ANÍBAL DA FONSECA SANTIAGO

Sistema condominial de coleta de esgoto e tratamento em decanto-digestor seguido de alagados construídos. Estudo de caso: município de Nova Redenção-BA.

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Hidráulica e Saneamento.

Orientador (a): Profª. Drª. Maria Lúcia Calijuri

São Carlos

2008

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **ANÍBAL FONSECA SANTIAGO**

Dissertação defendida e julgada em 05/09/2008 perante a Comissão Julgadora:

Prof. Titular. **MARIA LÚCIA CALIJURI (Orientadora)** — Aprovado
(Universidade Federal de Viçosa/UFV)

Prof. Dr. **MARCOS VON SPERLING** — Aprovado
(Universidade Federal de Minas Gerais/UFMG)

Prof. Titular **JOSÉ ROBERTO CAMPOS** — APROVADO
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Prof. Associado **MARCELO ZAIAT**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia (Hidráulica e Saneamento)

Prof. Associado **GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA**
Presidente da Comissão da Pós-Graduação da EESC

Dedico este trabalho a minha mãe Imaculada.

Mulher trabalhadeira!

Num dos poucos dias no qual ela

pôde levar-me à escola, no início de um ano,

cheia de sabedoria, quando chegamos em frente ao portão,

aconselhou-me: “Entre com o pé direito, meu filho.”

AGRADECIMENTOS

A Deus, por todas as coisas;

À família da qual eu faço parte, centro da minha felicidade e motivação de vida;

A minha namorada, que mesmo não gostando de sentar à mesa em que só se fala de tratamento de esgoto, sempre acreditou nos meus sonhos;

Aos meus amigos, pelo simples fato de serem amigos;

Aos colegas de laboratório SIGEO, por toda ajuda e presteza;

À Profa. Maria Lúcia Calijuri, minha caríssima orientadora, por me ensinar que o entusiasmo é obrigatório para o trabalho prazeroso e profícuo;

Aos professores Drs. José Roberto Campos e Marcos Von Sperling pela disposição para a participação da banca examinadora da dissertação e à professora Dra. Silvia Cláudia Samensato Povinelli pela participação nas bancas de qualificação e por contribuírem valiosamente para este trabalho;

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos – SP, pela oportunidade e suporte no desenvolvimento desta pesquisa, além de todos os técnicos e funcionários do Departamento de Hidráulica e Saneamento que estiveram sempre dispostos a colaborar;

Ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa - MG, pela estrutura oferecida para realização deste trabalho;

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico pela concessão da minha bolsa de estudos e dos recursos necessários para o desenvolvimento desta pesquisa;

À prefeitura de Nova Redenção - BA, pelos recursos financeiros e humanos deixados à disposição;

Ao povo redensãoense por me receber acreditar no meu trabalho.

“Para dar realismo ao mundo meu mangueiralense, vista meu couro e ponha-se lá, acocorado num caixão sem fundo, plantado em riba de um buraco fétido. Assim eram nossas privadas indevassadas. Despoje-se e limpe-se bem com folhas, um sabugo ou um jornal, se houver, e venha comigo.”

Darcy Ribeiro – Migo

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS ..... **xi**

LISTA DE TABELAS ..... **xvi**

LISTA DE ABREVIAÇÕES ..... **xviii**

RESUMO ..... **xxii**

ABSTRACT ..... **xxiii**

1. INTRODUÇÃO **1**

2. OBJETIVOS **5**

2.1. Geral *5*

2.2. Específicos *5*

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA **7**

3.1. Sistemas simplificados de coleta de esgoto doméstico *7*
3.1.1. Generalidades 7
3.1.2. Sistema Condominial de Esgoto 8
3.1.2.1. Breve histórico 8
3.1.2.2. Conceito de Sistema Condominial de Esgoto (SCE) 9
3.1.2.3. Custos 11
3.1.2.4. Características Técnicas do SCE 13
3.1.2.5. Limitações quanto ao uso do SCE 16

3.2. Decanto-digestor *18*

3.3. Áreas Alagadas Naturais *19*

3.4. Por que alagados construídos? *21*
3.4.1. Descrição dos Alagados Construídos 21
3.4.1.1. Aspectos Positivos e Negativos 23
3.4.1.2. Tipos de Alagados construídos 24
3.4.2. Papel das Macrófitas Aquáticas nos Alagados Construídos 27
3.4.2.1. Capim-tifton 85 29
3.4.3. Eficiência dos Alagados Construídos 30
3.4.4. Fatores intervenientes no processo 31

3.5. Alagados Construídos no Brasil *32*

4. MATERIAL E MÉTODOS **35**

4.1. Caracterização da Área Experimental *35*
4.1.1. Saneamento Ambiental de Nova Redenção 36
4.1.1.1. Água para abastecimento 36
4.1.1.2. Esgoto doméstico 38
4.1.1.3. Resíduos sólidos 40

4.2. Descrição Geral das Unidades Estudadas *41*
4.2.1. Projeto dos Sistemas Pilotos de Coleta e Tratamento do Esgoto Doméstico 42
4.2.1.1. Vazões de projeto 42
4.2.1.2. Decanto-digestor com filtro acoplado 43
4.2.1.3. Alagados Construídos 46
4.2.1.4. Rede de Coleta 48

4.2.2. Implantação das unidades 50
4.2.2.1. Implantação da Rede Condominial de Coleta de Esgoto 50
4.2.2.2. Avaliação preliminar da rede de coleta condominial 52
4.2.2.3. Implantação da Estação Piloto de Tratamento de Esgoto de Nova Redenção 53

4.3. Monitoramento e Avaliação das Unidades Estudadas 64
4.3.1. Início da operação 64
4.3.2. Avaliação dos Parâmetros de Controle 65
4.3.3. Ensaio Hidrodinâmico 66
4.3.4. Análise Estatística 68

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO 69

5.1. Caracterização dos domicílios envolvidos 69

5.1.1. Antes da instalação do sistema de coleta e tratamento de esgoto 69

5.1.2. Depois da instalação do sistema de coleta e tratamento de esgoto 70

5.1.3. Avaliação de sólidos no tubo 72

5.1.4. Custos aproximados das obras implantadas 72

5.2. Caracterização qualitativa do afluente bruto 73

5.3. Caracterização quantitativa do afluente bruto 75

5.4. Ensaio hidrodinâmico 77

5.4.1. Ensaio hidrodinâmico no decanto digestor 77

5.4.2. Ensaio hidrodinâmico nos alagados 79

5.4.3. Limitação da carga hidráulica para areia fina 82

5.5. Desempenho do sistema no tratamento do esgoto doméstico 83
5.5.1. Temperatura 83
5.5.2. pH 84
5.5.3. Remoção de matéria orgânica 86
5.5.4. Remoção de sólidos 90
5.5.5. Remoção de turbidez 92
5.5.6. Remoção de nitrogênio amoniacal 94
5.5.7. Remoção de fósforo 96
5.5.8. Remoção de *E. coli* 100
5.5.9. Sódio, Cálcio, Magnésio e Condutividade Elétrica 101
5.5.10. Tabelas Síntese 103

6. CONCLUSÕES 105

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 106

ANEXO 1 115
ANEXO 3 117
ANEXO 4 119
ANEXO 5 120
ANEXO 6 121
ANEXO 7 122

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 Representação esquemática de um SCE típico ao lado de um sistema convencional, Fonte: ALEM SOBRINHO et al. (2007) *adapt.* 10

Figura 3.2 Variação do custo total anual por domicílio da coleta convencional e simplificada de esgoto, Fonte: SINNATAMBY (1986)..... 13

Figura 3.3 Esquema de um decanto digestor com filtro acoplado, Fonte: ANDRADE NETO et al. (1999) 18

Figura 3.4 Comparação dos tipos de energias de entradas nos sistemas naturais e convencionais de tratamento de águas residuárias. (Fonte: KADLEC e KNIGHT, 1996, *adapt*.) 22

Figura 3.5 Alagado construído de fluxo superficial, FS. (Fonte: MITSCH e GOSSELINK, 1993, adapt.)..... 25

Figura 3.6 Alagado construído de fluxo sub-superficial, FSS. (Fonte: MITSCH e GOSSELINK, 1993, adapt.)..... 25

Figura 3.7 Alagado construído de fluxo vertical, FV. (Fonte: USEPA, 1999). 27

Figura 3.8 Distribuição do tempo de residência do traçador num alagado construído com evapotranspiração (verão) e evapotranspiração mínima (inverno). Fonte: MERLIN et al., 2002. 32

Figura 4.1 Localização do município de Nova Redenção - BA 36

Figura 4.2 Foto da ETA de Nova Redenção-BA 37

Figura 4.3 Vista panorâmica da zona urbana do município de Nova Redenção. Fonte: Prefeitura Municipal de Nova Redenção 39

Figura 4.4 Área alagada natural tomada por alface d'água 39

Figura 4.5 Esgoto a céu aberto (continuação) 41

Figura 4.6 Diagrama esquemático da instalação piloto 42

Figura 4.7 Momentos de uma reunião com a comunidade 49

Figura 4.8 Visita aos domicílios para esclarecimentos sobre o projeto..... 49

Figura 4.9 Escavação manual das valas 50

Figura 4.10 Detalhe das caixas de inspeção ou passagem..... 50

Figura 4.11 Detalhe das valas escavadas.....51

Figura 4.12 Detalhe das valas escavadas.....51

Figura 4.13 Instalação da rede.....51

Figura 4.14 Escavação das valas para instalação da rede nas ruas – detalhe do trabalhador desligando os ramais.....52

Figura 4.15 Escavação das valas para instalação da rede nas ruas – detalhe de um dos ramais que não puderam ser desligados 52

Figura 4.16 Vista do tubo desenterrado 53

Figura 4.17 Vista do tubo retirado 53

Figura 4.18 Vista do terreno sujo (antes) 54

Figura 4.19 Vista do terreno limpo (depois) 54

Figura 4.20 Primeiro lance de escavação 54

Figura 4.21 Outra vista da escavação.....54

Figura 4.22 Detalhe do horizonte de seixos rolados 55

Figura 4.23 Marcação para escavação dos tanques.....55

Figura 4.24 Tanque escavado.....55

Figura 4.25 Trabalhadores aterrando alguns pontos do talude.....56

Figura 4.26 Trabalhador batendo o solo molhado no talude 56

Figura 4.27 Trabalhador acertando o talude com o cepo.....56

Figura 4.28 Visão do talude acertado e desdobramento da geomembrana de PVC56

Figura 4.29 Escavação manual das valetas para aterramento da sobra da geomembrana.....57

Figura 4.30 Geomembranas colocadas 57

Figura 4.31 Vista da rampa abaixo do filtro anaeróbio ascendente acoplado.....57

Figura 4.32 Fundo falso do filtro acoplado 57

Figura 4.33 Detalhe da Construção do fundo falso 58

Figura 4.34 Repartição das Câmaras e do filtro finalizada 58

Figura 4.35 Detalhe da passagem da primeira câmara para a segunda 58

Figura 4.36 Reboco e preparação para colocar a laje pré-moldada 58

Figura 4.37 Fase de execução da laje 58

Figura 4.38 Material suporte utilizado no filtro anaeróbio ascendente acoplado ao decanto-digestor 58

Figura 4.39 Local onde foi retirada a areia lavada 59

Figura 4.40 Material suporte colocado no tanque de geomembrana 60

Figura 4.41 Cascalho grosso colocado em torno do tudo de distribuição do afluente ao segundo alagado construído. 60

Figura 4.42 Plantio do Capim-tifton 85 60

Figura 4.43 Capim-tifton 85 sendo molhado logo depois do plantio. 60

Figura 4.44 Detalhe da aplicação revestimento de argamassa 61

Figura 4.45 Aplicação de argamassa armada 61

Figura 4.46 Retirada do material suporte do Filtro 62

Figura 4.47 Desvio do afluente à EPTE 62

Figura 4.48 Aplicação do impermeabilizante 62

Figura 4.49 Vista da tampa de madeira perfurada 63

Figura 4.50 Camada de carvão e selo hidráulico 63

Figura 4.51 Camada de solo 63

Figura 4.52 Vista do Decanto-digestor com as tampas de madeiras instaladas 63

Figura 4.53 Citronelas plantadas 64

Figura 4.54 Foto do sistema em operação. 65

Figura 4.55 Diluição do traçador 67

Figura 5.1 Ocupação dos chefes de família 71

Figura 5.2 Freqüência da avaliação da população a respeito da rede e do diâmetro usado. 72

Figura 5.3 Perfil da vazão afluente ao sistema 76

Figura 5.4 Perfil da vazão efluente ao sistema 77

Figura 5.5 Curva de condutividade gerada durante o ensaio hidrodinâmico no decanto-digestor 78

Figura 5.6 Curva de condutividade gerada durante o ensaio hidrodinâmico no Alagado 1. 80

Figura 5.7 Curva de condutividade gerada durante o ensaio hidrodinâmico no Alagado 2. 80

Figura 5.8 Perfil médio de temperatura ao longo do dia. 83

Figura 5.9 Perfil médio de pH ao longo do dia 84

Figura 5.10 Perfil de pH ao longo do dia no início da operação (a) e depois de 12 semanas de funcionamento (b). 85

Figura 5.11 Remoção de DBO_5 nas unidades dos sistemas de tratamento. 87

Figura 5.12 Evolução da redução da matéria orgânica, em termos de DBO_5, nas diferentes unidades do sistema de tratamento piloto. 88

Figura 5.13 Remoção de SST nas unidades dos sistema de tratamento. 91

Figura 5.14 Evolução da redução dos sólidos suspensos totais nas unidades do sistema de tratamento piloto. 92

Figura 5.15 Perfil de turbidez, ao longo do dia, nos afluentes e efluentes das unidades do sistema de tratamento 93

Figura 5.16 Remoção de nitrogênio amoniacal ocorrida nas unidades dos sistemas de tratamento. 95

Figura 5.17 Concentração de nitrogênio amoniacal nos afluentes e efluentes das unidades do sistema. 96

Figura 5.18 Remoção de fósforo total ocorrida nas unidades dos sistemas de tratamento. 98

Figura 5.19 Evolução da concentração de fósforo total nos afluentes e efluentes de cada unidade do sistema. 99

Figura 5.20 Evolução da concentração de fósforo solúvel total nos afluentes e efluentes de cada unidade do sistema. 99

Figura 5.21 Valores da Razão de Adsorção de Sódio calculados para os afluentes e efluentes das unidades de tratamento. 103

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 Comparação de custo (por habitante) entre os sistemas simplificados e convencionais. 12

Tabela 3.2 Número de domicílios atendidos por um sistema simplificado de esgotamento sanitário para países em desenvolvimento. 14

Tabela 3.3 Número de domicílios atendidos por um sistema simplificado de esgotamento sanitário para países desenvolvidos. 15

Tabela 3.4 Principais papeis das macrófitas nos alagados construídos 28

Tabela 3.5 Resultados de pesquisas sobre alagados construídos realizadas no Brasil. 33

Tabela 4.1 Vazões de projeto 43

Tabela 4.2 Dimensões do alagado construído 46

Tabela 4.3 Algumas características da areia. 59

Tabela 4.4 Freqüência de amostragem para o monitoramento do sistema 66

Tabela 5.2 Resultado do segundo questionário aplicado aos domicílios atendidos pela rede condominial. 70

Tabela 5.3 Caracterização do esgoto doméstico afluente à ETE piloto. 74

Tabela 5.4 Cargas superficiais aplicadas no sistema de alagados 75

Tabela 5.5 Parâmetros hidrodinâmicos calculados 77

Tabela 5.6 Caracterização e a eficiência de remoção de matéria orgânica em termos de DQO e DBO5 (média e desvio padrão). 86

Tabela 5.7 Caracterização e eficiência de remoção dos parâmetros (média e desvio padrão) referentes aos sólidos. 91

Tabela 5.8 Caracterização e a eficiência de remoção de turbidez (média e desvio padrão). 93

Tabela 5.9 Caracterização e a eficiência de remoção de nitrogênio amoniacal (média e desvio padrão). 94

Tabela 5.10 Caracterização e a eficiência de remoção dos parâmetros (média e desvio padrão) referente ao fósforo. 97

Tabela 5.11 Caracterização e a eficiência de remoção dos parâmetros (média e desvio padrão) referente à E. coli. 100

Tabela 5.12 Resultados de sódio, cálcio, magnésio e condutividade elétrica. 102

Tabela 5.13 Resumo das concentrações médias e desvio padrão das principais variáveis monitoradas nas unidades do sistema. 104

Tabela 5.14 Resumo da eficiência de cada unidade e a global do sistema..... 104

LISTA DE ABREVIAÇÕES

A: Área [L^2];

AC: Alagado Construído;

ACFS: Alagado Construído de Fluxo Superficial;

ACFSS: Alagado Construído de Fluxo Subsuperficial;

ACFV: Alagado Construído de Fluxo Vertical;

AF: Afluente

Alag. 1: Alagado 1

Alag. 2 Alagado 2

C: Carbono;

CAERN: Companhia de Águas e Esgotos do Rio Grande Norte

CH_4: Metano;

CE: Condutividade elétrica [$A^2\ T^4\ M^{-1}\ L^{-3}$]

CETIND: Centro de Tecnologia Industrial Pedro Ribeiro

CNPq: Consenho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico

CO_2: Gás Carbônico;

CW: “Constructed Wetland”;

DBO_5: Demanda Bioquímica de Oxigênio [$M\ L^{-3}$];

DD: Decanto-digestor

DP: Desvio Padrão;

DQO: Demanda Química de Oxigênio [$M\ L^{-3}$];

EMBASA: Empresa Baiana de Águas e Saneamento S. A.

EPTE: Estação Piloto de Tratamento de Esgoto

ETA: Estação de Tratamento de Água

FA: Filtro Anaeróbio Ascendente;

H: Profundidade [L];

IBGE: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IDH: Índice de desenvolvimento humano

I_h = Índice Hídrico

K: Constante de redução [M T^{-1}];

MO: Matéria orgânica;

N: Nitrogênio;

Na^+: Íon sódio;

NMP: Número Mais Provável;

N-Amon: Nitrogênio Amoniacal [M L^{-3}];

N-NO_3^- Nitrogênio Nitrato [M L^{-3}];

N-org: Nitrogênio orgânico [M L^{-3}];

NTK: Nitrogênio Total Kjeldahl [M L^{-3}];

O_2: Gás Oxigênio;

OD: Oxigênio Dissolvido [M L^{-3}];

P: Fósforo;

pH: Potencial Hidrogeniônico;

PT: Fósforo Total [M L^{-3}];

PTS: Fósforo Total Solúvel [M L^{-3}];

Q: Vazão [L^3 T^{-1}];

RAS: Razão de Adsorção de Sódio

SABESP: Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo

SCE: Sistema Condominial de Coleta de Esgoto

SENAI: Serviço Nacional de Aprendizagem Industrial

SO_4^{2-}: Sulfato;

SSed: Sólidos Sedimentáveis [L^3 L^{-3}];

SDT: Sólidos Dissolvidos Totais [M L^{-3}];

SST: Sólidos Suspensos Totais [M L^{-3}];

TDH: Tempo de Detenção Hidráulica [T];

UASB: Upflow Anaerobic Sludge Blanket;

UFC: Unidade Formadora de Colônias

V: Volume [L^3];

RESUMO

SANTIAGO, A. F. **Sistema condominial de coleta de esgoto e tratamento em decanto-digestor seguido de alagados construídos. Estudo de caso: município de Nova Redenção-BA.** 2008. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

Este trabalho foi desenvolvido no município de Nova Redenção, localizado na Região da Chapada Diamantina no estado da Bahia, nordeste brasileiro. Nesse município é grave o quadro de saneamento ambiental, assim como em outros do interior do Brasil. A falta de recursos financeiros e humanos é fator que dificulta a resolução desse problema. Acredita-se que estudos e aprimoramentos de tecnologias simplificadas de coleta e tratamento de esgoto doméstico que superem essas dificuldades estão em consonância com as peculiaridades dessas localidades e são, atualmente, tópicos importantes para pesquisa. Esta proposta teve como objetivo a concepção, instalação e avaliação de um sistema condominial de coleta de esgoto (SCE) em porção da zona urbana do município, onde moram, aproximadamente, 250 habitantes. Também se estudou a concepção, instalação e partida do sistema tratamento do esgoto – decanto-digestor seguido de alagados construídos de fluxo sub-superficial. Avaliou-se a aceitação do SCE pela comunidade e seu funcionamento. Caracterizaram-se os afluentes e efluentes das unidades do sistema de tratamento em termos de remoção da matéria orgânica (MO), sólidos (SST), nutrientes (N e P) e *Escherichia coli*. Realizou-se estudo da hidrodinâmica das unidades do sistema, com uso de traçador. Efetuou-se o balanço hídrico nos alagados. A rede condominial instalada mostrou-se, como em experiências de outros autores, satisfatória e adequada em sua aplicação em comunidades com características semelhantes à desse estudo. O aspecto da tecnologia do SCE mais estranhado pela comunidade foi o diâmetro utilizado para o esgotamento, devido, principalmente, ao receio que a tubulação entupisse. Não se registrou nenhuma queixa entre vizinhos quanto ao fato da rede passar dentro dos lotes. O sistema de tratamento estudado mostrou, depois de onze semanas de monitoramento, 85% de remoção de DQO e 86% de DBO_5; 90% de remoção de SST; a remoção de nitrogênio amoniacal, fósfoto total e solúvel foram de: 25%, 36% e 40%, respectivamente. A remoção de *E. coli* foi de 2,1 unidades logarítmicas. A areia utilizada, de granulometria muito fina, afetou sobremaneira a hidrodinâmica dos alagados construídos, fazendo com que houvesse uma lâmina sobre o material suporte. Isso diminuiu o tempo de detenção hidráulica dos alagados e pode ter ocasionado em menor eficiência do sistema.

Palavras-chave: alagados construídos, decanto-digestor, pós-tratamento de efluentes anaeróbios, sistema condominial de coleta de esgoto.

ABSTRACT

SANTIAGO, A. F. **'Condominial' sewerage and treatment in septic tank followed by constructed wetlands. Case Study: city of Nova Redenção-BA.** 2008. Dissertation (Master). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

This work was developed in the city of Nova Redenção, located in the region of the Chapada Diamantina in the state of Bahia, northeastern Brazil. In this city there are serious problems of environmental sanitation as well as in other within the country. Lack of financial and human resources is a factor that complicates the resolution of this problem. It is believed that studies and improvements in technologies for simplified collection and treatment of domestic sewage are in line with the peculiarities of these locations and are, today, important topics for research. This proposal was aimed at the design, installation and evaluation of a 'condominial' sewerage (CS) in the village portion of the township, where live approximately 250 people. The objective of the study was also the design, installation and start of the sewage treatment system - septic tank followed by sub-superficial flow constructed wetlands. The acceptance of the CS by the community and its operation were evaluated. The treatment system was characterized in terms of removal of organic matter (OM), solids (TSS), nutrients (N and P) and *Escherichia coli*. The hydrodynamics of the system units was studied, using tracer. The water balance of constructed wetlands has been done. The 'condominial' sewerage demonstrated, as well as in other experiences, good and proper application in communities with similar characteristics to this study. The community did not accept only the small diameter used, due mainly to their fear of clogging. Complaints from neighbors about the tubes passing through backyards were not registered. The treatment system study showed, after eleven weeks of monitoring, 85% of removal of COD and 86% of BOD_5, 90% of removal of TSS, the removal of ammonia nitrogen, total and soluble fósfoto were: 25%, 36 % and 40% respectively. The removal of *E. coli* was 2.1 logarithmic units. The sand used, of a very fine particle size, has particularly affected the hydrodynamics of the constructed wetlands, creating a sheet of water on the support material. It reduced the hydraulic detention time of the flooded water, which may be the cause of low efficiency.

Keywords: constructed wetlands, septic tank, post-treatment of anaerobic effluents, 'condominial' sewerage.

1. INTRODUÇÃO

A problemática do saneamento ambiental no Brasil apresenta-se sob diferentes formas. Tanto nos grandes centros urbanos, onde o volume de esgoto gerado é elevado e a poluição dos rios que atravessam essas regiões é acentuada, como também em pequenas cidades, onde se tem menor volume de esgoto, mas o mesmo não é recolhido, escorre a céu aberto e determina um quadro crítico de salubridade ambiental.

Em localidades carentes é remota a possibilidade de se instalar sistema sofisticado para coleta e tratamento de esgoto. Isso indica que as tecnologias simplificadas de saneamento deveriam ocupar lugar de destaque na agenda técnica, acadêmica e político-administrativa de países como o Brasil.

CHERNICHARO (1997) relatou que diante do enorme déficit sanitário do Brasil, constata-se a necessidade por sistemas simplificados de coleta e tratamento de esgoto. De acordo com ANDRADE NETO e CAMPOS (1999), dadas às condições ambientais, culturais e econômicas do país, as soluções fundamentalmente simples são as que fazem uso dos processos “mais naturais” e de reatores menos mecanizados e mais fáceis de serem construídos e operados.

Dentre essas tecnologias, os decanto-digestores apresentam-se como alternativa atraente. Estudos e experiências quanto à utilização dessas unidades demonstram a necessidade de pós-tratamento do efluente, já que o mesmo geralmente não se enquadra nos padrões de lançamento (ANDRADE NETO *et al.,* 1999), o que implica na necessidade de outro sistema simplificado para pós-tratamento do mesmo.

O principal objetivo do pós-tratamento é a redução adicional de matéria orgânica, sólidos suspensos, patógenos e nutrientes (N e P). Para isso, os sistemas de alagados construídos apresentam-se como alternativa valiosa do ponto de vista construtivo e operacional, apesar de ocupar grandes áreas (VYMAZAL, 2005; HABERL, 1999). No pós-tratamento de efluentes de tanques sépticos (remoção de sólidos suspensos, matéria orgânica e nutrientes), NELSON (2003), VALENTIM (2003), PHILIPPI *et al.,* (1999), dentre outros, constataram que esses sistemas são eficientes. SOUSA *et al.* (2004) avaliaram sua utilização como pós-tratamento de reator UASB e encontraram também eficiência na remoção de coliformes termotolerantes, fato importante quando da necessidade de reúso do efluente.

VALENTIM (2003) aplicou taxas médias de 75,9 g DQO m^{-2} d^{-1} e de 50 a 300 L m^{-2} d^{-1} em alagados construídos, e verificou eficiências entre 48 % a 77 % de remoção de matéria orgânica. As taxas recomendadas para países do hemisfério norte são 3,0 a 6,0 g DQO m^{-2} d^{-1} e de 2 a 30 L m^{-2} d^{-1} (WOOD e McATAMNEY, 1996), ou 13,3 g DBO m^{-2} d^{-1} (TCHOBANOGLOUS e BURTON, 1991), as quais são menores que as aplicadas por aquele autor. CALIJURI et al. (2007) avaliaram o desempenho desses sistemas como pós-tratamento de efluentes de reatores UASB. Verificaram que apesar do sistema apresentar alto desempenho nos primeiros seis meses monitorados, após tal, sua eficiência caminhava para patamares mais baixos. Tais fatos demonstram a necessidade de maior conhecimento do funcionamento desses sistemas para as condições de climas tropicais.

Quanto à coleta simplificada de esgoto doméstico – SCE – em alguns casos, dependendo das características da comunidade a ser atendida, apresenta-se como

a única alternativa aplicável (MARA, 2002). LOBO (2003) discorreu sobre a dificuldade quanto à estranheza, diante do pequeno diâmetro do tubo adotado, não apenas da comunidade onde o SCE seria instalado, mas também dos técnicos que executariam a obra. Isso, mesmo depois do Banco Mundial já olhar com interesse as respostas desse sistema.

Elucida-se que gerar informações a respeito da aplicabilidade e do funcionamento de sistemas simplificados de coleta e de tratamento de esgoto seja útil para o desenvolvimento do saneamento em regiões carentes.

2. OBJETIVOS

2.1. Geral

Concepção, projeto, implantação e avaliação de um sistema condominial de coleta de esgoto, e de seu sistema de tratamento em decanto-digestor seguido de alagados construídos de fluxo sub-superficial.

2.2. Específicos

Para se atingir o objetivo geral supracitado, os seguintes objetivos tangíveis foram propostos:

- Projetar e implantar sistema piloto condominial de coleta de esgoto;
- Projetar e implantar sistema piloto de tratamento de esgoto doméstico (decanto-digestor seguido de alagados construídos);
- Avaliar o desempenho do sistema de tratamento de esgoto em termos da remoção de matéria orgânica, sólidos, nutrientes (N e P) e *E. coli*;
- Avaliar o comportamento hidrodinâmico do decanto-digestor e dos alagados construídos através do uso de traçador;
- Efetuar o balanço hídrico dos sistemas de alagados construídos;
- Avaliar a aceitação do SCE pela comunidade;
- Avaliar o funcionamento do SCE.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. Sistemas simplificados de coleta de esgoto doméstico

3.1.1. Generalidades

Ao promover abastecimento de água potável a determinada população, gera-se também a demanda de instalações de coleta, de transporte e de tratamento dos efluentes domésticos produzidos. Para balancear os serviços de suprimento de água e cobertura sanitária, esforços financeiros grandiosos devem ser desprendidos. O uso de sistemas convencionais de coleta e de transporte de esgoto é caro mesmo para países desenvolvidos. Já nos países em desenvolvimento isso é agravado e, tanto ampliações dos sistemas de coleta e transporte de esgoto, como a instalação dos mesmos esbarram na escassez de recursos financeiros. Sem a correta adequação sanitária, a população, então, fica a mercê dos danos provocados à sua saúde e ao meio ambiente.

Segundo BAKALIAN et al. (1994), sistemas alternativos de coleta e de transporte de esgoto são necessários para cobrir a demanda de comunidades de baixa renda. As mudanças dos padrões dos sistemas convencionais para os alternativos devem se basear em teoria hidráulica, avanços na tecnologia, experiências satisfatórias e riscos aceitáveis.

De acordo com TSUTIYA e ALEM SOBRINHO (2000), do total dos custos para coleta e tratamento de esgoto doméstico, 75% são gastos no sistema de coleta. Assim, sistemas alternativos de baixo custo são vistos como economicamente atrativos, principalmente, em regiões mais pobres. Para MARA (2002), seria, até mesmo, a única tecnologia aplicável em determinadas comunidades de baixa renda,

que apresentam tipologia habitacional e ocupacional desordenadas, alta densidade populacional e topografia acidentada.

Dentre os sistemas alternativos destacam-se, segundo TSUTIYA e ALEM SOBRINHO (2000): (a) Sistema condominial de esgoto; (b) Redes de transporte de esgoto decantado; (c) Rede pressurizada e à vácuo; e (d) Rede coletora de baixa declividade com a utilização do dispositivo gerador de descarga. Nesta revisão, apresentam-se apenas detalhes do Sistema Condominial de Esgoto (SCE), pois foi o sistema adotado neste estudo.

3.1.2. Sistema Condominial de Esgoto

3.1.2.1. Breve histório

O sistema condominial de esgoto (SCE) foi desenvolvido e aperfeiçoado como tecnologia para coleta de esgoto doméstico no início da década de 80 (LOBO, 2003). Sua conceituação inicial veio da observação de uma prática comum nas cidades brasileiras, adotada por grupos de moradores vizinhos que, para afastar o esgoto das casas, costuma-se improvisar uma rede comum a todos. Rede esta, que passando pelas propriedades, busca um traçado mais econômico, levando em conta o interesse dos moradores, até chegar a um ponto de descarga, normalmente um riacho ou o sistema de drenagem pluvial de alguma rua (LOBO, 2003).

A cidade de Natal, no estado do Rio Grande do Norte, foi exemplo da aplicação dessa tecnologia (LOBO, 2003; MORAES *et al.*, 2000; TSUTIYA e ALEM SOBRINHO, 2000; e MELO, 1985). Mais tarde, outros estados brasileiros, como Mato Grosso do Sul, Pernanbuco, Ceará, Pará, Rio de Janeiro e Minas Gerais utilizaram a tecnologia. Também países da América do Sul (Bolívia, Colômbia,

Nicarágua Paraguai e Peru) e Ásia adotaram a tecnologia (LOBO, 2003 e MARA, 2004).

Mesmo o Banco Mundial, rigorosíssimo na aplicação de normas e padrões consagrados, para obras de infra-estrutura urbana, passou a olhar com interesse as respostas positivas para superar a inviabilidade financeira da expansão do serviço convencional do saneamento às áreas pobres (LOBO, 2003). Atualmente, esta tecnologia é tão aceita que faz parte de manuais elaborados e editados por programas da Organização das Nações Unidas (MORAES *et al.*, 2000).

Até o ano de 2003, de acordo com LOBO (2003), no estado do Rio Grande do Norte, o SCE estava presente em 18 % dos municípios abastecidos por água pela Companhia de Águas e Esgoto do Rio Grande do Norte – CAERN.

3.1.2.2. Conceito de Sistema Condominial de Esgoto (SCE)

A premissa fundamental do SCE é a participação da população nas diversas etapas do projeto do sistema de coleta e de transporte de esgoto, envolvendo desde a escolha do local de passagem das canalizações e a participação nos custos do sistema, até a participação em sua instalação e manutenção. De fato, a comunidade poderá ter diferentes opções de participação do sistema, que estarão relacionadas ao custo do serviço e a predisposição da mesma nessas participações.

O porquê da participação popular é explicado pelo fato de que as comunidades que possuem elevado adensamento, desordenamento espacial, espaços livres exíguos, diversidade de usos dos espaços público e privado, topografia complexa, autoconstrução e improviso de soluções técnicas para as moradias por parte da população determinam, de forma peculiar, a viabilidade dos projetos urbanístico e

de infraestrutura. Sendo assim, projetos de sistemas de coleta e de transporte de esgoto não podem ser concebidos de forma independente e isolada, mas atendendo a critérios técnicos e métodos de concepção convencionais (FURIGO e SILVA, 2004) O SCE caracteriza-se por receber o esgoto gerado num conjunto de casas interligadas, assim como acontece com os apartamentos interligados de um edifício. Nesses ramais interligados, chamados de ramais condominiais, são usados tubos de baixo diâmetro, que são enterrados a pequenas profundidades. O traçado do ramal passa entre os quintais no interior dos lotes e, ou, perto da calçada. Deve ser o traçado mais racional e eficaz, ou seja, maior relação benefício/custo quanto à segurança sanitária e ao alcance social (TSUTIYA e ALEM SOBRINHO, 2000). Para garantir a manutenção desses sistemas são instaladas caixas de inspeção.

Cada bloco condominial formado descarrega seu esgoto em canalizações da rede principal de diâmetro maior, ou na rede de um sistema convencional para posterior encaminhamento e tratamento do esgoto coletado. Na Figura 3.1 apresenta-se o esquema de um SCE típico ao lado de um sistema convencional.

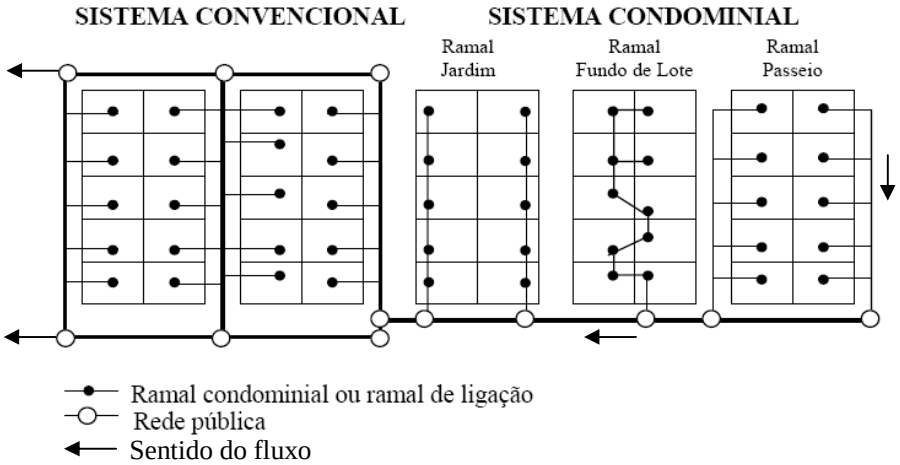


Figura 3.1 Representação esquemática de um SCE típico ao lado de um sistema convencional, Fonte: ALEM SOBRINHO et al. (2007) *adapt.*

Como pode ser visto, há uma mitigação no número de ligações a rede principal e uma sensível diminuição de comprimento da rede pública no SCE, o que contribui para a diminuição dos custos do sistema.

3.1.2.3. Custos

Os sistemas simplificados de esgoto apresentam custo mais baixo que os convencionais, pois necessitam de menor escavação, tubos com diâmetro reduzidos e unidades de inspeção mais simples. Especificamente o sistema condominial ainda apresenta a economia de recursos a serem aplicados quando da utilização de mão-de-obra local.

O gráfico mostrado na Figura 3.2, elaborado por SINNATAMBY (1986), a partir de dados da CAERN no início da década de 1980, apresenta uma comparação dos custos entre os dois sistemas. O custo do sistema condominial é claramente mais baixo, chegando até mesmo a ser mais baixo que as instalações hidráulicas sanitárias do domicílio.

De acordo com BAKALIAN et al. (1994), o uso de sistemas alternativos de coleta e transporte de esgoto doméstico pode promover economia em torno de 20 a 50 % em relação aos convencionais. O total economizado dependerá de fatores como a topografia local, a densidade populacional, condições do solo etc. Na Tabela 3.1 apresenta-se a comparação dos custos (capital de investimento) entre os sistemas simplificados e convencionais, segundo diferentes autores.

MARA (2002) considerou que, se o sistema simplificado for do tipo SCE o seu custo está em torno de US$65 a US$105 (referente ao ano de 1983) e no Nordeste

brasileiro: US$ 300 a US$500 por domicílio (comparado com US$ 1500 gastos por domicílio no sistema convencional)

Quanto aos custos de operação e manutenção os dados encontrados na literatura são inconsistentes. De acordo com a concepção do SCE, a mão-de-obra para instalação e manutenção deveria ser de responsabilidade da comunidade atendida, porém isso nem sempre acontece. Quando a manutenção do sistema fica por conta da companhia de água e esgoto, o seu custo é semelhante ao dos sistemas convencionais.

Tabela 3.1 Comparação de custo (por habitante) entre os sistemas simplificados e convencionais.

Tipo de sistema de coleta e transporte de esgoto	**MARA (2002)***	**SABESP segundo BAKALIAN et al. (1994)****	**BAKALIAN et al. (1994)****
Sistema convencional	US$240 a US$390	US$150 a US$300	
Sistema simplificado	US$170 a US$240	US$80 a US$150	US$51 a US$151 ***

* preços de 1996;
** preços de 1988;
*** dados de projetos analisados no artigo.

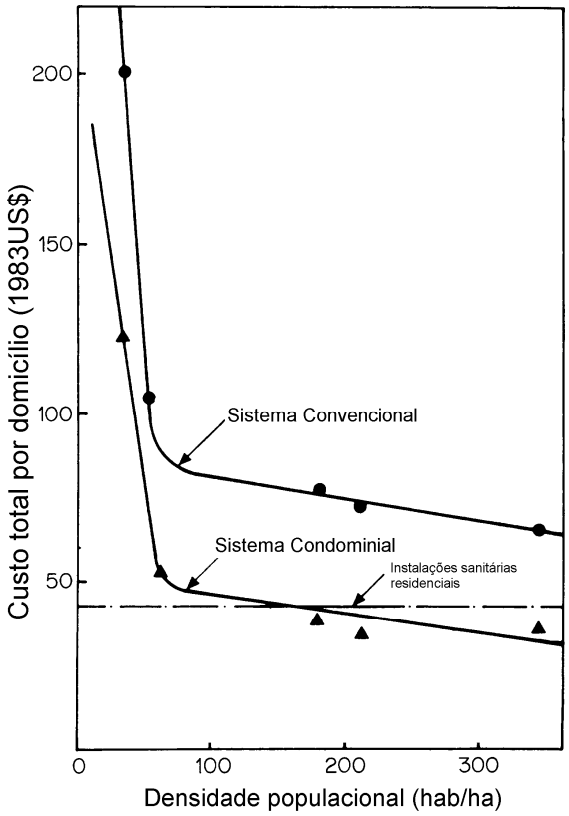


Figura 3.2 Variação do custo total anual por domicílio da coleta convencional e simplificada de esgoto, Fonte: SINNATAMBY (1986)

3.1.2.4. Características Técnicas do SCE

Para dimensionamento do SCE devem ser usadas os mesmos critérios adotados para os sistemas convencionais. Porém, alguns critérios adicionais devem ser seguidos, principalmente quando as alterações reivindicadas pela comunidade fazem com que o cálculo hidráulico convencional dos ramais não faça sentido. Esses critérios adicionais variam entre alguns autores que estudaram a aplicação do SCE.

TSUTIYA e ALEM SOBRINHO (2000) fazem as seguintes recomendações:

- Diâmetro da ligação ao ramal condominial: 100 mm, com declividade mínima de 1 %;

- Diâmetro mínimo do ramal condominial: 100 mm, com declividade mínima de 0,006 m/m;
- Utilização das caixas de inspeção no interior das quadras, com recobrimento mínimo de 0,30 m.

Para MARA (1996) a declividade deve basear-se na tensão trativa mínima que garante velocidade de auto-limpeza no tubo. Assim, a declividade deverá ser no mínimo 0,004 m/m se o diâmetro for de 100 mm.

MARA e GUIMARÃES (1999) construíram as Tabelas 3.2 e 3.3 com base na tensão trativa de arraste de matérias sólidos. A Tabela 3.2 apresenta diâmetro mínimo determinado em função do número de domicílios para países em desenvolvimento e a Tabela 3.2 para países industrializados. Na verdade, a diferença está fundamentada no consumo de água que é maior nos países desenvolvidos. Entende-se que mesmo para regiões de países pobres onde o consumo de água é maior, a Tabela 3.3 aplica-se.

Tabela 3.2 Número de domicílios atendidos por um sistema simplificado de esgotamento sanitário para países em desenvolvimento.

Diâmetro (mm)	Número máximo de domicílios servidos
100	234
150	565
225	1360
300	2536

Fonte: MARA e GUIMARÃES (1999)

Tabela 3.3 Número de domicílios atendidos por um sistema simplificado de esgotamento sanitário para países desenvolvidos.

Diâmetro (mm)	Número máximo de domicílios servidos
100	56
150	136
225	328
300	612

Fonte: MARA e GUIMARÃES (1999)

Segundo NEDER e MARTINS (1996) as recomendações a serem seguidas são:

- O projeto do ramal deve ser definido com base em discussões com os residentes nas quais se busca melhor traçado que interfira o menos possível nas construções existentes, atenda à declividade mínima e seja menos extenso;
- Deverão ser instaladas caixas de inspeção ou passagem a cada 60 m e sua posição no lote não deve ser contrária ao sentido do fluxo;
- Deverão ser instaladas caixas de inspeção ou passagem nas mudanças de direção do fluxo;
- A profundidade máxima da valas, que receberão as canalizações, no interior do lotes deverá ser de 40 cm; e 70 cm nos ramais externos;
- O diâmetro mínimo do tubo deverá ser de 100 mm e deverá ser constituído de plástico reforçado;
- Declividade mínima de 0,005 m/m.

Já para LOBO (2003) devem ser seguidos os seguintes critérios adicionais:

- Para a rede principal ou pública, formada pelos coletores principais, que constituem o sistema de transporte do efluente dos ramais condominiais, caso seja de PVC, sugere-se a adoção da profundidade mínima de 0,80 m.

- A profundidade do ramal condominial é a menor possível, dados os custos de escavação (profundidade mínima recomendada é de 0,30 metros);
- Diâmetro mínimo 100 mm, desde que a força de arraste não seja inferior a 1,0 Pascal e a seção molhada não passe dos 75% do diâmetro.
- Nos ramais condominiais, os elementos de inspeção utilizados são as câmaras de inspeção de ramal, que terão 0,45 m de diâmetro sempre que a profundidade do coletor seja de até 0,80 m e 0,60 m a partir de 0,80 m de profundidade e até 1,20m.

3.1.2.5. Limitações quanto ao uso do SCE

Segundo MARA (2002), a principal limitação apresentada pelo SCE é que a comunidade deve aceitar a responsabilidade de operação e de manutenção do sistema. O autor ainda diz que a comunidade deve promover a limpeza dos ramais condominiais quando necessário; as autoridades (companhias responsáveis pelo sistema) devem promover inspeções regulares na tubulação principal; manutenção das estações elevatórias e operação do sistema de tratamento.

De fato, com as diversas experiências obtidas com a aplicação do SCE no Brasil, nem sempre a participação da comunidade ocorre da maneira esperada, seja por falha no processo de educação sanitária, que é parte do SCE, ou por outros fatores. Assim, as autoridades devem assumir o papel da comunidade, pois a utilização do SCE ainda nesse caso pode mostrar-se vantajosa.

BORJA et al. (2007) estudaram cinco cidades do estado da Bahia que possuem o SCE e chegaram às seguintes conclusões:

"Pôde-se constatar que, ao contrário do que se previa, o traçado irregular da RCE[1] – na frente, no fundo do lote, na calçada ou na rua, não gerou conflitos entre vizinhos. Mesmo naquelas RCE que passam no fundo do lote ou nas que apresentaram problemas de manutenção, não foram registradas queixas de brigas entre vizinhos, contrariando o que é evidenciado em estudos de casos publicados na literatura. Certamente, a rede social – muitas vezes de base familiar e que dá sustentação à vida na comunidade – permite o estabelecimento de relações de solidariedade e de compartilhamento que possibilitam relações mais amistosas – exceção deve ser feita em comunidades onde esta base social foi desfeita em função da mobilidade populacional e pelos níveis de violência local. Tal compartilhamento, no entanto, não se tem traduzido em ações coletivas em prol do bem comum da comunidade. Certamente, o enfraquecimento e a falta de representatividade das organizações sociais estejam na base desse problema. Apesar desse resultado, cuidado especial deve ser dado à definição do traçado, pois muitas vezes o morador se recusa a aderir ao sistema em função da apropriação do seu espaço privado para um uso público, assim como pela falta de conhecimento das características da RCE e, ainda, em face dos imaginados transtornos que um ramal no fundo do lote pode trazer."

"A opção "ramal fundo de lote" deverá ser evitada, tanto quanto possível - a despeito de ser o desenho de menor extensão, já que percorre os menores trajetos – em razão dos possíveis conflitos que possam surgir, tanto na etapa de execução das obras – interação entre agentes implementadores e moradores –, quanto na etapa pós-obra – em razão das possíveis demandas de ampliação dos imóveis pelos moradores e dos riscos de contaminação do solo, caso haja extravasamento da caixa de inspeção, instalada no interior do lote."

"Os resultados indicaram que queixas quanto ao diâmetro da tubulação foram feitas nas localidades onde ocorreu uma maior debilidade no programa de educação sanitária e ambiental"

"Um dos maiores problemas do processo de execução do SCE, verificado nas áreas de estudo, principalmente em Salvador, relaciona-se à execução de ligações intra-domiciliares, interferindo sobremaneira na efetividade do SCE. Para que os níveis de cobertura desejados sejam rapidamente atingidos, estratégias específicas, em função de cada realidade, devem ser adotadas. É promissor garantir a execução dessas ligações quando da execução da obra. Para tanto, seria recomendável realizar, em paralelo ao SCE, um Programa de Melhorias Sanitárias, de forma a possibilitar as ligações de moradias que não dispõem de instalações hidráulico-sanitárias, ou as que já possuem de forma precária. Seria também pertinente adotar alguma forma de subsídio na execução da ligação para populações de baixa renda"

[1] Rede de coleta de esgoto.

3.2. Decanto-digestor

Decanto-digestores são tanques simples ou compartimentados horizontalmente (câmaras em série) ou verticalmente (câmaras sobrepostas). Essas câmaras retêm, por sedimentação, sólidos contidos nos esgoto, que se decompõem por digestão anaeróbia. Esses sólidos sedimentados com volume reduzido depois da digestão são removidos de tempo em tempo. Popularmente, os modelos mais usuais são os tanques sépticos. A Figura 3.3 apresenta esquema de um decanto-digestor com filtro anaeróbio acoplado.

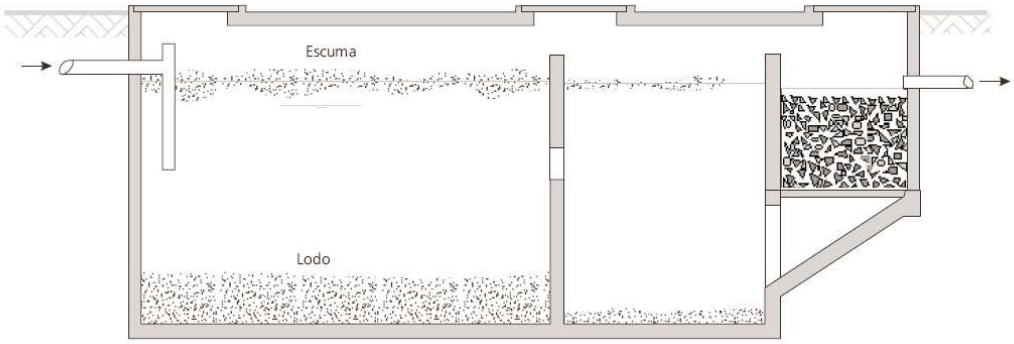


Figura 3.3 Esquema de um decanto digestor com filtro acoplado, Fonte: ANDRADE NETO et al. (1999) .

Os decanto-digestores são empregados para pequenas aglomerações populacionais, ou até mesmo para volumes médios, onde não se dispõe de muitos recursos econômicos. Porém apresenta a limitação de baixa eficiência na remoção de poluentes. Um sistema de decanto-digestor com filtro anaeróbio acoplado foi estudado por ANDRADE NETO *et al.* (1999) e propiciou eficiências médias da ordem de 60% a 70% na remoção de DQO e 55 a 80% na remoção de sólidos suspensos.

Considerando remoções desta ordem, faz-se necessário o pós-tratamento do efluente do decanto-digestor com vistas a garantir padrões mais adequados de qualidade do efluente, seja para lançamento no corpo d'água, seja para reúso.

3.3. Áreas Alagadas Naturais

Uma definição única e simples de áreas alagadas é difícil de ser expressa, pois esses ecossistemas variam muito devido às diferenças tanto regionais, quanto locais do tipo de solo, topografia, clima, hidrografia, vegetação, presença de substâncias na água, dentre outros fatores. Devido à capacidade de adaptação desses ecossistemas à maioria das condições climatológicas, eles são encontrados desde as tundras até os trópicos em todos os continentes, com exceção da Antártida (GOPAL, 1999; USEPA, 2003). Outro fator que contribui para a dificuldade de uma definição única está no aspecto multidisciplinar dos estudos que envolvem as áreas alagadas.

Áreas alagadas são áreas de transição entre sistema terrestre e aquático. Sob esse termo genérico estão agrupados diversos habitats úmidos como banhados, pântanos, brejos, zonas alagadiças, charcos, manguezais e áreas similares (ANJOS, 2003). Em comum, essas áreas apresentam como característica ou a proximidade do lençol freático à superfície, ou mesmo na superfície, ou a área se encontra alagada.

De acordo com COWARDIN (1979), em uma das definições mais aceitas hoje, as áreas alagadas devem ter uma ou mais das três características: a) apresentar, pelo menos periodicamente, predominância de macrófitas; b) ter como substrato dominante um solo hidromórfico não drenado; e, ou, c) ter um substrato saturado ou

encoberto pelo lençol freático em algum tempo durante a época de germinação a cada ano.

A importância das áreas alagadas vem de longo tempo. Os combustíveis fósseis foram, em tempos remotos, produzidos e preservados nos ambientes pantanosos comuns no Período Carbonífero. A importância, até os dias atuais, das culturas de arroz e papiro, plantas de áreas alagadas, para as civilizações africana, que se desenvolveu às margens do Rio Nilo, e asiática, que se desenvolveu às margens dos rios Tigre e Eufrates, fornece uma idéia do valor das áreas alagadas para esses povos (ANJOS, 2003). COE (2000) mostra evidências de utilização das áreas alagadas pela civilização Maia Clássica.

A expressão "função de um ecossistema" descreve um processo ou uma série de processos que ocorre nesse como resultado da interação mútua entre plantas, animais e outros organismos do ecossistema entre si e entre o meio (NRC, 2004). Para Richardson (1996)[2], citado por ANJOS (2003), as principais funções que as áreas alagadas desempenham podem ser observadas no fluxo hidrológico, com descarga e recarga de aqüíferos; na produtividade biológica, através das produções primária e secundária; na biogeoquímica do ambiente, através dos ciclos biogeológicos do carbono, do nitrogênio, do fósforo e enxofre; no habitat e preservação de fauna e flora, e até comunidades humanas; no controle de enchentes e sedimentos; no uso do sistema como atenuantes de cargas poluidoras; no uso da área para aspectos estéticos e educacionais; e na pesquisa histórica, cultural e arqueológica.

---

[2] RICHARDSON, C. J. Wetlands. *In*: MAYS, L. W. (Ed.) **Water Resources Handbook**. New York: McGraw-Hill, p. 13.1 - 13.39. 1996.

Quanto especificamente à utilização das áreas alagadas para tratamento de águas residuárias pode-se afirmar que não é algo novo. KADLEC e KNIGHT (1996) trazem informações que corroboram a idéia que as áreas alagadas naturais têm sido utilizadas para tratamento e para disposição de águas residuárias provavelmente "há tanto tempo quanto as águas residuárias têm sido coletadas". Sugerem esses autores também que os primeiros pesquisadores enveredaram-se por esse ramo de estudos baseando-se em observações da "aparente capacidade de tratamento das áreas alagadas naturais". As pesquisas iniciais datam-se dos anos 50 na Europa e 60 nos EUA (USEPA, 2000).

3.4. Por que alagados construídos?

Os alagados construídos são tidos como sistemas
"naturais" de tratamento de esgoto. Se diferenciam dos sistemas convencionais, principalmente, em relação à fonte de energia utilizada: eles requerem a mesma quantidade de energia de entrada para degradar certa quantidade de poluente, porém valem-se de fontes de energia renováveis (KADLEC e KNIGHT, 1996). Na Figura 3.4 mostra-se um esquema que compara os tipos de energias de entrada utilizadas pelos sistemas naturais e convencionais de tratamento de águas residuárias.

3.4.1. Descrição dos Alagados Construídos

Os alagados construídos para tratamento de águas residuárias são sistemas que utilizam plantas aquáticas (macrófitas) e processos microbiológicos, biológicos, químicos e físicos para tratar águas residuárias (USEPA, 2000; KADLEC e KNIGHT, 1996). Eles procuram simular as condições ideais de tratamento das

áreas alagadas naturais com as vantagens de oferecem flexibilidade quanto à escolha do local de implantação, condições de otimização da eficiência de remoção de matéria orgânica e de nutrientes, maior controle sobre as variáveis hidráulicas e maior facilidade quanto ao manejo da vegetação (KADLEC e KNIGHT, 1996; KIVAISI, 2001; LIM et al., 2001; WYNN, 2002; SOLANO et al., 2004).

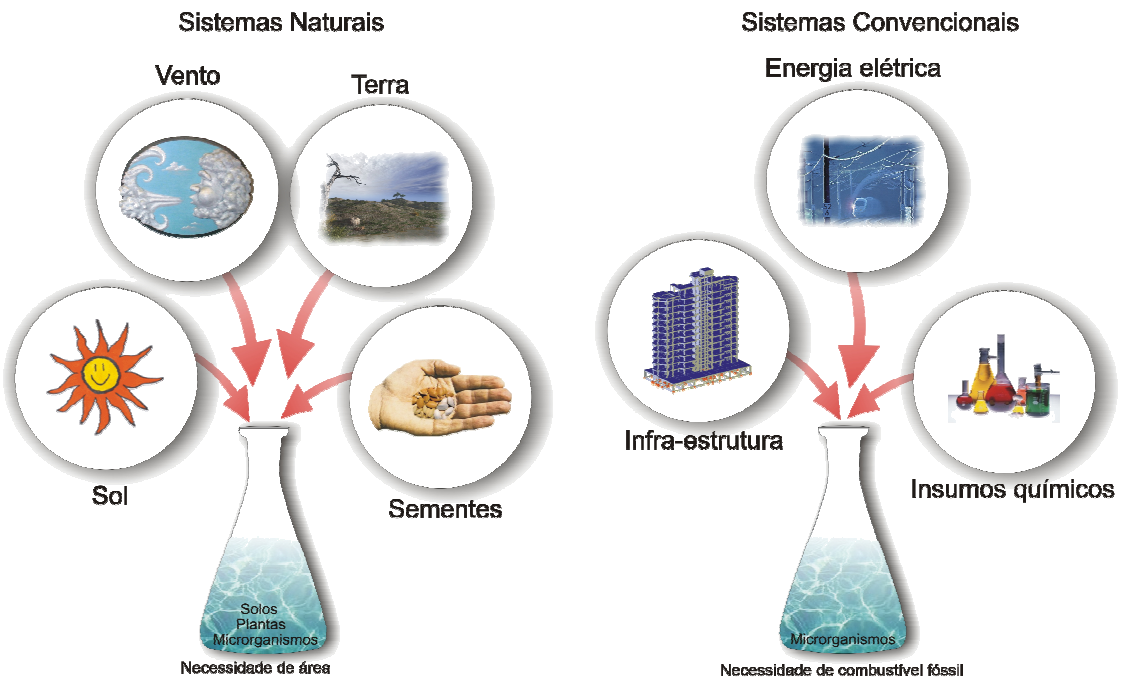


Figura 3.4 Comparação dos tipos de energias de entradas nos sistemas naturais e convencionais de tratamento de águas residuárias. (Fonte: KADLEC e KNIGHT, 1996, *adapt*.)

A seguir estão relacionados os principais processos que ocorrem nos sistemas de alagados construídos, que, em maior ou menor intensidade, contribuem para a melhoria da qualidade da água tratada por esses sistemas (UNITED NATIONS ENVIRONMENT PROGRAMME, UNEP, 2004):

- Desnitrificação, em sítios anaeróbios, com conseqüente conversão de nitrato;

- Adsorção de metais pelos minerais do substrato do solo;
- Adsorção de íons metálicos, de pesticidas e compostos à base de fósforo pela matéria orgânica e a complexação de íons metálicos pelos ácidos húmicos e outros polímeros orgânicos;
- Decomposição de matéria orgânica biodegradável, tanto aeróbica quanto anaerobicamente;
- Remoção de patógenos, por decaimento natural, incluindo a competição e predação;
- Retirada de metais pesados e outras substâncias tóxicas por macrófitas;
- Decomposição de compostos orgânicos tóxicos através de processos anaeróbios;
- Remoção de nutrientes, com destaque para nitrogênio e fósforo, por absorção por plantas macrófitas.

3.4.1.1. Aspectos Positivos e Negativos

Dentre as vantagens dos sistemas de alagados construídos, destacam-se (UNEP, 2004):

- Utilização de processos que empregam a luz solar como fonte de energia;
- Simplicidade de implantação quando comparado a outros tipos de sistemas de tratamento;
- Dado que os alagados construídos são sistemas muito produtivos, é possível combinar os sistemas com atividades econômicas para a comunidade local;
- A utilização dentro dos alagados construídos de fitotecnologias específicas, como a fitoextração e a rizodegradação, pode resolver problemas específicos de contaminação de água por metais pesados e contaminantes orgânicos.

Um benefício adicional dos sistemas de alagados construídos seria a transformação de poluentes presentes nas águas residuárias, por exemplo, os nutrientes em biomassa, a qual pode ser utilizada como alguma forma de bioenergia para a comunidade local (UNEP, 2004). Entretanto, tal atrativo tem sido ainda pouco explorado.

Dentre as desvantagens, BRIX (1993) cita que tais sistemas apresentam necessidade de grandes áreas para construção, além de possíveis problemas com vetores de doenças (mosquitos), e diminuição da eficiência do tratamento em baixas temperaturas.

MARA (2006) em estudo comparativo entre alagados construídos e lagoas seguidas de filtros rudimentares, em climas temperados, concluiu que alagados construídos requerem mais áreas e têm custo maior para alcance do mesmo desempenho que lagoas de polimento. Esse mesmo autor conclui que para climas tropicais, onde a alternativa do reúso dos efluentes é mais atrativa, esses sistemas não possuem confiablididade adequada para garantir a qualidade necessária para reúso agrícola.

3.4.1.2. Tipos de Alagados construídos

Os alagados construídos podem ser agrupados em três classes principais: alagados construídos de fluxo superficial (ACFS), alagados construídos de fluxo sub-superficial (ACFSS) e os alagados construídos de fluxo vertical (ACFV) (USEPA, 2000; KADLEC e KNIGHT, 1996).

Os ACFS (Figura 3.5) apresentam fluxo sobre a superfície, com altura de lâmina de água tipicamente menor que 0,4 m, passando através da vegetação de macrófitas aquáticas emergentes. Essa condição melhora a hidráulica do sistema e aumenta a

provisão de *habitat* para a o estabelecimento de um ambiente ecológico complexo (KADLEC e KNIGHT, 1996).

Nos ACFSS (Figura 3.6) não há uma coluna de água sobre a superfície do terreno. O fluxo de águas residuárias passa pelo material suporte, onde entra em contato com microrganismos associados ao material suporte e raízes das plantas. A altura do material suporte é tipicamente menor que 0,6 m (KADLEC e KNIGHT, 1996).

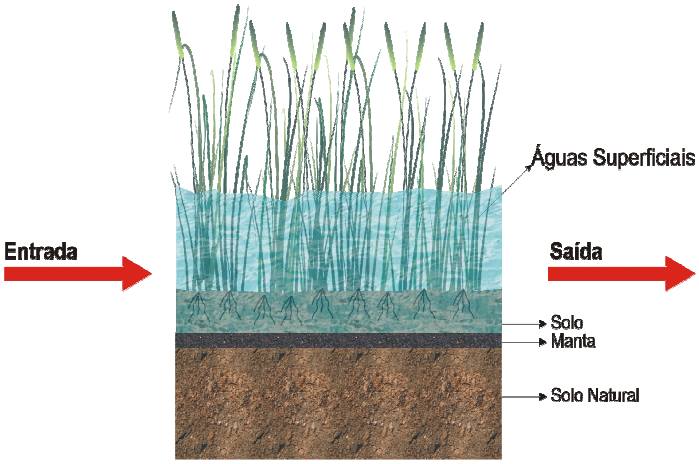


Figura 3.5 Alagado construído de fluxo superficial, FS. (Fonte: MITSCH e GOSSELINK, 1993, adapt.)

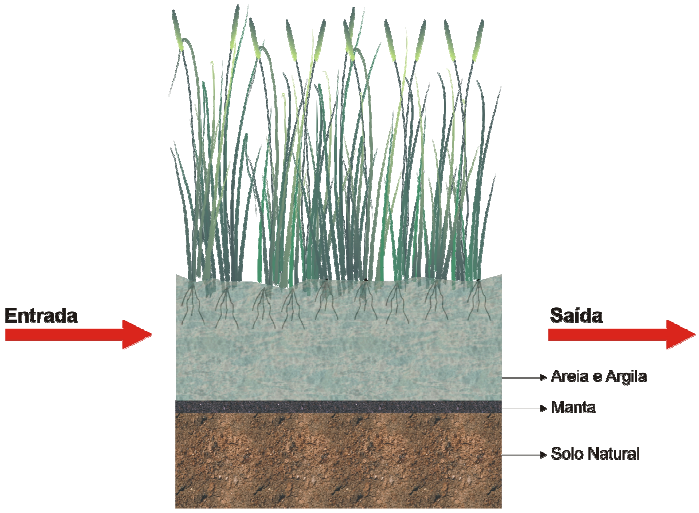


Figura 3.6 Alagado construído de fluxo sub-superficial, FSS. (Fonte: MITSCH e GOSSELINK, 1993, adapt.)

Os ACFS são menos eficientes na remoção de poluentes que os sistemas sub-superficiais, porém, mais parecidos com os sistemas de áreas alagadas naturais (MITSCH e GOSSELINK, 1993). Para SHUTES (2001), nos ACFSS, é preciso atenção para que não ocorra sobrecarga no sistema, causando um fluxo superficial sobre o material suporte, o que diminuiria a eficiência do sistema.

Os ACFSS requerem áreas menores que os de fluxo superficial, porque o efluente passa através do material suporte, onde os microrganismos estão fixados e interagem com o efluente com maiores taxas de reações, onde ocorre processo de filtração e sedimentação (NELSON *et al.,* 2003; LARA BORRERO, 1999).

Estudo apresentado em 2004 pela WATER ENVIRONMENTAL RESEARCH FOUNDATION (WERF) mostrou que os ACFSS, são mais usados que os ACFS, para tratamento de esgoto de pequenas comunidades. O principal motivo verificado é que os ACFSS, por não apresentarem superfície de água exposta, minimizam eventual exposição do público a patógenos. NELSON (2003) também atenta para esse fato e assinala ainda dois pontos importantes: ACFS têm fama de potencial fonte de odor e pode apresentar proliferação de mosquitos.

Os ACFV (Figura 3.7) apresentam-se como filtros descendentes, preenchidos com brita ou areia. Ultimamente, está sendo pesquisado, mais detalhadamente, o nível d'água abaixo do meio suporte, devido ao grande potencial de nitrificação. Os primeiros alagados de fluxo vertical surgiram na Europa nos anos 70, e eram conhecidos como "campos de infiltração" na Holanda e sistema de Seidel na Alemanha, conhecidos como o processo do Instituto Max Planck (VALENTIM, 2003).

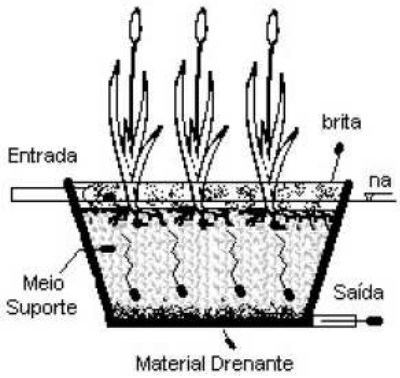


Figura 3.7 Alagado construído de fluxo vertical, FV. (Fonte: USEPA, 1999).

3.4.2. Papel das Macrófitas Aquáticas nos Alagados Construídos

De um grande número de espécies de plantas vasculares existentes no planeta, apenas um número relativamente limitado é adaptado a estar continuamente submerso e em solos inundados (USEPA, 1999). De acordo com vários autores, (USEPA, 2000, KADLEC e KNIGHT, 1996 e BRIX, 1994), as macrófitas são essenciais para a eficiência de tratamento dos alagados construídos, por desempenharem diversas funções nesses ambientes. Para BRIX (1997), macrófitas "são componentes estruturais dos alagados construídos". A Tabela 3.4 resume as funções das macrófitas nos alagados construídos.

KASEVA (2003) concluiu que os sistemas com plantas apresentaram melhores eficiências de extração para todos os parâmetros avaliados, a saber, DQO, N-Amon, NO^-_3. Apesar das eficiências na remoção de coliformes totais e fecais não terem sido muito boas (43 a 72%), esta também foi maior nos alagados construídos que empregaram plantas. SOUSA *et al.* (2003) verificaram que a partir do segundo ano de monitoramento do sistema, as unidades com presença de macrófitas apresentaram maior eficiência na remoção de nitrogênio, fósforo, matéria orgânica e coliformes fecais.

Tabela 3.4 Principais papeis das macrófitas nos alagados construídos

Parte da planta	Papel no processo de tratamento
Aérea	Atenuação da incidência de luz → reduz o crescimento de fitoplâncton Influência no microclima → isolante durante o inverno Redução da velocidade do vento → reduz o risco de ressuspensão de sólidos Aparência agradável do sistema Armazenagem de nutrientes
Submersa	Funciona como “filtro” Redução na velocidade da corrente → aumenta a taxa de sedimentação e reduz o risco de ressuspensão de sólidos Serve como superfície para o crescimento de microrganismos aderidos Liberação de oxigênio → aumenta a degradação aeróbia Absorção de nutrientes
Raízes e rizomas nos sedimentos	Estabilização do sedimentos → menor erosão Liberação de oxigênio a degradação (e nitrificação) Absorção de nutrients Liberação de biocidas

Fonte: BRIX (1997).

Mesmo com vários trabalhos atestando o desempenho das macrófitas quanto ao tratamento de águas residuárias (SOUSA *et al.,* 2004; KASEVA, 2003, SOUSA *et al.,* 2003), ainda questiona-se o seu uso. MARA (2004) questiona a influência da utilização de plantas na eficiência de remoção de DBO e SS dos alagados construídos, concluindo que as plantas são necessárias apenas quando se objetiva a remoção de nitrogênio.

Dentre as macrófitas usualmente selecionadas para emprego em alagados construídos destacam-se: *Typha latifólia, Hydrocolyle umbellata, Scirpus americanus, Juncus effusus e Pontederia cordata*.

Segundo TANNER (1996), as características requeridas para as escolha adequada das plantas para uso nos alagados construídos são:

- Aceitabilidade ecológica, ou seja, não perturbem a integridade ecológica ou genética dos ecossistemas naturais circunvizinhos;
- Tolerância às condições climáticas locais, a pragas e a doenças;
- Tolerância a poluentes e a condições hiper-eutróficas do meio;
- Fácil propagação, de rápido estabelecimento, dispersão e crescimento;
- Alta taxa de remoção de poluentes.

Outras características específicas necessárias irão depender do tipo de alagados construídos e do seu objetivo no controle da qualidade da água.

Soma-se aos benefícios já citados, o fato do material vegetal produzido poder ser utilizado para alimentação animal, *in natura* ou ensilado ou para produção de energia. Pode ainda ser utilizado para confecção de artesanatos e geração de renda para a comunidade local. Contudo, esse importante papel das macrófitas ainda é pouco estudado.

Em relação às forrageiras e gramíneas, a elevada demanda por macronutrientes de várias espécies dessas culturas fazem delas opções de escolha quando se buscam macrófitas para auxiliar no tratamento de esgoto. Neste trabalho foi utilizado o capim-tifton 85 (*Cynodon spp.*), utilizado também, com sucesso, por ABRAHÃO (2006).

3.4.2.1. Capim-tifton 85

O capim-tifton 85, pertencente ao gênero *Cynodon*, tem sua origem em Tifton, sul do Estado da Geórgia – EUA. As gramíneas do gênero Cynodon pertencem ao grupo C4, apresentando, por isso, elevado potencial de utilização da radiação solar. A faixa ótima de temperatura situa-se entre 30 e 35º C e, embora sejam escassas

as informações, considera-se que seu requerimento hídrico seja da ordem de 1.000 a 1.200 mm ano^{-1} para sistemas intensivos de produção. Este gênero de gramínea é adaptado a vários tipos de solos, não sendo a textura, aparentemente, limitante a sua produção, desde que não haja problemas de compactação excessiva ou baixa capacidade de retenção de água no solo (PEDREIRA et al.,1998).

Em pesquisas que avaliaram o comportamento de diferentes espécies de capins submetidos a diferentes taxas de aplicação de águas residuárias, seja esgoto doméstico ou efluentes de suinocultura, concluiu-se que o capim-tifton 85 foi o que apresentou melhor eficiência na remoção de P e N e o mais apropriado para o tratamento de esgoto doméstico, por apresentar melhor cobertura, além de apresentar recuperação mais rápida após o corte (ABRAHÃO, 2006).

3.4.3. Eficiência dos Alagados Construídos

KADLEC (2003) apresentou um estudo, em que foram analisados dados de eficiência de 21 alagados construídos. Os sistemas avaliados apresentaram carga hidráulica entre 0,14 e 55 $cm.dia^{-1}$, áreas entre 0,02 e 200 ha. e latitudes entre 30 e 54°N. Os valores médios de eficiência encontrados foram 67% para SST, 61% para DBO_5, 61% para nitrogênio amoniacal, 48% para fósforo total e 99,8% para coliformes fecais.

Resultados de pesquisas mais recentes relatando a eficiência dos alagados construídos quanto à remoção de matéria orgânica, sólidos suspensos e nutrientes incluem os trabalhos de WALLACE e KNIGHT (2004), KADLEC (2004), ANSOLA (2003), NZENGY'A e WISHITEMI (2001). Esses últimos constataram eficiência acima de 97% para SST e DQO, e acima de 99% para DBO_5 e redução de N-Amon

de 14,6 ± 4,1 $mg.L^{-1}$ para “níveis não detectáveis”. Além dos poluentes listados, SOUSA *et al.* (2004) encontraram eficiência de até quatro casas logarítmicas na remoção de patógenos e PASTOR *et. al.,* (2003), OBARSKA-PEMPKOWIAK E KLIMKOWSKA (1999), KADLEC (1996) e BRIX (1994) relataram eficiência também na remoção de metais pesados.

3.4.4. Fatores intervenientes no processo

Diversos fatores não controláveis, como chuvas, ventos (principalmente em ACFS), insolação e temperatura, interferem no processo de depuração nos alagados construídos. Portanto, é importante que se estudem, principalmente, os fatores climáticos, para que sua consideração no projeto se dê de forma tal que sua interferência seja desprezível ou benéfica ao sistema.

MERLIN *et al.* (2002) mostraram como o clima foi determinante no desempenho dos alagados construídos estudados. O tempo de detenção hidráulica que era de 4 a 5 dias passou a ser de 6 dias no período de verão, o que ocasionou maior tempo de contato do efluente com o biofilme e raízes das macrófitas, resultando numa maior eficiência de remoção de poluentes. Na Figura 3.8 apresentam-se os resultados dos ensaios de MERLIN *et al.* (2002) para determinação do tempo de residência hidráulica real, no período de inverno (março) e verão (julho).

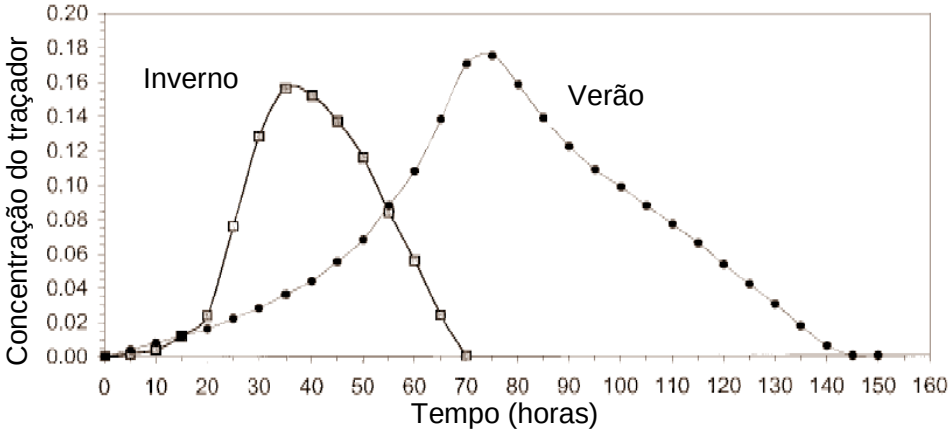


Figura 3.8 Distribuição do tempo de residência do traçador num alagado construído com evapotranspiração (verão) e evapotranspiração mínima (inverno). Fonte: MERLIN et al., 2002.

3.5. Alagados Construídos no Brasil

CUNHA (2006) relatou sobre alguns sistemas de alagados construídos em operação no Brasil. São sistemas para tratamento de esgoto doméstico e efluentes industriais (polimento de efluentes de indústria de papel e celulose). VALENTIM (2003) também fez um apanhado de pesquisas realizadas com alagados construídos tratando diversos efluentes em diferentes regiões dos Brasil, totalizando 18 sistemas.

Na Tabela 3.5 são apresentadas pesquisas recentes realizadas no Brasil, algumas não citadas pelos autores acima. Destacam-se dados de carga hidráulica superficial e carga de matéria orgânica e de nutrientes (N e P). Quando os autores não apresentavam dados referentes às cargas, esses foram calculados a partir de dados contidos nos artigos, referentes à vazão e concentração afluentes aos sistemas de alagados, bem como a área superficial dos mesmos.

Tabela 3.5 Resultados de pesquisas sobre alagados construídos realizadas no Brasil.

Referência	Tipo de Alagado	Carga aplicada				TDH (d)	Macrófita utilizada	Tipo de Efluente	Característica do material suporte		Eficiências				
		gDQO m^{-2} d^{-1}	gN-Amon m^{-2} d^{-1}	gP m^{-2} d^{-1}	L m^{-2} d^{-1}				Altura (m)	Granulometrisa	M. O. (%)	SST (%)	N (%)	P (%)	C.Term. (Unid. Log.)
SILVA *et al.* (2007)	FSS	na	1,2; 2,5; e 4,7	0,32; 0,64 e 1,2	40; 80; e150	na	*Arroz (Oryza sativa L.)*	Esgoto doméstico	0,55	Solo e areia média	na	na	88 a 94	93 a 99	na
CALIJURI *et al.* (2007)	FSS	7,4 a 14,0	2,4 a 4,5	0,41 a 0,77	51 a 95	3,13 a 5,48	*Typha spp e Brachiaria Arecta*	Doméstico de UASB	0,6	Britas zero e um	60 (DQO)	59 a 70	50 (N-Amon)	58 a 78	3
MANNARINO *et al.* (2006)	FSS	147,5	25,4	na	21,3	9	Gramínea	Lixiviado de aterro (Lodos Ativados)	1,2	Pedras e argila	31(DQO)	71	45 (N-Amon)	na	na
MANNARINO *et al.* (2006)	FS	2,96 a 7,57	2,07	na	6,01 a 400	0,13 a 8,48	*Typha angustifolia*	Lixiviado de aterro (Filtro biol. aerado)	0,3	Pedras e solo	41 (DQO)	60	51 (N-Amon)	na	na
ABRAHÃO (2006)	FSS	6,6 a 57,0***	na	na	27,4	4,8	*Pennisetum purpureum e Cynodon spp.*	Indústria de Laticínios	0,4	Brita zero	78 a 90(DQO)	50 a 89	14 a 70 (NTK)	na	na
SOUSA *et al.* (2004)	FSS	5,01 a 9,45	1,16 a 1,93	0,15 a 0,22	23 e 33	10	*Juncus spp.*	Doméstico de UASB	0,6	Areia grossa	70 a 86(DQO)	n.a.	87 (NTK)	80 (PT)	4
VALENTIM (2003)	FSS	75,9	na	na	50 a 300	1 a 6	Várias*	Doméstico de Tanque Séptico	0,7	Brita n^0 2	48 a 77(DQO)	40 a 81	L	L	L
COSTA e CEBALLOS (2003)	FSS	na	na	na	na	10	*Typha spp.*	Córrego poluído	0,4	Brita (19mm)	88(DQO)	n.a.	n.a	n.a	3,4

* *Eleocharis sp. – Scirpus sp. – Thypha sp.;*
na = não apresentado;
L = Limitada redução, em alguns casos até mesmo acréscimo ao efluente.

4. MATERIAL E MÉTODOS

4.1. Caracterização da Área Experimental

O município de Nova Redenção (Figura 4.1) está situado no estado da Bahia, na Zona Fisiográfica da Chapada Diamantina, no domínio da Bacia Hidrográfica do Rio Paraguaçu. O município possuía aproximadamente 8.943 habitantes na contagem de 2007 do IBGE[3] e aproximadamente 50 % da população mora na zona urbana. O 69º pior IDH[4] do estado da Bahia, que já é um estado que possui um IDH baixo, é atribuído a esse município.

Está inserido no Polígono das Secas, localizando-se entre as coordenadas, de latitude S 12°46'00" e de longitude W 41°22'00". É caracterizado por clima transicional entre o tropical-úmido e o semi-árido, com insuficiência de precipitação, baixa umidade do ar e considerável evaporação. A precipitação pluviométrica oscila em torno de 500 mm anuais, podendo ocorrer períodos de seca prolongados, provocando sérios prejuízos à economia da região. (FILHO *et al,* 2001). A temperatura anual média é de 23,6 ºC (SILVA E AZEVEDO, 2000). Esses últimos autores obtiveram o índice hídrico do município (I_h = -10,9, para capacidade de água disponível de 125 mm) e observaram que o mesmo indica que essa localidade está inserida em áreas onde há longo período de estiagem.

O relevo é constituído por serrotes e morros residuais e pelo platô calcário, com altitude variando entre 350 e 580 metros (FILHO et al., 2001). O Rio Paraguaçu,

[3] IBGE Cidades, disponível em: http://www.ibge.gov.br/cidadesat/topwindow.htm?1
[4] Atlas de Desenvolvimento Humano no Brasil, disponível em: http://www.pnud.org.br/atlas/

único rio perene na área, garante o suprimento de água, a despeito da grande escassez de chuvas durante a maior parte do ano.

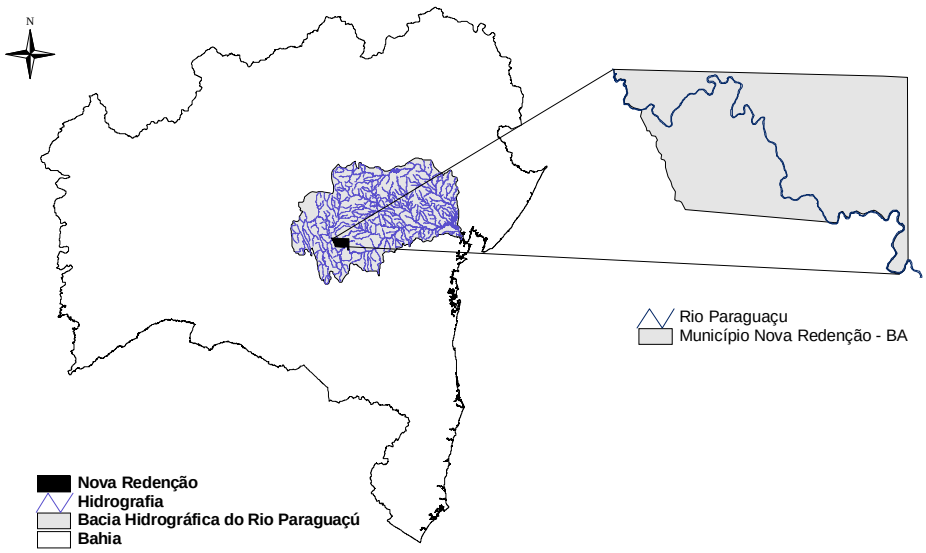


Figura 4.1 Localização do município de Nova Redenção - BA

4.1.1. Saneamento Ambiental de Nova Redenção

4.1.1.1. Água para abastecimento

A água para abastecimento público é tratada e distribuída pela Empresa Baiana de Águas e Saneamento S.A. (EMBASA). Segundo IBGE (2000), cerca de 93% da zona urbana tem água encanada.

A Estação de Tratamento de Água trata água recalcada do Rio Paraguaçu, que é um rio perene. Em períodos muito prolongados de seca ocorre diminuição do nível de água do rio, o que ocasiona o racionamento do abastecimento de água.

Em junho de 2008 realizou-se visita à Estação de Tratamento de Água do município. Constatou-se que a estação é do tipo convencional, com decantadores de alta taxa, filtração de taxa constante com distribuição equitativa de vazões, possui tratamento para o lodo e reciclagem de água de lavagem dos filtros. Apesar

disto, a estação não possui equipamentos laboratoriais adequados para realização do monitoramento e controle das operações. Ressalta-se que etapas importantes no processo de tratamento da água, como o controle de dosagem de coagulante e o monitoramento da turbidez, que deveriam ser realizados de maneira quantitativa são feitas subjetivamente pelos operadores da estação. A Figura 4.2 mostra uma foto de um dos módulos da ETA.

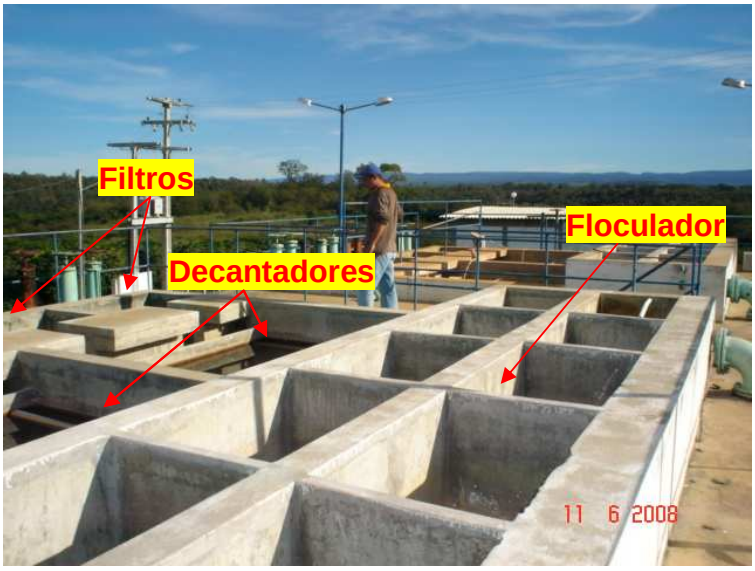


Figura 4.2 Foto da ETA de Nova Redenção-BA

Alguns aglomerados rurais recebem água encanada, do Rio Paraguaçu de unidades de bombeamento operadas pela Prefeitura, porém, sem qualquer tipo de tratamento. Outros aglomerados, em períodos de estiagem, são abastecidos por caminhões pipa, o que acontece de maneira aleatória, sem qualquer sistematização. Isso provoca transtorno para as populações rurais que permanecem sem abastecimento durante algum tempo. Em períodos chuvosos os caminhões não são utilizados, pois a população rural beneficia-se de pequenos açudes que permanecem cheios por alguns meses.

4.1.1.2. Esgoto doméstico

De acordo com IBGE (2000), apenas 1% do esgoto doméstico do município é coletado. A falta da rede de coleta faz com que os moradores busquem outras alternativas para dispor o esgoto, como o lançamento clandestino do mesmo na tubulação de drenagem subterrânea de água pluvial. Ressalta-se que tal tubulação não é adequada para coleta de esgoto.

Outra alternativa é a utilização de fossa “escura”, construída nas ruas, que recolhe o esgoto de vários domicílios. Mesmo nessas ruas algumas casas descartam seu esgoto a céu aberto, já que em alguns casos a localização da fossa não possibilita que seus efluentes cheguem até ela por gravidade.

As fossas construídas nas ruas geralmente chegam ao seu volume máximo causando grandes transtornos. Quando isso acontece, outra fossa é construída, gerando mais gastos públicos em medidas paliativas.

Aproximadamente no centro da cidade e na baixada localizam-se áreas alagadas naturais que recebem esgoto de diversas casas. Na Figura 4.3 apresenta-se a vista panorâmica da zona urbana do município de Nova Redenção, destacando as áreas alagadas e a região onde estão as casas atendidas pela rede. Nota-se que grande quantidade de macrófitas estabelece-se nessas áreas alagadas, principalmente, alface d’água (*Pistia sp.*) (Figura 4.4), em determinadas épocas do ano.

O esgoto que chega às áreas alagadas sofre algum tipo de auto-depuração. Apesar disso, acontecem grandes inconvenientes, como proliferação de mosquitos, exposição de crianças, que utilizam essas áreas para lazer, às doenças relacionadas com a água.

Figura 4.3 Vista panorâmica da zona urbana do município de Nova Redenção.
Fonte: Prefeitura Municipal de Nova Redenção

Figura 4.4 Área alagada natural tomada por alface d'água

Nas ruas que não possuem rede coletora de esgoto ou fossas "escuras" coletivas, o esgoto é descartado a céu aberto. Geralmente, os domicílios que se utilizam

desta alternativa possuem fossas escuras nos quintais para o descarte do efluente dos vasos sanitários. São comuns situações como as da Figura 4.5.

4.1.1.3. Resíduos sólidos

Os resíduos sólidos são coletados sem separação e transportados para um lixão. A freqüência de coleta consegue atender toda a zona urbana do município. No mesmo caminhão são coletados resíduos domésticos, de podas de árvores, restos de casas que comercializam peles (couros), resíduos de açougues caseiros e resíduos da varrição de ruas.

Figura 4.5 Esgoto a céu aberto

Figura 4.5 Esgoto a céu aberto (continuação)

4.2. Descrição Geral das Unidades Estudadas

A estação piloto de tratamento de esgoto doméstico, proposta neste trabalho para receber parte do esgoto de Nova Redenção, é constituída por um decanto-digestor com filtro acoplado, como descrito por ANDRADE NETO et al. (1999), executado em alvenaria com revestimento interno impermeabilizado. Após o decanto-digestor instalaram-se duas unidades de alagados construídos de fluxo sub-superficial em série. Os tanques para instalação dos alagados construídos foram escavados e revestidos com geomembrana em PVC com espessura nominal de 1,0 mm e gramatura de 1.300 g m^{-2}.

As unidades de tratamento construídas em escala piloto foram instaladas como indicado na Figura 4.6. A alimentação do sistema é realizada por meio de canalizações em PVC (100 mm), a partir da rede de coleta.

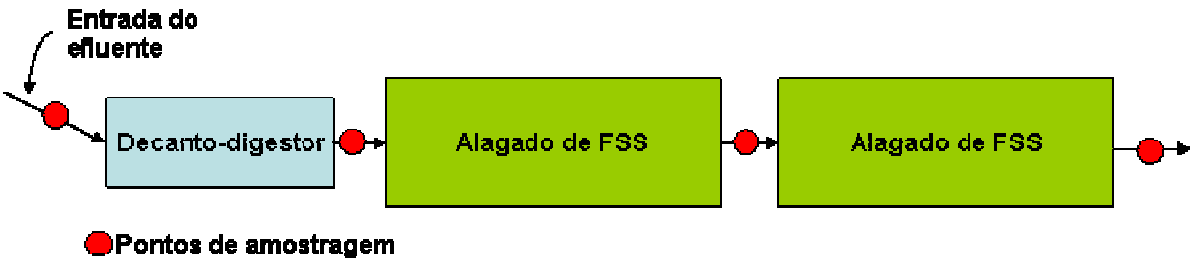


Figura 4.6 Diagrama esquemático da instalação piloto

4.2.1. Projeto dos Sistemas Pilotos de Coleta e Tratamento do Esgoto Doméstico

Realizou-se uma visita ao município como a primeira etapa para elaboração do projeto. Foram realizadas reuniões com o Prefeito e o Secretário de Obras a fim de definir as ruas que teriam seu esgoto coletado e tratado. A escolha considerou os seguintes critérios: ruas que tinham esgoto escorrendo a céu aberto; ruas que estavam sem calçamento (menor custo para execução da obra); e localizavam-se perto do terreno disponível para a construção da EPTE. Dessa forma, definiram-se as ruas Álvaro Alcântara, Poente e Travessa Poente.

Após a escolha das ruas, aplicou-se questionário (ANEXO 1) nos domicílios que seriam ligados à rede. O objetivo do questionário foi levantar aspectos sanitários pertinentes para a elaboração do projeto dos sistemas de coleta e de tratamento de esgoto e instalação da rede de coleta.

4.2.1.1. Vazões de projeto

Em pesquisa aos relatórios de consumo de água da EMBASA, realizada em janeiro de 2007, obteve-se o consumo per capita de água dos últimos seis meses. O valor encontrado foi de 65 L hab^{-1} dia^{-1}, porém preferiu-se adotar 70 L hab^{-1} dia^{-1}, por tratar-se de um valor baixo, pouco referenciado na literatura. O número de 250 habitantes foi considerado para cálculo das vazões de projeto.

Também foi prevista a coleta do esgoto da Escola Municipal (Educandário) localizada em uma das ruas onde foi instalada a rede. Essa escola possui em torno de 300 alunos (dado fornecido pelo diretor da escola). Como produção de esgoto per capita adotou-se 20 L aluno^{-1} dia^{-1}

Adotaram-se os parâmetros listados a seguir para cálculo das vazões de projeto:

- ✓ Como coeficiente de retorno adotou-se 0,7. Esse número sai da normalidade que seria adotar 0,8, porém, em pesquisa realizada nos domicílios atendidos, pôde-se constatar que poucas casas possuiam descargas hidráulicas e outros equipamentos sanitários domiciliares.
- ✓ Coeficiente de reforço do dia de maior consumo (k1): 1,2;
- ✓ Coeficiente de reforço da hora de maior consumo (k2): 1,5;
- ✓ Coeficiente de vazão mínima k3: 0,5;
- ✓ Infiltração da rede: 0,01 m³.dia^{-1}.km^{-1};
- ✓ Extensão da rede de coleta: 0,752 km.

O Tabela 4.1 apresenta as vazões de projeto calculadas.

Tabela 4.1 Vazões de projeto

Vazão média	16,4 m³.dia^{-1}
Vazão máxima	29,6 m³.dia^{-1}
Vazão mínima	8,2 m³.dia^{-1}

4.2.1.2. Decanto-digestor com filtro acoplado

Os parâmetros de projetos para decanto-digestor adotados seguem a norma NBR 7229/93 (ABNT, 1993) – Projeto, Construção e Operação de Sistemas de Tanques Sépticos. Os volumes úteis dos tanques sépticos foram calculados conforme equação 1.

V= 1.000 + (N x C x T + K x Lf) .....Equação 1

onde:

V= Volume Útil (L);

N= Número de contribuintes (pessoas ou atividades);

C= Contribuição unitária de esgoto (L dia^{-1});

T= Tempo de detenção hidráulica, função do volume útil (dia);

K= Taxa de acumulação total de lodo (adotado em função do intervalo de limpeza e da temperatura ambiente). K= 57;

L_f= contribuição diária de lodo fresco, função do tipo de atividade desenvolvida (L dia^{-1}).

De acordo com a norma referenciada adotou-se os seguintes parâmetros construtivos:

- ✓ Profundidade útil: 1,50 m;
- ✓ Relação (comprimento/largura): L/B= 3 (evitar curtos-circuitos hidráulicos);
- ✓ Tempo de detenção hidráulica (TDH): 12h, adotado em função da temperatura média do mês mais frio (19,6 ℃) e da v azão (16460 L s^{-1});
- ✓ Contribuição de lodo fresco em litros por pessoa por dia (Lf): 1,0L $hab^{-1}dia^{-1}$;
- ✓ Taxa de acumulação total de lodos em função da temperatura e do número de limpezas a serem realizadas (uma por ano) (K): 57 dias.

Sequência de cálculo para projeto do decanto-digestor com filtro acoplado

Volume útil do decanto-digestor

V = 1000 + (250 (49 x 0,5 + 57x1) + (300 (20 x 0,5 + 57x1)) = 27705 L

Volume útil do decanto-digestor de duas câmaras

V = 1,3 x 27705 = 36133 L = 36,133 m³

Profundidade útil fixada (h): 1,5

Área superficial (A): 24,1 m²

Dimensões em planta: (8,5 x 2,8) m^2

Relação comprimento largura = 3

Comprimento da primeira câmara: 2/3 x 8,5 = 5,7 m

Comprimento da segunda câmara: 1/3 x 8,5 = 1,9 m

Filtro acoplado no decanto-digestor (anaeróbio ascendente)

Altura útil = 0,80 m (altura do leito de pedras)

Lâmina d'água livre = 0,10 m

Comprimento do filtro (CompF) = 1,4 m (para ângulo de inclinação do fundo > 30º velocidade ascensional < 1 m/h e CompF ≤ 1,5m)

Altura da abertura da cunha = 0,5m

O desenho detalhado do projeto hidráulico do decanto digestor com filtro acoplado é apresentado no ANEXO 2.

Aspectos construtivos

Seguiu-se instruções dos aspectos construtivos descritos por ANDRADE NETO et. al (1999):

- ✓ Na construção em alvenaria de tijolos deve ser dada preferência a tijolos cerâmicos maciços (elementos não vazados) com bom cozimento;
- ✓ O tanque deve ser revestido de modo a assegurar estanqueidade. Ao término da construção devem ser realizados testes de estanqueidade.

4.2.1.3. Alagados Construídos

O projeto dos alagados construídos baseou-se na taxa de aplicação hidráulica superficial. VALENTIM (2003), aplicando taxas variando de 50 a 300 L m² dia^{-1}, chegou a eficiências de remoção de poluentes satisfatória.

Adotou-se taxa 117 L m² dia^{-1} e chegou-se a área mínima de 140 m² (dois alagados de 70 m² cada, em série). A altura do preenchimento do material suporte adotada foi de 0,6 m. A Tabela 4.2 apresenta as dimensões do tanque considerando a inclinação dos taludes.

Tabela 4.2 Dimensões do alagado construído

Comprimento a meia profundidade	20,0 m
Largura a meia profundidade	3,5 m
Profundidade	0,6 m
Borda livre	0,2 m
Inclinação do talude	45°
Comprimento do fundo	19,4 m
Comprimento no nível do material suporte	20,6 m
Comprimento da crista do talude	21,0 m
Largura do fundo	2,9 m
Largura no nível do material suporte	4,1 m
Largura da crista do talude	4,5 m

Foi adotada declividade longitudinal de 1 % e a relação comprimento/altura foi igual a 5.

Volume útil

No cálculo do volume útil final foi considerada a altura da lâmina d'água de 0,55 m, 5 cm menor que a altura preenchida pelo material suporte. Assim, o comprimento no nível da água é de 20,55 m e a largura de 4,05 m.

O volume útil pode ser calculado com a equação 2.

$$V = \frac{1}{3} H_u \left[S + b + (S \times b)^{1/2} \right]$$ .....Equação 2

$$V = \frac{1}{3} \times (0{,}55) \times \left[(20{,}55 \times 4{,}05) + (19{,}4 \times 2.9) + (88{,}27 \times 56{,}26)^{1/2} \right]$$

$$V = 38{,}1 m^3$$

Tempo de detenção hidráulica (TDH)

O TDH foi calculado pela razão entre o volume útil e a vazão. Como a água que percorre o material suporte utiliza apenas os espaços vazios, há que se considerar o índice de vazios do material suporte. Neste caso, a areia utilizada tem a porosidade de 51%.

TDH = (38,1 m^3 x 0,51 m)/16,46 m^3 dia^{-1}= 1,18 dias

VALENTIM (2003) estudou alagados com esse tempo de detenção hidráulica e obteve resultados satisfatórios. No caso deste trabalho como o sistema foi composto por dois alagados em série, obteve-se um tempo total de detenção hidráulica (teórico) nos dois alagados de 2,36 dias.

A macrófita utilizada foi o capim-tifton 85 (Cynodon spp.). A densidade de plantio foi de aproximadamente quinze propágulos por metro quadrado, como o utilizado por ABRAHÃO (2006). Como material suporte, em princípio, seria utilizada brita nº 2 (VALENTIM, 2003), porém como esse material é muito caro na região, optou-se pela utilização de areia lavada, único material possível financeiramente e disponível no local. SOUZA et al. (2004) tiveram experiências com a utilização desse material suporte. Para melhorar a distribuição dos fluxos de entrada e saída em cada sistema foi depositada uma camada de cascalho de 40 cm de largura por 60 cm de altura. O desenho técnico do projeto dos alagados construídos é apresentado no ANEXO 3.

4.2.1.4. Rede de Coleta

O projeto da rede foi feito para atender a população de 250 habitantes distribuídos em 76 domicílios.

O sistema coletor é do tipo separador absoluto; o esgoto doméstico foi coletado através dos ramais condominiais, localizados dentro dos lotes próximos às instalações sanitárias das residências e lançados na rede externa projetada para receber as contribuições dos ramais.

A NBR 9649 (ABNT, 1986) recomenda como vazão mínima de dimensionamento para redes coletoras de esgoto, o valor de 1,5 L s^{-1}, valor que só seria atingido em locais onde há número suficiente de domicílios para tal. Foi adotado, portanto, um diâmetro de 100 mm e recobrimento mínimo de 0,40 m. A seguir, no item 4.2.2.1 caracteriza-se melhor os critérios adotados para a rede condominial.

No ANEXO 5 encontra-se o desenho do projeto da rede de coleta de esgoto. No desenho é apresentada a rede condominial definida e também o traçado da rede prevista.

A participação da população no projeto SCE

Realizou-se reunião com a comunidade beneficiada, ou seja, com as pessoas que moram nas residências que seriam atendidas pelo projeto. Também participaram dessa reunião líderes comunitários – presidentes de associações de moradores e vereadores.

A reunião foi realizada no dia 16 de agosto de 2007. Nessa reunião apresentou-se e discutiu-se o projeto com a comunidade (Figura 4.7).

No entanto, a participação da comunidade não foi como esperada e poucos moradores compareceram a essa reunião. Assim, outra forma de manter a

comunidade integrada ao projeto foi a visita aos domicílios. Nessas visitas a equipe pôde explicar e discutir o projeto com cada morador. Na Figura 4.8 mostra-se o momento de uma dessas visitas.

Figura 4.7 Momentos de uma reunião com a comunidade

Figura 4.8 Visita aos domicílios para esclarecimentos sobre o projeto.

O traçado definitivo da rede também foi discutido entre vizinhos mais próximos, à medida que as valas eram escavadas.

4.2.2. Implantação das unidades

Neste item detalham-se as etapas da implantação da rede de coleta de esgoto e da EPTE. Discutem-se detalhes construtivos em cada fase de execução do projeto. Os custos da implantação foram computados e são apresentados no item 5.1.4.

4.2.2.1. Implantação da Rede Condominial de Coleta de Esgoto

A rede foi locada nas ruas e definiu-se que dentro dos lotes passariam ramais ligados por caixas de passagem, ou inspeção, construídas a cada dois domicílios. A localização das caixas sempre respeitou a direção do fluxo. Definiu-se em campo o melhor traçado para a tubulação, evitando-se mudanças de direção do fluxo.

Para garantir o bom funcionamento da rede de coleta estabeleceu-se que as valas não poderiam apresentar declividade menor que 2% e sua profundidade não foi menor que 0,40 m. Nas Figuras 4.9 a 4.13 apresentam-se detalhes da instalação da rede de coleta nos quintais das residências.

Figura 4.9 Escavação manual das valas

Figura 4.10 Detalhe das caixas de inspeção ou passagem

Figura 4.11 Detalhe das valas escavadas

Figura 4.12 Detalhe das valas escavadas

Figura 4.13 Instalação da rede

A escavação das valas nas ruas realizou-se no lado oposto ao da rede de água de abastecimento (Figuras 4.14 e 4.15). Os sub-ramais foram desligados da rede principal, evitando assim sua ruptura pela ação da retro-escavadeira. Após a escavação a rede de água foi religada.

Figura 4.14 Escavação das valas para instalação da rede nas ruas – detalhe do trabalhador desligando os ramais

Figura 4.15 Escavação das valas para instalação da rede nas ruas – detalhe de um dos ramais que não puderam ser desligados

4.2.2.2. Avaliação preliminar da rede de coleta condominial

Questionário

Depois de aproximadamente seis meses de operação, aplicou-se outro questionário (ANEXO 6) em todos os domicílios atendidos pela rede. Além de dados dos domicílios coletados como no questionário anterior, os moradores também foram questionados a respeito do funcionamento da rede.

Avaliação preliminar dos sólidos no tubo

Um dos ramais principais que passam por de trás de um dos lotes teve um comprimento de aproximadamente 2,5 metros desenterrado. O tubo desenterrado foi retirado com cuidado da vala e posto para secar ao sol (Figuras 4.16 e 4.17). Depois de seco retirou-se suas extremidades e o tubo foi aberto no lado contrário de onde o esgoto escorre. Foi utilizado um ferro quente para cortar o tubo e evitar que fragmentos do mesmo fossem considerados. O material preso no tubo foi

raspado com uma espátula e pesado depois de seco por 24 horas em estufa a 60 ^{0}C.

Figura 4.16 Vista do tubo desenterrado

Figura 4.17 Vista do tubo retirado

4.2.2.3. Implantação da Estação Piloto de Tratamento de Esgoto de Nova Redenção

Neste tópico detalha-se a construção da EPTE. Aborda-se como realizou-se a limpeza da área, a preparação do terreno, a colocação da geomembrana, a construção do decanto-digestor e o enchimento e plantio dos alagados construídos

Limpeza da área

O local onde foi instalada a EPTE era utilizado por alguns moradores como depósito de lixo, por isso apresentava-se muito sujo. Foi utilizado trator de lâmina para efetuar a limpeza do local (Figuras 4.18 a 4.19).

Figura 4.18 Vista do terreno sujo (antes)

Figura 4.19 Vista do terreno limpo (depois)

Preparação do Terreno (Cortes e Aterros)

Gastou-se aproximadamente 45 horas-máquina para o serviço de escavação do terreno Nas Figuras 4.20 a 4.21 são mostrados momentos da preparação do terreno. Na Figura 4.20 apresenta-se o primeiro lance de escavação. Houve dificuldade na escavação devido à presença de seixos rolados. Os recursos disponíveis para o projeto não permitiram que se efetuasse sondagem no local e se evitasse esse tipo de problema. Na Figura 4.22 apresenta-se a linha do horizonte dos seixos.

Figura 4.20 Primeiro lance de escavação

Figura 4.21 Outra vista da escavação

Figura 4.22 Detalhe do horizonte de seixos rolados

Depois do terreno aplainado no nível adequado, foi feita a marcação para escavação dos tanques que receberam a geomembrana. Na Figura 4.23 apresenta-se a marcação do tanque e na Figura 4.24 o tanque escavado. Nessa última figura nota-se claramente que o talude escavado ficou irregular.

Figura 4.23 Marcação para escavação dos tanques

Figura 4.24 Tanque escavado

Instalação da Geomembrana no alagado

Na escavação do terreno encontrou-se grande quantidade de seixos rolados. Isso não permitiu que os taludes fossem cortados pela retroescavadeira de maneira e profundidade adequadas. Assim, foi necessário reconstruir todos os taludes com solo. Nas Figuras 4.25 a 4.27 apresenta-se a seqüência do processo de reconstrução dos taludes. Depois dos taludes reconstruídos, instalou-se a geomembrana (Figuras 4.28 a 4.30).

Figura 4.25 Trabalhadores aterrando alguns pontos do talude

Figura 4.26 Trabalhador batendo o solo molhado no talude

Figura 4.27 Trabalhador acertando o talude com o cepo

Figura 4.28 Visão do talude acertado e desdobramento da geomembrana de PVC

Figura 4.29 Escavação manual das valetas para aterramento da sobra da geomembrana

Figura 4.30 Geomembranas colocadas

Construção do Decanto-digestor

Após a escavação do terreno iniciaram-se as obras do decanto-digestor apresentado nas Figuras 4.31 a 4.38.

Figura 4.31 Vista da rampa abaixo do filtro anaeróbio ascendente acoplado

Figura 4.32 Fundo falso do filtro acoplado

Figura 4.33 Detalhe da Construção do fundo falso

Figura 4.34 Repartição das Câmaras e do filtro finalizada

Figura 4.35 Detalhe da passagem da primeira câmara para a segunda

Figura 4.36 Reboco e preparação para colocar a laje pré-moldada

Figura 4.37 Fase de execução da laje

Figura 4.38 Material suporte utilizado no filtro anaeróbio ascendente acoplado ao decanto-digestor

Enchimento dos alagados construídos com o material suporte

O material suporte escolhido para preencher os alagados construídos foi areia lavada. Esse material foi retirado de um local no município de Nova Redenção. A escolha da areia lavada foi feita por razões econômicas. A Figura 4.39 mostra o local onde a areia lavada foi retirada. A Tabela 4.3 apresenta as principais características da areia. No ANEXO 7 encontra-se a curva granulométrica da mesma.

Figura 4.39 Local onde foi retirada a areia lavada

Tabela 4.3 Algumas características da areia.

Granulometria	0,074 a 2,000 mm
Diâmetro específico (D_{10})	0,150 mm
Coeficiente de uniformidade (D_{60}/D_{10})	2,66
Porosidade	51%

A areia lavada foi colocada dentro dos tanques para finalizar a construção dos alagados construídos (Figura 4.40). No entorno dos tubos de distribuição e recolhimento do esgoto nos alagados construídos colocou-se cascalho grosso, como é mostrado na Figura 4.41.

Plantio da macrófita

O plantio das mudas de Capim-tifton 85 (Figura 4.42) foi efetuado no dia 11 de março de 2008 no alagado 1 e dia 14 de março de 2008 no alagado 2. Depois do plantio o tifton foi molhado, pois não havia ainda esgoto afluente aos alagados (Figura 4.43).

Figura 4.40 Material suporte colocado no tanque de geomembrana

Figura 4.41 Cascalho grosso colocado em torno do tudo de distribuição do afluente ao segundo alagado construído.

Figura 4.42 Plantio do Capim-tifton 85

Figura 4.43 Capim-tifton 85 sendo molhado logo depois do plantio.

Reparos no Decanto-digestor

No início do mês de fevereiro de 2008 efetuaram-se reparos no decanto-digestor, dado que o mesmo apresentou vazamentos. Nessa ocasião, construiu-se internamente ao decanto-digestor, um revestimento em argamassa armada (Figura 4.44 e 4.45) com vistas a mitigar vazamentos oriundos de fissuras decorrentes da construção inicial, executada com mão de obra local, diga-se não qualificada. Também aplicou-se tinta asfáltica à base de solventes nas paredes internas da unidade.

Na Figura 4.46 mostra-se a retirada das pedras-de-mão do filtro anaeróbio acoplado ao Decanto-digestor. Na Figura 4.47 apresenta-se o detalhe do desvio do esgoto durante o conserto do Decanto-digestor. Na Figura 4.48 demostra-se a aplicação da tinta asfáltica à base de solventes.

Figura 4.44 Detalhe da aplicação revestimento de argamassa

Figura 4.45 Aplicação de argamassa armada

Figura 4.46 Retirada do material suporte do Filtro

Figura 4.47 Desvio do afluente à EPTE

Figura 4.48 Aplicação do impermeabilizante

Controle do mau cheiro

Com objetivo de filtrar gases que provocam maus odores, colocaram-se tampas de madeira nas aberturas do decanto-digestor (Figuras 4.49 a 4.52). Essas tampas de madeira foram perfuradas para permitirem que os gases passem através de uma camada de carvão vegetal e outra de solo (do próprio local). Na Figura 4.50 visualiza-se o selo hidráulico para que os gases possivelmente passem apenas pela camada de carvão e solo.

Figura 4.49 Vista da tampa de madeira perfurada

Figura 4.50 Camada de carvão e selo hidráulico

Figura 4.51 Camada de solo

Figura 4.52 Vista do Decanto-digestor com as tampas de madeiras instaladas

Outra providência tomada a respeito do mau cheiro foi realizar o plantio de Citronela (*Cymbopogon winterianus*) no entorno da área onde a EPTE foi construída (Figura 4.53). Essa planta é aromática e repelente de mosquitos.

Figura 4.53 Citronelas plantadas

4.3. Monitoramento e Avaliação das Unidades Estudadas

4.3.1. Início da operação

Desde fevereiro de 2008, alguns domicílios tiveram seu esgoto ligado na rede. Esse esgoto coletado passava por “by pass” e não pelo sistema de tratamento. Nessa época, o DD apresentava problema de vazamentos e os alagados não estavam completamente preenchidos com o material suporte.

O esgoto sanitário afluente começou a chegar ao sistema de tratamento a partir da segunda semana de abril de 2008 (07/04/2008). Nessa data, iniciou-se o ligamento do restante dos domicílios à rede de coleta instalada. Esse processo demorou aproximadamente duas semanas, uma vez que nem todas as caixas sifonadas estavam construídas.

A unidade do decanto-digestor extravasou seu efluente por volta do dia 08 de abril de 2008. Em 05 de maio de 2008 fez-se a primeira amostragem nos quatro pontos de entrada e saída do sistema, previstos anteriormente. Foram monitoradas onze semanas até o dia 04 de agosto de 2008. A Figura 4.54 mostra a foto do sistema em operação.

Figura 4.54 Foto do sistema em operação.

4.3.2. Avaliação dos Parâmetros de Controle

O monitoramento do sistema de tratamento foi realizado com base nas seguintes variáveis de controle: condutividade elétrica, sódio, cálcio, magnésio, temperatura, pH, sólidos, DQO, DBO_5, série nitrogenada, fósforo total e solúvel e *Escherichia coli*. A determinação da variáveis fisico-químicas e bacteriológicas seguiu o disposto no *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater* 21 th (APHA, 2005). As análises laboratoriais foram realizadas pelo laboratório do Serviço Nacional de Aprendizagem Industrial (SENAI) e Centro de Tecnologia Industrial Pedro Ribeiro (CETIND), localizado na cidade de Lauro de Freitas-BA, na região metropolitana de Salvador. Essa cidade dista de Nova Redenção-BA aproximadamente 430 km.

As amostras foram do tipo compostas, coletadas às 9h, 12h, 15h e 17h nos pontos indicados no esquema da Figura 4.6. Foram mantidas em caixa de isopor com gelo, durante a coleta e o transporte. Quando necessário, o gelo era reposto. A freqüência de amostragem está definida na Tabela 4.4. As amostras para análise

microbiológica eram coletadas pontualmente às 18h. Este horário foi estabelecido em função da validade da amostra.

Nos dias de amostragem também realizou-se nos afluentes e efluentes das unidades de tratamento, o perfil de pH, temperatura (medidor de pH – 206 – Lutron) e turbidez (Turbidímetros Plus Alfakit).

Tabela 4.4 Freqüência de amostragem para o monitoramento do sistema

Parâmetro	Método	Freqüência
Temperatura	Potenciométrico	Semanal
Turbidez	Turbidímetro nefolométrico	Semanal
pH	Potenciométrico	Semanal
Condutividade Elétrica	Potenciométrico	Semanal
Alcalinidade Total	Titulação Potenciométrica	Semanal
DQO	Titulométrico	Semanal
DBO_5	Titulométrico	Semanal
Sólidos em suspensão	Gravimétrico	Semanal
Sódio, Cálcio, Magnésio	Espectrofotométrico	Semanal
Nitrogênio Amoniacal	Espectrofotométrico	Semanal
P total e solúvel	Espectrofotométrico	Semanal
E. coli	Membranas Filtrantes	Semanal

A vazão foi medida regularmente nos pontos de entrada e saída do sistema ao longo de um dia, quinzenalmente.

4.3.3. Ensaio Hidrodinâmico

Em princípio, seriam realizados dois ensaios hidrodinâmicos do sistema. Um no período chuvoso e outro no período de seca. Porém, somente foi possível a realização de um ensaio, que apesar ser ter sido realizado no período de seca, durante sua realização ocorreu precipitação.

O estudo hidrodinâmico foi realizado com a utilização de cloreto de sódio comercial (NaCl) como traçador em ensaio do tipo pulso. O NaCl foi escolhido, principalmente pela facilidade de sua obtenção no município. O traçador foi

preparado dissolvendo-se 12kg de NaCl em 24 litros de água. Foi lançado em um único pulso no afluente do sistema. A Figura 4.55 mostra o momento de diluição do traçador e a caixa onde a solução foi injetada no sistema.

Figura 4.55 Diluição do traçador

A diluição do traçador não pôde ser completa, o produto não era de boa qualidade e continha cristais grandes de NaCl que não puderam se diluir. O material não diluído foi recolhido e seu peso seco (2,102 kg) descontado da diluição prevista inicialmente. Assim, a diluição final da solução de traçador foi de 412 g L^{-1}. DANTAS *et al.* (2000) utilizaram uma solução traçadora com concentração de 320 g L^{-1} para um filtro anaeróbio com volume de 3,36 m³. O volume aproximado do decanto-digestor aqui estudado é de 36,0 m³.

Posteriormente à injeção da solução de traçador, amostras dos efluentes de cada unidade foram coletadas periodicamente em intervalos de uma hora, durante três vezes o tempo teórico de detenção hidráulica, aproximadamente seis dias. Nas amostras realizaram-se leituras de condutividade elétrica em condutivímetro modelo MACA150P da MARCONI, com o objetivo de construir uma curva de distribuição do tempo de detenção hidráulica. A concentração de NaCl foi obtida

através da equação gerada a partir da curva de calibração do condutivímetro utilizado (ANEXO 4). A calibração correlacionou a concentração desse sal com a condutividade elétrica.

A partir da curva de concentração do NaCl, calculou-se o número de dispersão axial, o tempo médio de detenção hidráulica e a variância.

Para cálculo do tempo de detenção médio, utilizou-se a equação 3 e calculou-se a variância pela equação 4, equações retiradas da obra de LEVENSPIEL (1974).

$$TDH = \frac{\sum_{i=1}^{n} t_i . C_i(t)}{\sum_{i=1}^{n} C_i(t)} \quad \text{.....Equação 3}$$

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^{n} t^2{}_i . C_i(t)}{\sum_{i=1}^{n} C_i(t)} - TDH^2 \quad \text{.....Equação 4}$$

Para o calculo do coeficiente longitudinal de dispersão axial utilizou-se a equação 5 (LEVENSPIEL, 1974), visto que a curva não apresentou cauda alongada e não indicou grande dispersão.

$$\left(\frac{D}{uL}\right) = \frac{\sigma^2}{2.TDH^2} \quad \text{.....Equação 5}$$

4.3.4. Análise Estatística

Realizou-se a análise da estatística descritiva utilizando as ferramentas do Excel (Office 2003, Microsoft, Seattle, EUA).

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1. Caracterização dos domicílios envolvidos

5.1.1. Antes da instalação do sistema de coleta e tratamento de esgoto

Na Tabela 5.1 são apresentados os resultados do primeiro questionário aplicado nos domicílios. Esses dados serviram de subsídio para a elaboração dos projetos de coleta e de tratamento de esgoto desses domicílios.

Tabela 5.1 Resultados do primeiro questionário aplicado nos domicílios

Aspecto averiguado	**Quantidade**
Total de domicílios	76
Possuem fossa “escura”	70
Número total de fossas “escuras”	90
Possuem algum mecanismo de descarga sanitária	37
Possibilidade de saída da tubulação pela frente da residência	27
Concordou sobre a importância de recolher e tratar esgoto	67

A Tabela 5.1 mostra que a maioria das residências possui fossa “escura”. Geralmente, essas fossas recebem apenas o esgoto proveniente dos sanitários. O restante do esgoto é descartado no quintal da casa ou na frente do domicílio.

Notou-se que a preocupação em recolher e tratar o esgoto, demonstrada por 67 dos domicílios, dá-se em função de sua apreensão ao risco da fossa “escura” completar seu volume máximo e causar transtornos. Nas 76 residências encontraram-se 90 fossas. O número de fossas maior que o de residências demonstra que algumas residências possuem mais de uma fossa, sendo que,

geralmente, uma dessas fossas já está inutilizada. Existiam quintais pequenos que possuíam até três fossas e os moradores declararam não saber qual providência tomariam caso a última fossa construída enchesse.

Como dito anteriormente, na mesma fase que se aplicou esse questionário, buscou-se nos relatórios da EMBASA o consumo de água de cada domicílio envolvido. O valor encontrado foi de 65 L hab^{-1} d^{-1}.

5.1.2. Depois da instalação do sistema de coleta e tratamento de esgoto

Na Tabela 5.2 apresenta-se os resultados do segundo questionário aplicado nos domicílios depois da rede instalada e com aproximadamente seis meses de funcionamento.

Tabela 5.2 Resultado do segundo questionário aplicado aos domicílios atendidos pela rede condominial.

Aspecto averiguado	**Quantidade**
Total de domicílio	54
Possuem fossa “escura”	54
Número total de fossas “escuras”	57
Possuem algum mecanismo de descarga sanitária	29
Possuem chuveiro	33
Ainda utilizam a fossa	29
Ocorrência de entupimentos	11

Observou-se que as instalações hidráulicas sanitárias ainda não estavam presentes em todos os domicílios e mesmo com a rede instalada alguns domicílios ainda utilizam a fossa.

Nos seis meses de utilização da rede de coleta de esgoto houve apenas nove notificações de entupimento, quatro foram no ramal domiciliar, três no principal e dois na caixa sifonada. Esses entupimentos não foram ocasionados pelo acúmulo de sólidos na tubulação, mas por materiais erroneamente descartados na rede, como vasilhas de plástico, dentre outros.

Na Figura 5.1 o gráfico de freqüência apresenta a ocupação dos chefes de famílias dos domicílios atendidos pelo projeto. Em sua maioria são agricultores ou aposentados. Os agricultores trabalham na zona rural durante o dia e voltam para a casa à noite. Isso interfere no comportamento da vazão que será mostrada no item 5.3.

Figura 5.1 Ocupação dos chefes de família

Na Figura 5.2 apresenta-se o resultado da avaliação da população com relação à rede e ao diâmetro usado. Observa-se que mesmo a rede atendendo às expectativas da população quanto à coleta de esgoto, a queixa quanto ao diâmetro utilizado é freqüente.

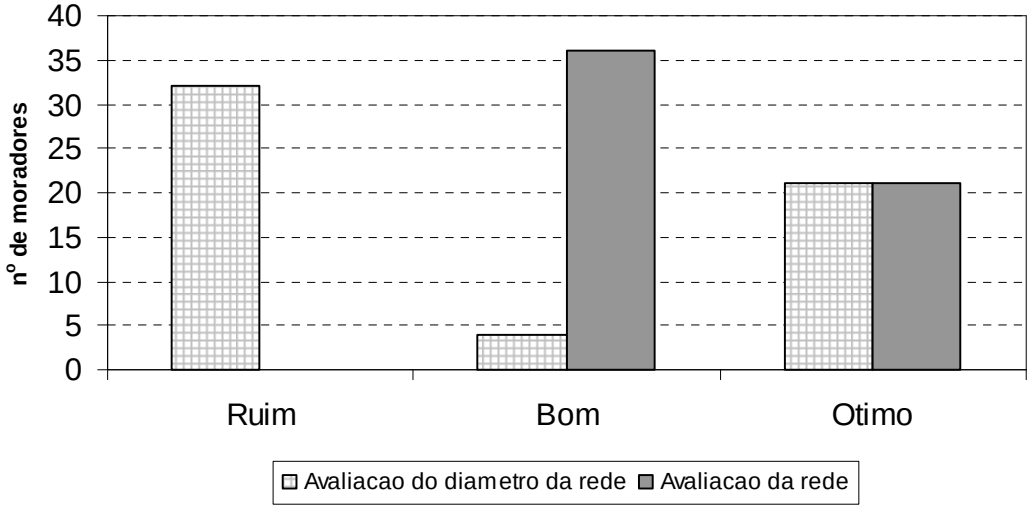


Figura 5.2 Freqüência da avaliação da população a respeito da rede e do diâmetro usado.

5.1.3. Avaliação de sólidos no tubo

Em um comprimento de 1,95 metros recolheu-se um total de 3,7 gramas de sólidos secos. Esse material acumulou-se depois de seis meses de funcionamento da rede condominial. Trata-se de uma quantidade pequena de sólidos e isso pode indicar que a declividade usada na instalação da rede condominial garantiu a arraste de sólidos na rede.

5.1.4. Custos aproximados das obras implantadas

As obras tiveram início em agosto de 2007 e finalizaram em março de 2008. Para a implantação das obras fechou-se parceria entre a Prefeitura Municipal de Nova Redenção, a Agropecuária Chapadão e o CNPq. Esse último participou da parceria através do pagamento de bolsas de extensão: uma pessoa de nível técnico e outra de nível superior. Os valores das bolsas foram de R$ 483,00 e outra de R$ 1.045,00, respectivamente.

Para a instalação da rede condominial de coleta de esgoto foram gastos com equipamentos, materiais e mão-de-obra um total de R$ 32.725,00. Como a população atendida é de 250 habitantes, previstos no projeto, tem-se um custo de R$ 130,90 por habitante. Esse valor está de acordo com as faixas de custos apresentadas na Tabela 3.1.

Caso os tubos dos ramais secundários e de todo ramal principal fosse de 150 mm de diâmetro, o custo da obra seria de R$ 41.764,80. Tal valor representa um acréscimo de 27% no custo da obra, o que é um montante considerável de recursos. Quanto aos aspectos funcionais, a rede condominial com diâmetro de 100 mm não apresentou nenhum problema, porém, sabe-se que a população tem preferência ao uso de diâmetros maiores. A concepção do projeto deve prezar e prever a educação da população quanto ao diâmetro do tubo, podendo assim arraigar grande economia.

A EPTE teve um custo total aproximado de R$ 24.026,00. Isso corresponde a um custo de R$ 96,10 por habitante.

Na operação do sistema, os custos concentram-se no pagamento de pelo menos dois trabalhadores, que executam os serviços gerais de manutenção do sistema.

Nos custos apresentados tanto da rede quanto da EPTE, não estão inclusos o acompanhamento da obra por um engenheiro ou mestre-de-obras. Também não inclui valores de impostos recolhidos no pagamento de mão-de-obra.

5.2. Caracterização qualitativa do afluente bruto

O esgoto doméstico afluente à ETE piloto apresentou as seguintes características, evidenciadas na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 Caracterização do esgoto doméstico afluente à ETE piloto.

Parâmetro	Unidade	Número de amostras	Afluente Bruto (média)	Desvio padrão
pH	-	6	7,61	± 0,14
Temperatura	ºC	11	27,2	± 0,7
Alcalinidade total	mg $CaCO_3$ L^{-1}	11	528	± 203
DQO	mg L^{-1}	11	966	± 416
DBO_5	mg L^{-1}	11	389	± 170
Sódio (Na)	mg L^{-1}	11	170	± 24
Cálcio (Ca)	mg L^{-1}	11	52	± 34
Magnésio (Mg)	mg L^{-1}	11	13	± 2
Sólidos Totais	mg L^{-1}	11	1087	± 195
Sólidos em suspensão	mg L^{-1}	11	126	± 129
Sólidos sedimentáveis	mL L^{-1}	11	1,0	± 3
Fósforo Total	mg L^{-1}	11	16	± 4
Fósforo Total Solúvel	mg L^{-1}	11	13	± 5
Escherichia coli	UFC $100^{-1}mL^{-1}$	10	$3,7x10^7$	± $2,4 \times 10^7$
Nitrogênio amoniacal	mg L^{-1}	11	94	± 36
Nitrogênio orgânico	mg L^{-1}	11	22	± 17
Condutividade elétrica	µS/cm	11	1832	± 293

Os valores médios de DBO_5, DQO, nitrogênio amonialcal e orgânico e fósforo total e solúvel foram elevados. Isso demonstra um esgoto concentrado típico de pequenas comunidades. Suspeita-se ainda, que os valores elevados das formas de nitrogênio tenham sido em função de açougues clandestinos localizados entre os domicílios atendidos pela rede.

As cargas superficiais aplicadas ao primeiro alagado, em termos de DQO, DBO_5, N-Amon, N-Org, PT e PTS foram calculadas a partir da vazão média de entrada no DD, da concentração média das variáveis químicas no efluente do DD e da área aproximada do alagado (70 m²). Para o cálculo das cargas superficiais aplicadas ao segundo alagado, foram considerados os valores das concentrações médias das variáveis químicas no efluente do alagado 1; quanto a vazão, considerou-se uma perda de água de 17 % da vazão de entrada do DD. Nos alagados há uma

perda de água, por evapotranspiração, de 34% (vide item 5.3). Para se chegar ao valor de 17 % considerou-se que os dois alagados perdem a mesma quantidade de água por evapotranspiração. A Tabela 5.4 apresenta os resultados.

Tabela 5.4 Cargas superficiais aplicadas no sistema de alagados

	gDQO m^{-2} d^{-1}	**$gDBO_5$ m^{-2} d^{-1}**	**gN-Amon m^{-2} d^{-1}**	**gN-Org m^{-2} d^{-1}**	**gPT m^{-2} d^{-1}**	**gPTS m^{-2} d^{-1}**
Alagado 1	31,4	12,5	8,9	2,0	1,4	1,2
Alagado 2	9,7	3,7	6,2	1,8	1,0	0,9

As cargas orgânicas superficiais aplicadas, em termos de DQO e DBO_5, mostradas na Tabela 5.4 tanto no primeiro, quanto no segundo alagado estão dentro da faixa utilizada com sucesso por MBULIGWE (2004), VALENTIM (2003). Esses dois autores trataram efluentes anaeróbios, já SOUZA *et al.*(2004) utilizaram valores bem menores aos apresentados por este estudo, faixa de 5,01 a 9,45 $gDQOm^{-2}$ d^{-1}. No período monitorado, a aplicação de cargas dessa magnitude logrou eficiência satisfatória na remoção de matéria orgânica no sistema, como será detalhado no item 5.5.3.

5.3. Caracterização quantitativa do afluente bruto

Na Figura 5.3 apresenta-se a variação do perfil da vazão afluente ao EPTE. Foram realizados seis perfis de vazão durante o período de monitoramento. A vazão média é de 7,0 m^3 dia^{-1}. Ressalta-se que os perfis de medição de vazão apenas foram calculados para o período diurno. Trata-se de um valor muito baixo comparado com a vazão de projeto e que ainda poderia ser menor se computado os valores de vazão durante à noite. Esse valor encontra-se próximo ao da vazão mínima de projeto (8,22 m^3 dia^{-1}).

Atualmente, recolhe-se o esgoto de 57 domicílios que abrigam cerca de 213 habitantes. Considerando o consumo médio de água de abastecimento, calculado a partir de dados de janeiro a junho de 2008, a população atendida pelo projeto consome um total de 12,76 m³ dia^{-1} de água de abastecimento. Fazendo-se a relação média de esgoto afluente à EPTE e da vazão média de consumo de água, chega-se a um coeficiente de retorno de 0,60. Esse valor é ainda menor que o utilizado para calculo das vazões de projeto (0,70).

Nota-se pelo perfil gerado que a vazão de entrada do sistema apresenta três principais momentos de pico ao longo dia. Um no início da manhã, outro ao meio dia e outro no fim da tarde. A maior mediana está na parte da manhã e a variação dos valores em torno das mesmas é mais evidenciada também nesse período.

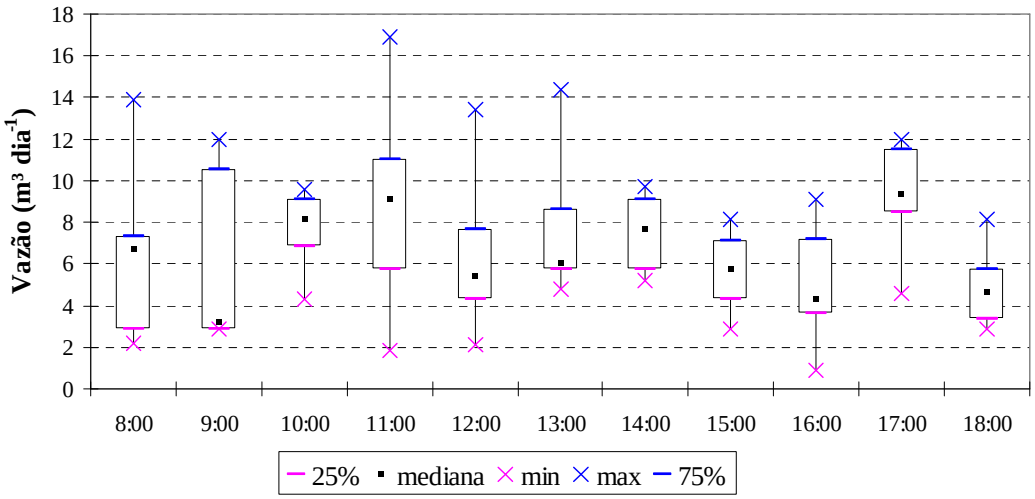


Figura 5.3 Perfil da vazão afluente ao sistema

Com os dados de vazão de entrada no DD pode-se obter a carga hidráulica média aplicada no primeiro alagado ao longo do dia, que variou de 82 a 133 mm d^{-1}. A carga hidráulica média foi de 109 mm d^{-1}, valor que está abaixo de outros

encontrados na literatura, como MBULIGWE (2004), que utilizou carga hidráulica de 149 mm d^{-1}, tratando efluente semelhante e obteve sucesso na remoção de diferentes poluentes. Esse autor deixa claro que essa taxa é maior que as recomendadas na literatura por diferentes autores – COOPER et al., 1996; KADLEC et al., 2000; e COOPER, 2001 – todos de países de clima temperado.

Na Figura 5.4 apresenta-se a variação do perfil de vazão efluente da EPTE. A vazão média é de 4,6 m^3 d^{-1}. Um montante de aproximadamente 34% do volume de entrada de água é perdido por evapotranspiração.

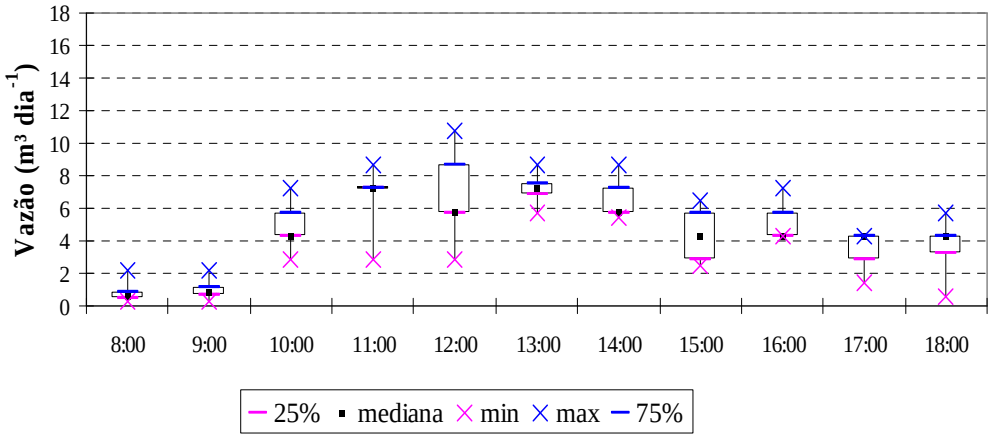


Figura 5.4 Perfil da vazão efluente ao sistema

5.4. Ensaio hidrodinâmico

5.4.1. Ensaio hidrodinâmico no decanto digestor

A Tabela 5.5 mostra os parâmetros hidrodinâmicos calculados para o decanto-digestor, para tanto, utilizaram-se as equações apresentadas no item 4.3.3.

Tabela 5.5 Parâmetros hidrodinâmicos calculados

TDH	Variância	Dispersão axial
45,8 horas	920,8	0,22

Os resultados obtidos mostraram que essa unidade aproxima-se do modelo de fluxo em pistão, indicado pelos baixos valores de dispersão axial. Nas curvas de CE dos ensaios hidrodinâmicos não há formação de cauda nas curvas, o que é indicação de tendência de fluxo em pistão.

O TDH médio real está acima do previsto, que foi de 12h. Isso aconteceu em função da baixa vazão de entrada no DD. A vazão média de entrada é 7,0 $m^3\ d^{-1}$ é inferior a vazão mínima prevista no projeto (8,2 $m^3\ d^{-1}$). Além disso, durante a noite a vazão afluente ao sistema chega a zero.

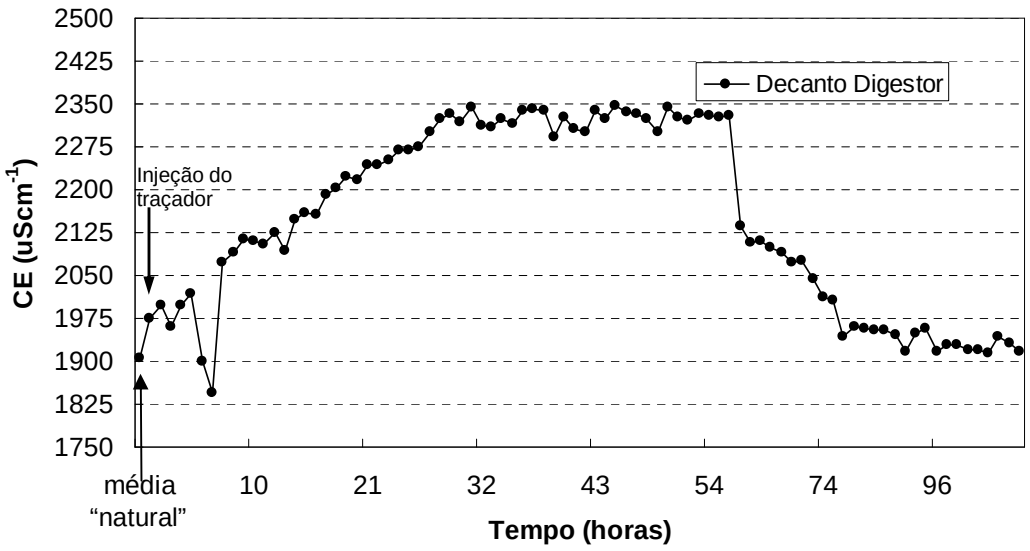


Figura 5.5 Curva de condutividade gerada durante o ensaio hidrodinâmico no decanto-digestor

Do ensaio hidrodinâmico realizado no DD gerou-se a curva de condutividade apresentada na Figura 5.5. O tempo de monitoramento durou 112 h até que a condutividade relativa à concentração inicial fosse alcançada novamente. Como concentração inicial utilizou-se o valor médio de CE encontrada no efluente do DD

ao longo de quatro semanas. O valor médio anterior de CE no efluente do DD está indicado na Figura 5.5.

5.4.2. Ensaio hidrodinâmico nos alagados

O TDH real calculado para os alagados foi de 2,4 dias e 2,5 dias, para o alagado 1 e 2, respectivamente. Esse tempo foi maior que o estimado no projeto (1,2 dias para cada alagado).

Deve ser considerado que a condutividade dos efluentes dos alagados não voltou a patamares do início do ensaio hidrodinâmico, mesmo depois de 150 horas de monitoramento. Chegou apenas a patamares mais baixos e estáveis, como visto nas Figura 5.6 e 5.7. O tempo real de permanência do traçador nos alagados foi maior que o tempo monitorado, assim os tempos de detenção hidráulica calculados (2,4 e 2,5 dias) ainda são menores que o real.

Os altos valores de variância calculados (1687,7 e 1682,2, para alagados 1 e 2, respectivamente) estatisticamente, representam a alta dispersão da distribuição dos valores de concentração da curva. Isso demonstra a dispersão provocada pela tendência de aumento da concentração durante o dia e decaimento da mesma durante a noite.

Nas Figuras 5.6 e 5.7 apresentam-se as curvas de condutividade do ensaio hidrodinâmico realizado nos alagados.

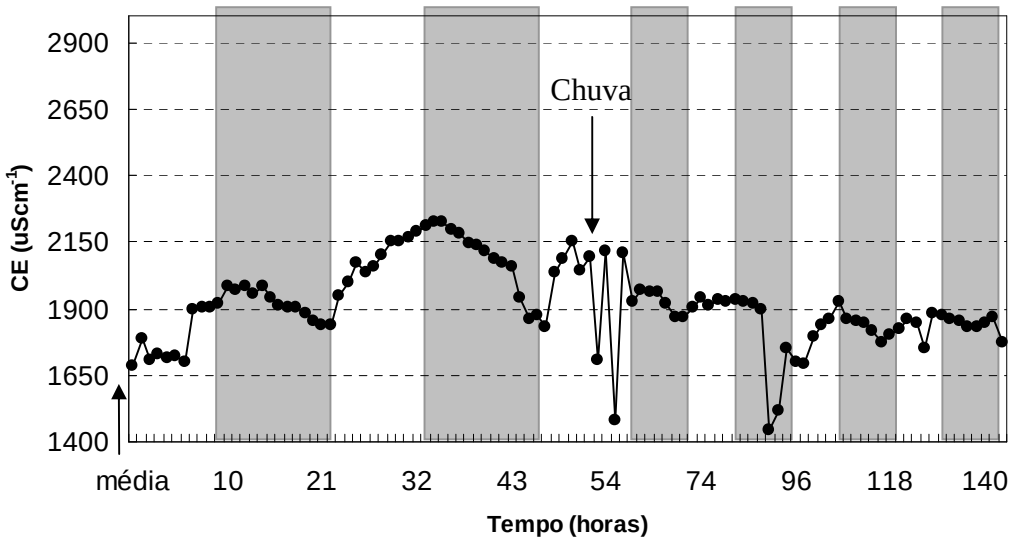


Figura 5.6 Curva de condutividade gerada durante o ensaio hidrodinâmico no Alagado 1.

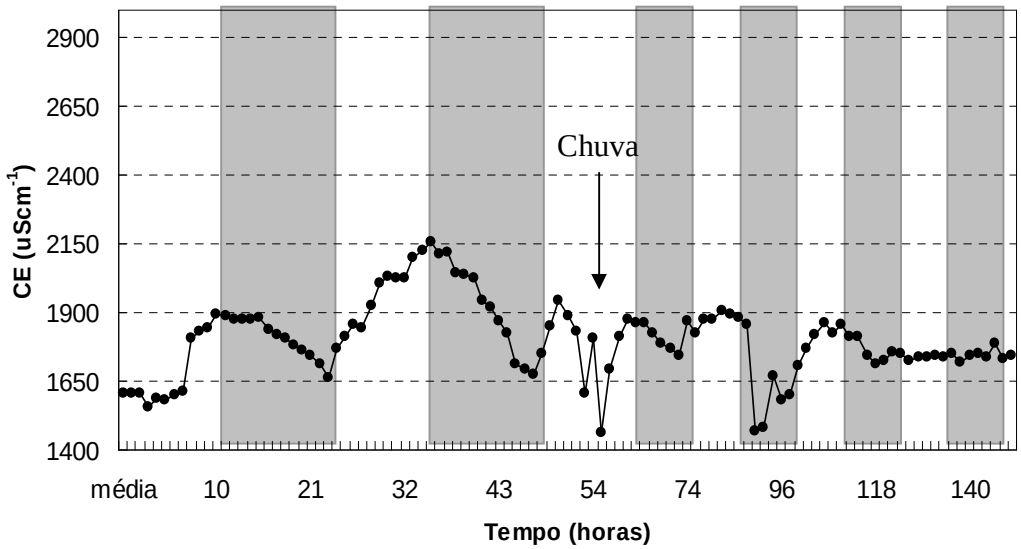


Figura 5.7 Curva de condutividade gerada durante o ensaio hidrodinâmico no Alagado 2.

Observa-se o aumento e o declínio da condutividade no período do dia e da noite, respectivamente. Essas figuras mostram, também, que no terceiro dia de monitoramento, por volta de 53 horas, ocorreu uma chuva, que causou uma súbita diluição do efluente dos dois alagados. Passada a chuva, os valores de condutividade voltaram a subir durante o dia, e no período noturno subseqüente passou por mais um decaimento.

As áreas sombreadas do gráfico demarcam os períodos noturnos. As duas primeiras áreas são mais largas, pois se referem aos períodos de monitoramento da CE com intervalos de medição de uma hora. Depois de 56 horas de monitoramento, passou-se a um intervalo de medição de 2 horas, daí as menores larguras das faixas seguintes.

Uma lâmina de esgoto de aproximadamente 2 cm de altura flui sobre o material suporte dos dois alagados. Essa lâmina tem origem em dois aspectos: o material suporte utilizado é areia com índices de vazios baixo e alto coeficiente de uniformidade; e a camada de cascalho que deveria ser colocada para melhor distribuir os afluentes aos alagados, na realidade, foi colocada apenas ao redor dos tubos, tanto de distribuição quanto de recolhimento do efluente. Isso não possibilita a correta distribuição do fluxo, além de criar caminhos preferenciais. SHUTES (2001) afirmou que em sistemas desse tipo a sobrecarga causa um fluxo superficial sobre o material suporte, o que pode diminuir a eficiência do sistema.

A tendência é da lâmina d’água aumentar ao longo do tempo, à medida que o material suporte for colmatando-se. Isto deve-se à granulometria da areia utilizada.

Os alagados têm funcionado durante o dia como escoamento superficial nos solos. Durante a noite a vazão afluente aos alagados diminui substancialmente, e os mesmos passam a descarregar a vazão do volume “guardado” durante o dia nos vazios de seu material suporte. Por isso, nos períodos noturnos a condutividade sofreu decaimentos.

Esse ensaio apenas verificar o que está já era percebido nos alagados. A partir dos dados obtidos do ensaio, não foi possível calcular a dispersão axial, isso em função das peculiaridades desses alagados. O diâmetro muito pequeno da areia utilizada provocou a ocorrência de uma lâmina d’água acima do material suporte, durante as maiores vazões afluente. Considera-se também a ocorrência de precipitação durante o ensaio hidrodinâmico, o que inviabilizou o cálculo daqueles parâmetros.

5.4.3. Limitação da carga hidráulica para areia fina

Como exercício para verificação da limitação do uso de areia com granulometria muito fina (ANEXO7) poder-se-ia calcular a carga hidráulica segura, que evitaria a sobrecarga hidráulica, como ocorrido no sistema estudado.

A vazão considerada seria aquela ocorrida no período noturno, momento que não havia lâmina d’água sobre o material suporte, período de 20 h às 8 h do dia seguinte. Foi realizada a medição do perfil de vazão nesse período e obteve-se um valor aproximado de 1,7 m^3 dia^{-1}. Se existissem mais dados de vazão noturna a carga poderia ser calculada de acordo com a equação 6.

$$TAS = \frac{VAZÃO}{ÁREA}$$ .....Equação 6

$$TAS = \frac{1{,}7\, m^3 dia^{-1}}{70 m^2} = 0{,}024 \times 1000 = 24\, mm\, dia^{-1}$$

Assim, a carga hidráulica de 24 mm dia^{-1} seria a máxima carga hidráulica que não provocaria lâmina sobre o material suporte. É um valor de carga que está abaixo da maioria dos estudos apresentados na Tabela 3.5 e aumentaria acentuadamente a necessidade de área para os alagados. Outro problema é que como a granulometria da areia é muito fina, mesmo com baixa carga o material suporte têm grande possibilidade de colmatar.

5.5. Desempenho do sistema no tratamento do esgoto doméstico

5.5.1. Temperatura

A Figura 5.8 apresenta o perfil médio de temperatura ao longo do dia nos afluentes e efluentes das unidades de tratamento. Realizou-se um total de onze perfis semanais de temperatura no período de monitoramento.

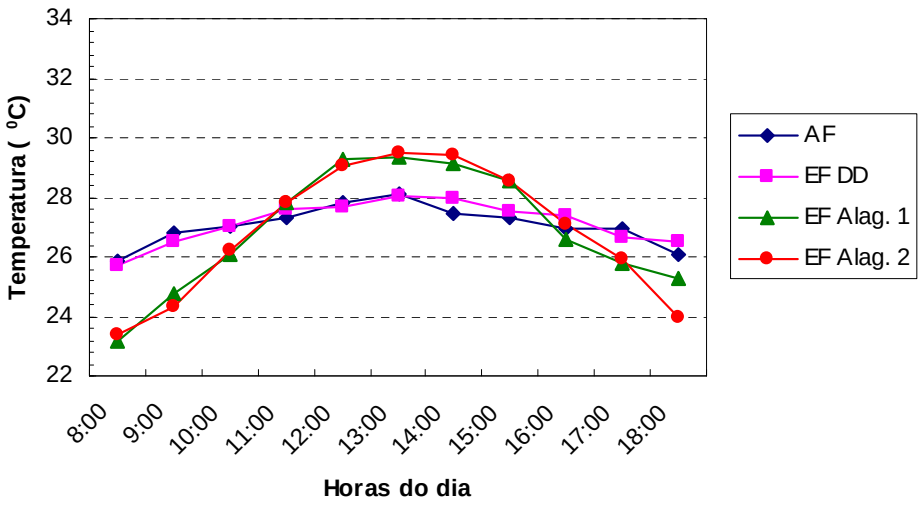


Figura 5.8 Perfil médio de temperatura ao longo do dia

O esgoto bruto apresentou temperatura média de 27,2±0,7 ºC ; o efluente do DD, 27,2±0,9 ºC. Os alagados 1 e 2 apresentaram temperaturas médias em seus efluentes de 26,8±1,9 ºC e 25,5±2,2 ºC, respectivamente. Os maiores valores de desvio padrão da temperatura dos efluentes dos alagados indicam a maior variação de temperatura nesses efluentes.

A variação da temperatura dos efluentes dos alagados durante o dia pode ser explicada pela diferença do calor específico da água e da areia utilizada como material suporte. Como o calor específico da areia é menor que o da água, há perda de calor do meio líquido para a areia durante o período noturno. Já o efluente do decanto-digestor mantém a temperatura estável, pois além do calor específico elevado da água, há que se considerar a atividade biológica.

5.5.2. pH

A Figura 5.9 mostra o perfil médio de pH dos afluentes e efluentes das unidades do sistema de tratamento, ao longo do dia. Realizou-se um total de seis perfis de pH no período de monitoramento.

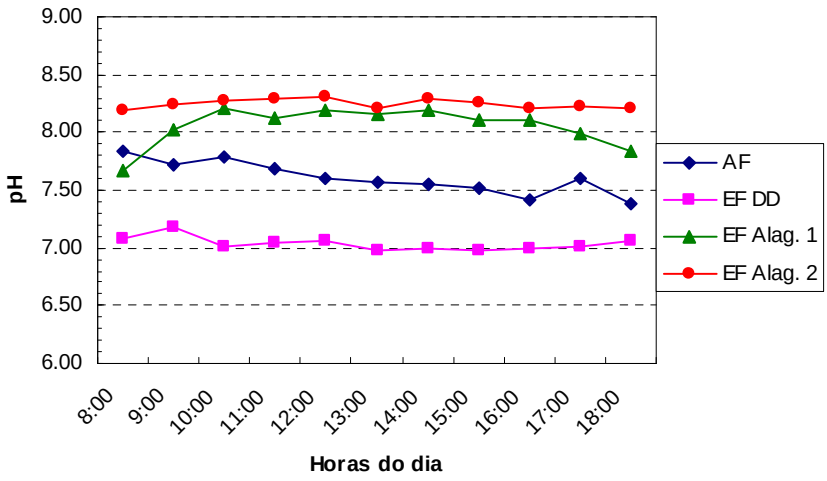


Figura 5.9 Perfil médio de pH ao longo do dia

O pH médio do esgoto bruto foi de 7,6±0,1, já o do decanto digestor é um pouco mais baixo (7,0±0,1), provavelmente devido à produção de ácidos orgânicos no processo de digestão anaeróbia que ocorre nessa unidade. O pH dos efluentes dos alagados tem valores médios mais elevados, 8,1±0,2, para o alagado 1 e 8,3±0,1, para o alagado 2 . O aumento do pH durante o dia pode ser explicado pelo consumo de CO_2 por algas que estão na pequena lâmina d'água formada ao longo dos dois alagados.

Na comparação de perfil de pH realizado no início de operação do sistema e outro 12 semanas depois (Figura 5.10) nota-se que os valores de pH dos efluentes dos alagados diminuíram ao longo do tempo de monitoramento. Isso pode ser explicado pela maior cobertura da macrófita e conseqüentemente menor incidência de luz solar e menor consumo de CO_2 por algas no início de operação do sistema.

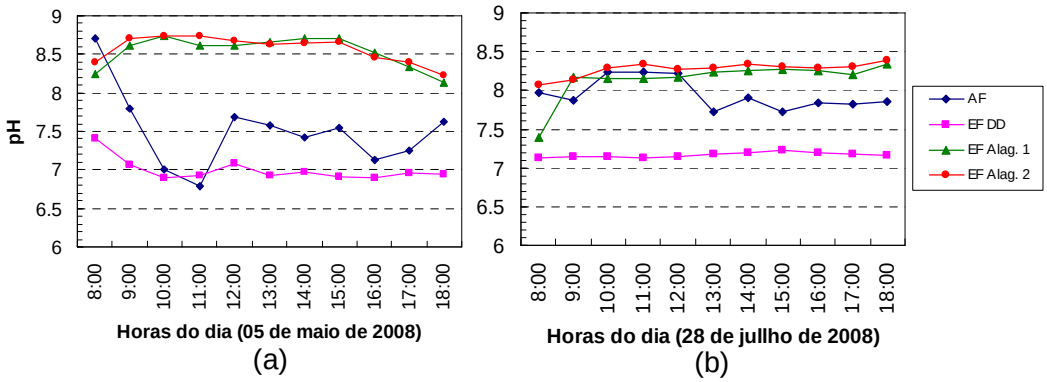


Figura 5.10 Perfil de pH ao longo do dia no início da operação (a) e depois de 12 semanas de funcionamento (b).

De modo geral, os valores de pH dos efluentes mostraram-se estáveis, isso é importante, por permitir que as reações químicas e, principalmente os processos biológicos, ocorram de modo regular, proporcionando estabilidade na remoção dos poluentes.

5.5.3. Remoção de matéria orgânica

Neste estudo a matéria orgânica foi monitorada nos afluentes e efluentes de cada unidade do sistema de tratamento piloto, através dos parâmetros DBO_5 e DQO, que se apresentam na Tabela 5.6, junto aos dados de eficiência de remoção dos mesmos (média e desvio padrão). A Figura 5.11 ilustra a remoção de matéria orgânica ocorrida nas unidades dos sistemas de tratamento.

Tabela 5.6 Caracterização e a eficiência de remoção de matéria orgânica em termos de DQO e DBO_5 (média e desvio padrão).

	Parâmetros	**Afluente**	**Efluente**	**Eficiência de remoção (%)**
DD	DQO (mg L^{-1})	966 ± 416	314 ± 96	68 ± 18
	DBO_5 (mg L^{-1})	389 ± 170	125 ± 42	68 ± 20
Alag. 1	DQO (mg L^{-1})	314 ± 96	117 ± 57	63 ± 13
	DBO_5 (mg L^{-1})	125 ± 42	45 ± 21	64 ± 13
Alag. 2	DQO (mg L^{-1})	117 ± 57	137 ± 50	-17 ± 179*
	DBO_5 (mg L^{-1})	45 ± 21	58 ± 22	-30 ± 195*
		Eficiência total		86 ± 8
		do Sistema		85 ± 11

Número de amostras analisadas = 11
*valores negativos indicam que houve aumento na concentração de matéria orgânica no efluente; e valores altos de desvio padrão refletem a variação de valores positivos para negativos.

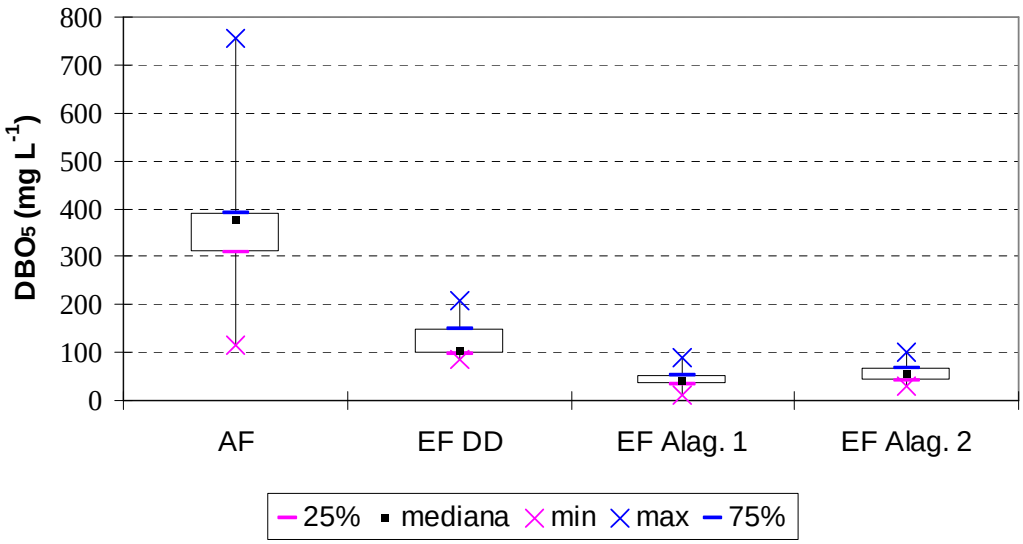


Figura 5.11 Remoção de DBO_5 nas unidades dos sistemas de tratamento

A matéria orgânica é removida primeiramente no decanto-digestor, que imprime eficiência de remoção média da ordem de 68% de DQO de DBO_5. Esta remoção era esperada para sistemas de tanques sépticos com filtro anaeróbio ascendente acoplado, ou, como chamados neste estudo, decanto-digestor com filtro acoplado. ANDRADE NETO *et al.* (1999) estudaram esses sistemas e relataram eficiências médias da ordem de 60% a 70% na remoção de DQO.

Porém, na primeira semana de monitoramento, a eficiência de remoção do decanto-digestor foi de 45 %. Nesse período, ainda havia reclamações por parte da população em relação aos maus odores, relacionados principalmente com os efluentes do decanto-digestor, na primeira parte do Alagado 1. O grau de amonificação do efluente do DD, nessa semana, foi pequeno, assim como a produção de alcalinidade. A partir da terceira semana de monitoramento, quando o efluente apresentou grau mais elevado de amonificação e de produção de alcalinidade, a eficiência de remoção média passou a ser maior, cerca de 70 % de DQO e de DBO_5 e os odores mal cheirosos desapareceram substancialmente.

Na Figura 5.12 apresenta-se a evolução de remoção da matéria orgânica no sistema, ao longo do tempo. É apresentada a matéria orgânica apenas em termos de DBO_5, dada a semelhança de seus resultados com os de DQO, guardadas as devidas proporções.

É importante ressaltar que os dados aqui apresentados refletem ainda as condições de partida do sistema, por isso ainda é limitada qualquer consideração definitiva. O intuído é discutir como ocorre o processo de partida do sistema.

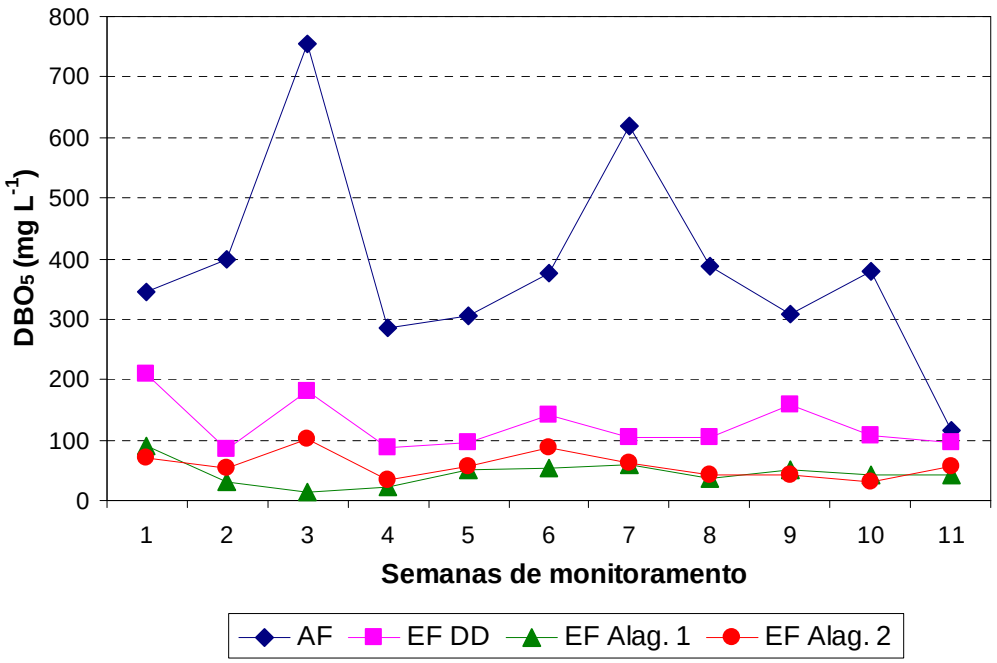


Figura 5.12 Evolução da redução da matéria orgânica, em termos de DBO_5, nas diferentes unidades do sistema de tratamento piloto.

Houve rápida estabilização de remoção de matéria orgânica no DD e no Alagado 1, desde a primeira semana de monitoramento. Isso foi observado também por VALENTIM (2003), que monitorou sistemas de alagados com TDH semelhantes (um e dois dias), tratando efluentes anaeróbios. No pós-tratamento realizado pelos

alagados construídos, obteve-se eficiência de remoção de matéria orgânica em torno de 68 % (DQO e DBO_5) no Alagado 1. CALIJURI *et al.* (2007) e MBULIGWE (2004) também obtiveram remoções de matéria orgânica dessa ordem de grandeza, tratando, em alagados construídos, efluentes anaeróbios de reatores de UASB.

A DQO no efluente do Alagado 1 variou (a partir da segunda semana) entre 36 e 150 mg L^{-1}, e a concentração de DBO entre 13 e 59 mg L^{-1}. Já o segundo alagado, como verificado na Tabela 5.6, contribuiu para aumento na matéria orgânica no seu efluente, principalmente durante as primeiras seis semanas. Tal fato, provavelmente, deve-se à colocação de material suporte (areia lavada) por cima do capim Tifton na segunda semana de monitoramento. O material suporte foi colocado para planificar a superfície irregular do Alagado 2. Provavelmente, a palha morta da macrófita sob o material suporte entrou em decomposição e contribuiu para o aumento de matéria orgânica. Nota-se na Figura 5.10 uma tendência de decaimento desse acréscimo de matéria orgânica por parte do Alagado 2.

A maior concentração de matéria orgânica no efluente do segundo alagado poderia ser explicada pelo grande volume de água perdido por evapotranspiração. No entanto, mesmo calculando a eficiência de remoção da matéria orgânica dessa unidade em termos de massa, os resultados de remoção não são bons (8 % de remoção de DQO e -2% de DBO_5). Apesar de apresentar alguma eficiência em termos de DQO, em relação a DBO_5 ele ainda acrescenta matéria orgânica no

efluente. Isso pode indicar que o segundo alagado não seria necessário para remoção adicional de matéria orgânica.

A eficiência global do sistema, demonstrada nas 11 primeiras semanas de monitoramento, em termos de remoção de matéria orgânica foi de 86±8% para DQO e 85±11% para DBO_5.

5.5.4. Remoção de sólidos

A Tabela 5.7 apresenta a caracterização referente aos sólidos e a eficiência de remoção dos mesmos (média e desvio padrão) monitorados através do parâmetro SST, nos afluentes e efluentes de cada unidade do sistema de tratamento piloto. A Figura 5.13 ilustra a remoção de SST ocorrida nas unidades dos sistemas de tratamento.

O decanto-digestor apresenta eficiência de remoção de 57 % em relação aos SST. Na literatura a eficiência desse sistema na remoção de SST está na faixa de 55 a 80 % (ANDRADE NETO *et al.*, 1999).

O primeiro alagado apresentou remoção adicional de SST em torno de 68±28% e o segundo alagado, 29%. A eficiência global do sistema ficou em 90±38% para SST. Está é uma eficiência elevada, já que o sistema encontra-se no início de sua operação.

Tabela 5.7 Caracterização e eficiência de remoção dos parâmetros (média e desvio padrão) referentes aos sólidos.

	Parâmetros	Afluente	Efluente	Eficiência de remoção (%)
DD	SST (mg L^{-1})	126 ± 129	54 ± 64	57 ± 70
Alag. 1	SST (mg L^{-1})	54 ± 64	17 ± 22	68 ± 28
Alag. 2	SST (mg L^{-1})	17 ± 22	12 ± 13	29 ± 67
		Eficiência total do sistema		90 ± 38

Número de amostras analisadas = 11

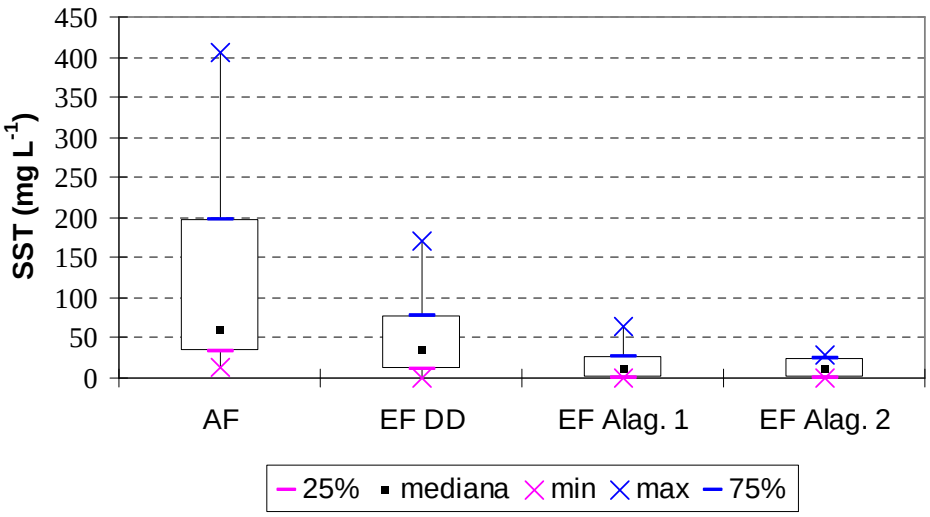


Figura 5.13 Remoção de SST nas unidades dos sistema de tratamento

Os bons resultados de remoção de SST no sistema, e também no segundo alagado, demonstram que o acréscimo de matéria orgânica ocorrido nessa última unidade é em função de sólidos dissolvidos.

A Figura 5.14 mostra a evolução da concentração de SST nos afluentes e efluentes das unidades do sistema. Ao longo do período de monitoramento a

remoção de SST nos alagados mostrou-se bastante estável. Os valores de concentração de SST no efluente final do sistema tiveram um mínimo de não detectável mg L^{-1} e máximo de 28 mg L^{-1}.

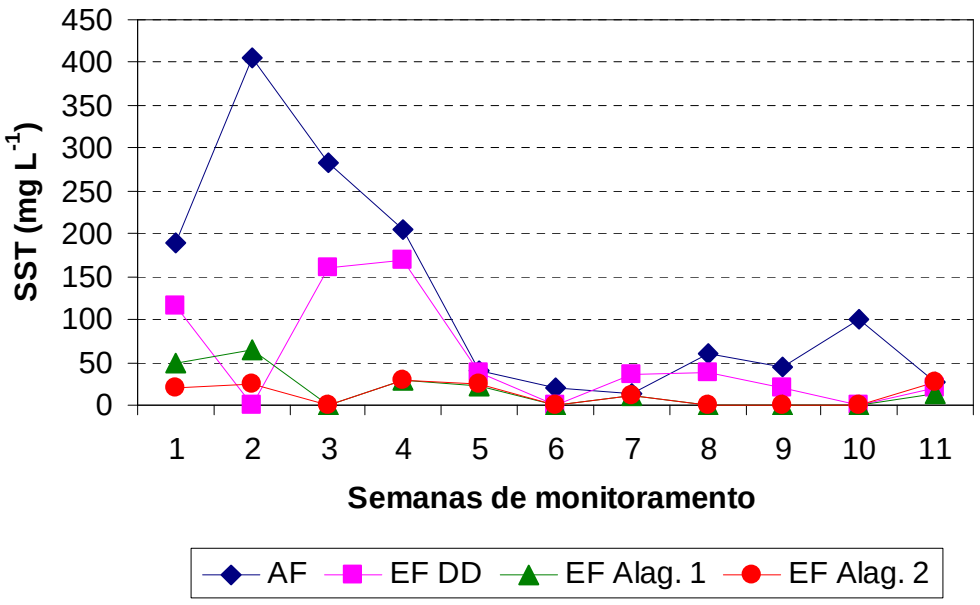


Figura 5.14 Evolução da redução dos sólidos suspensos totais nas unidades do sistema de tratamento piloto.

5.5.5. Remoção de turbidez

A Tabela 5.8 apresenta a caracterização referente à turbidez e a eficiência de remoção da mesma (média e desvio padrão) monitorada nos afluentes e efluentes de cada unidade do sistema de tratamento piloto. Realizou-se um total de dez perfis semanais de turbidez, desde o início do monitoramento.

O sistema mostrou-se eficiente na remoção de turbidez. O decanto-digestor propiciou eficiência de remoção de 72±8 %, seguido da remoção adicional de 29 ± 25 % no primeiro alagado e 14 ± 26 % no segundo. Valor médio de 60±14 UNT no

efluente final, com o desvio padrão baixo demonstra que o sistema apresenta estabilidade de operação. A eficiência global na remoção de turbidez foi de 84%.

Tabela 5.8 Caracterização e a eficiência de remoção de turbidez (média e desvio padrão).

	Parâmetros	Afluente	Efluente	Eficiência de remoção (%)
DD	Turbidez (UNT)	375 ± 56	102 ± 31	72 ± 8
Alag. 1	Turbidez (UNT)	102 ± 31	66 ± 12	29 ± 25
Alag. 2	Turbidez (UNT)	66 ± 12	60 ± 27	14 ± 26
		Eficiência total do sistema		84 ± 16

Número de amostras analisadas = 11

A Figura 5.15 mostra a média do perfil de turbidez, ao longo do dia, nos afluentes e efluentes das unidades do sistema de tratamento. Nota-se que remoção de turbidez não sofre alterações consideráveis devido à variação da carga hidráulica ocasionada pela variação da vazão ao longo do dia. A estabilidade na remoção de turbidez ocorreu desde a primeira semana de monitoramento.

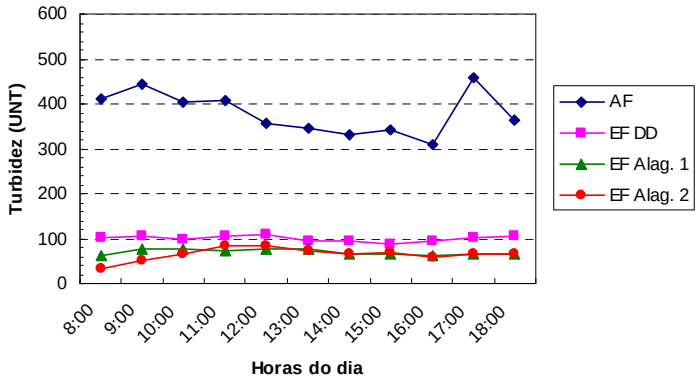


Figura 5.15 Perfil de turbidez, ao longo do dia, nos afluentes e efluentes das unidades do sistema de tratamento

Esse parâmetro foi monitorado, pois, como possui boa correlação com o parâmetro SST, acredita-se ser boa forma de monitoramento. O parâmetro turbidez é de fácil medição e pode ser feito em campo e com maior freqüência, como foi feito neste trabalho. Além disso, a turbidez é um parâmetro importante quando se pensa em reúso do efluente.

5.5.6. Remoção de nitrogênio amoniacal

A Tabela 5.9 apresenta a caracterização referente à concentração de nitrogênio amoniacal e a eficiência de remoção do mesmo (média e desvio padrão), monitorada nos afluentes e efluentes de cada unidade do sistema de tratamento piloto. A Figura 5.16 ilustra à remoção de nitrogênio amoniacal ocorrida nas unidades dos sistemas de tratamento.

Nota-se, com os dados apresentados na Tabela 5.9 e no gráfico, que a remoção de N-Amon foi pequena. Outros trabalhos, como os de CALIJURI et al. (2007) e SILVA et al. (2007) apresentaram, mesmo no início de operação, como é o caso deste, resultados mais satisfatórios em relação a remoção de N-Amon.

Tabela 5.9 Caracterização e a eficiência de remoção de nitrogênio amoniacal (média e desvio padrão).

	Parâmetros	**Afluente**	**Efluente**	**Eficiência de remoção (%)**
DD	N-Amon (mg L^{-1})	93,4 ± 44,9	106,9 ± 41,6	-14 ± 84
Alag. 1	N-Amon (mg L^{-1})	106,9 ± 41,6	66,9 ± 30,3	37 ± 18
Alag. 2	N-Amon (mg L^{-1})	66,9 ± 30,3	75, 5 ± 33,7	-13 ± 22
		Eficiência total do sistema		25 ± 63

Número de amostras analisadas = 11

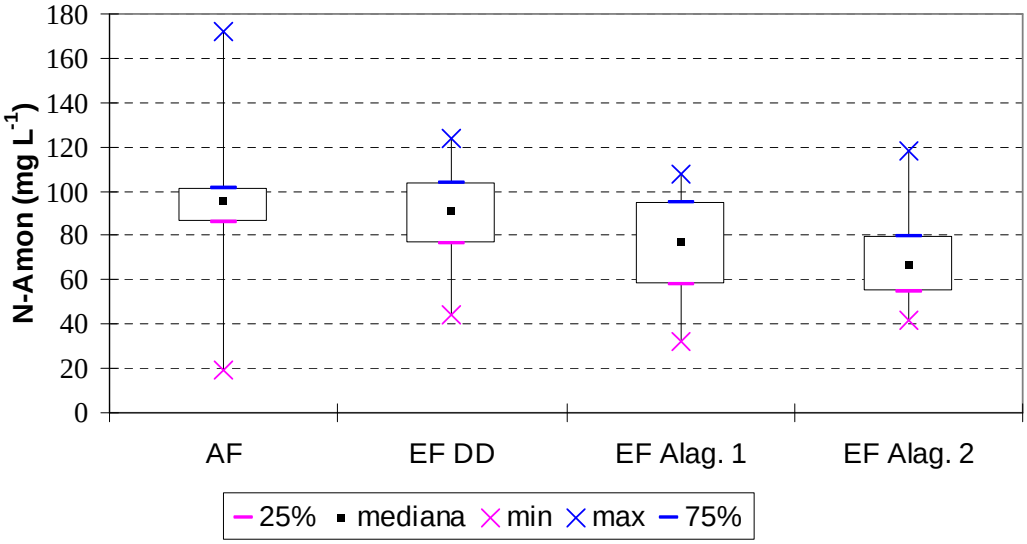


Figura 5.16 Remoção de nitrogênio amoniacal ocorrida nas unidades dos sistemas de tratamento.

A Figura 5.17 apresenta a evolução da concentração de nitrogênio amoniacal nos afluentes e efluentes das unidades do sistema. Observa-se que na quarta semana o Alagado 2 acrescenta N-Amon em seu efluente. Tal fato deve-se possivelmente ao mesmo motivo que levou esse alagado a acrescentar matéria orgânica em seu efluente, que é a decomposição da palha de macrófita sob o material suporte colocado posteriormente.

O segundo alagado apresenta eficiência de 25% de remoção de N-Amon, em termos de massa. Isso demonstra que o acréscimo na concentração, representado pela eficiência negativa, apresentada na Tabela 5.9, é mascarado em função do volume de água perdido por evapotranspiração no alagado e conseqüente concentração do seu efluente.

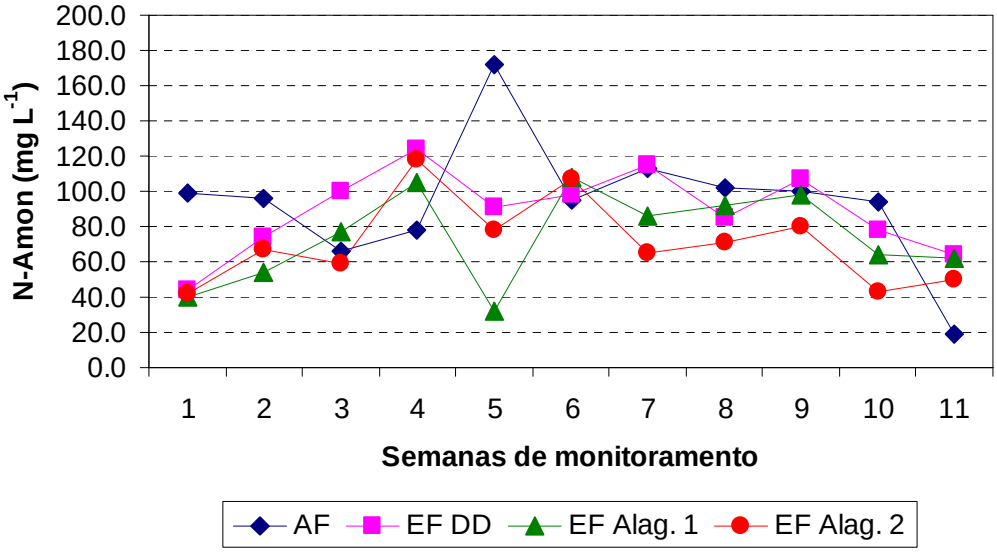


Figura 5.17 Concentração de nitrogênio amoniacal nos afluentes e efluentes das unidades do sistema.

Na Figura 5.17 observa-se também que a partir da terceira semana ocorre tendência de aumento da concentração de N-Amon no efluente do DD em relação ao efluente bruto. Esse fato é esperado, visto que todo sistema anaeróbio apresenta capacidade de amonificação de seu efluente. A transformação do nitrogênio orgânico em amoniacal pelo DD marcou também o início da maior remoção de matéria orgânica pelo mesmo e a diminuição da emissão de odores.

5.5.7. Remoção de fósforo

A Tabela 5.10 apresenta a caracterização referente à concentração de fósforo e a eficiência de remoção do mesmo (média e desvio padrão) monitorados através dos parâmetros fósforo total e fósforo total solúvel, nos afluentes e efluentes de cada unidade do sistema de tratamento piloto.

Tabela 5.10 Caracterização e a eficiência de remoção dos parâmetros (média e desvio padrão) referente ao fósforo.

	Parâmetros	Afluente	Efluente	Eficiência de remoção (%)
DD	PT (mg L^{-1})	16 ± 4	14 ± 4	10 ± 30
	PTsolúvel (mg L^{-1})	13 ± 5	12 ± 4	10 ± 41
Alag. 1	PT (mg L^{-1})	14 ± 4	12 ± 4	13 ± 7
	PTsolúvel (mg L^{-1})	12 ± 4	11 ± 5	9 ± 29
Alag. 2	PT (mg L^{-1})	12 ± 4	10 ± 4	18 ± 13
	PTsolúvel (mg L^{-1})	11 ± 5	8 ± 4	27 ± 24
		Eficiência total		36 ± 25
		do sistema		40 ± 43

Número de amostras analisadas = 11

A Figura 5.18 ilustra a remoção de fósforo total ocorrida nas unidades dos sistemas de tratamento. Mostrou-se em gráfico apenas os dados do fósforo total, dada a semelhança da dinâmica de remoção destes dois parâmetros ocorridas neste trabalho.

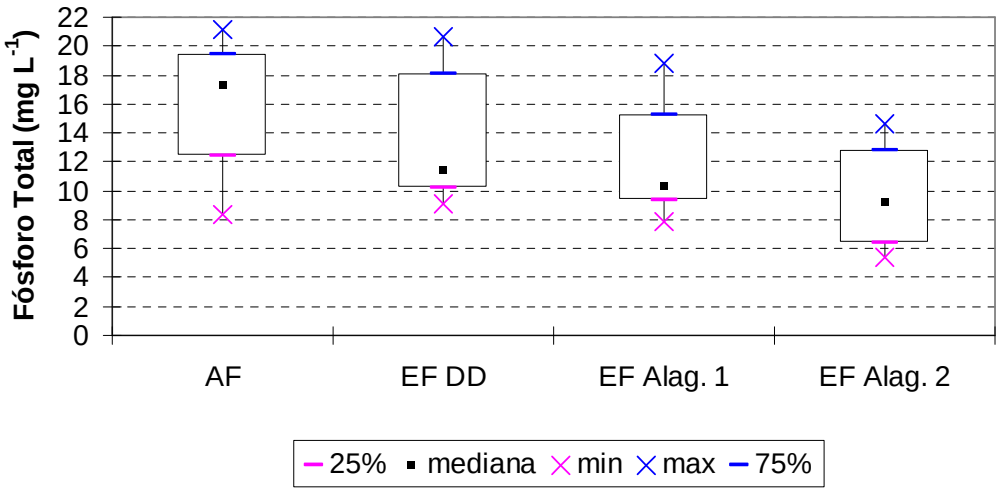


Figura 5.18 Remoção de fósforo total ocorrida nas unidades dos sistemas de tratamento.

O DD contribuiu, durante o período monitorado, para que a concentração de fósforo mantivesse-se estável no afluente aos alagados. Nota-se uma capacidade dos alagados, ainda que incipiente, de remoção de fósforo, se comparado com os dados de SOUZA *et al.* (2003), que no primeiro ano de monitoramento de alagados tratando efluente anaeróbio (de reator UASB) encontraram eficiência de remoção de até 90 %.

Na Figura 5.19 e 5.20 são apresentadas a evolução da concentração de fósforo total e fósforo total solúvel nos afluentes e efluentes de cada unidade do sistema ao longo do período monitorado. Observa-se uma tendência no aumento de remoção ligada, talvez, ao fato da macrófita ainda estar em desenvolvimento Segundo SOUZA et al. (2003), a remoção de fósforo nos sistemas de alagados ocorre pela precipitação química, pela adsorção, pela assimilação dos vegetais e biofilmes formados no material suporte e no sistema radicular da vegetação. O fósforo solúvel é prontamente assimilado pelas raízes das plantas.

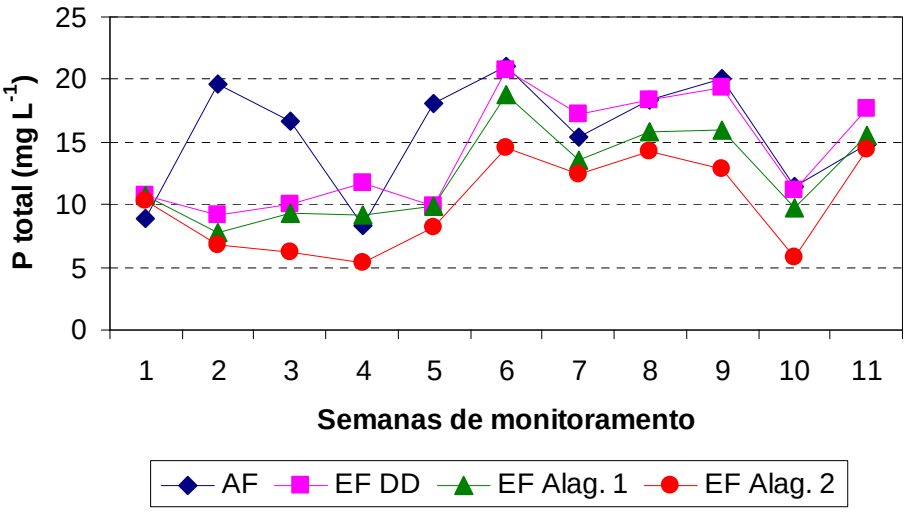


Figura 5.19 Evolução da concentração de fósforo total nos afluentes e efluentes de cada unidade do sistema.

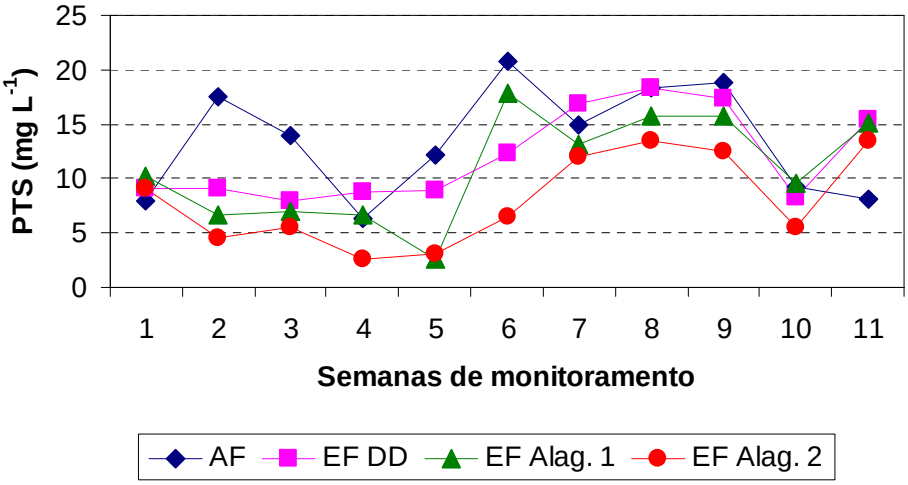


Figura 5.20 Evolução da concentração de fósforo solúvel total nos afluentes e efluentes de cada unidade do sistema.

Nota-se que a concentração do efluente dos dois alagados acompanha a variação do efluente bruto e do decanto-digestor. Isso demonstra a instabilidade dos alagados na remoção de fósforo.

A eficiência global de remoção de fósforo foi de 36±25% para o fósforo total e de 40±43% para o fósforo total solúvel. Os valores elevados de desvio padrão mostram a instabilidade, ainda declarada, da eficiência global de remoção.

5.5.8. Remoção de *E. coli*

A Tabela 5.11 apresenta a caracterização referente à concentração de *Escherichia coli* e a eficiência de remoção desse parâmetro (média e desvio padrão) monitorado nos afluentes e efluentes de cada unidade do sistema de tratamento piloto.

Tabela 5.11 Caracterização e a eficiência de remoção dos parâmetros (média e desvio padrão) referente à *E. coli.*

	Parâmetros	**Afluente**	**Efluente**	**Eficiência de remoção (unid log)**
DD	*E. coli* (UFC 100^{-1} mL^{-1})	$3,7 \times 10^{7}$ ± $2,4 \times 10^{7}$	$1,5 \times 10^{6}$ ± $7,9 \times 10^{5}$	1,39 ± 0,28
Alag. 1	*E. coli* (UFC 100^{-1} mL^{-1})	$1,5 \times 10^{6}$ ± $7,9 \times 10^{5}$	$5,9 \times 10^{5}$ ± $3,9 \times 10^{5}$	0,41 ± 0,33
Alag. 2	*E. coli* (UFC 100^{-1} mL^{-1})	$5,9 \times 10^{5}$ ± $3,9 \times 10^{5}$	$2,9 \times 10^{5}$ ± $1,5 \times 10^{5}$	0,31 ± 0,16
		Eficiência total do sistema		2,11 ± 0,38

Número de amostras analisadas = 10

Os dois alagados apresentaram, durante o período monitorado, baixa eficiência de remoção de *E. coli,* menor até mesmo que a eficiência do DD. A baixa eficiência

pode ser atribuída ao não estabelecimento por completo da macrófita. Souza et al. (2003), relataram que alagados com presença de macrófitas tendiam a maior eficiência na remoção de indicadores de contaminação fecal, assim como CALIJURI et al. (2007).

VALENTIM (2003) encontrou valores baixos de remoção de *E. coli* em todo o período de monitoramento dos seus alagados, mesmo para os que já apresentavam as macrófitas bem estabelecidas. Esse autor concluiu que existe limitação quanto à eficiência de remoção de *E. coli* nesses sistemas com tempos de detenção hidráulica teóricos menores que 6 dias. Assim, dependendo da destinação final do efluente, um pós-tratamento, como a desinfecção, deve ser aplicado.

5.5.9. Sódio, Cálcio, Magnésio e Condutividade Elétrica

A análise desses parâmetros foi motivada por possibilitar o estudo do potencial para reúso agrícola do efluente tratado no sistema quanto à salinidade e à sodicidade. A Tabela 5.12 mostra a concentração desses parâmetros nos afluentes e efluentes do sistema.

Nota-se pela Tabela 5.12 que a capacidade desse sistema de tratamento de alterar os valores desses parâmetros é baixa. Resguarda-se o acréscimo de cálcio pelo decanto digestor, em média 24 %.

Tabela 5.12 Resultados de sódio, cálcio, magnésio e condutividade elétrica.

	Parâmetros	Afluente	Efluente	Eficiência de remoção (%)
DD	Sódio (mg L^{-1})	170 ± 24	160 ± 22	6 ± 17
	Cálcio (mg L^{-1})	52 ± 34	64 ± 40	-24 ± 69
	Magnésio (mg L^{-1})	13 ± 2	12 ± 1	12 ± 19
	CE (dS m^{-1})	1,83 ± 0,29	1,87 ± 0,23	-2 ± 24
Alag. 1	Sódio (mg L^{-1})	160 ± 22	162 ± 26	-1 ± 7
	Cálcio (mg L^{-1})	64 ± 40	60 ± 41	6 ± 8
	Magnésio (mg L^{-1})	12 ± 1	12 ± 1	-1 ± 3
	CE (dS m^{-1})	1,87 ± 0,23	1,79± 0,22	4 ± 4
Alag. 2	Sódio (mg L^{-1})	162 ± 26	172 ± 28	-6 ± 8
	Cálcio (mg L^{-1})	60 ± 41	56 ± 41	7 ± 14
	Magnésio (mg L^{-1})	12 ± 1	12 ± 1	-2 ± 5
	CE (dS m^{-1})	1,79± 0,22	1,67 ± 0,21	7 ± 2

Número de amostras analisadas = 11

A Figura 5.21 mostra os valores da Razão de Adsorção de Sódio, calculada, a partir da equação 7, para cada afluente e efluente das unidades do tratamento.

$$RAS = \frac{Na^{+}}{\left[\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}\right]^{1/2}}$$ .....Equação 7

Onde:

Na^{+}: teor de sódio (meq L^{-1})
Ca^{++}: teor de cálcio (meq L^{-1})
Mg^{++}: teor de magnésio (meq L^{-1})

Dada a tabela de diretrizes adotadas na interpretação de qualidade das águas de irrigação, proposta por GHEYI et al. (1997), o efluente produzido possui restrição moderada quanto à salinidade e à sodicidade para seu reúso na agricultura. Na realidade, o sistema não modificou essa condição do esgoto, os valores de RAS^o do afluente bruto a do efluente do alagado 2 permaneceram na mesma faixa.

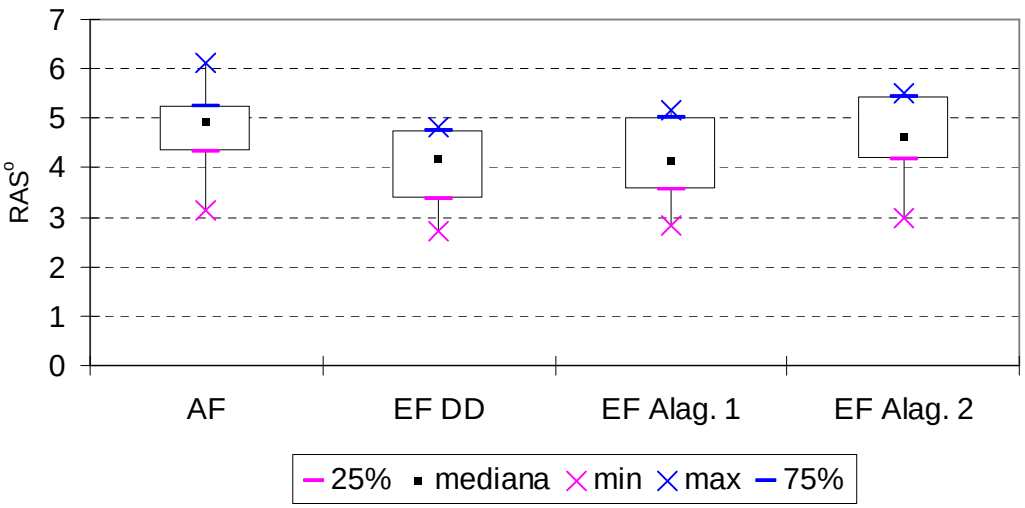


Figura 5.21 Valores da Razão de Adsorção de Sódio calculados para os afluentes e efluentes das unidades de tratamento.

5.5.10. Tabelas Síntese

A Tabela 5.13 apresenta resumo das concentrações médias e desvio padrão das principais variáveis monitoradas nas unidades do sistema. A Tabela 5.14 apresenta resumo da eficiência de cada unidade e a global do sistema. Todos os dados já foram apresentados e comentados anteriormente. O intuito aqui é visualizá-lo de forma integrada.

Tabela 5.13 Resumo das concentrações médias e desvio padrão das principais variáveis monitoradas nas unidades do sistema.

Parâmetro	Unidade	Número de amostras	Afluente Bruto	Efluente do DD	Efluente do Alagado 1	Efluente do Alagado 2
pH	-	6	7,6±0,1	7,0±0,1	8,1±0,2	8,3±0,1
Temperatura	ºC	11	27,2±0,7	27,2±0,9	26,8±1,9	25,5±2,2
Alcalinidade total	mg $CaCO_3$ L^{-1}	11	528±203	640±200	598±174	539±163
DQO	mg L^{-1}	11	966±416	314±96	117±57	137±50
DBO_5	mg L^{-1}	11	389±170	125±42	45±21	58±22
Sólidos em suspensão	mg L^{-1}	11	126±129	54±64	17±22	12±13
Fósforo Total	mg L^{-1}	11	16±4	14±4	12±4	10±4
Fósforo Total Solúvel	mg L^{-1}	11	13±5	12±4	11±5	8±4
Escherichia coli	UFC $100^{-1}mL^{-1}$	10	$3,7x10^7$ ±$2,4 \times 10^7$	1.50×10^6 ±$7.92x10^5$	5.87×10^5 ±3.88×10^5	2.90×10^5 ±1.49×10^5
Nitrogênio amoniacal	mg L^{-1}	11	94±36	89±23	74±26	71±24
Condutividade elétrica	µS/cm	11	1832±293	1875±231	1797±218	1674±213

Tabela 5.14 Resumo da eficiência de cada unidade e a global do sistema.

Parâmetro	Eficiência do DD	Eficiência do Alagado 1	Eficiência do Alagado 2	Eficiência Global
Alcalinidade total	-21%	6%	10%	-2%
DQO	68%	63%	-17%	86%
DBO_5	68%	64%	-30%	85%
Sólidos em suspensão	57%	68%	29%	90%
Fósforo Total	10%	13%	18%	36%
Fósforo Total Solúvel	10%	9%	27%	40%
Escherichia coli	1.4*	0.4*	0.3*	2.1
Nitrogênio amoniacal	5%	16%	5%	25%
Condutividade elétrica	-2%	4%	7%	9%

*remoção em termos de unidades logarítmicas.

6. CONCLUSÕES

- A rede condominial instalada mostrou-se, assim como em outras experiências, satisfatória e adequada para aplicação em comunidades com características semelhantes à desse estudo;
- O aspecto da tecnologia do SCE mais estranhado pela comunidade foi o diâmetro utilizado, devido, principalmente, ao receio que ocorressem entupimentos nas canalizações. Não se registrou nenhuma queixa entre vizinhos quanto ao fato da rede passar dentro dos lotes;
- O sistema de tratamento estudado mostrou, depois de onze semanas de monitoramento, 85% de remoção de DQO e 86% de DBO_5; 90% de remoção de SST; a remoção de nitrogênio amoniacal, fósfoto total e solúvel foram de: 25%, 36% e 40%, respectivamente. A remoção de *E. coli* foi de 2,1 unidades logarítmicas;
- A areia utilizada, de granulometria muito fina, afetou sobremaneira a hidrodinâmica dos alagados construídos, fazendo com que houvesse uma lâmina sobre o material suporte. Isso diminuiu o tempo de detenção hidráulica dos alagados e pode ter ocasionado em menor eficiência do sistema.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAHÃO, S. S. (2006) *Tratamento de Água Residuária de Laticínios em Sistemas Alagados Construídos Cultivados com Forrageiras.* Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1993) NBR 7229 *Projeto, Construção e Operação de Sistemas de Tanques Sépticos.*

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1986) NBR 9649 *Projeto de sistema de coleta e transporte de esgoto.*

APHA - AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOSSIATION (2005) *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater.* AWWA, WPCF**,** 21th ed., Washington D. C.

ANJOS, J. A. S. A. (2003) A*valiação da eficiência de uma zona alagadiça (wetland) no controle da poluição por metais pesados: O caso da Plumbum em Santo Amaro da Purificação/BA.* Tese de Doutorado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, SP.

ALLEN, W. C., HOOKB, P. B., BIEDERMANC, J. A., STEINC, O. R. (2002) Temperature and Wetland Plant Species Effects on Wastewater Treatment and Root Zone Oxidation. *J. Environ. Qual.* **31**(3): 1010 - 1016.

ANDRADE NETO, C. O., CAMPOS, J. R. (1999) Introdução. *In*: Tratamento de esgoto sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo. CAMPOS, J. R. (Coordenador). Rio de Janeiro: ABES. p. 1 - 28. 1999. (Projeto PROSAB).

ANDRADE NETO, C. O., ALEM SOBRINHO, P., MELO, S. N. H., AISSE, M. M.(1999) Decanto-digestores. *In:* Tratamento de esgoto sanitário por processo anaeróbio e disposição controlada no solo. CAMPOS, J. R. (Coordenador). Rio de Janeiro: ABES. p. 117-138. (Projeto PROSAB).

ANSOLA, G., MANUEL, J. G., CORTIJO, R., LUIS, E.(2003) Experimental and full–scale pilot plant constructed wetlands for municipal wastewaters treatment. *Ecol. Eng.* **21**(1): 43 - 52.

BAKALIAN, A., WRIGTH, A., OTIS, R. e AZEVEDO NETTO, J. (1994) Simplified sewerage: design guidelines. *Water and sanitation report* n°7. Washington DC: The World Bank. 34p.

BORJA, P. C., OLIVEIRA, M. T. C. S., OLIVEIRA, A. F. C. S., LOUREIRO, A. L., SILVA, R. M. L. (2007) Tecnologia de sistemas condominiais de esgoto: uma avaliação de sua aplicação em cidades de diferentes portes. In: 24º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. Anais... Belo Horizonte, MG.

BRIX, H. (1993) Wastewater Treatment In: Constructed Wetlands System: Design, Removal Processes and Treatment Performance. In: MOSHIRI, A. (Ed) Constructed Wetlands for Water Quality Improvement. Boca Raton: Lewish Publishers. Cap.2, p.9-22.

BRIX, H. (1994) Functions of macrophytes in constructed wetlands. *Wat. Sci. Tech.* **29** (4): 71 - 78.

BRIX, H. (1997) Do macrophytes play a role in constructed treatment wetlands? *Wat. Sci. Tech.* **35** (5) 11 - 17.

CALIJURI, M. L., BASTOS, R. K. X., BEVILACQUA P. D., CAPELETE, B. C. MAGALHÃES, T. B. (2007) Operação de partida de sistemas wetlands construídos como pós-tratamento de efluentes (esgoto sanitário) de reatores UASB. In: 24º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. Anais... Belo Horizonte, MG.

CHERNICHARO, C.A. L. (1997) *Reatores Anaeróbios.* Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental-UFMG. 246 p.

CHERNICHARO, C.A. L. (2001) (coordenador). *Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios: Coletânea de trabalhos técnicos.* Belo Horizonte: v. 2. Projeto PROSAB.

COE, M. D. THE MAYA, 7a Ed. New York: Ed. Thames e Hudson. 256 p. 2000. Disponível em:<http://www.thamesandhudson.com/en/1/0500280665.mxs?6792da78611c71f4cd8f3febd39a4d2a&0&0&0>. Acesso em: 10 de fevereiro de 2005.

COOPER, P.F., JOB, G.D., GREEN, M.B., SHUTES, R.B.E., (1996). Reed Beds and Constructed Wetlands for Wastewater Treatment. WRc Swindon, Wiltshire, UK.

COOPER, P., (2001). Constructed wetlands and reed beds: mature technology for the treatment of wastewater from small populations. *J. Chartered Inst. Water Environ. Manag.* **15** (2): 79–85.

COSTA, L. L., CEBALLOS, B. S. O., MEIRA, C. M. B. S., CAVALCANTI, M. L. F. (2003) *Revista de Biologia e Ciências da Terra* [online]. v. 3, n. 1.. Disponível em: <http://www.ihendrix.br/biologia/revista/áreas alagáveis.pdf>. Acesso em: 15 de março de 2007. ISSN 1519-5228.

COWARDIN, L. M., CARTER, V., GOLET, F. C., LAROE, E. T., 1979. Classification of wetlands and deepwater habitats of the United States. U. S. Department of the Interior, Fish and Wildlife Service, Washington, D.C. Jamestown, ND: Northern Prairie Wildlife Research Center Home Page. http://www.npwrc.usgs.gov/resource/1998/ classwet/classwet.htm

CUNHA, C. G. C. (2006) Análise da eficiência de um sistema combinado de alagados construídos na melhoria da qualidade das águas. Dissertação de Mestrado. EESC – Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos,SP.

DANTAS, M. A. R., MELO, H. N. S., ANDRADE NETO, C. O. (2000) Aplicação de traçadores em filtros anaeróbios para avaliação das características hidrodinâmicas. In: XXVII Congresso Interamericano de Ingeniaria Sanitária e Ambiental. Anais... Porto Alegre, RS Disponível em: http://www.cepis.org.pe/bvsaidis/aresidua/i-043.pdf

FILHO, O M., LEAL,R. A. MORAES, L. C.(2001) Chumbo de Nova Redenção Estado da Bahia. Informe técnico – CPRM Salvador, BA.

FORESTI, E. (1994) *Fundamentos do processo de digestão anaeróbia*. In: Maria Viñas; Matilde Soubes; Liliana Borzacconi; Lucia Muxi. (Org.). Tratamento Anaeróbio. Montevideo: Universidad de la Republica, 97-110.

FURIGO, R. F. P. E SILVA, C. C. A. (2004) Avaliação de desempenho e parâmetros para projeto de redes de esgoto em favelas. *Emancipação* **4** (1): 103-128.

GHEYI, H. R., QUEIROZ, J. E., MEDEIROS, J. F. (1997) Manejo e controle de salinidade na agricultura irrigada.. In: Simpósio “Manejo e controle de salinidade no agricultura irrigada”. Anais... Campina Grande: UFPB, 383 p.

GOPAL, B., 1999. Natural and constructed wetlands for wastewater treatment: Potential and problems. *Wat. Sci. Tech.* **40** (3): 27 – 35.

HABERL, R. (1999) Constructed wetlands: a chance to solve wastewater problems in developing countries. *Wat. Sci. Tech.* **40** (3): 11 - 17.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, IBGE (2000) *Atlas de Saneamento.* Disponível em: <http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/atlas_saneamento/> . Acesso em: 20 de março de 2008.

KADLEC, R. H. (2004) Wetland to pond treatment gradients. 6th International Conference on Waste Stabilization Ponds and 9th International Conference on Wetland Systems. Avignon, 2004. *Communications of common interest* ….Antony Cedex: Cemagref. p. 35 - 42.

KADLEC, R. H. (2003) Pond and wetland treatment. *Wat. Sci. Tech.* **48** (5): 1 – 8.

KADLEC, R.H., KNIGHT, R.L., VYAMAZAL, J., BRIX, H., COOPER, P., HABERL, R., (2000) Constructed Wetlands Water Pollution Control: Processes, Performance, Design and Operation. IWA Specialist Group on Use of Macrophytes in Water Pollution Control, *Scientific and Technical Report* No. 8. IWA Publishing.

KADLEC, R. H., KNIGHT, R. L. (1996) *Treatment wetlands.* Boca Raton: Lewis Publishers. 893 p.

KASEVA, M. E. (2003) Performance of a sub-surface flow constructed wetland in polishing pre-treated wastewater - a tropical case study. *Water Res.* **38** (6): 681 - 687.

KIVAISI, A. K. (2001) The potential for constructed wetlands for wastewater treatment and reuse in developing countries: a review. *Ecol. Eng.* **16** (4): 545 - 560.

LARA BORRERO, J. A. (1999) Depuración de aguas residuales municipales con humedales artificiales. Dissertação (Mestrado em Ingeniería y Gestión Ambiental). Instituto Catalán de Tecnologia, Universidad Politécnica de Cataluña. 122 p.

LAUTENSCHLAGER, S. R. (2001) Modelagem do desempenho de áreas alagadas construídas. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.

LEVENSPIEL, O, (1974) Engenharia das Reações Químicas,v2, Edgar Blucher.

LIM, P.E., WONG, T.F., LIM, D.V. (2001) Oxygen demand, nitrogen and copper removal by free-water-surface and subsurface-flow constructed wetlands under tropical conditions. *Environ. Int.* **26** (5-6): 425 - 431.

LOBO, L. (2003) Saneamento básico: em busca da universalização. Luiz Lobo sp. - Brasília: Ed. do Autor. 228p.

LUEDERITZ, V., ECKERT, E., LANGE-WEBER, M., LANGE, A, GERSBERG, R. (2001) Nutrient removal efficiency and resource economics of vertical flow and horizontal flow constructed wetlands. *Ecol. Eng*. **18** (2): 157 - 151.

MANNARINO, C. F., FERREIRA, J. A., CAMPOS, J. C., RITTER, E. (2006) Áreas alagadas para tratamento de lixiviados de aterros sanitários – experiências no Aterro Sanitário de Piraí e no Aterro Metropolitano de Gramacho (RJ). *Rev. Bras. Eng. Sanit. Ambient.* **11** (2): 108-112.

MARA, D. D. (2006) Constructed wetlands are not a viable alternative or addition to waste stabilization ponds. 7th IWA Specialist Conference on Waste Stabilization Ponds.Bangkok, Thailand. Disponível em: http://www.personal.leeds.ac.uk/~cen6ddm/BangkokPapers/Bkok6.pdf Acesso em: 10 de novembro de 2007.

MARA, D. D. (2004) Simplified sewerage: a mature and essential sanitation technology. IWA Yearbook 2004. p. 55 - 58.

MARA, D. D. (2004) To plant or not to plant? Questions on the role of plants in constructed wetlands. 6th International Conference on Waste Stabilization Ponds and 9th International Conference on Wetland Systems. Avignon. *Communications of common interest ….*Antony Cedex: Cemagref. p. 229 - 235.

MARA, D.D., (2002) Introduction to Low-Cost Sewerage. Sanitation Connection website. Disponível em <www.sanigate.net>.

MARA D. D. e GIMARAES, A. S. P. (1999) Simplified sewerage: potential applicability in industrialized countries. *Urban Water.* **1**: 257-259.

MBULIGWE, S. E. (2004) Comparative effectiveness of engineered wetland systems in the treatment of anaerobically pre-treated domestic wastewater *Ecological Engineering.* **23**: 269–284.

MELO, J. C. R. (1985) Sistemas Condominiais de Esgoto. *Engenharia Sanitária,* Rio e Janeiro **24** (2): 237-238.

MERLIN G., Pajean, J. e Lissolo, T. (2002) Performances of constructed wetlands for municipal wastewater treatment in rural mountainous area. *Hydrobiologia* **469**: 87–98.

MITSCH, W., GOSSELINK, J. G. (1993) *Wetlands*. Nova Iorque: van Nostrand Reinhold. 2ª ed. 722 p.

MORAES, L. R. S., BORJA, P. C., SANTOS, R. F. (2000) Avaliação do uso e funcionamento do sistema condominial de esgoto em área periurbana de Salvador – Brasil In: XXVII Congresso Interamericano de Ingeniaria Sanitária e Ambiental. Anais... Porto Alegre, RS Disponível em: http://www.cepis.org.pe/bvsaidis/aresidua/i-043.pdf

NATIONAL RESEARCH COUNCIL, NRC (2004). Committee on Assessing and Valuing the Services of Aquatic and Related Terrestrial Ecosystems, Valuing Ecosystem Services: Toward Better Environmental Decision-Making. Washington: National Academy Press, 313 p.

NELSON, M., ALLING, A., DEMPSTER, W. F., van THILLO, M., ALLEN, J. (2003) Advantages of using subsurface flow constructed wetlands for wastewater treatment in space applications: ground-based mars base prototype. *Adv. Space Res.* **31** (7): 1799 - 1804.

NEDER, K. D. e MARTINS, M. M. F. (1996) Projeto e execução de sistemas condominiais em larga escala - Companhia de Água e Esgoto de Brasília. Diaponível em: http://www.bvsde.paho.org/bvsaidis/caliagua/peru/braapa102.pdf

NZENGY'A, D. M., WISHITEMI, B. E. L. (2001) The performance of constructed wetlands for wastewater treatment: a case study of Splash wetland in Nairobi Kenya *Hydrological Processes.* **15** (17): 3239 - 3247.

OBARSKA-PEMPKOWIAK, H., KLIMKOWSKA K. (1999) Distribution of Nutrients And Heavy Metals In A Constructed Wetland System. *Chemosphere*. **39** (2): 303 - 312.

PASTOR, R., BENQLILOU, C., PAZ, D., CARDENAS, G., ESPUNÃ, A., PUIGJANER L. (2003) Design optimization of constructed wetlands for wastewater treatment. *Resour. Conserv. Recycl.* **37** (3): 193 - 204.

PEDREIRA, C. G. S., NUSSIO, L. G., SILVA, S. C. da. Condições edafoclimáticas para produção de Cynodon ssp. In: SIMPÓSIO SOBRE MANEJO DA PASTAGEM: MANEJO DE PASTAGENS DE TIFTON, COASTCROSS E ESTRELA, 15, 1998, PIRACICABA. Anais... Piracicaba: ESALQ, 1998. p. 85-113.

PHILIPPI, L. S. COSTA, R. H. R. SEZERINO, P. H. (1999) Domestic effluent treatment through integrated systems of septic tank and root zone. *Water Science and Technology*. **40** (3): 125-131.

SHUTES, R.B.E. (2001) Artificial wetlands and water quality improvement. *Environment International.* **26**: 441-447.

SILVA, B. G. e AZEVEDO, P. V. (2000) Potencial edafoclimático da “Chapada Diamantina” no Estado da Bahia para o cultivo de Cítrus. *Revista Brasileira de Agrometeorologia.* **8** (1): 133-139.

SILVA, S. C., BERNARDES, R. S., RAMOS, M. L. G. (2007) Remoção de nutrientes (P e N) em sistemas “áreas alagadas construídas” no tratamento de esgoto domésticos. In: 24º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. Anais... Belo Horizonte, MG.

SINNATAMBY, G. S. (1986). The design of shallow sewer systems. Nairobi: United Nations Centre of Human Settements.

ALEM SOBRINHO, P., SILVA, C. C. FONSECA, J. A. (2007) Aspectos práticos da implantação de sistemas condominiais de esgotamento sanitário no município de Guarulhos – Serviço Autônomo de Água e Esgoto de Guarulhos p. 1-10 Disponível em:http://www.semasa.sp.gov.br/Documentos/Publicar_Internet/trabalhos/trabalho_27.pdf

SOLANO, M. L., SORIANO, P., CIRIA, M. P. (2004) Constructed wetlands: a sustainable solution for wastewater treatment in small villages. *Biosyst. Eng*. **87** (1): 109 - 118.

SOUSA, J. T. de, van HAANDEL, A.C. GUIMARÃES, A.V.A . (2003) Performance of constructed wetland systems treating anaerobic effluents. *Water Science and Technology*, **48** (6): 295-299.

SOUSA, J. T. de, van HAANDEL, A.C., LIMA, E. P. C., HENRIQUE, I. N. (2004) Utilização de wetland construído no pós-tratamento de esgoto domésticos pré-tratados em reator UASB. *Rev. Bras. Eng. Sanit. Ambient.*, 9 (4) : 285-290.

TANNER, C.C. (1996) Plants for constructed wetland treatment systems – A comparison of the growth and nutrient uptake characteristics of eight emergent species. *Ecol. Eng*. **7**: 59–83.

TCHOBANOGLOUS, G. e BURTON, L. (1991) *Wastewater Engineering, Treatment, Disposal, and Reuse.* 3rd ed. New York: McGraw-Hill.

TSUTIYA, M. T. e ALEM SOBRINHO, P. (2000) Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário. 2 ed. São Paulo: Milton Tomoyuki Tsutiya e Pedro Alem Sobrinho.

UNITED NATIONS ENVIRONMENT PROGRAMME, UNEP. Integrated Watershed Management - Ecohydrology & Phytotechnology - Manual. Disponível em: < http://www.unep.or.jp/ietc/publications/freshwater/watershed_manual/>. Consultada em 12/03/2007.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, USEPA (2003). America's Wetlands: Our vital link between land and water. Office of Wetlands, Oceans and Watersheds Wetlands Division, Washington, DC. 367.

USEPA. (2000) *Constructed wetlands treatment of municipal wastewater.* National Risk Management Research Laboratory, Office of research and Development. Cincinati, Ohio. 166p.

USEPA. (1999) *Free Water Surface Flow Wetlands for Wastewater Treatment.* EPA/832/S-99/002. Phoenix, Arizona. 167 p.

VALENTIM, M.A.A. (2003) *Desempenho de leitos cultivados ("constructed wetland") para tratamento de esgoto: contribuições para concepção e operação*.

Tese de Doutorado - FEAGRI– Faculdade de Engenharia Agrícola – UNICAMP - Campinas, SP.

VYMAZAL, J. (2005) Horizontal sub-surface flow and hybrid constructed wetlands systems for wastewater treatment *Ecol. Eng.* **25** (5): 478-490

WALLACE, S., KNIGHT, R. (2004) Water Environmental Research Foundation (WERF) small scale treatment wetlands database. 6th International Conference on Waste Stabilization Ponds and 9th International Conference on Wetland Systems. Avignon, 2004. *Communications of common interest ….*Antony Cedex: Cemagref. p. 229 - 235.

WOOD, R. B. & McATAMNEY, C. F. (1996) Constructed wetland for wastewater treatment: the use of laterite in the bed medium in phosphorus and heavy metal removal. *Hidrobiologia,* **340**: 323-331.

ANEXO 1

Projeto: Uso Eficiente da Água e Proteção dos Recursos Hídricos na Área Urbana e Peri-urbana do Município de Nova Redenção, BA

Questionário expedito de primeira avaliação das residências atendidas pelo projeto.

Dados da Residência:
Número (posição):

Nome do responsável:
_____

Banheiro:

Tem descarga ( ) SIM ( ) NÃO
Tem fossa ( ) SIM ( ) NÃO
Possibilidade de todo esgoto sair pela frente da casa, sem passar por dentro da casa.
( ) SIM ( ) NÃO

Obs:_____
_____

Quantas pessoas moram na residência:
Crianças:
Adultos:
Quantidade aproximada de água utilizada por dia:
Distancia e Acessórios necessários
Distância da canalização _____ m
Acessórios:

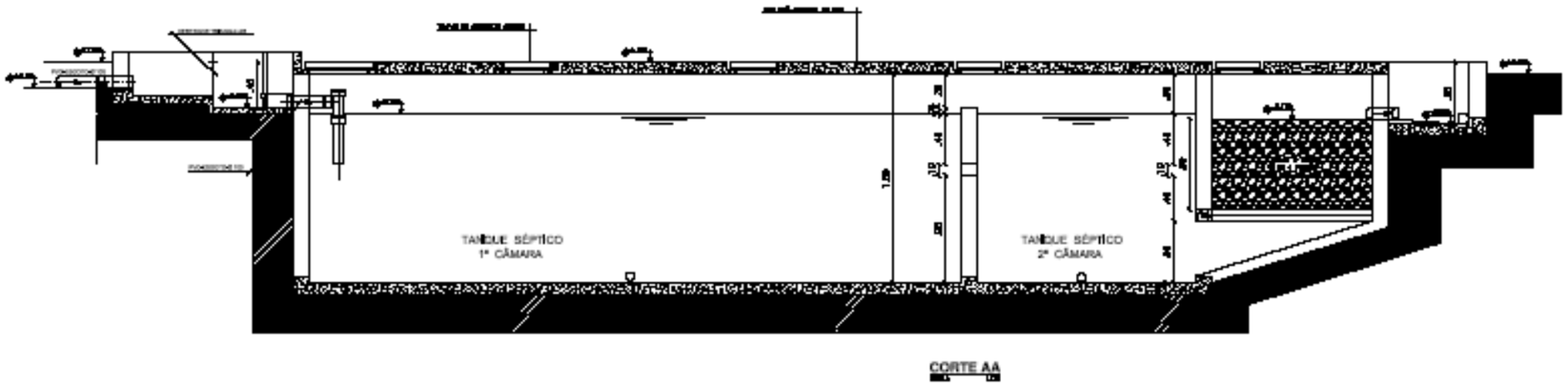
Opinião do responsável

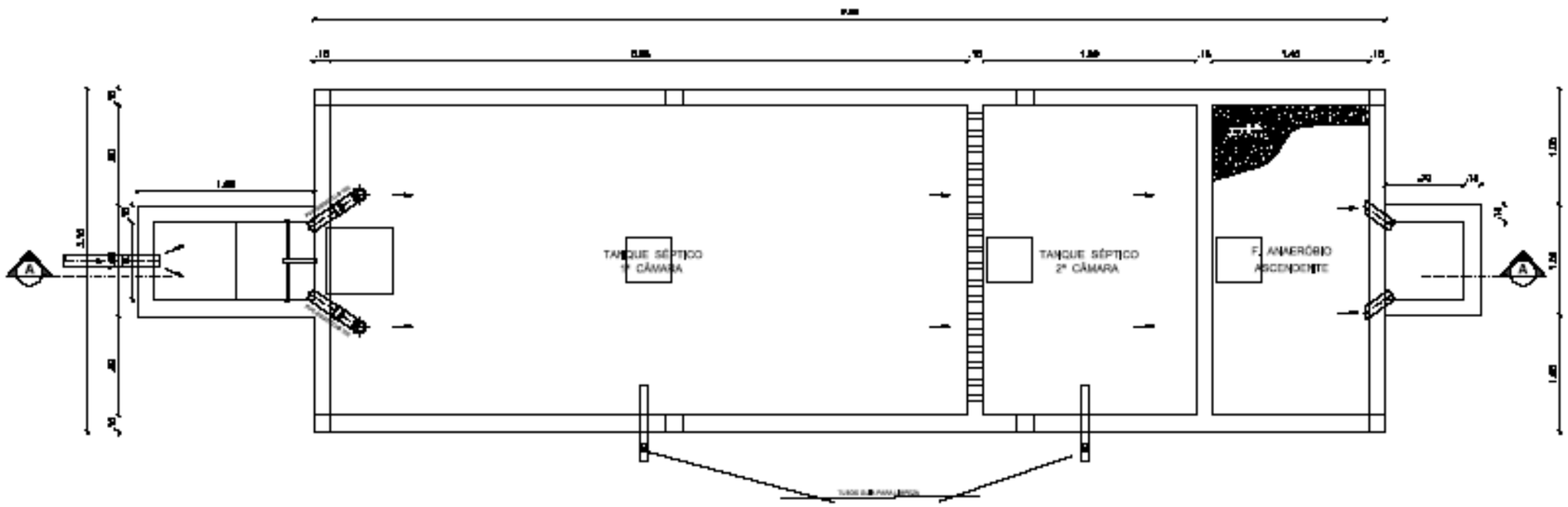
A pessoa (responsável) acha importante recolher e tratar o esgoto de sua casa

( ) SIM ( ) NÃO

Estaria disposto a permitir as alterações necessárias.
( ) SIM ( ) NÃO

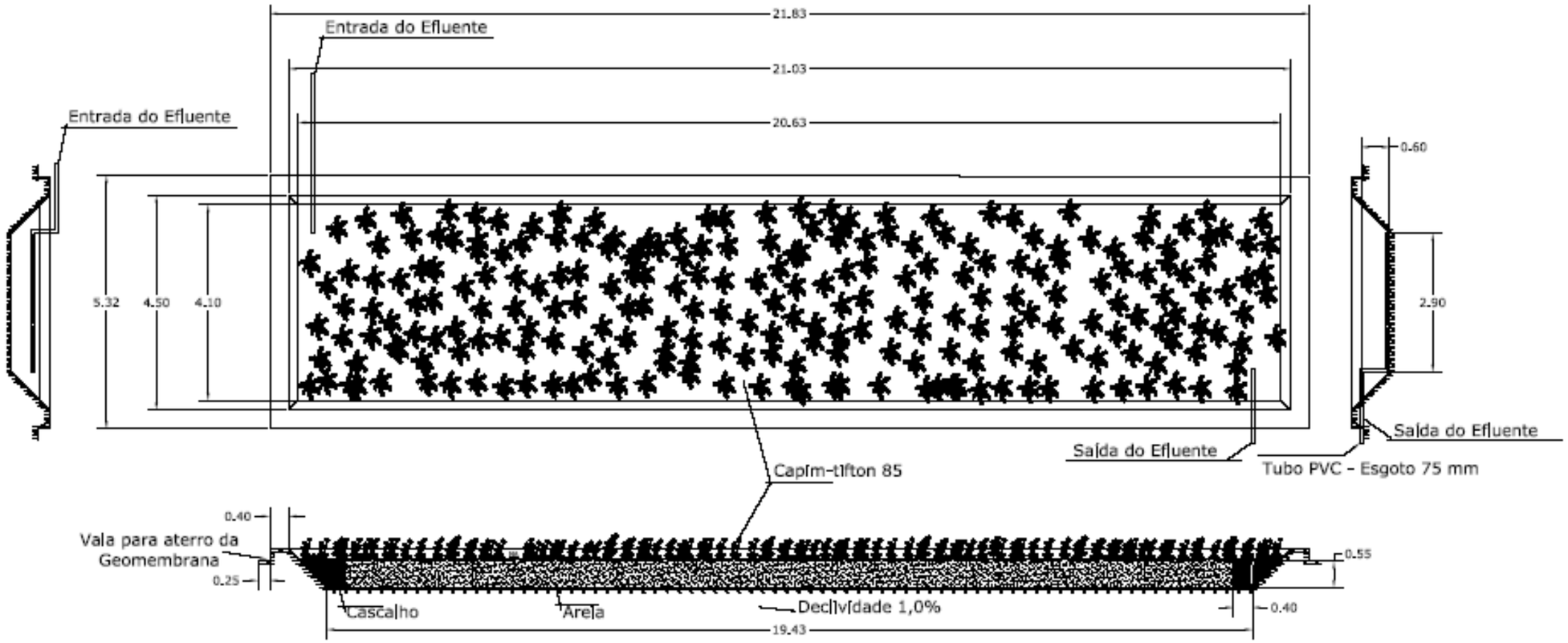
ANEXO 2



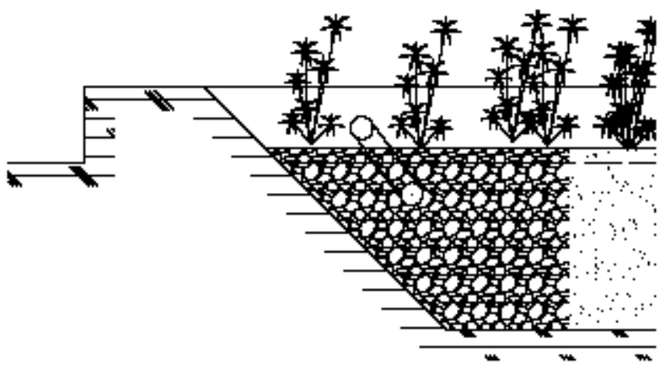


Projeto Arquitetônico	
Decanto Digestor com Filtro Acoplado	
Local: Nova Redenção - BA	
Autor: Aníbal da Fonseca Santiago	
Escala: 1:50	Cotas: m

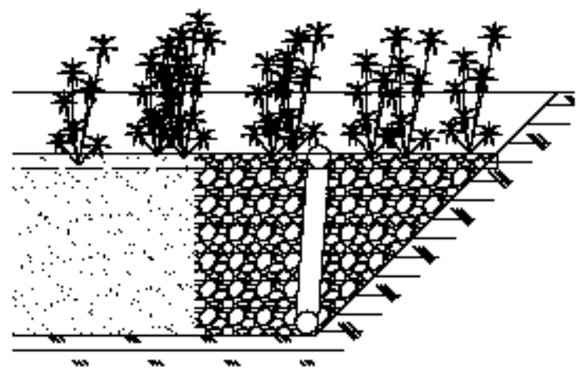
ANEXO 3



Detalhe da entrada do efluente



Detalhe da saída do efluente

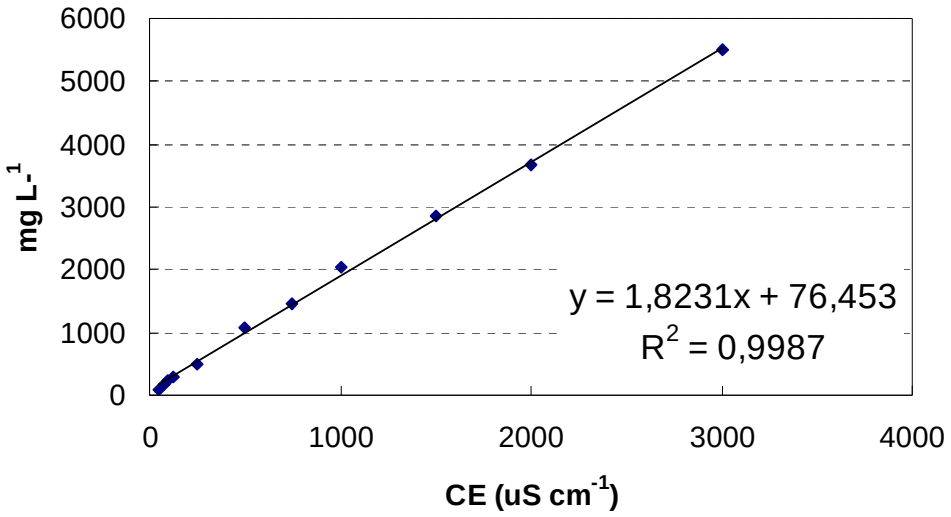


Projeto Hidráulico	
Alagado Construído	
Local: Nova Redenção - BA	
Autor: Aníbal da Fonseca Santiago	
Escala: 1:100	Cotas: m

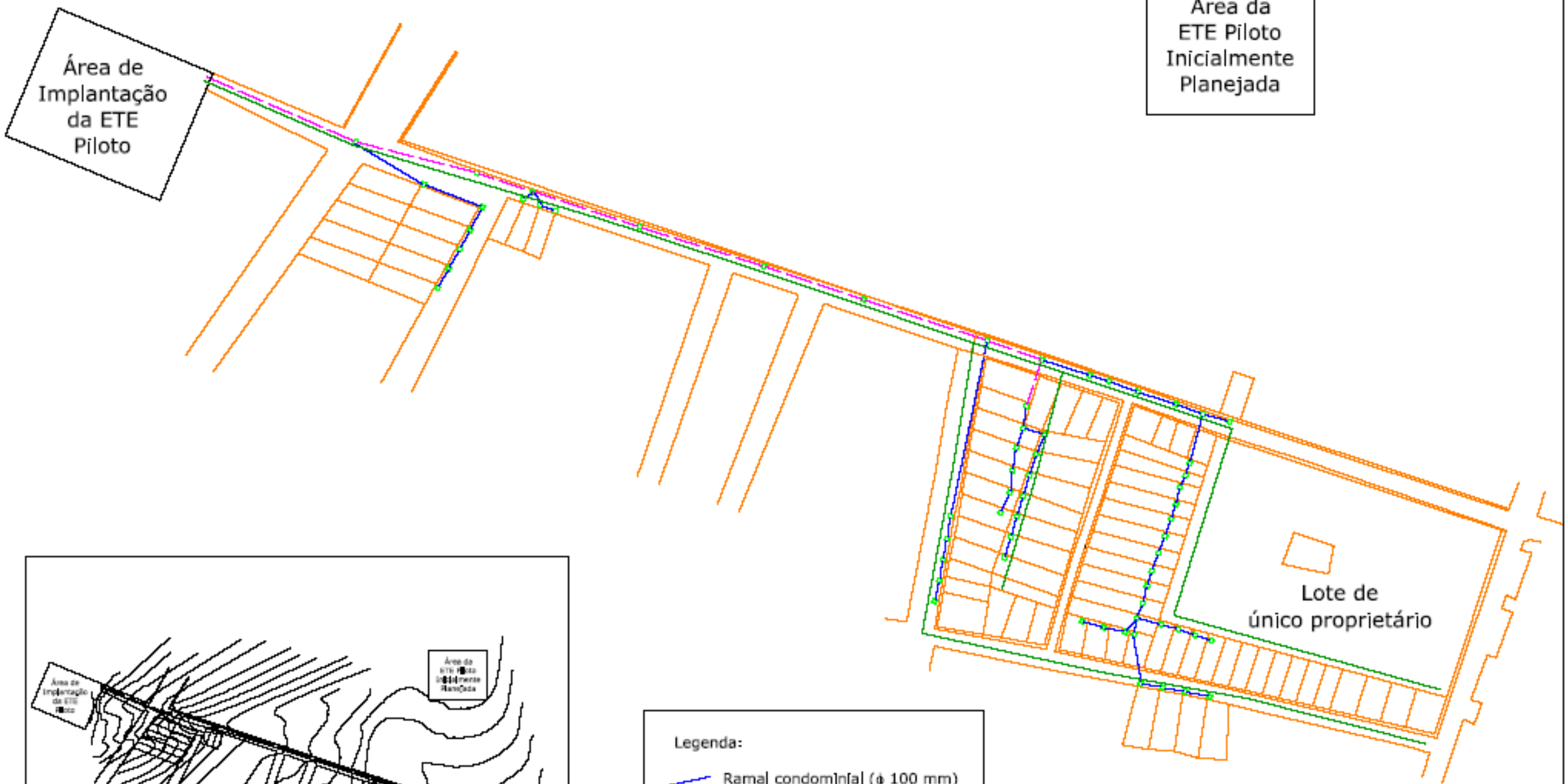
ANEXO 4

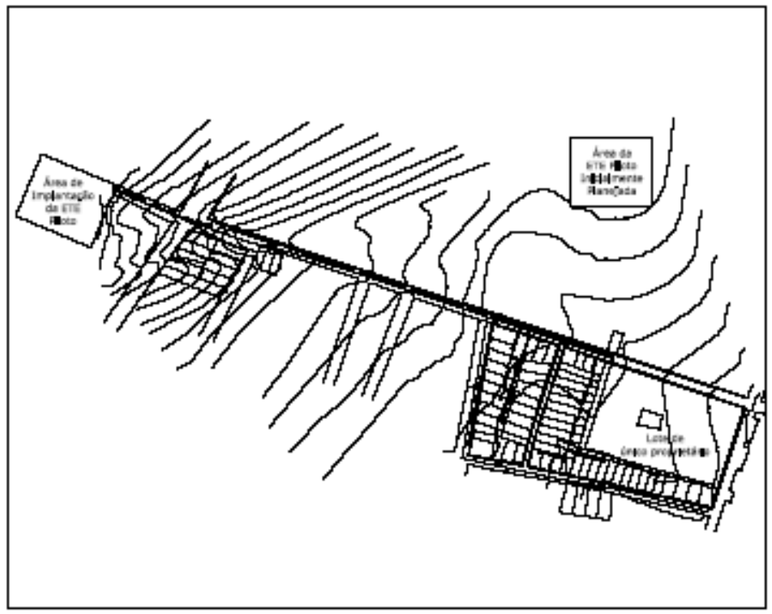
Curva de calibração do condutivímetro usado no ensaio hidrodinâmico

Concentração de NaCl (mg L^{-1})	CE (uS cm^{-1})
3000	5504
2000	3672
1500	2856
1000	2037
750	1445
500	1074
250	493
125	281
100	242
75	183
50	102



ANEXO 5





Legenda:

- Ramal condominial (ϕ 100 mm)
- Ramal Principal (ϕ 150 mm)
- Traçado projetado inicialmente
- Caixa de Passagem

Comprimento da rede - projeto inicial: 1087 m
Comprimento da rede - projeto executado: 1098 m

Planta de Locação	
Rede de Coleta de Esgoto Sanitário	
Local: Nova Redenção - BA	
Autor: Aníbal da Fonseca Santiago	
Escala: 1:5.000	Cotas: -

ANEXO 6

Questionário de levantamento de dados dos domicílios e da rede condominial

Dados do domicílio:

Nome do proprietário:_____

Números de moradores:_____

Consumo de água nos últimos seis meses (vide conta de água):

Possui banheiro: ( ) sim ( ) não

Se sim,

- ✓ possui descarga hidráulica: ( ) sim ( ) não
- ✓ possui chuveiro: ( ) sim ( ) não

O domicílio possuía quantas fossas antes de instalar a rede? _____

Ainda utiliza a fossa? ( ) sim ( ) não

Dados da Rede

Já houve entupimento desde a instalação? ( ) sim ( ) não

Se sim,

- ✓ quantas vezes? _____
- ✓ onde?

( ) caixa sifonada ( ) ramal do domicílio ( ) ramal principal

( ) outros:_____

O que o morador acha do diâmetro da rede condominial (100 mm), ( ) ruim ( ) bom

( ) ótimo?

OBS.:_____

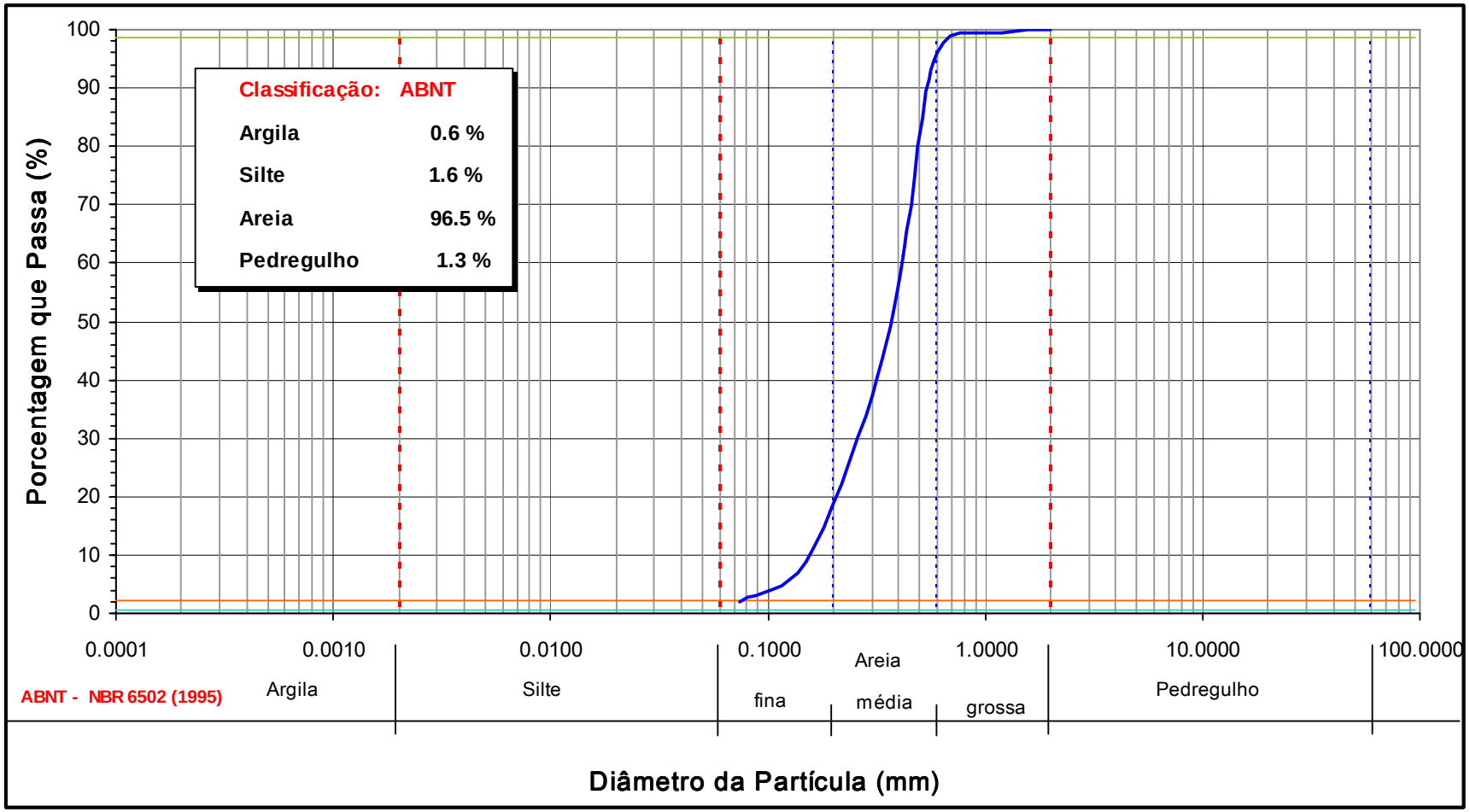
_____

Se avaliação do diâmetro é negativa, qual diâmetro o morador acha que deveria ser usado? _____

O que o morador acha da rede condominial até agora, ( ) ruim ( ) boa ( ) ótima?

OBS.:_____

_____

ANEXO 7

Curva granulométrica da areia utilizada como material suporte nos alagados construídos.