sobre o filtro, em cada ciclo, seja de pequena monta, que todo ele, seja coletado, homogeneizado, e após isso, retirada a amostra a ser analisada.

As análises foram realizadas nos laboratórios do Departamento de Engenharia Ambiental da UFBA – LABDEA, e do SENAI-CETIND, sendo seus métodos analíticos descritos no Quadro 3.4

Quadro 3.4 – Métodos de análise.

Parâmetro	Método	Referência <sup>(1)</sup>
Cor	Comparação visual	SMEWW 2120-B
DBO	Método de diluição e incubação a 20° - 5 dias	SMEWW 5210-B
DQO	Oxidação pelo dicromato de potássio em meio ácido	SMEWW 5220-B
Fósforo Total	Método de digestão com persulfato de amônia e cloreto estanhoso	SMEWW 4500-D
N. Amoniacal	Utilização ácido bórico como absorvente da amônia para determinação pelo Nesslerização	SMEWW 417-B
Nitrogênio Total	Realizado através de kit Hach	Kit/Hach met 10072
pH	Determinação da atividade dos íons hidrogênio pela medida potenciométrica usando um eletrodo padrão de vidro	SMEWW 4500-B
Potássio	Fotometria de chama	SMEWW 3500-B
Sólidos Suspensão	Filtração através de uma membrana filtrante de fibra de vidro e secagem do resíduo retido até peso constante a 103-105°C	SMEWW 2540-D
Turbidez	Comparação da intensidade da luz dispersa por uma suspensão padrão do polímero formazina através de um turbidímetro	SMEWW 2130-B
Coliformes Termotolerantes (Laboratório CETIND)	Membrana Filtrante	SMEWW 9222 A, B, D
Coliformes Termotolerantes (LABDEA UFBA)	Membrana Filtrante	SMEWW 9222 A, B, D
Arsênio		
Chumbo		
Cobre Total		
Mercúrio		
Cádmio		

<sup>(1)</sup> - Método utilizado Segundo Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater (SMEWW) – 20° ed 1998

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo, são apresentados os resultados obtidos durante a pesquisa, tanto das análises físico-químicas e bacteriológicas assim como, das observações de aspectos operacionais da ETE e do aparato experimental.

### 4.1 QUALIDADE DOS EFLUENTES E EFICIENCIA DO TRATAMENTO PARA NITROGÊNIO AMONICAL

#### 4.1.1 Qualidade dos Efluentes

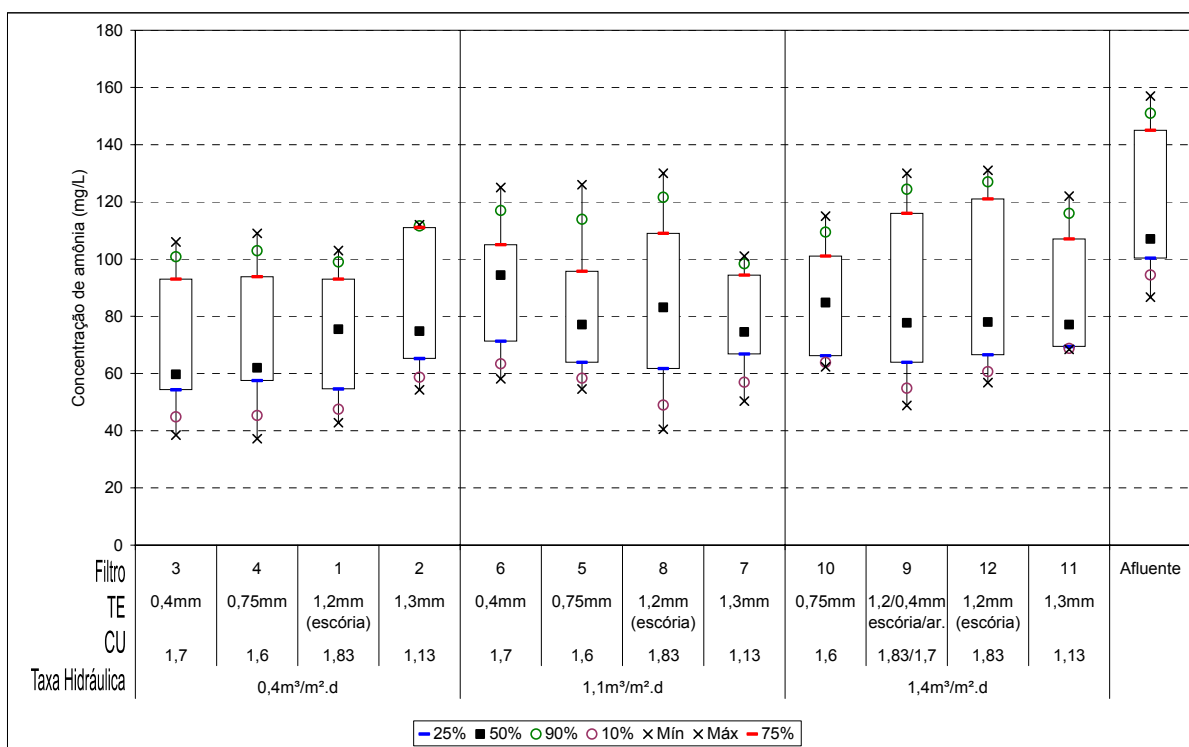


Figura 4.1 - Concentração de amônia nos efluentes dos filtros por taxa e ordem crescente de TE, para cada taxa hidráulica e freqüência de aplicação 48/dia.

Na Figura acima, o traço vermelho (-), representa a concentração abaixo da qual ocorreram 75 % dos resultados. Acima dele, o (°), representa a concentração abaixo da qual 90 % dos resultados ocorreram, e acima deste, o (x), representa o valor máximo da concentração obtida. O quadrado (■), representa a concentração para a qual pelo menos 50 %, dos resultados ocorreram. O traço azul (-), representa a concentração abaixo da qual ocorreram 25 % dos resultados. Abaixo dele, o (°),

representa a concentração, abaixo da qual 10 %, dos resultados ocorreram, e abaixo deste, o (x), representa o valor mínimo da concentração obtida. Nas Figuras subseqüentes, o mesmo vale para valores de concentrações e de eficiências dos tratamentos.

Da observação da Figura acima, percebe-se que independente das taxas de aplicação hidráulica, com a freqüência de 48 vezes ao dia para os diversos leitos filtrantes, com TE's de 0,75 mm, 1,2 mm e 1,3 mm, as concentrações de amônia, ficam em torno de 80 mg/L, e só para TE de 0,4 mm, cai para 60 mg/L. Nota-se também que para TE de 0,75 mm, com a taxa mais baixa, a concentração do efluente cai para o patamar de 60 mg/L.

Chama a atenção os elevados valores de amônia para o afluente que chega aos filtros no mínimo 107 mg/L para 50 % dos resultados, que já passaram por um pré-tratamento, bem acima das concentrações para esgotos sanitários brutos, que segundo Lettinga *apud* Cohim(2006) giram em torno de 50 mg/L.

Este aspecto, dos elevados valores para amônia, tanto do esgoto tratado pelo CBR, quanto para os efluentes finais dos filtros intermitentes, é confirmado por Mendonça (2004), e Cohim (2006), nas suas dissertações de mestrado, trabalhando com o esgoto bruto da EPUFBA. Segundo Mendonça (2004), o teor de nitrogênio amoniacal, apresentou uma média de 117 mg/L, com um máximo de 177 mg/L.

Tal fato parece estar ligado às características da unidade geradora, que é uma escola e a população usa mais os sanitários para urinar. Não há chuveiros para banhos. Ou seja, deve-se considerar que na rede de esgotos que é conduzida à ETE, não há contribuição de chuveiros ou da cantina e refeitório, restringindo-se apenas a contribuições de vasos, mictórios e lavatórios. Enquanto nos esgotos das redes públicas municipais, existem muitas outras contribuições, que tendem a diminuir as concentrações de amônia por diluição.

Os gráficos a seguir, das Figuras 4.2 a 4.8, irão mostrar a eficiência de remoção de amônia, realizando uma análise por taxa hidráulica e tamanho efetivo do meio filtrante.

Observa-se nas Figuras 4.2 a 4.4, tanto visualmente como pela análise estatística, que não há diferenças, para um nível de confiança de 95%, para qualquer dos meios filtrantes utilizados, e que portanto quanto ao aspecto de

desempenho, para remoção de amônia, as areias de diversas granulometrias, e a escória, comportam-se de maneira similar, sem apresentar diferenças significativas nas eficiências de remoção.

Quanto às Figuras 4.5 a 4.8, para a eficiência versus os tamanhos efetivos, ainda que visualmente perceba-se uma ligeira tendência de queda da eficiência de remoção para aumentos das taxas hidráulicas para os diversos tamanhos efetivos, não houve diferenças estatisticamente significativas entre as taxas hidráulicas, pela análise de variância.



### 4.1.2 Eficiência na remoção de Amônia

#### i) Análise por Taxa Hidráulica de Aplicação

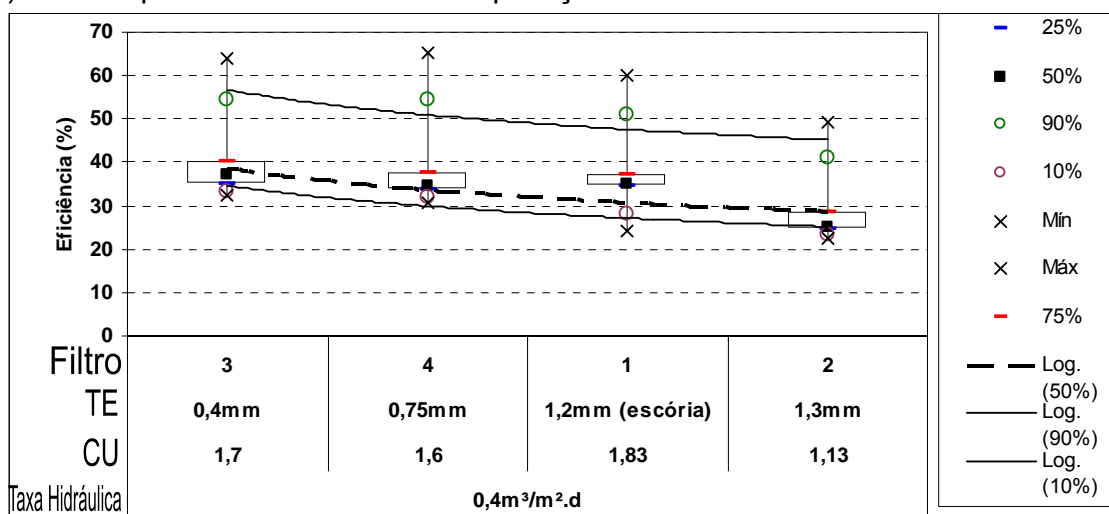


Figura 4.2 - Eficiência de remoção de amônia pelo TE e CU na taxa de 0,4m³/m²/dia

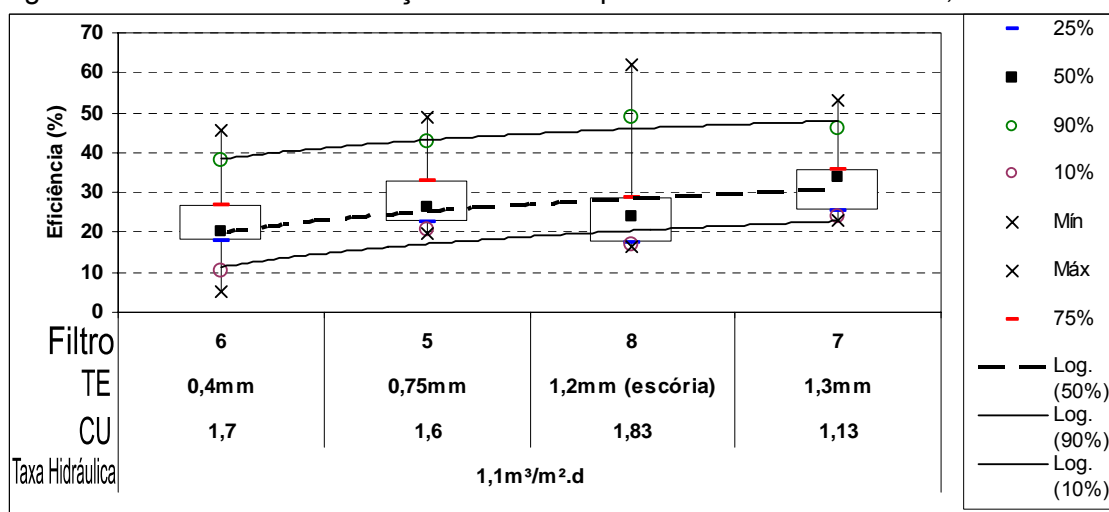


Figura 4.3 - Eficiência de remoção de amônia pelo TE e CU na taxa de 1,1m³/m²/dia

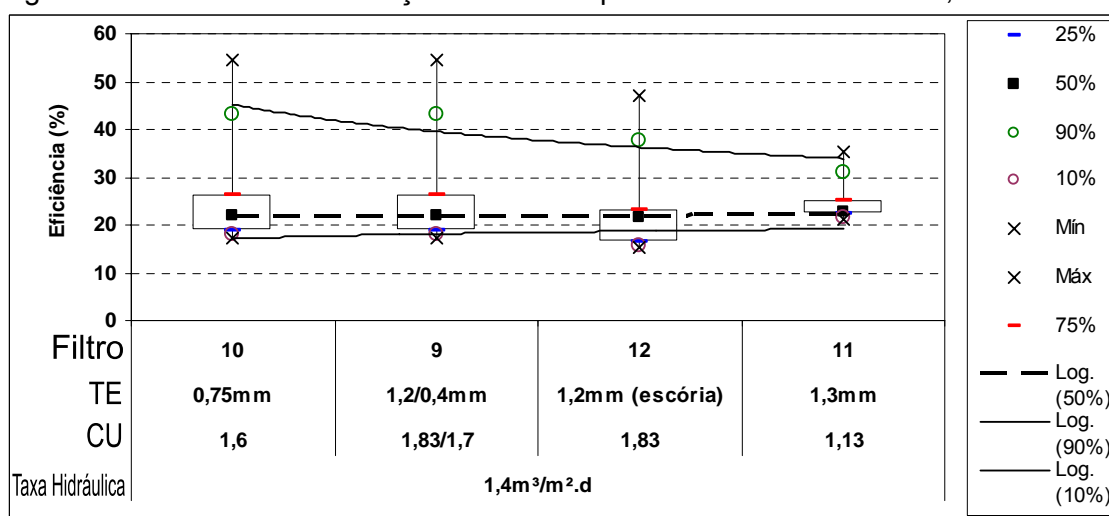


Figura 4.4 - Eficiência de remoção de amônia pelo TE e CU na taxa de 1,4m³/m²/dia.

ii) Análise da eficiência de remoção de amônia em relação ao tamanho efetivo do meio filtrante

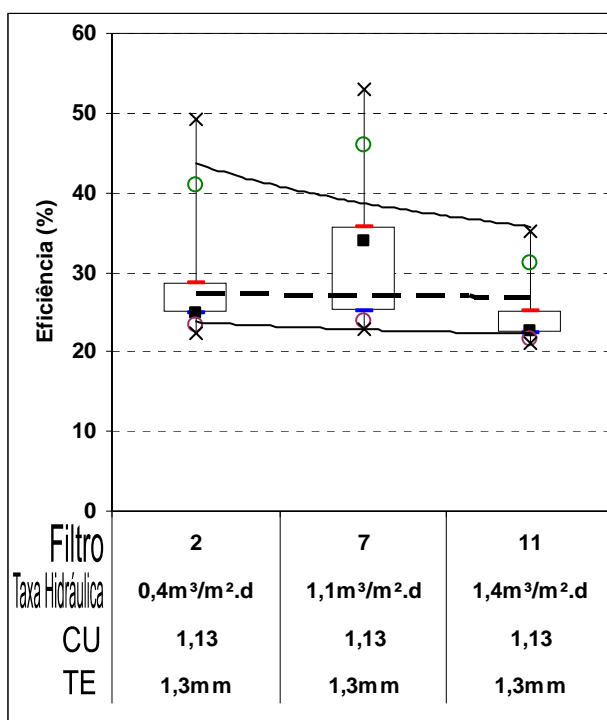


Figura 4.5 - Eficiência de remoção de amônia pela taxa de aplicação no TE de 1,3mm (areia grossa).

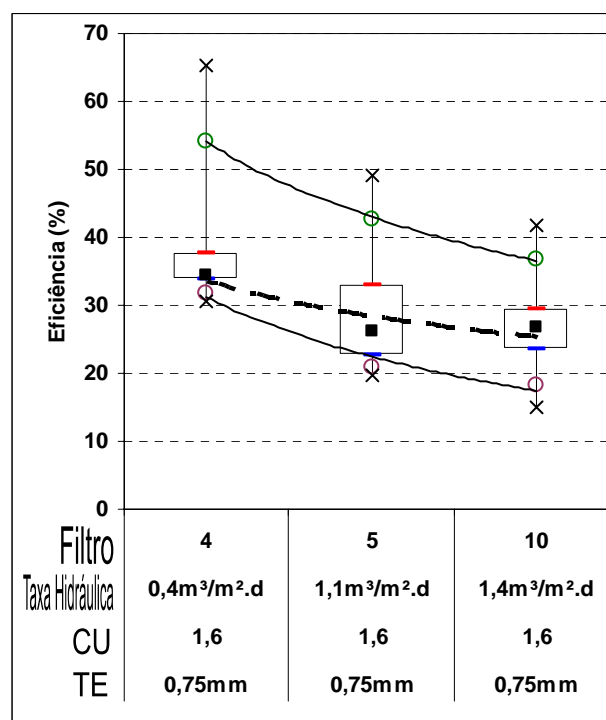


Figura 4.7 - Eficiência de remoção de amônia pela taxa de aplicação no TE de 0,75mm (areia média).

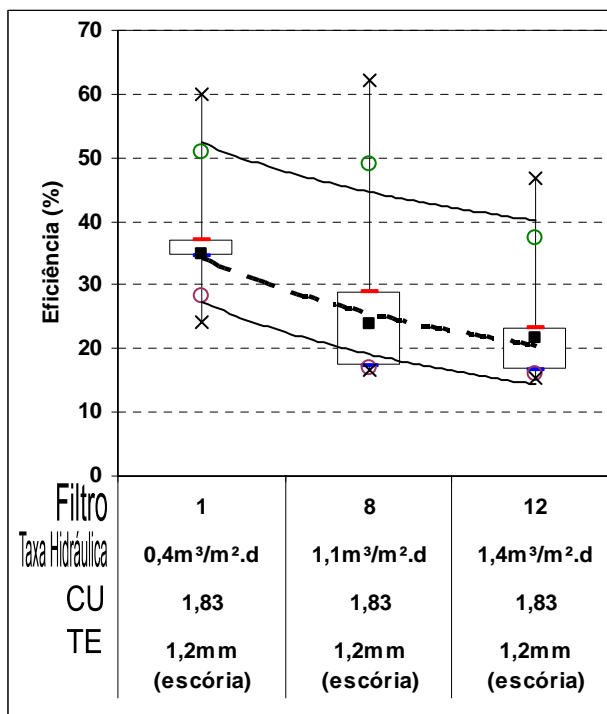


Figura 4.6 - Eficiência de remoção de amônia pela taxa de aplicação no TE de 1,2mm (escória de cobre).

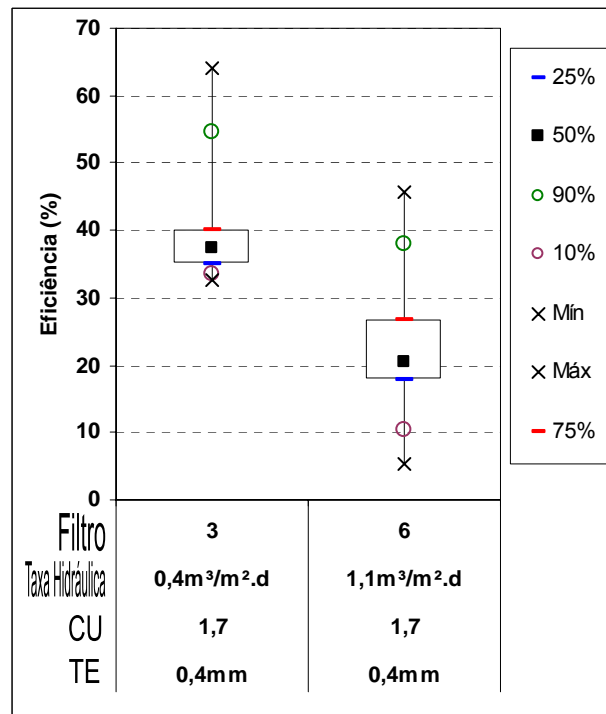


Figura 4.8 - Eficiência de remoção de amônia pela taxa de aplicação no TE de 0,4mm (areia fina).

Como mostram as Figuras 4.5 a 4.8, vistas anteriormente, para os diversos tamanhos efetivos, ainda que visualmente perceba-se uma ligeira tendência de queda da eficiência de remoção para aumentos das taxas hidráulicas, não houve diferença estatisticamente significativas entre as taxas hidráulicas, pela análise de variância, como se vê abaixo.

Tamanho Efetivo 1,3mm			
Tratamento	2	7	11
Taxa Hidráulica	0,4m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .dia	1,1m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .dia	1,4m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .dia
Média	30 a	34 a	25 a
Tamanho Efetivo 0,75mm			
Tratamento	4	5	10
Taxa Hidráulica	0,4m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .dia	1,1m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .dia	1,4m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .dia
Média	40 a	30 a	27 a
Tamanho Efetivo 1,2mm			
Tratamento	1	8	12
Taxa Hidráulica	0,4m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .dia	1,1m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .dia	1,4m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .dia
Média	38,1 a	29,7 a	27,8 a
Tamanho Efetivo 0,4mm			
Tratamento	3	6	
Taxa Hidráulica	0,4m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .dia	1,1m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .dia	
Média	42 a	23 a	

Os valores seguidos por uma mesma letra são estatisticamente considerados iguais.

## 4.2 QUALIDADE DO EFLUENTE E EFICIÊNCIA DO TRATAMENTO PARA SÓLIDOS SUSPENSOS

### 4.2.1 Qualidade dos Efluentes quanto a Sólidos Suspensos

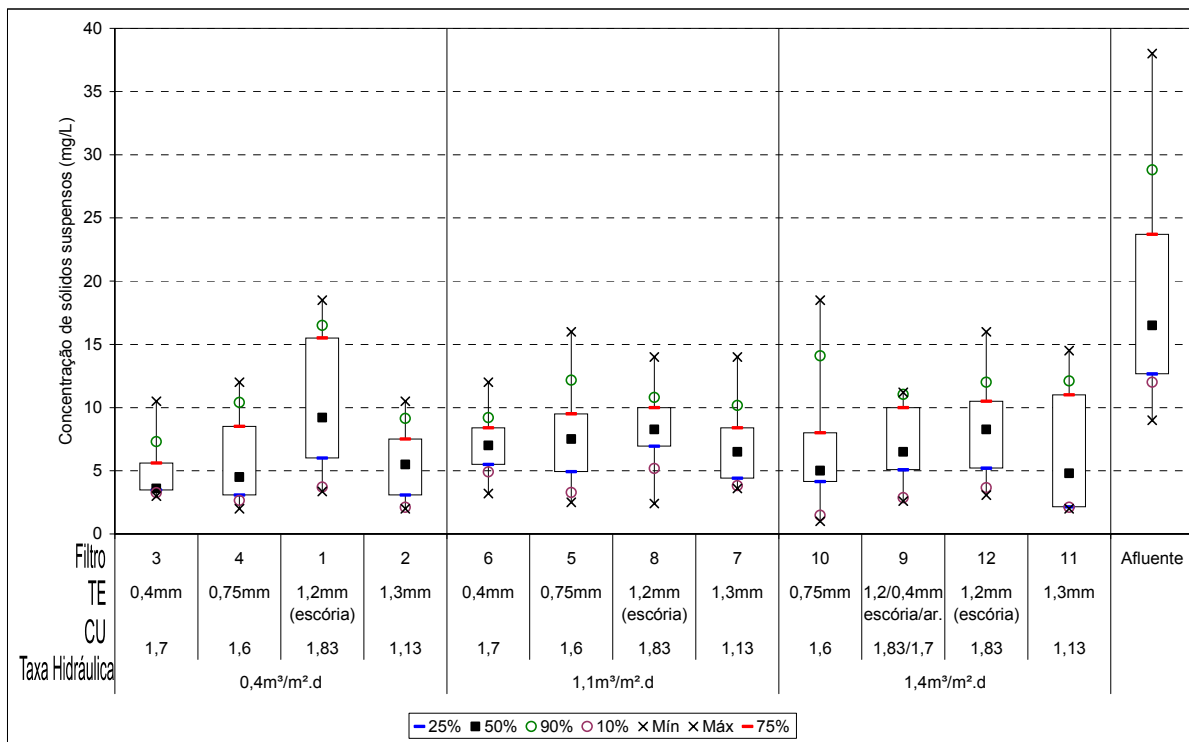


Figura 4.9 - Concentração de sólidos suspensos em blocos por taxa e ordem crescente de TE

Abaixo é mostrada a comparação entre as médias dos resultados para a eficiência de remoção de SS.

Taxa Hidráulica 0,4m³/m².dia				
Tratamento	1	2	3	4
Tamanho Efetivo	1,2mm	1,3mm	0,4mm	0,75mm
Média	9,97 a	5,70 a	4,96 a	5,86a
Taxa Hidráulica 1,1m³/m².dia				
Tratamento	5	6	7	8
Tamanho Efetivo	0,75mm	0,4mm	1,3mm	1,2mm
Média	7,56 a	6,99 a	7,00,4 a	8,27 a
Taxa Hidráulica 1,4m³/m².dia				
Tratamento	9	10	11	12
Tamanho Efetivo	1,2/0,4mm	0,75mm	1,3mm	1,2mm
Média	7,21 a	6,83 a	6,50 a	8,02

Os valores seguidos por uma mesma letra são estatisticamente considerados iguais.

A análise estatística de variância, para o nível de confiança de 95%, mostra que não existe diferenças para os diversos tipos de leitos, como também não existe diferença para os blocos de taxas hidráulicas. Pode-se concluir que o valor médio da concentração de sólidos suspensos dos filtros é o mesmo para todas as granulométricas e não depende da variação da taxa hidráulica, na faixa pesquisada.

Analisando-se os resultados de concentração de sólidos suspensos para os efluentes dos filtros intermitentes, observa-se que na maioria deles, mesmo para aqueles que trabalharam com taxas elevadas de  $1,4\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ , os valores ficaram abaixo de  $10\text{ mg/L}$  em 75% das amostras, o que é considerado um resultado excelente, tendo em vista os valores recomendados, pela Organização Mundial de Saúde, para reúso agrícola e recarga de aquífero, que é de  $30\text{ mg/L}$ , segundo COHIM (2006). Pela correlação existente entre SS e Turbidez, este efluente estaria apto a ser lançado em cursos d'água classe 2 pela Resolução CONAMA 357/2005, cujo padrão é de  $140\text{ mgSS/L}$ , desde quando os valores encontrados nos efluentes tratados da Escola Politécnica foram, para Mendonça (2004), de  $\text{SS}=1,7$ valor da Turbidez, para Cohim (2006), de  $\text{SS}=1,1$ Valor da Turbidez, e nesta pesquisa, de  $\text{SS}=1,4$ Valor da Turbidez, este efluente estaria apto a ser lançado em cursos d'água classe 2 pela Resolução CONAMA 357/2005, que seria de até  $140\text{ mgSS/L}$ , adotando-se a relação intermediária encontrado neste trabalho de 1,4.

Este aspecto é muito importante tendo em vista, que os filtros produziram um efluente clarificado o suficiente para permitir uma eficaz desinfecção por ultravioleta.

Os gráficos das Figuras 4.10 a 4.12, a seguir, irão mostrar a eficiência de remoção de SS, realizando-se uma análise por taxa hidráulica e tamanho efetivo do meio filtrante.

## 4.2.2 Eficiência na remoção de Sólidos Suspensos

### i) Análise por Taxa Hidráulica de Aplicação

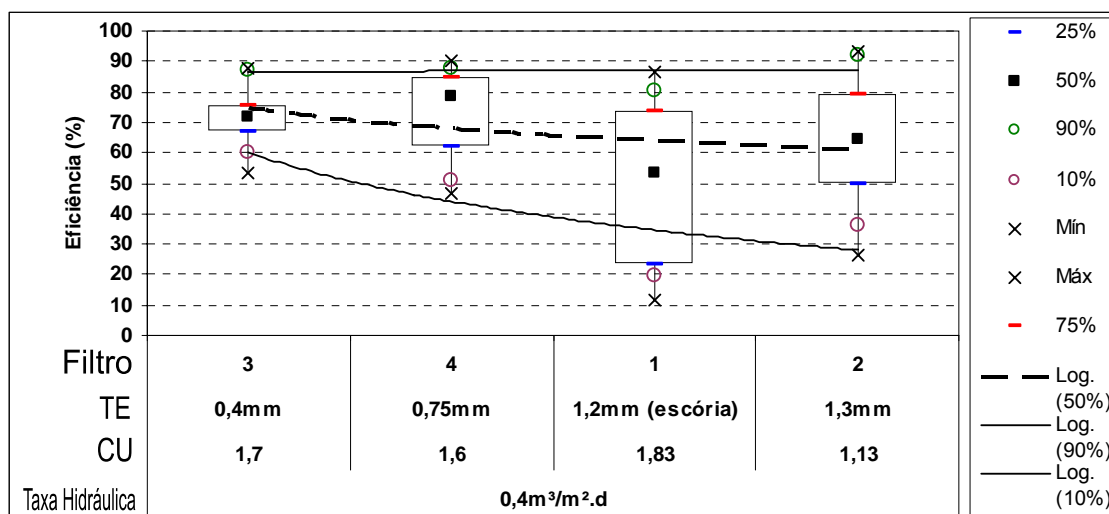


Figura 4.10 - Eficiência de remoção de SS pelo TE na taxa de 0,4m³/m²/dia.

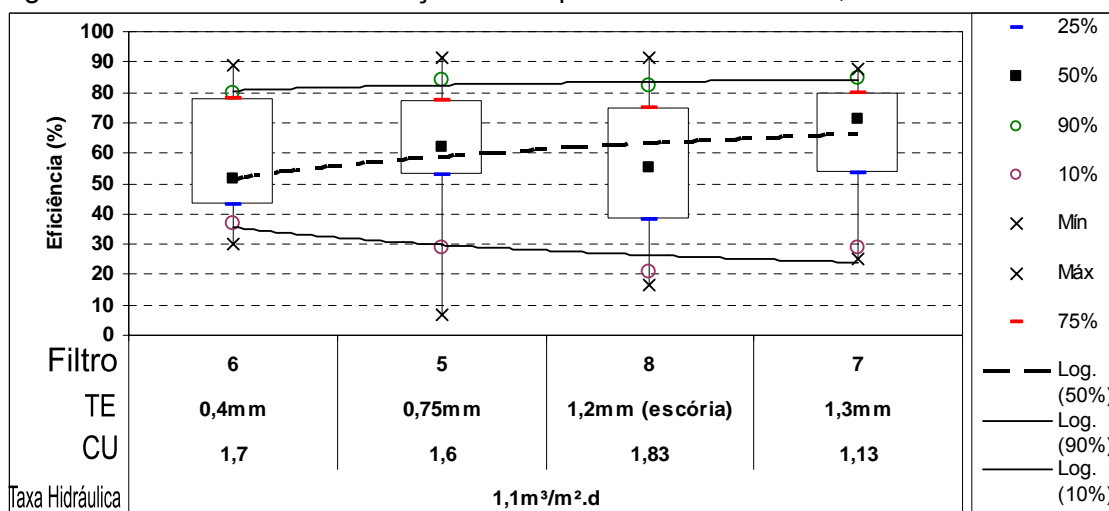


Figura 4.11 - Eficiência de remoção de SS pelo TE na taxa de 1,1m³/m²/dia.

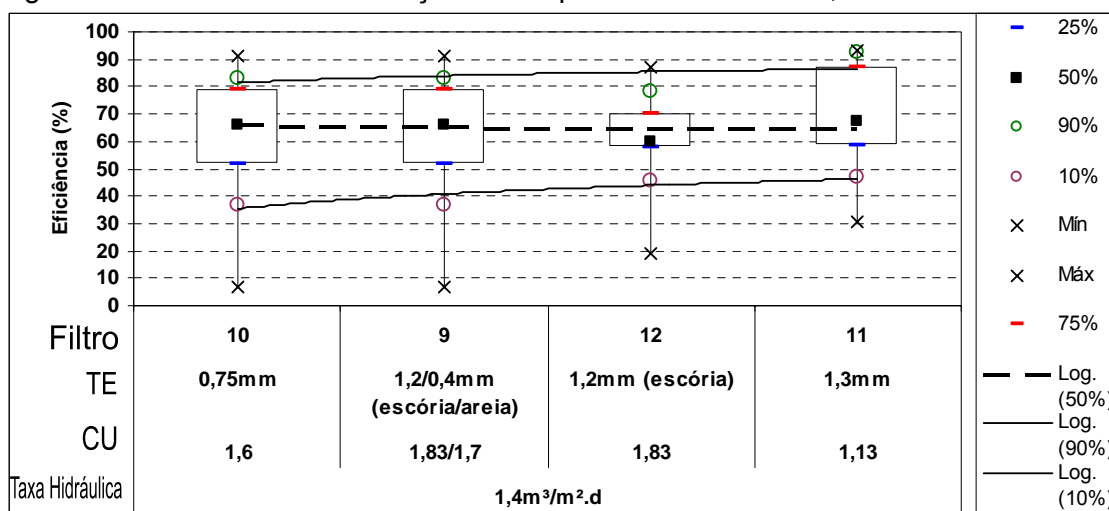


Figura 4.12 - Eficiência de remoção de SS pelo TE na taxa de 1,4m³/m²/dia.

ii) Análise da eficiência de remoção de sólidos suspensos por tamanho efetivo do leito

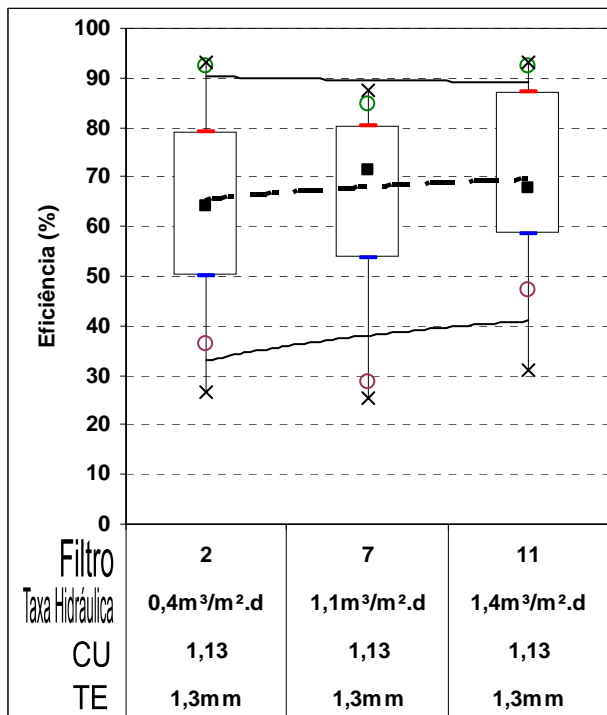


Figura 4.13 - Eficiência de remoção de sólidos suspensos totais pela taxa de aplicação no TE de 1,3mm (areia grossa).

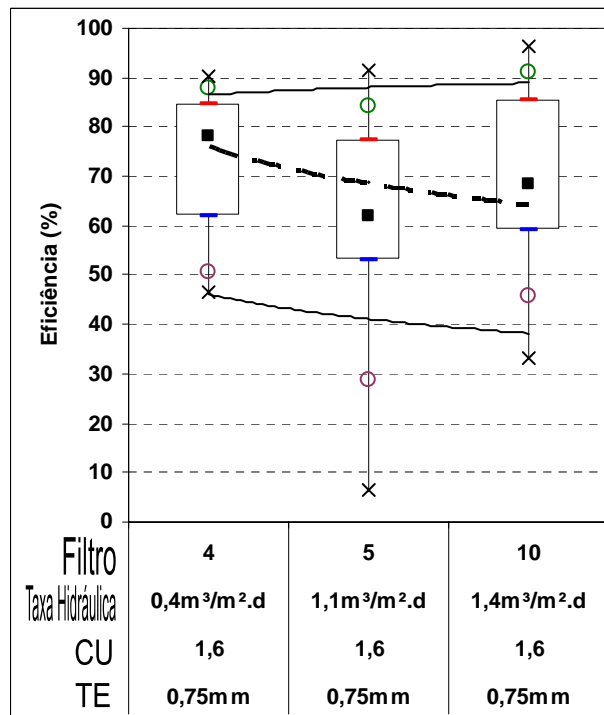


Figura 4.15 - Eficiência de remoção de sólidos suspensos totais pela taxa de aplicação no TE de 0,75mm (areia média).

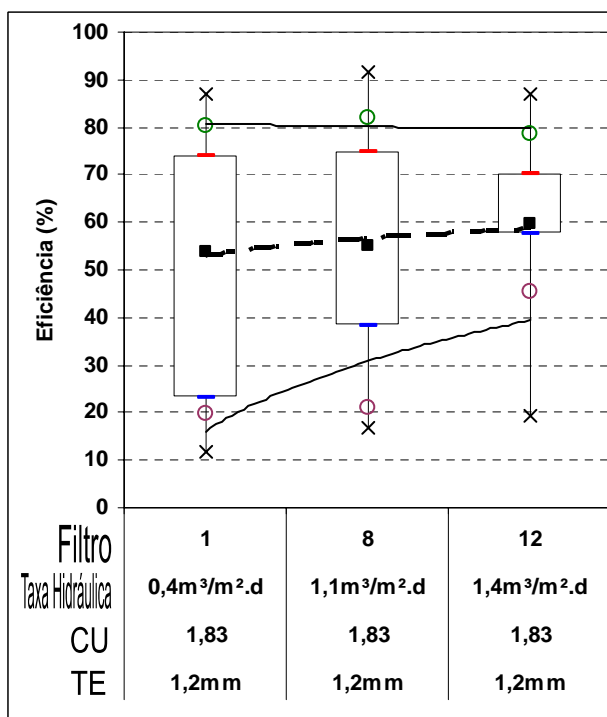


Figura 4.14 - Eficiência de remoção de sólidos suspensos totais pela taxa de aplicação no TE de 1,2mm (escória de cobre).

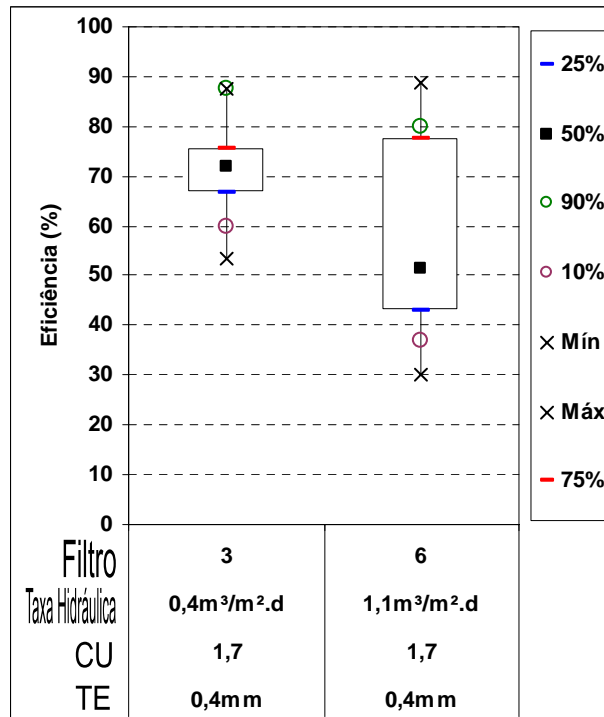


Figura 4.16 - Eficiência de remoção de sólidos suspensos totais pela taxa de aplicação no TE de 0,4mm (areia fina).

Como mostram os resultados exibidos na Figura 4.10, para a taxa de 0,4 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>dia, não houve diferenças significativas, nem foi apresentada tendência consistente para alteração da eficiência de remoção de SS, para aumento gradual do Tamanho Efetivo – TE, dos meios filtrantes.

Observou-se alguns resultados negativos de eficiência de remoção de SS, isto foi possivelmente devido a que alguns momentos de coleta de amostras, ocorreram logo após ter havido recirculação, com contribuição no tanque onde ficavam as bombas de dosagem dos afluentes, de esgoto já tratado pelos filtros, vindo do tanque de armazenamento para reúso. Devido a isso eles foram expurgados.

Em vários períodos, principalmente em finais de semana, feriados prolongados, e períodos de paralisações de atividades na EPUFBA, e mesmo em algumas noites, a contribuição de esgotos diminuía drasticamente, chegando a ser nula. Como havia necessidade de manter um volume mínimo dentro do tanque de dosagem de onde era retirado o afluente para os filtros através de bombas, buscou-se uma fonte alternativa de líquido tratável biologicamente.

Diante disso instalou-se uma alimentação de uma fonte disponível que era o tanque de acumulação de esgoto já tratado pelos filtros intermitentes e que, por sua qualidade, promovia em alguns períodos, uma diluição do afluente, daí este apresentar baixas concentrações.

O sistema de recirculação automático, era acionado assim que o nível do tanque atingia um mínimo, e tinha o propósito de assegurar uma alimentação regular de esgoto sobre os filtros.

Pelo regime de funcionamento da EPUFBA, como não era gerado esgoto durante a noite, pela manhã, nos momentos que antecederiam as coletas de amostras, o tanque de onde era retirado o afluente dos filtros havia recebido grande quantidade de esgoto já tratado, daí apresentar baixo teor de SS, assim como de outros parâmetros que definem a qualidade. Logo em seguida e ao longo do dia, as características do esgoto bruto, em quantidade e qualidade, voltavam ao normal, resultando num efluente do pré-tratamento típico. Os efluentes dos filtros intermitentes, mantinham-se preponderantemente com SS entre 5 e 10 mg/L.



As concentrações maiores para os efluentes dos filtros também se deveram a que em algumas campanhas de amostragem, colheram-se amostras no pico de descarga do efluente do ciclo, e que posteriormente descobriu-se que apresentava qualidade inferior que as dos outros momentos.

Mantida a mesma freqüência de aplicação, para a taxa de aplicação hidráulica, de  $1,1 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$  na Figura 4.11, não houve diferença significativa, para os diversos tratamentos, com granulometrias crescentes; já na taxa mais elevada, de  $1,4\text{m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$ , com mesma freqüência de aplicação de esgoto pré-tratado, não houve diferenças nas eficiências de remoção de SS, para as diversas granulometrias.

Portanto, para todas as taxas de aplicação hidráulica testadas, na freqüência de aplicação do esgoto sobre os leitos filtrantes, de 48 vezes por dia, não houve confirmação da hipótese de que se aumentando a granulometria, haveria uma queda proporcional na eficiência de remoção de SS. Isso para as granulometrias utilizadas. Recomenda-se em outros experimentos, ampliar as faixas granulométricas a serem testadas.

Também para esta taxa o filtro com camada dupla de escoria e areia mais fina não apresentou resultado melhor que o de escoria apenas, em uma única camada, negando a hipótese que poderia haver uma melhoria na eficiência de remoção. Este resultado esta coerente com a informação de que as atividades de remoção de contaminantes ficam quase que restritas aos primeiros trinta centímetros (GUILLOTEAU, 1993).

Os gráficos de eficiência de remoção de SS, em função do tamanho efetivo do leito, estão dados nas Figuras 4.13 à 4.16.

Pela análise estatística e observação da Figura 4.13 vê-se que para um mesmo leito filtrante, e com freqüência de aplicação de 48 vezes por dia, não há diferença visual nem estatística, significativa na eficiência de remoção de SS, quando é variada a taxa de aplicação hidráulica, dentro destes limites de  $0,4$  a  $1,4 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$ .

Como as eficiências para mais de 50 % dos resultados estão num patamar satisfatório de 60%, e o efluente final para 75 % dos resultados abaixo de  $10 \text{ mg/L}$ , pode-se pensar que taxas maiores que  $1,4 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ , poderiam ser aplicadas, para

este tipo de leito filtrante e com freqüências de aplicação iguais ou maiores que 48 d<sup>-1</sup>, tornando mais econômicas as instalações.

Assim como no caso anterior, da areia grossa, para a escória com TE de 1,2 mm, mostrada na Figura 4.14, não há diferença na eficiência de remoção de SS, quando é variada a taxa de aplicação hidráulica, dentro destes limites de 0,4 a 1,4 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/dia.

Pela observação da Figura 4.15, para areia media com TE de 0,75 mm, não há diferença significativa na eficiência de remoção de SS quando é variada a taxa de aplicação hidráulica, dentro destes limites de 0,4 a 1,4 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/dia, com freqüência de 48 vezes por dia, para aplicação do mesmo esgoto pré-tratado. No entanto, a observação desta Figura mostra que, aparentemente, ao aumentar a taxa de aplicação de 0,4 para 1,1 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia, houve uma diminuição da eficiência de remoção de SS, mas este não é um resultado consistente por serem apenas dois pontos com dois resultados de taxas diferentes para a areia fina, e não existir estatisticamente, diferenças significativas.

Na literatura revista não foram encontrados dados sobre este aspecto, apenas comentários de que havia degradação da qualidade ao se aumentar drasticamente a taxa de aplicação Middlebrooks e outros (1983). Anderson e outros, (1985), informam que esta correlação existe. Contudo, Darby e outros (1996) mostraram resultados, com um ligeiro decaimento da qualidade, mas não evidente para todas as situações estudadas e assim mesmo para taxas de aplicação de no máximo 0,326 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia, muito mais baixas do que as aqui aplicadas, e TE's também menores, com pouca uniformidade de grãos.

Observado os resultados de eficiência para as diversas taxas de aplicação, não se constata diferença significativa para qualquer um dos leitos.

Assim sendo, esta pesquisa aponta para a viabilidade de se trabalhar com a taxa mais alta (1,4m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/dia) e a granulometria mais elevada (1,3mm) sem prejuízo da eficiência de remoção de SS, porque assim seria tratado uma maior quantidade de esgotos por área (sem requerer freqüente regeneração do leito).

## 4.3 COLIFORMES TERMOTOLERANTES

### 4.3.1 Qualidade bacteriológica dos Efluentes

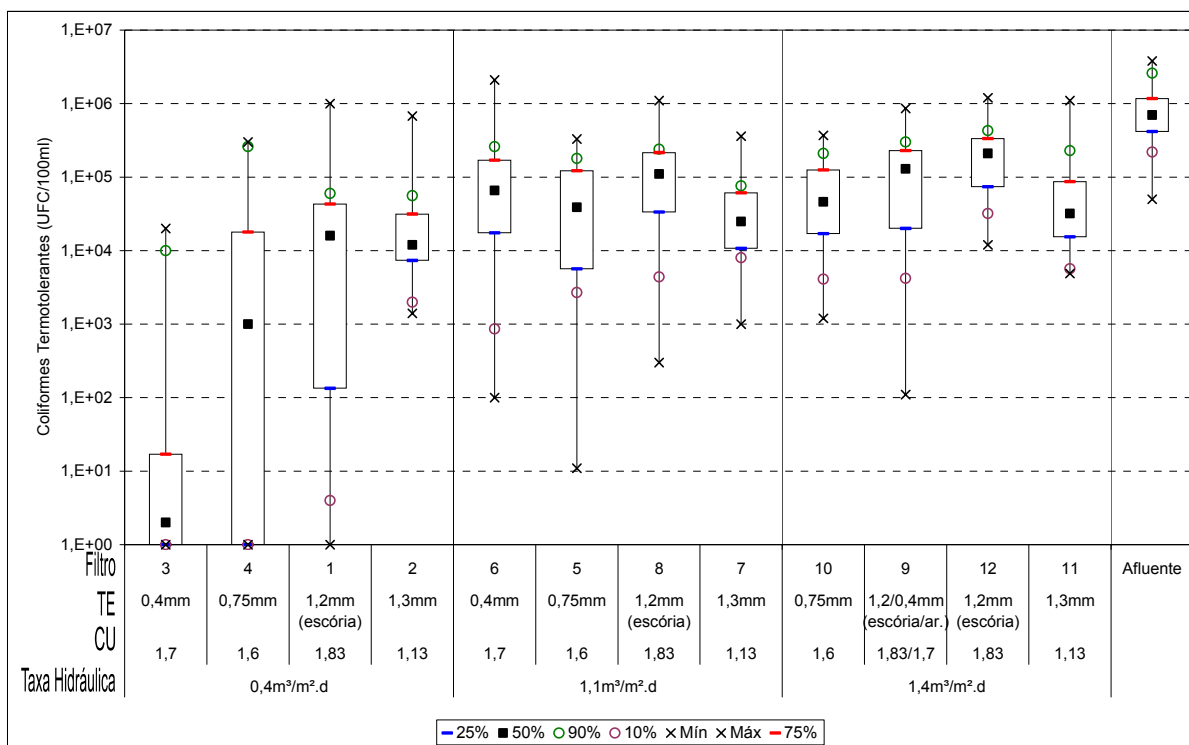


Figura 4.17 - Concentração de coliformes termotolerantes no afluente e efluentes dos filtros.

Os resultados das análises bacteriológicas de Coliformes Termotolerantes pelo método Colilert (membranas filtrantes) apresenta grande variação e inconsistência, principalmente na taxa mais baixa de 0,4 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia, na qual se apresenta os resultados com menores concentrações. Para as demais taxas os resultados são muito semelhantes, independente das granulometrias e com valores médios acima de 10<sup>4</sup> UFC/100 ml, de modo que para reúso com possibilidade de contato com mucosas de seres humanos é recomendável uma prévia desinfecção.

A aplicação do teste t de Student mostra que: comparando as médias de tratamento dentro do bloco dos filtros de taxa hidráulica 0.4 m/dia, o filtro 3 deu resultados significativamente menores que os filtros 1 e 2, bem como o filtro 4 se revelou significativamente menor que o filtro 2.

Comparando-se os resultados do tratamento com areia média (0,75mm, filtros 4, 5, 6), o filtro 4 deu resultados significativamente menores que os filtros 5 e 10.

Quanto aos resultados do tratamento com escória(1,2mm, filtros 1, 8, 9, 12) o filtro 1 é significativamente menor que os filtros 8, 9 e 12.

Já, no bloco dos filtros de areia fina (0,4mm, filtros 3 e 6), o filtro 3 se revelou menor que o filtro 6.

A seguir serão apresentados os gráficos da eficiência de remoção de coliformes termotolerantes em função da taxa de aplicação, nas figuras 4.18 à 4.24.

### 4.3.2 Eficiência de remoção de Coliformes Termotolerantes

i) Análise por Taxa Hidráulica de Aplicação para vários meios filtrantes

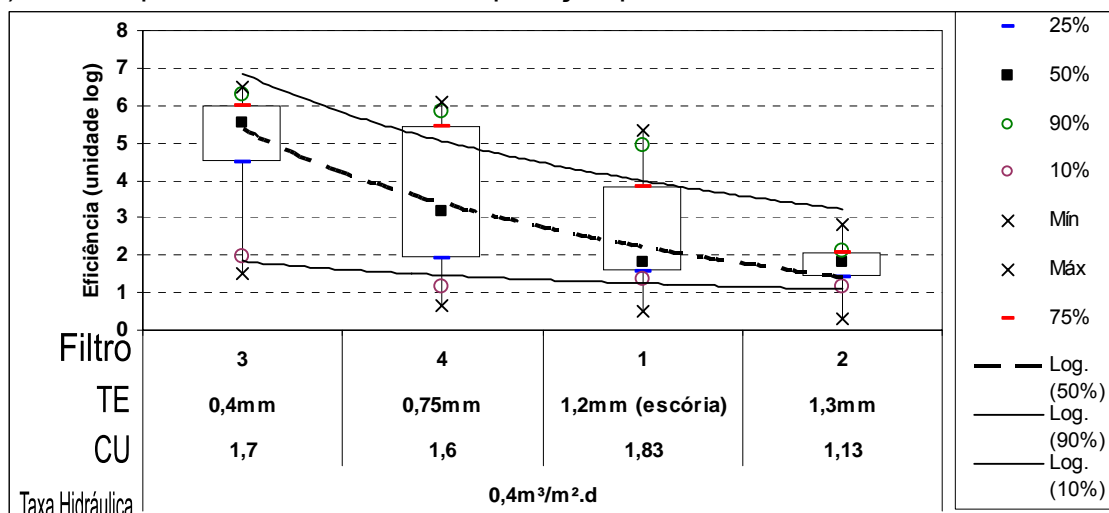


Figura 4.18 - Remoção de coliformes termotolerantes pelo TE na taxa de 0,4m³/m²/dia.

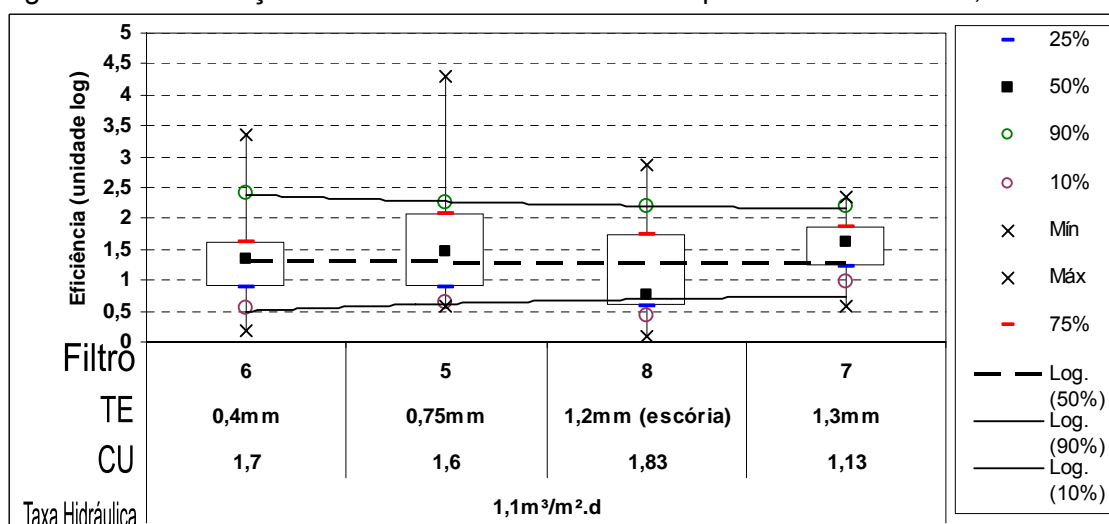


Figura 4.19 - Remoção de coliformes termotolerantes pelo TE na taxa de 1,1m³/m²/dia.

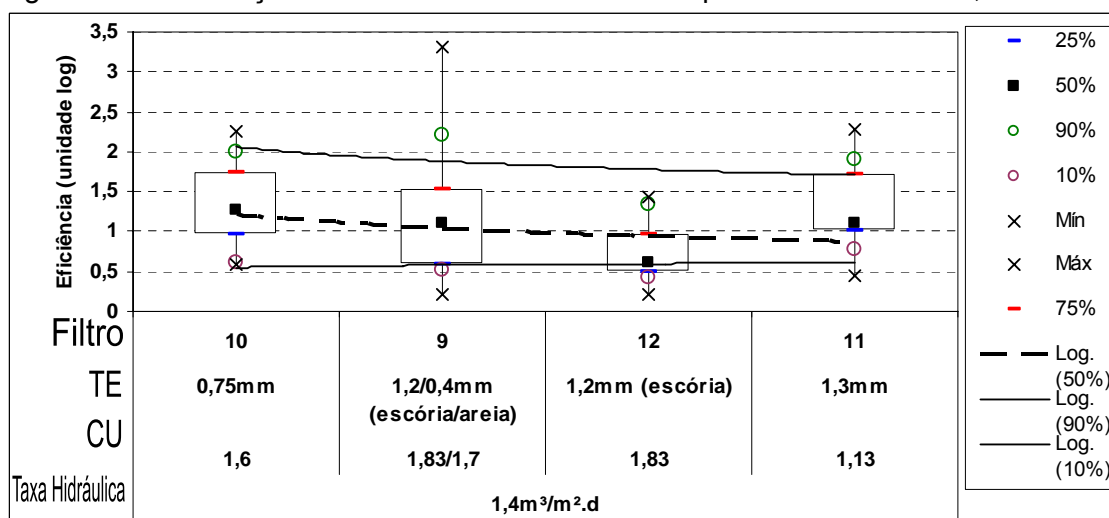


Figura 4.20 - Remoção de coliformes termotolerantes pelo TE na taxa de 1,4m³/m²/dia.

ii) Análise da eficiência de remoção de coliformes termotolerantes por tamanho efetivo do leito

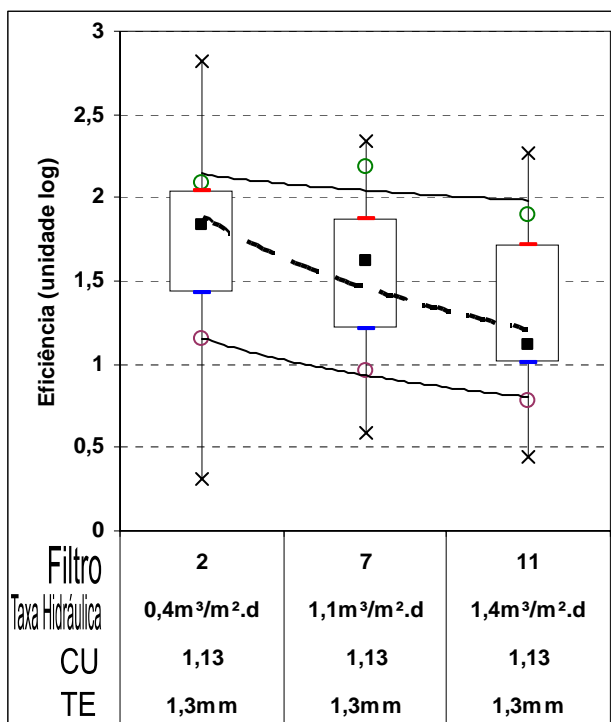


Figura 4.21 - Eficiência de remoção de coliformes termotolerantes pela taxa de aplicação no TE de 1,3mm (areia grossa).

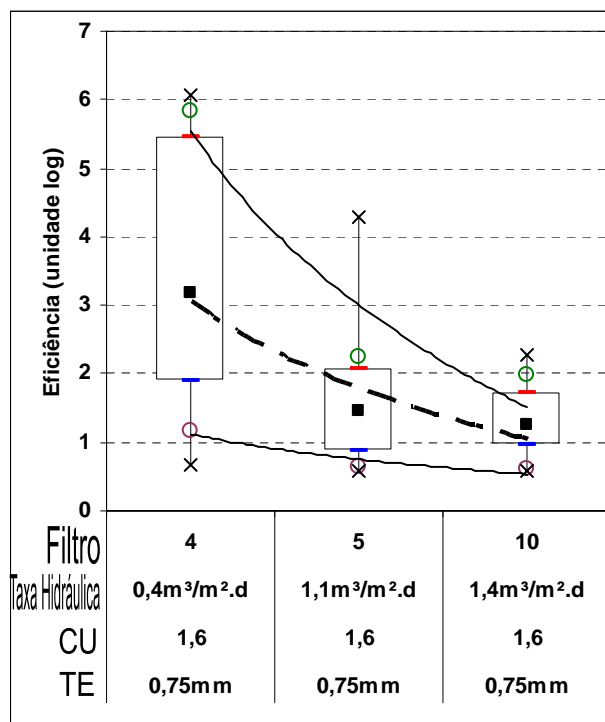


Figura 4.23 - Eficiência de remoção de coliformes termotolerantes pela taxa de aplicação no TE de 0,75mm (areia média).

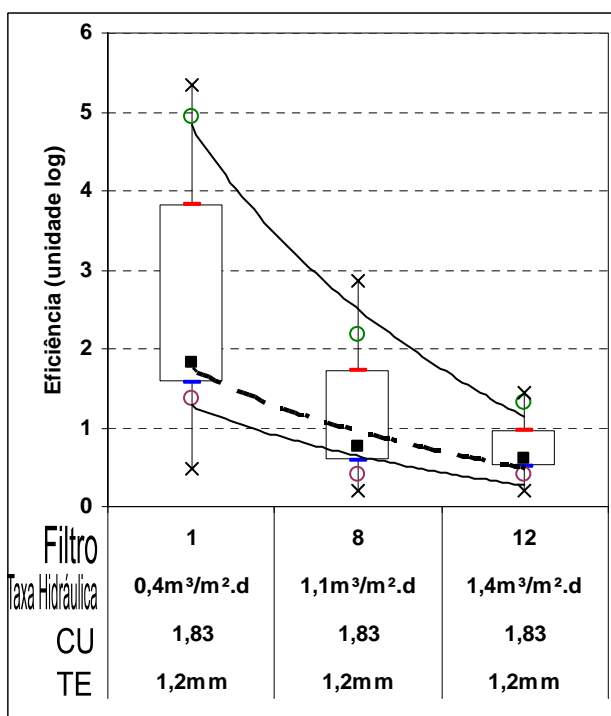


Figura 4.22 - Eficiência de remoção de coliformes termotolerantes pela taxa de aplicação no TE de 1,2mm (escória de cobre).

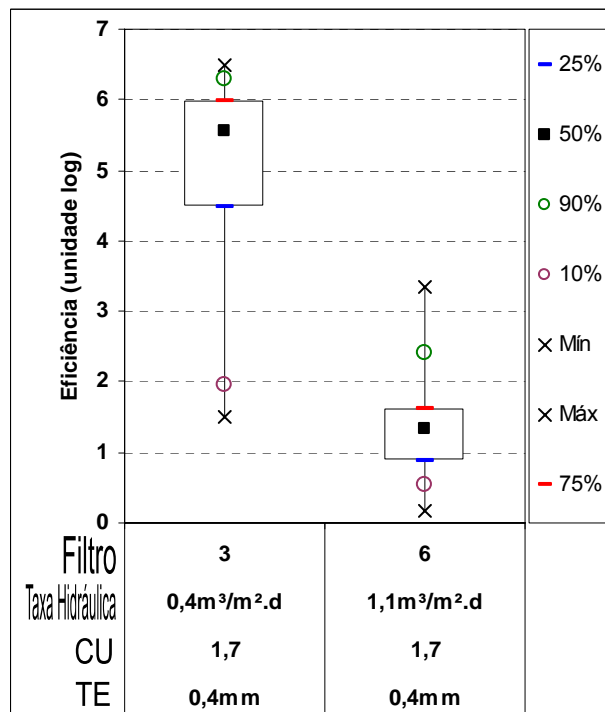


Figura 4.24 - Eficiência de remoção de coliformes termotolerantes pela taxa de aplicação no tamanho efetivo de 0,4mm (areia fina).

Analisando os resultados apresentados na Figura 4.18, observa-se que para a taxa de aplicação de  $0,4\text{m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$  com a frequência de 48 dosagens por dia, foi perceptível que o abatimento de coliformes termotolerantes, decresceu com o aumento dos tamanhos dos grãos, isto é, para crescentes TE's. Isso foi comprovado pela estatística que resultou em diferenças significativas da areia fina ( $0,4\text{mm}$ ) com os demais leitos e, entre a areia grossa e média. Estes dados estão em desacordo ao informado pela literatura (EMERICK e outros, 1997), que não encontraram diferença significativa para um nível de confiança de 95%. A dispersão dos resultados, pode minimizar esta aparente correlação.

Para as taxas de aplicação de  $1,1\text{m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$  na Figura 4.19 e de  $1,63\text{m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$  na figura 4.20, observa-se que houve uma queda geral na eficiência de abatimento, com relação à taxa de  $0,4\text{m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$ , mas que não há diferença entre os vários leitos, de acordo ao que diz a literatura.

Para a taxa de aplicação de  $1,4\text{m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$ , o comportamento é semelhante ao de  $1,1\text{m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$ , em se comparando os três blocos de taxas, observa-se que houve uma queda geral na eficiência de abatimento, com relação à taxa de  $0,4\text{m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$ , mas que não há diferença entre os vários leitos, de acordo ao que diz a literatura.

Pelos resultados apresentados na Figura 4.21, 4.22 e 4.23 percebe-se uma ligeira queda na eficiência de abatimento de coliformes termotolerantes, na medida em que é aumentada a taxa de aplicação hidráulica, para a areia de TE de  $1,3\text{mm}$ , e CU de  $1,13$ , apesar de haver uma significativa dispersão de resultados.

Assim como para o conjunto de tratamento anterior, para os leitos com escoria, de TE  $1,2\text{mm}$  na Figura 4.22, nota-se uma ligeira tendência de queda da eficiência de abatimento de coliformes termotolerantes, com o aumento da taxa de aplicação hidráulica. Existe diferenças estatisticamente significativas da taxa  $0,4\text{m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$  com as demais, confirmando essa tendência.

Do mesmo modo que para o conjunto de filtros anterior, os meios filtrantes com areias medias de TE  $0,75\text{mm}$  na Figura 4.23, apresentam uma tendência de queda, quando é aumentada a taxa de aplicação hidráulica, sendo comprovada com a diferença estatisticamente significante da taxa de  $0,4\text{m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$  em relação as demais.

No entanto, a análise da eficiência de remoção de coliformes termotolerantes na areia fina (0,4mm) na Figura 4.24 encontra-se diferenças estatisticamente significantes entre as duas taxas, porém esse resultado não é conclusivo por se tratar de apenas dois pontos em uma linha de tendências.

Comparando-se somente as taxas mais elevadas, de 1,1 e 1,4  $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$  mostrados nos Figuras com o *Box Plot* de eficiência de abatimento de coliformes termotolerantes, não há diferenças significativas para os diversos meios filtrantes. Contudo, para a taxa de  $0,4\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$  existe essa diferença. Percebe-se uma ligeira tendência de decréscimo da eficiência de abatimento de coliformes termotolerantes, à medida do aumento do tamanho dos grãos, definido pelos TE.

Estes resultados estão de acordo aos resultados encontrados na literatura como os de Emerick e outros (1997) e outros citados por eles, como Marshall e Middebrooks (1974); Allen (1971) Dymond (1981).

#### 4.4 DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXIGÊNIO DE 5 DIAS

##### 4.4.1 Qualidade dos Efluentes

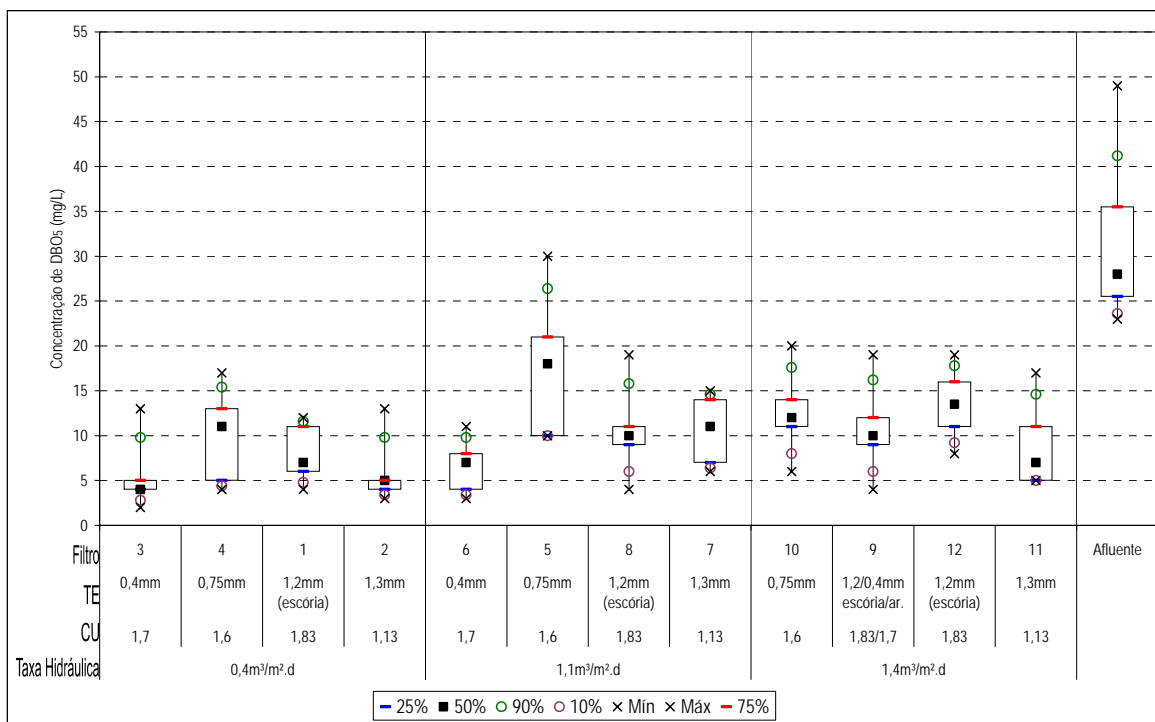


Figura 4.25 - Concentração de DBO<sub>5</sub> no afluente e efluente dos filtros



Neste caso, comparando as médias de tratamento dentro do bloco dos filtros de taxa hidráulica 0.4 m/dia, através do teste t, o filtro 2 deu resultados significativamente menores que o filtro 4.

Os resultados das análises da  $DBO_5$ , mostram que para um afluente provindo de pré-tratamento aeróbio com CBR, com valores em torno de 30 mg/L, o resultado para efluente dos filtros intermitentes, independentemente da taxa de aplicação hidráulica ou tipo de leito, ficam em torno ou abaixo de 10 mg/L, exceto para o filtro 5 (0,75mm, CU=1,6 e 1,1 m/dia) que está próximo de 20 mg/L).

A seguir serão apresentados os gráficos da eficiência de abatimento da  $DBO_5$  em função da taxa hidráulica e tamanho efetivo nas Figuras 4.26 à 4.28, e os gráficos para a eficiência de abatimento da DBO em função do tamanho efetivo do leito, nas Figuras 4.29 à 4.32.

Observando as Figuras 4.26, 4.27 e 4.28 de eficiência para redução da DBO, constata-se que para uma mesma taxa de aplicação não há diferenças significativas entre os diversos Tamanhos Efetivos – TE pesquisados, dos leitos filtrantes, o que está de acordo com a literatura, a exemplo do trabalho de Darby e outros (1996). Apesar do resultados observados para a taxa de  $1,1\text{m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$  apontar para diferenças significativas entre a areia média (0,75mm) e os demais leitos, não se percebe nenhuma tendência, ver Figura 4.27.

#### 4.4.2 Eficiência do Tratamento

##### i) Análise por Taxa Hidráulica de Aplicação – DBO<sub>5</sub>

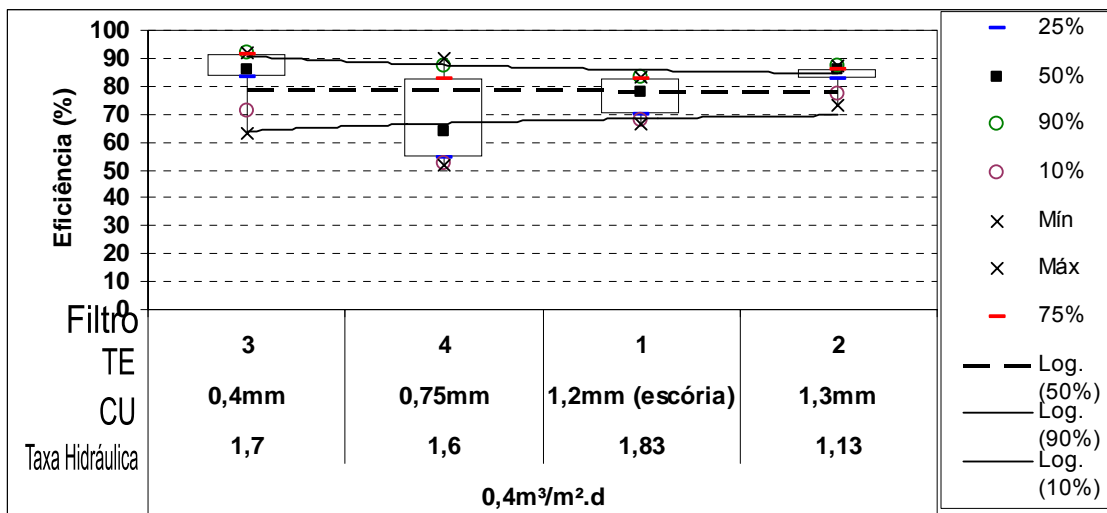


Figura 4.26 - Eficiência de remoção de DBO<sub>5</sub> pelo TE e CU na taxa de 0,4m³/m²/dia.

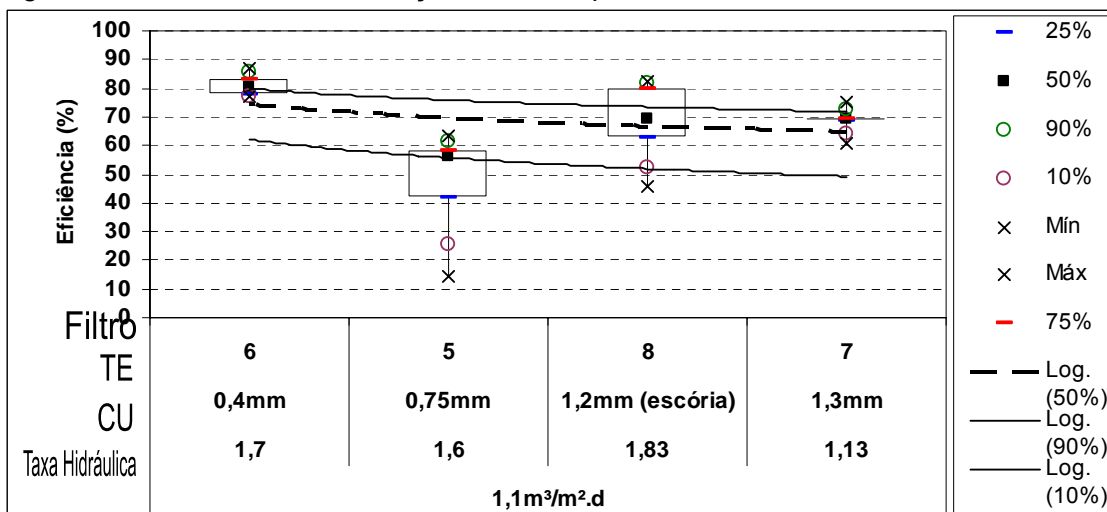


Figura 4.27 - Eficiência de remoção de DBO<sub>5</sub> pelo TE e CU na taxa de 1,1m³/m²/dia.

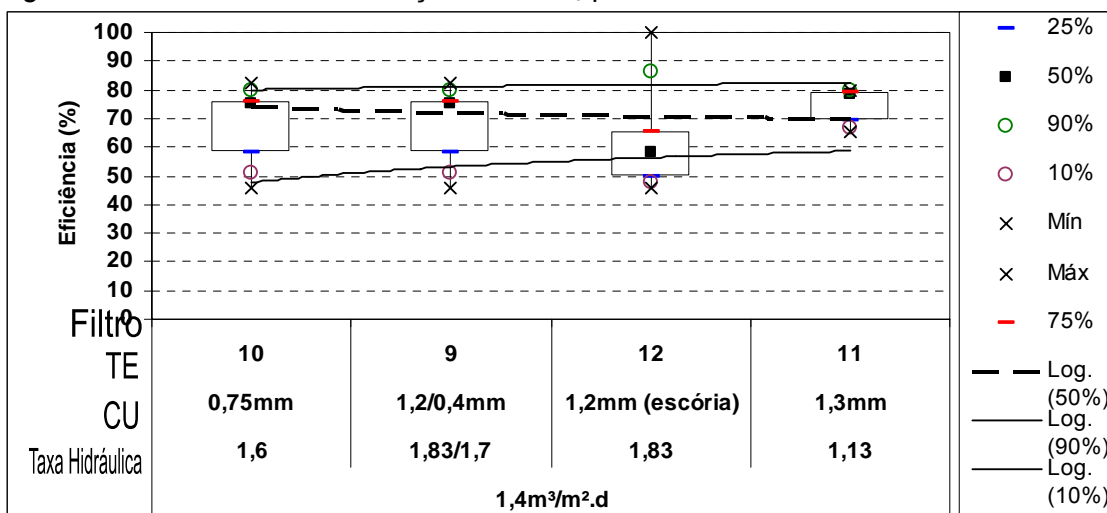


Figura 4.28 - Eficiência de remoção de DBO<sub>5</sub> pelo TE e CU na taxa de 1,4m³/m²/dia.

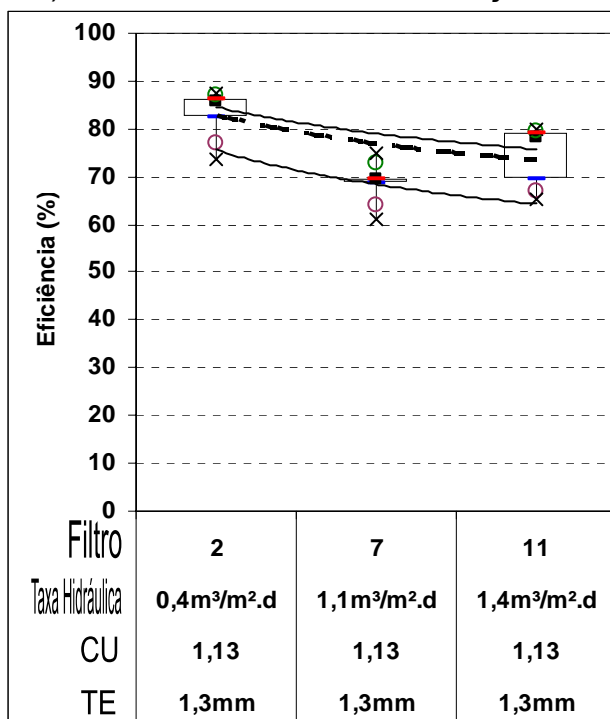
ii) Análise da eficiência de remoção de  $\text{DBO}_5$  por tamanho efetivo do leito

Figura 4.29 - Eficiência de remoção de  $\text{DBO}_5$  pela taxa de aplicação no TE de 1,3mm (areia grossa).

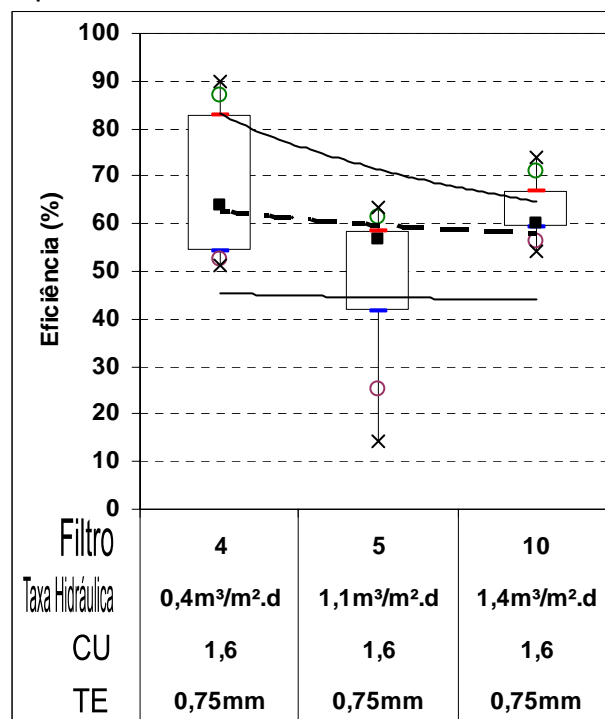


Figura 4.31 - Eficiência de remoção de  $\text{DBO}_5$  pela taxa de aplicação no TE de 0,75mm (areia média).

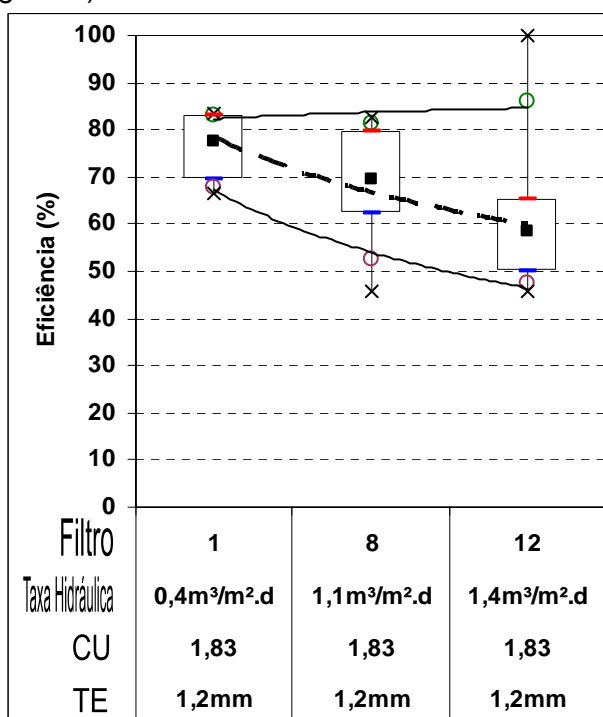


Figura 4.30 - Eficiência de remoção de  $\text{DBO}_5$  pela taxa de aplicação no TE de 1,2mm (escória de cobre).

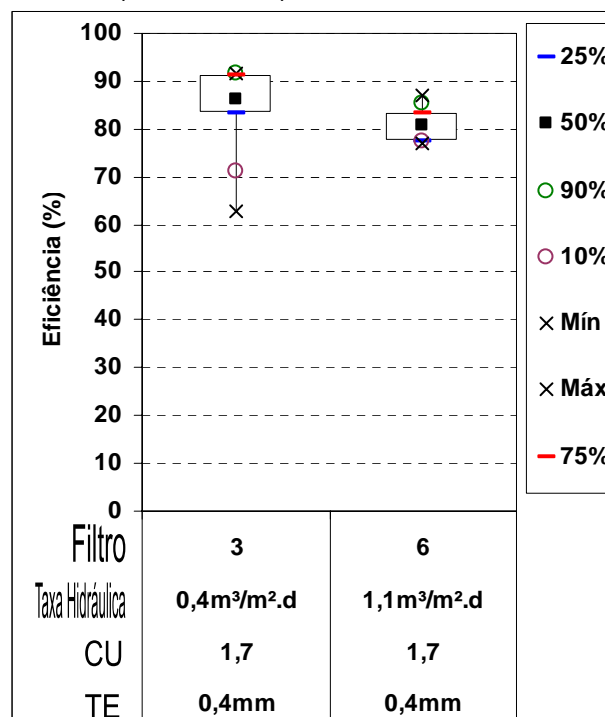


Figura 4.32 - Eficiência de remoção de  $\text{DBO}_5$  pela taxa de aplicação no TE de 0,4mm (areia fina).

Como mostram os resultados acima, para a taxa de  $0,4 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ , não houve diferenças significativas nem apresentada tendência consistente para alteração da eficiência de remoção de  $\text{DBO}_5$ , para aumento gradual do Tamanho Efetivo – TE, dos meios filtrantes. Já para a taxa de aplicação hidráulica, de  $1,1 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ , se verifica uma diferença estatisticamente significativa entre a areia média ( $0,75\text{mm}$ ) e os demais leitos para a remoção de  $\text{DBO}_5$ , porém não com granulometrias crescentes, mantida a mesma frequência de aplicação, do mesmo esgoto pré-tratado. A menor eficiência do filtro 5, pode ser explicada pela baixa uniformidade do leito na camada superior.

Na maior taxa de aplicação hidráulica, de  $1,4\text{m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$ , com mesma frequência de aplicação de esgoto pré-tratado, não há diferenças significativas nas eficiências de remoção de  $\text{DBO}_5$ , para as diversas granulometrias.

Também para as taxas de  $0,4$  e  $1,4\text{m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$  a eficiência de remoção de  $\text{DBO}$  é ligeiramente superior para areia grossa, com TE de  $1,3\text{mm}$  e C.U. de  $1,13$ , isto é, a de maior granulometria. Este resultado, aparentemente paradoxal, já que os leitos de menor TE teriam maior área específica, que abrigaria biofilme também maior, pode ser entendido pelo fato deste ser o de maior uniformidade, o que resulta em maior índice de vazios, que poderia propiciar uma melhor aeração, e conseqüentemente, maior transferência de oxigênio ao biofilme, possibilitando maior atividade biológica de degradação da matéria orgânica.

Os piores resultados foram para a areia média com o TE de  $0,75 \text{ mm}$ . Estes leitos possuíam também uma maior quantidade de finos e foram os que apresentaram maiores problemas de colmatação, que por sua vez reduzia a aeração, com a esperada diminuição de atividade biológica.

Portanto, para todas as taxas de aplicação hidráulica testadas, na frequência de aplicação do esgoto sobre os leitos filtrantes, de 48 vezes por dia, não houve confirmação da hipótese de que se aumentando a granulometria, haveria uma queda proporcional na eficiência de remoção de  $\text{DBO}_5$ . Acredita-se que foi devido a que mesmo havendo uma menor superfície específica, conseqüentemente menor biofilme, isto é compensado por uma maior aeração.

Estes resultados estão de acordo com os de Darby e outros (1996), que haviam pesquisado a frequência de aplicação 24 vezes por dia, e granulometrias de 0,33; 0,54 e 0,93 mm, porém com uniformidades semelhantes, menores que 1,42 e não encontraram diferenças.

Não foi encontrada correlação entre tamanho de grãos e eficiência de remoção, para  $DBO_5$ . Apesar de na taxa de  $1,1\text{m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$  acontecer diferenças significativas, não mostra tendência com relação ao aumento dos grãos.

A hipótese de que haveria diferença vinha de afirmações de diversos autores entre eles Middlebrooks e outros (1983); Anderson, Siegrist e Otis (1995).

Pela análise dos resultados, observa-se que para a areia grossa, TE de 1,3 mm e altamente uniforme, (CU de 1,13), para todas as taxas de aplicação hidráulica, obteve-se alta eficiência de remoção de  $DBO_5$ , variando de 70 % a 80%.

Observada uma correlação entre aumento de taxa de aplicação e redução de eficiência, confirmada pela diferença estatisticamente significativa entre a taxa de  $0,4\text{m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$  e as outras, confirmando às afirmações de Middlebrooks e outros (1983); Anderson, Siegrist e Otis(1995), e neste aspecto concordando com eles, também Darby e outros (1996)

Os resultados acima mostram uma ligeira tendência de queda da eficiência de remoção da  $DBO_5$ , quando cresce a taxa de aplicação hidráulica, apesar de estas diferenças não serem estatisticamente significativas entre as taxas.

A observação dos resultados expressos acima mostra que não há uma correlação entre taxas de aplicação hidráulica e eficiência de remoção para  $DBO_5$  e também não existe diferenças estatisticamente significativas entre as taxas.

Para o TE de 0,4 mm, apenas dois filtros receberam este meio filtrante, e não houve diferença significativa dos resultados de eficiência de remoção de  $DBO_5$ .

Os gráficos das Figuras 4.29 à 4.30 mostram que ao se observar um mesmo meio filtrante, nota-se uma tímida tendência de redução de eficiência de remoção da  $DBO_5$  à medida que aumenta-se a taxa de aplicação. Isto é mais evidente para a escória, ainda que estatisticamente, pela análise de variância, não sejam significativas estas diferenças.

Diversos autores, defendem que existe decréscimo da eficiência de tratamento com o aumento das taxas de aplicação, sendo que alguns dizem que só para drásticos aumentos, o dobro, por exemplo (MIDDLEBROOKS e outros 1983). Já Anderson e outros, (1985), informam que esta correlação existe, por sua vez, Darby e outros (1996) mostraram resultados, com um ligeiro decaimento, e assim mesmo para taxas de aplicação muito mais baixas do que as aqui aplicadas, passando de  $0,326 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ , para  $0,652 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$  e TE's também menores, com pouca uniformidade de grãos.

Também para as taxas de  $0,4$  e  $1,4 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$  a eficiência de remoção de DBO é ligeiramente superior para areia grossa, com TE de  $1,3 \text{ mm}$  e C.U. de  $1,13$ , isto é, a de maior granulometria. Embora isto aqui pareça paradoxal, já que os leitos de menor TE teriam maior área específica, que abrigaria biofilme também maior, pode ser entendido, contudo, que este meio é o de maior uniformidade, o que resulta em maior índice de vazios, que poderia propiciar uma melhor aeração, e conseqüentemente, maior transferência de oxigênio ao biofilme, possibilitando maior atividade biológica de degradação da matéria orgânica.

Os piores resultados foram para a areia média com o TE de  $0,75 \text{ mm}$ , confirmando-se através da análise de variância na taxa de  $1,1 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$ . Estes leitos possuíam também uma maior quantidade de finos e foram os que apresentaram maiores problemas de colmatação, que, por sua vez, reduzia a aeração, com a conseqüente diminuição de atividade biológica. Com a colmatação do leito, e com uma menor reaeração.

#### 4.5 CORRELAÇÃO ENTRE VAZÃO DE DESCARGA DO EFLUENTE E CONCENTRAÇÃO DE SÓLIDOS SUSPENSOS

Para o levantamento da provável correlação entre a vazão de saída do filtro e a qualidade do efluente, neste caso a concentração de sólidos suspensos, determinou-se os seus valores pontuais ao longo do intervalo entre duas aplicações, compreendendo um tempo de 30 minutos já que a freqüência de aplicação adotada foi de 48 vezes por dia. Esses pontos correspondem a medição da vazão para os tempos de 0, 2, 4, 6, 8, 10, 15, 20 e 25 minutos e para coleta e análise da concentração de sólidos suspensos os tempos 0, 4, 12 e 20 minutos após o início da aplicação do afluente. O conjunto de tratamento pesquisado foi o de taxa de

aplicação de  $1,1 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ . Dessa forma, as curvas foram obtidas para todos os tipos de leitos, conforme as Figuras 4.33 à 4.36.

Como para cada ensaio, foram realizadas apenas quatro determinações de sólidos suspensos escolheu-se quatro momentos que melhor descrevessem o processo correlação, alguns picos das duas curvas encontradas não coincidiram, porém isso não ocorre devido ao momento da coleta não corresponder ao do pico da vazão. Para corrigir esta defasagem, foi traçada uma curva em pontilhado, que representaria o provável comportamento dos sólidos suspensos caso a coleta ocorresse no mesmo instante da maior vazão, apenas introduzindo um ponto que ajustasse o formato da curva ao que ocorre, quando os momentos coincidem, conforme as Figuras 4.33 à 4.36. Este ajuste mostra claramente que no momento de maior vazão é também o de maior concentração de SS no efluente.

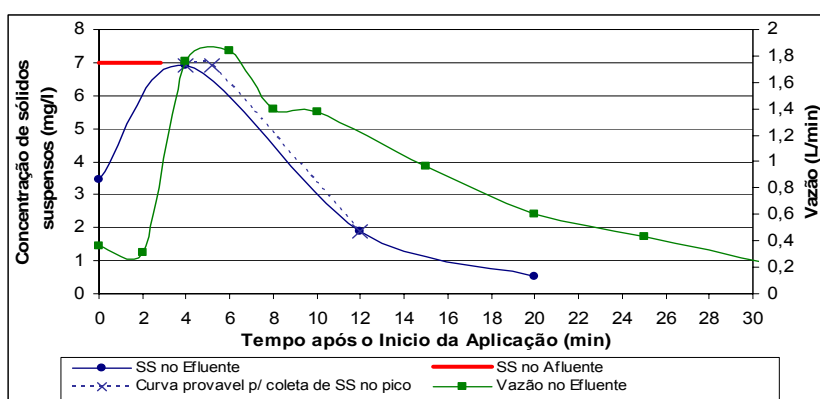


Figura 4.33 – Concentração de SS para Areia fina TE 0,4 mm

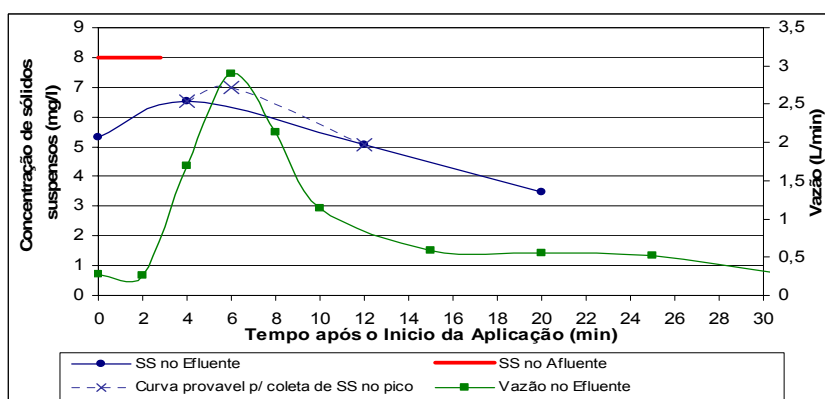


Figura 4.34 – Concentração de SS para Areia média TE 0,75 mm

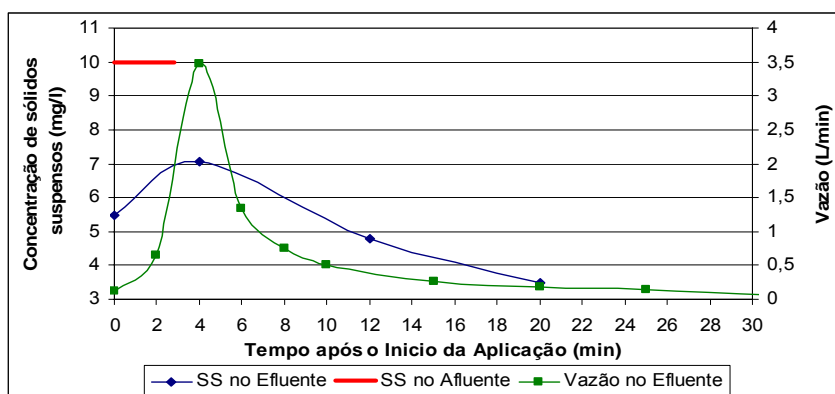


Figura 4.35 – Concentração de SS para Escória TE 1,2 mm

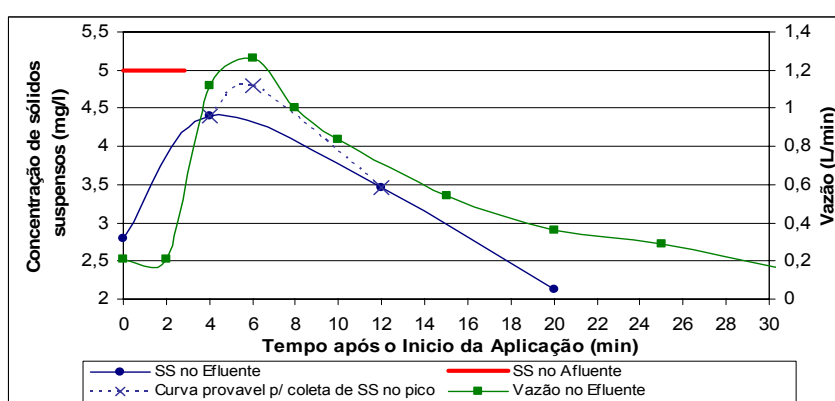


Figura 4.36 – Concentração de SS para Areia grossa TE 1,3 mm

Como se pode ver em todos os tipos de leitos, a concentração de SS para o efluente dos filtros apresentou uma variação que tem uma considerável aderência à curva de variação da vazão momentânea do efluente dos filtros. Comprovando que ocorre alteração na qualidade do efluente ao longo do ciclo de tratamento (aplicação do esgoto, saída do efluente, nova aplicação e assim sucessivamente), de acordo com a mudança da sua vazão.

Este fenômeno pode explicar alguns resultados com abatimentos abaixo do esperado. De acordo com a planilha de realização de coleta apresentado na metodologia deste trabalho, verifica-se que as amostragens realizadas no pico da vazão tiveram resultados com a pior qualidade do efluente. Percebido este fenômeno, foi alterado o momento da coleta para 15 minutos após o acionamento das bombas, que estaria mais próximo do instante quando ocorre uma vazão equivalente à média, supostamente também, da sua qualidade média.



Da observação das curvas de qualidade e vazão dos efluentes, pode-se concluir que longos períodos entre aplicações de esgotos, resultariam em longos períodos de diminutas vazões e boa qualidade, e outros momentos de grandes descargas de qualidade ruim (altas concentrações de contaminantes). Desta forma o leito filtrante ficaria com momentos ociosos. Frequências de dosagens de esgoto maiores, com menores períodos entre aplicações, reduzem esta “ociosidade”.

Este achado corrobora com os resultados encontrados por Cohim (2006), que concluiu que quanto maior a frequência de aplicação de doses, melhor será a qualidade do efluente, e relacionou isso ao TMP- Tempo Médio de passagem (do esgoto pelo leito). Isso pelo fracionamento do esgoto a ser tratado, em muitas e menores doses, evitando grandes picos de vazão, que fariam o esgoto passar rapidamente pelo leito, assim como grandes períodos, entre uma aplicação e outra, em que haveria pouco substrato (matéria orgânica) para ser tratado, ficando assim o leito “ocioso”.

#### 4.6 PROBLEMAS NO DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA

Diversos problemas foram identificados na operação do sistema instalado, citando-se a seguir alguns mais destacados:

Houve grande variação na vazão contribuinte e na sua carga orgânica. Sendo uma escola, cujo funcionamento e frequência da sua população restringi-se ao período de 7:00 às 22:00 horas, concentrando assim o histograma de produção de esgotos sanitários. A pequena vazão fora deste horário, deve-se a vazamentos nas instalações de água potável, portanto sem contribuição de carga orgânica. É importante considerar este aspecto para o funcionamento do sistema de tratamento.

Nos finais de semana, nos feriados, paralisações e recessos diversos, também cai drasticamente a frequência de uso dos sanitários, e a geração de esgotos, o que reflete na operação da ETE.

A falta de energia elétrica interrompeu algumas vezes o funcionamento da ETE, já que as bombas e o CBR possuem motores elétricos.

No sistema de distribuição dos esgotos sobre os leitos filtrantes, composto por tubos múltiplos perfurados na geratriz superior, saindo de um tubo principal, com diâmetros de orifícios diferenciados, pôde-se observar recorrentes problemas de entupimento e necessidade de freqüente manutenção. Isto ocorre principalmente quando piorava a qualidade do afluyente do pré-tratamento, com elevação da concentração de SS e também em função das perdas de carga hidráulica, e da distribuição em marcha.

Estas ocorrências exigiram um esforço adicional tanto no desenvolvimento dos experimentos como na interpretação dos resultados. Contudo, devem ser considerados representativos das condições reais que podem ser encontrados em sistemas prediais, para projeto e planejamento da operação/manutenção de unidades de tratamento locais e descentralizadas.

#### 4.7 MUDANÇAS OCORRIDAS NO PRÉ-TRATAMENTO AO LONGO DA PESQUISA

Durante o andamento da pesquisa ocorreram problemas com o biodisco que fizeram com que, em determinado período, o pré-tratamento fosse apenas de sedimentação e digestão como o que ocorre em tanques sépticos, com três câmaras, que compunham o sistema anterior. Neste período foi produzido um efluente de qualidade muito inferior, com o agravante de que o esgoto sanitário da Escola Politécnica da UFBA é mais concentrado, com relação à amônia quando comparado com outros esgotos sanitários. Conforme já afirmado, isso se deve a ausência de chuveiros nesta ala (que contribui para a ETE) e, de acordo com as observações, sendo os usuários temporários, a literatura da área revela que os mesmos utilizam os vasos sanitários para urinar e na maioria das vezes não usam a descarga.

Um cronograma do funcionamento da ETE está apresentado no APÊNDICE D, onde é mostrada a quantidade de dias em que cada filtro operou, em condições específicas, isto é, com o tipo de pré-tratamento, ocorrência de colmatção, freqüências de aplicação, e outras.

#### 4.8 CAPACIDADE DE TRATAMENTO E BAIXA GERAÇÃO DE LODO

A seguir apresentam-se os resultados e discute-se a questão da geração do lodo nos filtros intermitentes.

Nas Figuras 4.37 e 4.38, apresenta-se a carga de DBO removida em cada filtro, dentro de uma mesma carreira, que é o intervalo de tempo do início de operação, até a regeneração do leito filtrante.

Um dos aspectos mais importantes da filtração intermitente é a carreira do filtro, isto é, o tempo entre duas regenerações consecutivas do meio filtrante.

Observou-se que as carreiras ocorridas neste trabalho, foram superiores às verificadas na literatura, e variaram com as características do meio filtrante e as taxas de aplicação hidráulica, mas principalmente com relação, ao meio filtrante.

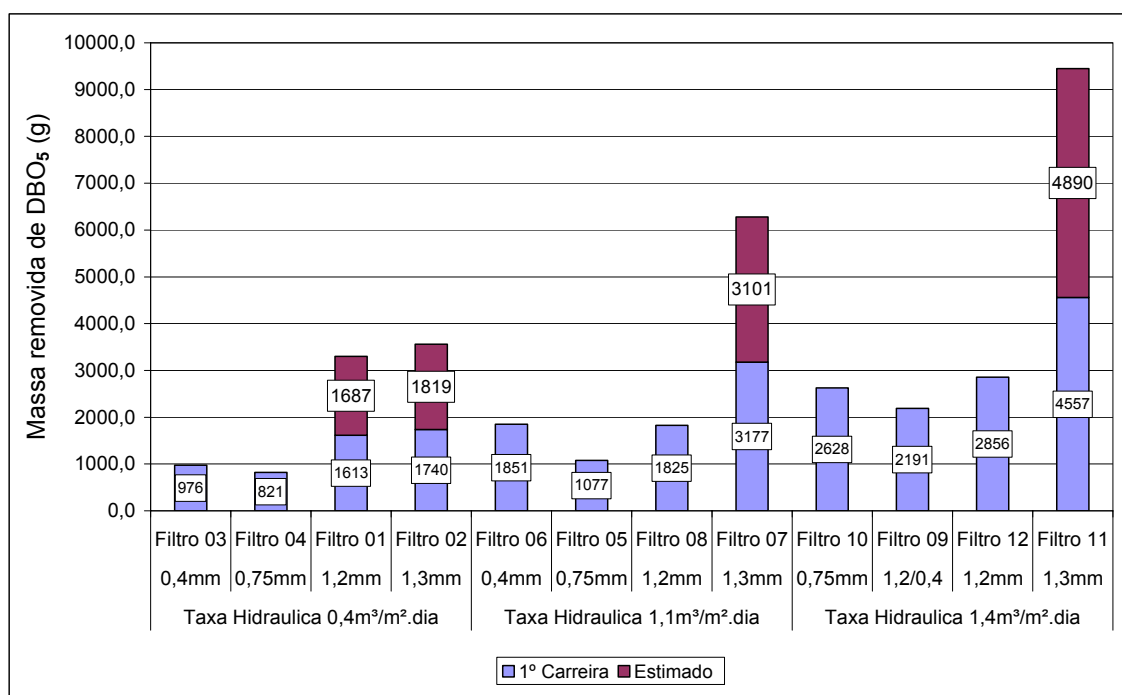


Figura 4.37 - Carga Removida de DBO para cada Filtro na Primeira Carreira

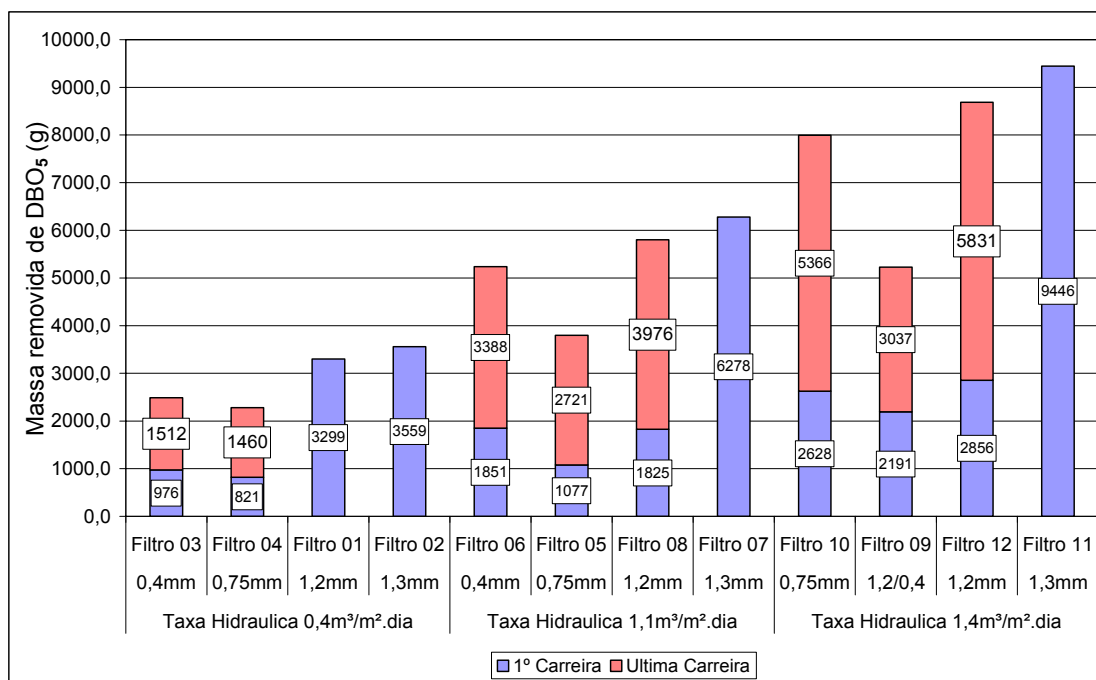


Figura 4.38 - Carga removida de DBO<sub>5</sub> para cada Filtro na primeira e na última carreiras.

A primeira carreira se dá entre o início da operação, até o momento da colmatação do leito quando foi retirada a camada superior. Inicialmente removeu-se uma espessura de cinco centímetros, que foi lavada, e armazenada, para ser posteriormente recolocada quando da próxima colmatação, substituindo assim, a camada retirada nesta ocasião.

Na Figura 4.37 a barra inferior na cor azul representa a massa total removida de DBO, calculada pelo produto do volume tratado (teórico, igual a taxa hidráulica multiplicada pelo número de dias operados) e pela remoção de DBO (valor de entrada — afluente, subtraído o valor de saída — efluente) média, para a primeira carreira dos filtros.

A barra superior, em roxo representa a massa que teoricamente foi removida pelos filtros que ainda não haviam colmatado, estando ainda na primeira carreira, já fora do período de monitoramento. Esta remoção foi estimada a partir do volume teoricamente tratado no período, multiplicado pela remoção média alcançada no período de monitoramento. Como o CBR saiu de operação, e o afluente dos filtros passou a ser o efluente de uma simples decanto-digestão que contém mais matéria orgânica, esta é uma expectativa conservadora no aspecto da remoção que possivelmente ocorreu em maior grau.

Observa-se assim, a capacidade de tratamento, com remoção de massa, sem gerar lodo excedente e sem necessitar de manutenção — retirada e regeneração dos leitos — para os filtros que possuem meios filtrantes de maior granulometria, TE de 1,3 mm e altamente uniformes com CU de 1, 13. Isto também ocorre para o filtro com escoria de TE de 1,2 mm, e CU de 1,83, porém com a mais baixa taxa de aplicação, hidráulica de 0,4 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia.

Na Figura 4.38, as barras inferiores, em azul representam a remoção de carga de DBO<sub>5</sub>, para a primeira carreira de cada filtro, e as barras superiores em cor avermelhada representam a massa removida na última carreira, para os filtros que colmataram. Para alguns filtros, esta é a segunda carreira, pois só colmataram uma vez, ao passo que para outros, houve várias colmatações com intervalo de poucos dias. Atribui-se a isso, o fato de que alguns deles ficaram vários dias operando já colmatados, em condições de anaerobiose e falta de respiração endógena. Com isso houve a formação de lodo em camadas mais profundas e como só haviam sido retirados os primeiros cinco centímetros, o lodo remanescente levou à colmatação precoce. Descoberto este fato, passou-se a remover uma camada mais espessa, de dez centímetros, e estes filtros voltaram a operar normalmente.

Quando da última colmatação dos filtros 6, 4 e 3, com um afluente de pior qualidade, isto é, maior carga orgânica, o fato de terem operado vários dias em condições de anaerobiose, levou a formação de lodo nas profundidades de 17 cm, 15 cm, e 15 cm respectivamente. O filtro 6 colmatou dois dias antes que os outros, mas foram regenerados no mesmo dia.

Este fato aponta para o cuidado de que os filtros intermitentes, assim que colmatarem, o que é facilmente percebido pois começa a haver formação de poças sobre o leito filtrante os mesmos devem ser retirados de operação para que não seja formada maior quantidade de lodo nas camadas subjacentes, exigindo maior e mais custosa remoção de areia para ser regenerada.

Observa-se que a remoção teórica da segunda carreira foi maior que a da primeira.

Uma explicação possível é que nesta segunda fase do experimento, as taxas de aplicação hidráulica baixaram, sendo que a que era de 1,1 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia passou para 0,8 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia, e a de 1,4, passou para 1,2 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia. Em direção inversa,

houve um aumento da carga orgânica, pois o CBR foi retirado de operação, havendo apenas uma decantação nas câmaras, que totalizam um volume de seis metros cúbicos, que resulta num tempo de detenção médio de seis horas.

Provavelmente a causa da maior carreira para estes filtros é que foram invertidas as posições das camadas de areia dos filtros 5 e 6, pois inicialmente aquelas de topo contiam um teor de finos maior do que as de baixo.

Também pode ter influído neste aspecto o fato de que na primeira carreira, no início, não havia a recirculação do efluente tratado. Sabe-se que a recirculação promove um melhor desempenho dos filtros intermitentes (VENHUIZEM, 2005). Mesmo encerrado o período de observação da ETE, para esta dissertação, alguns filtros não tinham colmatado.

Estas observações, referentes aos períodos de colmatção, mesmo preliminares, apontam para uma característica interessante dos FILA's que dever ser melhor estudada em futuros projetos.

A seguir, as figuras 4.39 e 4.40 vão mostrar a massa removida de SS em função das carreiras de todos os filtros.

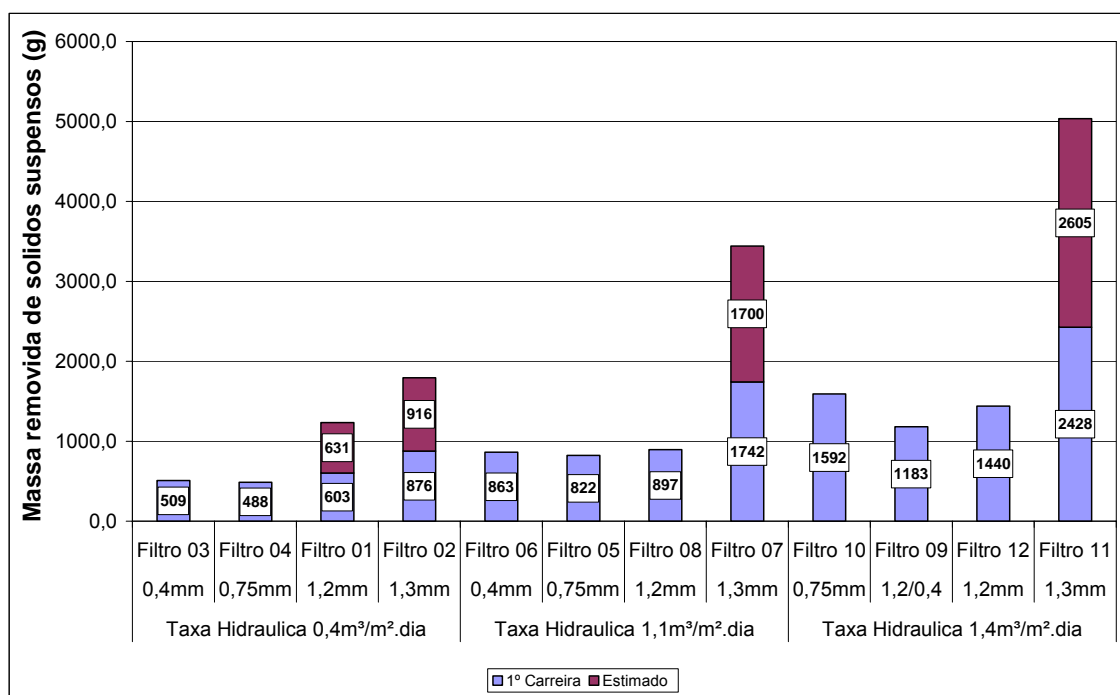


Figura 4.39 - Massa removida de SS para cada Filtro na primeira carreira.

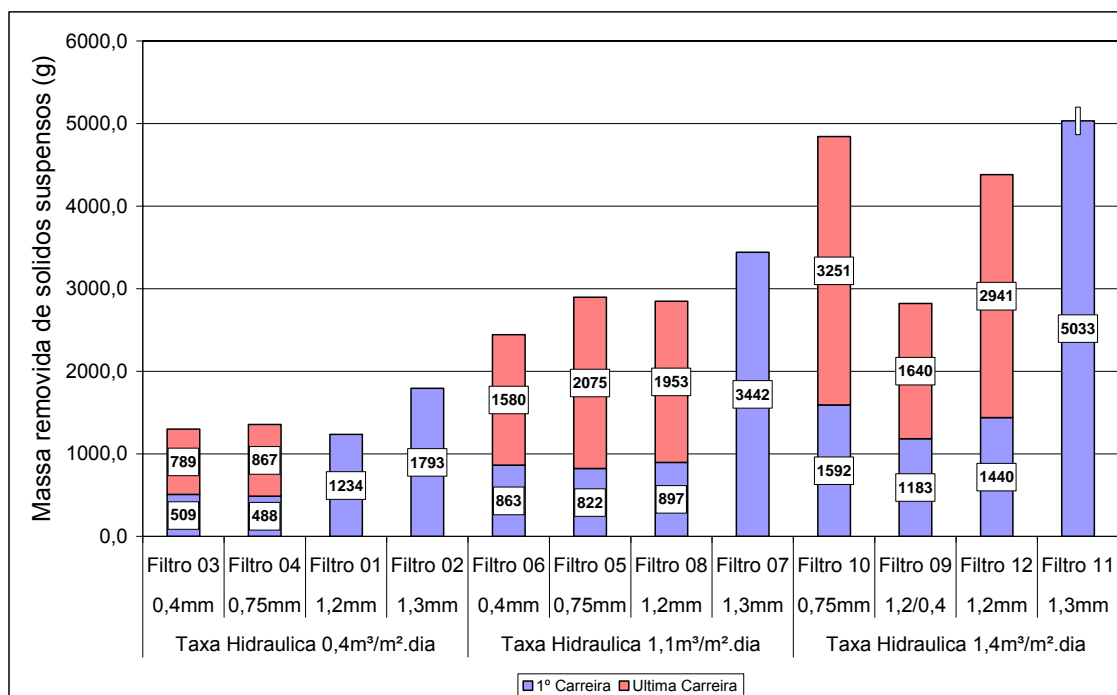


Figura 4.40 - Massa removida de SS para cada Filtro na primeira e na última carreiras.

Na Figura 4.39 é possível observar que os resultados para remoção de massa pelo parâmetro de SS apresentaram o mesmo comportamento que os da DBO.

Os filtros 2, 7, 11, com a areia grossa e o 1 com escoria sob a mais baixa taxa hidráulica de aplicação — como ainda não colmataram e apresentam remoção semelhante aos demais — estão removendo, na primeira carreira, quantidade de massas maiores que os outros, que já encerraram esta, estando numa outra carreira. Ainda que mantenham eficiências de tratamento semelhantes, a remoção de massa é maior, devido ao volume tratado no tempo de operação, ser maior para eles.

Na Figura 4.40, vê-se que a exemplo do verificado para DBO, também para SS a remoção de massa na segunda carreira, após a raspagem da camada colmatada, é maior que a primeira, presumindo-se a manutenção das eficiências, mas ao apresentarem carreira maior, tratam um maior volume de esgoto, sem colmatar.

Como mostram as Figuras 4.41 e 4.42, observa-se uma grande capacidade dos filtros intermitentes em polir consideráveis volumes de esgoto pré-tratado, mesmo quando só uma simples decantação, sem colmatar, sem gerar lodo e sem exigir manutenção.

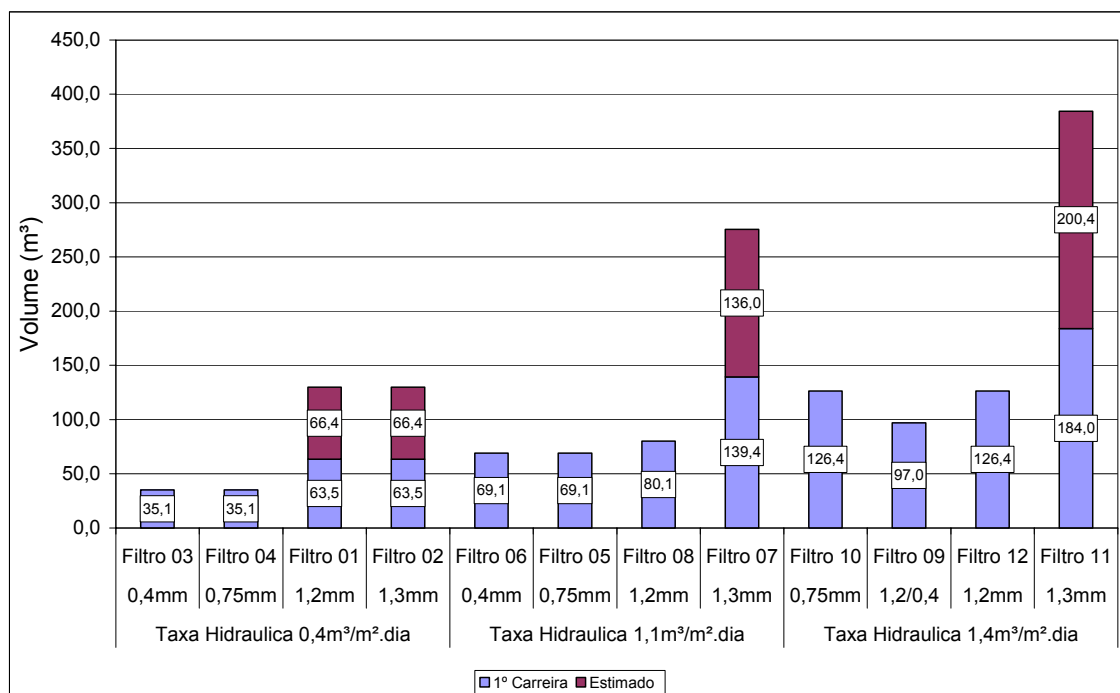


Figura 4.41 - Volume tratado nos filtros na primeira carreira

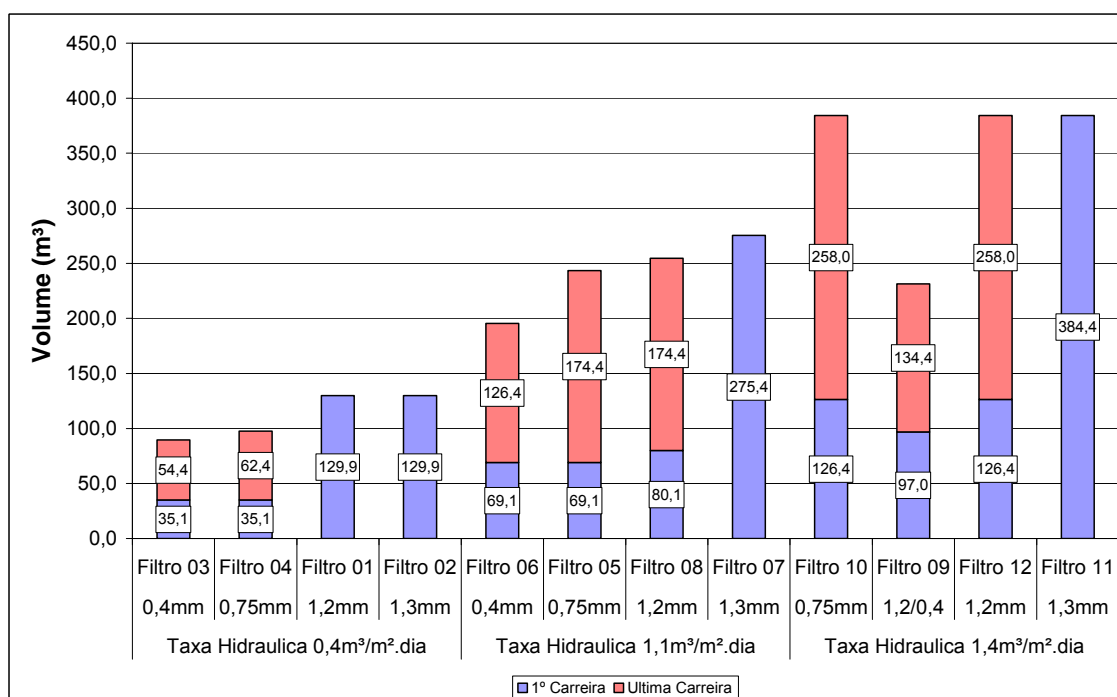


Figura 4.42 - Volume tratado nos filtros na primeira e ultima carreira.



## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1 CONCLUSÕES

Os filtros intermitentes são unidades de tratamento aeróbio, que podem produzir efluentes de boa qualidade praticamente sem gerar lodo, mesmo quando recebem esgotos oriundos de unidades anaeróbias de baixa eficiência de remoção, como os tanques sépticos. Entretanto, os filtros intermitentes não estão aptos, por si sós, para tratar esgotos brutos, que tenham SST e DBO elevados, como na maioria dos casos dos esgotos brutos, mas podem ser utilizados com grandes vantagens sobre outros tratamentos, para polimento final de esgotos pré-tratados por diversas unidades, inclusive as mais simples, como tanques sépticos.

Entre suas vantagens, pode-se relatar o que foi observado e confirmado por esta pesquisa: não geram odores, não geram aerossóis, têm baixo custo operacional, não requerem mão de obra especializada, sua manutenção é simples e econômica, praticamente não geram lodo.

Como desvantagem destaca-se o grande requerimento de área, e cuidados com o sistema de distribuição do esgoto sobre o meio filtrante.

Sem recirculação, pouco removem os nutrientes, desvantagem se for para disposição final em coleção hídrica, mas isso será vantajoso se o reúso agrícola for o seu fim.

Quanto à operação dos FILA's, constatou-se que:

Um dos aspectos mais importantes para estas unidades de tratamento é a aplicação regular, uniforme e o mais fracionada possível (altas frequências, iguais ou maiores que 48 vezes por dia). Isso só poderá acontecer, com a adoção de bons sistemas de distribuição e tanque para abatimento dos picos de vazão. Estes volumes serão aplicados nos períodos de baixa ou nenhuma contribuição no período noturno, de 00:00 às 5:00 horas para edificações residenciais e para unidades comerciais ou escolares, das 22:00 às 7:00 horas.

Nesta pesquisa, as longas carreiras dos filtros intermitentes com leitos de granulometrias elevadas (de 1,0 a 1,4 mm) e muito uniformes ( $CU < 1,9$ ), sem a presença de finos, mostram a possibilidade de tratar esgotos em nível secundário,

praticamente sem gerar lodo, que tem sido um dos principais problemas das ETE's, devido ao alto custo de tratamento, desidratação e destino final, além dos impactos a isso associados. Para o caso da areia grossa, com TE de 1,3 mm, e CU de 1,13, com um ano de operação, não houve colmatação, e nenhuma retirada de lodo que, provavelmente, ocorre devido à respiração endógena dos microorganismos no biofilme.

Esta pesquisa confirmou que o conjunto de tratamento preliminar, seguido de filtros intermitentes, é um sistema de tratamento robusto, de fácil operação e manutenção, pois é constituído por uma unidade que pode ser apenas um simples tanque séptico, tratamento anaeróbio em UASB, ou aeróbio em CBR, reduzindo a carga orgânica e de organismos a concentrações bem razoáveis, compatíveis com os valores aceitos pelos órgãos ambientais.

Para os esgotos provindos de unidade como o CBR, os efluentes finais dos filtros intermitentes apresentaram SS abaixo de 10 mg/l, em 75% das amostras analisadas, e DBO menor que 10 mg/l.

Para as taxas de aplicação empregadas, a eficiência de abatimento de microorganismos foi limitada. Considerando o reúso, com os limites recomendados de menos de 500 UFC/100 ml, será necessária uma desinfecção adicional.

O objetivo de verificar se os filtros intermitentes poderiam abater significativamente organismos patogênicos, foi apenas parcialmente confirmado, pois as concentrações de microorganismos remanescentes nos efluentes dos filtros, acima de 10.000 UFC/100 ml, à exceção de dois deles, ficaram acima dos valores atualmente considerados seguros para reúso, tanto na irrigação como para descargas de vasos sanitários, ainda que não haja legislação sobre este tema, nem consenso sobre os padrões para reúso. Contudo, dadas as características físico-químicas dos efluentes, muito clarificados, estes poderão ser objeto de desinfecção posterior.

Baseado no acompanhamento do desempenho do sistema de distribuição dos esgotos sobre o leito filtrante, em que foram freqüentes os problemas de entupimentos, pode-se concluir que o sistema adotado, de tubos múltiplos com orifícios na geratriz superior, alimentado por bombas de baixas vazão e pressão, não

é satisfatório, como também o de furos na geratriz inferior e os de espinha de peixe, que já haviam sido descartados desde o início do experimento.

Observou-se nos filtros a formação de um material sólido oriundo da mineralização dos compostos presentes no esgoto, mas que é de pequena quantidade, e que quando for removido na lavagem para regeneração da camada superior retirada após colmatação, será encaminhado para a entrada da ETE, neste caso um decantador primário, e sairá junto com o lodo mineralizado desta unidade, nas periódicas retiradas, previstas neste caso, para acontecer anualmente.

Os dados de vazão relacionados com eficiência do tratamento do esgoto, neste trabalho, como no de MENDONÇA(2004) apontaram para a necessidade de equalização do esgoto para a ETE como um todo, incluindo as unidades de pré-tratamento. Isso pode se dar pela ampliação do volume do decantador primário. Por uma questão de custos sugere-se que o tanque de dosagem, aquele que antecede os filtros, seja dimensionado para a função de equalizar vazão, possibilitando a aplicação do esgoto pré-tratado a intervalos regulares, já que tradicionalmente estas unidades já suportam oscilações da vazão afluyente, e os filtros intermitentes geralmente contam com a existência de bombeamento acionado por temporizador, a partir de tanque de dosagem, após o segundo decantador. Isto é particularmente importante, quando há grande oscilação na geração do esgoto, a exemplo de unidades como a EPUFBA.

Os resultados também apontam na direção de que leitos com maior uniformidade, e maiores tamanhos efetivos, por possibilitar melhor reaeração, resultam em maior eficiência na oxidação da matéria orgânica, com baixíssima geração de lodo.

Quanto à confirmação ou não das hipóteses desta pesquisa, conclui-se que:

(a) É possível tratar localmente esgotos — com fins de reúso — com unidades de tratamento econômicas, de fácil operação e manutenção com o uso dos filtros intermitentes; CONFIRMADA

(b) Os filtros intermitentes podem polir esgotos pré-tratados, produzindo um efluente final, com os parâmetros DBO<sub>5</sub> e SS, abaixo de 20 mg/l; CONFIRMADA

(c) Os filtros intermitentes podem abater organismos patogênicos significativamente de modo a permitir o uso do seu efluente para alimentar

descargas de vasos sanitários e mictórios, assim como outros usos menos exigentes em qualidade, a exemplo de irrigação de áreas verdes, jardins, pomares, além de lavagem de pisos, dentre outros; NÃO CONFIRMADA

(d) Aqui nos trópicos, os filtros intermitentes, com meios filtrantes criteriosamente selecionados, podem operar de forma eficiente com taxas de aplicação hidráulicas e cargas orgânicas superiores às relatadas na literatura em unidades existentes no hemisfério norte; CONFIRMADA

(e) Os filtros intermitentes, construídos com meios filtrantes adequadamente selecionados, com grandes Tamanhos Efetivos, operando com elevadas frequências de aplicação do esgoto, podem apresentar longas carreiras de filtração, removendo considerável carga orgânica, praticamente sem gerar lodo; CONFIRMADA

(f) Ao se aumentar a taxa de aplicação hidráulica em leitos filtrantes iguais e mesma frequência de dosagem, haverá uma proporcional redução na eficiência de remoção de contaminantes; NÃO CONFIRMADA

(g) Em filtros intermitentes operados com mesma taxa de aplicação hidráulica, um mesmo afluente, e mesma frequência de aplicação deste, a eficiência de remoção de contaminantes será menor para meios filtrantes com maiores Tamanhos Efetivos (TE); NÃO CONFIRMADA

(h) É viável empregar a escória da metalurgia de cobre da Caraíba Metais S. A., localizada na Região Metropolitana de Salvador (RMS), para ser utilizada como meio filtrante, mediante seleção por peneiramento, com vistas a destinar adequadamente o resíduo final da indústria e obter ganhos econômicos e ambientais em substituição ao uso de areias selecionadas, vindas de jazidas mais distantes; SEM CONCLUSÃO

(i) A retirada, a lavagem e a recolocação da camada superior é um método eficaz e econômico de regeneração do leito filtrante; CONFIRMADA

(j) Um leito filtrante misto com uma camada superior de maior granulometria associada a uma outra mais abaixo com Tamanho Efetivo – TE menor, resultará em significativa melhoria da eficiência de remoção de contaminantes que um outro com apenas uma camada com a maior granulometria, sem diminuir substancialmente a carreira de filtração; NÃO CONFIRMADA

(k) Filtros intermitentes com leitos de maiores Tamanhos Efetivos, terão carreiras maiores que outros com granulometrias menores, se mantidas as freqüências e taxas de aplicação do mesmo afluente CONFIRMADA

## 5.2 RECOMENDAÇÕES

Realizar pesquisas com os seguintes objetivos:

- Desenvolver melhores sistemas de distribuição que garantam a uniformidade e regularidade de aplicação dos esgotos pré-tratados sobre o leito filtrante;
- Incluir mais parâmetros de qualidade que os analisados aqui (DBO, Amônia e Coliformes Termotolerantes e SS) e com maior número de amostras e instantes de coleta, para comprovar a correlação e aderência de curva de mudança de concentração pontual do efluente, à curva de descarga dos filtros intermitentes, para cada ciclo. Comparar o resultado da integração da curva encontrada, com o resultado da análise da amostra composta ou de todo o ciclo, retirando-se uma alíquota de todo volume do ciclo (efluente entre uma aplicação e outra);
- Otimizar a freqüência de aplicação, reduzindo o efeito dos picos de vazão instantânea na descarga, nas proximidades dos quais o efluente tem a pior qualidade, e concomitantemente garantindo tempo suficiente para uma boa aeração do meio filtrante;
- Testar filtros intermitentes com granulometrias mais grossas, e com mantas têxteis e taxas de aplicação mais elevadas, assim como com altas freqüências de aplicação, para efluentes provindos de sistemas mais simples, com o tanque séptico seguido de filtro biológico ascendente, incluindo também um arranjo com recirculação do efluente;
- Testar o uso de mantas plásticas e outros materiais que sejam duradouros, de baixo custo, e fácil retirada e recolocação, para a cobertura dos filtros. Testar filtros com um leito de pedra sobre o meio filtrante, sem cobertura, verificando se não há crescimento de vegetação;
- Solucionar de forma mais econômica a manutenção dos filtros, isto é, a retirada de camada colmatada, e desobstrução do sistema de distribuição. Nesta pesquisa, como a área de cada filtro intermitente era de apenas um metro quadrado,

e por se trata de procedimento experimental com intenso acompanhamento, foi possível realizar as operações de manutenção necessárias. Para unidades de maior porte estes aspectos deverão ser melhor solucionados;

- Testar o uso de câmaras de acumulação, associadas a sifões e comutadores, para produzir intermitência de aplicação de esgotos sobre o leito, para economia de custos com equipamentos e energia elétrica;

- Realizar estudo econômico e ambiental, além dos custos com desidratação e disposição final dos lodos gerados em ETEs, a fim de verificar a relação custo/benefício do uso de Filtros Intermitentes, comparando também com a carga orgânica removida, em relação a outros tratamentos;

- Realizar pesquisa para verificar se existe de fato, a superioridade dos leitos mais uniformes sobre aqueles com uma maior variedade de tamanhos de grãos;

- Testar o uso de filtros com camadas múltiplas, cada uma com grande uniformidade, mesmo que para isso sejam peneiradas por sucessivos pares de peneiras, partindo-se da premissa de que os leitos mais uniformes, isto é, com menor relação  $d_{60}/d_{10}$ , são melhores, tanto em desempenho, quanto em menor risco de colmatação, e apresentando maiores carreiras, aproveitando-se ao máximo a pilha ou jazida. Para efeito de comparação, recomenda-se também que seja simultaneamente operado e acompanhado um filtro que tenha o mesmo material, só que passando pela peneiras extremas, composto por uma só camada, de mesma granulometria, com os grãos dispostos aleatoriamente. Em ambos os casos o material deve ser lavado, e não conter partículas finas.

## REFERÊNCIAS

AISSE, M. M. Tratamento de Efluentes de Reatores Anaeróbicos. 2002, 284f. Vol. I Tese (Doutorado em Engenharia) apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, USP.

ANDERSON; DAMANN, L.; SIEGRIST, Robert L.; OTIS, Richard J. **Tec Assess of Int Sand Filter**, U.S. Environmental Protection Agency (EPA). Municipal Environmental Research Laboratory. Cincinnati, Ohio.1985.

ANDRADE-NETO, C. O.; MELO, H.; OLIVEIRA, F.; MELO-FILHO, C.; PEREIRA, M. Hidroponia forrageira com efluente de filtro anaeróbio. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 22., 2003, Joinville. **Anais...** Rio de Janeiro: ABES, 2003.

ANDREOLI, Cleverson V.; VON SPERLING, Marcos; FERNANDES, Fernando. **Lodo de esgotos: tratamento e disposição final**. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – UFMG; Companhia de Saneamento do Paraná, 2001.

BAHIA. DECRETO Nº. 7.967 DE 05 DE JUNHO DE 2001 (Publicado no D.O.E, em 06/06/2001) Aprova o Regulamento da Lei nº. 7.799, de 07 de fevereiro e 2001, que institui a Política Estadual de Administração de Recursos Ambientais e dá outras providências. Disponível em:  
<<http://www.seia.gov.br/SGDIA/transarq/arquivos/Veja%20abaixo%20as%20Legislacao%20Ambientais/Gestao/20Ambiental/Estadual/Arquivo/decest7967-01.pdf>> Acesso em: 10 nov. 2003.

BAHIA. Lei nº. 7799-01 de 07 de fevereiro de 2001. Institui a Política Estadual de Administração de Recursos Ambientais e dá outras providências. Disponível em:  
<<http://www.seia.gov.br> > Acesso em: 07 nov. 2005.

BALL, J.; DENN, G. **Design of Recirculating Sand Filters Using a Standardized Methodology**. Site Characterization and Design of Onsite Septic Systems. American Society for Testing Materials. Fredericksburg, Virgini, 1997.

BASTOS, R.; **Utilização de esgotos tratados em fertirrigação, hidroponia e piscicultura . Viçosa** – MG: ABES, 2003.

BLUM, J. R. Coppini. Critérios e padrões de qualidade da água. In: **Reúso de água** . São Paulo: Ed. Manole Ltda. cap. 5, p. 125-172, 2003.

BOLLER, M. *et al.* **Dynamic Behavior of Intermittent Buried Filter**. In: Water Science Technology 28 (10), 1993.

BOUNDS, T. **Design criteria for recirculating sand filters**. Design Staff Orenco Systems, Inc. 1994.

BORTONE, G. *et al.* **Innovative Water Saving Systems in Households in Europe.** Disponível em: <http://www.iatc.net/www/html/papers2002.html>. Acesso em 02 jul. 2003

BRISAUD, F.; LESAVRE, J. Infiltration percolation in France: a 10 years experience. In: **Water Science Technology** 28 (10), 1993.

BROSTEL, R. C.; e SOUZA, M. A. A. Uma proposta para Avaliação do Grau de Impacto Ambiental Provocado por Estações de Tratamentos de Esgotos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 23, 2005, Campo Grande. **Anais eletrônicos...** Campo Grande: ABES, 2005.

CHRISTOPHERSON, S.; ANDERSON, J.; GUSTAFSON, D. **Evaluation of recirculating sand filters in Minnesota.** Disponível em: <http://asae.frymulti.com/abstract.asp?aid=6029&t=2>. Acesso em: 11 set. 2004

COHIM, E.; KIPERSTOK, A.; MEIRELES, A. Filtro Intermitente para Remoção de Patogênicos de Efluente de UASB. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 23, 2005, Campo Grande. **Anais eletrônicos...** Campo Grande: ABES, 2005.

COHIM, E. **Polimento de efluente de UASB com filtros intermitentes de areia.** 2006, 117 f. Dissertação (Mestrado em Gerenciamento e Tecnologias Ambientais no Processo Produtivo) – Departamento de Engenharia Ambiental, Universidade Federal da Bahia, Salvador.

CRITES, R.; G. TCHOBANOGLOUS. **Small and Decentralized Wastewater Management Systems.** New York ,The McGraw-Hill Companies, 1998.

DARBY, J. *et al.* **Shallow Intermittent Sand Filtration: Performance Evaluation.** The Small Flows Journal, 2 (1). 1996.

DI BERNANRDO, Luiz (coord.). **Tratamento de água para abastecimento por filtração direta.** Rio de Janeiro: ABES, RiMa, 2003.

DULTRA,F.; KIPERSTOK,A.; CONTREIRAS,F. **Reúso de Esgotos Tratados com Filtro Intermitente de Areia.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 23, 2005, Campo Grande. **Anais eletrônicos...** Campo Grande: ABES, 2005.

EMERICK, R. W. *et al.* **Shallow Intermittent Sand Filtration: microorganism removal.** The Small Flows Journal, 3 (1): 1997, p. 12-22.

FUNDAÇÃO BIO RIO; site <http://www.bdt.fat.org.br/workshop/costa/sumario/sintese>; acesso em 11 jan 2006

GONÇALVES, F. G.; LUDUVICE, M.; SPERLING, M. Remoção da umidade de lodos de esgotos. In: **Lodo de esgotos: tratamento e disposição final** Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – UFMG; Companhia de Saneamento do Paraná. cap. 5. p. 159-257. Série Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias, v. 6, 2001.



GUILLOTEAU, J. *et al.* **Wastewater treatment over sand columns.** In: *Water Science Technology* 28 (10), 1993.

HAMODA, M.; AL-GHUSAIN, I.; AL-MUTAIRI, N. **Sand filtration of wastewater for tertiary treatment and water reuse.** Disponível em <http://www.annalsnyas.org/cgi/content/full/984/1/53>. Acesso em: 17 jun. 2003.

HESPANHOL, Ivanildo. **Reúso Integrado à Gestão de Recursos Hídricos** In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 12, 1997, Vitória-ES. Anais. Disponível em <http://www.usp.br/cirra/arquivos/prof-simposio>. Acesso em: 15 out. 2005.

KIPERSTOK, A. *et al.* **Qualidade mínima para reúso de efluentes domésticos em vasos sanitários:** uma proposta para discussão in IV Simpósio Internacional de Qualidade Ambiental em Porto Alegre/RS-2004.

LATVALA, Arto. Multilayer Intermittent Sand Filter. **Wat. Sci. Tech.**, 28(10), 125-132, 1993.

LARA, A. I.; ANDREOLI, C. V.; PEGORINI, E. S. **Avaliação dos impactos ambientais e monitoramento da disposição final do lodo.** In **Lodo de esgotos: tratamento e disposição final** Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – UFMG; Companhia de Saneamento do Paraná, 2001. cap. 11, p. 465-482. Série Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias, v. 6.

LETTINGA, Gatze, 2001. **Decentralized Sanitation and Reuse: Concepts, systems and implementation.** In: **Environmental protection technologies for sustainable development.** Edited by Piet Lens, Grietje Zeeman and Gatze Letinga. IWA Published. 2001. Disponível em: <http://library.wur.nl/wda/dissertations>. Acesso em 03 ago. 2004.

LIENARD, A.; GUELLAF, H.; BOUTIN, C. **Choice of the sand for sand filters used for secondary treatment of wastewater.** *Water Sci Technol.* Cemagref, Research unit, Chauveau, Lyon, France 2001; 44(2-3):189-96. Disponível em: [http://www.ncbi.nlm.nih.gov/entrez/query.fcgi?cmd=Retrieve&db=PubMed&list\\_uids=11547983&dopt=Abstract](http://www.ncbi.nlm.nih.gov/entrez/query.fcgi?cmd=Retrieve&db=PubMed&list_uids=11547983&dopt=Abstract) Acesso em: 17 set. 2004

LILJESTRAND, H.; PARTEN, S. **Design of on-site treatment systems in caliche soils.** In: **Water Science Technology** 28 (10), 1993.

LOUDON, T. *et al.* **Packed Bed Filters**, Módulo. University Curriculum Project, National Water Resources Capacity Development Project, USA 2003.

MANCUSO, P. C. S.; SANTOS, H. F. **Reúso de Água.** São Paulo: Ed. Manole Ltda, 2003.

MANCUSO, P. C. S.; SANTOS, H. F. **A escassez e o reúso de água em âmbito mundial.** In: **Reúso de Água.** São Paulo: Editora Manole. cap. 1, p. 1-12, 2003,

MCCARTHY, B. *et al.* **Performance of a textile filter, polishing sand filter and shallow trench system for the treatment of domestic wastewater at the Northeast Regional Correction Center.** *Natural Resources Research Institute.* WWBLRE48/Booklet: 28pp. (2001) Disponível em: [http://www.nesc.wvu.edu/nsfc/nsfc\\_new\\_products.htm](http://www.nesc.wvu.edu/nsfc/nsfc_new_products.htm). Acesso em: 18 jun. 2004.

MENDONÇA, P. **Reúso de água em edifícios públicos: o caso da Escola Politécnica da UFBA**, 171 f., 2004 Dissertação (Mestrado em Gerenciamento e Tecnologias Ambientais no Processo Produtivo) – Departamento de Engenharia Ambiental, Universidade Federal da Bahia, 2004. Disponível em: [teclim.ufba.br/curso/monografias/novas/Dissertacao\\_pedro\\_ornelas.pdf](http://teclim.ufba.br/curso/monografias/novas/Dissertacao_pedro_ornelas.pdf). Acesso em: 12 out. 2004.

MENDONÇA, L. **Desidratação térmica e desinfecção química com cal de lodo de reator anaeróbico de manta de lodo (UASB) tratando esgotos sanitários**. 130 f. 1999. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 1999.

METCALF, Eddy. **Wastewater Engineering: Treatment Disposal and Reuse**. New York, USA: McGraw-Hill, 2001.

MIDDLEBROOKS, E. et alli. **Design manual : municipal wastewater stabilization ponds**. Washington, D.C : USEPA, 1983.

MURTHA, N. A.; HELLER, Leo. Avaliação da Eficiência da Filtração Lenta em Areia segundo a Profundidade do Leito Filtrante. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 19, 1997. **Anais eletrônicos...** Foz do Iguaçu, 1997.

NEDER, K. D.; QUEIROZ, T. R.; SOUZA, M. A. A. Utilização de Processos Naturais para Polimento de Efluentes de Lagoas de Estabilização. In: CONGRESSO DE ENGENHARIA SANITÁRIA, 21, 2001. **Anais eletrônicos...** Foz do Iguaçu, 2001.

NETTER, R. *et al.* **Treatment of septic tank effluent in a subsurface biofilter**. In: Water Science Technology 28 (10), 1993.

NIELSEN, J.; LYNNGAARD-JENSEN, A.; HASLING, A. **Purification efficiency of Danish biological sand filter systems**. . In: Water Science Technology 28 (10), 1993.

NUVOLARI, A. (coord.). **Esgoto Sanitário: Coleta Transporte Tratamento e Reúso Agrícola**. São Paulo: FATEC - SP; CEETEPS; Editora Edgard Blücher, 2003.

OLIVEIRA, F.; GONÇALVES, R.. **Principais Tecnologias Empregadas no Polimento do Efluente de Lagoas de Estabilização** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL ABES, 1999.

O&M MANUAL. **STANDARD INTERMITTENT SAND FILTER KITS**. Orenco Systems, 2003

ORTEGA, H. **EQUAÇÕES: Conceitos em forma de equação**. Disponível em: <http://www.unicamp.br/fea/ortega/extensao/equacoes.pdf>. Acesso em: 15 nov. 2005.

PENG, J.; STEVENS, D. K.; YLANG, X. **A pionner project of wastewater reuse in China**. Water Research. Vol. 29, no. 1, pp. 357-363. 1995

PONEZI, A. N. Estratégias para a Redução da Produção de Lodo em Processo de Lodo

Ativado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 23, 2005. Campo Grande. **Anais eletrônicos...** Campo Grande: ABES, 2005.

PHILIPPI JR., Arlindo . **Reúso de água: uma tendência que se firma**. In: **Reúso de água**. São Paulo: Editora Manole, p. XII-XVII, 2003.

REED, Sherwood, C.; CRITES, Ronald W; MIDDLEBROOKS, E Joe. **Natural Systems US Environmental Protection Agency (USEPA)**, 1995.

RHODE ISLAND DEPARTMENT OF ENVIRONMENTAL MANAGEMEN. **Guidelines for the Design and Use of Sand Filters in Critical Resource Areas**,1999. Disponível em: [http://www.uri.edu/ce/wq/owtc/html/owtc\\_sandfil.html](http://www.uri.edu/ce/wq/owtc/html/owtc_sandfil.html). Acesso em: 15 marc. 2005

SABBAH, I. *et al.* **Intermittent sand filtration for wastewater treatment in rural areas of the Middle East –a pilot study**. Water Sci Technol. 2003;48(11-12):147-52,R&D Center-The Galilee Society, PO Box 437, Shefa-Amr 20200, Israel. Disponível em:[http://www.ncbi.nlm.nih.gov/entrez/query.fcgi?cmd=Retrieve&db=PubMed&list\\_uids=14753530&dopt=Abstract](http://www.ncbi.nlm.nih.gov/entrez/query.fcgi?cmd=Retrieve&db=PubMed&list_uids=14753530&dopt=Abstract). Acesso em: 15 abr. 2005.

SADIQ, R.; AL-ZAHRANI, M.; SHEIKH, A.; HUSAIN, T.; FAROOQ, S. **Performance evaluation of slow sand filters using fuzzy rule-based modeling**. Disponível em: [http://www.sciencedirect.com/science?\\_ob=ArticleURL&\\_udi=B6VHC-49VCBS4-1&\\_coverDate=05%2F31%2F2004&\\_alid=333869168&\\_rdoc=1&\\_fmt=&\\_orig=search&\\_qd=1&\\_cdi=6063&\\_sort=d&view=c&\\_acct=C000050221&\\_version=1&\\_urlVersion=0&\\_userid=10&md5=583db8e08e72388550547d04b221f46b](http://www.sciencedirect.com/science?_ob=ArticleURL&_udi=B6VHC-49VCBS4-1&_coverDate=05%2F31%2F2004&_alid=333869168&_rdoc=1&_fmt=&_orig=search&_qd=1&_cdi=6063&_sort=d&view=c&_acct=C000050221&_version=1&_urlVersion=0&_userid=10&md5=583db8e08e72388550547d04b221f46b). Acesso em: 27 mai., 2004.

SOLOMON, C. *et al.* **Intermittent Sand Filter**. US Environmental Protection Agency (USEPA), 1998. Disponível em: <[http://www.nesc.wvu.edu/nsfc/pdf/eti/ISF\\_gen.pdf](http://www.nesc.wvu.edu/nsfc/pdf/eti/ISF_gen.pdf)>. Acesso em: 04 nov. 2003.

SPYCHALA, M.; BLAZEJEWSKI, R. **Sand filter clogging by septic tank effluent**. Water Sci Technol. 48(11-12):153-9, 2003.

USEPA — U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. **Technology Assessment of Intermittent Sand Filters**. Municipal Environmental Research Laboratory. Cincinnati, Ohio, 1985.

\_\_\_\_\_. **Process Design Manual: Onsite Wastewater Treatment and Disposal Systems**, Cincinnati, Ohio. (U.S. EPA Report No. EPA-625/1-80-012),1983.

\_\_\_\_\_. **Manual: Wastewater Treatment/Disposal for Small Communities**. EPA Office of Research & Development, EPA Office of Water. Washington, D.C. EPA/625/R-92/005, 1992.

\_\_\_\_\_. **Design Manual: Municipal Wastewater Stabilization Ponds**, EPA -625/1-83-015, U. S. Environmental Protection Agency, Washington, DC 1983

TCHOBANOGLIOUS, George; Burton, Franklin L. **Wastewater Engineering: Treatment Disposal and Reuse**. Metcalf & Eddy, US McGraw-Hill, 2001.

VENHUIZEN, David. **High-Performance Biofiltration: Where Sand Filters Have Gone.** Disponível em: <[http://www.venhuizen-ww.com/html/papers/hpbf\\_CD6.html](http://www.venhuizen-ww.com/html/papers/hpbf_CD6.html)>. Acesso em 13 out. 2005.

WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF HEALTH. **Office of Environmental Health & Safety (2000)** Disponível em: <http://www.doh.wa.gov/Publicat/publications.htm> Acesso em: 13 mai. 2004

WATER SCIENCE & TECHNOLOGY. **Wetland Systems for Water Pollution Control VIII.** IWA Publishing. Vol. 48 nº 05 2003.

## **APÊNDICE A: Memorial de Cálculo**

## APÊNDICE A: Memorial de Cálculo

### Barragem de Pedra do Cavalo a Estação de Tratamento de Água principal - JULHO de 2003

Volume de água bruta(VB) elevada*	16.855.063 m <sup>3</sup> /mês	0,6461	do total de Salvador
Energia Elétrica(EE) consumida nas estações elevatórias de Pedra do Cavalo*	6.896.718 kwh		
Relação EE/VB	0,4092 kWh/m <sup>3</sup>		
Volume de água distribuída(VD) em SSA *	26.088.356 m <sup>3</sup> /mês		
Energia elétrica(EE) consumida com captação, adução, tratamento e distribuição*	15.088.980 kwh		
<b>Relação EE/VD</b>	<b>0,58 kwh/m<sup>3</sup></b>		

### Usinas de Paulo Afonso

H-altura média de queda	80 m		
Potencia gerada	P(kw) = 0,0063QH		
Vazão(Q) necessária para gerar 1 kwh	Q l/s = kw/0,0063H m	0,0098133	
Rendimento	0,65		
Calculo da Vazão	Q (l/s)=	1,9597	0,0063787
	Q (m <sup>3</sup> /s)=	0,00196	
Consumo de água para gerar 1kwh em Paulo Afonso	Volume(m <sup>3</sup> )=	7,05	
Cada metro cúbico de água fornecida a Salvador, consome		4,08	m <sup>3</sup> de água do Rio S. Francisco

em Paulo Afonso, que irão para o mar logo em seguida, sem outra utilização.

### Consumo de energia elétrica com elevação do esgoto de SSA

Volume de esgoto(VE) elevado	15.081.984 m <sup>3</sup>	0,5781117	
Energia elétrica consumida nas estações elevatórias de SSA	2.733.661 kWh		
<b>Relação EE/VE</b>	<b>0,18 kwh/m<sup>3</sup></b>		
Cada metro cúbico de esgoto elevado em SSA, consome		1,28	m <sup>3</sup> de água do Rio S. Francisco
em Paulo Afonso, que irão para o mar.			
Cada metro cúbico de água não reusado, e lançado no mar, consome em energia elétrica			5,36 m <sup>3</sup> de água
do Rio S. Francisco, e mais 1m <sup>3</sup> do Rio Paraguaçu, indo também para o mar, totalizando		<b>6,36</b>	<b>m<sup>3</sup> de água</b>
doce que deixa de ser usado para atender outros usos, inclusive a irrigação.			
<b>Total (água + esgoto)</b>	<b>0,76 kwh/m<sup>3</sup></b>		

\* Dados fornecidos pela Embasa-Jul 2003

## **APÊNDICE B: Resultados das Amostras Coletadas na Estação**

## ANÁLISE BACTERIOLÓGICA

DATA	Afluentes	FILA 1	FILA 2	FILA 3	FILA 4	FILA 5	FILA 6	FILA 7	FILA 8	FILA 9	FILA 10	FILA 11	FILA 12
15/3/05	2,2E+05	1,0E+00	2,0E+03	1,0E+00	1,0E+00	1,1E+01	1,0E+02	1,0E+03	3,0E+02	1,1E+02	1,2E+03	5,7E+03	1,2E+04
16/3/05	2,2E+05	2,3E+02	1,2E+04	6,0E+00	2,0E+01	2,7E+03	8,6E+02	8,0E+03	4,6E+04	1,2E+04	4,1E+03	2,1E+04	5,4E+04
22/3/05	6,80E+05	2,6E+02	5,5E+03	1,0E+00	1,0E+00	3,9E+03	2,1E+04	1,2E+04	4,4E+03	4,2E+03	1,7E+04	9,8E+03	3,2E+04
23/3/05	3,5E+05	4,0E+00	2,5E+04	1,0E+00	1,0E+00	3,9E+04	1,4E+04	3,0E+04	2,9E+04	2,8E+04	4,6E+04	2,9E+04	9,4E+04
30/3/05	3,1E+06	1,0E+06	3,8E+04	1,0E+00	2,0E+03	9,2E+04	2,1E+06	7,0E+04	3,8E+04	5,3E+04	3,2E+04	1,1E+06	1,2E+06
5/4/05	3,8E+06	5,8E+04	5,6E+04	2,0E+00	2,6E+05	1,5E+05	7,4E+04	2,5E+04	1,1E+05	2,0E+05	2,1E+05	4,8E+04	1,4E+05
6/4/05	6,2E+05	3,8E+01	9,2E+03	2,0E+04	2,9E+03	9,4E+04	6,6E+04	1,5E+04	2,4E+05	1,3E+05	1,5E+05	3,2E+04	2,2E+05
12/4/05	1,20E+06	2,30E+04	1,10E+04	2,00E+00	1,00E+00	7,40E+03	1,10E+05	5,20E+04	2,10E+05	3,0E+05	1,00E+05	1,20E+05	2,80E+05
13/4/05	9,20E+05	1,60E+04	1,40E+03	1,00E+04	3,30E+04	3,20E+04	2,60E+05	9,40E+03	2,20E+05	2,5E+05	1,70E+04	4,90E+03	2,10E+05
19/4/00	1,40E+06	6,00E+04	6,80E+05	1,00E+00	3,00E+05	3,30E+05	2,30E+05	3,60E+05	1,10E+06	8,6E+05	3,70E+05	2,30E+05	3,90E+05
20/4/00	7,0E+05	2,8E+04	1,8E+04	2,8E+01	1,0E+03	1,8E+05	3,2E+04	7,6E+04	2,1E+05	2,1E+05	6,4E+04	5,4E+04	4,3E+05

### DBO

1/3/05	28	11	6	9	13	14	12	13	4	7	16	13	11
8/3/05	27	16	17	13	17	16	17	14	14	11	16	17	18
15/3/05	36	12	5	5	13	21	7	14	11	9	12	11	15
22/3/05	23	7	4	2	4	10	3	7	4	4	6	5	8
29/3/05	49	11	13	4	5	18	11	15	10	12	20	17	
6/4/05	24	4	3	4	11	10	4	6	9	10	11	5	12
12/4/05	35	6	5	13	17	30	8	11	19	19	14	7	19

### DQO

1/3/05	147	130	42,6	87,6	123	130	84,1	102	112	94,6	123	94,6	112
8/3/05	118	135	101	108	125	118	108	101	108	91,3	101	118	108
15/3/05	105	109	78,4	70	105	148	78	98	78	47	98	59	86
22/3/05	104	104	73	75	94	109	75	68	82	74	108	65	63
29/3/05	86,2	48,7	56,2	75	93,7	86,2	48,7	56,2	52,5	45	63,7	56,2	56,2
6/4/05	117	78,2	64	117	132	124	88,9	96	64	88,9	107	81,8	88,9
12/4/05	134	96	65,3	108	123	134	88,3	96	84,5	92,2	96	76,8	96



COR													
DATA	Afluyente	FILA 1	FILA 2	FILA 3	FILA 4	FILA 5	FILA 6	FILA 7	FILA 8	FILA 9	FILA 10	FILA 11	FILA 12
15/3/05	220	140	130	70	110	130	160	150	150	130	150	150	200
22/3/05	220	120	110	70	70	130	130	120	120	120	140	130	140
29/3/05	240	150	150	110	130	200	140	160	110	120	160	150	150
6/4/05	250	150	140	160	160	140	120	120	150	160	140	140	160
12/4/05	260	160	140	140	160	160	160	180	220	200	200	180	250
Fósforo													
1/3/05	13,3	9,33	10,3	11,4	11,6	12,8	11,5	11,7	7,55	9,76	12,8	12,2	9,19
8/3/05	11,8	5,72	8,18	8,96	10,4	10,6	12,6	11,2	6,52	6,38	10,5	8,7	7,38
15/3/05	14	13,6	13,1	14,2	16,5	13,4	13,3	12,4	13	12,4	12,8	11,4	12,8
22/3/05	11,4	12,1	11,4	13,8	14,6	11,4	10,3	13,2	11,7	10,5	10,6	11,6	11,5
29/3/05	14,4	5,72	8,84	11,6	13,1	9,73	8,47	11,8	11,9	10,6	10,9	13,5	11,7
6/4/05	16,7	14,8	15,3	15,1	15,2	15,2	16,1	16	14,1	13,7	15,8	15,3	14,3
12/4/05	13,7	15,5	12,8	13,4	14,3	16,9	15,1	13	14,1	14,9	16,4	15,1	13,6
Nitrato													
22/3/05	25,6	134	114	150	162	140	102	114	112	104	114	106	98
29/3/05	19	59	38	117	95	61,5	31	49	50	40,5	40,5	31,5	37,5
6/4/05	68	121	96	142	198	157	105	155	59,5	71	127	90,5	77
12/4/05	74,5	124	96,5	160	189	201	119	154	83,5	117	155	101	110
Nitrogênio Amoniacal													
15/3/05	86,7	54,6	65,2	54,3	57,5	63,9	71,3	66,8	61,7	63,9	66,2	68,4	66,5
22/3/05	99,6	75,5	74,8	59,7	62	77,1	94,4	74,5	83,1	77,7	84,8	77,1	78
29/3/05	107	42,8	54,3	38,5	37,2	54,6	58,1	50,4	40,5	48,8	62,3	69,4	56,8
6/4/05	157	103	112	106	109	126	125	101	130	130	115	122	131
12/4/05	143	93	111	93	93,8	95,7	105	94,4	109	116	101	107	121

### Nitrogênio Total

DATA	Afluente	FILA 1	FILA 2	FILA 3	FILA 4	FILA 5	FILA 6	FILA 7	FILA 8	FILA 9	FILA 10	FILA 11	FILA 12
1/3/05	200	146	138	164	162	154	148	122	124	134	128	136	126
15/3/05	136	129	135	137	136	144	133	142	137	132	131	135	131
22/3/05	175	175	175	175	175	165	180	180	165	170	175	175	170
29/3/05	90	85	95	128	112	95	70	75	80	85	70	70	70
6/4/05	220	236	220	240	280	260	240	260	170	190	240	190	190
12/4/05	278	226	246	250	244	236	234	252	236	250	238	256	252
pH													
1/3/05	7,76	6,56	6,75	3,66	5,76	5,54	5,71	6,89	6,7	6,19	6,68	6,72	6,76
8/3/05	8	7,15	7,32	6,76	7,23	7	7,04	7,28	7,19	6,98	7,41	7,41	7,43
15/3/05	7,17	5,06	6,22	3,64	4,22	5,68	6,32	6,13	5,75	5,65	6,17	6,25	6,05
22/3/05	7,47	5,25	6,39	3,48	3,67	6,32	6,67	6,36	5,63	5,9	6,32	6,1	6,16
29/3/05	7,91	6,63	7,05	3,88	4,5	6,77	7,05	6,98	6,32	6,51	7	6,98	6,66
6/4/05	7,64	6,52	6,74	6,54	6,53	6,98	7	6,36	7,13	7,11	6,69	6,61	7,16
12/4/05	7,71	6,35	6,63	5,41	4,93	6,35	6,75	6,48	7,02	6,97	6,38	6,68	6,84
Potássio													
1/3/05	56	56	58	64	63	64	63	62	63	63	65	66	64
8/3/05	49	55	50	47	46	52	52	51	53	58	41	49	53
15/3/05	52	52	52	53	52	52	51	50	52	52	52	53	52
22/3/05	48	62	59	58	56	55	54	51	52	49	49	48	48
29/3/05	42	26	29	38	39	38	35	33	35	34	40	36	37

### Sólidos em suspensão

DATA	Afluyente	FILA 1	FILA 2	FILA 3	FILA 4	FILA 5	FILA 6	FILA 7	FILA 8	FILA 9	FILA 10	FILA 11	FILA 12
01/mar	18	8	10,5	9,5	3	13	12,5	18	15	22	8	20	11
08/mar	16,5	9,2	8	14	6	7	10	9	6	7	11,5	6	9
15/mar	9	15,5	5,5	3	12	9,5	5,5	14	14	11	13	11,5	11
22/mar	21	18,5	7,5	6,5	10	7,5	12	6,5	7	10	6	14,5	8,5
29/mar	38	16	10,5	10,5	8,5	16	8,5	8	10	10	18,5	11	16
06/abr	13	10	6,5	5	4,5	8	7	5	10	6,5	5	6	10,5
12/abr	12	9,2	8,8	5,6	6,4	11,2	8,4	8,4	10	11,2	8	4,8	5,2
13/abr	12,3	3,36	5,33	3,47	2	4,93	5,33	9,2	6,93	5,07	4,27	4,4	3,07
14/abr	14,6	7,4	3,07	3,6	3,07	3,47	7,07	3,87	8,27	2,93	1,6	2,13	5,87
15/abr	26,4	6	2,13	3,33	3,47	4,93	5,87	4,4	5,87	5,6	4,13	2,13	8,27
18/abr	28,8	3,8	2	3,6	2,8	2,5	3,2	3,6	2,4	2,6	1	2	3,8

### Turbidez

1-mar	13,2	10,7	6,19	5,21	9,03	10,8	7,23	11,5	13,7	13,4	9,91	9,86	12
8-mar	10,5	11,4	11,1	11,8	10,9	13,2	14,3	15,6	10,2	9,83	10,7	13,1	9,87
15-mar	8,07	9,96	3,83	5,29	10,6	10,6	10,1	6,49	9,39	6,87	7,66	6,07	7,73
22-mar	12,6	14,3	7,68	7,22	9,98	10,1	10,9	6,18	8,42	14,4	6,64	8,4	7,88
29-mar	47,1	11,3	14,2	7,8	16,5	17,9	11,1	14	9,83	9,93	17	16,8	16,8
6-abr	10,3	4,44	2,45	3,85	6,37	3,51	2,45	3,05	4,35	4,29	3,19	2,04	4,37
12-abr	17,5	9,13	4,13	8,15	12,3	11,5	6,58	7,02	8,78	8,85	7,24	6,03	10,8

## **APÊNDICE C: Relatório Fotográfico**

## APÊNDICE C – Relatório Fotográfico

### DESCRIÇÃO DA ESTAÇÃO PILOTO



Vista da esquerda para a direita dos decantadores, do CBR e dos filtros.



Vista do interior do tanque do afluente dos filtros onde as bombas foram instaladas.



Vista do interior do CBR.



Vista das câmaras dos doze filtros cobertas com telhas.



Vista do interior do filtro sem areia, visualizando o sistema interno de coleta do efluente, ao fundo, e o primeiro de distribuição tentado.



Vista lateral da estação com a tubulação de coleta dos efluentes dos filtros.



Vista da saída do efluente de um filtro.



Vista do sistema de distribuição de um filtro de escória.



Vista de uma das câmaras de 1m de largura por 2m de comprimento com 1m de altura e subdivididas em duas com placas de fibro-cimento perfazendo dois filtros com entradas e saídas independentes.



Vista do sistema de distribuição de um filtro de areia.

### A COLMATAÇÃO DO LEITO



Vista superior do filtro no início da colmatação.



Vista superior de um filtro colmatado recebendo esgoto, já inundado.



Vista de um filtro colmatado com a camada de esgoto empoadada.



Vista do CBR com as colméias quebradas, já fora de operação.

## REGENERAÇÃO DO LEITO APÓS COLMATAÇÃO



Vista após a retirada de 10 cm de areia do filtro.



Vista da areia retirada , apresentando cor escura.



Operador colocando a areia em recipiente para lavagem.



Operador jogando água na areia retirada para lavagem.



Operador lavando a areia retirada com lodo.



Após a lavagem, a retirada do líquido com o lodo gerado.





Posteriormente material filtrante é lavado é ensacado.

### MEDIÇÃO DA TAXA DE APLICAÇÃO



Abaixo do sistema de distribuição era colocada uma manta de PEAD e assim coletado o volume aplicado no filtro.



Posteriormente com o auxílio de um Becker era coletado o volume aplicado para medição.



Uma proveta fazia a medição do volume aplicado.

## **APÊNDICE D: Cronograma da Estação Piloto**

	BLOCO 1															
	Filtro 01				Filtro 02				Filtro 03				Filtro 04			
Q <sup>de</sup> dias corridos <sup>(1)</sup>	365				365				365				365			
Q <sup>de</sup> dias operados totais	334				334				298				299			
Q <sup>de</sup> vezes colmatados	0				0				5				4			
Pré-tratamento	CBR			Tanque Séptico	CBR			Tanque Séptico	CBR			Tanque Séptico.	CBR			Tanque Séptico
Taxa hidráulica	0,4m/dia				0,4m/dia				0,4m/dia				0,4m/dia			
Freqüência de aplicação	24x	48x	48x (Com Recirculação)		24x	48x	48x (Com Recirculação)		24x	48x	48x (Com Recirculação)		24x	48x	48x (Com Recirculação)	
Q <sup>de</sup> dias carreira 1	37	32	99	166	37	32	99	166	37	32	28		37	32	28	
Q <sup>de</sup> dias carreira 2											13				13	
Q <sup>de</sup> dias carreira 3											14				14	
Q <sup>de</sup> dias carreira 4											19				21	
Q <sup>de</sup> dias carreira 5												136				135
Q <sup>de</sup> dias carreira 6												19				19

<sup>(1)</sup> De 14/12/2004 até 13/12/2005

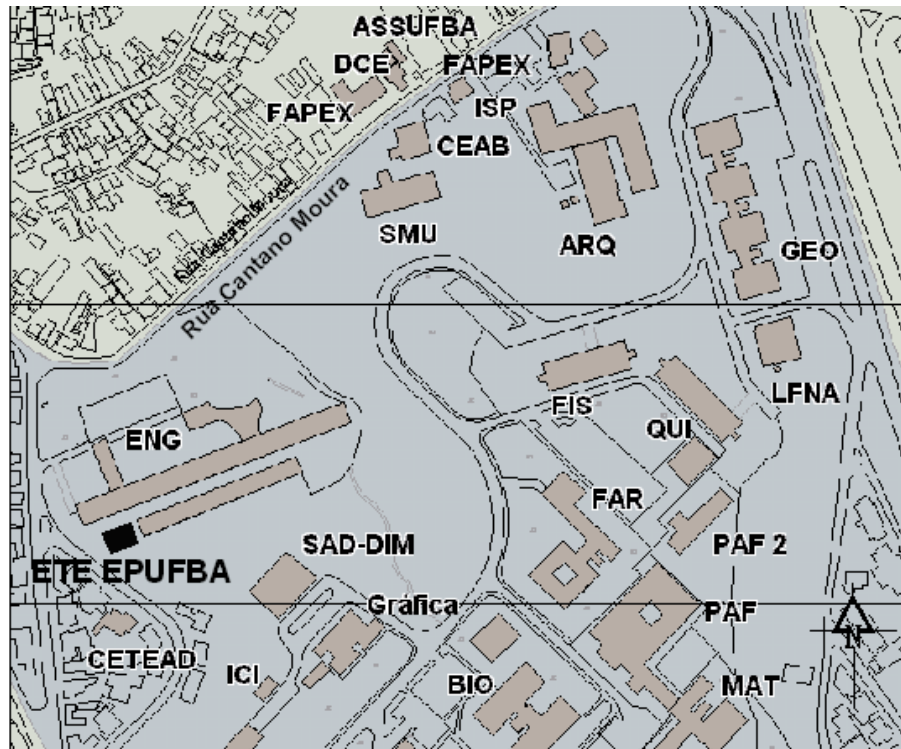
	BLOCO 2																			
	Filtro 05					Filtro 06					Filtro 07					Filtro 08				
Q <sup>de</sup> dias corridos <sup>(1)</sup>	365					365					365					365				
Q <sup>de</sup> dias operados totais	331					294					334					328				
Q <sup>de</sup> vezes colmatados	2					6					0					2				
Pré-tratamento	CBR				Tanque Séptico	CBR				Tanque Séptico	CBR				Tanque Séptico	CBR				Tanque Séptico
Taxa hidráulica	0,4m/dia	1,1m/dia		0,8m/dia		0,4m/dia	1,1m/dia		0,8m/dia		0,4m/dia	1,1m/dia		0,8m/dia		0,4m/dia	1,1m/dia		0,8m/dia	
Frequência de aplicação	24x	48x	48x (Com Recirculação)			24x	48x	48x (Com Recirculação)			24x	48x	48x (Com Recirculação)			24x	48x	48x (Com Recirculação)		
Q <sup>de</sup> dias carreira 1	37	32	18			37	32	18			37	32	47	48	170	37	32	28		
Q <sup>de</sup> dias carreira 2			24	2				5										11	2	
Q <sup>de</sup> dias carreira 3				48	170			9											48	170
Q <sup>de</sup> dias carreira 4									2											
Q <sup>de</sup> dias carreira 5									14											
Q <sup>de</sup> dias carreira 6									21	137										
Q <sup>de</sup> dias carreira 7										19										

<sup>(1)</sup> De 14/12/2004 até 13/12/2005

	<b>BLOCO 3</b>																			
	<b>Filtro 09</b>					<b>Filtro 10</b>					<b>Filtro 11</b>					<b>Filtro 12</b>				
Q <sup>de</sup> dias corridos <sup>(1)</sup>	365					365					365					365				
Q <sup>de</sup> dias operados totais	322					333					333					333				
Q <sup>de</sup> vezes colmatados	3					1					0					1				
Pré-tratamento	CBR			Tanque Séptico		CBR			Tanque Séptico		CBR			Tanque Séptico		CBR			Tanque Séptico	
Taxa hidráulica	0,4m/dia	1,4m/dia	1,2m/dia		0,4m/dia	1,4m/dia	1,2m/dia		0,4m/dia	1,4m/dia	1,2m/dia		0,4m/dia	1,4m/dia	1,2m/dia					
Frequência de aplicação	24x	48x	48x (Com Recirculação)		24x	48x	48x (Com Recirculação)		24x	48x	48x (Com Recirculação)		24x	48x	48x (Com Recirculação)					
Q <sup>de</sup> dias carreira 1	37	32	28		37	32	49		37	32	49	48	167	37	32	49				
Q <sup>de</sup> dias carreira 2			13					48	167								48	167		
Q <sup>de</sup> dias carreira 3				48	52															
Q <sup>de</sup> dias carreira 4					112															

<sup>(1)</sup> De 14/12/2004 até 13/12/2005

## **APÊNDICE E: Mapa de Localização da Estação Piloto**



## **ANEXO A: Consumo de Energia Elétrica – OME- EMBASA**





Embasa

Kwh 2.733.661,00

CONSUMO DE ENERGIA ELÉTRICA - OME		
UNIDADE CONSUMIDORA	CONSUMO kwh -R\$	ANO: 2003
		jul/03
5575761 EE PITUBA	kwh	110.800
	R\$	22.297,34
	R\$/kwh	0,201
0027785689 PRAIA DO AEROCUBE	kwh	5.513
	R\$	1.727,69
	R\$/kwh	0,313
4972627 EE ONDINA	kwh	84.000
	R\$	17.652,20
	R\$/kwh	0,210
70010631 EBR	kwh	
	R\$	
	R\$/kwh	#DIV/0!
0025592204 EE BARRA CENTER	kwh	4.917
	R\$	1.543,72
	R\$/kwh	0,314
0001252003 EE BARRA	kwh	19.680
	R\$	6.100,61
	R\$/kwh	0,310
0023433559 EE DERBA	kwh	100
	R\$	32,62
	R\$/kwh	0,326
0000667684 EE 1 COL. DE PITUAÇU	kwh	
	R\$	
	R\$/kwh	#DIV/0!
0006056148 EE 2 COL. DE PITUAÇU	kwh	611
	R\$	203,63
	R\$/kwh	0,333
6684840 FINAL COL. DE PITUAÇU	kwh	
	R\$	
	R\$/kwh	#DIV/0!
0025281390 EE PACIÊNCIA	kwh	550
	R\$	183,29
	R\$/kwh	0,333
0027785670 PRAIA DE ARMAÇÃO	kwh	475
	R\$	158,30
	R\$/kwh	0,333
0032845541 EE CASA DO COM.	kwh	1.022
	R\$	340,62
	R\$/kwh	0,333
30017340 EE REVERSÃO IGUATEMI	kwh	
	R\$	
	R\$/kwh	#DIV/0!
29430217 PQ. CAST. BRANCO	kwh	2.980
	R\$	678,20
	R\$/kwh	0,228
27480470 AEROCUBE S. MARCOS	kwh	28.372
	R\$	5.945,88
	R\$/kwh	0,210
27441211 EE ARMAÇÃO DEL REY	kwh	8.077
	R\$	2.089,14
	R\$/kwh	0,259
70010437 E.C.P.	kwh	1.729.746
	R\$	276.853,59
	R\$/kwh	0,160
0032624685 CAPTAÇÃO DESAL	kwh	12.735
	R\$	3.956,91
	R\$/kwh	0,311
0034660956 EE FONTE DO BOI	kwh	3.453
	R\$	1.091,90
	R\$/kwh	0,316
35482563 EE PENINSULA I	kwh	1.525
	R\$	496,71
	R\$/kwh	0,326
0034041814	kwh	6.633



Embasa

Kwh 2.733.661,00

CONSUMO DE ENERGIA ELÉTRICA - OME		
UNIDADE CONSUMIDORA	CONSUMO kwh -R\$ R\$	ANO: 2003
		jul/03
EE PENINSULA III	R\$/kwh	2.047,53 0,309
33523734	kwh	614
EE INDEPENDÊNCIA	R\$	227,36
	R\$/kwh	0,370
0033517262	kwh	3.609
EE JARAGUÁ	R\$	1.168,61
	R\$/kwh	0,324
0033523742	kwh	5.152
EE EE FINAL L. F	R\$	1.644,89
	R\$/kwh	0,319
0033980450	kwh	750
EE	R\$	286,12
HORTO	R\$/kwh	0,381
0034497400	kwh	390
EE	R\$	120,37
VITÓRIA	R\$/kwh	0,309
0034724539	kwh	492
EE	R\$	151,86
FAVELA MUDANÇA	R\$/kwh	0,309
0033879555	kwh	1.651
EE	R\$	509,64
PENINSULA II	R\$/kwh	0,309
0035482555	kwh	982
EE	R\$	327,28
EE IX BOA VIAGEM	R\$/kwh	0,333
0035482563	kwh	
EE	R\$	
PENINSULA I.2	R\$/kwh	#DIV/0!
0035482547	kwh	3.403
EE	R\$	1.076,40
COREMA II.1	R\$/kwh	0,316
0203006772	kwh	5.585
EE	R\$	1.749,91
MORRO DO CRISTO	R\$/kwh	0,313
0200651995	kwh	136
EE	R\$	45,30
PONTA DO HUMAITÁ	R\$/kwh	0,333
0200380924	kwh	1.733
EE	R\$	560,95
ESTA DO BONFIM	R\$/kwh	0,324
0200463730	kwh	3.423
EE	R\$	1.082,57
PEDRA FURADA	R\$/kwh	0,316
0204359075	kwh	33.780
EE	R\$	7.346,57
EE ROMA	R\$/kwh	0,217
0204598436	kwh	27.798
EE	R\$	7.170,06
TUBARÃO PA 1	R\$/kwh	0,258
0204465665	kwh	11.487
EE	R\$	2.736,38
PÇ S TOME PARIPE	R\$/kwh	0,238
203582501	kwh	346
EE	R\$	112,25
TERM HIDROV - E.E. AT-2	R\$/kwh	0,324
0203992033	kwh	22.969
EE	R\$	6.027,04
RUA G	R\$/kwh	0,262



Embasa

Kwh 2.733.661,00

CONSUMO DE ENERGIA ELÉTRICA - OME		
UNIDADE CONSUMIDORA	CONSUMO kwh -R\$ kwh	ANO: 2003
		jul/03
0204048916	kwh	114.621
EE	R\$	23.208,03
TROBOGY	R\$/kwh	0,202
201932777	kwh	100
PARQUE DO	R\$	33,31
LOBATO	R\$/kwh	0,333
0204598754	kwh	28.372
EE	R\$	6.786,68
SESI PA/PP	R\$/kwh	0,239
0204782784	kwh	1.708
EE	R\$	553,20
EE BRAHMA PP1	R\$/kwh	0,324
0203991193	kwh	2.203
EE	R\$	705,99
V DOS SARGENTOS	R\$/kwh	0,320
204467587	kwh	4.682
EE	R\$	1.703,52
S TOMÉ PARIPE II	R\$/kwh	0,364
203991800	kwh	2.563
EE	R\$	991,97
STELLA MARIS	R\$/kwh	0,387
204841365	kwh	907
EE	R\$	302,29
NOVOS ALAGADOS	R\$/kwh	0,333
204331537	kwh	2.375
EE	R\$	759,08
EE VALERIA II	R\$/kwh	0,320
204048215	kwh	6.370
EE	R\$	2.467,79
PASSA VACA	R\$/kwh	0,387
EE	R\$	21.000,20
ÁGUA DE MENINO	R\$/kwh	0,225
204343942	kwh	114.723
EE	R\$	22.921,28
PITUAÇU	R\$/kwh	0,200
205014659	kwh	29.964
EE	R\$	7.821,31
COBRE	R\$/kwh	0,261
202890733	kwh	1.430
EE	R\$	467,39
URUGUAI	R\$/kwh	0,327
204493014	kwh	98
EE	R\$	499,68
MARTINIANO BONFIM	R\$/kwh	5,099
203991584	kwh	3.245
EE	R\$	1.027,63
QUIOSQUE JANAINA	R\$/kwh	0,317
204720070	kwh	477
EE	R\$	158,97
PREMOL E.E AT 4	R\$/kwh	0,333
205774297	kwh	309
EE	R\$	102,98
CAB I	R\$/kwh	0,333
205774564	kwh	100
EE	R\$	33,03
CAB II	R\$/kwh	0,330
205747435	kwh	100
EE	R\$	32,80
CAB IV	R\$/kwh	0,328



Embasa

Kwh 2.733.661,00

CONSUMO DE ENERGIA ELÉTRICA - OME		
UNIDADE CONSUMIDORA	CONSUMO kwh -R\$ kwh	ANO: 2003
		jul/03
205774793		100
EE	R\$	32,85
CAB III	R\$/kwh	0,329
205097600	kwh	776
EE VILLAGES ITAPARICA	R\$	258,63
EE I	R\$/kwh	0,333
205098275	kwh	100
EE	R\$	32,62
INEMA	R\$/kwh	0,326
203855079	kwh	45.986
EE	R\$	10.242,03
LOBATO	R\$/kwh	0,223
205857206	kwh	21.933
EE	R\$	4.892,82
PLATAFORMA 03	R\$/kwh	0,223
205888098	kwh	38.639
EE	R\$	7.848,78
PRAIA GRANDE	R\$/kwh	0,203
205895167	kwh	1.088
EE	R\$	361,84
SÃO MARCOS	R\$/kwh	0,333
205770771	kwh	100
EE	R\$	33,01
EE SEPLANTEC	R\$/kwh	0,330
205856633	kwh	14.081
EE	R\$	3.816,17
PLATAFORMA 05	R\$/kwh	0,271
205982361	kwh	553
EE	R\$	184,30
S.J. DO CABRITO	R\$/kwh	0,333
205834249	kwh	452
EE	R\$	150,64
EE SÃO MARCOS II	R\$/kwh	0,333
206107057	kwh	204
EE	R\$	67,98
EE ALAGADOS II	R\$/kwh	-
206136049	kwh	6.003
EE	R\$	1.878,94
EE M SALVADOR	R\$/kwh	0,313
206197072	kwh	12.313
EE	R\$	3.469,32
EE ITACARANHA	R\$/kwh	0,282
203393350	kwh	8.029
EE	R\$	2.504,30
EE MASSARANDUBA	R\$/kwh	0,312
206223634	kwh	375
EE	R\$	124,97
ORLANDO MOSCOSO	R\$/kwh	0,333
207692417	kwh	1.153
EE	R\$	381,88
PITUAÇU	R\$/kwh	0,331
203877994	kwh	1.334
EE	R\$	437,76
VILA BRANDÃO	R\$/kwh	0,328
200087160	kwh	1.219
EE	R\$	402,26
P. DOS MACACOS	R\$/kwh	0,330
208344730	kwh	2.262
EE	R\$	724,20



Embasa

Kwh 2.733.661,00

CONSUMO DE ENERGIA ELÉTRICA - OME		
UNIDADE CONSUMIDORA	CONSUMO kwh -R\$ R\$/kwh	ANO: 2003
		jul/03
<b>CAMPO GRANDE</b>		
208373048	kwh	157
<b>EE</b>	R\$	50,92
<b>HUGO WILSON</b>	R\$/kwh	<b>0,324</b>
208341383	kwh	6.535
<b>EE</b>	R\$	2.043,15
<b>CAIRÚ</b>	R\$/kwh	<b>0,313</b>
208344803	kwh	100
<b>EE</b>	R\$	32,62
<b>LARGO DO TANQUE</b>	R\$/kwh	<b>0,326</b>
207062529	kwh	425
<b>EE</b>	R\$	141,63
<b>SOLAR DO UNHÃO</b>	R\$/kwh	<b>0,333</b>
208876929	kwh	16.646
<b>EE</b>	R\$	4.095,88
<b>FABAC</b>	R\$/kwh	<b>0,246</b>
208828185	kwh	
<b>EE</b>	R\$	
<b>CABRITO</b>	R\$/kwh	<b>#DIV/0!</b>
<b>Contas Eventuais</b>		
	kwh	2.733.661
<b>TOTAL</b>	R\$	<b>511.530,07</b>
	R\$/kwh	<b>0,187</b>

OBS:

1. O VALOR TOTAL (R\$) DEVERÁ SER O MESMO APRESENTADO NO RELATÓRIO ACOMPANHAMENTO DAS METAS
2. CASO HAJA INCLUSÃO, EXCLUSÃO OU ALTERAÇÃO NAS UNIDADES O RELATÓRIO DEVERÁ SER ALTERADO, COM CUIDADO ESPECIAL NAS CÉLULAS COM FÓRMULA, E COMUNICADO À OM.



**UFBA**  
**UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA**  
**ESCOLA POLITÉCNICA**

**DEPTº DE ENGENHARIA AMBIENTAL - DEA**

**MESTRADO PROFISSIONAL EM GERENCIAMENTO E  
TECNOLOGIAS  
AMBIENTAIS NO PROCESSO PRODUTIVO**

Rua Aristides Novis, 02, 4º andar, Federação, Salvador BA  
CEP: 40.210-630

Tels: (71) 3235-4436 / 3283-9798

Fax: (71) 3283-9892

E-mail: [cteclim@ufba.br](mailto:cteclim@ufba.br) / [steclim@ufba.br](mailto:steclim@ufba.br)

Home page: <http://www.teclim.ufba.br>