

# REMOÇÃO DE MATÉRIA ORGÂNICA, COLIFORMES TOTAIS E NITRIFICAÇÃO NO TRATAMENTO DE ESGOTOS DOMÉSTICOS POR FILTROS DE AREIA

## ORGANIC MATTER AND TOTAL COLIFORM REMOVAL AND NITRIFICATION IN THE TREATMENT OF DOMESTIC WASTEWATER BY SAND FILTER

ADRIANO LUIZ TONETTI

Doutorando em Saneamento e Ambiente pela Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo - UNICAMP

BRUNO CORAUCCI FILHO

Professor Titular da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo - UNICAMP

RONALDO STEFANUTTI

Doutor em Ciências pelo CENA-USP

ROBERTO FEIJÓ DE FIGUEIREDO

Professor Titular da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo - UNICAMP

CAMILLA CRISTINA OKANO SÃO PEDRO

Aluna de iniciação científica do Instituto de Biologia - UNICAMP

Recebido: 11/03/04 Aceito: 24/06/05

### RESUMO

Segundo o IBGE (2000), 73% dos municípios brasileiros possuem menos de 20.000 habitantes, que em sua maior parte vive na zona rural ou em pequenos núcleos urbanos. Quase a totalidade dos esgotos destas cidades é lançada nos corpos hídricos, contribuindo com o agravamento dos problemas de saúde pública e ambiental. Esses danos podem ser minimizados com o emprego de sistemas de tratamento simples, eficientes, sustentáveis e economicamente viáveis. O filtro anaeróbio com recheio de bambu combinado com filtros de areia satisfaria estas exigências, propiciando um efluente adequado para disposição nos cursos d'água ou para reúso, resguardando as fontes de água potável. A aplicação piloto deste método demonstrou que no emprego de baixas cargas de efluente anaeróbio nos filtros de areia havia uma remoção superior a 96% da DBO, adequação na emissão de coliformes totais e uma completa nitrificação. Aumentando-se as cargas, ocorria uma pequena redução da eficiência, no entanto os resultados ainda eram satisfatórios.

**PALAVRAS-CHAVE:** Filtro de areia, filtro anaeróbio, esgoto, pós-tratamento, baixo custo.

### ABSTRACT

According to IBGE (2000) 73% of the Brazilian cities are considered small communities with population smaller than 20,000 inhabitants. The majority of domestic wastewater of these places is normally disposed in rivers with no treatment. As a consequence, the irregular disposal may cause health and environmental problems. To reduce this risk it is necessary to develop treatment systems that are simple, efficient, sustainable and of low cost. The treatment of wastewater using up flow anaerobic filter combined with sand filters would be able to satisfy these exigencies, producing an effluent that could be disposed in rivers or even be reused, safeguarding the sources of potable water. The system achieved BOD removal of 96% and complete nitrification for the application of low loads. The increase of the applied loads caused a reduction in the efficiency; however the final values were still satisfactory.

**KEYWORDS:** Sand filter, up flow anaerobic filter, domestic wastewater, post-treatment, low cost.

### INTRODUÇÃO

O IBGE (2000) estima que do total de distritos brasileiros, 84% lançam os esgotos diretamente nos corpos hídricos e 58% não possuem qualquer tipo de rede coletora. Outro dado demonstra

que 73% destas localidades tem população inferior a 20.000 habitantes, distribuídos pela zona rural e pequenos núcleos urbanos, característica que dificulta e encarece a implantação de métodos convencionais de tratamento de esgotos.

Esta conjuntura agrava os problemas de saúde pública e ambiental e sua melhoria depende, em grande parte, do desenvolvimento de sistemas de tratamento simples, eficientes e adaptáveis às condições econômicas e estruturais destas cidades. Segundo Chernicharo e von

Sperling (1996), entende-se por simplicidade o emprego de métodos naturais menos mecanizados e com baixo custo de construção e operação, além de viáveis e sustentáveis.

Muitos trabalhos foram desenvolvidos neste sentido pela rede PROSAB - Programa de Pesquisas em Saneamento Básico (2004), sendo que um dos métodos pesquisados juntamente com a Unicamp foi o tratamento de esgotos sanitários por filtros anaeróbios com recheio de bambu, primeiramente estudados por Costa Couto (1993). Este sistema possui baixo custo, consome pouca energia e produz uma quantidade mínima de lodo, contudo a remoção de organismos patogênicos, nutrientes e matéria orgânica não atende à legislação brasileira, tornando necessário um pós-tratamento.

A associação deste reator anaeróbio com filtros de areia é uma alternativa que preserva o baixo custo e as mínimas necessidades de operação e manutenção. Existe, também, a possibilidade de dispor o efluente nos cursos d'água ou reutilizá-lo na irrigação ou no consumo não humano, conforme proposto pela Organização Mundial de Saúde (OMS, 1989). Assim, diminuir-se-ia o uso das fontes geradoras de água potável, resguardando-as para empregos mais nobres. Este sistema além de aplicável as pequenas comunidades, também poderia ser adotado nos bairros isolados, zona rural, condomínios e pontos comerciais que margeiam as rodovias.

Destaca-se que o Brasil possui a NBR 13969 (1997), que especifica o projeto deste tipo de tratamento. No entanto, os padrões construtivos e operacionais estabelecidos estão abaixo das possibilidades que este conjunto realmente possui. Como exemplo, esta norma estabelece uma taxa de  $100 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$  como limite para a aplicação do afluente anaeróbio sobre a superfície do filtro de areia. Por sua vez, a USEPA (1980), agência ambiental de um país com clima mais frio que o do Brasil, estipula taxas superiores a  $200 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$ . Esta pequena comparação já demonstra a necessidade de pesquisas nesta área, buscando levantar dados mais confiáveis para o aproveitamento deste tipo de tratamento em nosso país.

## METODOLOGIA

Este projeto de pesquisa foi instalado em uma área experimental situada na Estação de Tratamento de Efluentes Graminha, na cidade de Limeira, Estado de São Paulo. O esgoto bruto era proveniente de um bairro residencial e uma parcela do seu fluxo foi bombeada para quatro filtros anaeróbios de formato cilíndrico e volume individual de 500 L, com diâmetro interno de 0,75 m e altura de 1,68 m. O fundo era cônico e separado da região ocupada pelo meio suporte por uma grade de bambu. Esta região funcionava como um compartimento para a distribuição do esgoto. Na Figura 1, está apresentado o esquema e as vistas

5 cm. Após o preenchimento do reator com este material, 71% do volume era de vazios (Camargo, 2000). Estes reatores foram operados sob fluxo ascendente, vazão ascensional de  $2 \text{ Lmin}^{-1}$  e tempo de detenção hidráulica de 3 horas.

Após a passagem pelos filtros anaeróbios, bombeava-se o efluente para uma caixa de homogeneização, a partir da qual era aplicado sobre os filtros de areia. Para a distribuição uniforme do afluente, empregou-se uma placa quadrada de 20 cm de comprimento, feita de madeira e posicionada no centro da camada superficial (Figura 2). Após o lançamento, existia o choque do líquido com esta placa, distribuindo-o homogeneamente. A infiltração para o interior do leito ocorria rapidamente e a coleta dava-se por meio de uma tubulação de saída, existente no fundo dos filtros de areia.

## Filtros de areia

Na construção dos filtros de areia, foi utilizada uma caixa cilíndrica de diâmetro interno de 1,00 m contendo três camadas de materiais posicionadas a partir da base. A primeira possuía 20 cm de espessura e era constituída por brita 4, com diâmetro efetivo ( $D_{10}$ ) de 37,000 mm e coeficiente de desuniformidade ( $C_D$ ) de 2,400. Acima estava a camada formada por brita 1, com  $D_{10}$  igual a 9,600 mm e  $C_D$  de 1,771; tendo 10 cm de profundidade. Estes materiais objetivavam impedir que a areia fosse arrastada para fora do sistema.

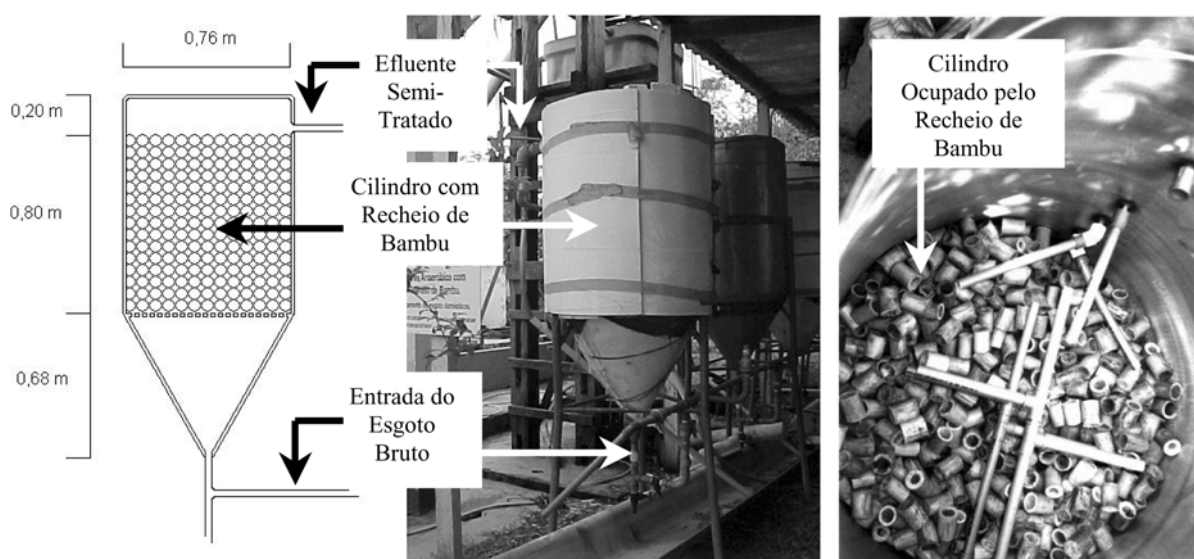
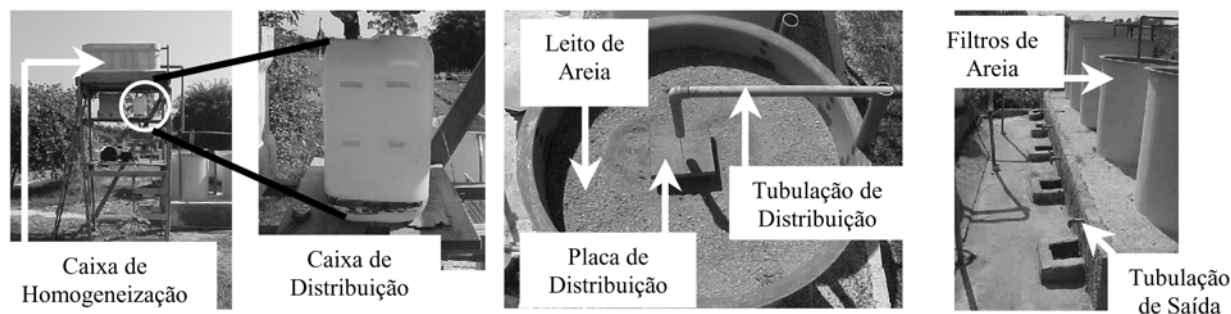


Figura 1 - Esquema de um filtro anaeróbio com leito de bambu e vista interna e externa

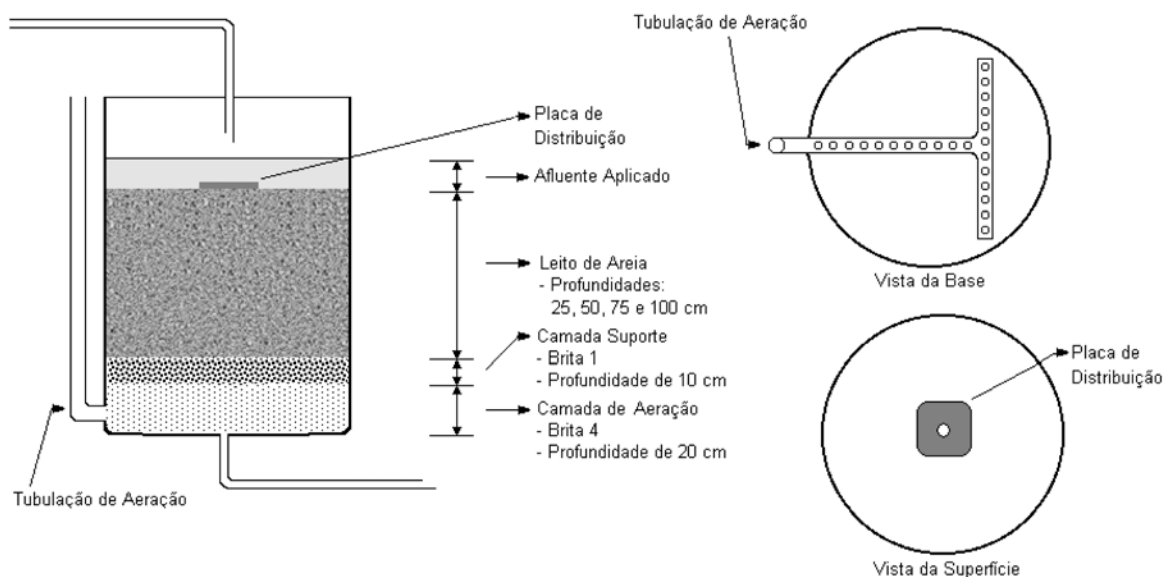


**Figura 2 - Sistema de aplicação do efluente anaeróbio: caixa de homogeneização e de distribuição, placa de distribuição e área de coleta das amostras**

Quanto ao leito de areia, em cada filtro, adotaram-se profundidades diferentes, conforme a Tabela 1. A areia empregada foi a popularmente denominada de areia grossa comercial, com diâmetro efetivo de 0,093 mm e coeficiente de desuniformidade de 4,516 (Tonetti, 2004). Na Figura 3, apresenta-se o esquema dos filtros com a disposição das diferentes camadas.

Tabela 1 - Denominação dos filtros e profundidades do leito de areia

Filtros de areia	Profundidade do leito de areia (m)
F025	0,25
F050	0,50
F075	0,75
F100	1,00



**Figura 3 - Esquema dos filtros de areia**

### Cargas de aplicação

O efluente dos reatores anaeróbios foi aplicado nas cargas de 20, 40, 60, 80 e 100 Lm<sup>-2</sup> sobre as superfícies de cada um dos quatro filtros de areia, todas empregadas em três diferentes frequências.

Na primeira etapa, cada uma delas foi aplicada uma vez por dia, aproximadamente às oito horas da manhã. Durante a segunda parte do projeto, ocorreram duas disposições destas mesmas cargas em dois horários no intervalo de uma hora, ou seja, às 8 e às 9 horas. Finalmente,

eram aplicadas diariamente, em três momentos, observando o mesmo espaço de tempo entre elas. Cada carga, em suas respectivas frequências, foi aplicada pelo período de um mês. Destaca-se que a aplicação do volume correspondente às cargas de afluente anaeróbio dava-se em um

curto intervalo de tempo, com o enchimento e o rápido esvaziamento da caixa de distribuição. Na Figura 2, estão apresentadas as fotos referentes a este sistema de aplicação e também de coleta das amostras.

Em uma situação modelo, a carga de 20 Lm<sup>-2</sup> foi aplicada uma única vez por dia na primeira etapa, pelo período de 1 mês. Ao final deste período, iniciou-se o emprego de 40 Lm<sup>-2</sup>, pelo mesmo prazo de estudo. Este procedimento repetiu-se até a disposição de 100 Lm<sup>-2</sup>. Logo após, iniciou-se a segunda etapa, quando se deu a aplicação das mesmas cargas duas vezes ao dia, no intervalo de 1 hora, perfazendo no caso da carga de 20 Lm<sup>-2</sup>, uma taxa de 40 Lm<sup>-2</sup>dia<sup>-1</sup>. Por fim, na última etapa, ocorreram três aplicações diárias, totalizando a taxa de 60 Lm<sup>-2</sup>dia<sup>-1</sup>. Na Tabela 2, está apresentada a relação das cargas aplicadas e as respectivas taxas diárias.

### Coleta de amostras e análises laboratoriais

Semanalmente, foram coletadas amostras dos seguintes pontos: esgoto bruto, afluente e efluente dos filtros de areia, ressaltando-se que o afluente dos filtros de areia era correspondente ao efluente dos filtros anaeróbios. Os procedimentos para análise adotados foram baseados no Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater (APHA/AWWA/WEF, 1998). As únicas exceções referem-se aos compostos nitro-

Tabela 2 - Cargas aplicadas nas diferentes etapas e correspondência com a taxa diária

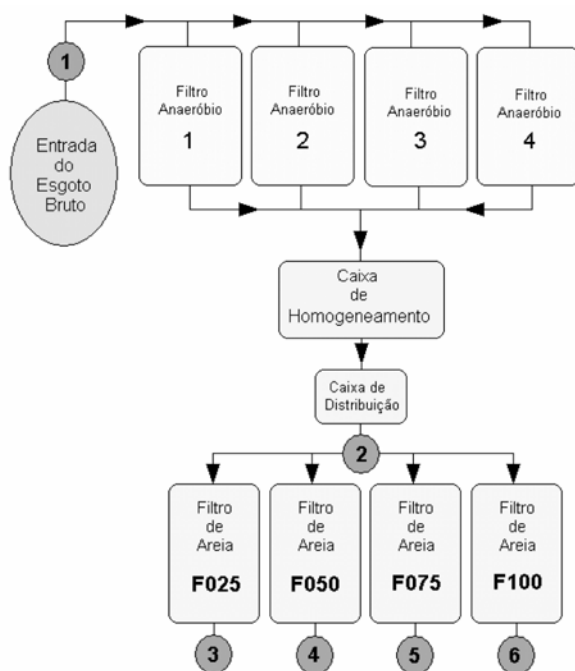
Etapa ou frequência de aplicação	Carga (Lm <sup>-2</sup> )	Taxa diária equivalente (Lm <sup>-2</sup> dia <sup>-1</sup> )
1	20	20
	40	40
	60	60
	80	80
	100	100
2	20	40
	40	80
	60	120
	80	160
	100	200
3	20	60
	40	120
	60	180
	80	240
	100	300

genados, em que se empregou o método FIA (Faria e Pasquini, 1991). A análise estatística dos dados de DBO foi feita por meio da variância e do teste de comparação de médias (Tukey 5%) do programa Bioestat (Ayeres et al, 2003).

Na Figura 4 está apresentado, de forma esquemática, este projeto de pesquisa, assim como os diversos pontos de coleta das amostras.

### RESULTADOS

Os filtros anaeróbios com recheio de bambu foram operados por um período de dois anos, gerando resultados estáveis ao longo deste prazo. Destaca-se que, antes do início da operação dos filtros de areia, os reatores anaeróbios já haviam passado pelo período de partida. Quanto aos leitos de areia, no princípio da aplica-



- 1 - Esgoto bruto;
- 2 - Efluente do conjunto dos filtros anaeróbios ou afluentes dos filtros de areia;
- 3 - Efluente do filtro de areia F025;
- 4 - Efluente do filtro de areia F050;
- 5 - Efluente do filtro de areia F075;
- 6 - Efluente do filtro de areia F100.

Figura 4 - Esquema do sistema em estudo e pontos de coleta das amostras

ção do afluente anaeróbico, suas superfícies possuíam uma coloração clara e o líquido empregado infiltrava-se em um curto intervalo de tempo. No decorrer de sua operação, houve um escurecimento da superfície que, no entanto, não impedia a rápida infiltração.

## pH

A média do pH do esgoto bruto e do efluente dos filtros anaeróbios foi de respectivamente 7,1 e 7,2, valores estes que demonstram condições adequadas para o equilíbrio do funcionamento destes reatores. Quanto ao efluente dos filtros de areia, podem-se dividir os dados em duas fases delimitadas pela 13ª semana do projeto, conforme exposto na Figura 5. Na primeira fase, o líquido que deixava os leitos de areia teve uma tendência a acompanhar o crescimento do pH do afluente aplicado, sendo que na maioria dos casos, os valores dos efluentes dos quatro filtros eram superiores aos do afluente.

Uma explicação para este comportamento pode ser a formação de compostos presentes no leito de areia responsáveis pelo tamponamento químico do meio. Nas primeiras aplicações de afluente, correspondente a pequenos volumes, esses compostos tiveram influência no

valor do pH, que assumiu valores superiores a sete. A atuação deste tampão químico nas três menores cargas foi tão efetiva que, mesmo tendo ocorrido um grande processo de nitrificação e o conseqüente consumo de alcalinidade, conforme será estudado em um item posterior, observou-se o aumento no pH do líquido que deixava os filtros de areia.

No decorrer do projeto, com o aumento das cargas de afluente anaeróbico empregadas, houve o consumo deste tampão. A partir da 13ª semana, a nitrificação passa a ter uma influência preponderante sobre o pH dos efluentes dos filtros de areia, levando-os a valores mais ácidos.

Na disposição de 80 Lm<sup>-2</sup> e 100 Lm<sup>-2</sup> na terceira etapa ocorreu uma aproximação do pH do afluente e efluente dos filtros de areia. Este comportamento pode ser resultante da diminuição da nitrificação e o conseqüente aumento da concentração de nitrogênio amoniacal.

Ao se comparar estes resultados com os limites estabelecidos pelo CONAMA 20 de 1986, que somente permite a emissão em um corpo receptor do líquido cujo pH esteja na faixa compreendida entre 5 e 9, nota-se que, na grande maioria das situações, o sistema estava de acordo com esta legislação.

## Oxigênio dissolvido - OD

A Tabela 3 permite constatar que a concentração média de oxigênio dissolvido no efluente dos filtros anaeróbios era de 1,72 mgL<sup>-1</sup>. Ao ser aplicado nos filtros de areia, ocorreu um acréscimo no OD, superando na grande maioria dos casos 6 mgL<sup>-1</sup>, valor mínimo exigido em corpos d'água de Classe 1 (CONAMA 20, 1986).

Comparativamente, na 1ª e 2ª etapa não foi possível definir o filtro de areia que gerava de forma repetitiva o efluente com o maior ou o menor valor de OD. No entanto, na terceira etapa, quanto mais profundo o leito, maior era a concentração de oxigênio dissolvido no efluente. Este comportamento deveu-se à maior quantidade de poros presentes nos leitos mais profundos, aumentando a superfície de contato entre o ar e o líquido.

Nesta terceira etapa, para um mesmo filtro de areia, o aumento das cargas levava a diminuição do OD no efluente. Pode-se explicar este comportamento pela possibilidade de uma maior interação entre o líquido e o leito na aplicação de pequenos volumes. Nas altas cargas, o afluente infiltrava-se rapidamente e impedia uma adequada oxigenação.

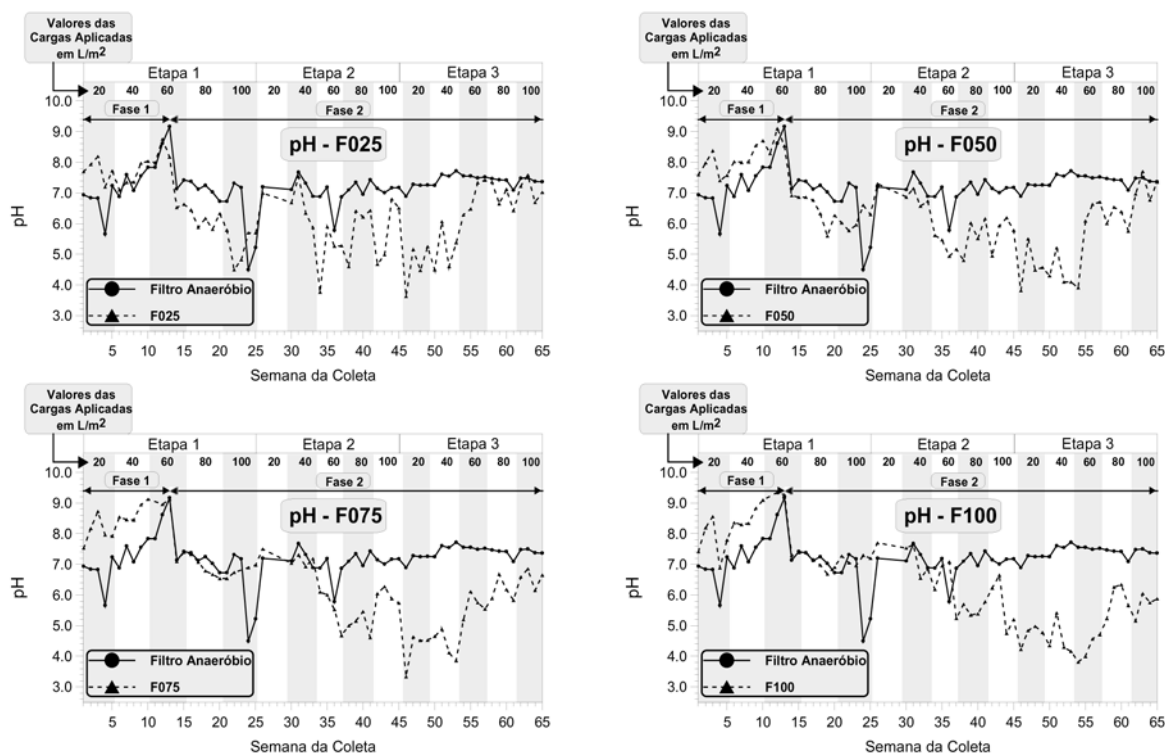


Figura 5 - Variação do pH dos filtros de areia ao longo das semanas de análises

Tabela 3 - Média da concentração de OD ( $\text{mgL}^{-1}$ ) no esgoto bruto, afluente e efluente dos filtros de areia

Carga ( $\text{Lm}^{-2}$ )	Etapa ou frequência	Esgoto bruto	Efluente dos filtros anaeróbios	F025	F050	F075	F100
20	1	2,90	1,52	9,00	9,00	8,98	8,57
40		2,86	1,70	8,71	8,96	8,91	8,70
60		3,09	1,81	7,44	6,78	7,45	7,03
80		3,06	0,94	7,11	6,56	6,95	6,70
100		1,75	1,72	7,34	7,40	7,36	6,30
20	2	2,87	2,30	7,39	7,59	7,60	6,46
40		1,41	0,94	7,16	7,46	7,50	7,46
80		3,08	1,71	8,05	8,39	8,36	8,30
100		1,50	1,40	5,71	6,70	7,80	7,80
20	3	2,22	2,01	7,81	8,05	7,58	7,75
40		3,86	2,69	7,53	7,75	7,87	7,91
60		3,39	2,14	6,81	7,59	7,58	7,65
80		2,26	1,77	5,43	6,64	6,78	6,79
100		2,79	1,48	4,93	5,48	5,93	6,14

## Demanda bioquímica de oxigênio - DBO

A média de DBO no esgoto bruto era de  $298 \text{ mgL}^{-1}$ , enquanto que no efluente dos filtros anaeróbios atingiu  $150 \text{ mgL}^{-1}$ , propiciando uma remoção de 49%. Este baixo percentual, possivelmente foi resultante do pequeno tempo de detenção hidráulico empregado nestes reatores. Deste modo, as concentrações médias do efluente estavam acima da aceita pela legislação do Estado de São Paulo (Decreto 8.468 de 08/09/1976), que impõe o limite de  $60 \text{ mgL}^{-1}$  para a emissão em corpos hídricos.

Conforme a Tabela 4, após a aplicação deste efluente anaeróbio nos filtros de areia, observou-se que o F025 e F050 apresentaram um único valor médio inadequado ao padrão de lançamento paulista, enquanto o F075 e F100 sempre estiveram abaixo de  $60 \text{ mgL}^{-1}$ . Na comparação, o F025 gerou em todas as situações os maiores valores de DBO e o F100 e F075 proporcionaram os menores resultados. Estatisticamente, constata-se que na aplicação de 20 e  $40 \text{ Lm}^{-2}$  nas etapas 1 e 2, os quatro leitos tiveram performances que não se diferenciavam significativamente. Desta forma, no emprego de pequenos volumes de afluente anaeróbio, a profundidade da camada de areia não era um fator que influenciava de maneira relevante o tratamento.

Em praticamente toda a etapa 1 o F050, F075 e F100 não tiveram resultados estatisticamente discrepantes em uma mesma carga. Para o F075 e F100, estende-se esta afirmação a praticamente todo o período da pesquisa. Assim, seria indiferente a escolha de uma destas profundidades de leitos de areia tendo-se em vista o melhor tratamento.

Avaliando-se cada filtro de areia no decorrer do aumento das cargas aplicadas, nota-se um gradativo acréscimo das concentrações médias. No entanto, para o F050, F075 e F100 não ocorreram diferenças estatísticas significativas na DBO de toda a primeira etapa. Este comportamento não se repetiu na segunda etapa, havendo a formação de dois patamares com concentrações significativamente distintas no decorrer do aumento das cargas. No que diz respeito ao F075 e F100, apenas o efluente coletado na carga de  $100 \text{ Lm}^{-2}$  possuía DBO média estatisticamente diferente dos valores encontrados nas outras quatro cargas empregadas. Desta forma, constata-se que os filtros com leitos mais profundos suportaram maiores cargas sem levar a um aumento significativo na matéria orgânica em seus efluentes.

Comparando-se os resultados da aplicação de 20 e  $40 \text{ Lm}^{-2}$  na primeira etapa com os encontrados na segunda, observa-se que apesar do emprego do dobro do volume de afluente anaeróbio, as concentrações de DBO foram meno-

res. Este comportamento pode ser explicado pela ampliação do número de microrganismos adaptados ao processo de tratamento.

Quando ao percentual de remoção, na primeira etapa todos os leitos tiveram resultados superiores a 75%, sendo que no F100, oscilou entre 96% e 99%. Na segunda e terceira etapa, os dados ainda foram bastante expressivos e na aplicação de 20 e  $40 \text{ Lm}^{-2}$  nas três etapas, sempre estiveram acima de 90%, chegando em muitos casos a superar 95%.

No período em que foi realizada a DBO filtrada ( $\text{DBO}_F$ ), o efluente dos filtros anaeróbios teve uma concentração média de  $115 \text{ mgL}^{-1}$ . No que diz respeito aos filtros de areia, os leitos de maiores profundidades propiciaram efluentes com melhor qualidade, conforme a Tabela 5.

Esta remoção de  $\text{DBO}_F$  possibilita concluir que existiu uma ação biológica no tratamento, propiciada pelos microrganismos presentes nos filtros de areia. Caso ocorresse uma remoção exclusivamente física, haveria uma pequena diminuição na concentração da matéria orgânica filtrada. No entanto, todos os leitos proporcionaram uma redução superior a 55%, chegando em alguns casos a 99%.

## Compostos nitrogenados

A média de nitrogênio orgânico no esgoto bruto era de  $46,3 \text{ mgL}^{-1}$  e a de

Tabela 4 - Média da DBO ( $\text{mgL}^{-1}$ ) nos efluentes dos filtros de areia <sup>(1)(2)</sup>

Carga ( $\text{Lm}^{-2}$ )	Etapa	F025		F050		F075		F100					
		DBO	R <sup>3</sup>	DBO	R	DBO	R	DBO	R				
20	1	9	a <sup>1</sup> A <sup>2</sup>	93	3	aA	97	4	aA	96	4	aA	96
40		7	aA	92	3	aA	97	3	aA	97	3	aA	97
60		18	aA	89	3	bA	98	3	bA	98	1	bA	99
80		14	aA	92	11	bA	94	5	bA	97	2	bA	98
100		28	aB	75	16	bA	85	9	bA	91	4	cA	96
20	2	1	aA	98	1	aA	99	1	aA	99	1	aA	99
40		7	aA	91	3	aA	95	3	aA	96	2	aA	97
60		49	aB	62	34	bB	74	10	cA	91	18	cA	86
80		36	aB	84	26	aB	88	18	aA	91	15	aA	93
100		120	aC	50	83	bB	65	51	bB	78	49	bB	79
20	3	17	aA	90	12	aA	92	1	bA	99	3	bA	97
40		58	aB	50	4	bA	95	2	bA	98	1	bB	99
60		48	aAB	68	35	abB	77	15	bAB	90	9	cB	94
80		45	aB	51	35	aB	61	26	bB	71	29	bB	68
100		49	aB	68	36	bB	77	29	cB	81	26	cB	83

1 - Médias seguidas pela mesma letra minúscula na horizontal não diferem entre si (Tukey 5%).

2 - Médias seguidas pela mesma letra maiúscula na vertical não diferem entre si em uma mesma etapa (Tukey 5%).

3 - Remoção em relação ao efluente dos filtros anaeróbios.

Tabela 5 - Média da DBO<sub>F</sub> ( $\text{mgL}^{-1}$ ) nos efluentes dos filtros de areia

Carga ( $\text{Lm}^{-2}$ )	Etapa	F025		F050		F075		F100	
		DBO <sub>F</sub>	Remoção <sup>1</sup>	DBO <sub>F</sub>	Remoção	DBO <sub>F</sub>	Remoção	DBO <sub>F</sub>	Remoção
60	2	5	90	24	55	20	63	22	58
80		16	85	13	88	9	91	6	94
100		60	74	42	82	35	85	28	88
20	3	1	97	1	99	1	99	1	99
40		8	86	1	97	1	97	1	99
60		33	65	21	77	7	91	7	92
80		22	82	23	82	15	87	14	88
100		25	74	21	79	17	82	13	87

1 - Remoção em relação ao efluente dos filtros anaeróbios.

nitrogênio amoniacal atingia  $22,6 \text{ mgL}^{-1}$ . O efluente dos filtros anaeróbios tinha resultados superiores de nitrogênio amoniacal, equivalente a  $47,8 \text{ mgL}^{-1}$  e o nitrogênio orgânico chegava a  $32,5 \text{ mgL}^{-1}$ . O nitrito e o nitrato não excederam a média de  $1,0 \text{ mgL}^{-1}$ .

Após sua aplicação nos filtros de areia ocorreu um grande processo de nitrificação. Na primeira etapa, conforme as Tabelas 6 e 7, os efluentes apresentaram concentrações de nitrogênio total e nitrato muito próximas, indicando a quase completa oxidação da parcela orgânica e

amoniacal. Os maiores valores de nitrogênio amoniacal foram encontrados no emprego de  $80 \text{ Lm}^{-2}$  e, na carga de  $100 \text{ Lm}^{-2}$ , as médias foram reduzidas, sendo que este comportamento repetiu-se em todos os filtros de areia. Possivelmente este comportamento foi resultante do período de um mês de paralisação da aplicação do efluente anaeróbio que antecedeu a maior carga da etapa. Esta inatividade levou ao consumo da matéria orgânica presente nos interstícios do leito, contribuindo para sua melhor oxigenação e conseqüente aumento da concentração de nitrato.

Para a segunda etapa, durante a aplicação de  $20, 40$  e  $60 \text{ Lm}^{-2}$ , também existiu um grande processo de nitrificação. A partir da disposição de  $80 \text{ Lm}^{-2}$ , o nitrogênio orgânico e amoniacal ultrapassaram a média de nitrato. Para o F025 na carga de  $100 \text{ Lm}^{-2}$  a média de nitrogênio amoniacal chegou a  $36,4 \text{ mgL}^{-1}$  e o nitrogênio orgânico a  $24,2 \text{ mgL}^{-1}$ , enquanto que o nitrato não excedeu  $14,8 \text{ mgL}^{-1}$ . Estes resultados mostram a ocorrência de uma nitrificação apenas parcial. Na terceira etapa o aumento da concentração de nitrogênio amoniacal iniciou-se na

Tabela 6 - Concentração média dos compostos nitrogenados ( $\text{mgL}^{-1}$ ) nos filtros F025 e F050

Carga ( $\text{Lm}^{-2}$ )	Etapa	F025					F050				
		$\text{N}_{\text{org}}$	$\text{NH}_4^+$	$\text{NO}_2^-$	$\text{NO}_3^-$	$\text{N}_{\text{Total}}$	$\text{N}_{\text{org}}$	$\text{NH}_4^+$	$\text{NO}_2^-$	$\text{NO}_3^-$	$\text{N}_{\text{Total}}$
20	1	0,1	0,2	0,4	9,4	10,1	0,1	n.d.	0,3	11,0	11,4
40		0,8	0,9	2,3	52,2	56,2	n.d.	0,1	1,4	54,2	55,7
60		2,5	5,8	1,0	56,1	65,4	0,4	0,8	1,7	54,0	56,9
80		0,6	12,9	0,7	66,3	80,5	n.d.	6,6	n.d.	73,4	80,0
100		0,1	6,3	1,0	91,6	99,0	0,2	2,9	0,6	79,5	83,2
20	2	0,5	n.d.	3,6	53,7	57,8	n.d.	n.d.	0,9	53,6	54,5
40		0,1	2,8	0,1	27,2	30,2	0,4	1,2	0,5	32,8	34,9
60		n.d.	7,3	1,7	53,0	62,0	n.d.	2,9	1,2	37,1	41,2
80		n.d.	11,3	3,1	10,3	24,7	0,9	8,7	3,8	27,4	40,8
100		24,2	36,4	n.d.	14,8	75,4	15,3	49,7	n.d.	40,4	105,4
20	3	1,7	4,5	1,9	57,6	65,7	1,0	1,5	n.d.	71,2	73,7
40		0,6	9,1	1,5	31,5	42,7	0,3	5,0	0,6	54,0	59,9
60		4,0	15,5	0,8	9,4	29,7	4,4	5,0	n.d.	17,2	26,6
80		28,4	36,7	1,6	2,0	68,7	6,0	21,0	2,3	16,3	45,6
100		7,8	41,8	2,8	0,5	52,9	19,9	22,3	2,8	2,3	47,3

n.d. – Não detectado pela técnica empregada na análise.

aplicação de  $60 \text{ Lm}^{-2}$ , levando o nitrato a não exceder  $2,0 \text{ mgL}^{-1}$ .

Quanto ao F050, na primeira etapa, também ocorreu um processo acentuado de nitrificação e as concentrações de nitrogênio amoniacal e orgânico sempre foram inferiores às encontradas no efluente do F025, sendo que este comportamento repetiu-se em praticamente todo o projeto. Na segunda etapa, no emprego de  $100 \text{ Lm}^{-2}$ , a concentração média de nitrogênio amoniacal foi superior no F050 e o nitrogênio orgânico teve valores maiores no F025. Assim, apesar da diminuição da nitrificação, o F050 ainda teve a capacidade de transformar uma maior quantidade de nitrogênio orgânico em amoniacal. Na terceira etapa, no F050 a nitrificação não foi eficiente a partir da aplicação de  $80 \text{ Lm}^{-2}$ .

Conforme a Tabela 7, na etapa inicial o F075 apresentou uma nitrificação ainda mais vigorosa. O nitrogênio amoniacal não superou  $3,9 \text{ mgL}^{-1}$ , mesmo na disposição de  $80$  e  $100 \text{ Lm}^{-2}$ . Na segunda etapa, durante a carga de  $100 \text{ Lm}^{-2}$  existiu um aumento da presença de nitrogênio amoniacal e orgânico, a média para estes compostos foi de  $36,0 \text{ mgL}^{-1}$  e  $20,9 \text{ mgL}^{-1}$  respectivamente, não excedendo o nitrato, que chegou a  $42,8 \text{ mgL}^{-1}$ . Estes valores demonstram que quando ocorria o emprego de maiores taxas, ape-

sar da diminuição da nitrificação, ela ainda era superior a encontrada no F025 e F050.

Na terceira etapa, durante a aplicação de  $80$  e  $100 \text{ Lm}^{-2}$ , no F075 ocorreu a diminuição da concentração de nitrato, aproximando-a daquela obtida para o nitrogênio orgânico e amoniacal. Destaca-se que mesmo na maior carga, o nitrato nunca chegou a resultados inferiores  $10 \text{ mgL}^{-1}$ , demonstrando que a nitrificação ainda estava presente, distinguindo-se do ocorrido nos filtros mais rasos. O F100 teve um comportamento muito similar ao F075, com uma grande oxidação dos compostos nitrogenados até a aplicação de  $60 \text{ Lm}^{-2}$  na segunda etapa. Nos resultados para a maior carga da terceira etapa, o nitrato, cuja concentração média era de  $24,0 \text{ mgL}^{-1}$ , suplantava o nitrogênio amoniacal e orgânico, que possuíam  $14,9 \text{ mgL}^{-1}$  e  $5,0 \text{ mgL}^{-1}$ , respectivamente.

Uma característica comum verificada nos filtros de areia ocorreu na disposição de  $20 \text{ Lm}^{-2}$  na primeira etapa. Nesta ocasião os efluentes tiveram baixas concentrações de nitrogênio total, apesar da entrada de um afluente similar aos outros períodos. Este comportamento pode ter sido ocasionado pela pequena carga empregada somada ao fato dos leitos não terem, anteriormente, sofrido a disposição

do afluente anaeróbio. Deste modo, existiu a possibilidade de uma maior retenção dos compostos nitrogenados pela areia.

### Coliformes totais

A densidade de coliformes totais no esgoto bruto e no efluente dos filtros anaeróbios oscilou entre  $10^6$  e  $10^9 \text{ NMP100 mL}^{-1}$ . No que se refere aos filtros de areia, pela Tabela 8 nota-se que a análise estatística dos resultados obtidos para a aplicação de  $20$ ,  $40$  e  $60 \text{ Lm}^{-2}$  nas três etapas, permite constatar que em cada uma destas cargas os efluentes possuíam médias significativamente diferentes nos quatro filtros de areia. Somente quando se empregou  $80$  e  $100 \text{ Lm}^{-2}$ , o F025 e F050 geraram tratamentos estatisticamente semelhantes, indicando que nestes casos seria indiferente a escolha de uma das profundidades adotadas nestes filtros. Destaca-se que o F100, em todas as situações, apresentava isoladamente as menores densidades de coliformes totais.

Nas etapas 2 e 3, existiu nas aplicações de  $80$  e  $100 \text{ Lm}^{-2}$  uma diminuição na eficiência do tratamento, constata-se que especificamente para o emprego de  $100 \text{ Lm}^{-2}$ , durante a terceira etapa, o F025, F050 e F075 geraram efluentes



Tabela 7 - Concentração média dos compostos nitrogenados ( $\text{mgL}^{-1}$ ) nos filtros F075 e F100

Carga ( $\text{Lm}^{-2}$ )	Etapa	F075					F100				
		$\text{N}_{\text{org}}$	$\text{NH}_4^+$	$\text{NO}_2^-$	$\text{NO}_3^-$	$\text{N}_{\text{Total}}$	$\text{N}_{\text{org}}$	$\text{NH}_4^+$	$\text{NO}_2^-$	$\text{NO}_3^-$	$\text{N}_{\text{Total}}$
20	1	0,1	n.d.	0,3	7,3	7,7	0,1	n.d.	0,2	13,6	13,9
40		n.d.	n.d.	1,0	53,0	54,0	n.d.	n.d.	1,5	49,7	51,2
60		0,3	2,8	0,1	62,6	65,8	0,1	n.d.	1,2	53,6	54,9
80		n.d.	3,9	n.d.	74,9	78,8	n.d.	1,9	0,9	88,5	91,3
100		0,1	1,6	0,9	53,2	55,8	1,0	0,2	1,2	61,3	63,7
20	2	n.d.	n.d.	1,6	57,2	58,8	n.d.	0,1	2,6	62,0	64,7
40		0,4	0,6	0,6	33,9	35,5	n.d.	0,2	0,6	38,3	39,1
60		0,4	3,5	1,0	44,6	49,5	n.d.	1,9	1,7	42,7	46,3
80		n.d.	8,6	3,1	38,7	50,4	n.d.	13,2	1,5	31,8	46,5
100		20,9	36,0	n.d.	42,8	99,7	9,2	30,2	0,7	40,2	80,3
20	3	0,8	2,0	0,5	73,7	77,0	0,5	2,5	n.d.	75,9	78,9
40		0,6	3,4	0,8	55,9	60,7	0,7	1,9	0,6	75,2	78,4
60		1,2	7,6	1,5	49,9	60,2	0,1	5,8	0,9	56,6	63,4
80		5,0	19,5	3,4	30,8	58,7	4,6	19,4	2,3	25,9	52,2
100		16,6	10,7	1,7	12,0	41,0	5,0	14,9	2,8	24,0	46,7

n.d. – Não detectado pela técnica empregada na análise.

Tabela 8 - Densidade média de coliformes totais ( $\text{NMP100 mL}^{-1}$ )<sup>(1)(2)</sup>

Carga ( $\text{Lm}^{-2}$ )	Etapa	F025		F050		F075		F100	
20	1	$9,6 \times 10^4$	aA	49	bA	3,7	cA	5,4	dA
40		$1,2 \times 10^6$	aB	$2,2 \times 10^4$	bBC	2000	cB	8,5	dA
60		$4,7 \times 10^6$	aB	$2,7 \times 10^5$	bC	$5,7 \times 10^4$	cC	1700	dB
80		$5,3 \times 10^6$	aB	$9,3 \times 10^5$	aD	$2,1 \times 10^5$	bD	8500	cC
100		$4,2 \times 10^5$	aB	$4,6 \times 10^4$	bB	$5,8 \times 10^4$	cC	760	dB
20	2	7900	aA	1600	bA	380	cA	1	dA
40		$1,6 \times 10^6$	aB	$3,5 \times 10^5$	bB	$1,7 \times 10^4$	cB	6800	dB
60		$6,3 \times 10^6$	aB	$6,6 \times 10^5$	bC	$2,3 \times 10^5$	cC	8700	dC
80		$1,9 \times 10^7$	aB	$8,3 \times 10^6$	aD	$1,9 \times 10^6$	bD	$3,2 \times 10^5$	cD
100		$1,4 \times 10^7$	aB	$7,6 \times 10^6$	aD	$5,1 \times 10^6$	bD	$2,7 \times 10^6$	cE
20	3	$9,7 \times 10^4$	aA	$1,5 \times 10^4$	bA	470	cA	1,3	dA
40		$7,3 \times 10^5$	aAB	$2,6 \times 10^4$	bA	$1,2 \times 10^4$	cB	150	dB
60		$3,9 \times 10^6$	aC	$6,8 \times 10^5$	bB	$2,3 \times 10^5$	cC	$5,2 \times 10^4$	dC
80		$3,3 \times 10^6$	aBC	$2,9 \times 10^6$	aB	$1,4 \times 10^6$	bD	$8,2 \times 10^5$	bD
100		$3,6 \times 10^6$	aBC	$2,0 \times 10^6$	aB	$2,7 \times 10^6$	aD	$9,0 \times 10^5$	bD

1 Médias seguidas pela mesma letra minúscula na horizontal não diferem entre si (Tukey 5%).

2 Médias seguidas pela mesma letra maiúscula na vertical não diferem entre si em uma mesma etapa (Tukey 5%).

sem diferenças estatísticas significativas para as densidades de coliformes totais. Destacando, na disposição de grandes taxas de afluente anaeróbio, a profundidade de leito deixa de ser um fator determinante para a remoção natural destes microrganismos.

Um comportamento similar encontrado nos filtros de areia refere-se à redução das densidades de coliformes totais na aplicação de 100 Lm<sup>-2</sup> durante a primeira etapa, quando comparada aos dados da carga de 80 Lm<sup>-2</sup>. Como já foi descrito, este desempenho pode ser explicado pelo período de parada na aplicação do afluente anaeróbio, que levou ao rearranjo do leito de areia e a conseqüente melhoria na eficiência do tratamento.

Tendo em vista a legislação do Estado do Rio Grande do Sul (Portaria 05/1989 SSMA), que estipula um limite para os coliformes fecais de 3000 NMP100 mL<sup>-1</sup> para a emissão em corpos hídricos, percebe-se que o F100 a cumpriria em praticamente todas as situações estudadas na etapa 1. Este filtro chegou, na aplicação de 20 Lm<sup>-2</sup>, a produzir um efluente com somente a densidade de 5,4 NMP100 mL<sup>-1</sup>. Por outro lado, o F025 a transgrediria em praticamente todos os casos estudados.

Apesar da grande quantidade de resultados inadequados, a remoção natural proporcionada pelos filtros de areia minimizaria o uso de um agente desinfetante, diminuindo os gastos envolvidos na realização desta atividade.

## CONCLUSÕES

O funcionamento do sistema substituído por filtros anaeróbios seguidos pelos filtros de areia mostrou ser um sistema de operação simples e que não apresentou problemas operacionais. No que diz respeito aos resultados obtidos, no princípio observou-se que os leitos de areia interferiram no pH dos efluentes. Quanto ao oxigênio dissolvido, ocorreu um aumento significativo da concentração após a passagem do efluente anaeróbio pela camada de areia.

Os reatores anaeróbios propiciaram a remoção de 50% da DBO do esgoto bruto e os filtros de areia realizaram o tratamento complementar do efluente. Destaca-se que os leitos que possuíam 0,75 e 1,00 m de profundidade de areia suportaram o aumento das cargas de afluente sem levar a um acréscimo significativo na DBO dos efluentes, sendo que em todas as situações estudadas os resultados esti-

veram abaixo da legislação específica. Estes mesmos filtros de areia tiveram a capacidade de realizar uma completa nitrificação.

Ao compararem-se estes dados com a NBR 13969, que estabelece os parâmetros para a construção dos filtros de areia, constata-se que a norma é extremamente cautelosa. Na presente pesquisa chegou-se a aplicar 3 cargas diárias de 60 Lm<sup>-2</sup> ou o equivalente à taxa de 180 Lm<sup>-2</sup>dia<sup>-1</sup>, obtendo-se excelentes resultados para a remoção de matéria orgânica e nitrificação. Destaca-se que este valor empregado de afluente anaeróbio é praticamente o dobro do limite máximo proposto pela norma brasileira.

## AGRADECIMENTOS

A Fapesp, CNPq, Finep, Caixa Econômica Federal e PROSAB pelo apoio e financiamento na construção do projeto e em sua manutenção. À empresa Águas de Limeira S.A. por permitir o uso de suas instalações.

## REFERÊNCIAS

- AYERES, M. et al. *Bioestat 3.0 – Aplicações Estatísticas nas Áreas das Ciências Biológicas e Médicas*. Belém: Sociedade Civil Mamirauá, Brasília CNPq, xii, 290p. 2003.
- APHA/AWWA/WEF. *Standard methods for the examination of water and wastewater*. 20ª edição. APHA. Washington, D. C., 1193p. 1998.
- CAMARGO, S. A. R. *Filtro anaeróbio com enchimento de bambu para tratamento de esgotos sanitários: avaliação da partida e operação*. Dissertação de mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas. Campinas, São Paulo, 141p. 2000.
- CHERNICHARO, C. A.; von SPERLING, M. *Tendências no tratamento simplificado de águas residuárias, domésticas e industriais*. In: Seminário Internacional. Belo Horizonte. 236p.
- CONAMA. 1986. *Conselho Nacional de Meio Ambiente. Ministério do Desenvolvimento Urbano e Meio Ambiente*. Brasília, 29p. 1996.
- COSTA COUTO, L. C., *Avaliação do desempenho de filtros anaeróbios com diferentes meios de enchimento no tratamento de esgotos sanitários*. Dissertação de mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas. Campinas, São Paulo, 181p. 1993.
- FARIA, L. C. e PASQUINE, C. *Flow-injection determination of inorganic forms of nitrogen by gas diffusion and conductimetry*. Analytica Chimica Acta, v. 245, p. 183-190, 1991.
- IBGE. *Pesquisa Nacional de Saneamento Básico*. Disponível em: www.ibge.gov.br. Acesso em: 11 de abril de 2004, 17:33:00.
- NBR13969. *Tanques sépticos - Unidades de tratamento complementar e disposição final dos*

*efluentes líquidos - Projeto, construção e operação*. São Paulo, 60p. 1997.

OMS - ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DE SAÚDE. *Directrices sanitárias sobre el uso de águas residuales en agricultura e acuicultura*. Ginebra, Suíça, 1989.

PROSAB – Programa de pesquisa em saneamento básico. Disponível em: <http://www.finep.gov.br/prosab/index.html>. Acesso em: 02 de agosto de 2004, 14:21:00.

TONETTI, A. L. *Pós-tratamento de filtro anaeróbio por filtros de areia*. Dissertação de mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas. Campinas, São Paulo, 140p. 2004.

## Endereço para correspondência:

**Adriano Luiz Tonetti**  
**Faculdade de Engenharia Civil,**  
**Arquitetura e Urbanismo**  
**FEC/UNICAMP**  
**Avenida Albert Einstein, 95 I**  
**Cidade Universitária “Zeferino Vaz”**  
**Caixa Postal 602 I**  
**13083-852 - Campinas - SP - Brasil**  
**Tel.: (19) 3788-2381**  
**E-mail: atonetti@fec.unicamp.br**