

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

**PÓS-TRATAMENTO DE EFLUENTE DE LAGOA ANAERÓBIA
POR ESCOAMENTO SUPERFICIAL NO SOLO**

Raul Sandoval Cerqueira

Campinas

2004

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

**PÓS-TRATAMENTO DE EFLUENTE DE LAGOA ANAERÓBIA
POR ESCOAMENTO SUPERFICIAL NO SOLO**

Raul Sandoval Cerqueira

Orientador: Prof. Dr. Bruno Coraucci Filho

Dissertação de Mestrado apresentada à Comissão de pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Saneamento e Ambiente.

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

C335p Cerqueira, Raul Sandoval
Pós-tratamento de efluente de lagoa anaeróbia por
escoamento superficial no solo / Raul Sandoval
Cerqueira. --Campinas, SP: [s.n.], 2004.

Orientador: Bruno Coraucci Filho.
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura.

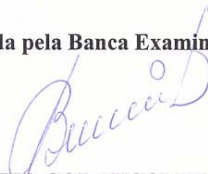
1. Esgotos-Purificação-Tratamento biológico. 2.
Esgotos. 3. Tratamento de efluentes. 4. Gramínea. 5.
Nitrogênio. I. Filho Caroucci. II. Universidade Estadual
de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil e
Arquitetura. III. Título.

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**“PÓS-TRATAMENTO DE EFLUENTE DE LAGOA
ANAERÓBIA POR ESCOAMENTO SUPERFICIAL NO
SOLO.”**

Raul Sandoval Cerqueira

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



Prof. Dr. BRUNO CORAUCCI FILHO
Presidente/Orientador/UNICAMP



Prof. Dr. MARCOS VON SPERLING
DESA-UFMG



Prof. Dr. ROBERTO FEIJÓ DE FIGUEIREDO
UNICAMP



Dr. RONALDO STEFANUTTI
PROSAB

Campinas, 11 de fevereiro de 2004

AGRADECIMENTOS

Ao professor e amigo Dr. Bruno Coraucci Filho pela orientação, confiança e incentivo nas diversas fases deste trabalho.

Aos meus pais Luiz e Márcia, meus irmãos Daniel, Thales e Flávia, meus avós e demais familiares, pelo amor, apoio, confiança e incentivo.

De forma especial a Renata Miyabara Gagliardi pelo apoio em todos os momentos deste trabalho, pelo amor, carinho e compreensão.

Aos professores da Faculdade de Engenharia Civil/UNICAMP e ao professor Dr. Pedro Além Sobrinho da EPUSP.

Aos membros da banca de Qualificação Professores: Dr. Roberto Feijó de Figueiredo e Dr. Edson Aparecido Abdul Nour.

Ao programa de pós-graduação do Departamento de Saneamento e Ambiente da Faculdade de Engenharia Civil/UNICAMP e ao CESET/UNICAMP pela infra-estrutura oferecida.

À empresa Águas de Limeira, pelo espaço fornecido para a montagem do sistema de rampas de escoamento superficial e instalações acessórias, bem como ao funcionário Aparecido Donizeti Conrado pela ajuda de campo.

Aos amigos Osvaldo Natalin Jr., Rodrigo Rodrigues e Ricardo Curti.

Aos amigos Dr. Ronaldo Stefanutti, Silvana Turolla Broleze, Ricardo Sthalschmit Pinto Silva, Gustavo Silva, Alexandre Pansani, Patrícia Mazzante, Marta Pires, Edmar Santos, Adriano Tonetti, Luiz Carlos Klüsener Filho e Saulo Bruno.

A todos estagiários do laboratório do CESET que auxiliaram na fase de análises das amostras de efluentes.

À Ana Dolores, Celso Rinaldi e toda à Divisão de gestão de informações da produção – AIPG da Sabesp pelo apoio no início da pesquisa.

À Livia Tomia, Érico Torres e toda a Coordenadoria de Qualidade, Meio Ambiente, Segurança e Saúde ocupacional da Construtora Andrade Gutierrez pelo apoio na fase final desta pesquisa.

E a todos que me apoiaram.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	xi
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS	xii
RESUMO	1
1. INTRODUÇÃO	2
2. OBJETIVOS	4
2.1. OBJETIVO GERAL	4
2.2. OBJETIVO ESPECÍFICO	4
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
3.1. LIMITES DE LANÇAMENTO DE EFLUENTES	5
3.2. SISTEMAS DE TRATAMENTO DE EFLUENTES	7
3.3. TRATAMENTO BIOLÓGICO ANAERÓBIO	9
3.3.1. Lagoa anaeróbia	10
3.4. SISTEMAS DE TRATAMENTO DE EFLUENTES POR DISPOSIÇÃO CONTROLADA NO SOLO	12
3.4.1. Descrição	12
3.4.2. Métodos mais comuns de disposição no solo	13
3.5. DISPOSIÇÃO CONTROLADA DE EFLUENTE NO SOLO POR ESCOAMENTO SUPERFICIAL	15
3.5.1. Descrição	15
3.5.2. Eficiência	16
3.5.3. Parâmetros de projeto	18
3.5.3.1. Comprimento	18
3.5.3.2. Declividade	18
3.5.3.3. Sistema de distribuição	19
3.5.3.4. Sistema de coleta	21
3.5.3.5. Taxa de aplicação (q)	22
3.5.3.6. Carga hidráulica (CH)	23
3.5.3.7. Taxa de carregamento orgânico (TCO)	26

3.5.3.8.	Período de aplicação (P)	27
3.5.3.9.	Frequência de aplicação (F) ou ciclo de operação	27
3.5.4.	Condições ambientais	28
3.5.4.1.	Temperatura	28
3.5.4.2.	Precipitação pluviométrica	29
3.5.4.3.	Avanço do efluente sobre a rampa	30
3.5.4.4.	Solo	31
3.5.4.5.	Vegetação	32
3.5.4.5.1.	Forma de plantio da vegetação de cobertura	34
3.5.4.5.2.	Corte e colheita da vegetação de cobertura	34
3.5.5.	Características do efluente	35
3.5.5.1.	DBO e DQO	35
3.5.5.2.	Sólidos	36
3.5.5.3.	Alcalinidade e pH	37
3.5.5.4.	Nitrogênio	37
3.5.5.5.	Fósforo	38
3.5.5.6.	Coliformes e patógenos	39
3.5.6.	Início de operação do sistema	40
3.5.7.	Custo	40
3.5.8.	Pós-tratamento de reatores anaeróbios em rampa de escoamento superficial	42
3.6.	DIMENSIONAMENTO DE SISTEMAS DE TRATAMENTO	43
3.6.1.	Análise do balanço de massas	43
3.6.2.	Velocidade das reações de transformação	43
3.6.2.1.	Velocidade de remoção de substrato	45
3.6.3.	Tipos de reatores	49
3.7.	DIMENSIONAMENTO RACIONAL DE SISTEMAS DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL VISANDO A REMOÇÃO DE MATÉRIA ORGÂNICA	50
3.7.1.	Modelos para dimensionamento de filtros biológicos aeróbios	51
3.7.2.	Modelo racional de dimensionamento para escoamento superficial	56

3.7.2.1. Valores encontrados para os coeficientes do modelo	62
4. MATERIAL E MÉTODOS	63
4.1. INSTALAÇÕES	63
4.1.1. Instalações da ETE - Graminha	63
4.1.2. Sistema utilizado	64
4.1.2.1. Afluente	64
4.1.3. Tratamento preliminar	65
4.1.4. Lagoa anaeróbia	66
4.1.5. Rampa de escoamento superficial	67
4.1.5.1. Características de projeto	67
4.1.5.2. Sistema de distribuição e coleta	68
4.2. PARÂMETROS DE OPERAÇÃO	69
4.2.1. Período e frequência de aplicação	69
4.2.2. Taxa de aplicação	69
4.3. Experimento	69
4.3.1. Curvas de avanço	69
4.3.2. Coleta de amostras	70
4.3.3. Análises físico-químicas	70
4.3.3.1. Medições realizadas em campo	71
4.3.3.2. Análises realizadas em laboratório	71
4.3.3.3. Dados obtidos na estação meteorológicas do CESET	71
5. RESULTADOS E DISCUSSÃO	72
5.1. EFICIÊNCIA DO SISTEMA	72
5.1.1. Remoção de matéria orgânica	72
5.1.2. Remoção de nitrogênio	74
5.1.2.1. Análise da remoção de nitrogênio quanto ao comprimento da rampa e a taxa de aplicação	82
5.2. AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DA RAMPA DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL	84
5.2.1. Curvas de avanço	84

5.2.2. Infiltração e evapotranspiração	88
5.3. ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO DA RAMPA DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL QUANTO A REMOÇÃO DE MATÉRIA ORGÂNICA	89
5.4. GRAMÍNEA INVASORA	103
6. CONCLUSÕES	105
7. RECOMENDAÇÕES	106
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	107
ABSTRACT	112
ANEXO - A	113

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Concepção de sistema convencional de tratamento de esgoto	8
Figura 3.2 – Concepções de sistemas não convencionais de tratamento de esgoto utilizando-se disposição controlada no solo	8
Figura 3.3 – Esquema de lagoa anaeróbia convencional	11
Figura 3.4 – Esquema de rampa de escoamento superficial	15
Figura 3.5 – Estreitamento da lâmina devido à declividade transversal	19
Figura 3.6 – Aplicação do tipo escalonada (step feed).	21
Figura 3.7 – Tipos de canais de coleta	22
Figura 3.8 – Carga hidráulica média versus tipo de solo para diferentes métodos de aplicação no solo	25
Figura 3.9 – Detalhe da vegetação	33
Figura 3.10 – Efeito de um substrato limitante sobre a velocidade de crescimento	46
Figura 3.11 – Tipos de reatores	49
Figura 3.12 – Esquema de filtro biológico	51
Figura 3.13 – Representação do biofilme	51
Figura 3.14 – Esquema para análise balanço de massas de processo de leito fixo	54
Figura 3.15 - Esquema para o dimensionamento da rampa de escoamento superficial. Seção longitudinal.	57
Figura 4.1 – Esquema ETE - Graminha	63
Figura 4.2 – Esquema das instalações utilizadas	64
Figura 4.3 – Detalhe do tratamento preliminar	65
Figura 4.4 – Foto da lagoa anaeróbia	66
Figura 4.5 – Foto da entrada do sifão (saída da lagoa anaeróbia)	66
Figura 4.6 – Foto da rampa de escoamento superficial	67
Figura 4.7 – Foto do Sistema de distribuição	68

Figura 4.8 - Detalhe dos furos do sistema de distribuição	68
Figura 4.9 – Foto do canal de coleta	68
Figura 4.10 – Detalhe dos pontos de coleta de amostras	70
Figura 5.1 – Alcalinidade parcial e total do filme líquido (mg CaCO ₃ /L) X Distância z (m). Taxa de aplicação de 0,20 m ³ /h·m	75
Figura 5.2 – pH do filme líquido X Distância z (m). Taxa de aplicação de 0,20 m ³ /h·m	75
Figura 5.3 – Concentrações de N-N _{TK} e N-NH ₃ do filme líquido (mg N / L) X Distância z (m). Taxa de aplicação de 0,20 m ³ /h·m	75
Figura 5.4 – Concentrações de N-NO ₂ e N-NO ₃ do filme líquido (mg N / L) X Distância z (m). Taxa de aplicação = 0,20 m ³ /h·m	75
Figura 5.5 – Alcalinidade parcial e total do filme líquido (mg CaCO ₃ /L) X Distância z (m). Taxa de aplicação de 0,25 m ³ /h·m	76
Figura 5.6 – pH do filme líquido X Distância z (m). Taxa de aplicação de 0,25 m ³ /h·m	76
Figura 5.7 – Concentrações de N-N _{TK} e N-NH ₃ do filme líquido (mg N / L) X Distância z (m). Taxa de aplicação de 0,25 m ³ /h·m	76
Figura 5.8 – Concentrações de N-NO ₂ e N-NO ₃ do filme líquido (mg N / L) X Distância z (m). Taxa de aplicação = 0,25 m ³ /h·m	76
Figura 5.9 – Alcalinidade parcial e total do filme líquido (mg CaCO ₃ /L) X Distância z (m). Taxa de aplicação de 0,30 m ³ /h·m	77
Figura 5.10 – pH do filme líquido X Distância z (m). Taxa de aplicação de 0,30 m ³ /h·m	77
Figura 5.11 – Concentrações de N-N _{TK} e N-NH ₃ do filme líquido (mg N / L) X Distância z (m). Taxa de aplicação de 0,30 m ³ /h·m	77
Figura 5.12 – Concentrações de N-NO ₂ e N-NO ₃ do filme líquido (mg N / L) X Distância z (m). Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m	77
Figura 5.13 - Espécies de nitrogênio amoniacal X pH	78
Figura 5.14 - Concentrações de N _{ORGÂNICO} do filme líquido (mg N / L) X distância z (m). Taxa de aplicação de 0,20 m ³ /h·m	81

Figura 5.15 - Concentrações de $N_{\text{ORGÂNICO}}$ do filme líquido (mg N / L) X distância z (m). Taxa de aplicação de $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	81
Figura 5.16 - Concentrações de $N_{\text{ORGÂNICO}}$ do filme líquido (mg N / L) X distância z (m). Taxa de aplicação de $0,30 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	81
Figura 5.17 - $N-N_{\text{TK}}$ - % Remanescente X distância z (m)	83
Figura 5.18 - $N-N\text{H}_3$ - % Remanescente X distância z (m)	83
Figura 5.19 - $N-\text{NO}_3$ - % Remanescente X distância z (m)	83
Figura 5.20 - $N-\text{NO}_2$ - % Remanescente X distância z (m)	83
Figura 5.21 - Curva de avanço. Taxa de aplicação = $0,10 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	85
Figura 5.22 - Curva de avanço. Taxa de aplicação = $0,15 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	85
Figura 5.23 - Curva de avanço. Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	85
Figura 5.24 - Curva de avanço. Taxa de aplicação = $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	85
Figura 5.25 - Curva de avanço. Taxa de aplicação = $0,30 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	86
Figura 5.26 - Curvas de avanço	86
Figura 5.27 - Regressão linear. DBO; Taxa= $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	90
Figura 5.28 - Regressão linear. DBO; Taxa= $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	90
Figura 5.29 - Regressão linear. DBO; Taxa= $0,30 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	90
Figura 5.30 - Regressão linear. DQO; Taxa= $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	91
Figura 5.31 - Regressão linear. DQO; Taxa= $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	91
Figura 5.32 - Regressão linear. DQO; Taxa= $0,30 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	91
Figura 5.33 - Regressão linear. $\text{DQO}_{\text{FILTRADA}}$; Taxa= $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	92
Figura 5.34 - Regressão linear. $\text{DQO}_{\text{FILTRADA}}$; Taxa= $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	92
Figura 5.35 - Regressão linear. $\text{DQO}_{\text{FILTRADA}}$; Taxa= $0,30 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	92
Figura 5.36 – Curvas obtidas pelo ajuste do modelo de SMITH (1980) aos dados de DBO, nas taxas $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$; $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$; $0,30 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$.	94
Figura 5.37 – Curvas obtidas pelo ajuste do modelo de SMITH (1980) aos dados de DQO, nas taxas $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$; $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$; $0,30 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$.	94
Figura 5.38 – Curvas obtidas pelo ajuste do modelo de SMITH (1980) aos dados de $\text{DQO}_{\text{FILTRADA}}$, nas taxas $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$; $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$; $0,30 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$.	94
Figura 5.39 – Ajustes do modelo obtidos por ARAÚJO (1998)	95

Figura 5.40 – Ajustes do modelo obtidos por CORAUCCI FILHO (1992)	95
Figura 5.41 – Ajustes do modelo obtidos por MARQUEZINI (2000)	95
Figura 5.42 – Comparação entre os modelos de dimensionamento da rampa: Taxa de aplicação de 0,20 m ³ /h·m ; DBO	100
Figura 5.43 – Comparação entre os modelos de dimensionamento da rampa: Taxa de aplicação de 0,25 m ³ /h·m ; DBO	100
Figura 5.44 – Comparação entre os modelos de dimensionamento da rampa: Taxa de aplicação de 0,30 m ³ /h·m ; DBO	100
Figura 5.45 – Comparação entre os modelos de dimensionamento da rampa: Taxa de aplicação de 0,20 m ³ /h·m ; DQO	101
Figura 5.46 – Comparação entre os modelos de dimensionamento da rampa: Taxa de aplicação de 0,25 m ³ /h·m ; DQO	101
Figura 5.47 – Comparação entre os modelos de dimensionamento da rampa: Taxa de aplicação de 0,30 m ³ /h·m ; DQO	101
Figura 5.48 – Comparação entre os modelos de dimensionamento da rampa: Taxa de aplicação de 0,20 m ³ /h·m ; DQO _{FILTRADA}	102
Figura 5.49 – Comparação entre os modelos de dimensionamento da rampa: Taxa de aplicação de 0,25 m ³ /h·m ; DQO _{FILTRADA}	102
Figura 5.50 – Comparação entre os modelos de dimensionamento da rampa: Taxa de aplicação de 0,30 m ³ /h·m ; DQO _{FILTRADA}	102
Figura 5.51 - Gramínea Tifton 85 (<i>Cynodon sp.</i>)	103
Figura 5.52 - Gramínea invasora (<i>Brachiaria sp.</i>)	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Padrões de qualidade dos corpos hídricos	6
Tabela 3.2 – Limites de lançamento estaduais e da Resolução CONAMA 20/1986	6
Tabela 3.3 – Classificação de sistemas de lagoas baseada na presença ou fonte de oxigênio	11
Tabela 3.4 – Vantagens e desvantagens dos sistemas de aplicação no solo	14
Tabela 3.5 – Eficiências obtidas em sistemas de tratamento de efluentes por escoamento superficial	17
Tabela 3.6 – Vantagens e desvantagens dos sistemas de distribuição	20
Tabela 3.7 - Custos médios de algumas estações de tratamento de esgotos	41
Tabela 3.8 – Coeficientes do modelo de dimensionamento	62
Tabela 4.1 – Características do esgoto bruto afluente à ETE Graminha – Limeira SP (referentes ao período de monitoramento de 02/2001 a 09/2002)	65
Tabela 4.2 – Características do efluente da lagoa anaeróbia (referentes ao período de monitoramento de 02/2001 a 07/2002)	66
Tabela 5.1 – Eficiência na remoção de matéria orgânica	73
Tabela 5.2 – Concentrações médias de matéria orgânica	73
Tabela 5.3 – Concentrações médias de N	80
Tabela 5.4 – Ajustes obtidos para o modelo do avanço	87
Tabela 5.5 – Balanço hídrico da rampa de escoamento superficial	88
Tabela 5.6 - Modelo de dimensionamento quanto a remoção de matéria orgânica. Coeficientes encontrados por regressão linear.	93
Tabela 5.7 – Coeficientes encontrados para o ajuste da alteração do modelo de dimensionamento quanto a remoção de matéria orgânica.	99

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

μ	Velocidade específica de crescimento
μ_m	Máxima velocidade específica de crescimento
θ	Fator para correção da temperatura
A	Coefficiente empiricamente determinado
AGV	Ácidos Graxos Voláteis
\bar{C}	Concentração média de substrato (DBO)
C, C_O, C_S, C_A, C_B	Concentração de substrato
CH	Carga hidráulica
CO	Carga orgânica
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
COT	Carbono Orgânico Total
D	Largura ou diâmetro da seção
DBO	Demanda bioquímica de oxigênio, determinada em 5 dias a 20 °C.
DQO	Demanda química de oxigênio
E	Fator de eficiência
E.T.E.	Estação de tratamento de esgoto
F	Freqüência de aplicação ou ciclo de operação
Fei	Fator de evapotranspiração / infiltração
h	Espessura da camada de lodo
H	Profundidade do filtro biológico aeróbio
k	Constante de proporcionalidade
k_0	Velocidade de reação máxima
k_c	Constante de meia velocidade
K_c	Coefficiente de saturação
M	Constante empírica
M. O.	Matéria orgânica

n	Coefficiente empírico
N-NH ₃	Nitrogênio amoniacal = $N - N_{TK} - N_{orgânico}$
N-NO ₂	Nitrito
N-NO ₃	Nitrato
N-N _{TK}	Nitrogênio total Kjeldahl = $N - NH_3 + N_{orgânico}$
N _{orgânico}	Nitrogênio orgânico = $N - N_{TK} - N - NH_3$
N _{total}	Nitrogênio total = $N - N_{TK} + N - NO_2 + N - NO_3$
N _y	Fluxo de matéria orgânica para a camada de lodo
OD	Oxigênio dissolvido
OMS	Organização Mundial de Saúde
P	Período de aplicação
Pe	Perda de líquido por evapotranspiração
Pi	Perda de líquido por infiltração
P _{inorgânico}	Fósforo inorgânico
P _{orgânico}	Fósforo orgânico
P _{total}	Fósforo total
q	Taxa de aplicação superficial
Q	Vazão
q _E	Taxa de evapotranspiração
q _P	Taxa de percolação
R	Concentração residual estimada para o esgoto
RAS	Relação de adsorção de sódio
Re	Fator de retardamento
r	Velocidade de reação
r _g	Velocidade de crescimento de microorganismos
r _s	Velocidade do fluxo de MO para dentro da camada de lodo
r _{su}	Velocidade de utilização de substrato
SDF	Sólidos dissolvidos fixos
SDT	Sólidos dissolvidos totais
SDV	Sólidos dissolvidos voláteis

SF	Sólidos fixos
SSED	Sólidos sedimentáveis
SSF	Sólidos suspensos fixos
SST	Sólidos suspensos totais
SSV	Sólidos suspensos voláteis
ST	Sólidos totais
SF	Sólidos fixos
SV	Sólidos voláteis
t	Tempo
TCO	Taxa de carregamento orgânico
UASB	Upflow Anaerobic Sludge Blanket Reactor (RALF, RAFA, reator de manta de lodo)
UCD	Universidade da Califórnia – Davis
w	Perímetro molhado
X	Concentração de microorganismos (biomassa)
Y	Coefficiente de crescimento
z	Comprimento da rampa

RESUMO

Cerqueira, Raul Sandoval. **Pós-tratamento de efluente de lagoa anaeróbia por escoamento superficial no solo.** Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 2004. 107 pp. Dissertação de Mestrado.

Este trabalho avalia o uso da tecnologia de aplicação de esgotos no solo por escoamento superficial para o pós-tratamento de efluentes de lagoas anaeróbias. O tratamento por lagoas anaeróbias e o escoamento superficial no solo são sistemas naturais de tratamento que demandam mão de obra pouco qualificada para a operação e baixo custo, por isso a combinação destes sistemas parece ser uma alternativa adequada para se tentar alcançar níveis de tratamento compatíveis com a legislação dos estados brasileiros. O dimensionamento de lagoas anaeróbias é bem conhecido, porém o dimensionamento das rampas de escoamento superficial atuando como pós-tratamento de reatores anaeróbios ainda demanda maiores conhecimentos. Neste trabalho foi avaliado o dimensionamento segundo o modelo racional proposto por SMITH (1980) e foram obtidos coeficientes para a calibração deste modelo para esta situação assim como foi proposta uma alteração no modelo para torná-lo aplicável a situações onde a evapotranspiração e a infiltração sejam significativas. O sistema proposto funcionou de maneira bastante promissora, tendo alcançado os níveis desejados de remoção de matéria orgânica e proporcionado os processos biológicos e físico-químicos necessários à remoção dos compostos de nitrogênio.

Palavras chave: Esgotos - Purificação - Tratamento biológico, Esgotos, Tratamento de efluentes, Gramínea, Nitrogênio.

1. INTRODUÇÃO

O grande crescimento populacional, a ocupação desordenada e a pouca eficiência no emprego dos recursos naturais agravam um problema que tem sido alvo de preocupações mundiais neste novo milênio, a escassez de água.

Os corpos hídricos, fontes de importante recurso, a água, e, ao mesmo tempo, receptores dos rejeitos da vida moderna, com sua capacidade de autodepuração sendo muitas vezes excedida (MANCUSO, SANTOS, 2003), têm sua qualidade cada vez mais deteriorada, evidenciando a necessidade de se tratar os efluentes. A legislação brasileira, atentando para esta necessidade, apresenta, nos diversos estados brasileiros, limites de qualidade para o lançamento nos corpos hídricos que tendem a ser cada vez mais restritivos (VON SPERLING, NASCIMENTO, 1999).

Os sistemas anaeróbios, adequados às condições ambientais e sócio-econômicas de quase todo o território brasileiro, têm o seu uso restrito por não alcançarem padrões de tratamento que atendam à legislação. Alternativamente é proposto o uso de sistemas anaeróbios combinados a sistemas de pós-tratamento, alcançando-se os padrões necessários (CHERNICHARO et al, 2001).

As lagoas anaeróbias são reconhecidas atualmente como excelente opção para a remoção de poluentes orgânicos, porém como qualquer outro reator anaeróbio, produzem efluentes com ausência de oxigênio dissolvido, concentrações indesejáveis de amônia e sulfetos, fazendo-se necessária uma etapa posterior de tratamento, usualmente baseada em processos biológicos aeróbios para se alcançar os padrões legais de lançamento (MONTEGGIA, ALÉM SOBRINHO 1999).

O escoamento superficial é um método de tratamento, no qual o esgoto é filtrado, e estabilizado, ao escoar pela superfície de um terreno recoberto por uma vegetação, geralmente grama (CORAUCCI FILHO, 1992).

Tanto a lagoa anaeróbia quanto o escoamento superficial são sistemas naturais, de baixo custo de implantação e operação e que requerem operadores pouco especializados (PAING et al, 2000; PEÑA et al, 2000; MONTEGGIA, ALÉM SOBRINHO 1999) o que os torna apropriados para serem utilizados de forma combinada.

A utilização do sistema de tratamento por lagoas anaeróbias constitui tecnologia consolidada para o tratamento de ampla gama de efluentes (MONTEGGIA, ALÉM SOBRINHO 1999). Porém, o escoamento superficial utilizado como pós-tratamento de lagoas anaeróbias requer maiores estudos quanto ao dimensionamento e a qualidade do efluente final a ser alcançada.

SMITH (1980) propôs um modelo racional para o dimensionamento de rampas de escoamento superficial quanto à remoção de matéria orgânica. Este modelo pode ser ajustado para a utilização do escoamento superficial como pós-tratamento de lagoas anaeróbias. Quanto à remoção de macro-nutrientes, em especial a remoção de nitrogênio, os modelos racionais existentes são muito complexos. As pesquisas apontam para uma solução empírica (USEPA, 1993).

Portanto serão avaliados o modelo racional para a remoção de matéria orgânica na rampa de escoamento superficial atuando como pós tratamento de lagoa anaeróbia, o comportamento quanto a remoção de nitrogênio e a eficiência do sistema composto por tratamento preliminar, lagoa anaeróbia primária e pós-tratamento em rampa de escoamento superficial.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GERAL

Avaliar o pós-tratamento de efluente de lagoa anaeróbia primária por escoamento superficial.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Analisar o tratamento proporcionado pela rampa de escoamento superficial, em condições reais de operação;

Avaliar o modelo racional proposto por SMITH (1980) para o dimensionamento da rampa de escoamento superficial quanto à remoção de matéria orgânica;

Verificar o comportamento do sistema quanto à remoção de nitrogênio na rampa.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. LIMITES DE LANÇAMENTO DE EFLUENTES

As águas efluentes das atividades humanas adquirem características próprias de acordo com o uso que sofreram e quando retornadas ao ambiente tendem a alterar as propriedades do corpo hídrico receptor podendo resultar em poluição, contaminação por microrganismos patogênicos, eutrofização, entre outras conseqüências indesejáveis.

Com o objetivo de regular o lançamento de efluentes, o Conselho Nacional do Meio Ambiente, através da Resolução CONAMA n° 20/1986 dividiu as águas do território brasileiro em águas doces (salinidade < 0,05%), salobras (salinidade entre 0,05% e 3%) e salinas (salinidade > 3%) e em função dos usos previstos criou nove classes de qualidade. Cada uma dessas classes é definida através de um conjunto de parâmetros. Os padrões de qualidade são expressos na forma dos padrões do corpo d'água (segundo sua classe) e dos padrões de lançamento (padrões de emissão, independentes da classe do corpo d'água receptor). Alguns destes parâmetros são apresentados na Tabela 3.1. Os órgãos ambientais estaduais podem adotar os mesmos padrões da Resolução CONAMA n° 20/1986, complementá-los ou eventualmente aplicar padrões mais restritivos (VON SPERLING, NASCIMENTO, 1999).

A Resolução CONAMA n° 20/1986 não estabelece padrões de lançamento (independentes da classe do corpo d'água receptor) para os parâmetros DBO, DQO, SST, nitrogênio, fósforo e coliformes fecais, porém determina que os lançamentos não podem alterar o enquadramento do corpo receptor. Algumas legislações estaduais estabelecem padrões de lançamento para estes parâmetros. A Tabela 3.2 contém os limites de lançamento de 14 Estados brasileiros e da Resolução CONAMA n° 20/1986.

Tabela 3.1 - Padrões de qualidade dos corpos hídricos

Padrões de qualidade dos corpos hídricos (Resolução CONAMA 20/1986)										
Parâmetro	Águas doces				Águas salinas		Águas salobras			
	Classe especial	Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 4	Classe 5	Classe 6	Classe 7	Classe 8	
Salinidade	menor ou igual a 0,50‰					maior ou igual a 30‰		entre 0,50‰ e 30‰		
COLIFORMES (NMP / 100mL)	Ausentes	200	1000	4000	—	1000	4000	1000	4000	
óleos e graxas	—	virtualmente ausentes	virtualmente ausentes	virtualmente ausentes	toleram-se iridicências;	virtualmente ausentes	toleram-se iridicências	virtualmente ausentes	toleram-se iridicências	
DBOs (mg/L O ₂)	—	< 3	< 5	< 10	—	< 5	< 10	< 5	—	
OD (mg/L O ₂)	—	> 6	> 5	> 4	> 2,0	> 6	> 4	> 5	> 3,0	
Turbidez (UNT)	—	< 40	< 100	< 100	—	—	—	—	—	
pH	—	6,0 a 9,0	6,0 a 9,0	6,0 a 9,0	6,0 a 9,0	6,5 a 8,5	6,5 a 8,5	6,5 a 8,5	5,0 a 9,0	
Amônia não ionizável (mg/L NH ₃)	—	0,02	0,02	—	—	0,4	—	0,4	—	
Fosfato total (mg/L P)	—	0,025	0,025	0,025	—	—	—	—	—	
Nitrato (mg/L N)	—	10,0	10,0	10,0	—	10,0	—	—	—	
Nitrito (mg/L N)	—	1,0	1,0	1,0	—	1,0	—	—	—	
Nitrogênio amoniacal (mg/L N)	—	—	—	1,0	—	—	—	—	—	
Sólidos dissolvidos totais (mg/L)	—	500	500	500	—	—	—	—	—	
Sulfatos (mg/L SO ₄)	—	250	250	250	—	—	—	—	—	
Sulfetos (mg/L S)	—	0,002	0,002	0,3	—	0,002	—	0,002	—	

* Não será permitido o lançamento de poluentes nos mananciais sub-superficiais

** Nas águas de Classe Especial não serão tolerados lançamentos de águas residuárias, domésticas e industriais, lixo e outros resíduos sólidos, substâncias potencialmente tóxicas, defensivos agrícolas, fertilizantes químicos e outros poluentes, mesmo tratados. Caso sejam utilizadas para o abastecimento doméstico deverão ser submetidas a uma inspeção sanitária preliminar.

Fonte: Adaptado de Resolução CONAMA nº 20 / 1986

Tabela 3.2 - Limites de lançamento estaduais e da Resolução CONAMA nº 20 / 1986

Parâmetro	UNIDADE	LIMITES DE LANÇAMENTO (Federais e estaduais)															
		CONAMA	AL	CE	GO	MS	MG	PB	PE	PR	RJ	RN	RS	RO	SC	SP	
Óleos e graxas (minerais)	mg / L	20	20	20	-	20	20	20	20	20	20	20	20	10	20	20	-
Óleos e graxas (veg/anim)	mg / L	50	20	50	-	50	50	30	50	50	30	50	30	50	30	30	-
Temperatura	oC	40	-	-	-	-	-	-	40	40	40	40	40	-	-	-	-
pH	-	5 a 9	5 a 9	5 a 9	5 a 9	5 a 9	6 a 9	5 a 9	5 a 9	5 a 9	5 a 9	5 a 9	5 a 9	6 a 8,5	5,8 a 9,7	6 a 9	5 a 9
DBO (efic. min de remoção)	mg / L	(a) -	60	-	60 (80%)	60	60 (85%)	60 (80%)	(a) -	(a) -	(b) 50 a 90%	(a) -	(b) Variável	-	60 (80%)	60 (80%)	-
DQO	mg / L	(a) -	150	-	-	-	90	-	(a) -	(a) -	(b) Variável	(a) -	(b) Variável	-	-	-	-
Coliformes fecais	NMP/100ml	(a) -	-	-	-	-	-	-	(a) -	(a) -	-	(a) -	-	3000	-	-	-
Sólidos sedimentáveis	mL / L	1,0	-	-	-	-	-	-	1,0	1,0	1,0	1,0	-	-	-	-	-
Sólidos em suspensão	mg / L	(a) -	-	-	-	-	100	-	(a) -	(a) -	-	(a) -	Variável	-	-	-	-
Amônia	mg N / L	5,0	-	-	-	-	-	-	5,0	5,0	5,0	5,0	-	-	-	-	-
Fósforo total	mg P / L	-	-	-	-	-	-	1	-	-	(c) 1,0	-	-	1	-	1	-
Metais tóxicos totais	mg / L	-	-	-	-	-	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Nitrogênio total	mg N / L	-	-	-	-	-	-	10,0	-	-	(c) 10,0	-	-	10,0	-	10,0	-
Sulfetos	mg S / L	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,5	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,2	1,0	1,0	-
Sulfitos	mg SO ₃ / L	1,0	-	-	-	-	-	-	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	-	-	-	-

(a) Na Resolução CONAMA 20/1986 o limite destes parâmetros é relacionado à classe do corpo receptor

(b) Valores dentro desta faixa são determinados em diretrizes específicas da legislação

(c) Valores adotados para lançamentos em trechos de corpos d'água contribuintes de lagoas

Fonte: Adaptado de VON SPERLING, NASCIMENTO (1999); CONAMA 20/1986; NT-202.R10 - RJ/1986

3.2. SISTEMAS DE TRATAMENTO DE EFLUENTES

Para se obter uma melhora na qualidade do efluente, a fim de atender aos limites de lançamento ou para possibilitar alguma forma de reúso são utilizadas inúmeras formas de tratamentos e, dentre estas, o tratamento biológico.

Segundo ANDRADE NETO, CAMPOS (1999) o tratamento biológico de esgotos pode ocorrer naturalmente no solo ou na água, desde que predominem condições apropriadas. Uma estação de tratamento de esgotos é, em essência, um sistema que explora os mesmos organismos que proliferam no solo e na água. Em estações de tratamento procura-se, no entanto, otimizar os processos e minimizar os custos, para que se consiga a maior eficiência possível, respeitando-se as restrições que se impõem pela proteção do corpo receptor e pelas limitações de recursos disponíveis.

A Figura 3.1 mostra esquematicamente a composição de uma estação de tratamento completa convencional, até a desinfecção final.

Existem inúmeros métodos de tratamento, porém especial atenção deve ser dada a métodos que sejam de simples operação e de baixo custo, uma vez que a grande maioria da população brasileira é carente de recursos financeiros. Segundo ANDRADE NETO, CAMPOS (1999), o tratamento anaeróbio e os métodos de disposição no solo (Figura 3.2) têm se mostrado uma boa alternativa.

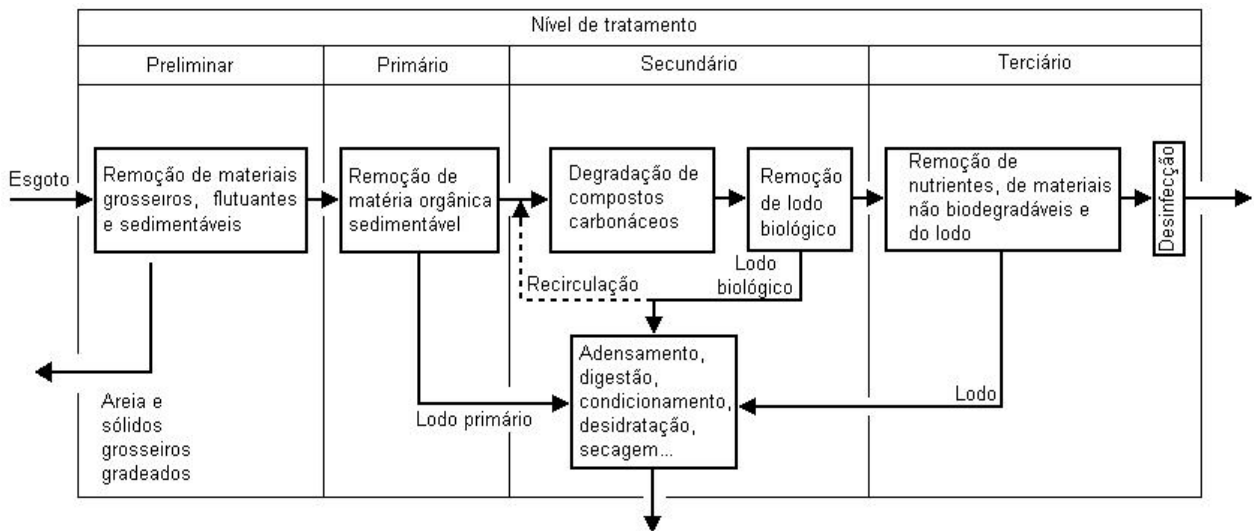


Figura 3.1 - Concepção de sistema convencional de tratamento de esgoto
 Fonte: Adaptado de MUJERIEGO, ASANO (1999)

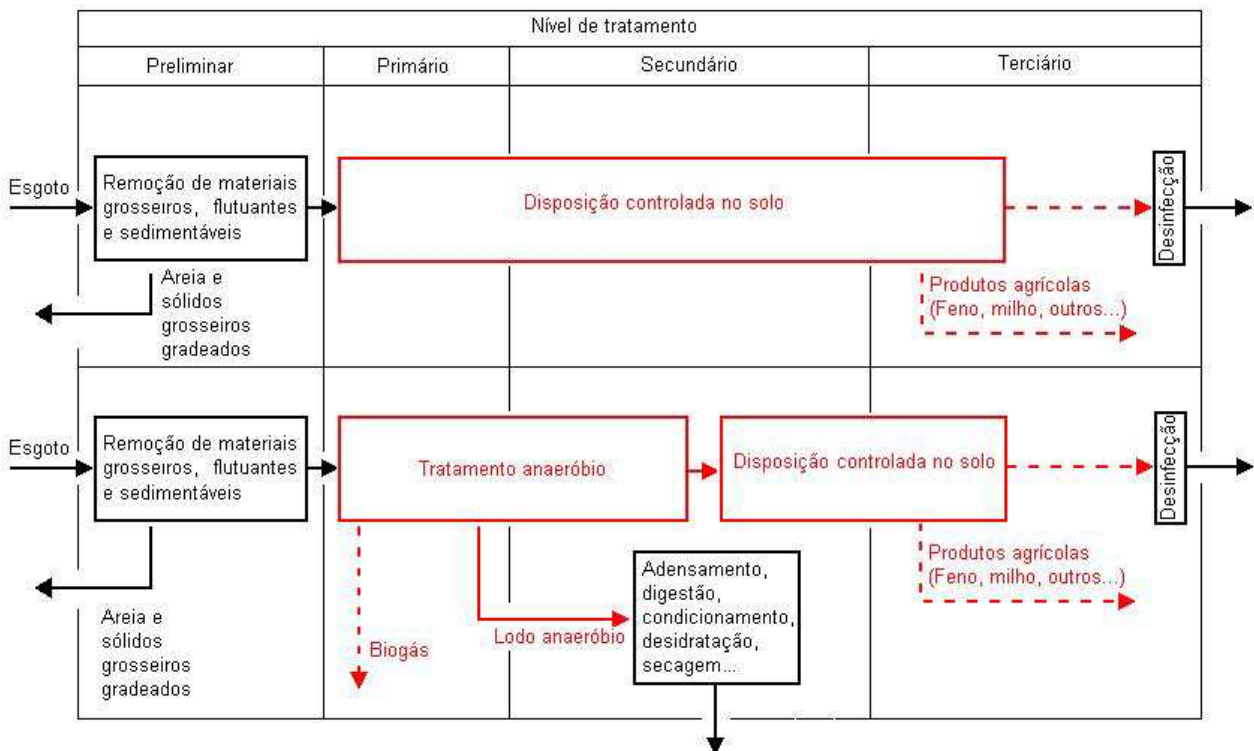


Figura 3.2 – Concepções de sistemas não convencionais de tratamento de esgoto utilizando-se disposição controlada no solo

3.3. TRATAMENTO BIOLÓGICO ANAERÓBIO

O tratamento biológico anaeróbio é a decomposição da matéria orgânica e inorgânica através da digestão anaeróbia, processo que ocorre na ausência de oxigênio molecular (CRITES, TCHOBANOGLOUS, 1998).

Segundo FORESTI, et al (1999), a digestão anaeróbia é um processo bioquímico complexo, composto por várias reações seqüenciais, cada uma com sua população bacteriana específica. Podem-se distinguir quatro etapas diferentes no processo global de conversão para a digestão anaeróbia de material orgânico complexo como proteínas, carboidratos e lipídios (Figura 3.3), sendo:

Hidrólise – Conversão do material orgânico particulado em compostos dissolvidos de menor peso molecular.

Acidogênese - Os compostos dissolvidos, gerados no processo de hidrólise ou liquefação, são absorvidos nas células das bactérias fermentativas e, após a acidogênese, excretadas como substâncias orgânicas simples como ácidos graxos voláteis de cadeia curta (AGV), álcoois, ácido láctico e compostos minerais como CO_2 , H_2 , NH_3 , H_2S , etc.

Acetogênese - A acetogênese é a conversão dos produtos da acidogênese em compostos que formam os substratos para produção de metano: acetato, hidrogênio e dióxido de carbono.

Metanogênese - O metano é produzido pelas bactérias acetotróficas, a partir da redução de ácido acético, ou pelas bactérias hidrogenotróficas, a partir da redução de dióxido de carbono.

As bactérias metanogênicas se reproduzem mais lentamente e são mais

sensíveis a condições adversas ou a alterações das condições do ambiente em relação às bactérias acidogênicas. Desta forma o passo limitante do processo é a geração de metano, a menos de alguns casos específicos em que a hidrólise da matéria orgânica é o passo limitante (SOUZA, 1984).

Temperaturas dos reatores na faixa de 25 a 35°C são melhores para manter as taxas ótimas de reações biológicas e garantir um tratamento mais estável. (METCALF & EDDY, 2003). As bactérias metanogênicas são bastante sensíveis a variações, especialmente a elevações substanciais de temperatura, as quais devem, portanto, sempre ser evitadas (SOUZA, 1984). As bactérias anaeróbias metanogênicas são consideradas sensíveis ao pH, SPEECE (1996) apud FORESTI, et al (1999) considera que o reator deve ser operado entre 6,5 e 8,2.

Contrariando o que se tem acreditado, microorganismos anaeróbios, particularmente os metanogênicos nos lodos dos sistemas de tratamento de esgoto têm uma alta tolerância ao oxigênio. A atividade das bactérias aeróbias facultativas é o mecanismo mais importante desta resistência. Algumas metanogênicas apresentam inclusive uma tolerância intrínseca (KATO et al. 1997).

3.3.1. Lagoa anaeróbia

Considerando a caracterização das lagoas de tratamento de esgotos pela concentração de oxigênio dissolvido e pela fonte de oxigênio para a assimilação da matéria orgânica pelas bactérias, a Tabela 3.3 apresenta os quatro principais tipos de sistemas de lagoas (CRITES, TCHOBANOGLOUS, 1998).

Tabela 3.3 – Classificação de sistemas de lagoas baseada na presença ou fonte de oxigênio.

Tipo de lagoa	Presença de oxigênio
Aeróbia	A fotossíntese garante oxigênio para as condições aeróbias através da coluna d'água
Facultativa	A zona superficial é aeróbia A zona subsuperficial pode ser anóxica ou anaeróbia
Aerada	A aeração de superfície produz uma zona aeróbia que pode variar de profundidades médias a profundidade total, dependendo da eficiência de aeração e da profundidade da lagoa.
Anaeróbia	Toda a lagoa é anaeróbia.

Fonte: CRITES, TCHOBANOGLIOUS (1998).

Nas lagoas anaeróbias (Figura 3.4) é lançada uma grande carga orgânica em relação ao volume da lagoa, fazendo com que a taxa de consumo de oxigênio seja muito superior à taxa de entrada de oxigênio, garantindo a condição anaeróbia (VON SPERLING, 1996). Aplica-se geralmente 100g DBO/m³·dia e não mais de 400g DBO/m³·dia para evitar a emissão de maus odores (JORDÃO & PESSOA, 1995). A DBO é convertida principalmente em metano e dióxido de carbono. Os mecanismos de tratamento são a sedimentação dos sólidos e sua subsequente digestão anaeróbia na camada de lodo (PAING et al, 2000).

Estas lagoas são usualmente mais profundas, da ordem de 4 a 5m, requerendo uma área correspondentemente menor do que as demais (VON SPERLING, 1996) e não requerem profissionais especializados para sua operação e manutenção, o que as torna especialmente convenientes para pequenas cidades. (PEÑA et al, 2000).

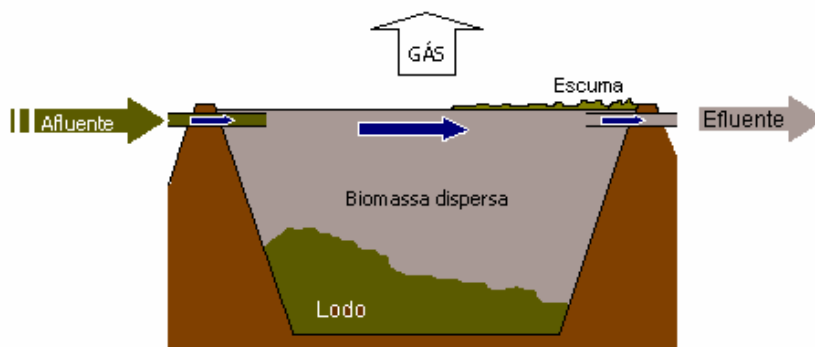


Figura 3.3 - Esquema de lagoa anaeróbia convencional

O tempo de detenção hidráulica deve ser suficiente para a sedimentação de sólidos e para a degradação da matéria orgânica solúvel, sendo, no mínimo, igual ao necessário para a ocorrência das bactérias formadoras de metano que requerem de 2 a 5 dias (para as bactérias de crescimento rápido). Uma lagoa anaeróbia criteriosamente projetada poderá operar livre de maus odores, oferecendo uma redução de DBO na faixa de 50% a 60% (JORDÃO & PESSOA, 1995).

A liberação de gases mal cheirosos associados ao uso de lagoas anaeróbias tem limitado sua aplicação. Estes odores são oriundos, principalmente, da emissão de H_2S . PICOT et al (2001) utilizando uma camada biológica de turfa flutuando no esgoto obtiveram uma redução na taxa de emissão de H_2S de 84,6%. A adição de Fe^{3+} e plantas à camada de turfa melhorou sensivelmente o desempenho, alcançando remoção de 95,5% de H_2S .

Segundo PEÑA et al. (2003) as lagoas anaeróbias podem ter as suas características hidrodinâmicas melhoradas através do emprego de soluções simples como chicanas podendo alcançar eficiência de 75% na remoção de DQO e SST com tempos de detenção hidráulica reduzidos (ex.: 0,5 dias).

3.4. SISTEMAS DE TRATAMENTO DE EFLUENTES POR DISPOSIÇÃO CONTROLADA NO SOLO

3.4.1. Descrição

O solo é um meio físico formado por substâncias minerais e orgânicas, cujas formas predominantemente granulares conferem-lhe propriedades características como

a porosidade, a permeabilidade, a textura, e outras que o tornam o habitat natural de um grande número de seres vivos microscópicos, vegetais e animais (PAGANINI, 1997).

Quando se dispõe o esgoto no solo, parte incorpora-se às plantas e ao próprio solo, umedecendo-o. A parte excedente, geralmente a maior, encaminha-se à recarga do lençol subterrâneo e à evapo-transpiração (disposição final) ou finalmente escoar até um corpo ou curso d'água, porém sempre em melhor grau de pureza devido à ação (tratamento) do sistema solo-plantas. Os sólidos, orgânicos e minerais, são retidos no solo por ação física (filtração), química e biológica de transformação. Quando não saturam o solo, revitalizam a sua composição, sendo benéficos às plantas que os absorvem, transformando-os em biomassa vegetal. Os microorganismos da camada superior do solo são ativos e, quando há cobertura vegetal, ocorre a participação das plantas em todos os fenômenos (CORAUCCI FILHO et al (b), 1999).

A aplicação de esgotos no solo é uma prática bastante antiga, sendo uma forma bem sucedida de tratamento e disposição final dos efluentes resultantes das atividades humanas. É um processo que pode ser considerado de tratamento e reúso, ao mesmo tempo (CORAUCCI FILHO et al (b), 1999).

3.4.2. Métodos mais comuns de disposição no solo

Segundo KRUZIC (1997), os sistemas de tratamentos de efluentes baseados na aplicação no solo abrangem os seguintes métodos: infiltração rápida, infiltração lenta (irrigação), infiltração sub-superficial e escoamento superficial, as vantagens e desvantagens de cada método são apresentadas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Vantagens e desvantagens dos sistemas de aplicação no solo.

SISTEMAS DE DISPOSIÇÃO NO SOLO		
Sistema	Vantagens	Desvantagens
Infiltração lenta (irrigação)	<ul style="list-style-type: none"> - Alta eficiência na remoção de DBO e coliformes; - Eficiência satisfatória na remoção de P e N; - Método combinado de tratamento e disposição final; - Construção e manutenção simples; - Custos de construção e operação baixos; - Boa resistência a variações de carga; - Não gera lodo; - Fertiliza e condiciona o solo; - Retorno do investimento na irrigação de agricultura; - Recarga de lençol freático. 	<ul style="list-style-type: none"> - Requer muita área; - Possibilidade de maus odores; - Dependente do solo, clima e vegetação; - Risco de contaminação dos vegetais e dos trabalhadores rurais; - Possibilidade de alterações químicas no solo, vegetais e lençol freático; - Controle da irrigação é difícil; - Aplicação deve ser interrompida em períodos chuvosos.
Infiltração rápida	<ul style="list-style-type: none"> - Alta eficiência na remoção de DBO; - Remoção satisfatória de P, N e coliformes; - Método combinado de tratamento e disposição final; - Construção e manutenção simples; - Custos de construção e operação baixos; - Boa resistência a variações de carga; - Não gera lodo; - Fertiliza e condiciona o solo; - Retorno do investimento na irrigação de agricultura; - Recarga de lençol freático; - Menor área necessária em relação à inf. lenta; - Baixa dependência da inclinação do terreno; - Aplicação o ano todo. 	<ul style="list-style-type: none"> - Possibilidade de maus odores; - Dependente do solo, clima e vegetação; - Risco de contaminação dos vegetais e dos trabalhadores rurais; - Possibilidade de alterações químicas no solo, vegetais e lençol freático; - Controle da irrigação é difícil; - Contaminação potencial do lençol por nitratos.
Infiltração sub-superficial	<ul style="list-style-type: none"> - Alta eficiência na remoção de DBO; - Remoção satisfatória de P, N e coliformes; - Método combinado de tratamento e disposição final; - Custos de construção e operação baixos; - Boa resistência a variações de carga; - Não gera lodo; - Fertiliza e condiciona o solo; - Retorno do investimento na irrigação de agricultura; - Recarga de lençol freático; - Menor área necessária em relação à inf. lenta; - Baixa dependência da inclinação do terreno; - Aplicação o ano todo; - Sem problemas de maus odores; - Área acima do solo pode ser utiliz. como parque; - Não depende de condições climáticas; - Não tem problemas de contaminação de trabalhadores. 	<ul style="list-style-type: none"> - Dependente do solo e vegetação; - Possibilidade de alterações químicas no solo, vegetais e lençol freático; - Controle da aplicação é difícil; - Contaminação potencial do lençol por nitratos; - Necessidade de unidades separadas para aplicações alternadas (uso e descanso); - Necessidade de solos permeáveis.
Escoamento superficial	<ul style="list-style-type: none"> - Alta eficiência na remoção de DBO; - Remoção satisfatória de P, N e coliformes; - Método combinado de tratamento e disp. final; - Construção, operação e manutenção simples; - Custos de construção e operação baixos; - Boa resistência a variações de carga; - Não gera lodo; - Fertiliza e condiciona o solo; - A cobertura vegetal pode ser reaproveitada ou utilizada comercialmente; - Aplicação o ano todo; - Menor área necessária em relação à inf. lenta; - Menor dependência das características do solo (dentre os sistemas de aplic. no solo); - É apropriado para o tratamento de esgotos de comunidades rurais e indústrias sazonais, que geram resíduos orgânicos (indústrias cítricas e usinas de açúcar e álcool). 	<ul style="list-style-type: none"> - Possibilidade de maus odores; - Dependente do solo, clima e vegetação; - Risco de contaminação dos vegetais; - Risco de contaminação dos trabalhadores rurais; - Possibilidade de alterações químicas no solo, vegetais e lençol freático; - Contaminação potencial do lençol por nitratos; - Maior dependência da inclinação da rampa; - Geração de efluente final que necessita disposição posterior; - A baixas temperaturas, a aplicação pode ser limitada.

Fonte: Adaptado de VON SPERLING (1996); USEPA (1981); CORAUCCI FILHO et al (2001).

3.5. DISPOSIÇÃO CONTROLADA DE EFLUENTE NO SOLO POR ESCOAMENTO SUPERFICIAL

3.5.1. Descrição

O efluente é aplicado, de forma controlada, na cabeceira de uma superfície plana e uniforme, com declividade variando de 2 a 8%, onde a vegetação cresce, garantindo proteção ao solo contra erosão e providenciando uma camada suporte na qual os microrganismos se estabelecem, configurando a área de tratamento (reator principal) (Figura 3.4). À medida que o efluente escoava através da grama, os sólidos em suspensão são “filtrados” e a matéria orgânica é oxidada pelas bactérias que se estabeleceram na cobertura vegetal e no solo. A atividade biológica está sujeita ao efeito da temperatura e da quantidade de alimento contida no efluente (CORAUCCI FILHO, 1992). Os componentes principais são um sistema de distribuição para aplicar o esgoto, a rampa e um sistema de coleta de efluentes (SMITH, SCHROEDER, 1985).

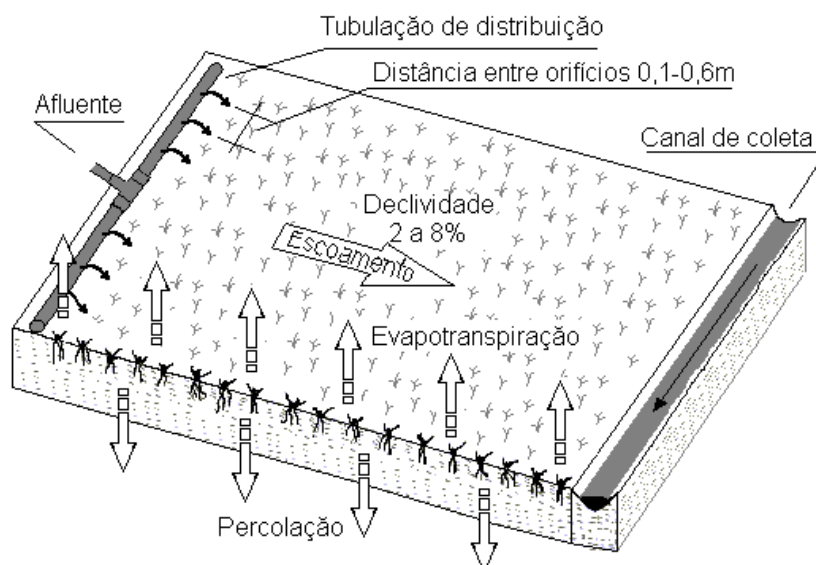


Figura 3.4 – Esquema de rampa de escoamento superficial
Fonte: Adaptado de (CORAUCCI FILHO et al (b), 1999).

3.5.2. Eficiência

Sistemas de tratamento por escoamento superficial são eficientes na remoção de DBO, SST e nitrogênio (CRITES, TCHOBANOGLOUS, 1998). Têm se mostrado confiáveis tanto para o tratamento de esgotos domésticos como industriais (FIGUEIREDO et al., 1984). Diferenças no clima, solo, preparação do local, cobertura de grama e características dos esgotos influem significativamente no desempenho do sistema (WIGHTMAN et al., 1983). Esteticamente o efluente final é claro e sem odor característico, não apresentando aparência desagradável ou mesmo repulsiva (KLÜSENER FILHO, 2001).

A eficiência de diversos sistemas já estudados é apresentada na Tabela 3.5. Dentre estes sistemas, os alimentados com efluentes brutos receberam Carga hidráulica entre 2,0 cm/dia e 30 cm/dia, e Taxa de carregamento orgânico entre 57,6 kgDBO/ha·dia e 843 kgDBO/ha·dia e os sistemas alimentados com efluentes que receberam tratamento a Carga hidráulica esteve entre 2,0 cm/dia e 19,2 cm/dia e a Taxa de carregamento orgânico entre 34,4 kgDBO/ha·dia e 199,7 kgDBO/ha·dia.

Onde foi utilizado efluente bruto as eficiências alcançadas na remoção de matéria orgânica medidas em DBO e DQO são maiores, e também, a remoção de sólidos é superior, evidenciando o bom desempenho do sistema na remoção de sólidos e seu impacto na remoção de matéria orgânica. Para $N-N_{TK}$ a eficiência máxima obtida nestes sistemas foi de 66% e para $N-NH_3$, 51%. São apresentados também resultados para a remoção de fósforo e coliformes.

Tabela 3.5 – Eficiências obtidas em sistemas de tratamento de efluentes por escoamento superficial

EFICIÊNCIAS OBTIDAS EM SISTEMAS DE TRATAMENTO DE EFLUENTES POR ESCOAMENTO SUPERFICIAL										
AUTOR	ORIGEM DO EFLUENTE	CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA				PARÂMETROS AVALIADOS				
		Dimensões	Vegetação	Período	Região	Parâmetro	Afluente	Efluente	% Remoção	
		Inclinação	Sist. Aplicação	Frequência Taxa de aplicação	Solo					
KLUSENER FILHO, 2001	Efluente doméstico tratado em filtros anaeróbios	4,25m X 40m	Tifton 85	8 h/dia	Limeira-SP	DBO (mg/L)	172	56	67%	
			(<i>Cynodon sp</i>)	5 dias/semana		DQO (mg/L)	395	124	69%	
		3,5%	Tubos perfurados	0,10 a 0,40 m ³ /h*m			NTK (mg/L)	41	14	66%
							N-NH ₃ (mg/L)	20	7	65%
							N-org (mg/L)	21	7	67%
							P (mg/L)	5,4	2,0	64%
MARQUEZINI, 2000	Efluente doméstico bruto (Tela)	3,5m X 23m	<i>Brachiara humidicula</i>	10 horas/dia	Piracicaba-SP	DBO (mg/L)	277	82	70%	
				5 dias/semana		solo Areia	DQO (mg/L)	608	225	63%
		4%	Tubos perfurados	0,20 a 0,70 m ³ /h*m	Franca	P (mg/L)	6,5	4,7	27%	
FONSECA, 2000	Efluente doméstico bruto (Grade e desarenador)	2,0m X 20m	Capim Coastcross	8h/dia	Viçosa-MG	DBO (mg/L)	340	137	60%	
			(<i>Cynodon sp</i>)	5dias/semana		DQO (mg/L)	715	263	63%	
		2%	Tubos perfurados	0,24 a 0,36 m ³ /h*m		Solo de textura argilosa	ST (mg/L)	683	402	41%
							SSED (mL/L)	9	0,1	99%
							Coliformes Totais	1,0E+08	5,5E+07	45%
Coliformes Fecais	1,0E+07	8,5E+06	15%							
ARAÚJO, 1998	Efluente doméstico tratado em reator UASB	3,0m X 25m	<i>Brachiara humidicula</i>	8 h/dia	Itabira-MG	DBO (mg/L)	104	50,6	51%	
				5 dias/semana		DQO (mg/L)	134	64,1	52%	
		4%	Tubos perfurados	0,20 a 0,60 m ³ /h*m		Argila arenosa com silte	SSED (mL/L)	0,59	0,16	73%
							SST (mg/L)	67,1	18,5	72%
							N-NTK (mg/L)	39	20	49%
							N-NH ₃ (mg/L)	34	17	51%
Coliformes Fecais	4,7E+06	4,1E+05	91%							
PAGANINI, 1997	Efluente doméstico bruto (Grade e desarenador)	25m X 70m	<i>Brachiara humidicula</i>	24 h/dia	Populina-SP	DBO (mg/L)	373	65	83%	
				1 dia/4dias	Solo argiloso	SST (mg/L)	430	122	72%	
		2%	Tubos perfurados	0,18 a 0,66 m ³ /h*m		N-NTK (mg/L)	38	20	47%	
CORAUCCI FILHO, 1992	Efluente doméstico bruto	3,7m X 40m	<i>Brachiara humidicula</i>	8 h/dia	Batatais-SP	DBO (mg/L)	288	83	71%	
				5 dias/semana		solo Areia	DQO (mg/L)	504	146	71%
		8%	Tubos perfurados	0,1 e 0,4 m ³ /h*m		Franca	ST (mg/L)	736	176	76%
							SF (mg/L)	265	153	42%
							SV (mg/L)	435	135	69%
							SSED (mL/L)	2,3	0,2	91%
							P (mg/L)	4,7	2,5	47%
							Coliformes Fecais	1,0E+08	5,1E+07	50%

3.5.3. Parâmetros de projeto

Dentre os parâmetros de projeto comumente avaliados destacam-se: comprimento, declividade, sistema de distribuição, sistema de coleta, taxa de aplicação, carga hidráulica, taxa de carregamento orgânico, período de aplicação e frequência de aplicação.

3.5.3.1. Comprimento

O desempenho do sistema de tratamento quanto às variáveis DBO, SST e nitrogênio tem se mostrado função do comprimento da rampa. Quanto maior o grau de tratamento requerido, maior o comprimento necessário. Geralmente o comprimento varia entre 30 e 70 metros (REED et al. 1995).

O tratamento em si efetua-se de maneira geral nos primeiros 30 a 45m de distância do ponto de aplicação. Comprimentos maiores seriam úteis para flexibilizar a operação do sistema e absorver sobrecargas (PAGANINI, 1997).

3.5.3.2. Declividade

A declividade da rampa do tabuleiro deve estar entre 2 e 8%. Onde é possível ocorrer erosão sugere-se declividades da ordem de até 4% (CORAUCCI FILHO, 1992).

A declividade excessiva pode levar a um tempo de detenção insuficiente para um efetivo tratamento (PAGANINI, 1997).

A declividade transversal ao fluxo, segundo SMITH & SCHROEDER (1985), produz estreitamento da lâmina (Figura 3.5), ocasionando o mau aproveitamento da área disponível para tratamento.



Figura 3.5 – Estreitamento da lâmina devido à declividade transversal
Fonte: Adaptado de SMITH & SCHROEDER (1985)

3.5.3.3. Sistema de distribuição

O sistema de distribuição deve obter a maior uniformidade no fluxo e na “lâmina” de esgotos a ser disposta, e assim produzirá a melhor qualidade de efluente (USEPA, 1984).

Anteparos no sentido transversal ao fluxo, por exemplo, a cada 5 metros, podem ser utilizados com a finalidade de redistribuir o fluxo evitando caminhos

preferenciais (PAGANINI, 1997).

Pode-se melhorar a distribuição e reduzir a erosão na cabeceira aplicando-se o esgoto sobre uma camada de brita. Coloca-se geralmente uma membrana plástica sob a camada de brita. Deve ser providenciada inclinação suficiente no ponto de aplicação para que o efluente não retorne (USEPA, 1984).

Na Tabela 3.6 encontram-se as vantagens e desvantagens dos sistemas de distribuição mais comuns.

Tabela 3.6 – Vantagens e desvantagens dos sistemas de distribuição

Método	Vantagens	Limitações
Tubulações com aberturas reguláveis	Facilidade de limpeza; Baixo consumo de energia; Pouca geração de aerossóis; Menores áreas de segurança; Controle do balanço hídrico facilitado.	Possibilidade de congelamento e sedimentação dentro dos tubos; Dificuldade de distribuição uniforme; Possibilidade de erosão; Entupimento dos orifícios.
Tubulações recortadas ou perfuradas	Baixos custos de energia; Pouca geração de aerossóis; Menores áreas de segurança;	Dificuldade de distribuição uniforme; Possibilidade de erosão; Dificuldade em controlar balanço hídrico; Entupimento dos orifícios.
Orifício borbulhante	Baixo consumo de energia; Pouca geração de aerossóis; Menores áreas de segurança; Menos suscetível à sedimentação.	Dificuldade de distribuição uniforme; Possibilidade de erosão; Difícil manutenção quando entupido.
Canais de distribuição	Baixo consumo de energia; Pouca geração de aerossóis; Menores áreas de segurança; Fácil operação.	Alto custo inicial de implantação; Possibilidade de erosão; Formação de caminhos preferenciais.
Aspersores de baixa pressão	Produz menos aerossóis que os aspersores de alta pressão; Distribuição mais uniforme do esgoto; Baixo custo de energia.	Possibilidade de obstrução do orifício por partículas grandes; Geração de aerossóis.
Aspersores de alta pressão	Distribuição mais uniforme do esgoto; Menores requisitos de manutenção.	Alto custo de energia; Maior geração de aerossóis; Grandes áreas de segurança.

Fonte: Adaptado de PAGANINI (1997) e ARAÚJO (1998)

CORAUCCI FILHO et al. (1999), pesquisando o sistema de aplicação do tipo escalonado (Figura 3.6) citam vantagens em relação à aplicação na cabeceira, indicando que o sistema pode operar com maior taxa de aplicação em rampas menores, dentro dos parâmetros recomendados.

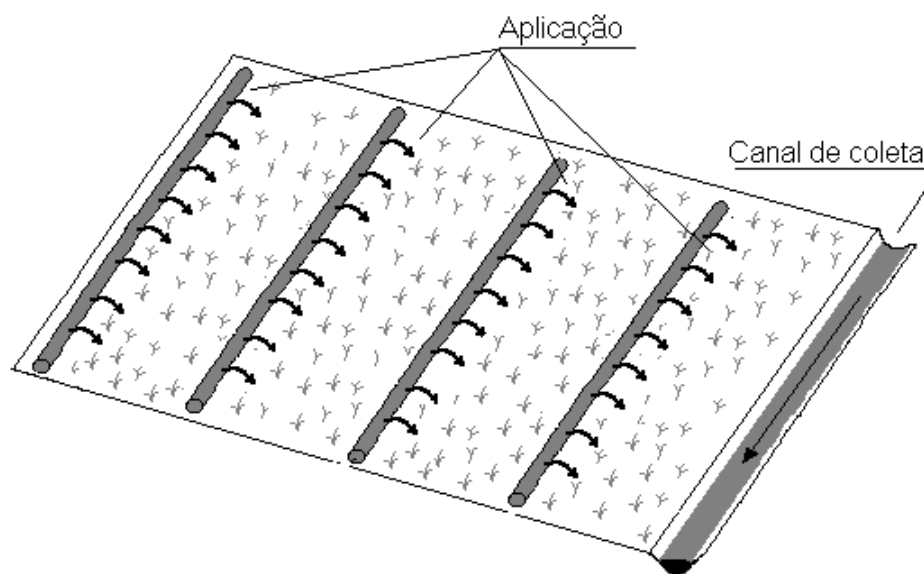


Figura 3.6 - Aplicação do tipo escalonada (step feed).
Fonte: CORAUCCI et al. (1999)

3.5.3.4. Sistema de coleta

Os canais de coleta devem ser projetados com capacidade e declividade suficientes para comportar o efluente que chega até a base da rampa, incluindo a água das chuvas (CORAUCCI FILHO et al, 2001).

Na figura 3.7 tem-se os tipos de canais de coleta.

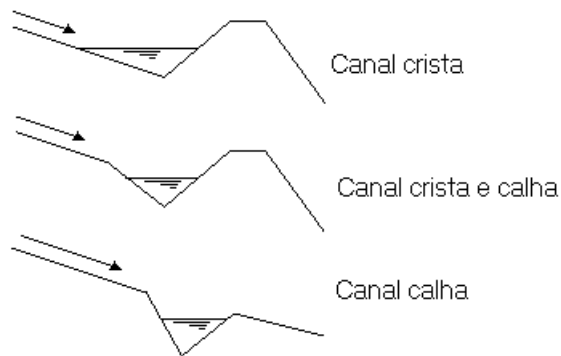


Figura 3.7 – Tipos de canais de coleta
 Fonte: (CORAUCCI FILHO et al, 2001).

3.5.3.5. Taxa de aplicação (q)

A taxa de aplicação de esgoto ou vazão unitária é definida como a vazão de esgoto aplicada por unidade de largura da faixa de tratamento, expressa em metros cúbicos por hora por metro de largura (FONSECA, 2000), conforme a equação 3.1 e tem sido considerada como o principal parâmetro de projeto para sistemas de escoamento a superfície, variando conforme o grau de pré-tratamento dos esgotos a serem aplicados (PAGANINI, 1997).

$$q = \frac{Q_{(Afluente)}}{D} \text{ (m}^3\text{/h}\cdot\text{m)} \quad \text{(Equação 3.1)}$$

onde: q = taxa de aplicação de esgoto ou vazão unitária (m³/h·m)

Q_(Afluente) = vazão de esgoto afluente (m³/h)

D = largura da faixa de tratamento (m)

A utilização de taxas de aplicação muito baixas (em torno de $0,10 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$) ocasiona a formação de caminhos preferenciais, por melhor regularizada que esteja a superfície, seja pela diferença de velocidade entre linhas de escoamento paralelas ou pela ausência total de vazão em alguns trechos. Isto pode ser facilmente observado devido à desuniformidade da cor e tamanho da vegetação de cobertura (KLÜSENER FILHO, 2001).

Temperatura e insolação elevadas permitem o uso de altas taxas (superiores a $0,30 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$). Vale salientar que a análise não deve ser efetuada por simples comparação numérica de taxas, pois cada caso tem suas particularidades, devendo ser consideradas também as peculiaridades de temperatura, solo, insolação, umidade do ar, etc., as quais podem ser completamente diferentes de local para local. Outro fator que deve ser levado em consideração na análise das taxas a serem aplicadas, é que as comparações são feitas pelas vazões, considerando-se a correlação de carga orgânica a ser aplicada pelos valores característicos dos esgotos domésticos. Qualquer contribuição industrial que venha a modificar esta correlação deverá ser analisada independentemente e com os cuidados adicionais que o caso exija (PAGANINI, 1997).

3.5.3.6. Carga hidráulica (CH)

A carga hidráulica, ou lâmina líquida é geralmente descrita em função da taxa e período de aplicação e do comprimento do tabuleiro, de acordo com a Equação 3.2.

$$CH = \frac{q \cdot P}{z} \cdot 100 \text{ (cm/dia)} \quad \text{(Equação 3.2)}$$

onde:

CH = carga hidráulica (cm/dia)

q = taxa de aplicação ($\text{m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$)

P = período de aplicação (h/dia)

z = comprimento da rampa (m)

O excesso de água no solo reduz as trocas gasosas entre o interior do solo e a atmosfera. Assim, cargas hidráulicas elevadas, condições de drenagem pobres ou lençóis freáticos altos são geralmente acompanhados de deficiência de O_2 ocasionando redução da respiração e do volume das raízes. Além disso, o excesso de água causa um aumento da resistência no transporte de água e nutrientes na vegetação, a morte de células e até a morte das raízes para a maioria das plantas (RAIJ et al. apud. CORAUCCI FILHO et al (a) 1999).

Conforme citado por SMITH, 1982 apud CORAUCCI FILHO, 1992, a lâmina líquida a ser aplicada varia com a natureza do efluente, para o esgoto bruto é de 1 a 2 cm/dia, para o primário 1,5 a 3,0 cm/dia e de 1,5 a 6,0 cm/dia para o secundário. A USEPA (1981) apresenta um ábaco correlacionando a Carga hidráulica a ser aplicada, o tipo de solo e o tipo de aplicação no solo a ser utilizada (Figura 3.8). O escoamento superficial é indicado neste ábaco como adequado para Cargas hidráulicas entre 5 e 15 cm/semana, que, considerando 5 dias de aplicação por semana, corresponde a 1 a 3 cm/dia. Valores mais altos têm sido utilizados com sucesso, conforme apresentados no item 3.5.2, estando entre 2,0 e 30,0 cm/dia.

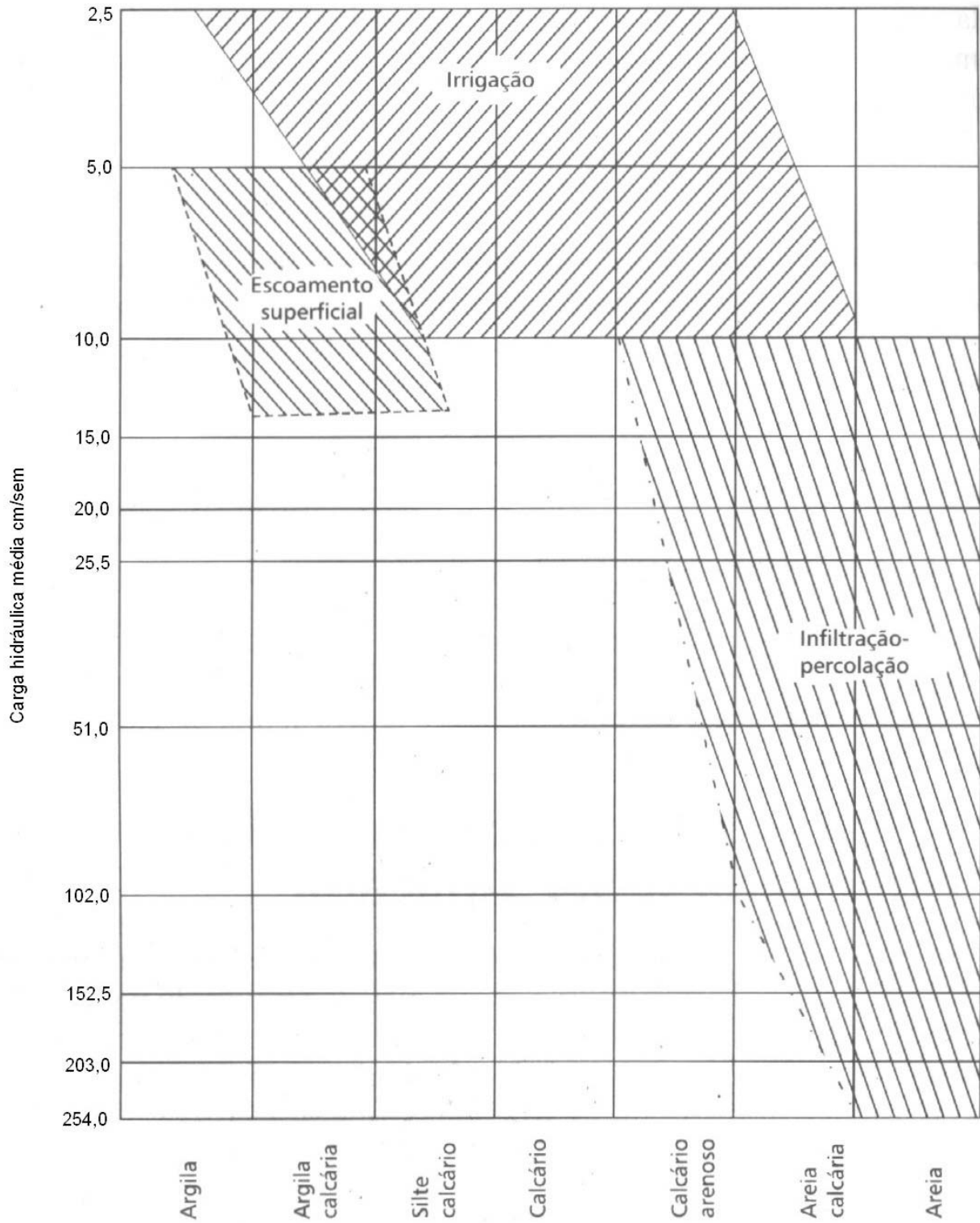


Figura 3.8 - Carga hidráulica média versus tipo de solo para diferentes métodos de aplicação no solo.

Fonte: Adaptado de USEPA (1981)

3.5.3.7. Taxa de Carregamento orgânico (TCO)

A taxa de carregamento orgânico é a massa de matéria orgânica aplicada ao sistema por unidade de área por dia, e pode ser representada pela Equação 3.3.

$$TCO = \frac{C \cdot Q}{A} \text{ (kg/ha·dia)} \quad \text{(Equação 3.3)}$$

onde:

TCO = Taxa de carregamento orgânico (kg/ha·dia)

C = concentração de matéria orgânica no afluente (kg M.O./m³)

Q = vazão afluente (m³/dia)

A = área superficial da rampa (ha)

Nota: A Matéria orgânica (M.O.) pode ser representada pela DQO ou DBO.

A taxa de carregamento orgânico a ser aplicada é limitada pela taxa de transferência de oxigênio para e através do filme de efluente (geralmente 0,5 cm ou menos) na rampa. A taxa limitante é próxima de 100 kg/ha·dia para evitar condições anaeróbias excessivas na rampa (REED et al., 1995). Segundo USEPA (1984) para projetos de aplicação de esgotos domésticos no solo a taxa está compreendida entre 56,1 a 112,2 kg/ha·dia. É importante notar que valores mais altos têm sido utilizados com sucesso nas pesquisas realizadas, estando entre 34,4 e 199,7 kgDBO/ha·dia para o pós-tratamento de efluentes e entre 57,6 e 843 kgDBO/ha·dia para o tratamento de efluente bruto conforme item 3.5.2.

3.5.3.8. Período de aplicação (P)

O período de aplicação é definido como o tempo de aplicação de esgoto na faixa em um dia (FONSECA, 2000) e geralmente está entre 6 e 12 horas por dia e um período de 8h/dia pode ser escolhido a fim de compatibilizar com as horas de trabalho (REED et al., 1995). É importante notar a necessidade de mais de uma rampa ou um tanque de acumulação para garantir o funcionamento do sistema durante todo o dia.

Maiores períodos secos facilitam a aeração do solo e a oxidação da amônia (ARAÚJO, 1998). As taxas de remoção de nitrogênio nas rampas com aplicação intermitente são maiores do que nas rampas com aplicação contínua, inclusive sob maiores taxas de aplicação. Uma possível explicação para a redução nas taxas de remoção de nitrogênio é que a nitrificação da amônia, que é necessária para renovar os sítios de adsorção de amônia na superfície da rampa e para a ocorrência de desnitrificação, é inibida quase que completamente pelos baixos níveis de oxigênio resultantes da condição contínua de inundação na rampa. A redução na eficiência causada pela aplicação contínua é mais pronunciada para a remoção de nitrogênio do que para a remoção de DBO (SMITH, SCHROEDER, 1985).

3.5.3.9. Freqüência de aplicação (F) ou Ciclo de operação

A freqüência de aplicação é definida pelo número de dias em que o sistema permanece em operação por semana (FONSECA, 2000).

Ciclos de operação de 4 dias de aplicação e 2 dias secos, evitam a propagação

de insetos (CORAUCCI FILHO et al, 2001) e um ciclo de operação de 5 dias por semana é conveniente devido ao horário de trabalho (PAGANINI, 1997).

3.5.4. Condições ambientais

As condições ambientais interferem na eficiência do sistema e, portanto, devem ser avaliadas. Dentre as condições ambientais significativas tem-se: temperatura, precipitação pluviométrica, solo e vegetação.

3.5.4.1. Temperatura

A remoção de DBO é independente da temperatura para valores entre 18 e 28°C. No entanto, podem ser esperadas reduções na taxa de remoção de DBO para temperaturas da superfície do solo abaixo de 10°C. A independência relativa na remoção de DBO e COT da temperatura sugere que a biodegradação pode não ser o passo limitante na seqüência de remoção em rampas com temperaturas acima de 10°C. Possivelmente o transporte de orgânicos solúveis e particulados para a superfície do solo é o fator limitante. Processos de transporte em fluxo laminar são intensos nas temperaturas abordadas por esta hipótese (SMITH, SCHROEDER, 1985).

Climas frios reduzem o desempenho do tratamento e geralmente é necessário armazenamento do efluente ao invés de aplicações contínuas (REED et al., 1995).

3.5.4.2. Precipitação pluviométrica

A chuva afeta pouco a qualidade final do efluente tratado nas rampas. Em geral, ocorre uma diluição dos efluentes, diminuindo em consequência a concentração das substâncias. Entretanto, em alguns instantes, normalmente no início das precipitações, as cargas orgânicas e de sólidos aumentam, diminuindo neste ínterim a qualidade do efluente (CORAUCCI FILHO, 1992).

A descarga, em massa, de DBO e SST de sistemas de escoamento superficial aumenta significativamente devido à ação da precipitação pluviométrica. A magnitude do aumento é diretamente relacionada à intensidade e duração da chuva. É importante notar que a qualidade do efluente, durante uma precipitação, de rampas que não recebem a aplicação de esgoto é geralmente inferior à qualidade do efluente de sistemas de tratamento de esgoto por escoamento superficial (FIGUEIREDO et al., 1984).

OVERMAN, WOLFE (1986) observaram valores elevados de SST após algumas chuvas. Os valores eram em geral 34% maiores do que os normalmente obtidos, porém nessas amostras foram observadas elevadas porcentagens de sólidos inorgânicos. Este aumento na presença de sólidos não voláteis é provavelmente causado pela erosão nas rampas ou por um efeito de “lavagem” nos canais de coleta.

Chuvas alteram o desempenho do sistema em termos de concentrações de DBO e SST e descargas em massa. Os efeitos na DBO são mínimos e armazenamento não é necessário (REED et al., 1995).

3.5.4.3. Avanço do efluente sobre a rampa

A velocidade de avanço d'água sobre a faixa é função da largura, comprimento, vazão aplicada, declividade e da resistência ao movimento da lâmina d'água por causa da cobertura vegetal (SALASSIER, 1986). O procedimento para se realizar este teste é bastante simples, consiste em se anotar o tempo acumulado em minutos que demora para a lâmina de água atingir distâncias progressivas a intervalos pré-determinados (5, 10 ou 20m) (OLITTA, 1984).

Quando o efluente é disposto na cabeceira da rampa, parte se infiltra no solo e o restante caminha na superfície, conforme a declividade. Estes processos, infiltração e escoamento superficial, continuam conjuntamente com a exposição de novas áreas de solo à lâmina de efluente, enquanto as partes iniciais permanecem cobertas pelo efluente. Os dados do avanço da água são anotados durante esta primeira fase de irrigação, e desde que as condições o permitam, os dados de recessão também são anotados seguindo o procedimento inverso. Se os valores forem representados em um gráfico tem-se o que se denomina curva de avanço e curva de recessão. A distância vertical entre as curvas corresponde ao tempo efetivo que a lâmina líquida permaneceu sobre o solo em um determinado ponto, havendo então infiltração de determinada lâmina de água.

Devido à espessura da lâmina líquida ser muito pequena, a curva de recessão é muito difícil de ser determinada e praticamente é considerada horizontal, como se toda a lâmina desaparecesse por igual ao longo da superfície.

A forma mais comum de representar o avanço é como uma função exponencial da variável tempo (Equação 3.4).

$$z = a \cdot t^b$$

Equação (3.4)

onde: z =distância (m)

a, b = coeficientes empíricos

t = tempo

Segundo Grassi (1972) apud OLITTA 1984, *a* depende da declividade, vazão, características hidráulicas do fluxo e rugosidade da superfície; e *b* está relacionado com as características físicas do solo expressas em função da infiltração (OLITTA, 1984).

3.5.4.4. Solo

O escoamento superficial é mais adequado para ser usado em áreas de permeabilidade moderada a baixa permeabilidade nas camadas superiores do solo ou onde houver uma camada restritiva, como, por exemplo, solos argilosos até profundidades de 0,30 a 0,60m (OVERCASH (1978); WIGHTMAN et al. (1983); FIGUEIREDO et al. (1984); CORAUCCI FILHO (1992); CORAUCCI FILHO et al (2001)).

Deve-se preparar o solo após a fase de acabamento da rampa, fazendo-se a aeração (gradeamento) dos primeiros 30cm, aplicando-se as quantidades necessárias de aditivos (calagem, fertilizantes) e em seguida a incorporação através do revolvimento da primeira camada de solo com implementos agrícolas. Estas operações são importantes, pois, muito provavelmente, durante a fase de construção dos módulos a estrutura da faixa de solo orgânico que poderia suportar o plantio sem aditivos e fertilizantes foi destruída ou até mesmo removida (Environment Protection Authority of

Victoria apud. PAGANINI, 1997).

Durante os 12 anos de aplicação de esgotos em Populina, no Estado de São Paulo, não aconteceram modificações representativas na Relação de Adsorção de Sódio (RAS), encontrando-se valores muito abaixo de 10, que é o valor acima do qual são necessárias maiores verificações, e também não foram observadas modificações significativas das características do solo a profundidades superiores a 30cm (PAGANINI, 1997).

3.5.4.5. Vegetação

O colo da planta permite a formação de um filme biológico que tem funções semelhantes aos filtros biológicos. O sistema foliar utiliza os macro e microelementos e também ajuda a diminuir a possibilidade de aerossóis. O sistema radicular diminui o efeito da lixiviação. As raízes absorvem macro e microelementos mineralizados da matéria orgânica através dos colóides (Figura 3.9) (TERADA et al., 1985).

Uma conformação física mais uniforme da parte aérea, com menor quantidade de material morto, facilita a homogeneidade do fluxo de esgotos e proporciona uma melhor evolução e manutenção do biofilme adsorvido ao colo da planta. Raízes profundas permitem um alcance maior do sistema radicular do vegetal na utilização dos macro e microelementos, e na aeração do solo (PAGANINI, 1997).

A vegetação, devido aos nutrientes produzidos e ao excesso de água, cresce rapidamente, exigindo maior frequência de poda (CORAUCCI FILHO, 1992).

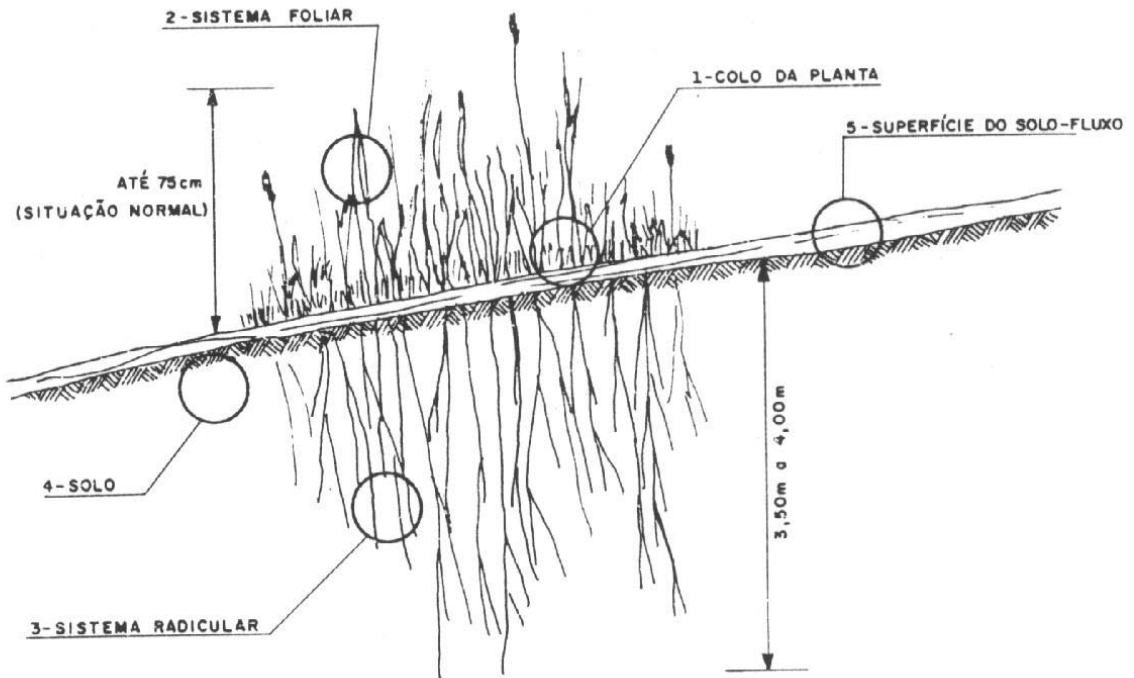


Figura 3.9 - Detalhe da vegetação
Fonte: TERADA et al. (1985)

Testando duas espécies de gramíneas em rampas de escoamento superficial no município de Piracicaba-SP, CORAUCCI FILHO et al. (1999) observaram que as duas espécies de capins testadas, *Brachiaria humidicola* e Tifton 85 (*Cynodon sp*) mostraram ser eficientes nos processos de remoção de DBO. Porém, a espécie Tifton 85 apresentou algumas características importantes, como: a dominância total sobre espécies invasoras e fechamento homogêneo e mais denso, além de apresentar uma recuperação mais rápida logo após o corte.

3.5.4.5.1. Forma de plantio da vegetação de cobertura

No experimento em Populina-SP, o plantio foi feito com mudas/estolões, e reforçado com sementes e exclusivamente com *Brachiaria humidicola*, sendo que a umidade ótima foi mantida através de irrigação controlada com o próprio esgoto (PAGANINI, 1997).

O plantio de gramíneas por placas pode levar à formação de caminhos preferenciais devido a largura e espessura diferentes das placas (TERADA et al., 1985).

3.5.4.5.2. Corte e colheita da vegetação de cobertura

Em Populina-SP, o corte e colheita de cada módulo, são efetuados mecanicamente, em média a cada 35 dias, sendo necessário isolar os mesmos da rotina de disposição por 5 ou 6 dias antecipadamente, para que o corte possa ser efetuado. Isto por questões operacionais e sanitárias, para evitar o aparecimento de fluxos preferenciais e o contato da biomassa produzida com os esgotos dispostos. A produtividade média durante o ano é de 3,350 Kg de matéria seca por m² de área plantada. A biomassa produzida na estação de tratamento de Populina é utilizada para a alimentação animal e, segundo os testes realizados, os animais consumidores do capim produzido (que foram analisados continuamente durante 6 anos) permanecem o ano todo em condições ótimas de alimentação (PAGANINI, 1997). Outra alternativa para o uso da biomassa produzida, conforme CORAUCCI FILHO (1992), é a incorporação em solos agrícolas para enriquecimento destes.

PAGANINI (1997) salienta a importância do corte e retirada da biomassa, alegando que sem a colheita, a vegetação ao desenvolver-se e morrer, se permanecer no local, devolverá todos os elementos retirados, adicionados da matéria orgânica resultante do seu desenvolvimento. Em contrapartida, REED et al. (1995) afirmam que o material cortado pode ser deixado no campo a menos que a remoção de nitrogênio seja desejável. Se a grama estiver muito alta, maior do que 30cm, ela deve ser removida para não atrapalhar a grama em crescimento.

3.5.5. Características do efluente

Dentre as características comumente monitoradas nos sistemas de tratamento de efluentes, tem-se: DBO, DQO, Sólidos, Alcalinidade, pH, Macronutrientes (Nitrogênio e Fósforo), Coliformes e patógenos.

3.5.5.1. DBO e DQO

A maior parte da remoção da matéria orgânica, segundo ARAÚJO (1998), ocorre nos primeiros 5 metros de comprimento. Não foi notada nenhuma tendência sazonal na remoção de matéria orgânica (OVERMAN, WOLFE, 1986). Segundo CORAUCCI FILHO, 1992 os valores da DBO dos efluentes de rampas de escoamento superficial que receberam água limpa ficaram na faixa de 2,0 a 6,0 mg/l, para todas as taxas aplicadas (0,10 a 0,40 m³/h·m).

3.5.5.2. Sólidos

A remoção de sólidos suspensos nos sistemas de disposição de esgotos por escoamento à superfície, principalmente no caso de esgotos brutos, como é o caso de Populina, depende diretamente de uma densa e uniforme vegetação. Mas também depende da ação de adsorção acentuada de um filme biológico desenvolvido e mais diversificado, fixado no colo das plantas e na camada biológica do solo (PAGANINI, 1997). Os sólidos depositados na superfície da rampa alteram o estado físico do solo, modificando a característica do agregado e a permeabilidade do solo e o movimento de água no seu interior. Estas condições permitem à vegetação se desenvolver rapidamente.

NOUR (1990) observou que a redução dos sólidos sedimentáveis presentes nos efluentes brutos foi elevada, indicando a grande capacidade de retenção de sólidos, passíveis de sedimentação, proporcionada pela gramínea. ARAÚJO (1998), em estudo realizado com efluente de reatores UASB, observou que a taxa de aplicação, para valores entre $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$ e $0,60\text{m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$, não influi na remoção de sólidos.

A remoção de SST dos efluentes de lagoas de estabilização em sistemas de escoamento superficial é pouco previsível porque a eficiência varia com o número e espécie de algas presentes no afluente (SMITH, SCHROEDER, 1985). Excetuando-se as algas, os sólidos do efluente geralmente não são limitados para aplicações em escoamento superficial. Os sólidos suspensos são efetivamente removidos por sedimentação e filtração devido à baixa velocidade e a pequena espessura do filme líquido (REED et al., 1995). As algas não são eficientemente removidas na maioria dos sistemas de escoamento superficial porque muitos tipos de algas são flutuantes e resistem à remoção por filtração e sedimentação (CRITES, TCHOBANOGLOUS, 1998).

3.5.5.3. Alcalinidade e pH

O processo de tratamento mostra uma grande capacidade de tamponamento, apesar do pequeno tempo de detenção, característica essa muito importante para um processo de tratamento de efluentes (CORAUCCI FILHO, 1992 e NOUR, 1990).

Em solos inundados ou irrigados, o pH do líquido que está sendo disposto, tende a aproximar-se do neutro. Esta alteração do pH está relacionada com a mineralização bacteriana da matéria orgânica, com a utilização do hidrogênio do sulfeto pelas sulfobactérias. A elevação do pH na disposição dos esgotos por escoamento à superfície também ocorre até que ele aproxime-se do neutro, e estabiliza-se em seguida. Este incremento do pH é muito importante para a solubilidade dos elementos, e mostrou-se regular em todas as análises efetuadas em Populina-SP (PAGANINI, 1997).

3.5.5.4. Nitrogênio

A remoção do Nitrogênio no caso da disposição dos esgotos por escoamento à superfície é inversamente proporcional à taxa de aplicação (SMITH, SCHROEDER, 1985; PAGANINI, 1997). Maior remoção de nitrogênio pode ser alcançada quando o efluente aplicado possui uma relação carbono/nitrogênio elevada (USEPA, 1984). A remoção de nitrogênio total é mais dependente da temperatura e do tempo do que a remoção de DBO e SST (SMITH, SCHROEDER, 1985).

O grau de remoção de Nitrogênio total Kjeldahl depende do valor da taxa de aplicação (CORAUCCI FILHO, 1992). A remoção de $N-N_{TK}$ está diretamente relacionada ao clima da região (ARAÚJO, 1998). A remoção de nitrogênio orgânico é relativamente independente do tempo e da taxa de aplicação porque o nitrogênio orgânico está principalmente associado a sólidos do esgoto que são removidos rapidamente nos primeiros metros da rampa (SMITH, SCHROEDER, 1985).

Grande parcela da amônia (constituente do $N-N_{TK}$) que sai do reator UASB sofre nitrificação (oxidação da amônia a nitrito e nitrato) ao passar pelas rampas de escoamento superficial (ARAÚJO et al., 1999). O principal mecanismo de remoção do nitrogênio afigura-se como sendo a nitrificação seguida de absorção pelas plantas e desnitrificação (ARAÚJO, 1998).

Quanto à contaminação do lençol freático por nitratos, CORAUCCI FILHO (1992) constatou que não houve elevada poluição e os níveis de nitrato na água não chegaram a ser preocupantes, porém segundo USEPA (1984) é necessário considerar a possibilidade de contaminação do lençol freático (principalmente por nitratos) se uma percolação significativa for esperada.

3.5.5.5. Fósforo

A remoção de fósforo é limitada a 40 a 50% devido ao pouco contato efluente-solo. Se necessário, a remoção de fósforo pode ser melhorada pela adição de químicos tais como cloreto férrico. Os metais pesados são removidos nos sistemas de escoamento superficial pelos mesmos mecanismos que o fósforo: adsorção e precipitação química (CRITES, TCHOBANOGLOUS, 1998).

3.5.5.6. Coliformes e patógenos

Na utilização de rampas de escoamento superficial como pós-tratamento para o efluente de um reator UASB (Upflow Anaerobic Sludge Blanket) houve excelente remoção de ovos de helmintos (não foram observados ovos no efluente final das rampas). Em relação à contagem de coliformes fecais, a remoção foi apenas satisfatória, tendo sido observada uma remoção de 1 unidade logarítmica no reator UASB e, complementarmente, de mais 1 a 2 unidades logarítmicas nas rampas de aplicação superficial no solo (ZERBINI et al., 1999). Segundo OGAWA (2001), a maior concentração dos patógenos distribui-se nos primeiros 10 metros de rampa, e há uma diminuição gradativa ao longo da rampa, sendo que na saída da rampa (40 m) o número encontrado foi de 6 ovos/L. Com base nestes resultados concluiu-se que o método de escoamento superficial operado na taxa $0,20 \text{ m}^3/\text{h.m}$ em uma rampa de 40m de comprimento é eficiente para remoção dos patógenos, porém é necessário fazer uma desinfecção deste efluente para atingir os padrões recomendados pela OMS, que é de 1 ovo/L para reuso agrícola em irrigação e piscicultura (OGAWA, 2001).

Em testes realizados em Populina com a água do lençol freático que se encontra a 3m abaixo da cabeceira e a apenas 1,30m abaixo da jusante da rampa, não foram encontrados coliformes (nem totais, nem fecais) (PAGANINI, 1997).

É questionável o uso de Coliformes fecais e *Streptococcus fecalis* como indicadores de patogenicidade do efluente tratado pelo processo de escoamento superficial no solo. Este questionamento se tornou evidente quando se detectou a presença nos efluentes tratados, de coliformes totais e fecais, embora eles não estivessem presentes no efluente bruto, por se tratar de efluente de origem industrial (NOUR, 1990).

3.5.6. Início de operação do sistema

Para a aplicação de esgoto doméstico em rampas novas é necessário um período de 5 semanas, em média, para ocorrer a adaptação inicial do sistema para taxas de aplicação de pequenos valores, de $0,10 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$ e de $0,20\text{m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$. Para taxas de $0,30 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$ e $0,40 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$ foi necessário um período de 6 ou mais semanas (CORAUCCI FILHO, 1992). Uma prática que tem sido utilizada para melhorar a eficiência dos sistemas de escoamento superficial durante as primeiras aplicações é permitir que pelo menos os três primeiros cortes de vegetação permaneçam na superfície do solo (USEPA, 1984).

A recuperação do sistema após choques de afluentes alcalinos, pH acima de 11, requer de 2 a 7 dias. Uma maneira de reverter tal desequilíbrio mais rapidamente seria uma paralisação do sistema por 1 ou 2 dias. Períodos de aplicação menores, 8 horas/dia, possibilitam uma recuperação mais rápida no equilíbrio do sistema, pelo maior tempo disponível de recuperação da atividade biológica ótima (NOUR, 1990).

3.5.7. Custo

Unidades de pré-tratamento e de escoamento superficial devem ser avaliadas economicamente resultando em sistemas totais mais econômicos. Um nível intermediário de pré-tratamento que use a capacidade assimilativa potencial do solo receptor é a combinação mais eficiente em custo (OVERCASH, 1978). Uma ênfase exagerada no custo pode levar a procedimentos operacionais que são contrários ao bom tratamento do efluente (USEPA, 1984).

Os custos obtidos para o método de tratamento de esgotos por escoamento superficial são baixos e podem ser ainda menores se uma população maior for atendida, devido à economia de escala (FIGUEIREDO et al., 2002).

Alguns valores encontrados para os custos de implantação, manutenção e operação são apresentados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Custos médios de algumas estações de tratamento de esgotos

Instalações	Custo de implantação	Custo de manutenção e operação	Autor
Custos estimados para a seguinte ETE: grade; calha Parshall; Caixa de areia; Sistema de distribuição (tubos e conexões); 60 rampas de escoamento superficial (área=40.000 m ²) incluindo-se área para circulação, estacionamento, edifício para administração e laboratório.	US\$12,18 / habitante	US\$0,19 / hab. · m ³ de esgoto tratado	FIGUEIREDO et al (2002)
Para a estação implantada pela Sabesp no município de Populina, sendo: grade; caixa de areia; quatro módulos de disposição (25mX70m) não se considerou a área necessária para a implantação	US\$38,00 / habitante	1680 homem-hora / ano	PAGANINI (1997)
Estação de tratamento de esgotos do lago Paranoá, em Brasília, construída para atender a 60.000,00 habitantes, priorizando a utilização de processos naturais de tratamento: grade, caixa de areia, UASB, lagoa de alta taxa, escoamento superficial no solo.	R\$ 33,50 / habitante	—	NEDER, HARADA (1999)

3.5.8. Pós-tratamento de reatores anaeróbios em rampa de escoamento superficial

O objetivo principal do pós-tratamento é complementar a remoção de matéria orgânica, e também promover a remoção de componentes que são pouco afetados pelo tratamento anaeróbio (nutrientes e patógenos) (CORAUCCI FILHO et al, 2001).

Resultados do estudo de monitoramento no sistema de escoamento superficial na Florida State Prison mostraram um excelente pós-tratamento para o efluente de lagoa facultativa (OVERMAN, WOLFE, 1986).

A necessidade de área para o tratamento por escoamento superficial aplicado ao pós-tratamento de reatores UASB pode ser menor ou igual à utilizada para o pós-tratamento com lagoas de estabilização. Os sistemas de tratamento apresentaram uma eficiência muito boa quando operaram com taxas de aplicação mais altas do que as apresentadas na literatura (CORAUCCI FILHO et al, 2001).

Para certos objetivos do tratamento os sistemas de escoamento superficial utilizando níveis mínimos de pré-tratamento (gradeamento, trituração) têm melhor desempenho que aqueles utilizando altos níveis de pré-tratamento (OVERCAH, 1978; USEPA, 1984).

3.6. DIMENSIONAMENTO DE SISTEMAS DE TRATAMENTO

A base para o estudo racional das características dos reatores e determinação das mudanças que ocorrem devido às reações em um reator ou em uma porção delimitada de um corpo líquido é a análise do balanço de massas.

Uma variedade de restrições físicas e ambientais e o tipo de reator geralmente determinam a velocidade com que as reações ocorrem e o seu grau de eficiência.

3.6.1. Análise do balanço de massas

Segundo METCALF & EDDY (2003) a análise do balanço de massas é baseada no princípio de que a massa não é criada e nem destruída, mas a sua forma pode ser alterada, e pode ser representada de forma simplificada pela Equação 3.5.

$$\text{Acumulação} = \text{entrada} - \text{saída} + \text{geração} - \text{consumo} \quad (\text{Equação 3.5})$$

3.6.2. Velocidade das reações de transformação

As velocidades em que ocorrem as transformações físicas, químicas e biológicas podem ser representadas por diferentes equações, de acordo com a natureza do processo. O que é fundamental no uso destas

expressões é a sua aplicação numa análise de balanço de massas (CRITES, TCHOBANOGLOUS, 1998).

Algumas expressões típicas de velocidade de reação que têm sido usadas para descrever a conversão dos constituintes do esgoto nos processos de tratamento e o destino dos constituintes dispostos no ambiente são apresentadas nas Equações 3.6 a 3.12.

$$r = \pm k \quad (\text{ordem zero}) \quad (\text{Equação 3.6})$$

$$r = \pm k \cdot C \quad (\text{primeira ordem}) \quad (\text{Equação 3.7})$$

$$r = \pm k \cdot (C - C_S) \quad (\text{primeira ordem}) \quad (\text{Equação 3.8})$$

$$r = \pm k \cdot C^2 \quad (\text{segunda ordem}) \quad (\text{Equação 3.9})$$

$$r = \pm k C_A C_B \quad (\text{segunda ordem}) \quad (\text{Equação 3.10})$$

$$r = \pm \frac{k \cdot C}{K + C} \quad (\text{tipo saturação}) \quad (\text{Equação 3.11})$$

$$r = \pm \frac{k \cdot C}{(1 + \text{Re} \cdot t)^n} \quad (\text{de primeira ordem retardada}) \quad (\text{Equação 3.12})$$

onde: r = velocidade da reação;

k, K = constantes;

$C (C_A, C_B, C_S)$ = concentração de substrato;

Re = fator de retardamento;

t = tempo.

A soma dos expoentes a que a concentração é elevada é chamada de ordem da reação. Por exemplo, a reação de primeira ordem (Equação 3.7) é utilizada para modelar a aplicação de DBO e o decaimento bacteriano. No entanto a Equação 3.10 que é no todo de segunda ordem, é de primeira ordem em relação a C_A e C_B individualmente. A Equação 3.11 é conhecida como equação do tipo saturação. Quando C é grande, a velocidade de reação é de ordem zero.

A Equação 3.12 é conhecida como de primeira ordem retardada porque a velocidade varia com a distância ou o tempo. O termo Re no denominador é o fator de retardamento. Em tratamento de esgoto, o expoente n é relacionado a distribuição dos tamanhos de partículas. Por exemplo, se todas as partículas são de mesmo tamanho e composição, o valor do expoente n é igual a 1 e o fator de retardamento é igual a zero (CRITES, TCHOBANOGLOUS, 1998).

3.6.2.1. Velocidade de remoção de substrato

A remoção de substrato é geralmente a principal preocupação nos sistemas de tratamento de esgotos. Considerando o fornecimento contínuo de substrato solúvel a uma dada população de microrganismos, MONOD (1942) (apud CRITES, TCHOBANOGLOUS 1998) estabeleceu a seguinte relação (Equação 3.13) entre a velocidade específica de crescimento dos microrganismos e a concentração de um determinado substrato limitante do crescimento (Figura 3.10):

$$\mu = \mu_m \cdot \frac{C}{K_c + C} \quad (\text{Equação 3.13})$$

onde: μ = velocidade específica de crescimento (t^{-1});

μ_m = máxima velocidade específica de crescimento (t^{-1});

K_c = constante de meia velocidade, concentração de substrato à metade da máxima velocidade específica de crescimento;

C = concentração de substrato.

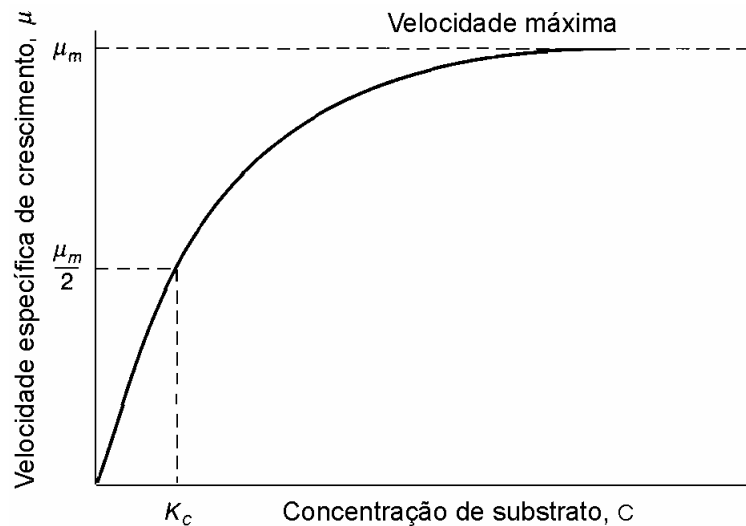


Figura 3.10 – Efeito de um substrato limitante sobre a velocidade de crescimento
 Fonte: Adaptado de CRITES, TCHOBANOGLOUS (1998)

A velocidade de crescimento dos microrganismos pode ser definida pela Equação 3.14.

$$r_g = \mu \cdot X \quad (\text{Equação 3.14})$$

onde: r_g = velocidade de crescimento dos microrganismos;

μ = velocidade de crescimento específica;

X = Concentração de microrganismos.

Substituindo-se a Equação 3.13 na Equação 3.14 tem-se:

$$r_g = \frac{\mu_m \cdot X \cdot C}{K_C + C} \quad (\text{Equação 3.15})$$

Uma porção dos substratos é convertida a novas células e uma porção é oxidada a compostos orgânicos e inorgânicos finais. Devido à quantidade de novas células ter sido observada como dependente do tipo de substrato, a relação entre a velocidade de utilização de substrato e a velocidade de crescimento, representada pela Equação 3.16 foi desenvolvida.

$$r_g = -Y \cdot r_{su} \quad (\text{Equação 3.16})$$

onde: r_g = velocidade de crescimento;

Y = coeficiente de crescimento (mg/mg);

r_{su} = velocidade de utilização de substrato.

Substituindo-se a equação 3.15 na Equação 3.16 obtém-se a seguinte expressão para a velocidade de utilização de substrato:

$$r_{su} = -\frac{\mu_m \cdot X \cdot C}{Y \cdot (K_C + C)} \quad (\text{Equação 3.17})$$

Fazendo-se:

$$k = \frac{\mu_m}{Y} \quad (\text{Equação 3.18})$$

obtém-se:

$$r_{su} = -\frac{k \cdot X \cdot C}{K_C + C} \quad (\text{Equação 3.19})$$

- A altas concentrações de substrato ocorre a velocidade máxima de utilização (r_{su} máx).
- Conforme a concentração de substrato decresce até um valor crítico, o valor de r_{su} também decresce quase linearmente.
- Quando o substrato está sendo utilizado na velocidade máxima, os microrganismos também estão crescendo na velocidade máxima.

Esta equação é do tipo saturação (semelhante a equação 3.11) e tem sido referenciada como equação de Michaelis-Menten (METCALF & EDDY, 2003).

As grandezas k e K_C são constantes para um determinado tipo de substrato e microrganismo e podem ser determinadas experimentalmente (ALEM SOBRINHO, ALVARENGA, 1976).

3.6.3. Tipos de reatores

Os principais tipos de reatores utilizados para o tratamento de efluentes são: reator de batelada; reator de mistura completa; reator tipo pistão (“plug flow”); reatores de mistura completa em série; reator de leito fixo (“packed-bed reactor”); reator de leito expandido (“fluidized-bed reactor”) (Figura 3.11) (METCALF & EDDY, 2003).

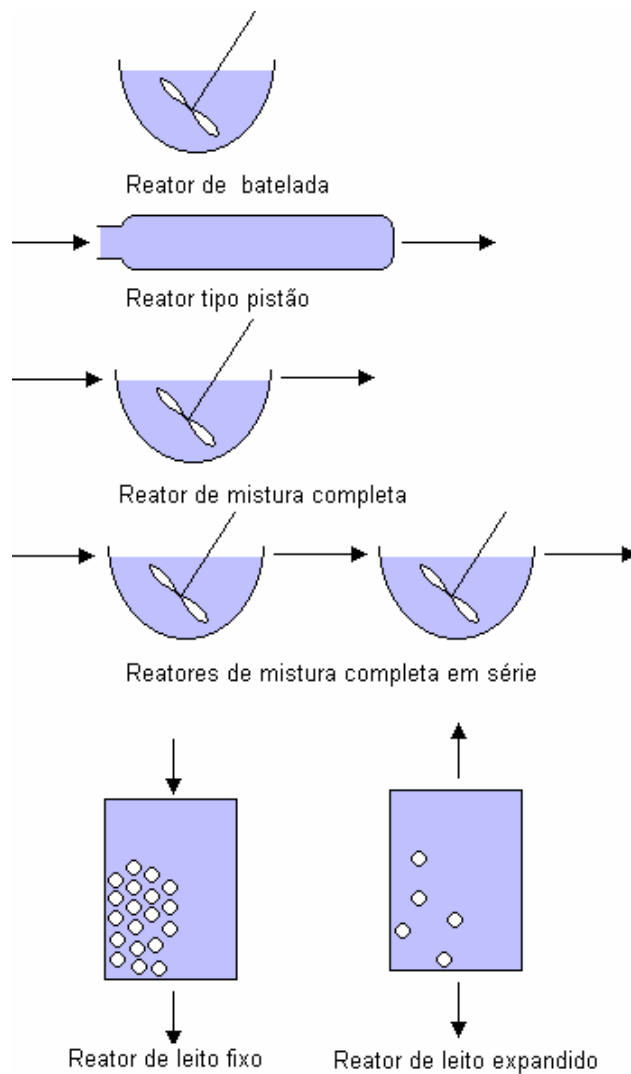


Figura 3.11 – Tipos de reatores

Fonte: Adaptado de METCALF & EDDY (2003) e CRITES, TCHOBANOGLOUS (1998)

3.7. DIMENSIONAMENTO RACIONAL DE SISTEMAS DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL VISANDO A REMOÇÃO DE MATÉRIA ORGÂNICA

Utilizando os conceitos apresentados anteriormente, SMITH (1980) desenvolveu um modelo para a remoção de DBO pelo método de tratamento de esgotos por escoamento superficial no solo.

Em termos de remoção de matéria orgânica do esgoto, a rampa de escoamento superficial pode ser considerada como um reator de biofilme similar em muitos aspectos a um filtro biológico aeróbio. Os mecanismos responsáveis pela remoção de matéria orgânica são os mesmos em ambos os processos. A matéria orgânica em suspensão e coloidal é separada da fração líquida por contato e adsorção ao biofilme na superfície do enchimento no caso dos filtros biológicos e na superfície do solo e vegetação no caso das rampas de escoamento superficial. O contato das partículas sólidas com a camada de lodo ocorre devido a uma combinação de mecanismos físicos incluindo sedimentação e interceptação. Os sólidos adsorvidos são finalmente solubilizados pela ação microbiológica e o material solúvel difunde para dentro do filme onde é convertido a produtos finais e novo material celular. A matéria orgânica solúvel originalmente presente no efluente difunde diretamente para dentro do filme biológico (SMITH, 1980).

Assim, a modelagem de filtros aeróbios, já bastante desenvolvida, muito contribuiu para o desenvolvimento do modelo para rampas de escoamento superficial proposto por SMITH (1980), e desta forma, será abordado o desenvolvimento dos modelos para filtros aeróbios (Item 3.8.1) visando um maior entendimento do modelo para a rampa de escoamento superficial.

3.7.1. Modelos para dimensionamento de filtros biológicos aeróbios

Os reatores aeróbios não submersos de leito fixo, filtros biológicos (METCALF & EDDY, 2003), são unidades de tratamento constituídas de dispositivos destinados a aplicar uniformemente os esgotos previamente decantados, em meios de culturas biológicas agregadas a sólidos inertes, com a finalidade de permitir um contato suficiente para dotar seus efluentes de características compatíveis às maiorias dos corpos d'água receptores (Figura 3.12).

O material que constitui o meio filtrante é inicialmente envolto por microorganismos estritamente aeróbios. No entanto, o crescimento da população microbiana provoca a formação de uma camada anaeróbia localizada entre a superfície das pedras e a camada aeróbia. Por estas razões alguns autores classificam os filtros biológicos como processos facultativos (Figura 3.13) (JORDÃO & PESSOA, 1995).

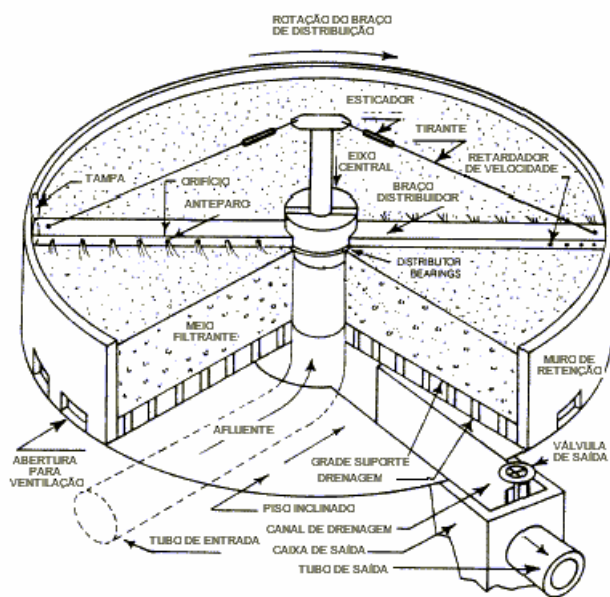


Figura 3.12 – Esquema de filtro biológico
Fonte: USEPA (2000)

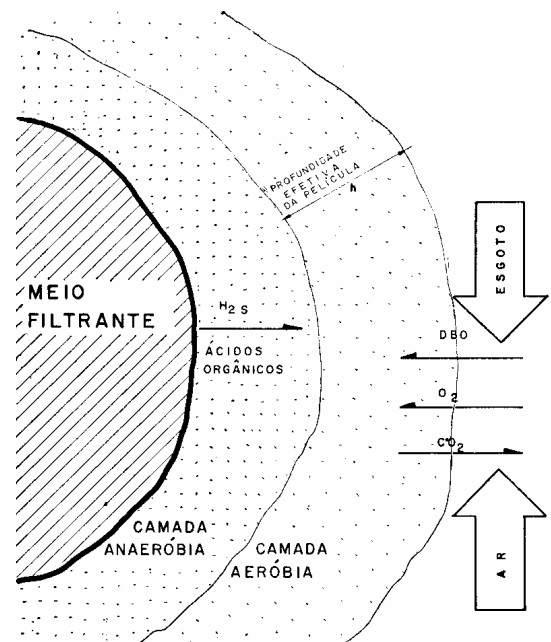


Figura 3.13 – Representação do biofilme
Fonte: JORDÃO, PESSOA (1995)

Um dos primeiros trabalhos para mostrar o que ocorre em um filtro biológico, foi apresentado por Velz (1948) (apud ALEM SOBRINHO, 1998). Ele propôs que a quantidade de DBO removida por unidade de altura do filtro era proporcional à DBO remanescente.

HOWLAND (1958) e SCHULZE (1960) (apud ALEM SOBRINHO, 1998) propuseram, posteriormente, que a taxa de remoção de DBO seria uma função do tempo de contato.

Chegando-se finalmente à equação 3.20 conhecida como fórmula de Schulze:

$$\frac{C}{C_o} = e^{-k\left(\frac{H}{q^n}\right)} \quad (\text{Equação 3.20})$$

onde: H = Profundidade do filtro;

C = DBO remanescente no efluente;

C_o = DBO do afluente;

q = taxa de aplicação superficial;

n = coeficiente determinado empiricamente;

k = constante de proporcionalidade.

ATKINSON et al. (1974) (apud CRITES, TCHOBANOGLOUS, 1998) propuseram um modelo para descrever a taxa de fluxo de material orgânico para dentro da camada de lodo de um processo de leito fixo, assumindo que a difusão para dentro da camada controla a velocidade de reação e que não há gradiente de concentração no

filme líquido (Equação 3.21).

$$r_s = -\frac{E \cdot h \cdot k_o \cdot \bar{C}}{K_C + \bar{C}} \quad (\text{Equação 3.21})$$

onde: r_s = velocidade do fluxo de M.O. para dentro da camada de lodo (m / d);

E = fator de eficiência ($0 \leq E \leq 1$);

h = espessura da camada de lodo (m);

k_o = velocidade de reação máxima (d^{-1});

\bar{C} = concentração média de substrato (DBO) no líquido do elemento de volume (mg/L);

K_C = constante de meia velocidade (mg/L).

Devido ao fator de eficiência E ser aproximadamente proporcional à concentração de DBO no líquido ($E = f \cdot \bar{C}$), a equação pode ser escrita:

$$r_s = \frac{f \cdot h \cdot k_o \cdot \bar{C}^2}{K_C + \bar{C}} \quad (\text{Equação 3.22})$$

Este modelo pode ser aplicado a análise de processos de leito fixo fazendo-se uma análise do balanço de massa para o material orgânico contido no volume de líquido (Figura 3.14).

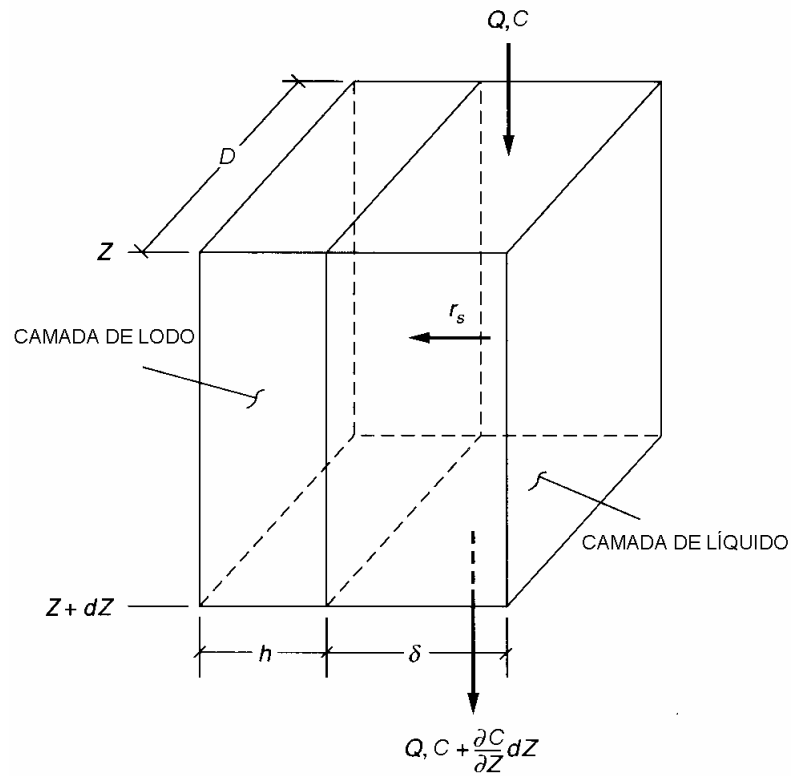


Figura 3.14 – Esquema para análise balanço de massas de processo de leito fixo
 Fonte: Adaptado de ATKINSON et al. (1974) apud CRITES, TCHOBANOGLOUS (1998)

Forma simplificada:

$$\text{Acumulação} = \text{entrada} - \text{saída} + \text{geração} - \text{consumo} \quad (\text{Equação 3.5})$$

Representação simbólica:

$$\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} dV = QC - Q \left(C + \frac{\partial C}{\partial H} dH \right) + dH \cdot D \cdot \left(- \frac{f \cdot h \cdot k_o \cdot \bar{C}^2}{K_c + \bar{C}} \right) \quad (\text{Equação 3.23})$$

onde: Q = fluxo volumétrico (m³/d);

D = largura da seção considerada (m);

H = profundidade do filtro (m).

Considerando-se que condições de estado estacionário predominam $\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} = 0$

$$Q \frac{\partial C}{\partial H} = -f \cdot k_o \cdot h \cdot D \cdot \frac{\bar{C}^2}{K_C + \bar{C}} \quad (\text{Equação 3.24})$$

Considerando-se ainda que o valor do coeficiente de saturação K_C é pequeno em relação ao valor da DBO, então:

$$\frac{C}{C_o} = e^{\left[-(f \cdot k_o \cdot h) \frac{D \cdot H}{Q} \right]} \quad (\text{Equação 3.25})$$

onde: C = concentração efluente (mg/L);

C_o = concentração afluyente (mg/L).

O uso desta equação envolve a determinação dos coeficientes f, h e k_o para uma dada condição de parâmetros operacionais (CRITES, TCHOBANOGLOUS, 1998).

3.7.2. Modelo racional de dimensionamento para escoamento superficial

Fazendo-se um balanço de massas sobre uma seção ideal de uma rampa de escoamento superficial, conforme a Figura 3.15, e assumindo condições estacionárias, obtém-se a seguinte equação:

$$(Q \cdot C)_z - N_y \cdot w \cdot \Delta z = (Q \cdot C)_{z+\Delta z} \quad (\text{Equação 3.26})$$

onde: Q = vazão (mL/min);

C = concentração orgânica no filme líquido (mg/L);

N_y = fluxo de material orgânico para a camada de lodo (mg/cm²);

z = comprimento de rampa (cm);

w = perímetro molhado (cm).

Se Δz tender a zero, então:

$$-\frac{d(Q \cdot C)}{dz} - N_y \cdot w = 0 \quad (\text{Equação 3.27})$$

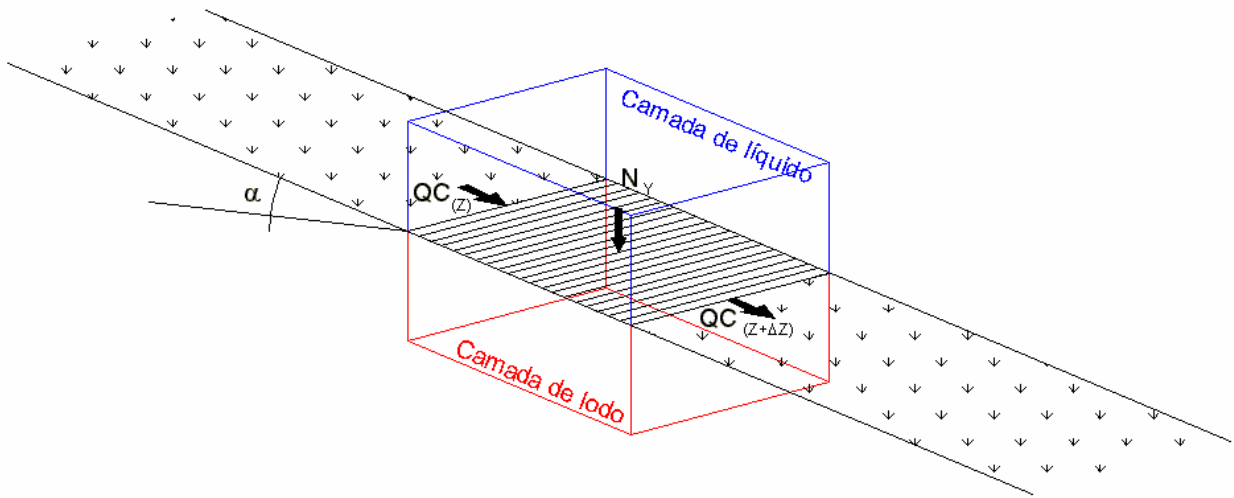


Figura 3.15 - Esquema para o dimensionamento da rampa de escoamento superficial.
Seção longitudinal.
Fonte: Adaptado de CORAUCCI FILHO (1992)

Se o fluxo para dentro da camada de lodo é igual à taxa de reação dentro da camada de lodo e a taxa de reação segue a cinética de Monod e não há gradientes de concentração no filme líquido, então a seguinte equação pode ser escrita para o fluxo para dentro da superfície do lodo:

$$N_y = \frac{E \cdot k \cdot C}{K_C + C} \quad (\text{Equação 3.28})$$

onde: E = fator de eficiência;

k = coeficiente de reação;

K_C = coeficiente de saturação.

Conforme sugerido por SCHROEDER (1977) apud SMITH (1980), E é aproximadamente proporcional a concentração de matéria orgânica C sob condições normais de operação para filtros biológicos, portanto fazendo-se $E=K_1 \cdot C$, tem-se:

$$N_y = \frac{K_1 \cdot C^2}{K_C + C} \quad (\text{Equação 3.29})$$

Onde: K_1 =coeficiente de proporcionalidade;

Como na maioria dos casos, $C \gg K_C$, a Equação 3.29 se reduz a:

$$N_y = K_1 \cdot C \quad (\text{Equação 3.30})$$

Substituindo-se na equação 3.27:

$$\frac{d(Q \cdot C)}{dz} = -K_1 \cdot C \cdot w \quad (\text{Equação 3.31})$$

$$C \frac{dQ}{dz} + Q \frac{dC}{dz} = -K_1 \cdot C \cdot w \quad (\text{Equação 3.32})$$

O termo dQ/dz é igual a perda de água do sistema devido a percolação e evapotranspiração. Assume-se que esta água perdida não contém matéria orgânica. Assim:

$$\frac{dQ}{dz} = -(q_E + q_P) \cdot w \quad (\text{Equação 3.33})$$

onde: q_E = taxa de evapotranspiração (cm/min);

q_P = taxa de percolação (cm/min).

Substituído a equação 3.33 em 3.32 tem-se

$$Q \frac{dC}{dz} - C(q_E + q_P)w = -K_1 \cdot C \cdot w \quad (\text{Equação 3.34})$$

Fazendo $q_E + q_P = K_2$:

$$\frac{dC}{dz} = - \frac{(K_1 - K_2)C \cdot w}{Q} \quad (\text{Equação 3.35})$$

Integrando-se:

$$\frac{C}{C_o} = e^{\left[\frac{-(K_1 - K_2) \cdot w \cdot z}{Q} \right]} \quad (\text{Equação 3.36})$$

onde: C = concentração orgânica a uma distância z (mg/L);

C_o = concentração orgânica inicial (mg/L).

O procedimento lógico a ser seguido, conforme sugerido por ATKINSON (1974) apud SMITH (1980) é determinar experimentalmente um coeficiente geral K que incorpore os parâmetros individuais.

A equação para o projeto de rampas de escoamento superficial seria da seguinte forma:

$$\frac{C}{C_o} = e^{\left[\frac{K \cdot z}{q^n} \right]} \quad (\text{Equação 3.37})$$

onde: K = coeficiente de reação;

z = comprimento de rampa (m);

q = taxa de aplicação por unidade de largura de rampa (m³/h·m);

n = constante empírica.

Equações similares podem ser obtidas utilizando-se abordagens diferentes (SMITH, 1980).

A remoção de matéria orgânica do efluente primário pode ser descrita por um modelo de dois estágios que é somente uma função do comprimento da rampa (z) e da taxa de aplicação (q).

$$\frac{C}{C_o} = e^{\left(\frac{-K \cdot z}{q^n}\right)} \quad \text{Primeiro estágio (3 a 6m)} \quad \text{(Equação 3.38)}$$

$$\frac{C}{C_o} = A \cdot e^{\left(\frac{-K' \cdot z}{q^{n'}}\right)} \quad \text{Segundo estágio (restante)} \quad \text{(Equação 3.39)}$$

onde: C_o = concentração orgânica afluyente;

C = concentração orgânica a uma distância z rampa-abaxo;

K, K' = coeficiente de reação empiricamente determinados (m/h);

z = distância rampa-abaxo (m);

q = taxa de aplicação (m³/h·m);

n, n' = coeficientes empiricamente determinados;

A = coeficiente empiricamente determinado.

O primeiro estágio do modelo se aplica aos primeiros 3 a 6m de distância de rampa onde a taxa de remoção orgânica é mais rápida. O estágio 2 se aplica ao restante da rampa. Do ponto de vista prático, para o dimensionamento, o primeiro estágio do modelo seria de pouca importância, e o segundo estágio serviria como a base para o projeto e operação (SMITH, 1980).

A abordagem mais comum na literatura para os modelos de dimensionamento utiliza o comprimento da rampa como a variável independente que afeta o desempenho do sistema (ABERNATHY et al., 1985).

O modelo UCD (desenvolvido na Universidade da Califórnia – Davis, por SMITH 1980) utiliza a cinética de primeira ordem para descrever a remoção dos poluentes, acrescentando no termo exponencial o comprimento da rampa e a taxa de aplicação. Este modelo é considerado como uma descrição correta do comportamento da remoção de DBO. Este modelo considera como concentrações residuais de DBO e COT respectivamente 5mg/L e 7mg/L, porém valores diferentes podem ser encontrados, o que leva a uma pequena alteração no modelo, segundo ABERNATHY et al. (1985), sendo:

$$\frac{C - R}{C_o} = A \cdot e^{\left[\frac{-k \cdot z}{q^n}\right]} \quad \text{(Equação 3.40)}$$

onde: R = concentração residual estimada para o esgoto;

k = coeficiente de reação (m/h);

z = comprimento da rampa (m);

q = taxa de aplicação ($m^3/h \cdot m$);

A, n = constantes para determinadas taxas de aplicação.

3.7.2.1. Valores encontrados para os coeficientes do modelo

A determinação dos coeficientes do modelo de dimensionamento foi realizada em diversos estudos. A tabela 3.8 contém alguns dos valores encontrados.

Tabela 3.8 – Coeficientes do modelo de dimensionamento

Autor	Efl.	Incl	Comp	Gramínea	Taxa	A	B	k	n	R
MARQUEZINI (2000)	Esgoto bruto	4%	23m	Brachiaria humidicola	0,20	1,3109	0,0853			0,9994
					0,25	0,5492	0,0560			0,9224
					0,30	0,5246	0,0743			0,9302
ARAÚJO (1998)	Efluente de reator UASB	4%	25m	Brachiaria humidicola	0,20	0,912	0,0312			0,948
					0,40	0,94	0,0292			0,949
					0,60	0,90	0,026			0,948
CORAUCCI FILHO (1992)	Esgoto bruto	2%	70m	Brachiaria humidicola	0,15	0,39	-0,03372			0,970
					0,20	0,37	-0,03312			0,983
								0,035	-0,042	0,998
		0,25		0,34	-0,02372			0,929		
		0,30		0,53	-0,02582			0,983		
						0,045	-0,467	0,908		
	8%	Batatais	0,10	0,62	-0,04342					
0,40	0,744		-0,1502							
					0,087	-0,766	0,828			

4. MATERIAL E MÉTODOS

4.1. INSTALAÇÕES

Foi utilizada parte das instalações existentes na ETE da Graminha (Figura 4.1), operada pela empresa Águas de Limeira, na cidade de Limeira/SP e a rampa de escoamento superficial construída pela equipe do Departamento de Saneamento e Ambiente da FEC-UNICAMP, onde outros trabalhos já foram desenvolvidos anteriormente.

4.1.1. Instalações da ETE Graminha

A ETE Graminha é constituída de tratamento preliminar seguido por lagoa facultativa e duas lagoas de maturação (Figura 4.1).

Operando fora das condições para as quais foi projetada, a lagoa inicialmente projetada para operar como lagoa facultativa, apresenta condições anaeróbias de funcionamento.

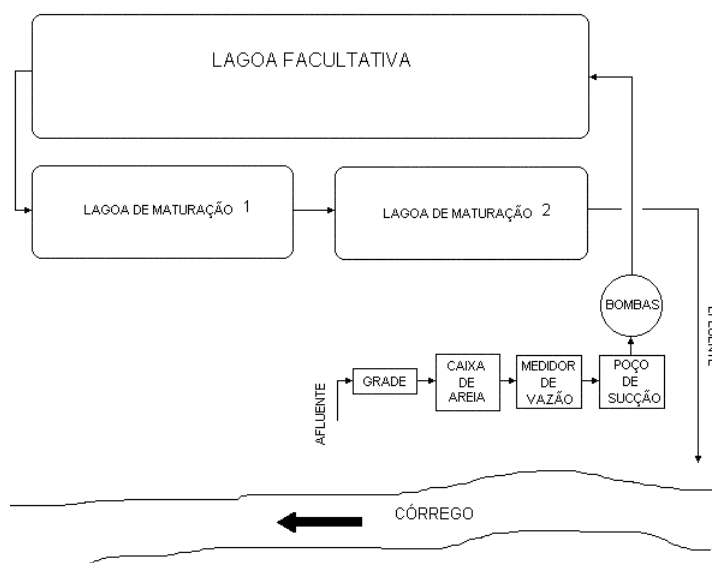


Figura 4.1 - Esquema da ETE - Graminha

4.1.2. Sistema utilizado

O sistema de tratamento utilizado neste projeto é constituído de tratamento preliminar, sendo gradeamento de limpeza manual e desarenador do tipo canal, seguido de lagoa anaeróbia e rampa de escoamento superficial, conforme Figura 4.2.

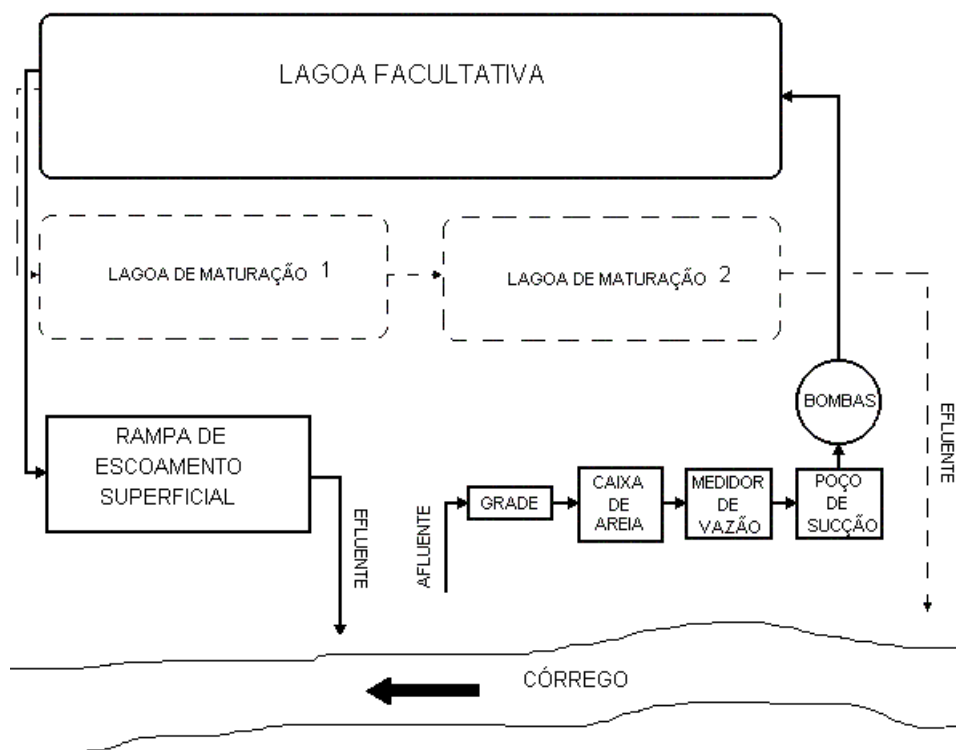


Figura 4.2 – Esquema das instalações utilizadas

4.1.2.1. Afluente

O esgoto afluente à ETE-Graminha, de origem predominantemente doméstica, apresenta características médias, conforme a Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Características do esgoto bruto afluente à ETE Graminha – Limeira/SP
(referentes ao período de monitoramento de 02/2001 a 09/2002)

Parâmetro	Valor médio
SSV	333 mg / L
SSED	9 mL / L
ST	1162 mg / L
STF	418 mg / L
STV	745 mg / L
SST	435 mg / L
SSF	96 mg / L
Alcalinidade parcial	104,6 mg CaCO ₃ / L
Alcalinidade total	167,1 mg CaCO ₃ / L
pH	Mín = 6,2 Máx = 9,3
P _{total}	7,45 mg / L

Parâmetro	Valor médio
DBO	273 mg / L
DBO filtrada	108 mg / L
DQO	849 mg / L
DQO filtrada	312 mg / L
N _{Total}	77 mg/L
N-N _{TK}	60 mg / L
N-NH ₃	17 mg / L
N-NO ₂	0,13 mg / L
N-NO ₃	0,35 mg / L
Log NMP CT/100mL	Mín = 6 Máx = 9
Log NMP CF/100mL	Mín = 5 Máx = 8

4.1.3. Tratamento preliminar

Consiste em uma grade metálica de espaçamento 10mm, seguida de desarenador do tipo canal (Figura 4.3).



Figura 4.3 – Detalhe do tratamento preliminar

Após o tratamento preliminar o efluente é bombeado para as lagoas.

4.1.4. Lagoa anaeróbia

As características do efluente desta lagoa são apresentadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Características do efluente da lagoa anaeróbia
(referentes ao período de monitoramento de 02/2001 a 07/2002)

Parâmetro	Valor médio	Parâmetro	Valor médio
SSED	0,1 mL / L	DBO	99 mg / L
ST	397 mg / L	DBO filtrada	43 mg / L
STF	218 mg / L	DQO	322 mg / L
STV	188 mg / L	DQO filtrada	154 mg / L
SST	91 mg / L	N _{Total}	68 mg / L
SSF	11 mg / L	N-N _{TK}	47 mg / L
SSV	80 mg / L	N-NH ₃	21 mg / L
P _{total}	5,93 mg / L	N-NO ₂	0,07 mg / L
pH	Mín = 6,8 Máx = 7,8	N-NO ₃	0,17 mg / L
Alcalinidade parcial	162,2 mg CaCO ₃ / L	Log NMP CT/100mL	Mín = 4 Máx = 8
Alcalinidade total	221,2 mg CaCO ₃ / L	Log NMP CF/100mL	Mín = 4 Máx = 7

O efluente é retirado da lagoa (Figura 4.4) através de um sifão (Figura 4.5) e levado até o sistema de distribuição da rampa.



Figura 4.4 – Foto da lagoa anaeróbia



Figura 4.5 – Foto da entrada do sifão (saída da lagoa anaeróbia)

4.1.5. Rampa de escoamento superficial

A equipe de pesquisadores de Saneamento e Ambiente da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP construiu duas rampas de escoamento superficial em 1998 que vêm sendo utilizadas em diversos estudos. Neste projeto foi utilizada apenas uma das rampas.

4.1.5.1. Características de projeto

- 4,25 m de largura;
- 40 m de comprimento;
- Declividade média de 3,5%;
- Cobertura vegetal: gramínea Tifton 85 (*Cynodon sp*);
- Sistema de distribuição por tubos perfurados;
- Canal de coleta em alvenaria;
- Anteparos de concreto para redistribuição do fluxo a cada 5m (Figura 4.6).



Figura 4.6 - Foto da rampa de escoamento superficial

4.1.5.2. Sistema de distribuição e coleta

O efluente é aplicado através de um sistema de tubos de PVC (DN=100mm) perfurado a cada 10 cm, com orifícios de 10 mm de diâmetro (Figura 4.7 e 4.8).



Figura 4.7 – Foto do sistema de distribuição



Figura 4.8 - Detalhe dos furos do sistema de distribuição

Uma canaleta de alvenaria no final da rampa recebe o efluente que é, em seguida, direcionado a tubos localizados nas extremidades do canal (Figura 4.9).



Figura 4.9 – Foto do canal de coleta

4.2. PARÂMETROS DE OPERAÇÃO

4.2.1. Período e frequência de aplicação

O período de aplicação foi igual a 8 horas por dia e a frequência de 5 dias por semana, coincidindo com o horário de trabalho. Esta situação, se utilizada em escala real, exige a instalação de mais de uma rampa operando em turnos alternados ou tanque de acumulação para garantir o funcionamento do sistema durante 24h por dia.

4.2.2. Taxa de aplicação

Foram aplicadas as seguintes taxas: $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$; $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$; $0,30\text{m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$, que correspondem a lâminas líquidas de 4 cm/dia, 5 cm/dia e 6 cm/dia respectivamente.

A regulagem do sistema para a aplicação das diversas taxas foi realizada através de dois registros à montante do tubo de distribuição.

4.3. Experimento

4.3.1. Curvas de avanço

Para cada uma das taxas foi realizada a análise da curva de avanço (OLITA, 1984), a fim de determinar se a taxa aplicada é adequada e também o tempo necessário para a estabilização do escoamento no sistema para que se possa coletar as amostras. Além das taxas anteriormente citadas, as curvas de avanço foram elaboradas para as taxas $0,10 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$ e $0,15 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$.

4.3.2. Coleta de amostras

Para cada taxa foram realizadas coletas compostas em intervalos de uma hora, no período de 9:00 a 17:00h. Foram coletadas amostras em dez pontos, conforme Figura 4.10. Os pontos de coleta, numerados de 1 a 10, são:

- 1 - Esgoto bruto;
- 2 - 0 m - Cabeceira da rampa – Efluente da lagoa anaeróbia
- 3 - 05 m; 4 - 10 m; 5 - 15 m; 6 - 20 m; 7 - 25 m; 8 - 30 m; 9 - 35 m;
- 10 - 40 m - Canal de coleta de efluente

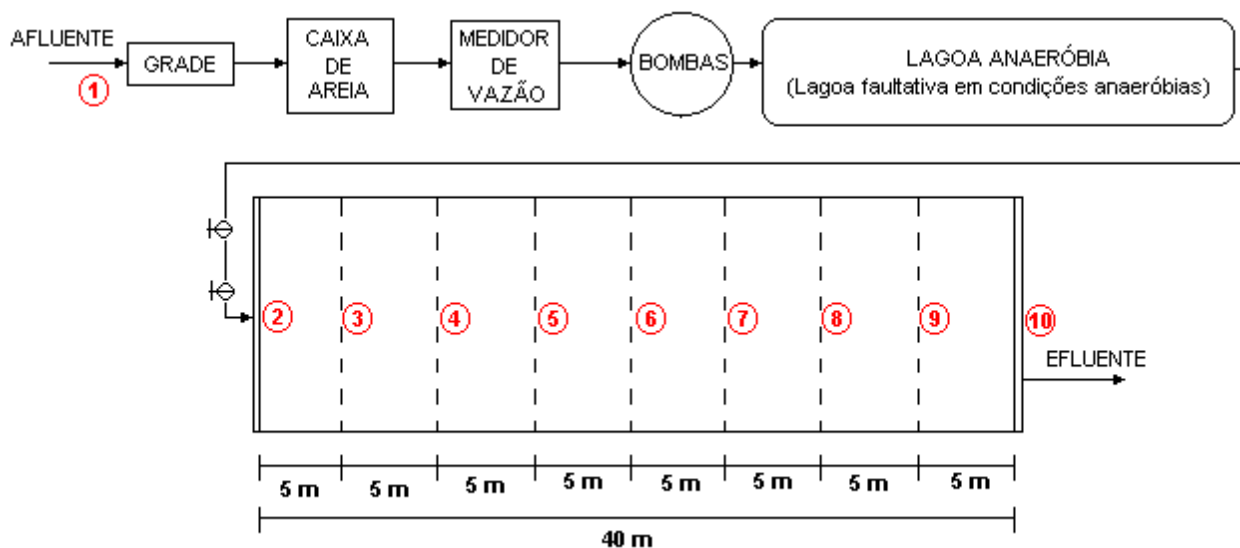


Figura 4.10 – Detalhe dos pontos de coleta de amostras

4.3.3. Análises físico-químicas

A maioria análises foi realizada no Laboratório de Saneamento da Faculdade de Engenharia Civil/UNICAMP segundo métodos descritos no *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater* (1995) AWWA / APHA / WEF.

4.3.3.1. Medições realizadas em campo

- Temperatura;
- pH;
- Oxigênio dissolvido (OD);

4.3.3.2. Análises realizadas em laboratório

- DBO (mg / L);
- DQO (mg/L);
- DQO_{FILTRADA} (mg/L);
- Alcalinidade total e parcial (mg CaCO₃ /L) **;
- N-N_{TK} (mg/L);
- N-NH₃ (mg/L);
- N-NO₂ (mg/L);
- N-NO₃ (mg/L).

** NOTA: A Alcalinidade parcial corresponde à medição para o pH final de 5,75 e a Alcalinidade total corresponde ao pH final de 4,5.

4.3.3.3. Dados obtidos na estação meteorológica do CESET localizada em Limeira-SP.

- Dados do Pluviômetro (Precipitação);
- Dados do tanque classe A (Evapotranspiração);

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Como resultados deste trabalho tem-se a avaliação da eficiência do pós-tratamento, a determinação de características hidráulicas da rampa de escoamento superficial utilizada neste projeto, o ajuste da equação de dimensionamento da rampa de escoamento superficial visando a remoção de matéria orgânica segundo o modelo proposto por SMITH (1980), a verificação do comportamento da remoção de nitrogênio quanto ao comprimento, taxa de aplicação e parâmetros físico-químicos analisados e ainda, a análise de uma espécie de gramínea invasora que apresenta boa adaptação às condições da rampa. Todos os valores obtidos no monitoramento do sistema encontram-se no Anexo-A.

5.1. EFICIÊNCIA DA RAMPA DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL COMO PÓS-TRATAMENTO DE LAGOA ANAERÓBIA

5.1.1. Remoção de matéria orgânica

Foram analisados três parâmetros referentes à presença de matéria orgânica no efluente, quais sejam DBO, DQO e $DQO_{FILTRADA}$. A $DQO_{FILTRADA}$, que corresponde à DQO medida após a passagem da amostra por um filtro de 1,20 μm , tem a finalidade de reduzir a interferência de material do solo ou do biofilme coletado acidentalmente sobre a rampa, e também, medir a remoção do material orgânico dissolvido que se dá por ação dos microorganismos evidenciando a ação biológica sobre o efluente (MARQUEZINI, 2000). As análises realizadas para cada taxa de aplicação permitem constatar as seguintes eficiências para a remoção de matéria orgânica (Tabela 5.1):

Tabela 5.1 - Eficiência na remoção de matéria orgânica

Tratamento	Parâmetro	Taxa de aplicação (m ³ /h·m)		
		0,20	0,25	0,30
Tratamento preliminar + Lagoa anaeróbia	DBO	75,0%	70,0%	62,0%
	DQO	65,9%	45,7%	46,2%
	DQO _{FILTRADA}	88,5%	77,7%	69,7%
TCO aplicada à rampa (kg DBO/ha·dia)		39,2	37,8	82,3
CH aplicada à rampa (cm/dia)		4	5	6
Rampa de escoamento superficial	DBO	40,0%	63,3%	76,2%
	DQO	30,0%	58,3%	55,6%
	DQO _{FILTRADA}	74,4%	79,2%	73,2%
Tratamento preliminar + Lagoa anaeróbia + Rampa de escoamento	DBO	85,0%	89,0%	90,9%
	DQO	76,1%	77,4%	76,1%
	DQO _{FILTRADA}	91,3%	88,7%	85,6%

O efluente final apresentou as seguintes concentrações médias de matéria orgânica (Tabela 5.2):

Tabela 5.2 – Concentrações médias de matéria orgânica

Parâmetro	Amostra	Taxa de aplicação (m ³ /h·m)		
		0,20	0,25	0,30
DBO	Afluente (Bruto)	391 mg/L	251 mg/L	360 mg/L
	Efluente da lagoa anaeróbia	98 mg/L	76 mg/L	137 mg/L
	Efluente (40 m)	58 mg/L	28 mg/L	33 mg/L
DQO	Afluente (Bruto)	1299 mg/L	620 mg/L	582 mg/L
	Efluente da lagoa anaeróbia	443 mg/L	337 mg/L	313 mg/L
	Efluente (40 m)	310 mg/L	140 mg/L	139 mg/L
DQO _{FILTRADA}	Afluente (Bruto)	367 mg/L	244 mg/L	230 mg/L
	Efluente da lagoa anaeróbia	149 mg/L	138 mg/L	176 mg/L
	Efluente (40 m)	113 mg/L	70 mg/L	84 mg/L

Como era esperado, o tratamento proporcionado até a saída da lagoa anaeróbia não é capaz de alcançar o nível de remoção de matéria orgânica especificado pela legislação dos estados brasileiros para o lançamento do efluente. Já no caso do sistema completo, com a rampa como pós-tratamento, as concentrações finais médias de matéria orgânica e os percentuais médios de remoção alcançados estão dentro dos limites estabelecidos pelas leis.

Conforme USEPA (1984) e OVERCASH (1978) em sistemas utilizando efluentes brutos os percentuais de remoção de matéria orgânica proporcionados pelo escoamento superficial são geralmente maiores do que quando se utilizam efluentes pré-tratados, resultando em qualidades semelhantes de efluentes.

Relações claras entre a taxa de carregamento orgânico, a carga hidráulica e os percentuais de remoção alcançados na rampa não pôde ser observada.

Os resultados obtidos para os parâmetros DBO, DQO e $DQO_{FILTRADA}$ evidenciam a ocorrência de remoção biológica de matéria orgânica sobre a rampa.

5.1.2. Remoção de nitrogênio

As reações necessárias para a remoção de nitrogênio interferem sobre outros parâmetros físico-químicos, de forma que a análise conjunta destes dados torna-se importante para se poder determinar o destino dos compostos de nitrogênio ao longo da rampa de escoamento superficial. Assim, são apresentados nas Figuras 5.1 a 5.12 os gráficos de Alcalinidade, Alcalinidade parcial, pH, $N-N_{TK}$, $N-NH_3$, $N-NO_2$ e $N-NO_3$ agrupados segundo cada taxa de aplicação avaliada.

O afluente à rampa apresenta baixa concentração de nitratos e nitritos e uma concentração relativamente alta de nitrogênio amoniacal. O nitrogênio amoniacal é formado na lagoa anaeróbia e na rede de esgotos pela amonificação do nitrogênio orgânico durante o processo de decomposição.

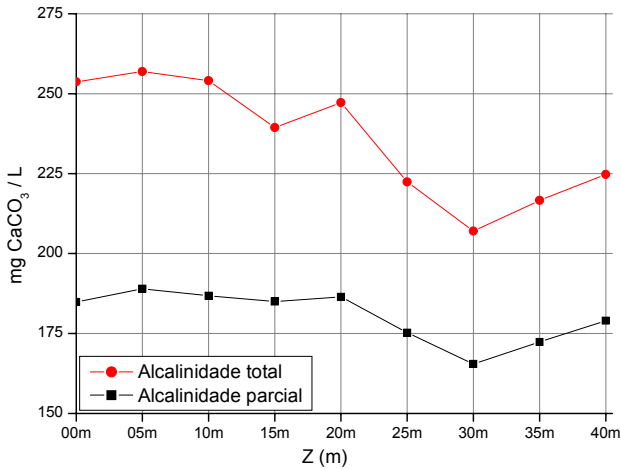


Figura 5.1 - Alcalinidade parcial e total do filme líquido (mg CaCO₃/L) X Distância z (m). Taxa de aplicação de 0,20 m³/h·m

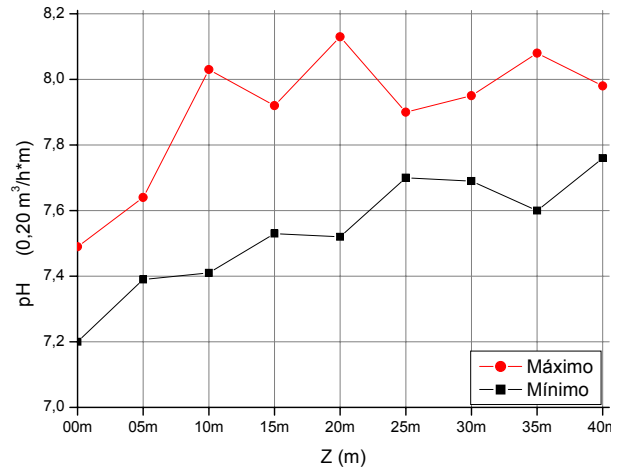


Figura 5.2 - pH do filme líquido X Distância z (m). Taxa de aplicação de 0,20 m³/h·m

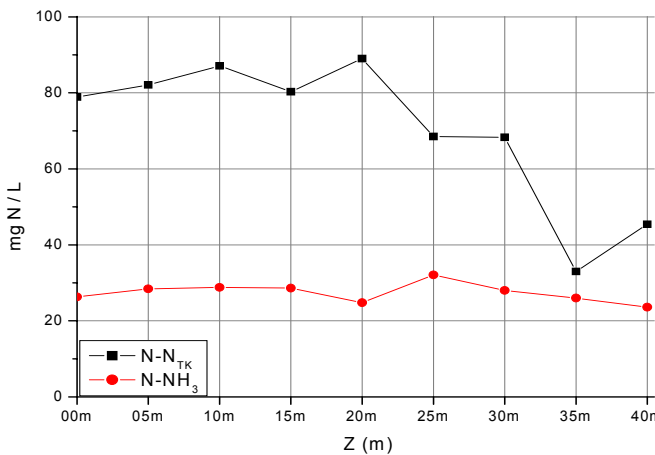


Figura 5.3 – Concentrações de N-N_{TK} e N-NH₃ do filme líquido (mg N / L) X Distância z (m). Taxa de aplicação de 0,20 m³/h·m

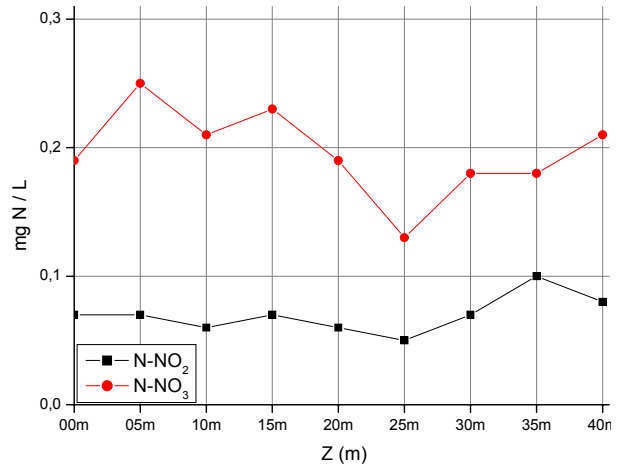


Figura 5.4 – Concentrações de N-NO₂ e N-NO₃ do filme líquido (mg N / L) X Distância z (m). Taxa de aplicação = 0,20 m³/h·m

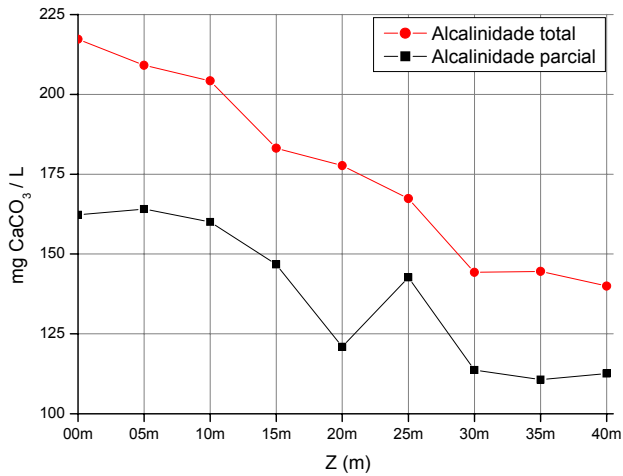


Figura 5.5 - Alcalinidade parcial e total do filme líquido (mg CaCO₃/L) X Distância z (m). Taxa de aplicação de 0,25 m³/h·m

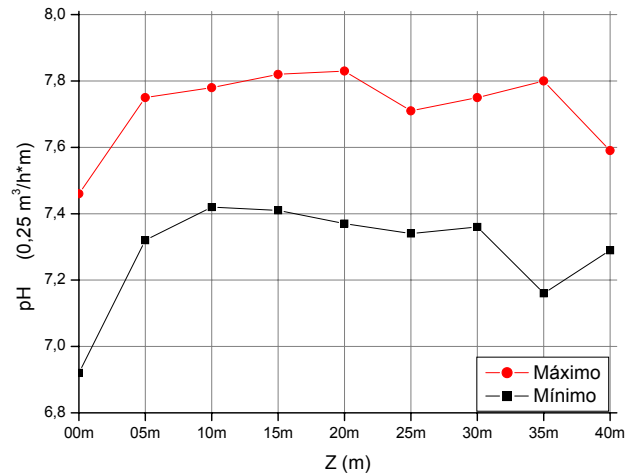


Figura 5.6 - pH do filme líquido X Distância z (m). Taxa de aplicação de 0,25 m³/h·m

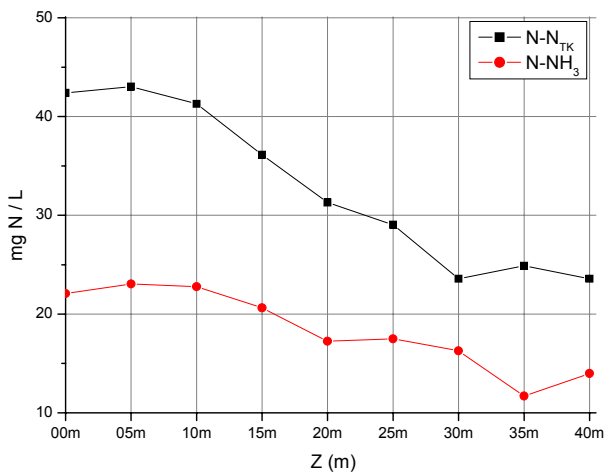


Figura 5.7 – Concentrações de N-N_{TK} e N-NH₃ do filme líquido (mg N / L) X Distância z (m). Taxa de aplicação de 0,25 m³/h·m

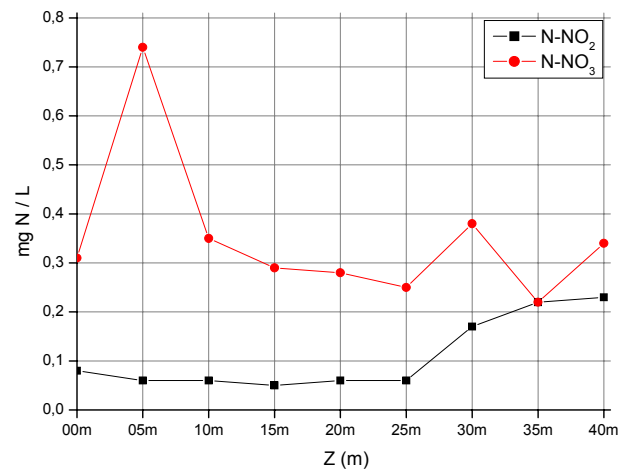


Figura 5.8 – Concentrações de N-NO₂ e N-NO₃ do filme líquido (mg N / L) X Distância z (m). Taxa de aplicação = 0,25 m³/h·m

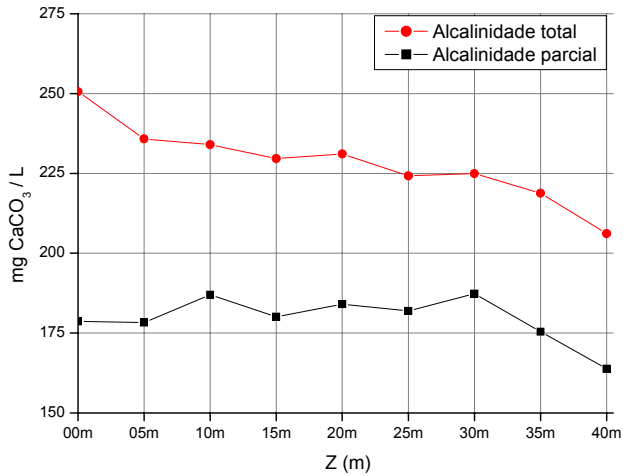


Figura 5.9 - Alcalinidade parcial e total do filme líquido (mg CaCO₃/L) X Distância z (m). Taxa de aplicação de 0,30 m³/h·m

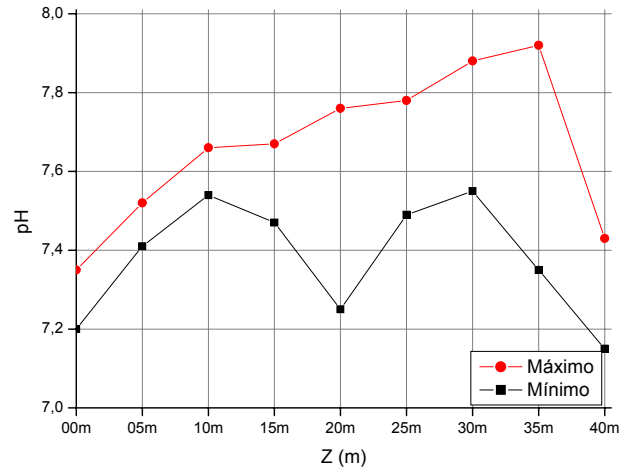


Figura 5.10 - pH do filme líquido X Distância z (m). Taxa de aplicação de 0,30 m³/h·m

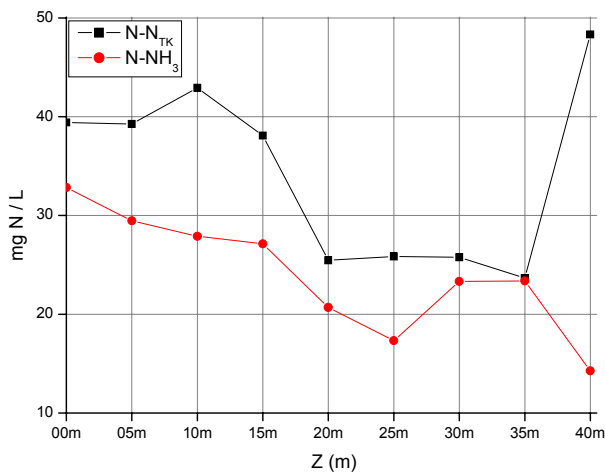


Figura 5.11 – Concentrações de N-N_{TK} e N-NH₃ do filme líquido (mg N / L) X Distância z (m). Taxa de aplicação de 0,30 m³/h·m

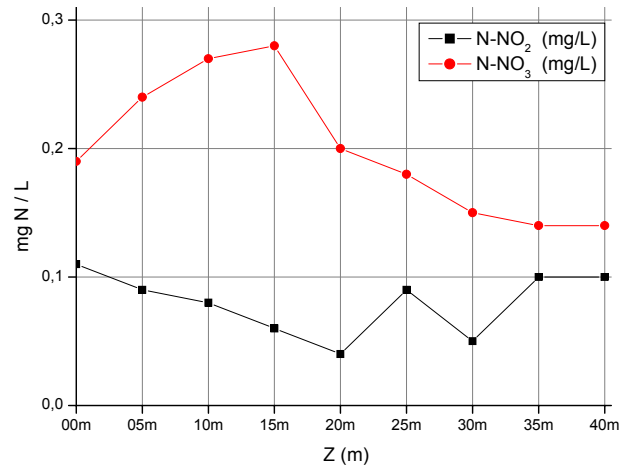


Figura 5.12 – Concentrações de N-NO₂ e N-NO₃ do filme líquido (mg N / L) X Distância z (m). Taxa de aplicação = 0,30 m³/h·m

Os gráficos anteriormente apresentados evidenciam a diminuição da concentração de nitrogênio amoniacal sobre a rampa para as taxas de 0,25 e 0,30 m³/h·m.

A volatilização da amônia poderia ser responsável pela remoção de uma pequena parcela. Segundo METCALF & EDDY (2003) o nitrogênio amoniacal existe nas soluções aquosas tanto como íon amônio (NH₄⁺) ou amônia gasosa (NH₃), dependendo do pH da solução de acordo com a reação de equilíbrio seguinte:



A distribuição das espécies de amônia em função do pH se dá conforme a Figura 5.13.

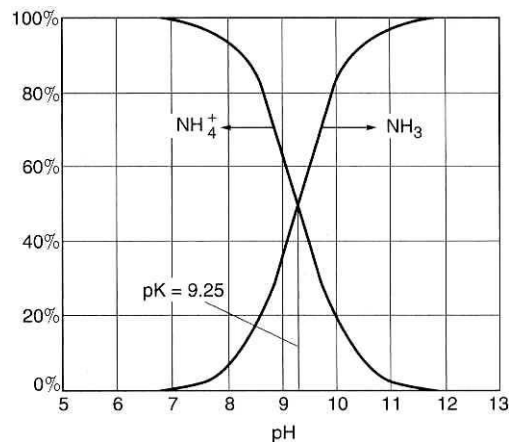


Figura 5.13 - Espécies de nitrogênio amoniacal X pH
Fonte: METCALF & EDDY (2003)

Assim, considerando a faixa de pH em que a rampa permaneceu durante todo o experimento 6,8 a 8,2, nota-se que o percentual de amônia gasosa existente seria pequeno e provavelmente insuficiente para se desprender para a atmosfera.

Outro processo que pode ter ocorrido é a nitrificação, porém como o nitrato é o produto final da nitrificação ocorreria o conseqüente aumento de sua concentração no filme líquido. O nitrato pode ser removido de várias formas e devido a isso a aparência quase constante da concentração de nitrato no efluente em escoamento pode ser

explicada, outra hipótese seria a ocorrência incompleta de nitrificação, tendo sido o nitrogênio amoniacal transformado a nitrito.

A desnitrificação pode ser um dos mecanismos pelos quais o nitrato estaria sendo removido, ou então, a adsorção às partículas de solo e a posterior utilização pelas plantas em seus processos de crescimento.

Segundo METCALF & EDDY (2003) o pH ótimo para a nitrificação estaria entre 7,5 e 8,0 e reduções de até 20% na velocidade de reação podem ser esperadas para pH próximo de 6,0, conforme pôde ser observado o pH permaneceu próximo destes valores.

A perda de alcalinidade ao longo da rampa confirma a hipótese de nitrificação, uma vez que este processo consome alcalinidade devido a liberação de íons H^+ . O comportamento diferenciado observado no caso da taxa de aplicação de $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$ (Figura 5.1) está provavelmente relacionado a condições desfavoráveis existentes na ocasião da aplicação desta taxa, que não foram avaliadas neste projeto.

A USEPA (1993) apresenta a seguinte relação para o consumo de alcalinidade proporcionado pela nitrificação:

$$\frac{\text{g Alcalinidade (CaCO}_3\text{)}}{\text{g N - NH}_4^+} = 7,1 \quad (\text{Equação 5.2})$$

A temperatura do efluente permaneceu entre 21°C e 32°C para todas as taxas aplicadas, estando próxima ao valor ótimo para a ocorrência de nitrificação que segundo a USEPA (1993) é de 35°C .

O oxigênio dissolvido apresentou grande variabilidade nas medições realizadas demonstrando a heterogeneidade das condições existentes sobre a rampa onde acredita-se que coexistam pequenas zonas anaeróbias e microrganismos clorofilados que adicionam oxigênio ao filme líquido, não permitindo conclusões a respeito do efeito da concentração de oxigênio dissolvido sobre os processos biológicos em andamento.

Apesar de evidenciada a remoção do nitrogênio amoniacal sobre a rampa de escoamento superficial, esta remoção não foi suficiente para alcançar os níveis de

concentração aceitos pela legislação da maioria dos estados brasileiros para o lançamento do efluente. As concentrações finais e iniciais das formas de nitrogênio monitoradas estão na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 - Concentrações médias de N

Concentrações médias de Nitrogênio				
Parâmetro	Amostra	Taxa de aplicação (m ³ /h·m)		
		0,20	0,25	0,30
N-NTK	Afluente (Bruto)	113 mg/L	39 mg/L	13 mg/L
	Efluente da lagoa anaeróbia	79 mg/L	42 mg/L	39 mg/L
	Efluente (40 m)	45 mg/L	24 mg/L	48 mg/L
N-NH ₃	Afluente (Bruto)	22 mg/L	11 mg/L	13 mg/L
	Efluente da lagoa anaeróbia	22 mg/L	22 mg/L	32 mg/L
	Efluente (40 m)	28 mg/L	14 mg/L	14 mg/L
N-NO ₃	Afluente (Bruto)	0,86 mg/L	0,72 mg/L	0,44 mg/L
	Efluente da lagoa anaeróbia	0,19 mg/L	0,31 mg/L	0,19 mg/L
	Efluente (40 m)	0,21 mg/L	0,34 mg/L	0,14 mg/L
N-NO ₂	Afluente (Bruto)	0,16 mg/L	0,26 mg/L	0,17 mg/L
	Efluente da lagoa anaeróbia	0,07 mg/L	0,08 mg/L	0,11 mg/L
	Efluente (40 m)	0,08 mg/L	0,23 mg/L	0,10 mg/L

Como pôde ser observado nos gráficos e na tabela anteriormente apresentados a maior parte da remoção do nitrogênio que compõe o chamado N-N_{TK}, ocorrida sobre a rampa, não se deu pela parcela referente ao N-NH₃ e sim pela porção referente ao N_{ORGÂNICO}.

A remoção do nitrogênio orgânico deu-se de maneira significativa e segundo SMITH, SCHROEDER (1985) esta forma de composto de nitrogênio está associado aos sólidos do esgoto e é removida fisicamente. Pode estar ocorrendo também a amonificação do nitrogênio orgânico sobre a rampa, porém a ocorrência simultânea de remoção de nitrogênio amoniacal sobre a rampa torna difícil evidenciar este processo.

Devido a heterogeneidade existente sobre a rampa ocorrem simultaneamente diferentes processos, de forma benéfica para o tratamento do efluente em escoamento,

porém dificultando a análise.

As figuras 5.14 a 5.16 contêm os gráficos referentes à remoção do nitrogênio orgânico que pôde ser observada para todas as taxas de aplicação estudadas. É importante observar que o nitrogênio orgânico não foi medido diretamente e sim obtido pela relação $N_{\text{ORGÂNICO}} = N - N_{\text{TK}} - N\text{-NH}_3$.

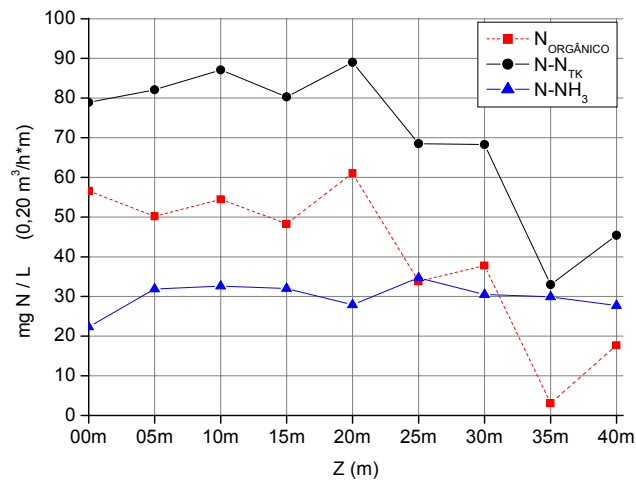


Figura 5.14 – Concentrações de $N_{\text{ORGÂNICO}}$ do filme líquido (mg N / L) X distância z (m). Taxa de aplicação de $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

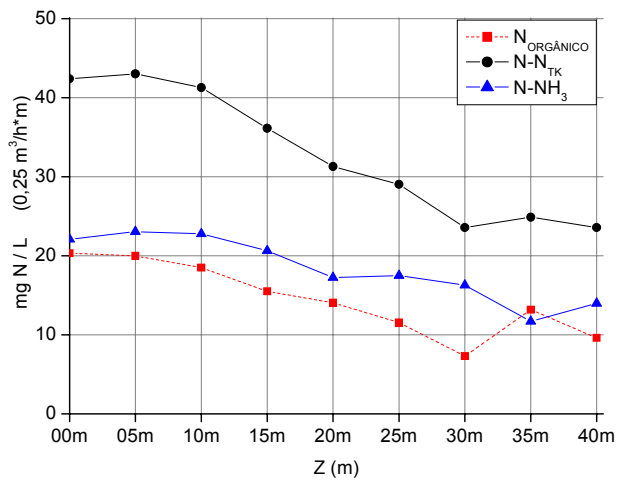


Figura 5.15 – Concentrações de $N_{\text{ORGÂNICO}}$ do filme líquido (mg N / L) X distância z (m). Taxa de aplicação de $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

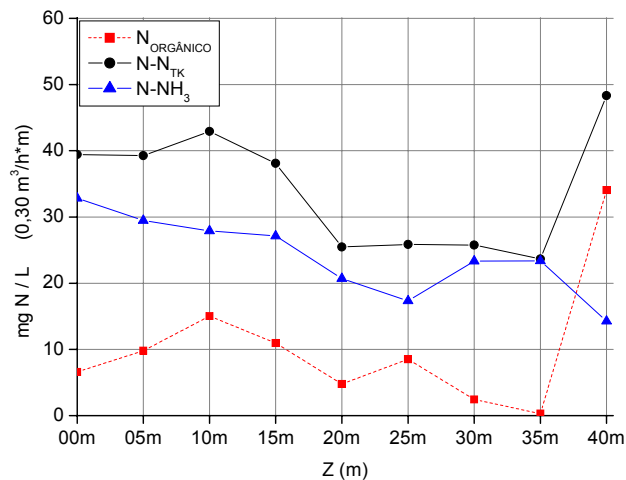


Figura 5.16 – Concentrações de $N_{\text{ORGÂNICO}}$ do filme líquido (mg N / L) X distância z (m). Taxa de aplicação de $0,30 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

5.1.2.1. Análise da remoção de nitrogênio quanto ao comprimento da rampa e a taxa de aplicação.

A modelagem da remoção de nitrogênio em reatores de biofilme como as rampas de escoamento superficial envolve cálculos matemáticos complexos que estão além dos objetivos deste projeto. A identificação de alguma relação entre a remoção de nitrogênio e os parâmetros comprimento e taxa de aplicação não envolve a utilização dos complexos modelos e pode auxiliar na tomada de decisão para projetos futuros. Com este objetivo foram elaborados os gráficos constantes nas Figuras 5.17 a 5.20 onde podem ser observados os percentuais remanescentes de cada forma de nitrogênio analisada pela distância sobre a rampa e pela taxa de aplicação.

Os gráficos indicam a possibilidade da remoção de nitrogênio amoniacal estar diretamente relacionada à taxa de aplicação e ao comprimento da rampa. Para a remoção de $N-N_{TK}$ a relação direta com o comprimento permaneceria, porém, não se nota a relação com as taxas de aplicação.

Conforme comentado anteriormente a nitrificação da amônia depende do estabelecimento de uma sensível população de microorganismos e, portanto, muitos outros fatores interferem no comportamento destas reações.

Por sua vez a remoção do nitrogênio orgânico estando associada à remoção dos sólidos seria diretamente relacionada ao comprimento da rampa e inversamente relacionada às taxas de aplicação, como o são os sólidos.

Para o caso de $N-NO_3$ e $N-NO_2$ não é possível verificar nenhum comportamento associado aos parâmetros estudados.

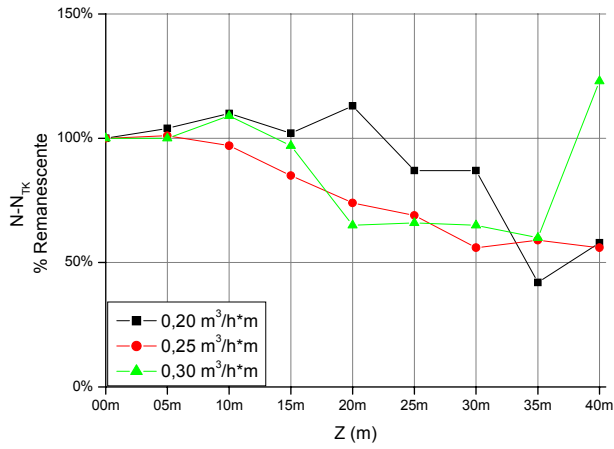


Figura 5.17 - N-N_{TK} - % Remanescente X distância z (m)

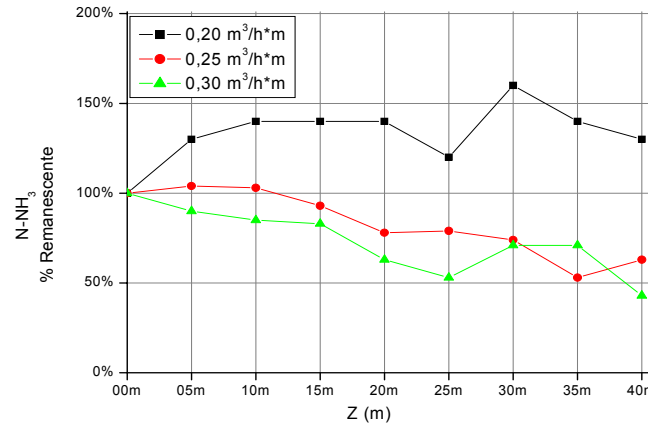


Figura 5.18 - N-NH₃ - % Remanescente X distância z (m)

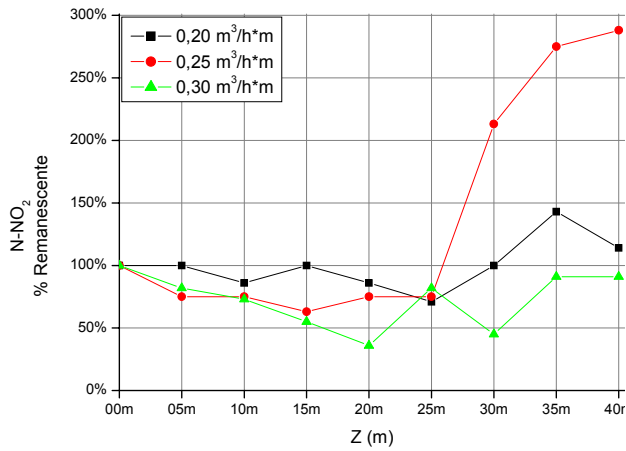


Figura 5.19 - N-NO₃ - % Remanescente X distância z (m)

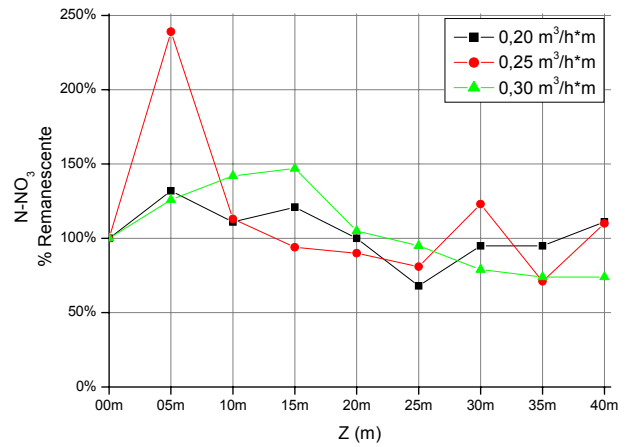


Figura 5.20 - N-NO₂ - % Remanescente X distância z (m)

5.2. AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DA RAMPA DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL

5.2.1. Curvas de avanço

Foram levantadas as curvas de avanço para as taxas de aplicação 0,10 m³/h·m; 0,15 m³/h·m; 0,20 m³/h·m; 0,25 m³/h·m e 0,30 m³/h·m (Figuras 5.21 a 5.26), segundo a metodologia proposta por OLITTA (1984), permitindo assim identificar quais taxas de aplicação estão adequadas às condições existentes e o tempo necessário para que o efluente atinja a base da rampa.

Fazendo-se:

$$\ln(z) = \ln(a) + b \cdot \ln(t) \quad (\text{Equação 5.3})$$

Determinando-se os coeficientes a e b através da regressão linear dos dados obtidos em campo para cada uma das taxas de aplicação chega-se à fórmula proposta para a modelagem do avanço da água sobre o solo (Tabela 5.4).

É importante notar que este levantamento deve sempre ser realizado em campo devido aos inúmeros fatores intervenientes (OLITTA, 1984).

A taxa de aplicação de 0,10 m³/h·m demorou mais de 6h para atingir a base da rampa. Para as demais taxas o tempo necessário para o efluente percorrer toda a rampa é sensivelmente menor, especialmente para as taxas superiores a 0,15 m³/h·m.

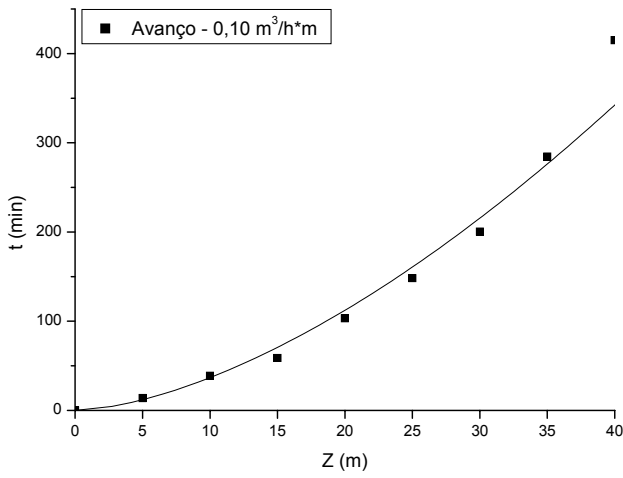


Figura 5.21 - Curva de avanço
Taxa de aplicação = $0,10 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

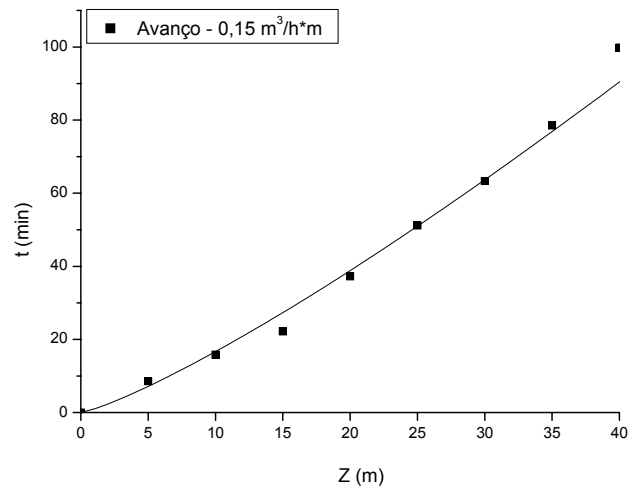


Figura 5.22 - Curva de avanço
Taxa de aplicação = $0,15 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

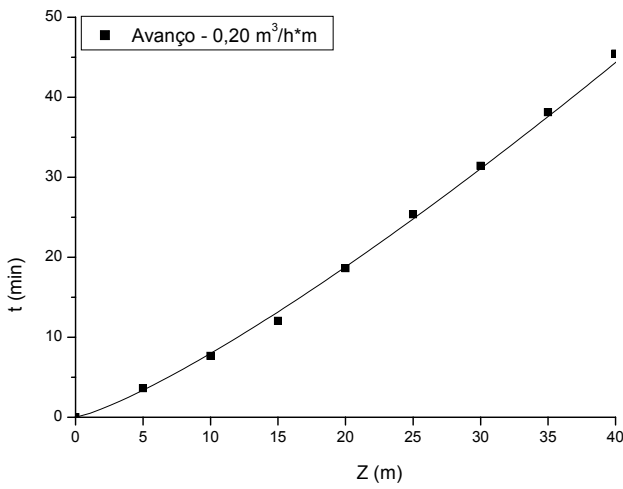


Figura 5.23 - Curva de avanço
Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

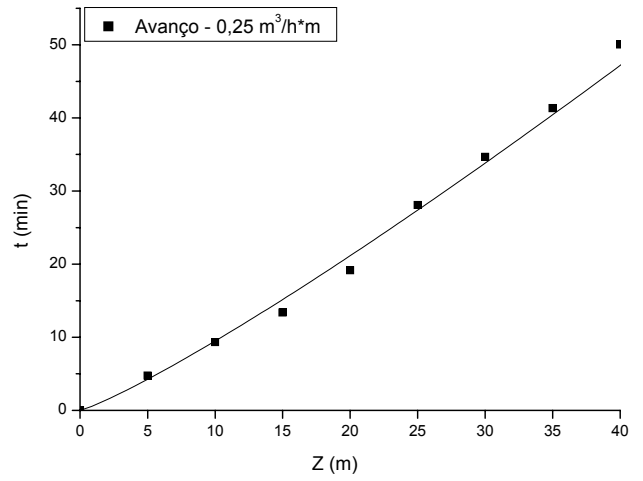


Figura 5.24 - Curva de avanço
Taxa de aplicação = $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

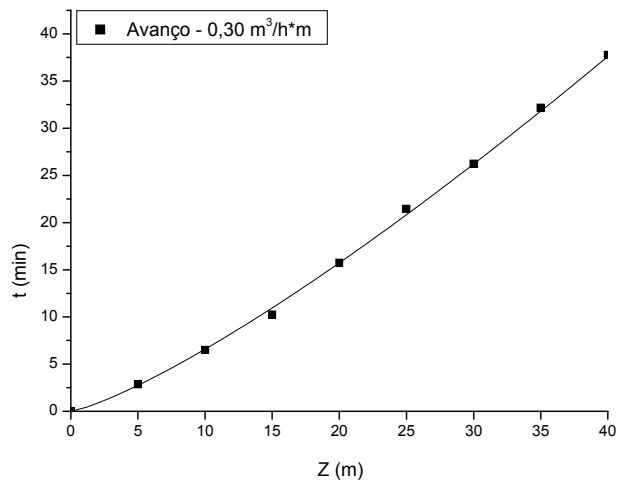


Figura 5.25 - Curva de avanço
Taxa de aplicação = 0,30 m³/h·m

Na Figura 5.26 tem-se todas as curvas calculadas, em uma mesma escala para comparação.

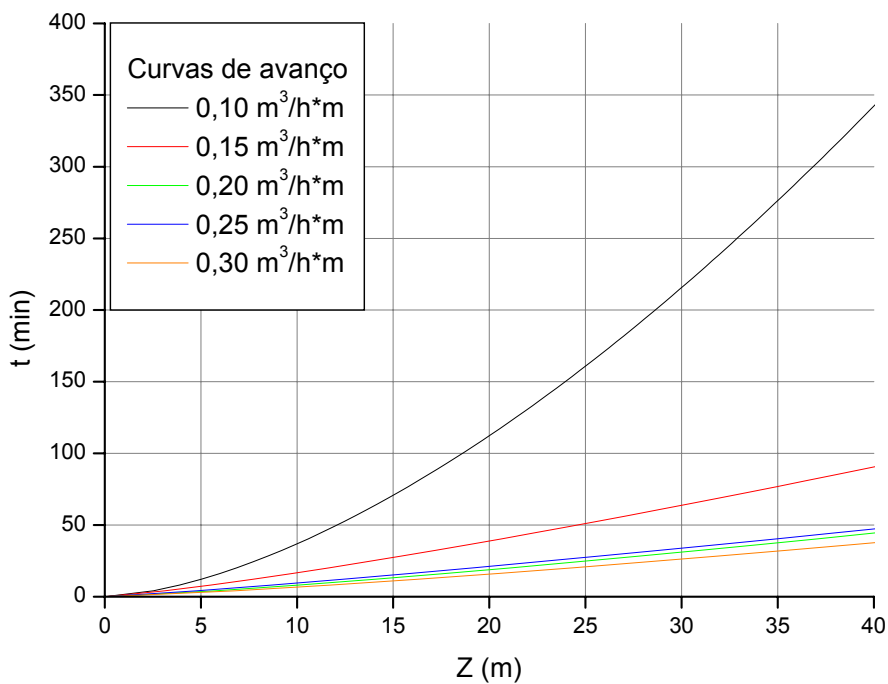


Figura 5.26 - Curvas de avanço

Os coeficientes e as equações encontradas estão apresentados na tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Ajustes obtidos para o modelo do avanço

Taxa de aplicação	r^2	a	b	Equação
0,10 m ³ /h·m	0,998	1,0607	0,622	$z = 1,0607 \cdot t^{0,622}$
0,15 m ³ /h·m	0,982	0,9950	0,82	$z = 0,9950 \cdot t^{0,82}$
0,20 m ³ /h·m	0,996	1,8682	0,808	$z = 1,8682 \cdot t^{0,808}$
0,25 m ³ /h·m	0,990	1,4319	0,864	$z = 1,4319 \cdot t^{0,864}$
0,30 m ³ /h·m	0,998	2,2367	0,795	$z = 2,2367 \cdot t^{0,795}$

O comportamento apresentado pelas curvas de avanço levantadas sugere que uma única equação possa ser escrita para determinar a curva de avanço para qualquer taxa de aplicação no intervalo estudado, porém os valores obtidos para os coeficientes do modelo não apresentam relação clara com as taxas de aplicação. Outras variáveis podem estar interferindo significativamente e devem ser consideradas na modelagem, portanto um outro modelo seria necessário para se estabelecer uma única equação.

O tempo encontrado através do teste de avanço não corresponde ao tempo de detenção hidráulica, pois as condições de fluxo são diferentes. O tempo de detenção hidráulica deve ser avaliado com a rampa totalmente coberta pelo filme líquido e com o fluxo estabilizado, no entanto a hipótese de alguma relação entre eles não deve ser descartada. É importante notar que fatores como a evapotranspiração, infiltração e percolação podem ser variáveis significativas na determinação de ambos os tempos, pois uma elevada perda líquida pode levar a uma sensível redução do filme líquido e conseqüente perda de velocidade.

A utilização de ensaios com um traçador é necessária para se determinar o tempo de detenção hidráulico.

O teste de avanço nos permite verificar a uniformidade da rampa, pois em rampas muito irregulares o escoamento não se comportaria conforme o modelo previsto para o avanço. Neste caso a rampa encontra-se em boas condições.

5.2.2. Infiltração e evapotranspiração

Durante o escoamento sobre a rampa, parte do efluente aplicado se infiltra no solo e parte é liberado para a atmosfera através da evapotranspiração. Considerando-se a evapotranspiração igual à evaporação medida através do uso de um tanque classe-A e medindo-se a vazão de saída é possível estimar o destino de todas as parcelas do efluente aplicado.

As vazões de entrada e de saída para cada uma das taxas de aplicação, a evaporação em tanque classe-A e a infiltração calculada são apresentadas na tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Balanço hídrico da rampa de escoamento superficial

Taxa de aplicação	Vazão entrada	Vazão saída	Evaporação Tanque Classe A	Infiltração	% perda para a atmosfera	% infiltração	% vazão de saída
0,10 m ³ /h·m	7 L/min	1,6 L/min	2,83 L/min	2,57 L/min	40 %	37 %	23%
0,15 m ³ /h·m	11 L/min	6 L/min	2,83 L/min	2,17 L/min	26 %	20 %	54%
0,20 m ³ /h·m	14 L/min	11 L/min	2,13 L/min	0,87 L/min	15 %	7 %	78%
0,25 m ³ /h·m	18 L/min	14 L/min	2,13 L/min	1,87 L/min	12 %	10 %	78%
0,30 m ³ /h·m	21 L/min	18 L/min	1,77 L/min	1,23 L/min	8 %	7 %	85%

Quanto maior a permanência do efluente sobre a rampa maior é a possibilidade de ocorrência de perdas líquidas que são proporcionais à área exposta e ao tempo de exposição. Nota-se que as perdas para as menores taxas são maiores, dada a maior permanência do filme líquido sobre a rampa quando se aplicam as menores taxas, que pôde ser constatada no teste de avanço, portanto as taxas de aplicação são inversamente proporcionais às perdas. O comprimento da rampa, por sua vez é diretamente proporcional às perdas. Nota-se também que o percentual de perdas líquidas pode chegar a mais de 50% do total aplicado, dependendo da taxa de aplicação, e isso certamente interfere na concentração final dos substratos no efluente, uma vez que apenas parte das substâncias é levada juntamente com a fração líquida que infiltra ou evapora. Esta constatação deve ser considerada ao se avaliar o modelo de dimensionamento para a remoção de matéria orgânica sobre a rampa.

5.3. ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO DA RAMPA DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL QUANTO A REMOÇÃO DE MATÉRIA ORGÂNICA

O modelo matemático proposto para a remoção de matéria orgânica na rampa de escoamento superficial considera dois estágios, sendo um comportamento para os primeiros 3 a 6m de rampa e outro para o restante.

Neste estudo não foi avaliado o comportamento nos primeiros metros da rampa com o detalhamento necessário para se ajustar o primeiro estágio do modelo. Será então utilizada uma abordagem de um único estágio, considerando apenas os pontos de coleta a partir de 5m da cabeceira da rampa, estando assim a favor da segurança, pois para o primeiro estágio é esperada uma remoção mais acentuada de matéria orgânica.

Considerando a equação 3.40, proposta por Abernathy (1985):

$$\frac{C - R}{C_o} = A \cdot e^{\left[\frac{-k \cdot z}{q^n}\right]} \quad (\text{Equação 3.39})$$

Fazendo-se:

$$B = \frac{-k}{q^n}; Y = \frac{C - R}{C_o}$$

Tem-se:

$$Y = A \cdot e^{B \cdot z} \quad (\text{Equação 5.4})$$

$$\ln(Y) = \ln(A) + B \cdot z \quad (\text{Equação 5.5})$$

Utilizando o método de regressão linear para os valores obtidos para cada uma das taxas aplicadas e para cada um dos três parâmetros: DBO, DQO e DQO_{FILTRADA} obtém-se os coeficientes A e B (Figura 5.27 a 5.35):

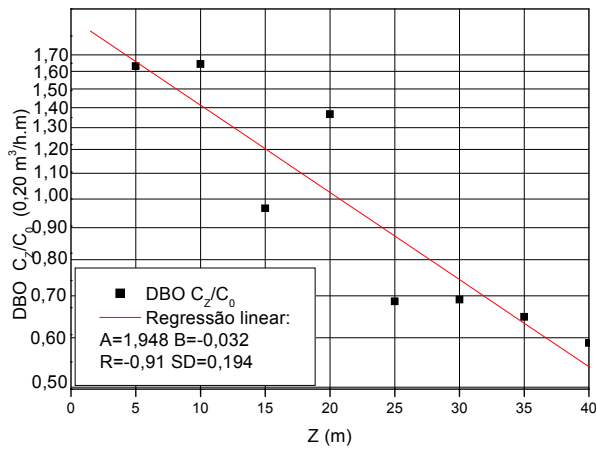


Figura 5.27 - Regressão linear
DBO; Taxa= $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

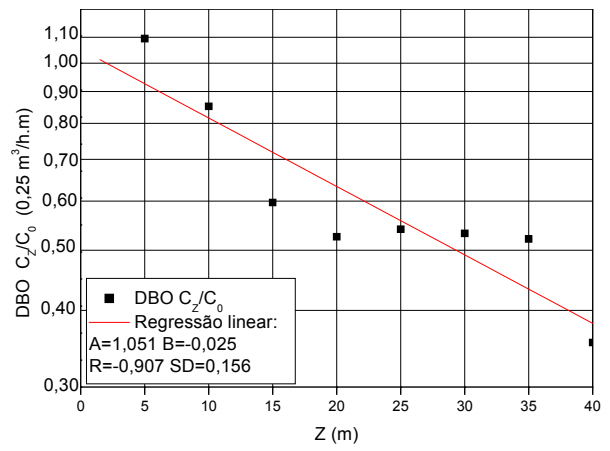


Figura 5.28 - Regressão linear
DBO; Taxa= $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

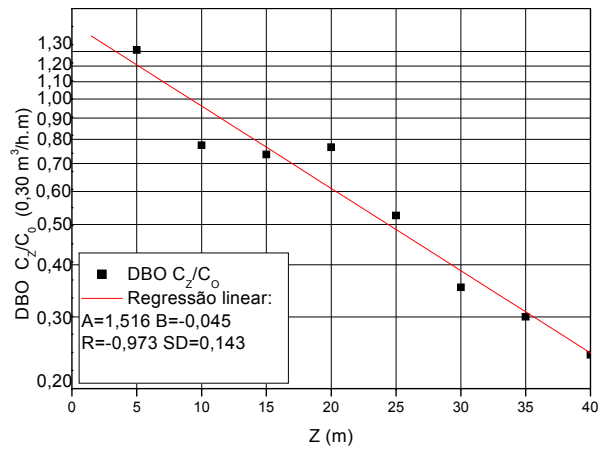


Figura 5.29 - Regressão linear
DBO; Taxa= $0,30 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

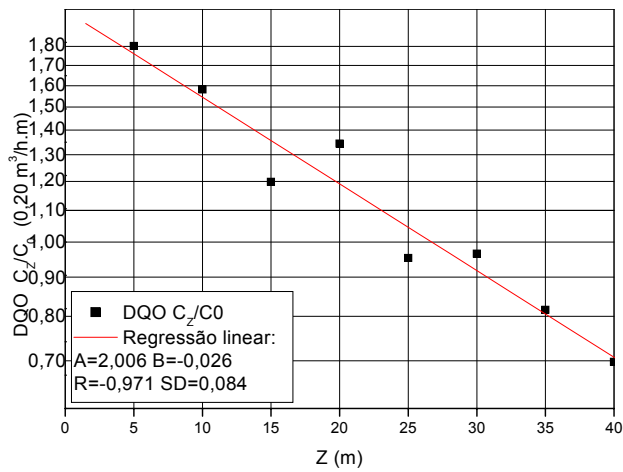


Figura 5.30 - Regressão linear DQO; Taxa=0,20 $\text{m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

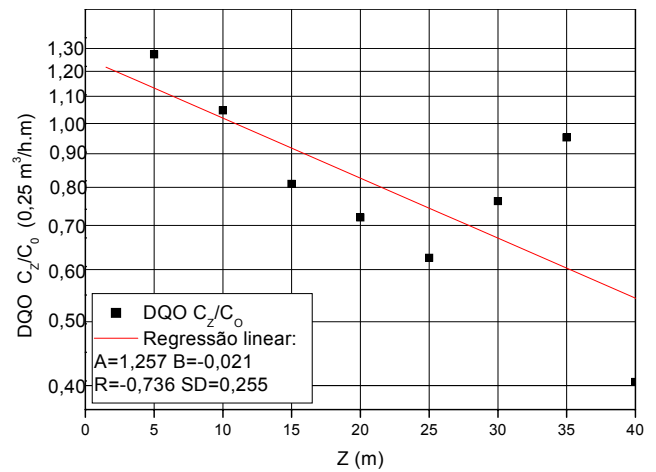


Figura 5.31 - Regressão linear DQO; Taxa=0,25 $\text{m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

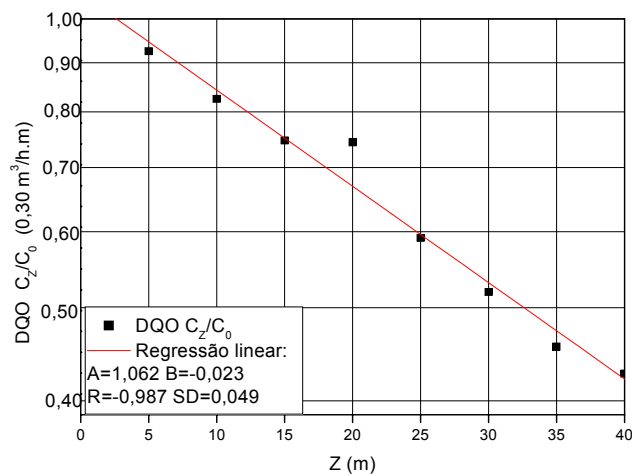


Figura 5.32 - Regressão linear DQO; Taxa=0,30 $\text{m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

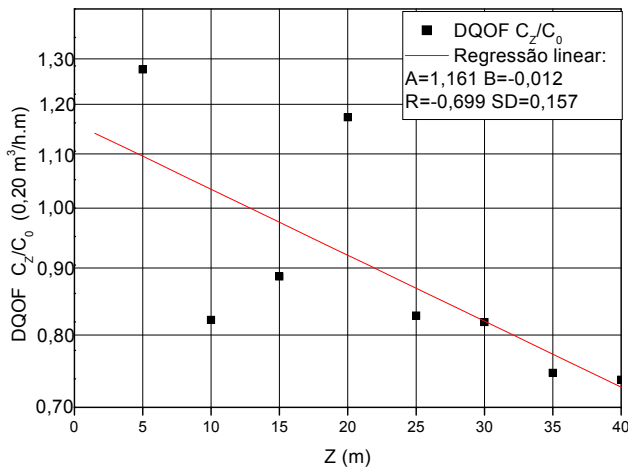


Figura 5.33 - Regressão linear
 $DQO_{FILTRADA}$; Taxa=0,20 m³/h·m

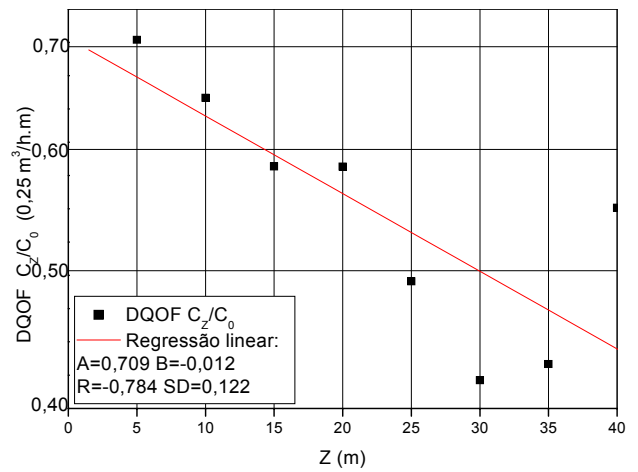


Figura 5.34 - Regressão linear
 $DQO_{FILTRADA}$; Taxa=0,25 m³/h·m

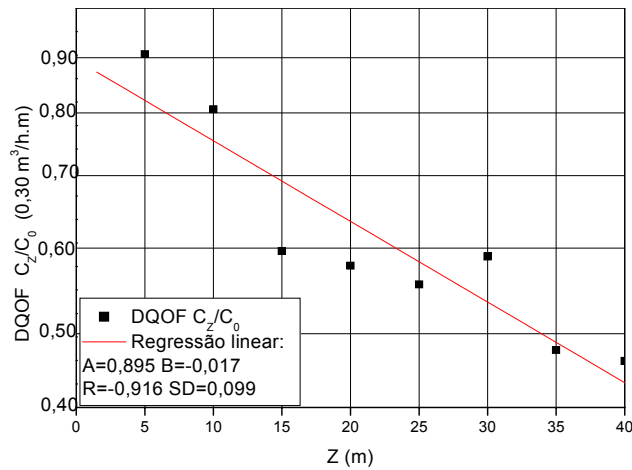


Figura 5.35 - Regressão linear
 $DQO_{FILTRADA}$; Taxa=0,30 m³/h·m

Os valores encontrados para os coeficientes da equação estão na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Modelo de dimensionamento quanto a remoção de matéria orgânica. Coeficientes encontrados por regressão linear.

Taxa (m ³ /h·m)	Coeficiente	DBO	DQO	DQOF
0,20	A	1,9464	1,9997	1,2423
	B	-0,032	-0,026	-0,014
	r ²	0,8281	0,9428	0,8538
	Equação	$\frac{C-R}{C_0} = 1,9464 \cdot e^{-0,032 \cdot z}$	$\frac{C-R}{C_0} = 1,9997 \cdot e^{-0,026 \cdot z}$	$\frac{C-R}{C_0} = 1,2423 \cdot e^{-0,014 \cdot z}$
0,25	A	1,048	1,4077	0,7796
	B	-0,025	-0,032	-0,018
	r ²	0,8299	0,9841	0,9487
	Equação	$\frac{C-R}{C_0} = 1,048 \cdot e^{-0,025 \cdot z}$	$\frac{C-R}{C_0} = 1,4077 \cdot e^{-0,032 \cdot z}$	$\frac{C-R}{C_0} = 0,7796 \cdot e^{-0,018 \cdot z}$
0,30	A	1,4049	1,064	0,903
	B	-0,038	-0,023	-0,017
	r ²	0,8779	0,9781	0,8482
	Equação	$\frac{C-R}{C_0} = 1,4049 \cdot e^{-0,038 \cdot z}$	$\frac{C-R}{C_0} = 1,064 \cdot e^{-0,023 \cdot z}$	$\frac{C-R}{C_0} = 0,903 \cdot e^{-0,017 \cdot z}$

O valor residual (R) é devido à matéria orgânica naturalmente presente no solo e aos materiais dificilmente biodegradáveis. No caso da DBO é considerado com valor próximo a 5 mg/L. Os coeficientes k e n podem ainda ser obtidos por regressão linear, permitindo assim encontrar uma equação válida para qualquer taxa de aplicação, porém o ajuste com apenas 3 taxas de aplicação não gera um resultado confiável.

Nas figuras 5.36 a 5.38 são apresentadas as curvas obtidas neste estudo para os ajustes realizados e nas Figuras 5.39 a 5.41 as curvas obtidas por outros pesquisadores que utilizaram o modelo de SMITH (1980).

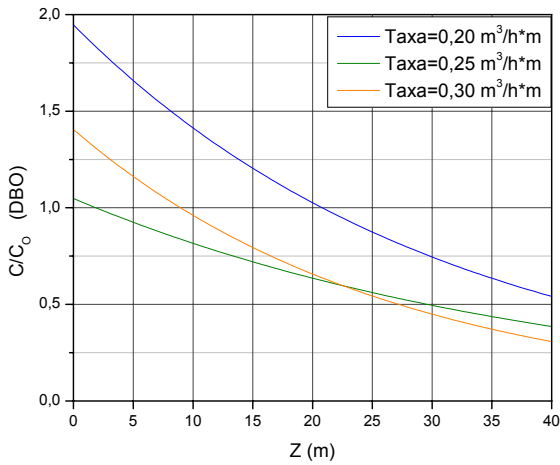


Figura 5.36 - Curvas obtidas pelo ajuste do modelo de Smith (1980) aos dados de DBO nas taxas 0,20 m³/h·m; 0,25 m³/h·m; 0,30 m³/h·m.

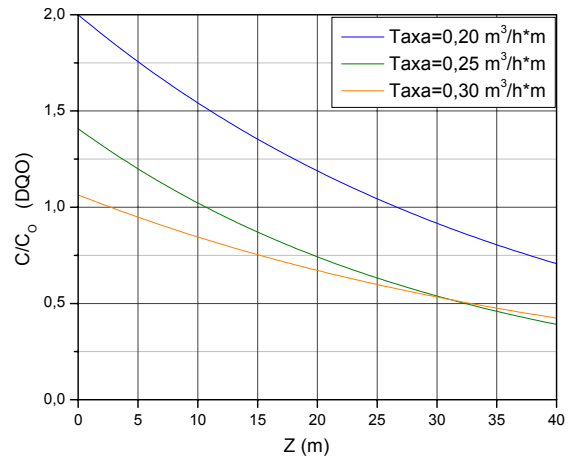


Figura 5.37 - Curvas obtidas pelo ajuste do modelo de Smith (1980) aos dados de DQO nas taxas 0,20 m³/h·m; 0,25 m³/h·m; 0,30 m³/h·m.

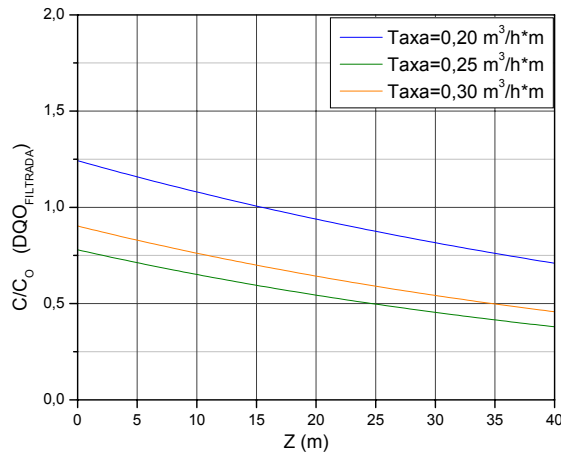


Figura 5.38 - Curvas obtidas pelo ajuste do modelo de Smith (1980) aos dados de DQO FILTRADA nas taxas 0,20 m³/h·m; 0,25 m³/h·m; 0,30 m³/h·m.

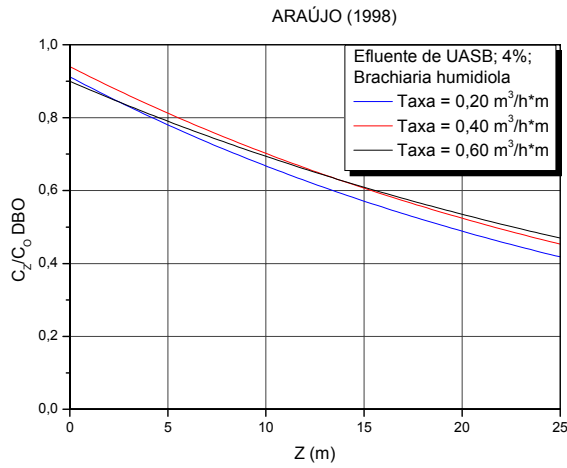


Figura 5.39 – Ajustes do modelo obtidos por ARAÚJO (1998)

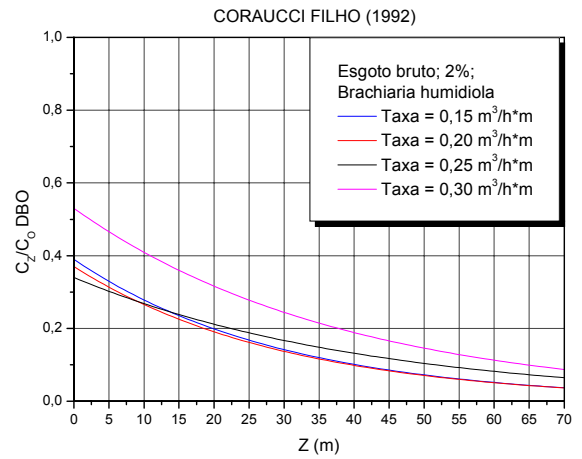


Figura 5.40 – Ajustes do modelo obtidos por CORAUCCI FILHO (1992)

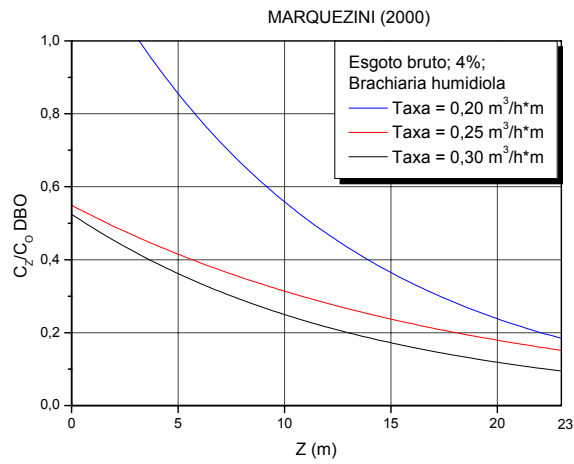


Figura 5.41 – Ajustes do modelo obtidos por MARQUEZINI (2000)

Analisando-se as curvas notam-se diferenças entre os diversos estudos. Dentre os diversos fatores que podem contribuir para resultados diferentes destaca-se o fato de não ser dada evidência, no modelo, para o efeito causado pelas perdas de água.

No desenvolvimento do modelo, inicialmente para o estudo de filtros biológicos, as possíveis perdas de água não foram consideradas, e com razão, dadas as características específicas destes reatores, porém para o caso das rampas de escoamento superficial, estas perdas podem ocorrer intensamente. O estudo conduzido por SMITH (1980) para o desenvolvimento do modelo foi elaborado em instalação piloto, dentro do laboratório, onde as perdas de água devem ter sido substancialmente menores do que em casos de utilização real do sistema, conforme pode ser visto na tabela 5.5 do item 5.2.1.1. Assim, SMITH (1980) considerou a influência das perdas de água incorporadas ao coeficiente K, conforme apresentado na revisão bibliográfica (Equação 3.33).

Sabendo que as perdas líquidas são significativas e podem ser mensuradas é necessário identificar esta variável no modelo.

Considerando que estas perdas líquidas estão diretamente relacionadas à área da rampa, ou seja, à superfície úmida, exposta às condições climáticas e à porosidade do solo que ocasionam respectivamente a evaporação e a infiltração, pode-se escrever:

$$Pe + Pi = Fei \cdot \text{Área úmida} \quad \text{Equação 5.6}$$

Onde:

Pe = perda por evapotranspiração (m^3/h);

Pi = perda por infiltração (m^3/h);

Fei = fator de evapotranspiração/infiltração (m/h);

Área úmida = Largura da rampa X comprimento (m²).

No fator Fei são considerados a evapotranspiração, que pode ser medida indiretamente através de um tanque Classe - A, e a infiltração que pode ser medida ou estimada por sistemática apropriada. É importante que este fator seja calculado para a situação mais desfavorável possível em cada projeto, ou seja, estação mais seca.

Reverendo o desenvolvimento do modelo, agora considerando isoladamente a saída de água do sistema tem-se:

$$C \cdot \frac{dQ}{dz} + Q \cdot \frac{dC}{dz} = -K_1 \cdot C \cdot w \quad \text{Equação 3.32}$$

Conforme citado por Smith, $\frac{dQ}{dz}$ corresponde à perda de água do sistema.

Substituindo em 5.6, tem-se:

$$\frac{dQ}{dz} = Fei \cdot L \cdot z \quad \text{Equação 5.7}$$

Onde Fei = fator referente à evaporação e infiltração (m/h)

L = largura da rampa (m)

z = comprimento da rampa (m)

Substituindo em 3.32:

$$C \cdot Fei \cdot L \cdot z + Q \cdot \frac{dC}{dz} = -K_1 \cdot C \cdot w \quad \text{Equação 5.8}$$

$$Q \cdot \frac{dC}{dz} = -K_1 \cdot C \cdot w - C \cdot Fei \cdot L \cdot z \quad \text{Equação 5.9}$$

O perímetro molhado (w) é uma variável de difícil determinação, adotando-se

w ~ L e utilizando o coeficiente K para garantir a proporcionalidade, para simplificar os cálculos, tem-se:

$$\frac{dC}{dz} = C \cdot \frac{(-K \cdot L - Fei \cdot L \cdot z)}{Q} \quad \text{Equação 5.10}$$

$$\frac{dC}{dz} = C \cdot \frac{(-K - Fei \cdot z)}{q} \quad \text{Equação 5.11}$$

$$\frac{1}{C} dC = \frac{-K - Fei \cdot z}{q} \cdot dz \quad \text{Equação 5.12}$$

$$\int_{C_o}^C \frac{1}{C} dC = \int_0^z \frac{-K - Fei \cdot z}{q} \cdot dz \quad \text{Equação 5.13}$$

$$\frac{C}{C_o} = e^{\left(\frac{-K \cdot z - 0,5 \cdot Fei \cdot z^2}{q} \right)} \quad \text{Equação 5.14}$$

Fei deve ser computado como negativo para o caso de evapotranspiração/infiltração. Para pequenas precipitações, que não ocasionem um aumento excessivo da velocidade de escoamento, pode ser que a utilização do coeficiente Fei com valores positivos garanta resultados coerentes no cálculo das concentrações esperadas, porém não é esperado o uso deste modelo para o caso das precipitações devido às altas velocidades de escoamento entre outras mudanças que podem alterar o comportamento do sistema.

Ajustando este novo modelo, através do software Origin 6.0, pelo processo de ajuste não linear de equações, aos dados obtidos neste estudo, buscando valores para os parâmetros A, K e Fei, tem-se os resultados apresentados na Tabela 5.7 juntamente

com os valores médios da evaporação medida em tanque Classe – A para os períodos correspondentes a cada taxa.

Tabela 5.7 – Coeficientes encontrados para o ajuste da alteração do modelo de dimensionamento quanto a remoção de matéria orgânica.

Taxa (m ³ /h·m)	Coef.	DBO	DQO	DQOF	Evaporação diária média
0,20	A	2,007	2,078	1,510	3,61 mm
	K	$6,559 \cdot 10^{-3}$	$6,073 \cdot 10^{-3}$	$7,758 \cdot 10^{-3}$	
	Fei	0	$-4,080 \cdot 10^{-5}$	$-2,175 \cdot 10^{-4}$	
	r ²	0,816	0,941	0,959	
0,25	A	1,440	1,594	0,779	5,16 mm
	K	$15,757 \cdot 10^{-3}$	$11,734 \cdot 10^{-3}$	$4,523 \cdot 10^{-3}$	
	Fei	$-4,200 \cdot 10^{-4}$	$-1,678 \cdot 10^{-4}$	0	
	r ²	0,929	0,994	0,959	
0,30	A	1,310	1,053	1,101	1,11 mm
	K	$10,148 \cdot 10^{-3}$	$6,734 \cdot 10^{-3}$	$12,253 \cdot 10^{-3}$	
	Fei	0	0	$-3,104 \cdot 10^{-4}$	
	r ²	0,885	0,976	0,921	

Não se nota correspondência clara com os valores medidos para a evaporação no tanque Classe – A. Uma estimativa mais apurada da evapotranspiração e da infiltração deve ser feita para se avaliar o coeficiente Fei e a aplicabilidade destas alterações do modelo.

Nos gráficos de 5.42 a 5.50 são apresentadas as curvas obtidas com o modelo original e com a nova proposta para comparação. Pode-se notar que em alguns dos casos de ajuste do novo modelo ocorre um pequeno aumento da concentração residual relativa de substrato (C/C_0) no final da rampa, que é compatível com a teoria de que as perdas de água acarretariam aumento de concentração.

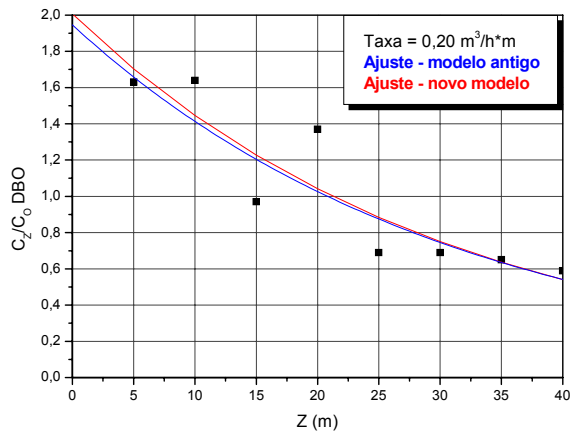


Figura 5.42 – Comparação entre os modelos de dimensionamento da rampa:
 Taxa de aplicação de 0,20 m³/h·m.
 DBO

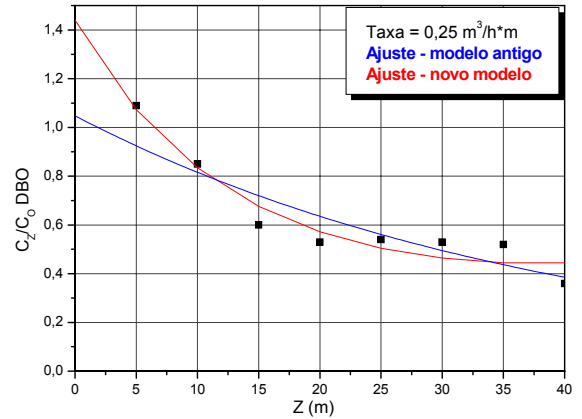


Figura 5.43 – Comparação entre os modelos de dimensionamento da rampa.
 Taxa de aplicação de 0,25 m³/h·m.
 DBO

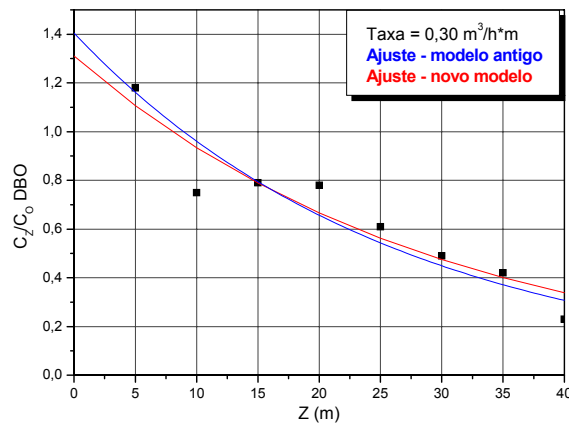


Figura 5.44 – Comparação entre os modelos de dimensionamento da rampa
 Taxa de aplicação de 0,30 m³/h·m.
 DBO

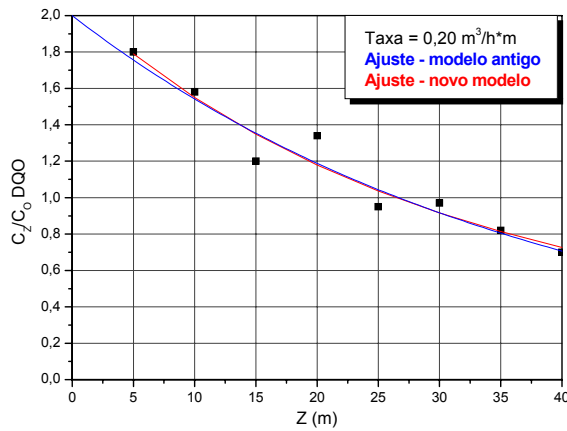


Figura 5.45 – Comparação entre os modelos de dimensionamento da rampa
 Taxa de aplicação de 0,20 m³/h·m.
 DQO

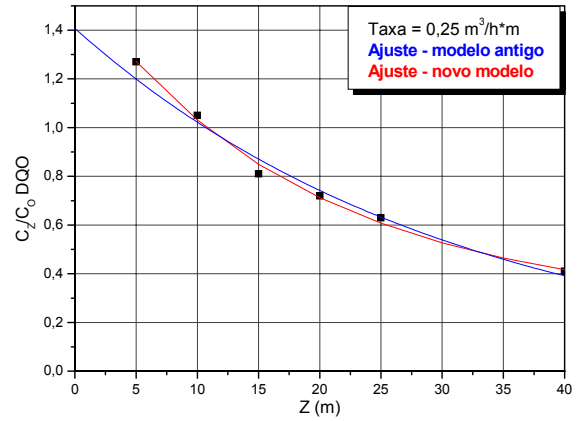


Figura 5.46 – Comparação entre os modelos de dimensionamento da rampa
 Taxa de aplicação de 0,25 m³/h·m.
 DQO

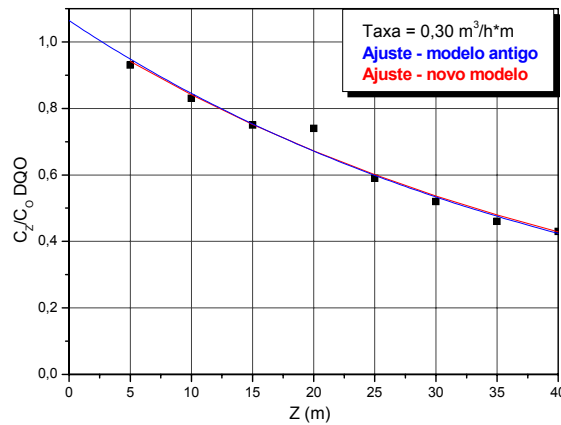


Figura 5.47 – Comparação entre os modelos de dimensionamento da rampa
 Taxa de aplicação de 0,30 m³/h·m.
 DQO

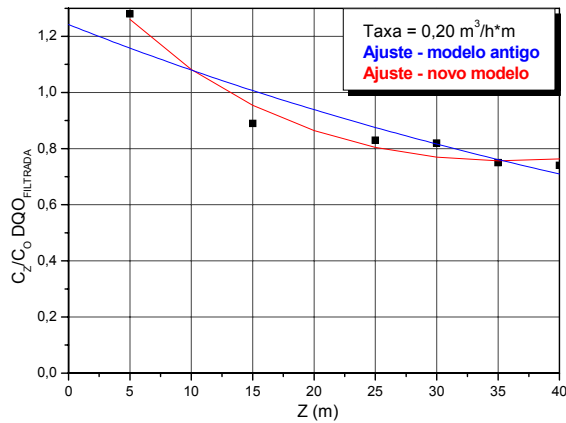


Figura 5.48 – Comparação entre os modelos de dimensionamento da rampa
Taxa de aplicação de 0,20 m³/h·m.
DQO_{FILTRADA}

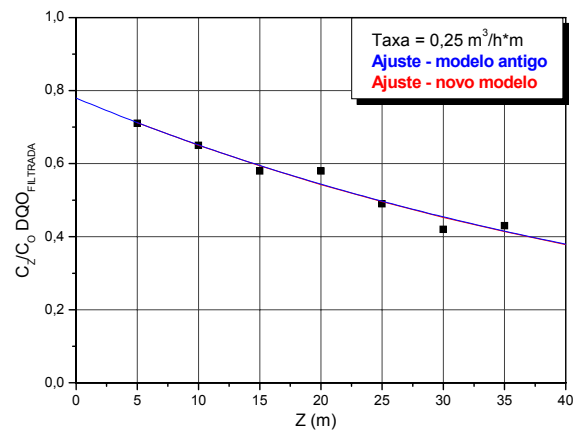


Figura 5.49 – Comparação entre os modelos de dimensionamento da rampa
Taxa de aplicação de 0,25 m³/h·m.
DQO_{FILTRADA}

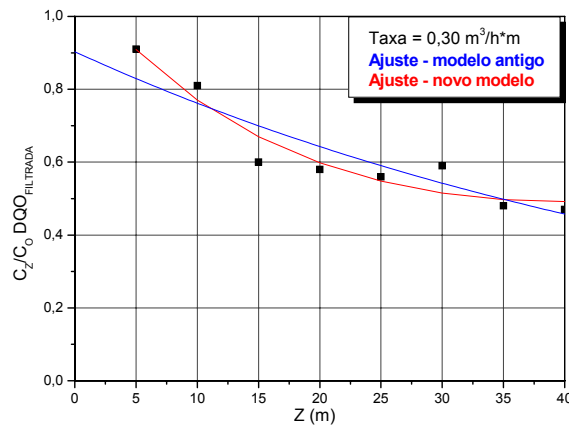


Figura 5.50 – Comparação entre os modelos de dimensionamento da rampa
Taxa de aplicação de 0,30 m³/h·m.
DQO_{FILTRADA}

5.4. GRAMÍNEA INVASORA

A rampa de escoamento superficial inicialmente construída com uma cobertura de gramínea do tipo Tifton-85 (Figura 5.51) apresenta-se atualmente com outras espécies invasoras em parte considerável de sua superfície.

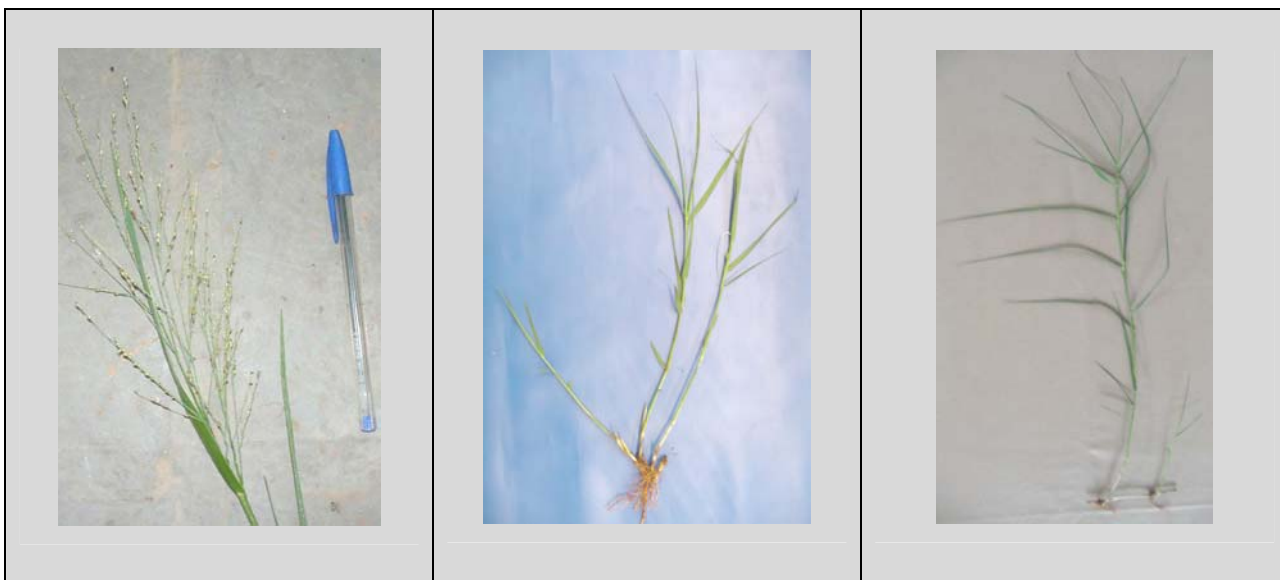


Figura 5.51 - Gramínea Tifton 85 (*Cynodon sp.*)

Uma das espécies invasoras merece especial atenção devido a sua predominância em relação à Tifton-85.

A identificação desta espécie foi prejudicada devido a não ter sido observada nenhuma inflorescência, porém aparenta ser do tipo *Brachiaria sp* (figura 5.52). Esta espécie invasora não é encontrada nas redondezas e se apresenta em abundância sobre a rampa nos 25m inferiores, porção anteriormente ocupada pela Tifton 85.

Conforme PAGANINI (1997), raízes profundas permitem um alcance maior do sistema radicular do vegetal na utilização dos macro e microelementos, e na aeração do solo. A gramínea invasora se apresenta sobre a rampa de forma superficial com o aparecimento de raízes pequenas e pouco profundas, podendo ser um problema, uma vez que tem se mostrado dominante em relação a gramínea Tifton 85.



Figura 5.52 – Gramínea invasora (*Brachiaria sp.*)

6. CONCLUSÕES

O sistema proposto é eficiente na remoção da matéria orgânica. Os resultados obtidos encontram-se dentro dos limites estabelecidos pela lei da maioria dos estados brasileiros para o lançamento de efluentes.

A lagoa anaeróbia proporciona um aumento na concentração de nitrogênio amoniacal que é removido parcialmente ao longo da rampa de escoamento superficial, porém esta remoção não é suficiente para se atender aos padrões legais de lançamento de efluentes da maioria dos estados brasileiros.

A remoção do nitrogênio total Kjeldahl no escoamento superficial se dá principalmente pela remoção física do nitrogênio orgânico.

Transformações puderam ser observadas ao longo da rampa para as diversas espécies de compostos de nitrogênio avaliadas, ocorrendo, devido a heterogeneidade do sistema, diversos processos simultaneamente, os quais não puderam ser claramente identificados.

O modelo matemático ajustado para as curvas de avanço permite verificar a uniformidade da superfície de escoamento e prever o tempo necessário até que o filme líquido atinja a base da rampa para determinada taxa de aplicação.

Os resultados obtidos para o ajuste do modelo de dimensionamento quanto à remoção de matéria orgânica, proposto por SMITH (1980), para os dados obtidos neste estudo e a comparação com os ajustes obtidos por outros pesquisadores indicam a necessidade de se considerar de forma mais clara a influência de outros parâmetros como evapotranspiração e infiltração. Uma alteração no modelo foi proposta para tentar identificar a influência destas variáveis, sua eficácia ainda não pôde ser comprovada, embora os ajustes tenham sido satisfatórios.

A gramínea *Brachiaria sp* que se desenvolveu sobre a rampa de escoamento superficial é dominante em relação à Tifton 85 (*Cynodon sp*) e pode ser um problema devido às suas raízes pequenas e superficiais.

7. RECOMENDAÇÕES

A dificuldade em se coletar amostras confiáveis sobre a rampa de escoamento superficial notada por outros pesquisadores permanece especialmente para as taxas mais baixas. Sugere-se para os próximos estudos o uso de pontos de coleta fixos construídos de forma que possam ser limpos momentos antes da coleta.

A distribuição do efluente na cabeceira da rampa foi realizada através de um tubo de PVC de 100mm de diâmetro com furos de 10mm de diâmetro localizados a cada 10cm. Para manter uma distribuição inicial satisfatória era necessário realizar de tempos em tempos a limpeza dos orifícios que se encontravam parcialmente ou totalmente obstruídos por materiais que se depositavam no interior do tubo.

O tubo utilizado era constituído de PVC branco, ou seja, não possuía resistência contra a ação dos raios solares e precisou ser trocado uma vez. Para evitar problemas com a ação do sol, sugere-se a utilização de tubos de PVC série R, ou seja, com proteção contra raios solares, e ainda, para facilitar a limpeza seria mais adequada a utilização de um tubo cortado ao meio e com recortes laterais ao invés do tubo fechado e perfurado.

O ajuste completo da equação de SMITH (1980) não foi possível devido às poucas taxas de aplicação avaliadas. Para se determinar os coeficientes n e k seriam necessárias 5 ou mais taxas de aplicação. Sugere-se então, a utilização de um sistema de controle de vazão mais preciso possibilitando analisar variações menores de taxas de aplicação e consequentemente mais taxas a fim de obter os coeficientes n e k .

A alteração proposta para o modelo de SMITH (1980) não pôde ser analisada detalhadamente, bem como, o comportamento da remoção de nitrogênio ao longo da rampa, devido aos muitos fatores que em situação real de uso da rampa são de difícil controle e monitoramento. Um estudo em laboratório sob condições ambientais rigidamente controladas, efluentes pré-determinados, entre outros controles que não existem em campo seria mais adequado.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ABERNATHY, R. A.; ZIRSCHKY, J.; BORUP, M. B. (1985). Overland flow wastewater treatment at Easley, S. C. **Journal WPCF**, Vol 57, No 4, pg. 291-298.
2. ALEM SOBRINHO, P. (1998). Filtros biológicos de alta taxa. **IV Curso internacional sobre controle de poluição das águas**. Programa de treinamento para terceiros países. CETESB, SMA, JICA, ABC.
3. ALEM SOBRINHO, P.; ALVARENGA, E. C. (1976). Fundamentos teóricos dos reatores biológicos e sua aplicação no tratamento de águas residuárias. **Revista DAE**
4. ANDRADE NETO, C. O.; CAMPOS, J. R. (1999) Introdução. **In: Tratamento de esgotos sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo**. pg 01-04. PROSAB. ABES - Rio de Janeiro - RJ, Brasil. 1ª Edição
5. ARAÚJO, G. C. (1998). **Avaliação do pós-tratamento de efluentes de reatores UASB através de um sistema de aplicação superficial de esgotos no solo**. *Dissertação de mestrado*, Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG.
6. ARAÚJO, G. C.; COTA, R. S.; CHERNICHARO, C. A. L.; VON SPERLING, M. (1999). Avaliação da operação em regimes hidráulicos permanente e transiente de um sistema de aplicação superficial de esgotos no solo para o pós tratamento de efluentes de reatores UASB. **In: Anais eletrônicos do 20º. Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental**. pg.895-904, ABES-Rio de Janeiro, Brasil.
7. BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente. **Resolução nº 20, de 1986**. Estabelece a classificação das águas, doces, salobras e salinas do Território Nacional. Publicado no D.O.U. de 30/07/86
8. BRASIL. Governo do Estado do Rio de Janeiro. **NT-202.R10 - RJ/1986**
9. CHERNICHARO, C. A. L.; COTA, R. S.; ZERBINI, A. M.; VON SPERLING, M.; BRITO, L. H. N. C. (2001). Post-treatment of anaerobic effluents in an overland flow system. *Water Science Technology*, IWA Publishing, Vol. 44, No 4, pg. 229-236.
10. CHERNICHARO, C. A. L.; VAN HAANDEL, A. C.; FORESTI, E.; CYBIS, L. F.; (2001) Introdução. **In: Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios**. pg 19-34. PROSAB. Belo Horizonte – MG, Brasil. 1ª Edição.
11. CORAUCCI FILHO, B. (1992). **Tratamento do esgoto doméstico no solo pelo método do escoamento superficial**. *Doutorado*. Departamento de engenharia hidráulica e sanitária da Escola Politécnica da USP.
12. CORAUCCI FILHO, B.; ANDRADE NETO, C. O.; MELO, H. N. S.; SOUZA, J. T.; NOUR, E. A. A.; FIGUEIREDO, R. F. (2001). Pós-tratamento de reatores anaeróbios por sistemas de aplicação no solo. **In: Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios**. pg 35-104. PROSAB. Belo Horizonte – MG, Brasil. 1ª Edição.
13. CORAUCCI FILHO, B.; CHERNICHARO, C. A. L.; ANDRADE NETO, C. O.; NOUR, E. A.; ANDREOLI, F. N.; SOUZA, H. N.; MONTEGGIA, L. O.; VON SPERLING, M.; LUCAS FILHO, M.; AISSE, M. M.; FIGUEIREDO, R. F.; STEFANUTTI, R. (a) (1999). Bases conceituais da disposição controlada de Águas residuárias no solo. **In: Tratamento de esgotos sanitários**

- por processo anaeróbio e disposição controlada no solo.** pg 321-356. PROSAB. ABES - Rio de Janeiro - RJ, Brasil. 1ª Edição
14. CORAUCCI FILHO, B.; CHERNICHARO, C. A. L.; ANDRADE NETO, C. O.; NOUR, E. A.; ANDREOLI, F. N.; SOUZA, H. N.; MONTEGGIA, L. O.; VON SPERLING, M.; LUCAS FILHO, M.; AISSE, M. .M; FIGUEIREDO, R. F.; STEFANUTTI, R. (b) (1999). Tecnologia do tratamento de águas residuárias no Solo: Infiltração rápida, irrigação e escoamento superficial. **In: Tratamento de esgotos sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo.** pg 357-408. PROSAB. ABES - Rio de Janeiro - RJ, Brasil. 1ª Edição
 15. CORAUCCI FILHO, B.; NOUR, E.A.A.; FIGUEIREDO, R.F.; BROLEZE, S.T.; MARQUEZINI, I.S; MATTIAZZO, M.E.; STEFANUTTI, R. (1999). Comparação da eficiência de tratamento de esgotos domésticos utilizando o método do escoamento superficial (Overland Flow) com aplicações do tipo escalonado e de cabeceira. **In: Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola**, 28; Pelotas, 1999. Artigo científico.
 16. CRITES, R.; TCHOBANOGLOUS, G.; (1998). **Small and decentralized wastewater management systems.** 1ª ed. WCB/McGrawHill.
 17. DALTRO FILHO, J. (1992). A tecnologia da digestão anaeróbia para o tratamento de despejos líquidos. Revista DAE, Vol. 52, N°. 163.
 18. FIGUEIREDO, N.M.S.; FIGUEIREDO, R.F.; CORAUCCI FILHO, B.; STEFANUTTI, R. (2002). Custos para implantação e operação de uma ETE por escoamento superficial no solo. **In: SIMPÓSIO LUSO-BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 10. 2002, Braga, Artigo científico(20).**
 19. FIGUEIREDO, R. F.; SMITH, R. G.; SCHROEDER, E.D. (1984). Rainfall and overland flow performance. **Journal of Environmental Engineering**, Vol 110, N°. 3, pg. 678-694.
 20. FONSECA, S. P. P. (2000). **Tratamento de Esgoto Doméstico Bruto pelo Método de Escoamento Superficial Utilizando o Capim-Coastcross (*Cynodon dactylon*).** *Dissertação de mestrado.* Universidade Federal de Viçosa.
 21. FORESTI, E.; FLORÊNCIO, L.; VAN HAANDEL, A.; ZAIAT, M.; CAVALCANTI, P. F. F. (1999). Fundamentos do tratamento anaeróbio. **In: Tratamento de esgotos sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo.** pg 29-52. PROSAB. ABES - Rio de Janeiro - RJ, Brasil. 1ª Edição
 22. JENKINS, T. F.; LEGGETT, D. C.; PARKER, V.; OLIPHANT, J. L. (1985). Toxic organics removal kinetics in overland flow land treatment. **Water Research.** Vol. 19, No. 6, pg.708-718.
 23. JORDÃO & PESSOA (1995). **Tratamento de esgotos domésticos; concepções clássicas de tratamento de esgotos por Eduardo Pacheco Jordão e Constantino Arruda Pessoa.** Rio de Janeiro, ABES, 3ª ed., 720pg.
 24. KATO, M. T.; FIELD, J. A.; LETTINGA, G. (1997). Anaerobe tolerance to oxygen and the potentials of anaerobic and aerobic cocultures for wastewater treatment. **Braz. J. Chem. Eng.**, Vol. 14, No. 4, São Paulo, Dez.
 25. KLÜSENER FILHO, L. C. (2001). **Pós-tratamento de efluente de filtro anaeróbio utilizando o método do escoamento superficial no solo: avaliação de taxas de aplicação.** *Dissertação de mestrado.* Faculdade de Engenharia Civil – UNICAMP.

26. KRUZIC, A. P. (1997). Natural Treatment and on-site processes. **Water Environment Research**. Vol. 69, No. 4, pg. 522-526.
27. MAGALHÃES, V. C. et al (2002). Remoção natural de protozoários e ovos de helmintos no sistema de pós-tratamento de esgoto sanitário pelo método do escoamento superficial. . In: **SIMPÓSIO LUSO-BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 10**. 2002, Braga. Artigo científico(102).
28. MANCUSO, P. C. S.; SANTOS, H. F. (2003). **Reuso de água**. Editores – Barueri, SP: Manole.
29. MARQUEZINI, I. S. (2000). **Comparação entre duas vegetações suportes no desempenho de um sistema de tratamento de esgotos sanitários no solo**. *Dissertação*. Departamento de saneamento e ambiente da faculdade de engenharia civil da UNICAMP
30. METCALF & EDDY, Inc. (2003). **Wastewater engineering: treatment and reuse**. McGraw Hill.
31. MONTEGGIA, L. O.; ALÉM SOBRINHO, P. (1999) Lagoas anaeróbias. In: **Tratamento de esgotos sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo**. pg 101-116. PROSAB. ABES - Rio de Janeiro - RJ, Brasil. 1ª Edição
32. MUJERIEGO, R.; ASANO, T. (1999). The role of advanced treatment in wastewater treatment and reuse. **Water Science Technology**. Vol. 40, No 4-5, pg. 1-9.
33. NEDER, K. D.; HARADA, A. L. (1999). Projeto da estação de tratamento de esgoto do Paranoá - UASB compartimentado seguido de lagoa de alta taxa e escoamento no solo. 19o Congresso brasileiro de engenharia sanitária e ambiental. ABES
34. NOUR, E. A. A. (1990). **Tratamento de efluentes de uma indústria cítrica pelo processo de escoamento superficial no solo**. *Dissertação de mestrado*. Faculdade de Engenharia Civil – UNICAMP.
35. OGAWA, M. R. M. (2001). **Pós tratamento de efluente anaeróbio utilizando o método de escoamento superficial no solo: avaliação da remoção de helmintos**. *Pesquisa*. Departamento de saneamento e ambiente da faculdade de engenharia civil da UNICAMP
36. OLITTA, A. F. L. (1984). **Os métodos de irrigação**. 11ª edição. São Paulo, editora Nobel.. 276pg.
37. OVERCASH, M.R. (1978). Implications of overland flow for municipal waste management. **Journal WPCF**. Vol. 50, No. 10, pg. 2337-2347.
38. OVERMAN, A. R.; WOLFE D. W. (1986). Overland flow treatment of wastewater at Florida state prison. **Journal WPCF**. Vol. 58, No 9, pg. 903-910.
39. PAGANINI, W. S. (1997). **Disposição de esgoto no solo, através de escoamento à superfície, com utilização de gramíneas: avaliação do processo quanto aos aspectos sanitários, operacionais, construtivos e de manutenção**. *Dissertação de mestrado*. Faculdade de Saúde Pública da Universidade de São Paulo.
40. PAING, J.; PICOT, B.; SAMBUCCO, J. P.; RAMBAUD, A. (2000). Sludge accumulation and methanogenic activity in an anaerobic lagoon. **Water Science and Technology**. Vol 42, Nos 10-11, pp 247-255.

41. PEÑA, M. R.; MARA, D. D.; PIGUET, J. M. (2003). Improvement of mixing patterns in pilot scale anaerobic ponds treating domestic sewage. **Water Science and Technology**. Vol 48, No 2, pg 235-242.
42. PEÑA, M. R.; RODRIGUÉZ, J.; MARA, D. D.; SEPULVEDA, M. (2000). UASBs or anaerobic ponds in warm climates? A preliminary answer from Colombia. **Water Science and Technology**. Vol 42, Nos 10-11, pg 59-65.
43. PICOT, B.; PAING, J.; TOFFOLETTO, L.; SAMBUCCO, J. P.; COSTA, R. H. R. (2001). Odor control of an anaerobic lagoon with a biological cover: floating peat beds. **Water Science and Technology**. Vol 44, No 9, pg309-316.
44. REED, S. C.; CRITES, R. W.; MIDDLEBROOKS, E. J. (1995). **Natural systems for waste management and treatment**. 2^a ed., McGrawHill.
45. SALASSIER, B. (1986). **Manual de irrigação**. 4^a edição. Viçosa, UFV, Impr. Univ.. 488 pg.
46. SMITH, R. G. (1980). **Development of predictive model to describe the removal of organic material with the overland flow treatment process**. *Tese de Doutorado*. Engenharia Universidade da Califórnia, Davis.
47. SMITH, R. G.; SCHROEDER, E. D. (1985). Field studies of the overland flow process for the treatment of raw and primary treated municipal wastewater. **Journal WPCF**. Vol. 57, No 7, pg. 785-794.
48. SOUZA, M. E. (1984). Fatores que influenciam a digestão anaeróbia. **Revista DAE**, Vol. 44, No. 137, pg 88-93.
49. TERADA, M; ZUCCOLO, A. C. F.; PAGANINI, W. S. (1985). Tratamento de esgotos domésticos por disposição no solo com utilização de gramíneas. **Revista DAE**, Vol. 45, No. 142, pg. 249-254.
50. TSUTIYA, M. T.; COMPARINI, J. B.; ALEM, P. S.; HESPANHOL, I.; CARVALHO, P. C. T.; MELFI, A. J.; MELO, W. J.; MARQUES, M. O. (2001). **Biossólidos na agricultura**. 1^aed., São Paulo: SABESP.
51. USEPA (1981). **Process design manual for land treatment of municipal wastewater**. Cincinnati, Ohio.
52. USEPA (1984). **Process design manual for land treatment of municipal wastewater. Supplement on rapid infiltration and overland flow**. Center for Environmental Research Information. Cincinnati, Ohio.
53. USEPA (1993). **Manual: Nitrogen Control**. Center for Environmental Research Information. Cincinnati, Ohio.
54. USEPA (2000). Trickling filter. **Wastewater technology fact sheet**. Washington D.C. Office of water.
55. VON SPERLING, M. (1996). Comparison among the most frequently used systems for wastewater treatment in developing countries. **Water Science Technology**, Vol. 33, No. 3, pg. 59-72.

56. VON SPERLING, M.; NASCIMENTO, L. V. (1999). A Resolução CONAMA 20/86 e as legislações estaduais de classificação das águas e lançamento de efluentes. **20º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental**. ABES, Rio de Janeiro.
57. WIGHTMAN, D.; GEORGE, D. B.; ZIRSCHKY, J. H.; FILIP, D. S. (1983). High-rate overland flow. **Water Research**. Vol. 17, No. 11, pg. 1679-1690.
58. WITHEROW, J. L.; BLEDSOE, B. E. (1986). Design model for the overland flow process. **Journal WPCF**. Vol. 58, No. 5, pg. 381-386.
59. ZERBINI, A. M.; CHERNICHARO, C. A. L.; VIANA, E. M. (1999). Estudo da remoção de ovos de helmintos e indicadores bacterianos em um sistema de tratamento de esgotos domésticos por reator anaeróbio e aplicação superficial no solo. **20º Congresso brasileiro de engenharia sanitária e ambiental**. ABES, Rio de Janeiro.

ABSTRACT

Cerqueira, Raul Sandoval. **Pós-tratamento de efluente de lagoa anaeróbia por escoamento superficial no solo.** Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 2004. 107 pp. Mastership dissertation.

This study aims the overland flow soil application treatment technology used as a post-treatment process for anaerobic pond effluent. Both systems, anaerobic pond and overland flow, don't require specialized workers or high costs for their operation. Because of that, the combination of these systems seems to be a good treatment alternative to reach the Brazilian states required water quality patterns. Although the pond dimensioning is known, the dimensioning of the overland flow used as a post-treatment of an anaerobic pond still needs more understanding. In this work, the overland flow rational dimensioning model, proposed by SMITH (1980), was assessed and new adjustment constants were obtained for this specific situation as well as an adaptation of the model was proposed for the situations where the water losses are relevant, such as evapo-transpiration and infiltration cases. The tested system has worked very well, reaching the desired organic material removal ratings and presenting the biological, chemical and physical processes that are responsible for nitrogen compounds removal.

Keywords: Purification, biological treatment, sewage, effluent treatment, grass, nitrogen.

ANEXO-A

ÍNDICE

A.1 - TABELAS DE DADOS.....	I
A.1.1 - Teste de avanço	I
A.1.2 - Resultados das análises	II
A.1.2.1 - Taxa de aplicação = 0,20 m ³ /h·m.....	II
A.1.2.2 – Taxa de aplicação = 0,25 m ³ /h·m.....	IV
A.1.2.3 - Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m.....	VI
A.2 - GRÁFICOS.....	VIII
A.2.1 - Taxa de aplicação = 0,20 m ³ /h·m.....	VIII
A.2.2 - Taxa de aplicação = 0,25 m ³ /h·m.....	XVIII
A.2.3 - Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m.....	XXVIII

LISTA DE GRÁFICOS

Figura A.1 – Alcalinidade parcial. Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	VIII
Figura A.2 – Alcalinidade parcial média. Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	VIII
Figura A.3 – Alcalinidade total. Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	IX
Figura A.4 – Alcalinidade total média. Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	IX
Figura A.5 – DBO. Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	X
Figura A.6 – DBO média. Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	X
Figura A.7 – DQO. Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XI
Figura A.8 – DQO média. Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XI
Figura A.9 – $\text{DQO}_{\text{FILTRADA}}$. Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XII
Figura A.10 – $\text{DQO}_{\text{FILTRADA}}$ média. Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XII
Figura A.11 – N-NH_3 . Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XIII
Figura A.12 – N-NH_3 médio. Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XIII
Figura A.13 – N-NO_2 . Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XIV
Figura A.14 – N-NO_2 médio. Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XIV
Figura A.15 – N-NO_3 . Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XV
Figura A.16 – N-NO_3 médio. Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XV
Figura A.17 – N-N_{TK} . Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XVI
Figura A.18 – N-N_{TK} médio. Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XVI
Figura A.19 – pH. Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XVII
Figura A.20 – pH mínimo e máximo. Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XVII
Figura A.21 – Alcalinidade parcial. Taxa de aplicação = $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XVIII
Figura A.22 – Alcalinidade parcial média. Taxa de aplicação = $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XVIII
Figura A.23 – Alcalinidade total. Taxa de aplicação = $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XIX
Figura A.24 – Alcalinidade total média. Taxa de aplicação = $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XIX
Figura A.25 – DBO. Taxa de aplicação = $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XX
Figura A.26 – DBO média. Taxa de aplicação = $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XX
Figura A.27 – DQO. Taxa de aplicação = $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XXI
Figura A.28 – DQO média. Taxa de aplicação = $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$	XXI

Figura A.29 – DQO _{FILTRADA} . Taxa de aplicação = 0,25 m ³ /h·m	XXII
Figura A.30 – DQO _{FILTRADA} média. Taxa de aplicação = 0,25 m ³ /h·m	XXII
Figura A.31 – N-NH ₃ . Taxa de aplicação = 0,25 m ³ /h·m.....	XXIII
Figura A.32 – N-NH ₃ médio. Taxa de aplicação = 0,25 m ³ /h·m.....	XXIII
Figura A.33 – N-NO ₂ . Taxa de aplicação = 0,25 m ³ /h·m	XXIV
Figura A.34 – N-NO ₂ médio. Taxa de aplicação = 0,25 m ³ /h·m.....	XXIV
Figura A.35 – N-NO ₃ . Taxa de aplicação = 0,25 m ³ /h·m	XXV
Figura A.36 – N-NO ₃ médio. Taxa de aplicação = 0,25 m ³ /h·m	XXV
Figura A.37 – N-N _{TK} . Taxa de aplicação = 0,25 m ³ /h·m	XXVI
Figura A.38 – N-N _{TK} médio. Taxa de aplicação = 0,25 m ³ /h·m.....	XXVI
Figura A.39 – pH. Taxa de aplicação = 0,25 m ³ /h·m	XXVII
Figura A.40 – pH mínimo e máximo. Taxa de aplicação = 0,25 m ³ /h·m	XXVII
Figura A.41 – Alcalinidade parcial. Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m	XXVIII
Figura A.42 – Alc. parcial média. Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m.....	XXVIII
Figura A.43 – Alcalinidade total. Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m.....	XXIX
Figura A.44 – Alcalinidade total média. Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m	XXIX
Figura A.45 – DBO. Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m	XXX
Figura A.46 – DBO média. Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m	XXX
Figura A.47 – DQO. Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m.....	XXXI
Figura A.48 – DQO média. Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m.....	XXXI
Figura A.49 – DQO _{FILTRADA} . Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m	XXXII
Figura A.50 – DQO _{FILTRADA} média. Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m.....	XXXII
Figura A.51 – N-NH ₃ . Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m.....	XXXIII
Figura A.52 – N-NH ₃ médio. Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m.....	XXXIII
Figura A.53 – N-NO ₂ . Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m	XXXIV
Figura A.54 – N-NO ₂ médio. Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m.....	XXXIV
Figura A.55 – N-NO ₃ . Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m	XXXV
Figura A.56 – N-NO ₃ . Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m	XXXV
Figura A.57 – N-N _{TK} . Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m	XXXVI
Figura A.58 – N-N _{TK} médio. Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m.....	XXXVI

Figura A.59 – pH. Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m	XXXVII
Figura A.60 – pH mínimo e máximo. Taxa de aplicação = 0,30 m ³ /h·m	XXXVII

A.1 - TABELAS DE DADOS

A.1.1 - Teste de avanço

Taxa de aplicação = 0,10m ³ /h*m
--

Avanço	
Início	08:30:00
00m	00:00:00
05m	00:13:52
10m	00:38:51
15m	00:58:44
20m	01:43:20
25m	02:28:22
30m	03:20:32
35m	04:44:29
40m	06:55:00
Entrada	7500 mL/min
Saída	1560 mL/min

Taxa de aplicação = 0,15m ³ /h*m
--

Avanço	
Início	07:30:00
00m	00:00:00
05m	00:08:35
10m	00:15:50
15m	00:22:10
20m	00:37:15
25m	00:51:10
30m	01:03:21
35m	01:18:32
40m	01:39:48
Entrada	11000 mL/min
Saída	6240 mL/min

Taxa de aplicação = 0,20m ³ /h*m
--

Avanço	
Início	11:30:00
00m	00:00:00
05m	00:03:38
10m	00:07:40
15m	00:12:03
20m	00:18:38
25m	00:25:22
30m	00:31:26
35m	00:38:08
40m	00:45:27
Entrada	15000 mL/min
Saída	10980 mL/min

Taxa de aplicação = 0,25m ³ /h*m
--

Avanço	
Início	15:00:00
00m	00:00:00
05m	00:04:45
10m	00:09:20
15m	00:13:22
20m	00:19:10
25m	00:28:05
30m	00:34:40
35m	00:41:20
40m	00:50:03
Entrada	18000 mL/min
Saída	12000 mL/min

Taxa de aplicação = 0,30m ³ /h*m
--

Avanço	
Início	17:35:00
00m	00:00:00
05m	00:02:51
10m	00:06:30
15m	00:10:15
20m	00:15:45
25m	00:21:17
30m	00:26:14
35m	00:32:11
40m	00:37:46
Entrada	21000 mL/min
Saída	18600 mL/min

A.1.2 - Resultados das análises

A.1.2.1 - Taxa de aplicação = 0,20 m³/h·m

Taxa de aplicação = 0,20 m³/h·m

pH				
	24/7/2001	31/7/2001	14/8/2001	11/9/2001
Bruto	6,95	7,67	7,56	7,03
00m	7,43	7,49	7,25	7,20
05m	7,53	7,64	7,39	7,54
10m	7,63	8,03	7,41	7,83
15m	7,72	7,92	7,53	7,76
20m	7,82	8,13	7,52	7,74
25m	7,85	7,90	7,70	7,81
30m	7,88	7,95	7,69	7,78
35m	7,89	8,08	7,90	7,60
40m	7,80	7,98	7,76	7,94

DQO				
	24/7/2001	31/7/2001	14/8/2001	11/9/2001
Bruto	1787,2	842,6		1268,6
00m	527,0	438,6		364,8
05m	487,8	975,6		823,2
10m	535,4	901,0		610,8
15m	523,4	528,8		509,2
20m	494,8	466,0		741,0
25m	413,5	585,2		270,4
30m	456,6	338,4		459,0
35m	339,7	324,3		387,6
40m	355,9	349,8		226,1

Alcalinidade parcial				
	24/7/2001	31/7/2001	14/8/2001	11/9/2001
Bruto	50,99	146,47	125,86	108,50
00m	168,17	200,72	187,92	233,27
05m	182,28	226,76	183,36	222,42
10m	185,53	199,64	195,30	217,00
15m	175,77	197,47	201,81	235,44
20m	189,87	215,91	211,57	217,00
25m	186,62	156,24	211,79	217,00
30m	183,36	217,00	209,40	218,08
35m	188,79	233,27	201,81	247,38
40m	180,11	241,95	205,06	214,83

DQOfiltrada				
	24/7/2001	31/7/2001	14/8/2001	11/9/2001
Bruto	354,6	328,8	366,0	417,0
00m	195,8	95,9	165,8	138,4
05m	176,0	234,4	166,7	104,4
10m	167,5		129,3	114,8
15m	159,5	92,2	142,8	125,9
20m	173,2	185,6	192,2	98,7
25m	146,3		135,2	127,5
30m	157,2	81,0	103,2	138,9
35m	144,0		110,4	116,9
40m	147,2	45,6	117,9	141,2

Alcalinidade Total				
	24/7/2001	31/7/2001	14/8/2001	11/9/2001
Bruto	104,16	190,96	97,65	173,60
00m	230,02	254,98	269,08	332,01
05m	243,04	287,53	274,51	298,38
10m	245,21	249,55	324,42	269,08
15m	228,94	221,34	315,74	266,91
20m	240,87	259,32	327,67	279,93
25m	235,45	200,73	281,02	268,00
30m	230,02	252,81	270,17	265,83
35m	233,28	262,57	261,49	325,50
40m	231,11	277,76	271,25	271,25

Nitrito				
	24/7/2001	31/7/2001	14/8/2001	11/9/2001
Bruto	0,174	0,068	0,080	0,162
00m	0,060	0,055	0,064	0,093
05m	0,053	0,044	0,075	0,089
10m	0,049	0,049	0,088	0,079
15m	0,048	0,048	0,099	0,092
20m	0,049	0,039	0,094	0,073
25m	0,046	0,043	0,055	0,073
30m	0,049	0,040	0,047	0,060
35m	0,043	0,041	0,048	0,092
40m	0,042	0,040	0,067	0,068

Taxa de aplicação = 0,20 m³/h*m

DBO				
	24/7/2001	31/7/2001	14/8/2001	11/9/2001
Bruto	510,2	297,0		366,0
00m	87,7	114,6		91,4
05m	74,8	219,0		194,6
10m	84,3	240,0		171,5
15m	71,7	106,3		105,5
20m	66,8	102,9		223,1
25m	56,0	112,0		40,4
30m	39,6	79,1		85,0
35m	50,5	84,4		57,7
40m	53,8	84,1		38,2

Nitrato				
	24/7/2001	31/7/2001	14/8/2001	11/9/2001
Bruto	1,344	1,392	0,495	0,386
00m	0,211	0,088	0,450	0,036
05m	0,123	0,070	0,369	0,212
10m	0,169	0,224	0,461	0,123
15m	0,140	0,167	0,620	0,134
20m	0,187	0,020	0,412	0,219
25m	0,156	0,221	0,192	0,124
30m	0,150	0,193	0,283	0,146
35m	0,150	0,263	0,194	0,089
40m	0,047	0,239	0,467	0,238

N-Nh3				
	24/7/2001	31/7/2001	14/8/2001	11/9/2001
Bruto	28,0	11,6		21,2
00m	32,8	17,6		28,6
05m	34,6	23,6		27,0
10m	35,8	22,4		28,3
15m	35,9	19,8		30,2
20m	31,7	16,6		26,2
25m	34,3			29,8
30m	37,7	17,4		29,0
35m	34,0	16,5		27,4
40m	25,1	17,8		27,8

N-Ntk				
	24/7/2001	31/7/2001	14/8/2001	11/9/2001
Bruto	188,8	91,8		58,6
00m	97,2	83,0		56,6
05m	74,2	74,2		98,0
10m	74,8	99,4		87,2
15m	86,0	92,4		62,6
20m	85,8	64,2		117,0
25m	60,2	63,4		81,8
30m	69,6	56,2		79,0
35m		33,0		
40m	51,2	31,2		53,8

OD	
	31/7/2001
Bruto	1,0
00m	3,6
05m	3,4
10m	2,5
15m	3,0
20m	2,4
25m	2,7
30m	3,1
35m	2,3
40m	2,8

Temperatura	
	31/7/2001
Bruto	30,2
00m	30,4
05m	30,2
10m	29,1
15m	29,5
20m	28,8
25m	28,7
30m	28,9
35m	28,5
40m	28,9

A.1.2.2 – Taxa de aplicação = 0,25 m³/h·m

Taxa de aplicação = 0,25 m³/h·m

Ph				
	24/10/2001	30/10/2001	9/4/2002	23/4/2002
Bruto			6,88	7,36
00m	6,92	7,46	7,09	7,29
05m	7,52	7,75	7,32	7,41
10m	7,78	7,75	7,42	7,52
15m	7,77	7,82	7,41	7,58
20m	7,83	7,80	7,37	7,50
25m	7,71	7,68	7,34	7,50
30m	7,75	7,56	7,36	7,53
35m	7,80	7,79	7,16	7,37
40m	7,59	7,55	7,29	7,49

DQO				
	24/10/2001	30/10/2001	9/4/2002	23/4/2002
Bruto			446,40	794,00
00m	577,40	400,00	165,30	204,00
05m	592,00	665,60	186,70	
10m	475,30	333,70	137,90	346,10
15m	388,80	251,80	93,70	279,20
20m	337,70	211,30	104,30	231,60
25m	381,20	215,70	67,60	181,90
30m	503,70	224,60	63,60	251,00
35m	526,40	193,90	75,70	398,70
40m	239,70	189,50	71,70	60,70

Alc P				
	24/10/2001	30/10/2001	9/4/2002	23/4/2002
Bruto			54,25	151,90
00m	173,81	187,70	75,95	211,57
05m	182,28	184,45	81,37	208,32
10m	175,77	179,02	84,63	200,72
15m	169,26	168,17	70,52	179,02
20m	156,24	143,22	59,67	124,77
25m	154,07	181,19	44,48	190,96
30m	142,13	107,41	43,40	161,66
35m	141,05	122,60	26,04	152,98
40m	135,62	111,75	34,72	168,17

DQOfiltrada				
	24/10/2001	30/10/2001	9/4/2002	23/4/2002
Bruto			261,20	226,40
00m	156,70	156,50	77,80	161,50
05m	102,50	129,50	74,00	64,10
10m	106,20	128,60	53,90	64,80
15m	115,40	115,50	41,50	53,50
20m	114,90	125,60	34,10	58,90
25m		117,50	36,20	42,00
30m		99,30	29,50	41,80
35m		102,80	31,20	39,70
40m		125,30	49,00	35,30

Alc T				
	24/10/2001	30/10/2001	9/4/2002	23/4/2002
Bruto			77,03	223,51
00m	245,21	243,04	111,75	269,08
05m	227,85	243,04	105,24	260,40
10m	225,68	218,08	121,52	251,72
15m	219,17	203,98	92,22	217,21
20m	186,62	186,62	77,03	260,40
25m	188,79	181,19	60,76	238,70
30m	180,11	136,71	57,50	202,89
35m	173,60	169,26	34,72	200,72
40m	175,77	137,79	47,74	198,55

Nitrito				
	24/10/2001	30/10/2001	9/4/2002	23/4/2002
Bruto			0,233	0,289
00m	0,062	0,061	0,101	0,080
05m	0,045	0,053	0,072	0,075
10m	0,053	0,040	0,067	0,069
15m	0,042	0,026	0,046	0,071
20m	0,051	0,024	0,106	0,076
25m	0,057	0,024	0,066	0,111
30m	0,115	0,275	0,139	0,162
35m	0,220	0,408	0,064	0,175
40m	0,130	0,420	0,138	0,227

Taxa de aplicação = 0,25 m3/h*m

DBO				
	24/10/2001	30/10/2001	9/4/2002	23/4/2002
Bruto			176,9	325,0
00m	115,9	68,0	47,5	71,0
05m	107,6	96,1	44,8	316,2
10m	83,8	75,2	34,5	145,0
15m	81,2	36,0	26,6	122,5
20m	69,7	38,1	19,7	60,9
25m	89,5	35,1	15,8	80,3
30m	92,9	27,0	18,9	112,2
35m	95,2	35,0	10,8	186,3
40m	50,2	24,8	12,7	23,3

Nitrato				
	24/10/2001	30/10/2001	9/4/2002	23/4/2002
Bruto			1,079	0,368
00m		0,371	0,467	0,081
05m		1,740	0,335	0,148
10m		0,644	0,311	0,103
15m		0,554	0,214	0,107
20m			0,492	0,061
25m		0,355	0,305	0,085
30m		0,447	0,646	0,039
35m		0,286	0,298	0,064
40m		0,339	0,640	0,049

N-NH3				
	24/10/2001	30/10/2001	9/4/2002	23/4/2002
Bruto			13,7	9,3
00m	28,3	36,4	14,1	9,5
05m	31,6	37,0	14,5	9,1
10m	31,7	37,9	14,2	7,3
15m	27,2	36,6	12,8	5,9
20m	24,3	28,5	10,2	6,0
25m	27,3	28,9	6,8	7,0
30m	34,5	18,2	5,5	6,9
35m	15,2	22,2	2,0	7,4
40m	23,0	25,3	1,6	6,0

NTK				
	24/10/2001	30/10/2001	9/4/2002	23/4/2002
Bruto			37,0	40,0
00m	57,5	58,5	24,3	29,3
05m	59,5	56,5	24,7	31,4
10m	55,4	54,1	22,0	33,6
15m	54,8	45,3	19,9	24,5
20m	42,0	43,4	18,0	21,8
25m	49,4	36,2	12,3	18,3
30m	44,4	27,0	2,5	20,4
35m	51,6	25,8	1,0	21,1
40m	42,5	26,5	9,0	16,3

OD	
	30/10/2001
Bruto	1,0
00m	1,1
05m	0,6
10m	0,8
15m	0,5
20m	0,7
25m	1,1
30m	1,8
35m	1,6
40m	1,7

Temperatura	
	30/10/2001
Bruto	30,2
00m	31,6
05m	31,1
10m	30,8
15m	30,7
20m	30,4
25m	30,4
30m	29,1
35m	29,0
40m	28,2

A.1.2.3 - Taxa de aplicação = 0,30 m³/h·m

Taxa de aplicação = 0,30 m³/h·m

pH			
	16/10/2001	18/6/2002	16/7/2002
Bruto	6,79		7,18
00m	7,20	7,24	7,35
05m	7,52	7,41	7,46
10m	7,60	7,54	7,66
15m	7,47	7,58	7,67
20m	7,39	7,25	7,76
25m	7,49	7,56	7,78
30m	7,55	7,66	7,88
35m	7,35	7,53	7,92
40m	7,43	7,15	

DQO			
	16/10/2001	18/6/2002	16/7/2002
Bruto	285,6		877,5
00m	348,8	200,9	389,7
05m	317,5	188,9	
10m	279,6	182,7	298,0
15m	295,0	156,7	239,7
20m	258,2	110,2	367,1
25m	271,6	70,8	250,4
30m	262,9	68,9	179,6
35m	251,3	57,8	139,6
40m	248,6	56,5	111,7

Alc-P			
	16/10/2001	18/6/2002	16/7/2002
Bruto	49,91		103,07
00m	179,02	160,58	196,38
05m	183,36	161,66	189,87
10m	199,64	158,41	202,89
15m	169,26	162,75	208,32
20m	198,55	142,13	211,57
25m	188,79	154,07	202,89
30m	189,87	166,00	206,15
35m	177,94	147,56	200,72
40m	177,94	149,73	

DQOfiltrada			
	16/10/2001	18/6/2002	16/7/2002
Bruto	61,5		400,2
00m	186,6	169,1	173,4
05m	181,9	135,1	164,0
10m	166,5	118,0	143,7
15m	146,3	88,3	83,7
20m	142,0	62,8	104,3
25m	145,2	69,5	82,7
30m	149,3	63,2	103,0
35m	125,5	55,1	78,1
40m	127,2	51,5	74,4

Alc-T			
	16/10/2001	18/6/2002	16/7/2002
Bruto	73,78		159,49
00m	252,80	217,00	282,10
05m	223,51	217,00	266,91
10m	227,85	211,57	262,57
15m	217,00	211,57	260,40
20m	220,25	201,81	271,25
25m	217,00	203,98	251,72
30m	211,57	206,15	257,14
35m	207,23	195,30	253,89
40m	209,40	202,89	

Nitrito			
	16/10/2001	18/6/2002	16/7/2002
Bruto	0,030		0,300
00m	0,116	0,080	0,120
05m	0,054	0,100	0,120
10m	0,048	0,090	0,100
15m	0,046	0,080	0,060
20m	0,038	0,030	0,060
25m	0,035	0,100	0,120
30m	0,028	0,100	0,030
35m	0,028	0,100	0,160
40m	0,028	0,200	0,080

Taxa de aplicação = 0,30 m³/h*m

DBO			
	16/10/2001	18/6/2002	16/7/2002
Bruto			360,7
00m		97,0	177,3
05m		105,9	271,1
10m		102,1	88,0
15m		85,8	104,2
20m		59,3	163,1
25m		38,8	115,4
30m		36,1	59,3
35m		32,8	46,5
40m		25,5	39,7

Nitrato			
	16/10/2001	18/6/2002	16/7/2002
Bruto	0,090		0,785
00m	0,182	0,158	0,232
05m	0,304	0,140	0,280
10m	0,290	0,217	0,292
15m	0,332	0,256	0,250
20m	0,235	0,145	0,234
25m	0,237	0,084	0,224
30m	0,189	0,110	0,152
35m	0,271	0,023	0,126
40m	0,187	0,073	0,151

N-NH3			
	16/10/2001	18/6/2002	16/7/2002
Bruto	7,0		19,1
00m	23,5	43,0	32,0
05m	27,0	33,4	28,0
10m	23,5	38,4	21,8
15m	22,3	31,1	28,0
20m	16,2	19,1	26,8
25m	11,6	19,5	20,9
30m	18,0	25,5	26,5
35m	18,4	28,8	22,9
40m	17,2	8,5	17,1

NTK			
	16/10/2001	18/6/2002	16/7/2002
Bruto	26,6		0,1
00m	55,7	37,4	25,2
05m	47,2	41,0	29,6
10m	54,0	50,3	24,5
15m	54,3	37,4	22,6
20m	50,8	25,1	0,6
25m	48,7	28,4	0,5
30m	51,7	25,3	0,3
35m	46,5	19,5	5,1
40m	46,8	58,9	39,3

OD	
	18/6/2002
Bruto	1,0
00m	0,8
05m	1,1
10m	1,4
15m	1,5
20m	1,6
25m	1,6
30m	1,7
35m	1,8
40m	1,7

Temperatua	
	18/6/2002
Bruto	30,2
00m	28,0
05m	27,8
10m	27,7
15m	27,6
20m	28,0
25m	28,0
30m	27,6
35m	27,9
40m	27,7

A.2 - GRÁFICOS

A.2.1 - Taxa de aplicação = 0,20 m³/h·m

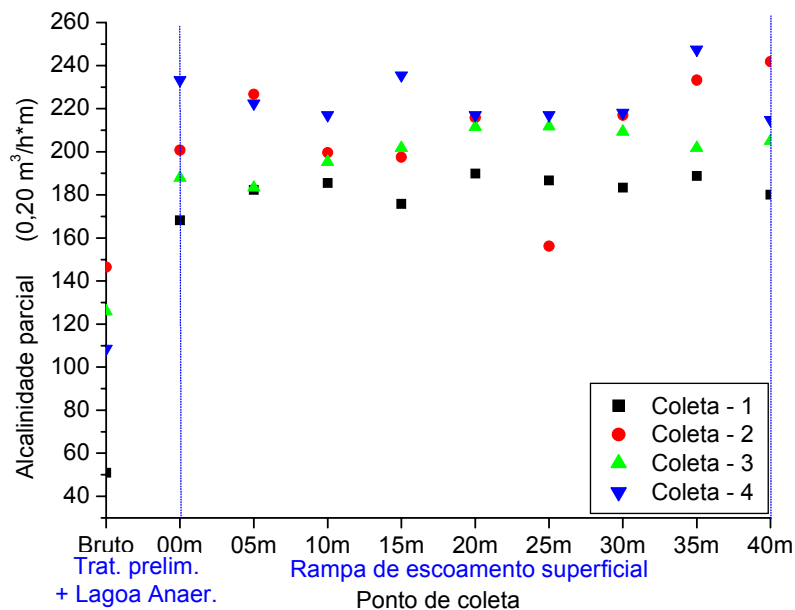


Figura A.1 – Alcalinidade parcial. Taxa de aplicação = 0,20 m³/h·m

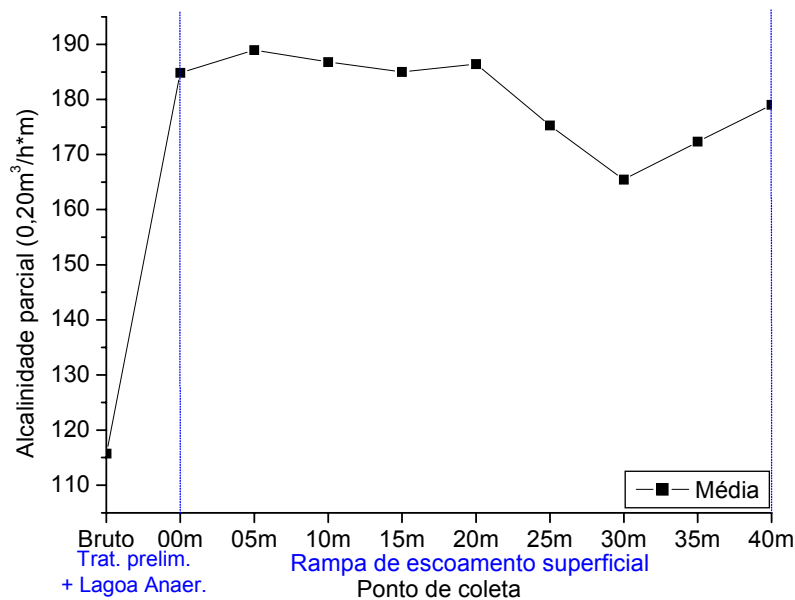


Figura A.2 – Alcalinidade parcial média. Taxa de aplicação = 0,20 m³/h·m

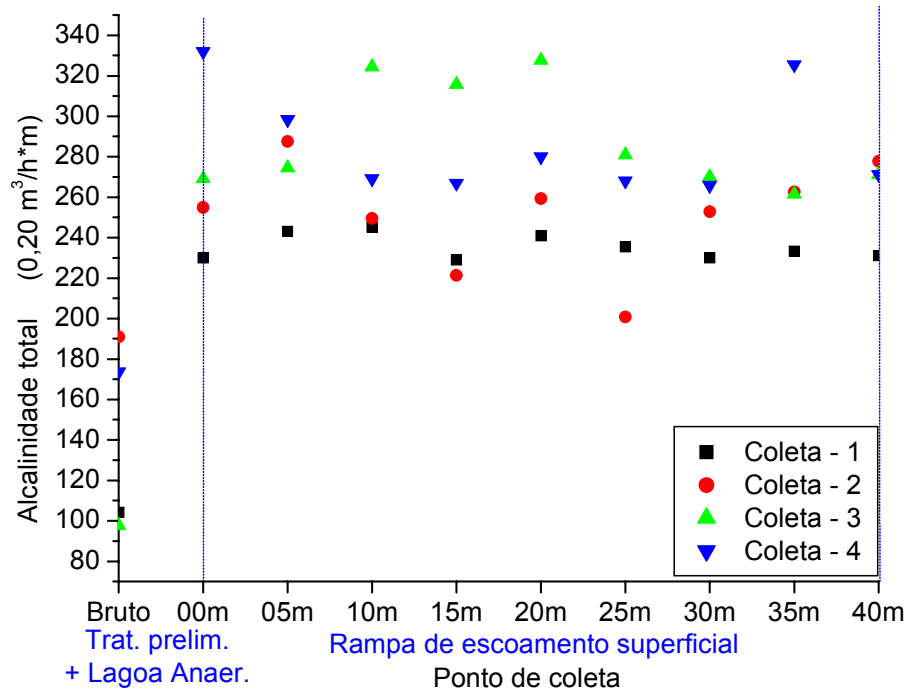


Figura A.3 – Alcalinidade total. Taxa de aplicação = 0,20 m³/h·m

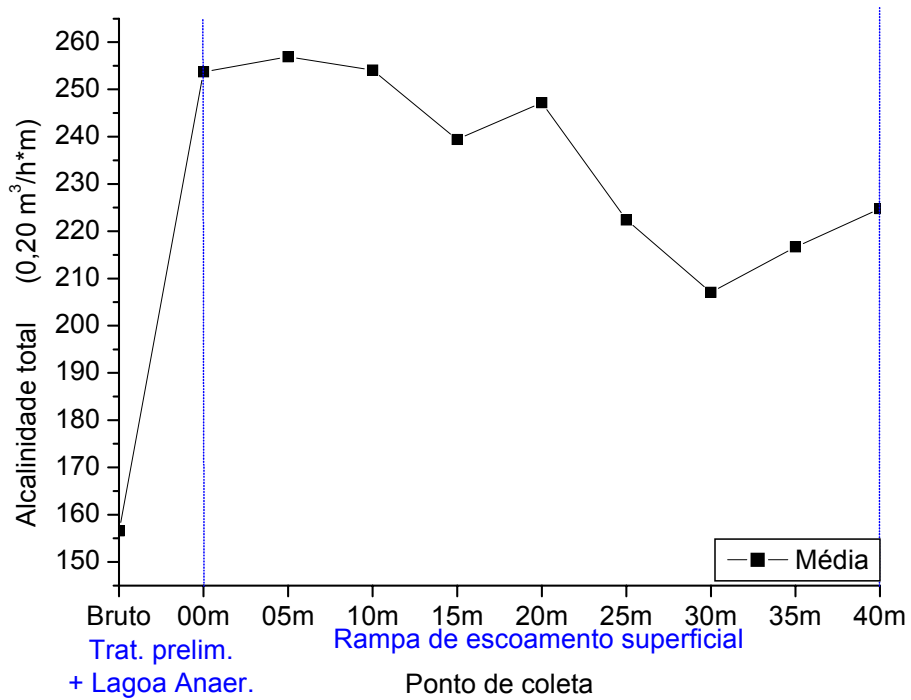


Figura A.4 – Alcalinidade total média. Taxa de aplicação = 0,20 m³/h·m

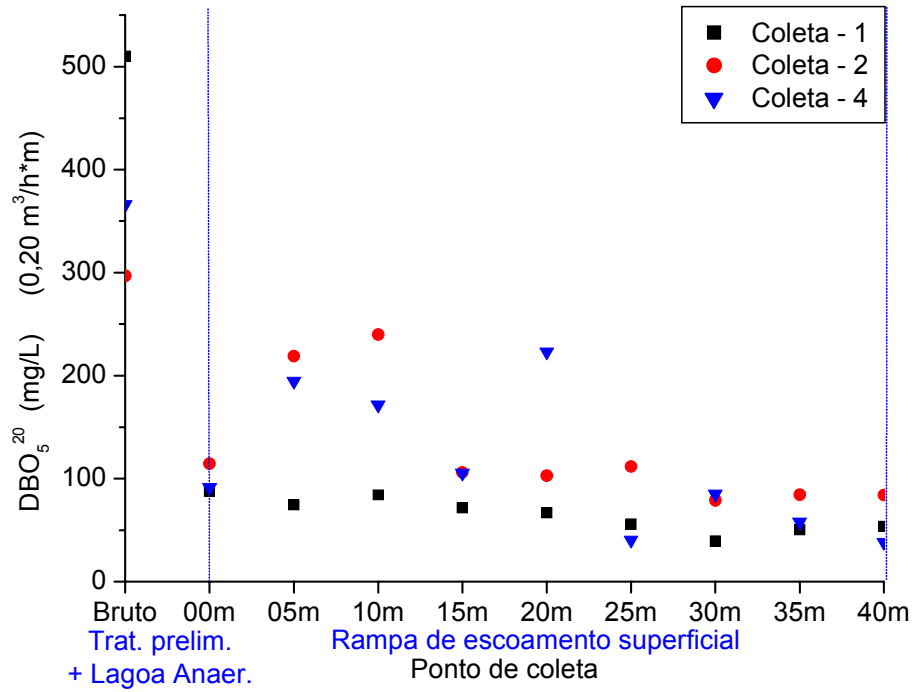


Figura A.5 – DBO. Taxa de aplicação = 0,20 m³/h·m

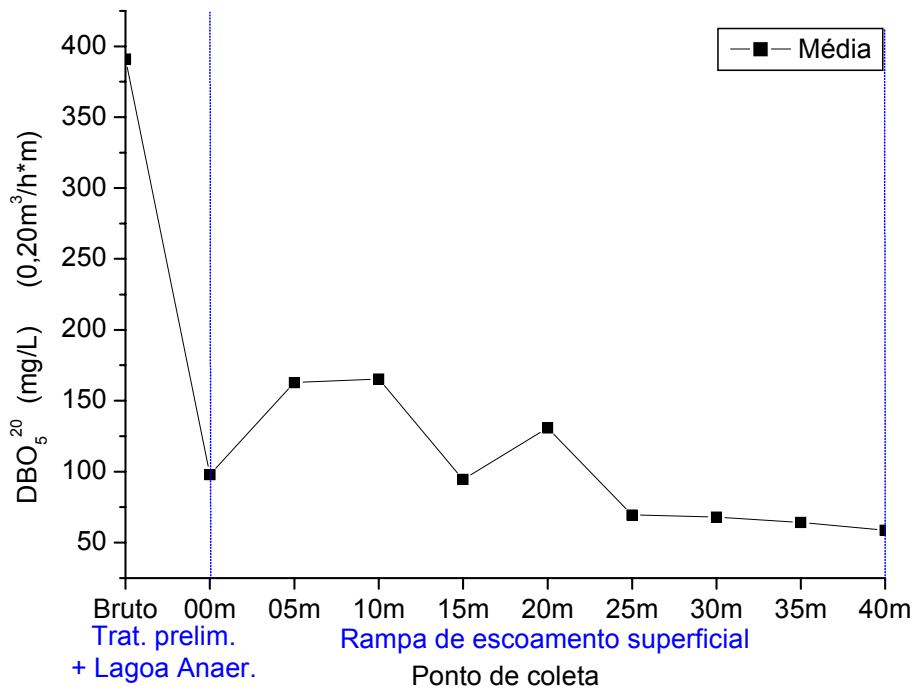


Figura A.6 – DBO média. Taxa de aplicação = 0,20 m³/h·m

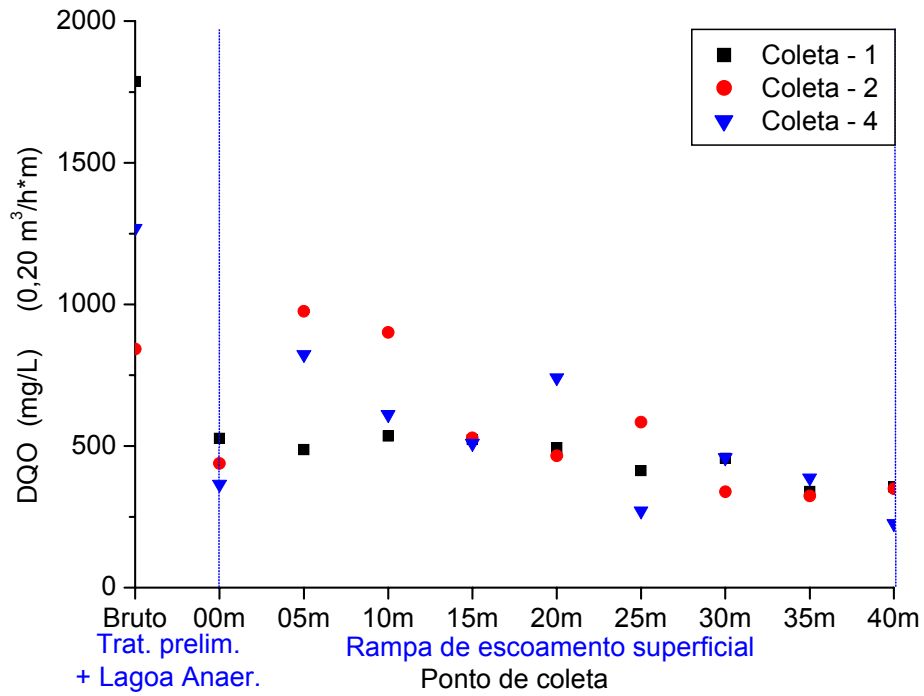


Figura A.7 – DQO. Taxa de aplicação = 0,20 m³/h·m

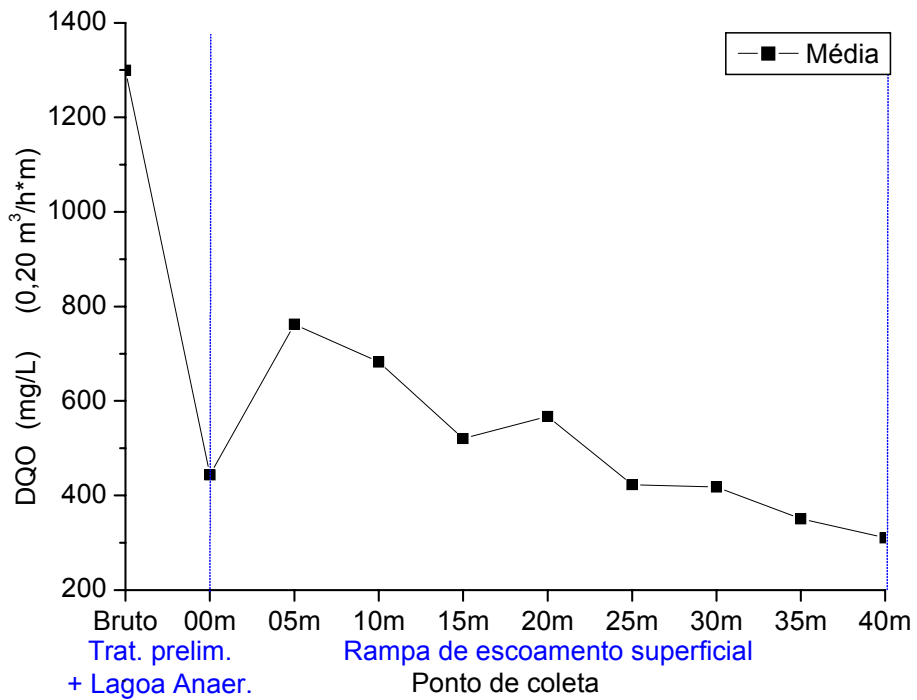


Figura A.8 – DQO média. Taxa de aplicação = 0,20 m³/h·m

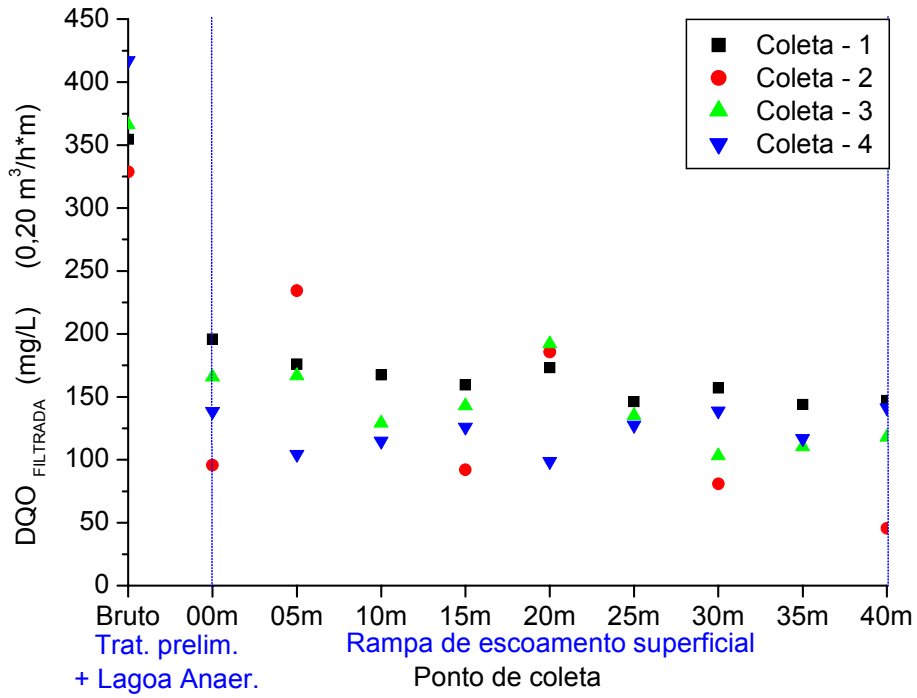


Figura A.9 – DQO_{FILTRADA}. Taxa de aplicação = 0,20 m³/h·m

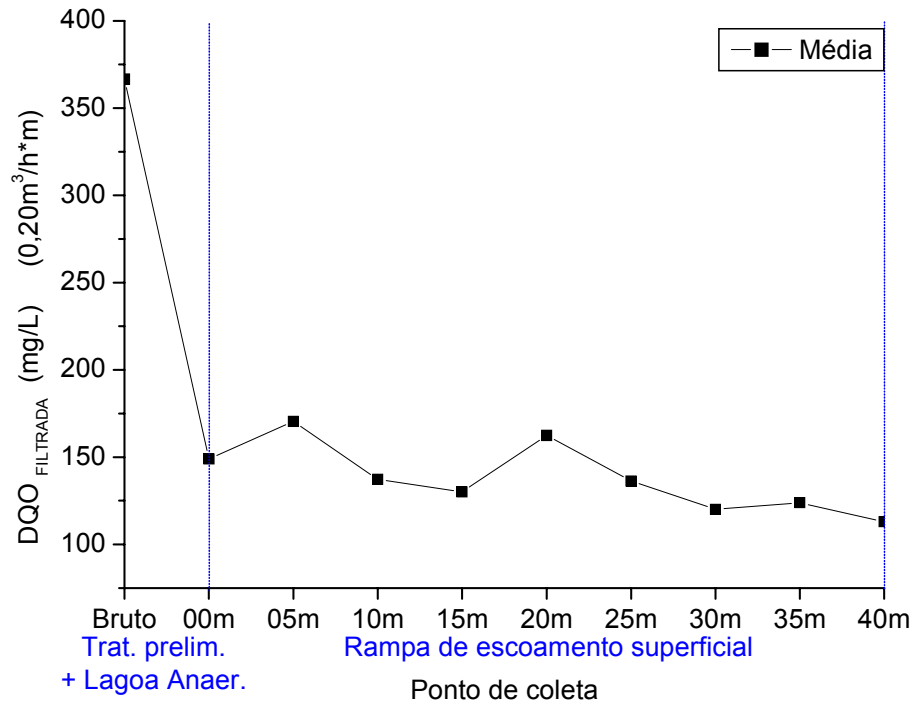


Figura A.10 – DQO_{FILTRADA} média. Taxa de aplicação = 0,20 m³/h·m

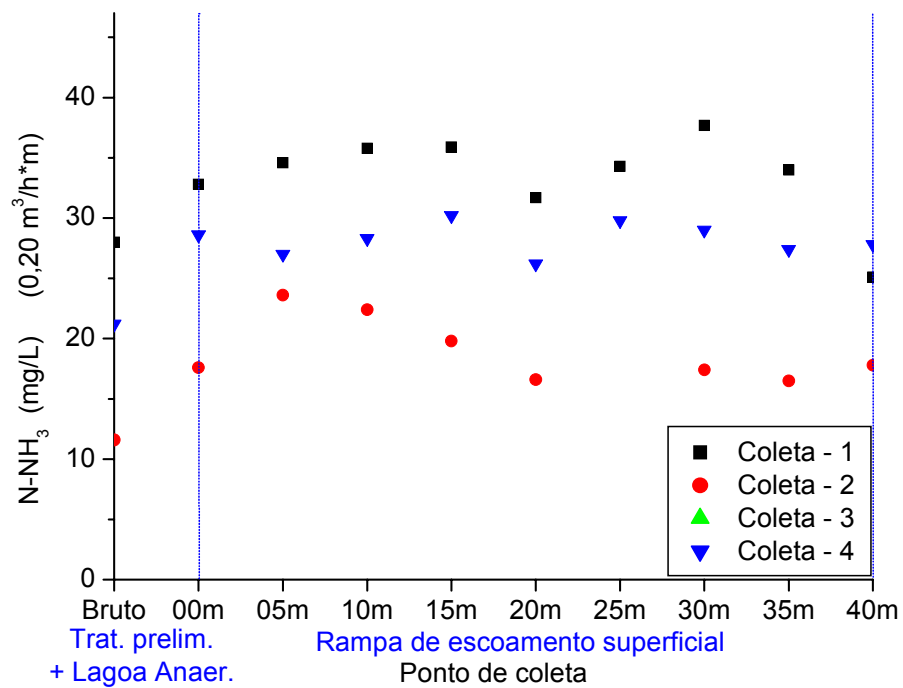


Figura A.11 – $N-NH_3$. Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

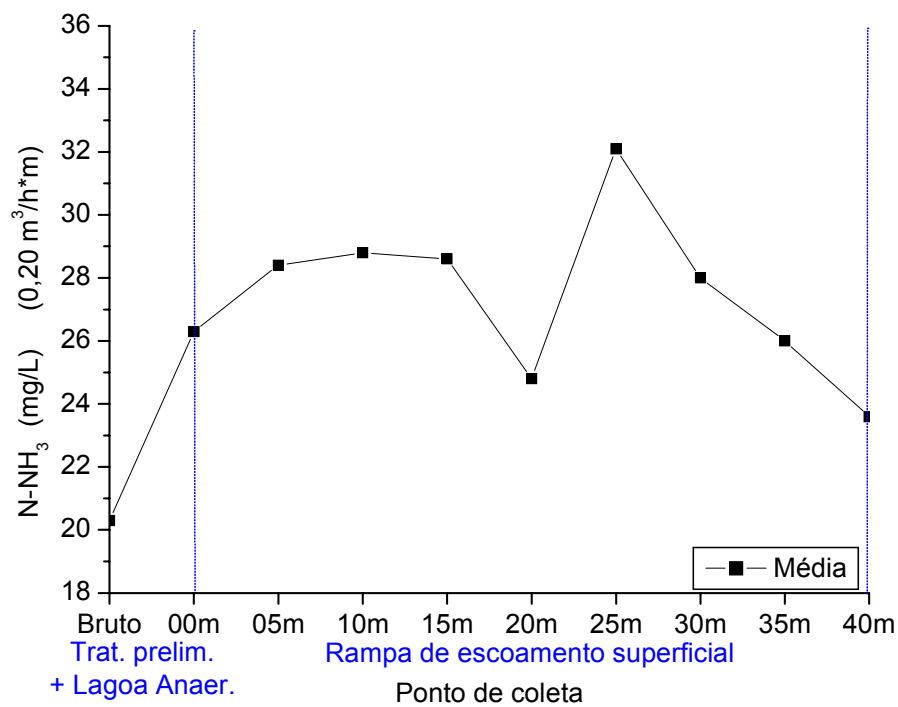


Figura A.12 – $N-NH_3$ médio. Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

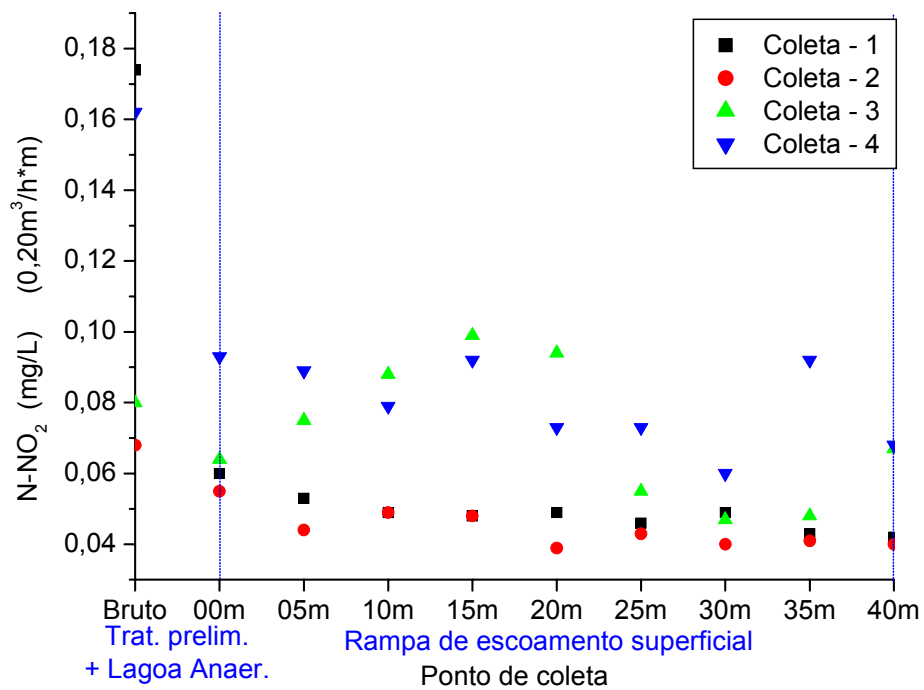


Figura A.13 – N-NO₂. Taxa de aplicação = 0,20 m³/h·m

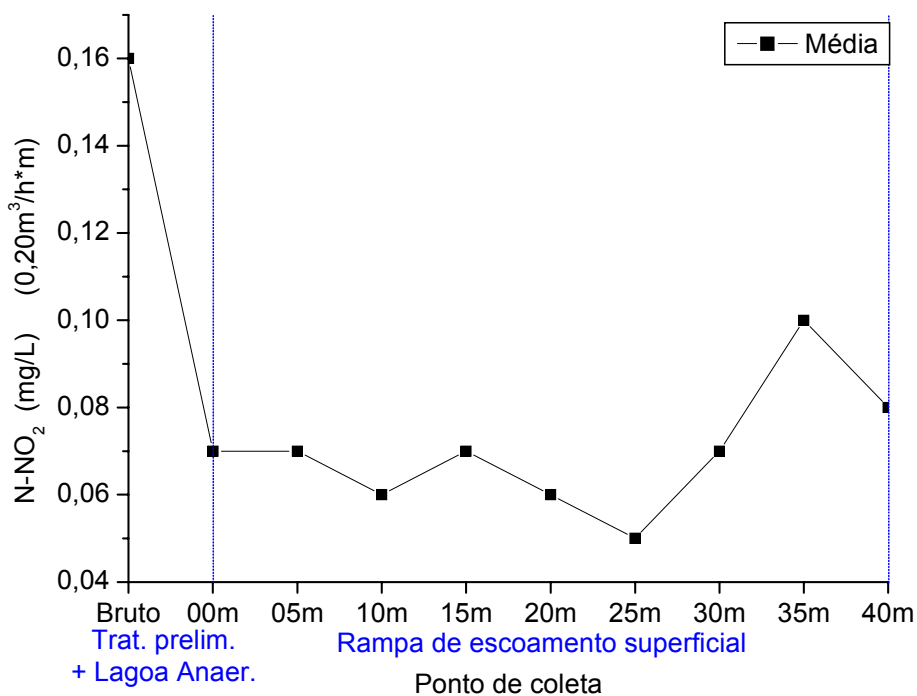


Figura A.14 – N-NO₂ médio. Taxa de aplicação = 0,20 m³/h·m

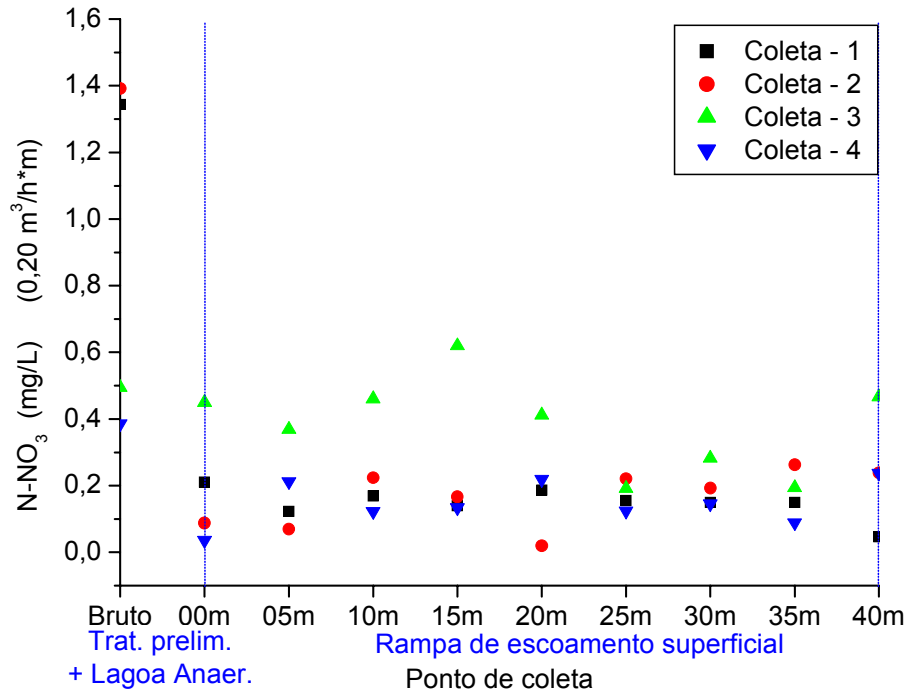


Figura A.15 – N-NO₃. Taxa de aplicação = 0,20 m³/h·m

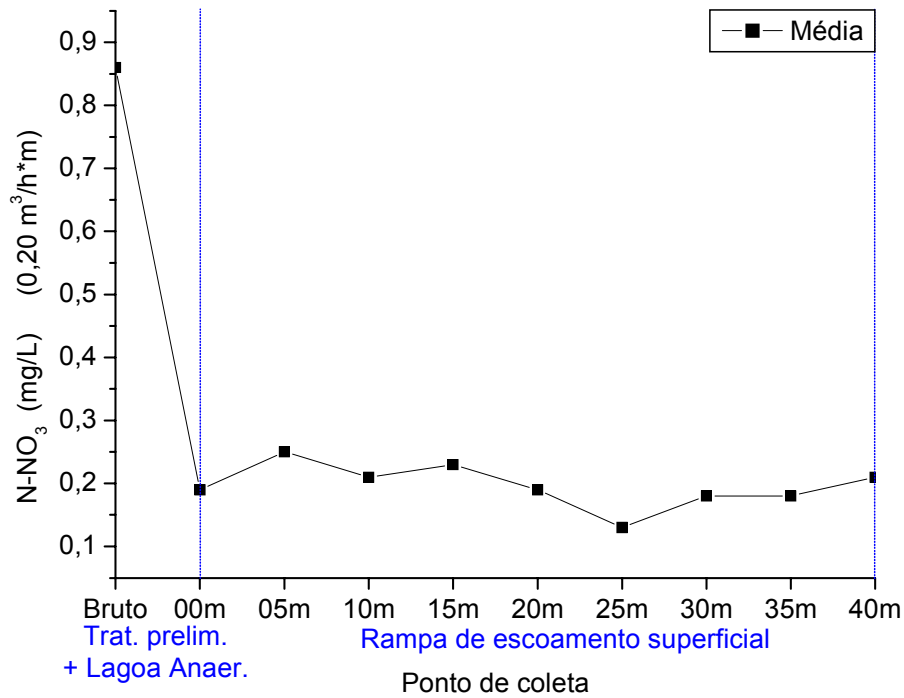


Figura A.16 – N-NO₃ médio. Taxa de aplicação = 0,20 m³/h·m

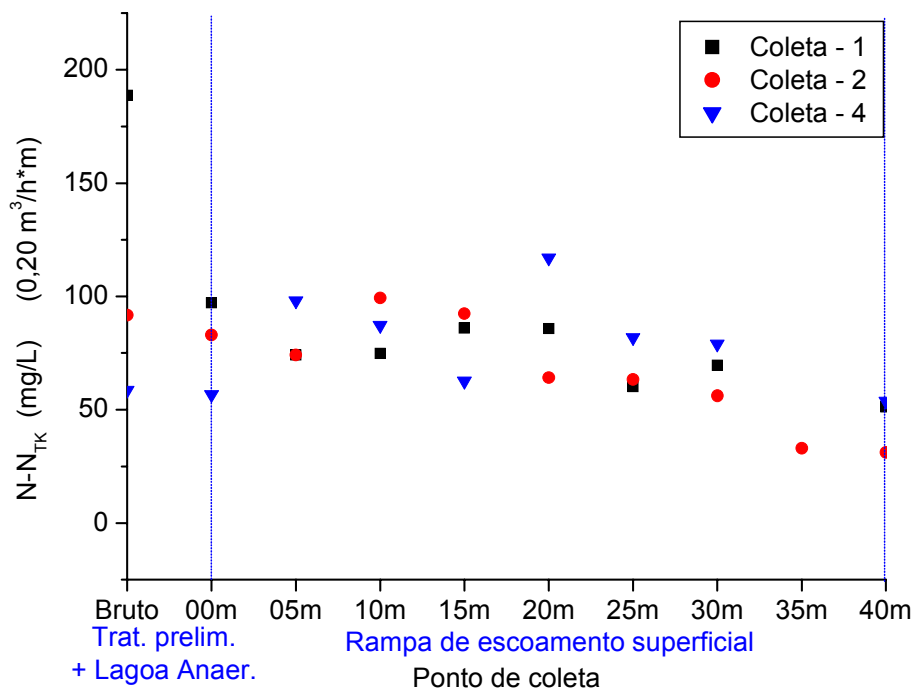


Figura A.17 – N-N_{TK}. Taxa de aplicação = 0,20 m³/h·m

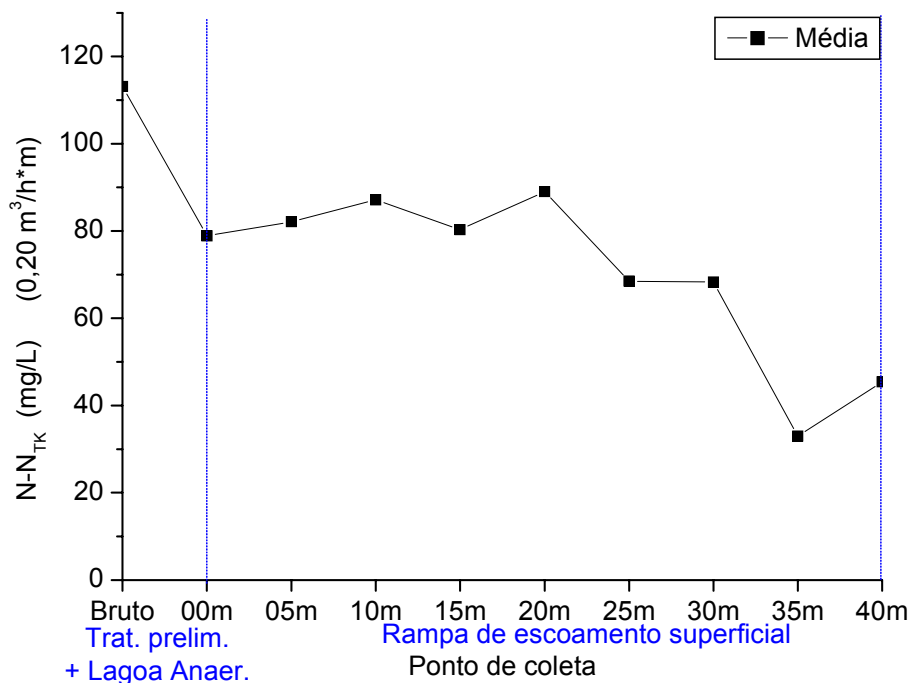


Figura A.18 – N-N_{TK} médio. Taxa de aplicação = 0,20 m³/h·m

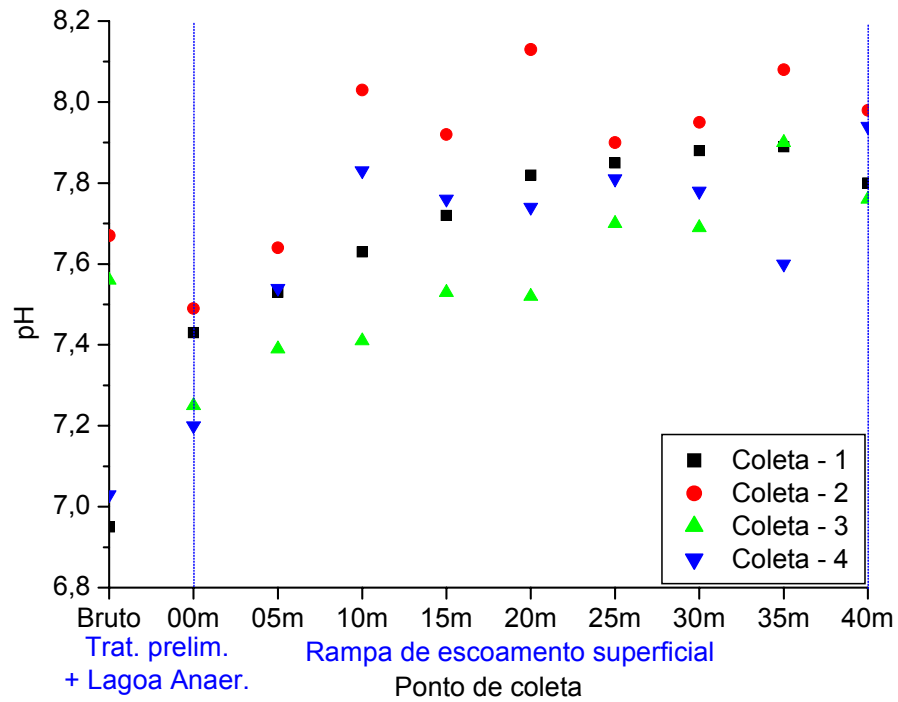


Figura A.19 – pH. Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

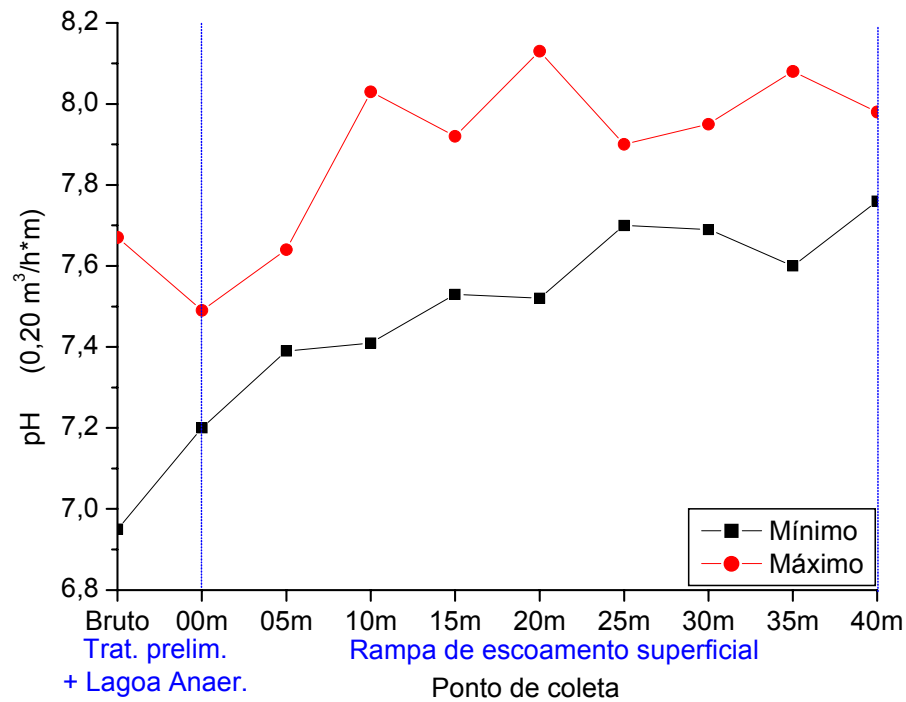


Figura A.20 – pH mínimo e máximo. Taxa de aplicação = $0,20 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

A.2.2 - Taxa de aplicação = $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

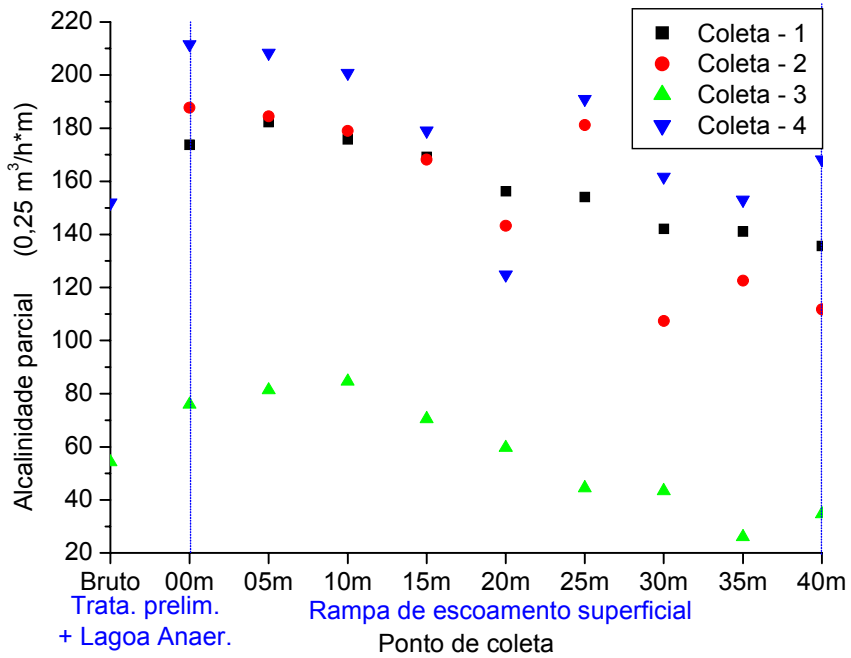


Figura A.21 – Alcalinidade parcial. Taxa de aplicação = $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

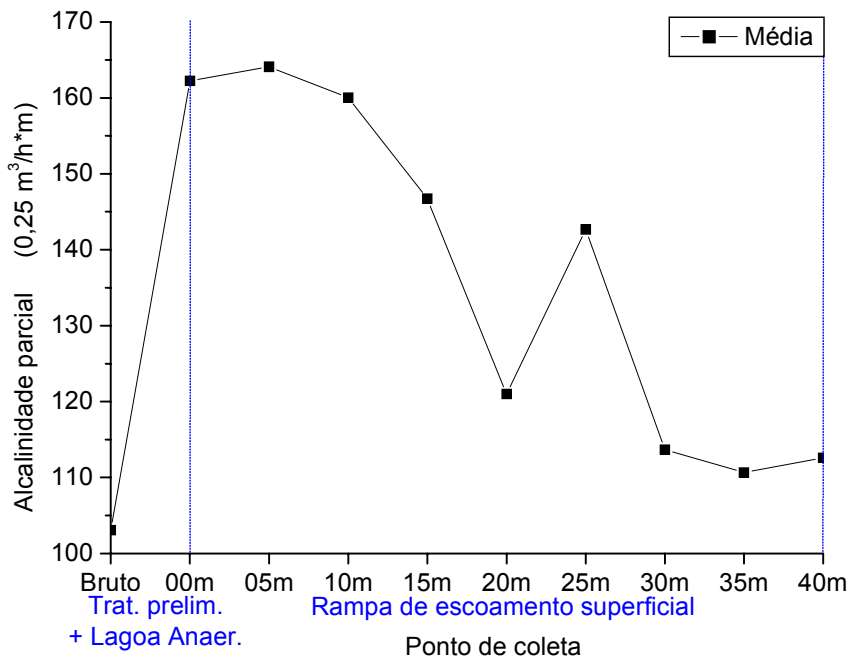


Figura A.22 – Alcalinidade parcial média. Taxa de aplicação = $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

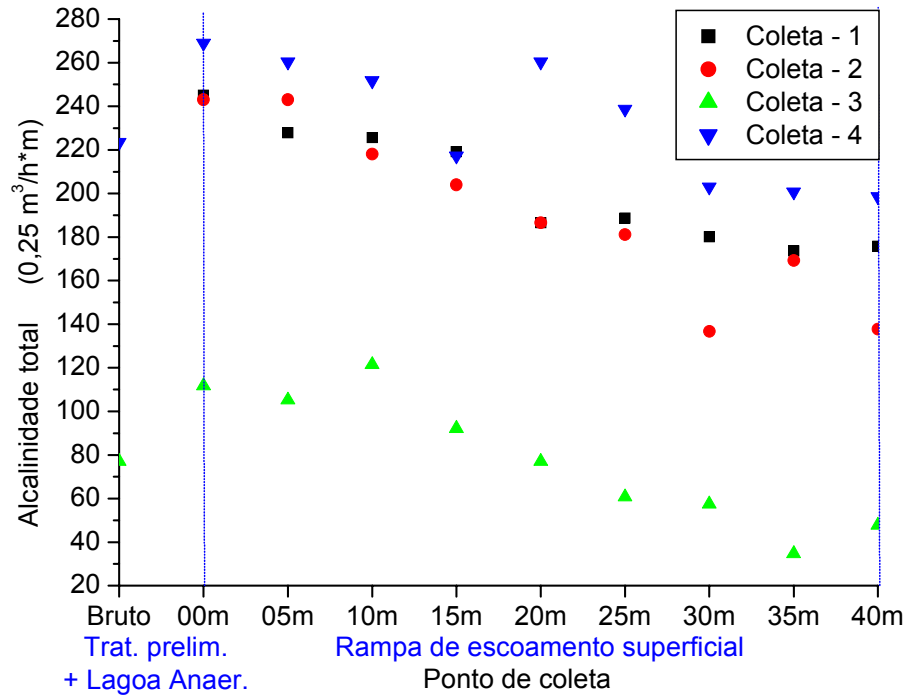


Figura A.23 – Alcalinidade total. Taxa de aplicação = 0,25 m³/h·m

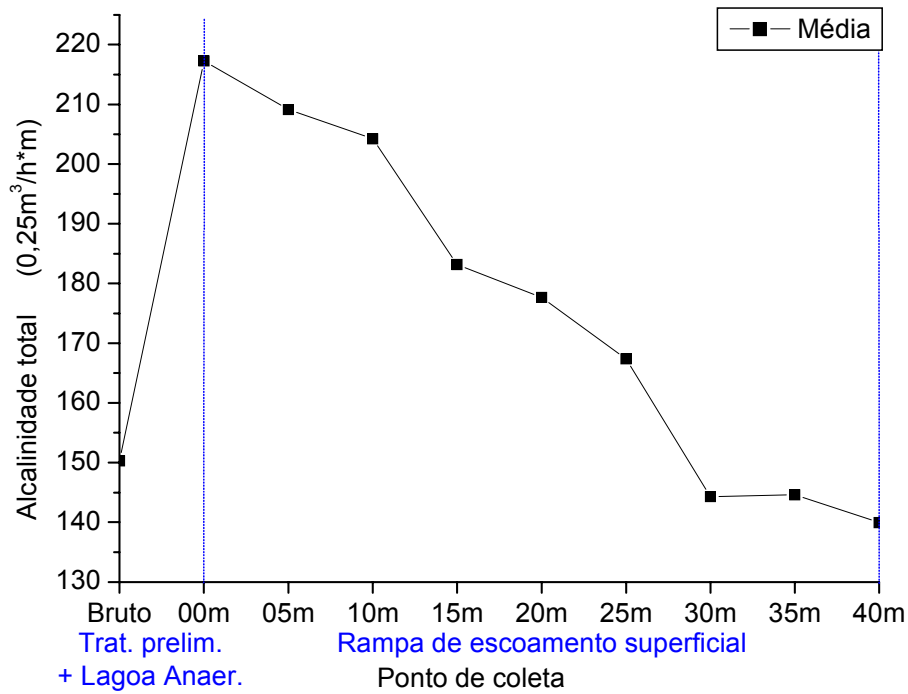


Figura A.24 – Alcalinidade total média. Taxa de aplicação = 0,25 m³/h·m

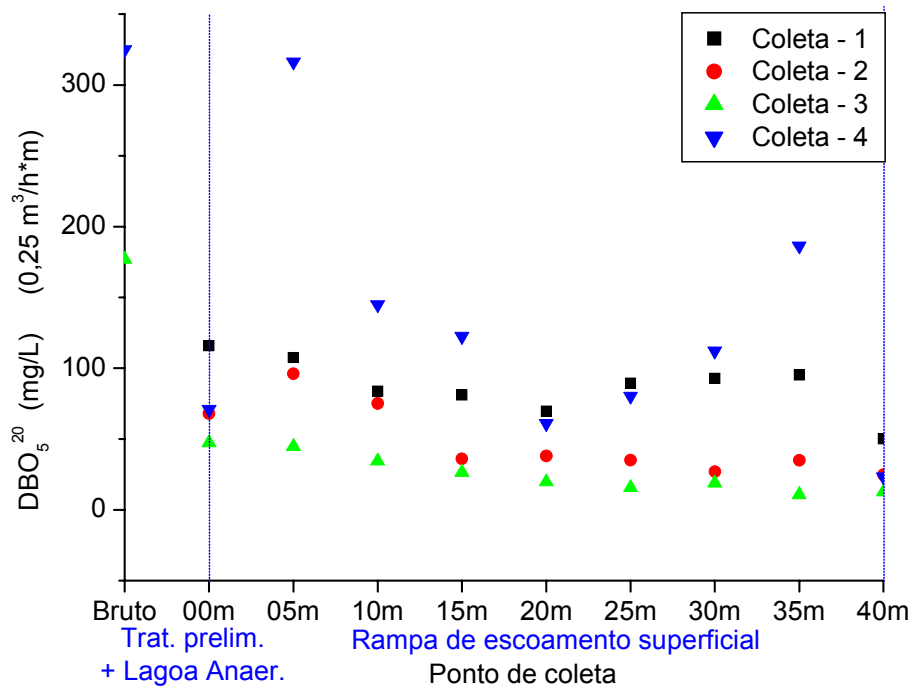


Figura A.25 – DBO. Taxa de aplicação = $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

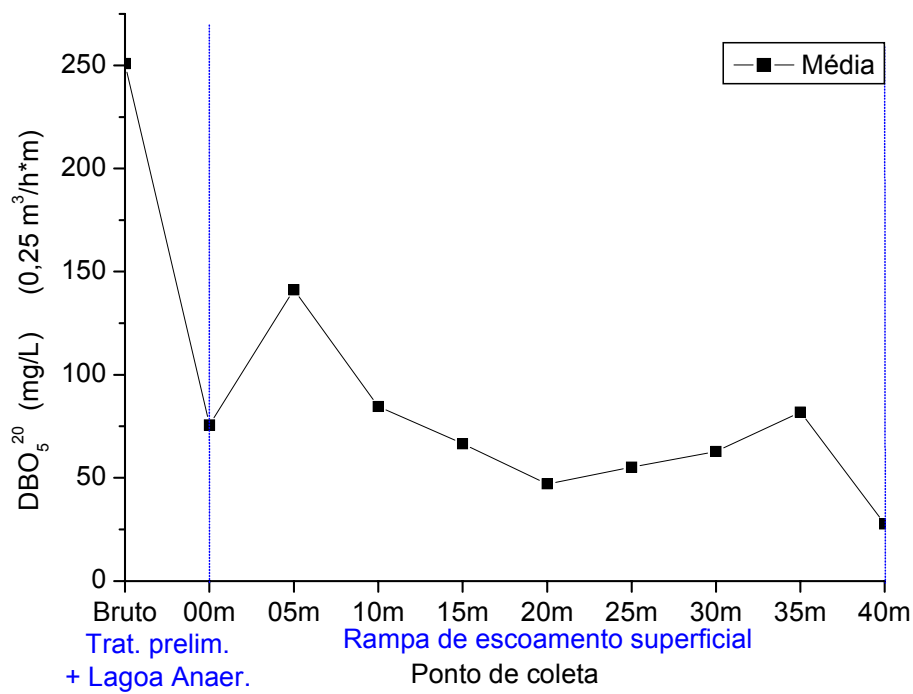


Figura A.26 – DBO média. Taxa de aplicação = $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

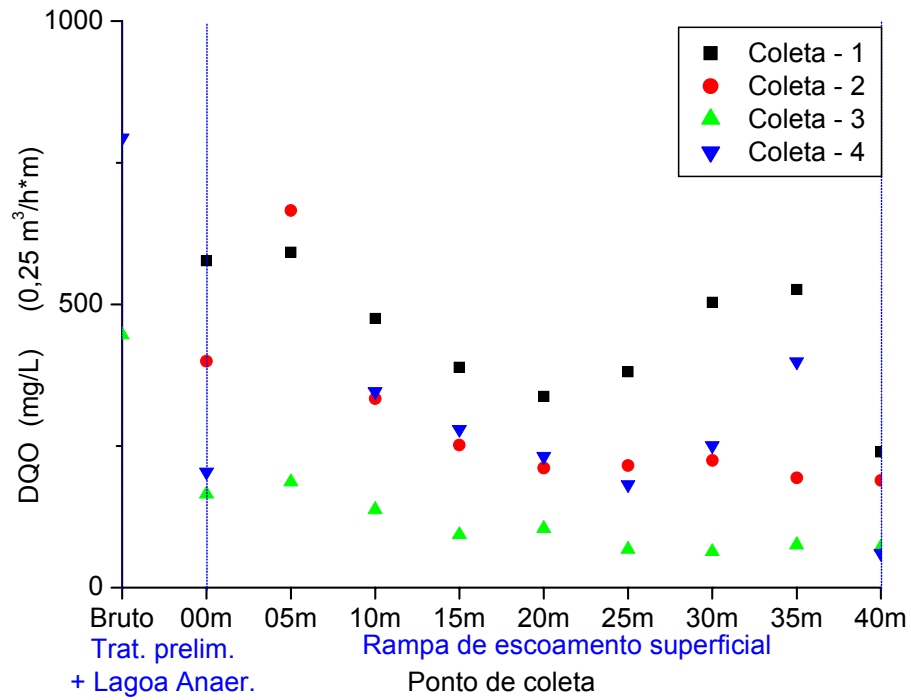


Figura A.27 – DQO. Taxa de aplicação = $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

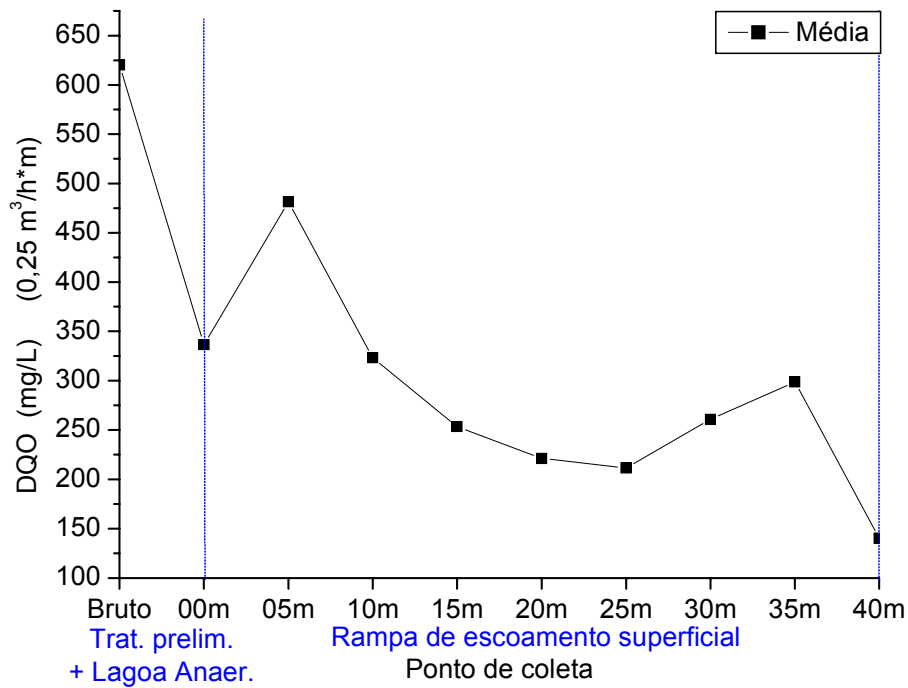


Figura A.28 – DQO média. Taxa de aplicação = $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

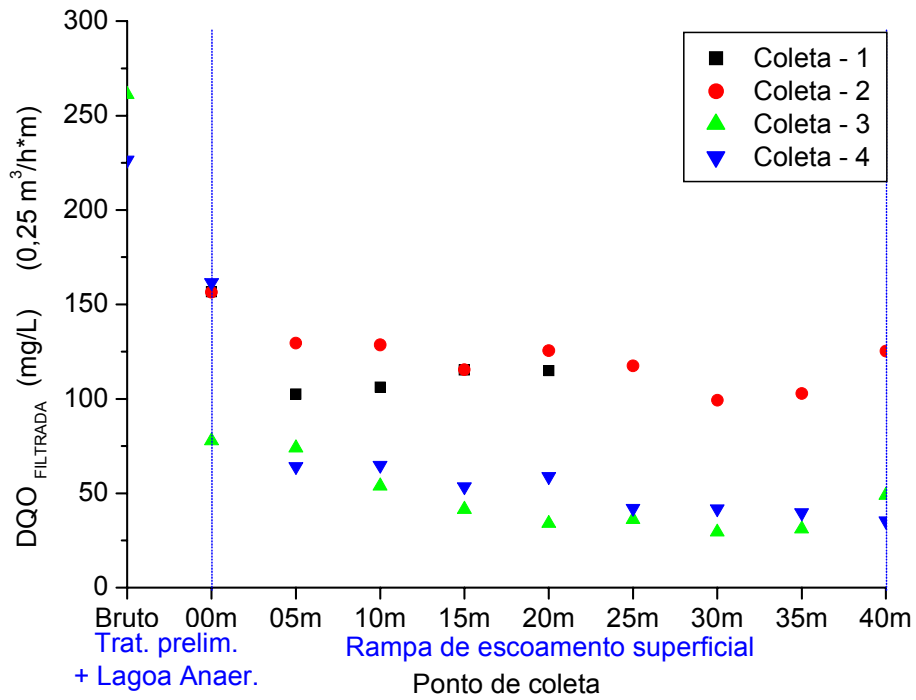


Figura A.29 – DQO_{FILTRADA}. Taxa de aplicação = 0,25 m³/h·m

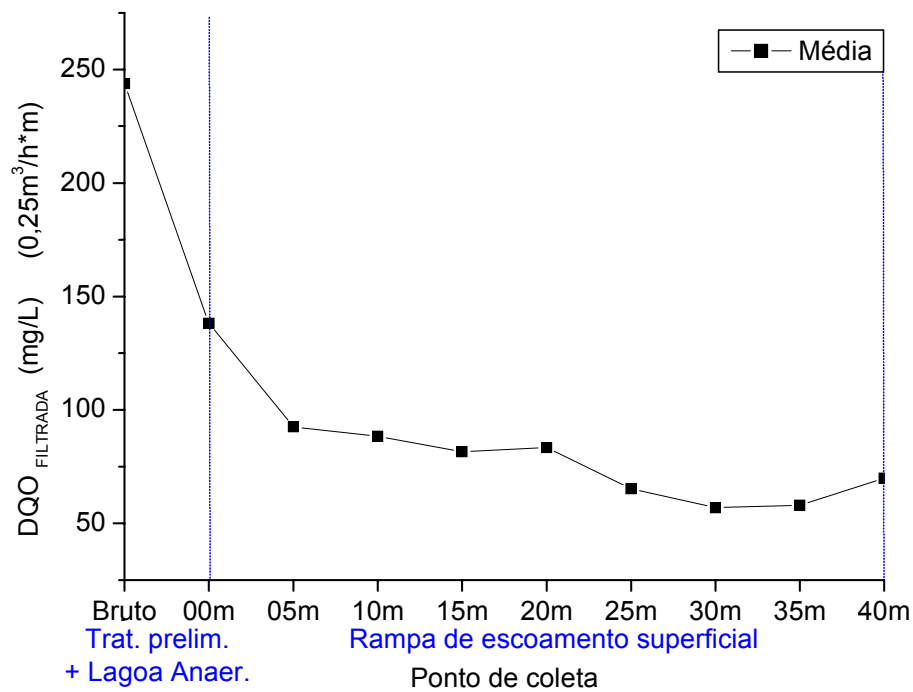


Figura A.30 – DQO_{FILTRADA} média. Taxa de aplicação = 0,25 m³/h·m

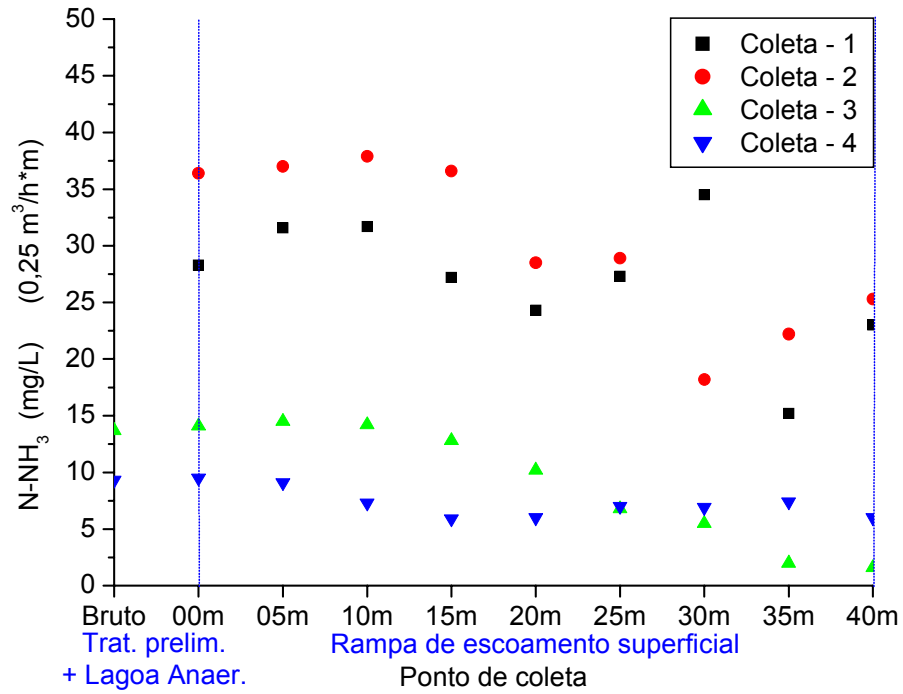


Figura A.31 – N-NH₃. Taxa de aplicação = 0,25 m³/h·m

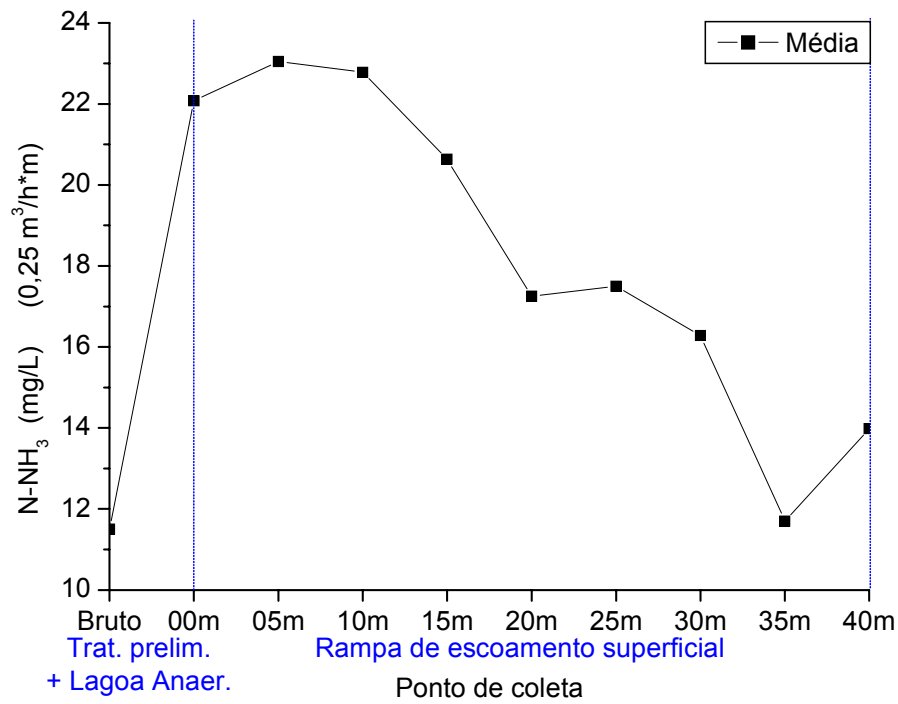


Figura A.32 – N-NH₃ médio. Taxa de aplicação = 0,25 m³/h·m

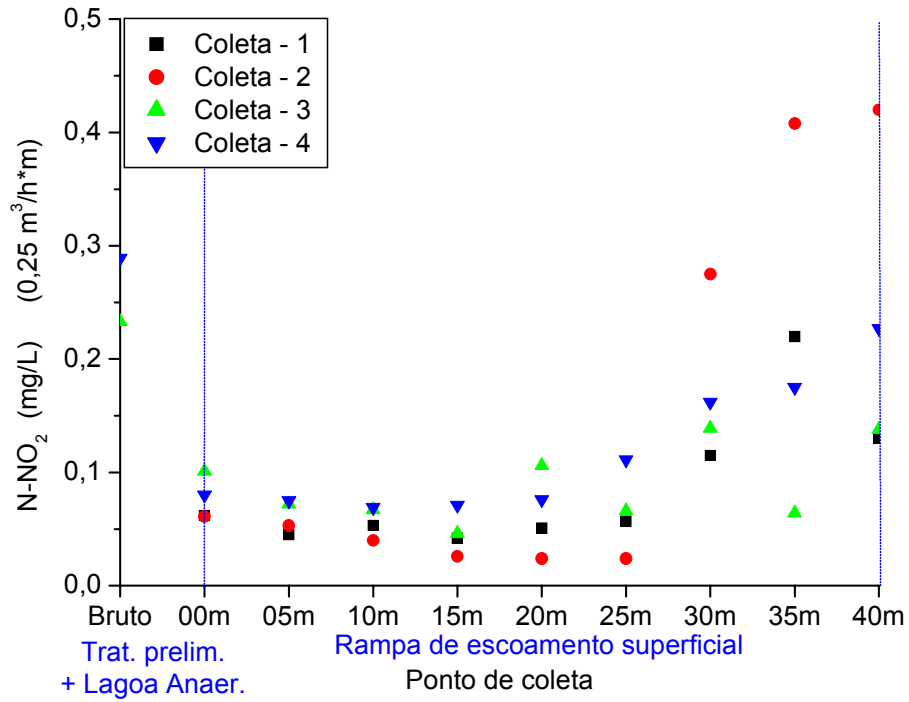


Figura A.33 – N-NO₂. Taxa de aplicação = 0,25 m³/h·m

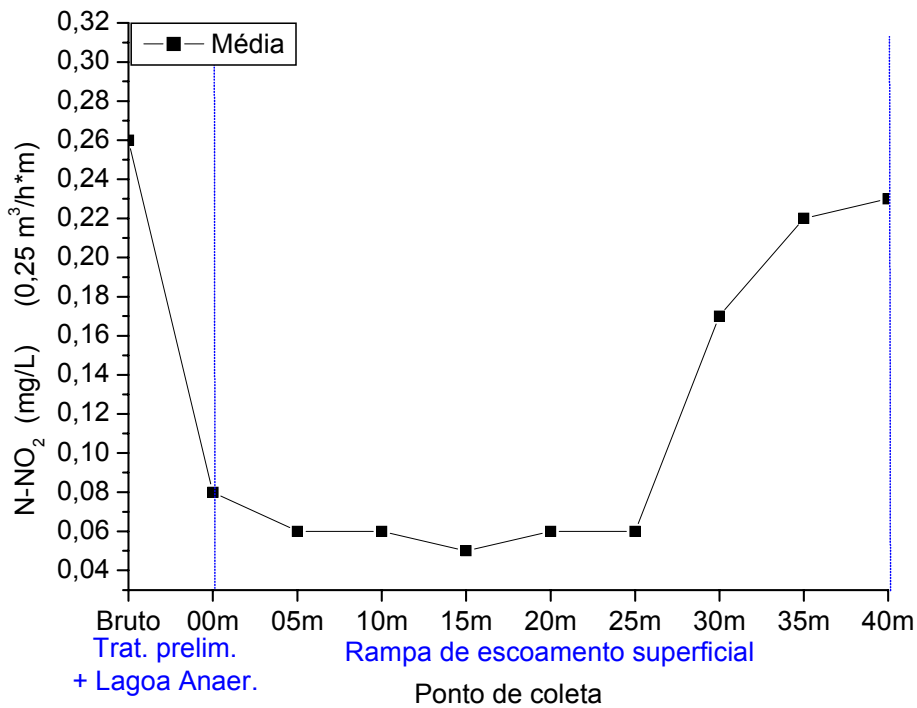


Figura A.34 – N-NO₂ médio. Taxa de aplicação = 0,25 m³/h·m

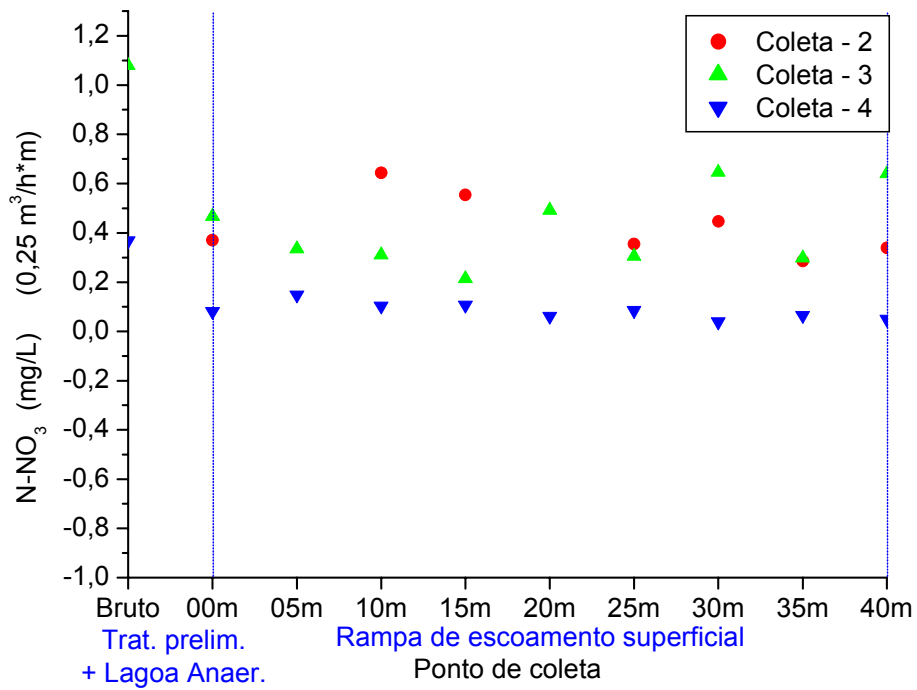


Figura A.35 – N-NO₃. Taxa de aplicação = 0,25 m³/h·m

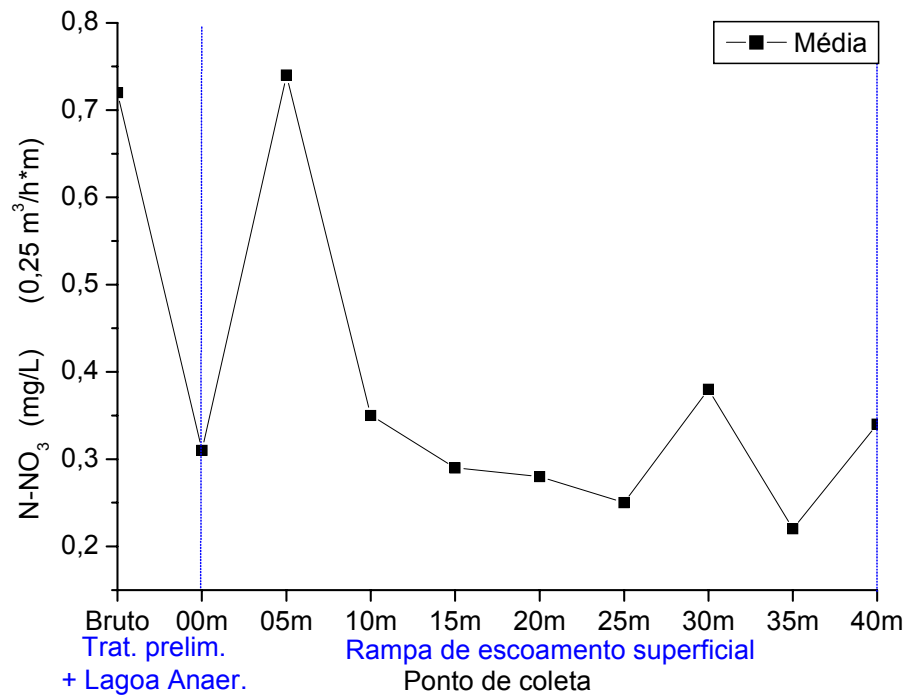


Figura A.36 – N-NO₃ médio. Taxa de aplicação = 0,25 m³/h·m

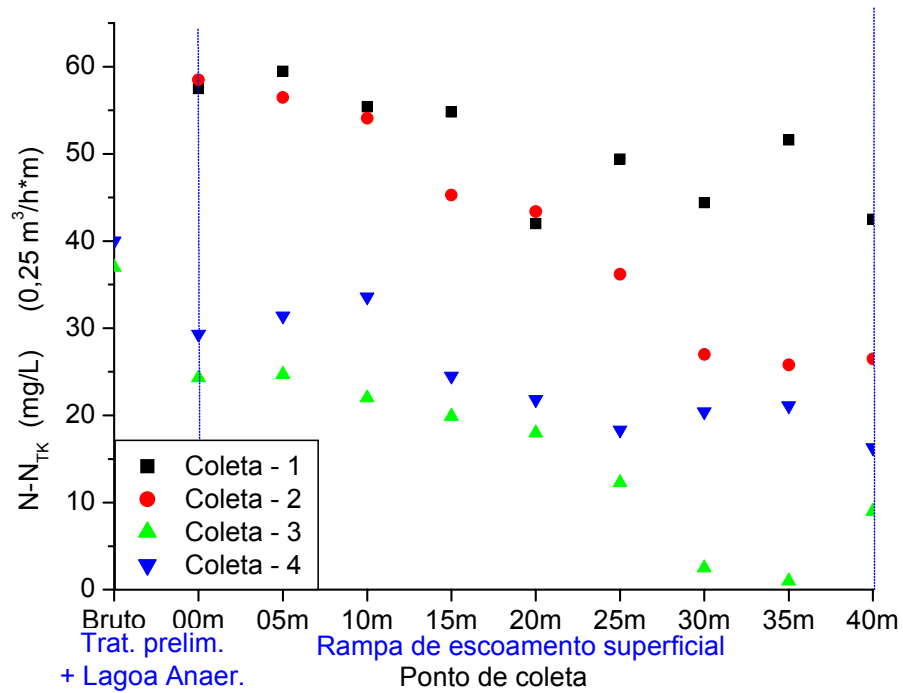


Figura A.37 – $N-N_{TK}$. Taxa de aplicação = $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

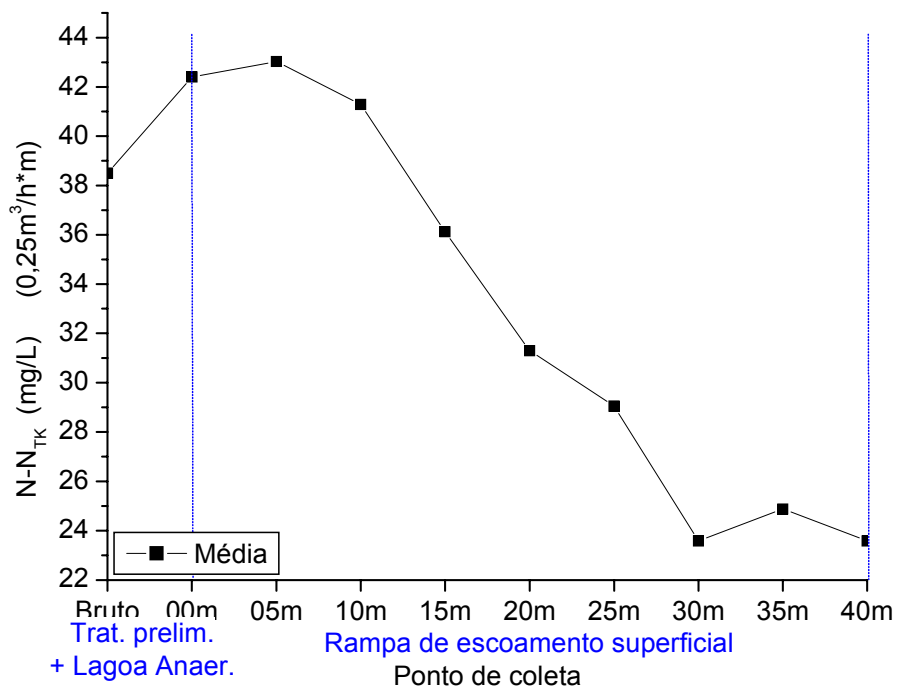


Figura A.38 – $N-N_{TK}$ médio. Taxa de aplicação = $0,25 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

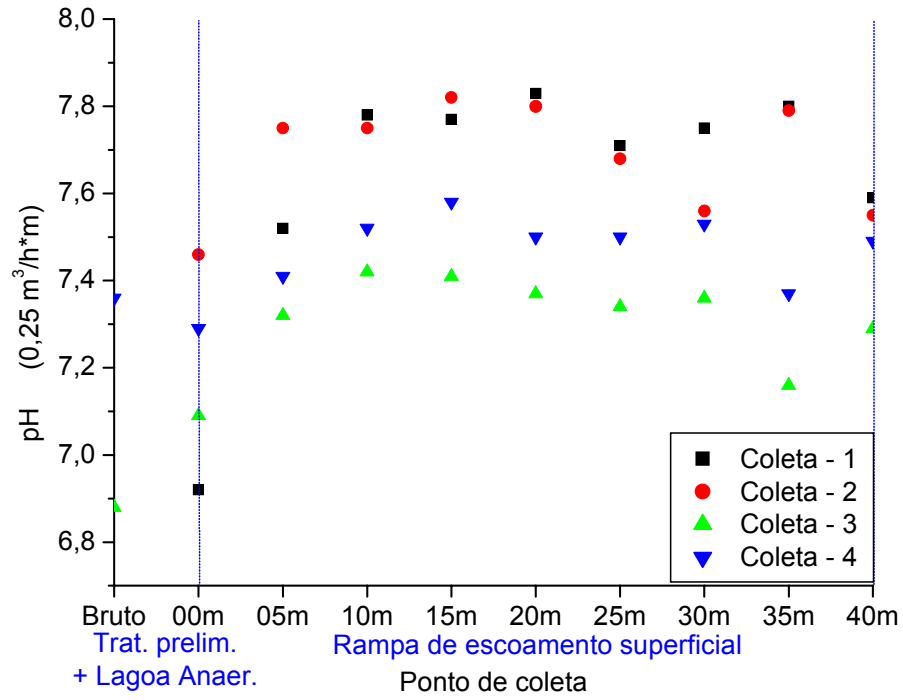


Figura A.39 – pH. Taxa de aplicação = 0,25 m³/h·m

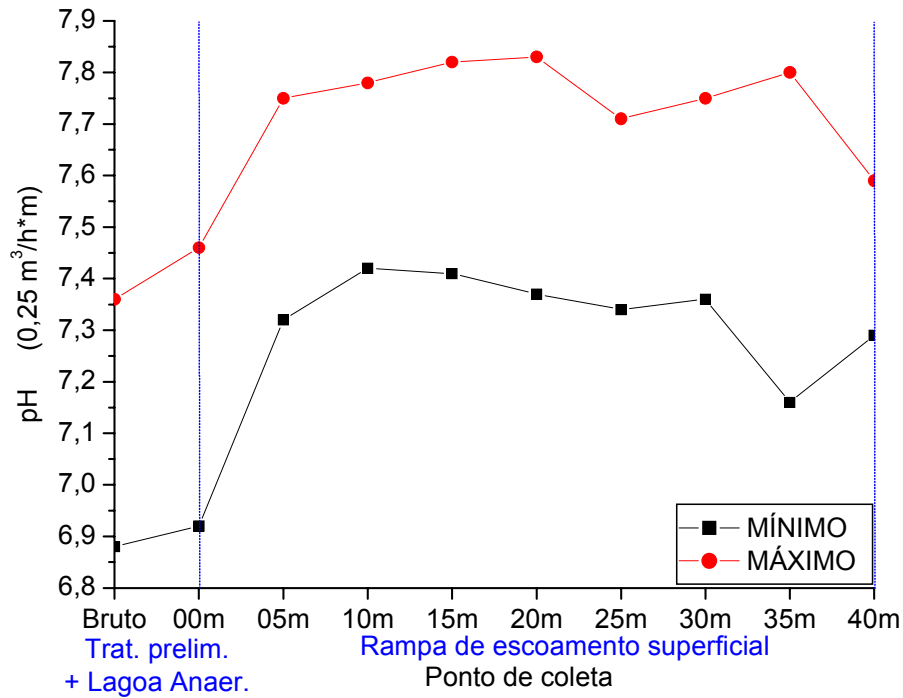


Figura A.40 – pH mínimo e máximo. Taxa de aplicação = 0,25 m³/h·m

A.2.3 - Taxa de aplicação = 0,30 m³/h·m

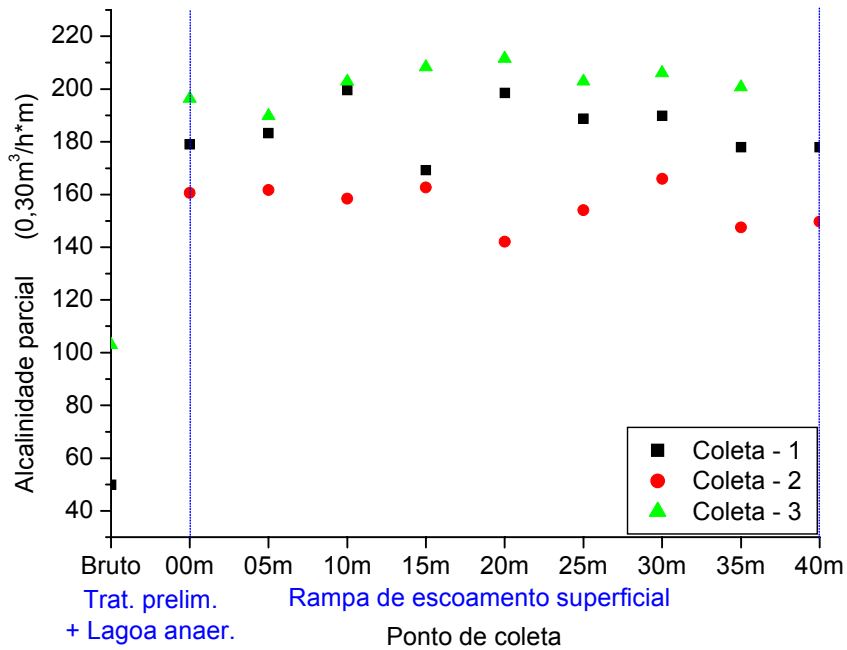


Figura A.41 – Alcalinidade parcial. Taxa de aplicação = 0,30 m³/h·m

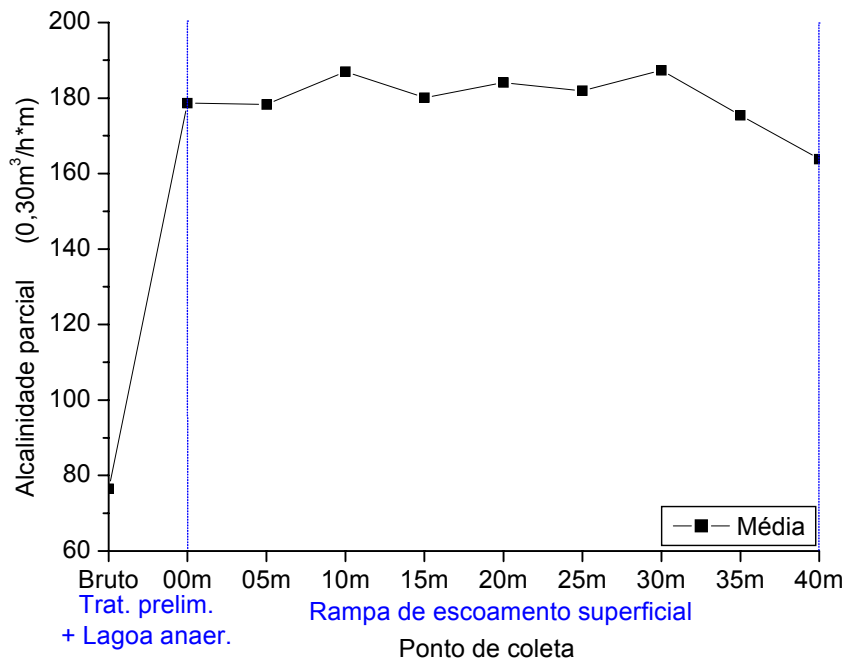


Figura A.42 – Alcalinidade parcial média. Taxa de aplicação = 0,30 m³/h·m

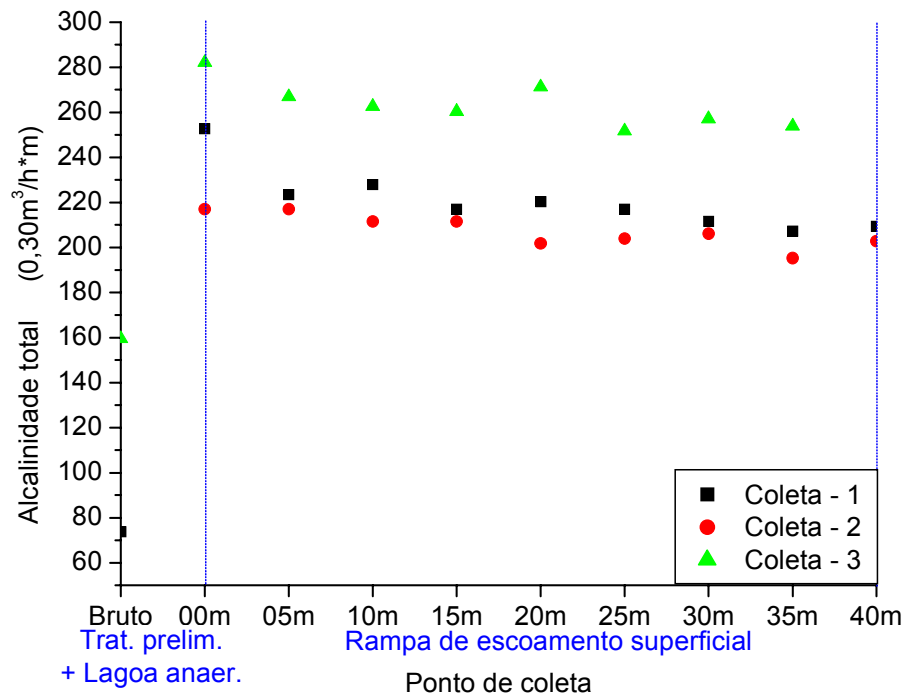


Figura A.43 – Alcalinidade total. Taxa de aplicação = 0,30 m³/h·m

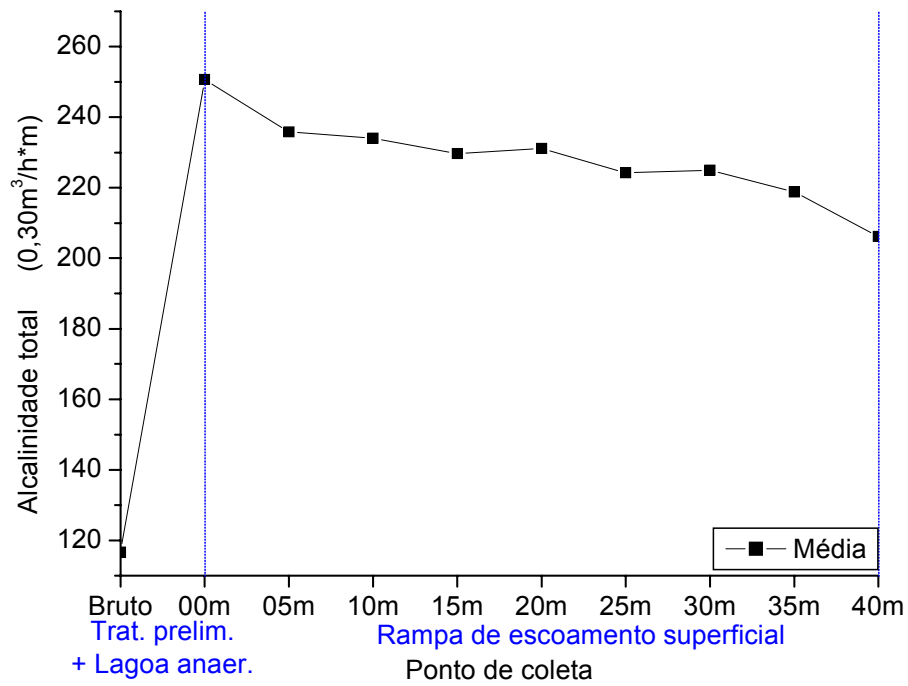


Figura A.44 – Alcalinidade total média. Taxa de aplicação = 0,30 m³/h·m

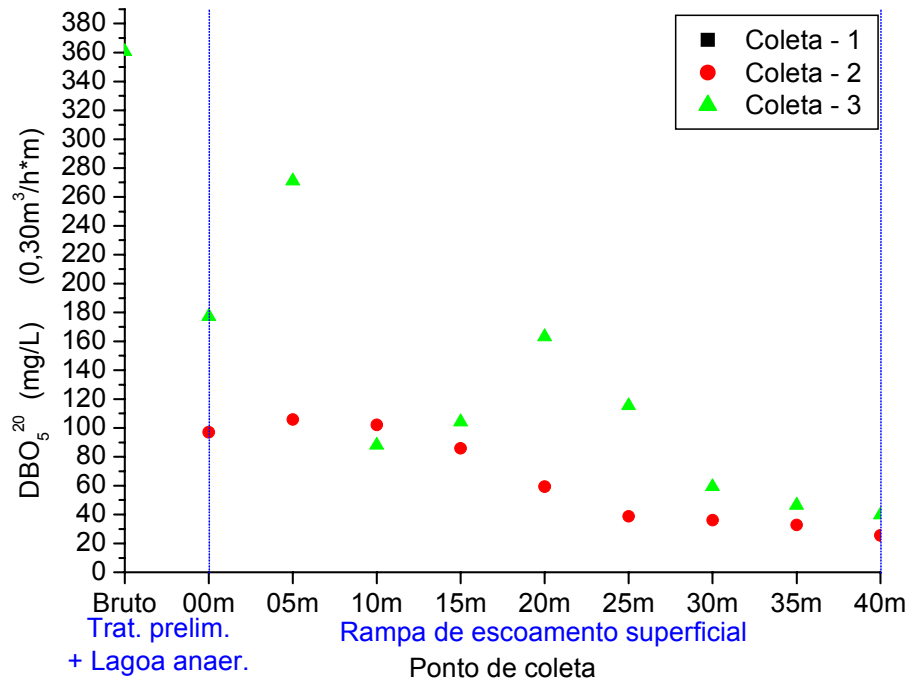


Figura A.45 – DBO. Taxa de aplicação = $0,30 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

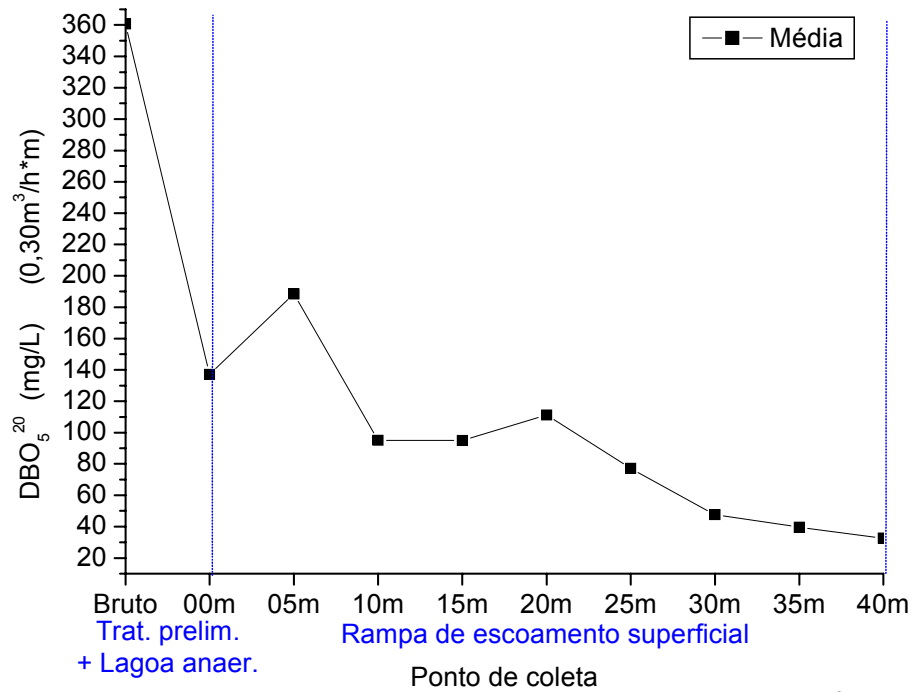


Figura A.46 – DBO média. Taxa de aplicação = $0,30 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$

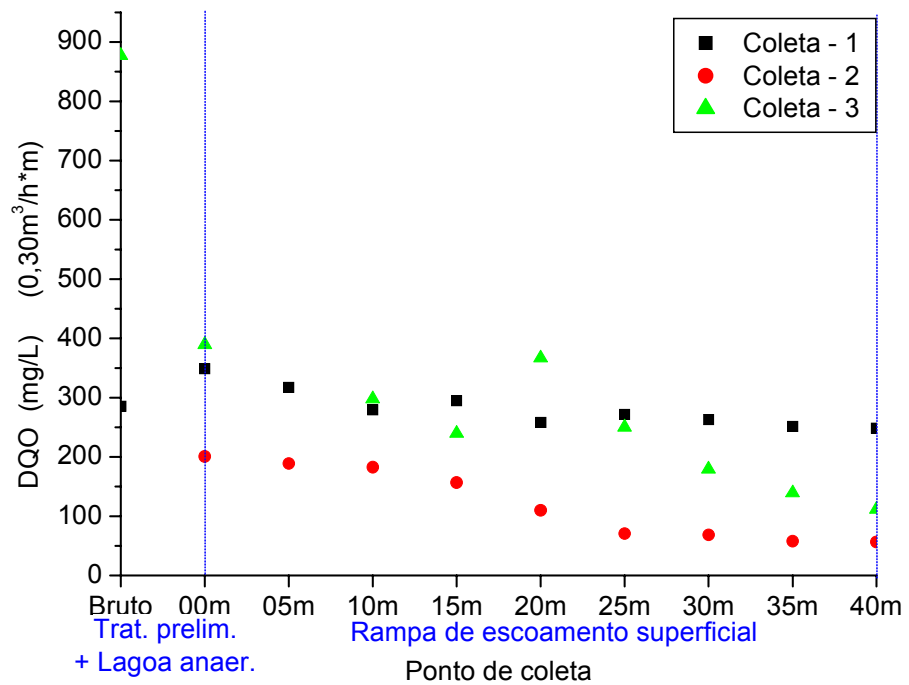


Figura A.47 – DQO. Taxa de aplicação = 0,30 m³/h·m

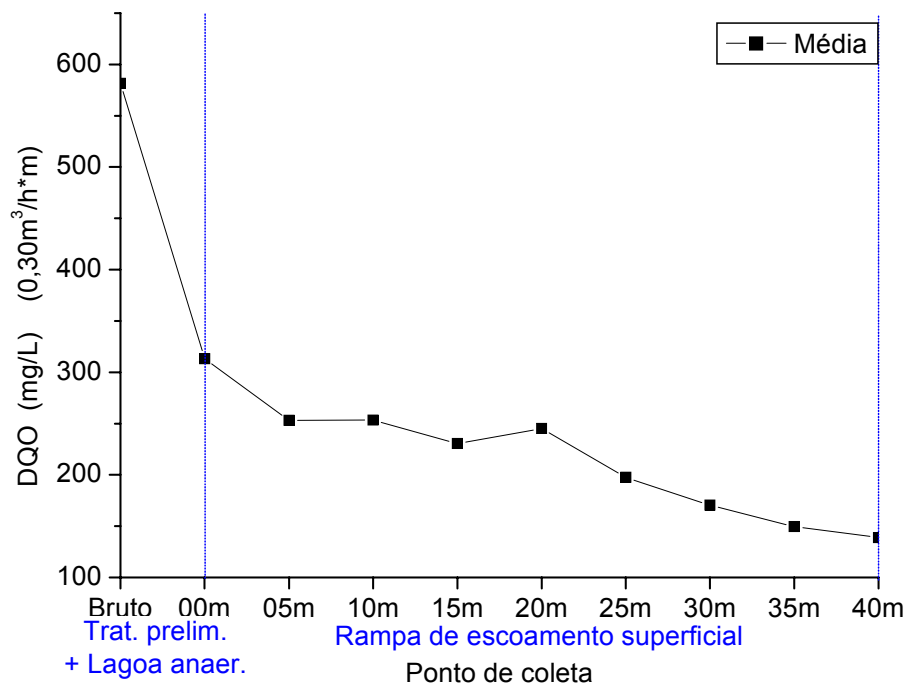


Figura A.48 – DQO média. Taxa de aplicação = 0,30 m³/h·m

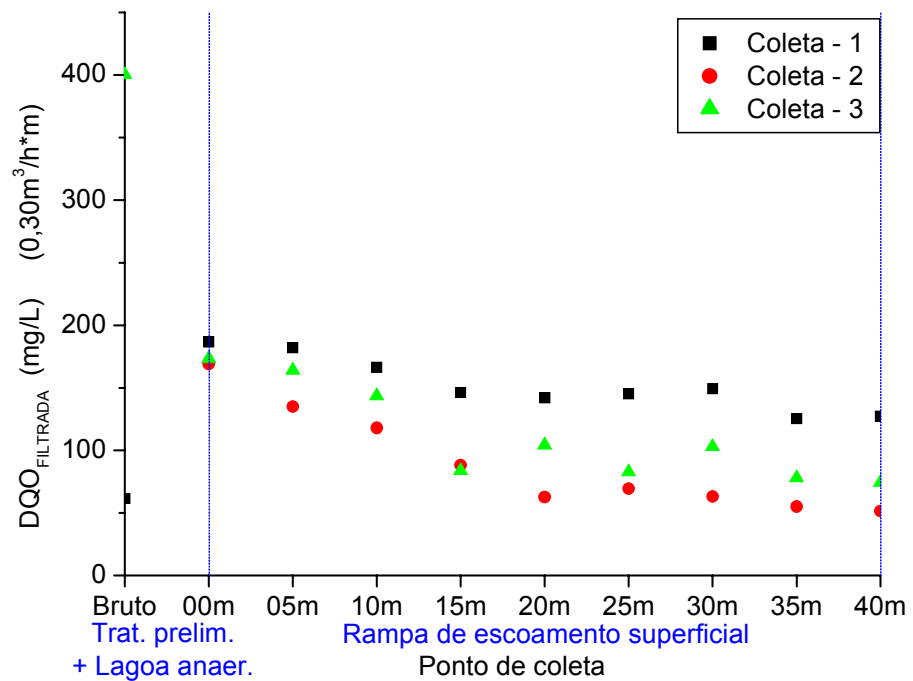


Figura A.49 – DQO_{FILTRADA}. Taxa de aplicação = 0,30 m³/h·m

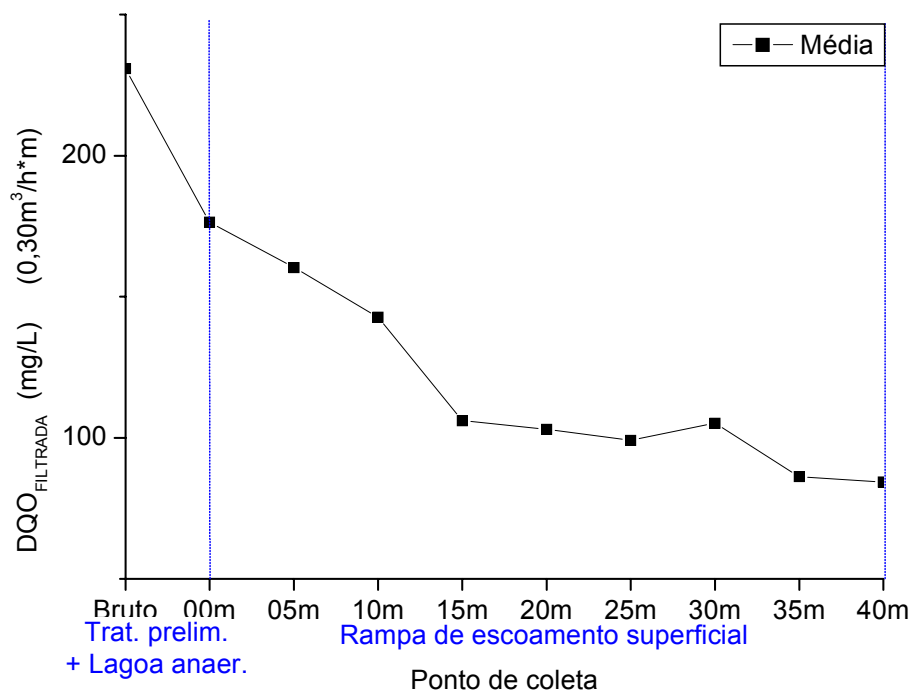


Figura A.50 – DQO_{FILTRADA} média. Taxa de aplicação = 0,30 m³/h·m

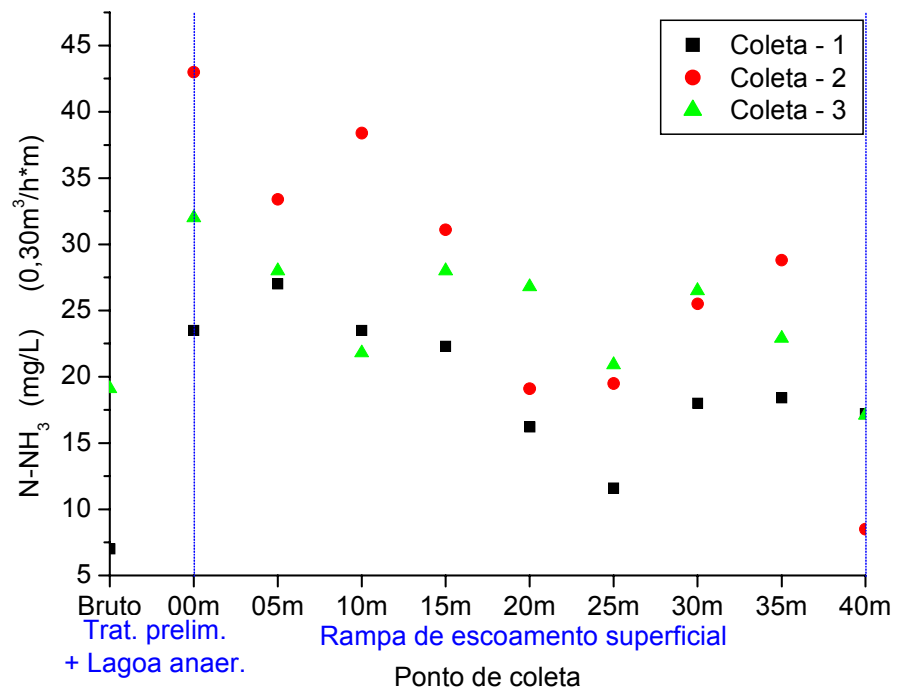


Figura A.51 – N-NH₃. Taxa de aplicação = 0,30 m³/h·m

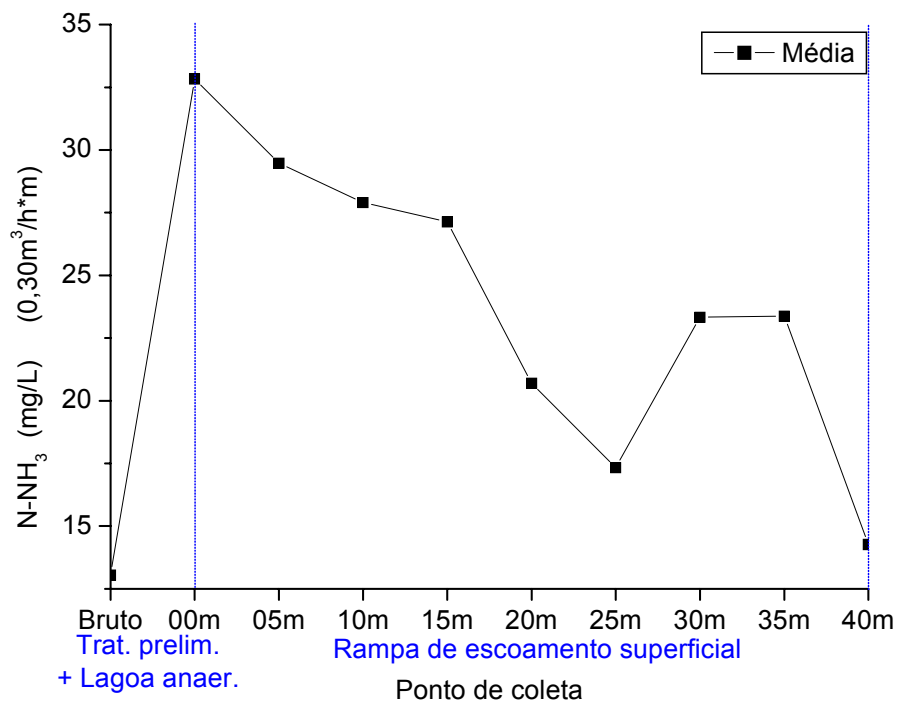


Figura A.52 – N-NH₃ médio. Taxa de aplicação = 0,30 m³/h·m

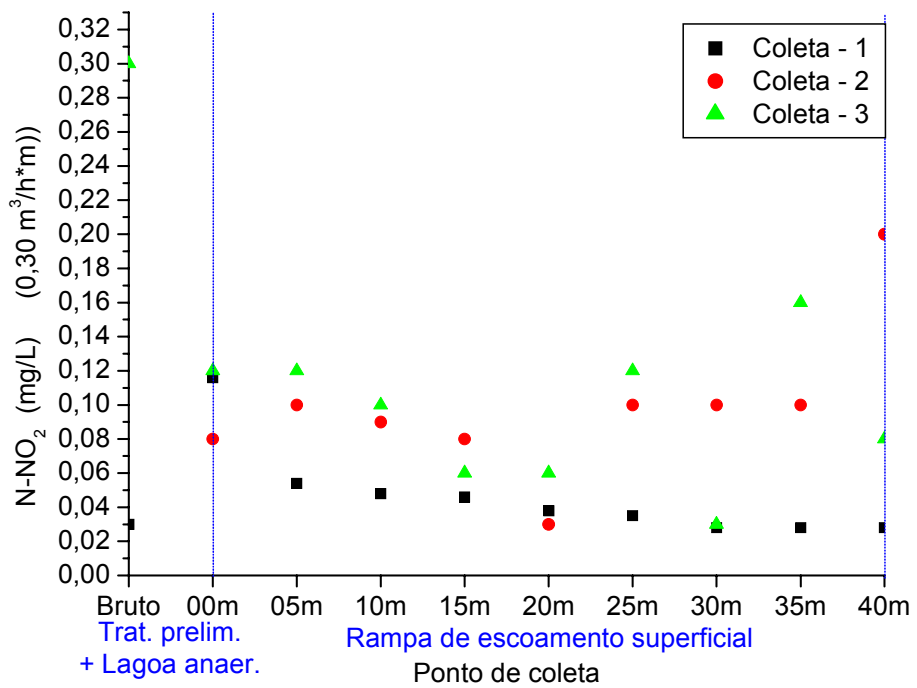


Figura A.53 – N-NO₂. Taxa de aplicação = 0,30 m³/h·m

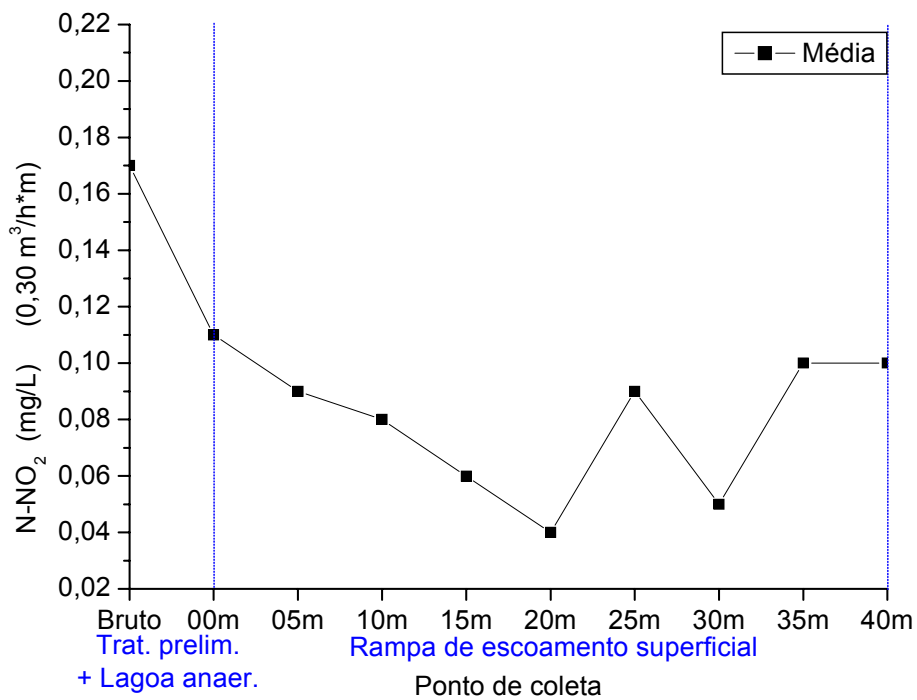


Figura A.54 – N-NO₂ médio. Taxa de aplicação = 0,30 m³/h·m

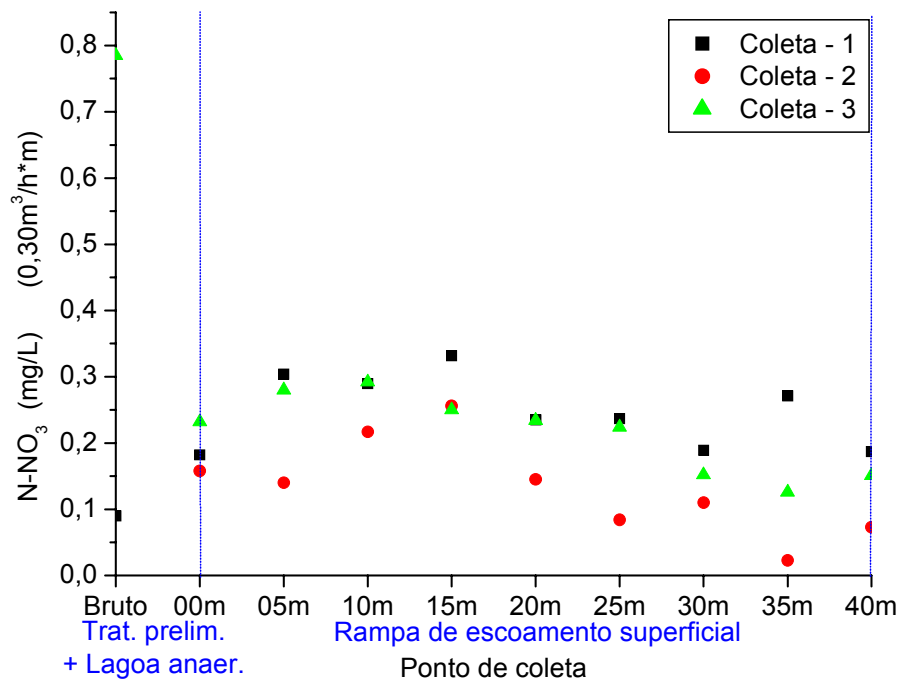


Figura A.55 – N-NO₃. Taxa de aplicação = 0,30 m³/h·m

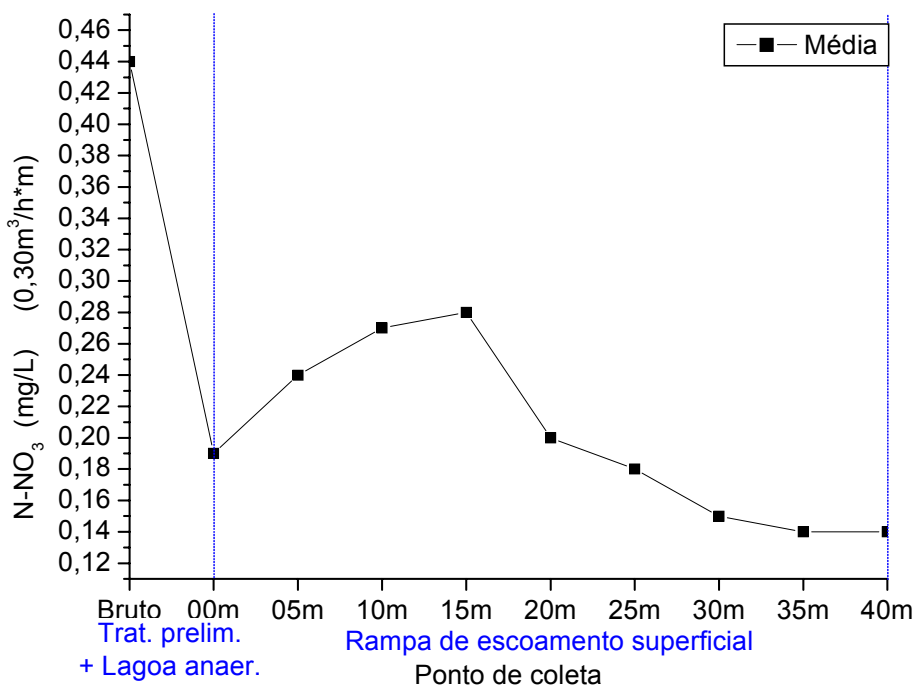


Figura A.56 – N-NO₃. Taxa de aplicação = 0,30 m³/h·m

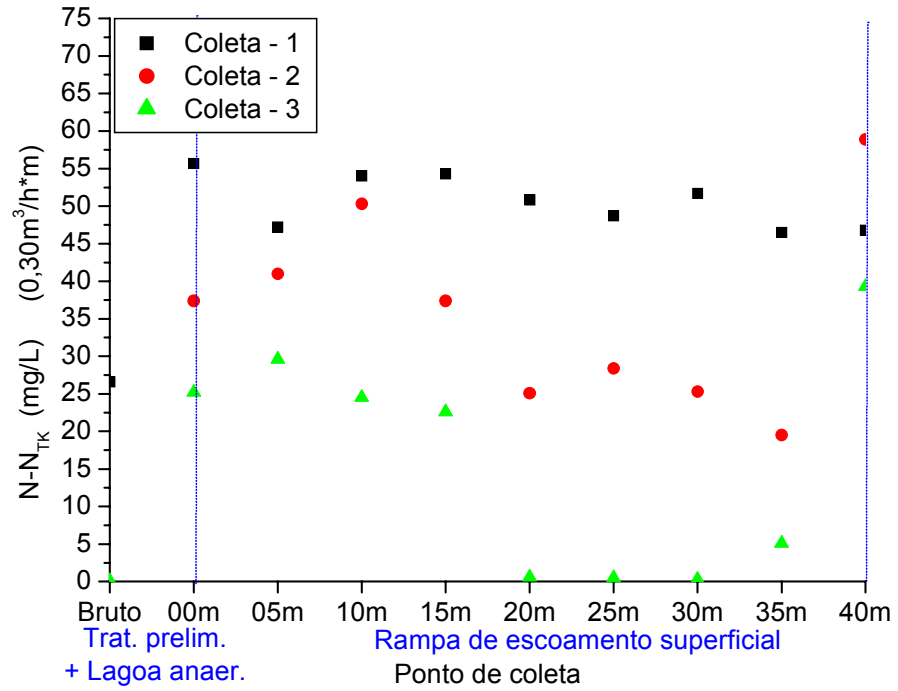


Figura A.57 – $N-N_{TK}$. Taxa de aplicação = $0,30 m^3/h \cdot m$

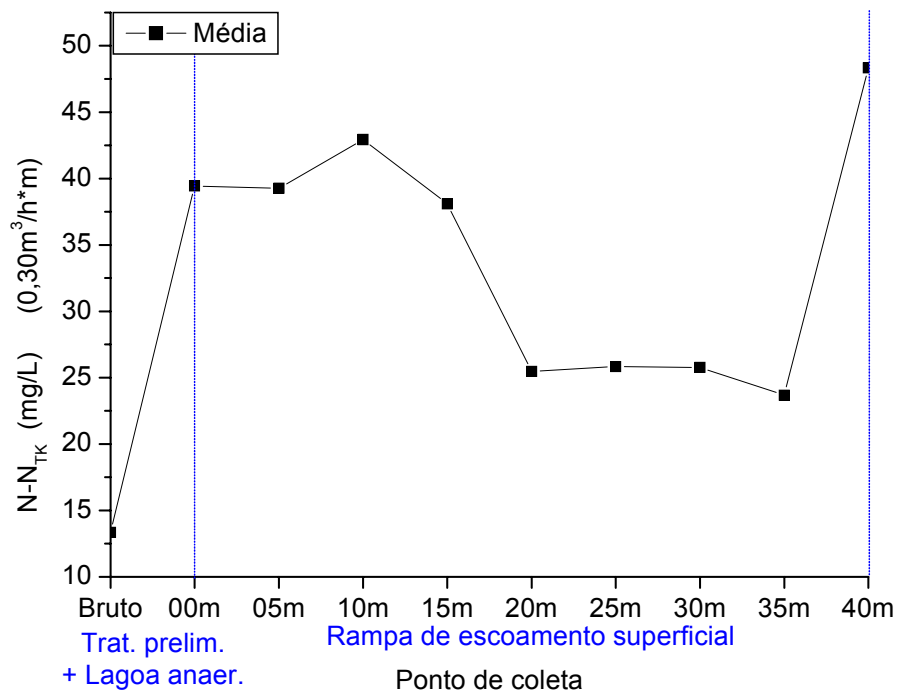


Figura A.58 – $N-N_{TK}$ médio. Taxa de aplicação = $0,30 m^3/h \cdot m$

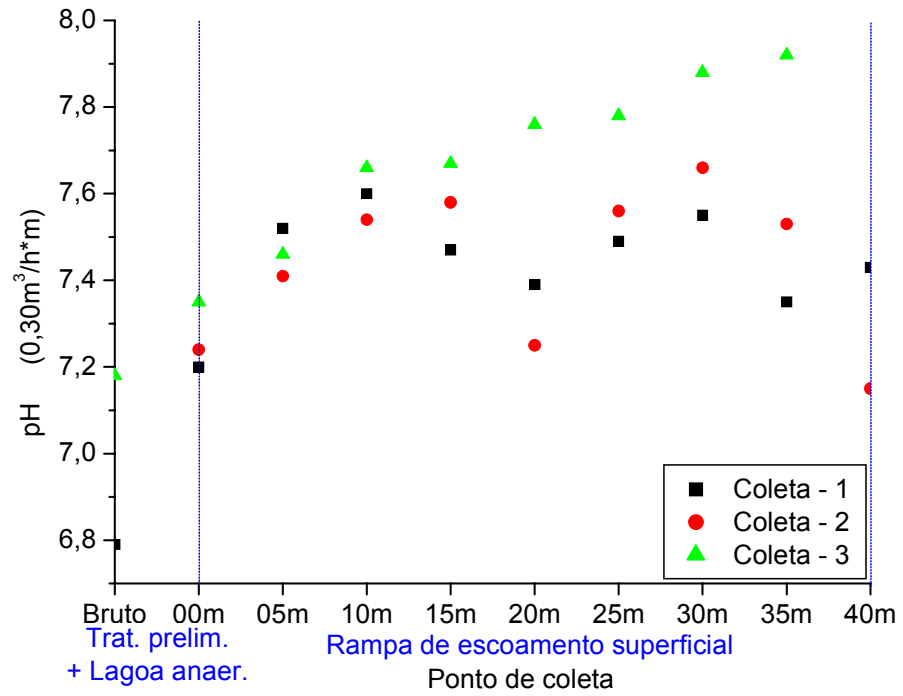


Figura A.59 – pH. Taxa de aplicação = 0,30 m³/h·m

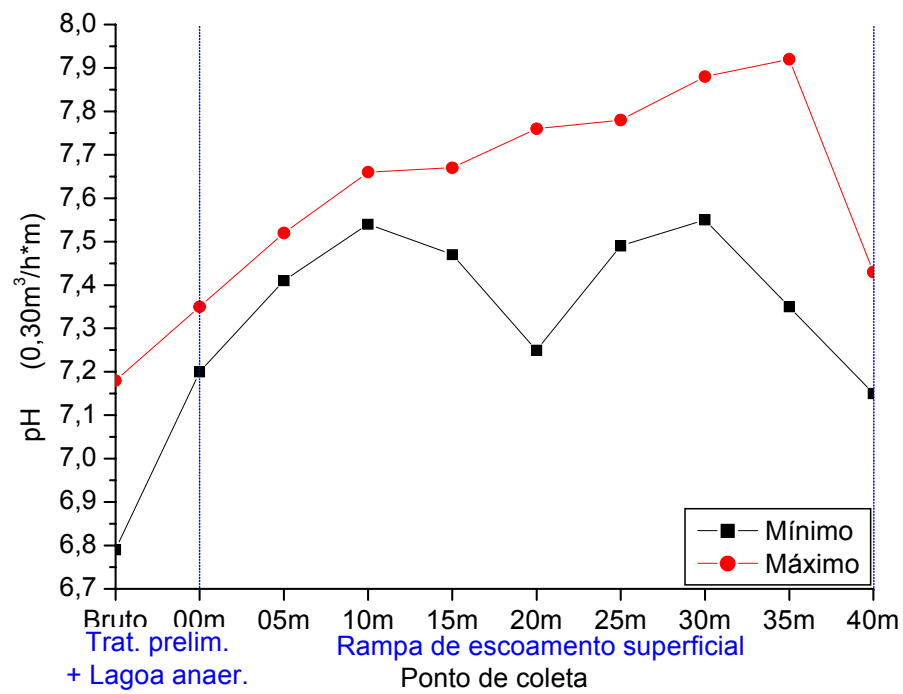


Figura A.60 – pH mínimo e máximo. Taxa de aplicação = 0,30 m³/h·m