

## APRESENTAÇÃO

A YC Engenharia apresenta à CODEVASF – Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e do Parnaíba, o **Estudo de Concepção e Viabilidade** para a elaboração do Projeto Básico do Sistema de Esgoto Sanitário da cidade de **Matias Cardoso/ MG**.

O trabalho foi desenvolvido com a orientação dos técnicos da CODEVASF, nas etapas de definições e diretrizes, tendo havido um acompanhamento efetivo e uma soma de esforços para o bom resultado do empreendimento.

O presente trabalho é composto dos seguintes volumes:

- Volume 1 – Estudo de Reconhecimento;
- **Volume 2 – Estudo de Concepção e Viabilidade:**
  - **Tomo 2.1 – Memorial Descritivo;**
  - Tomo 2.2 – Desenhos.
- Volume 3 – Levantamentos Topográficos;
- Volume 4 – Projeto Básico;
- Volume 5 – Levantamentos Geotécnicos;
- Volume 6 – Projeto Elétrico;
- Volume 7 – Projeto Estrutural.
- Volume 8 – Manual de Operação e Manutenção;
- Volume 9 – Resumo do Projeto.

**Data da Licitação:** 18/10/2007

**Nº do Edital:** 26/2007

**Contrato de Prestação de Serviço:** N°0.06.08.0026.00

**Ordem de Serviço:** N°01

**Responsável Técnico:**

**Período:** 30/01/08 a 30/07/08

Luiz Casuo Yamatogi CREA 10.870/D - MG

**Emissão:** Abril/2008

**Coordenação:** CODEVASF

**Revisão:** B- Setembro/2008

*YC ENGENHARIA*

Engº Luiz Casuo Yamatogi

## **SUMÁRIO**

**ESTUDO DE CONCEPÇÃO E VIABILIDADE – MATIAS CARDOSO****MEMORIAL DESCRITIVO – TOMO 2.1**

1. INTRODUÇÃO .....	8
2. PROJEÇÃO POPULACIONAL.....	10
3. CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO .....	15
3.1 – Alcance de Projeto.....	15
3.2 – Parâmetros Básicos.....	15
3.2.1 – Nível de atendimento (At).....	15
3.2.2 – Coeficientes de Variação (Conforme NBR 09649) .....	15
3.2.3 – Consumo per capita.....	16
3.2.4 – Cálculo das Vazões.....	17
3.3 – Parâmetros para Pré-Dimensionamento da Rede Coletora e Interceptores.....	17
3.4 – Parâmetros para Pré-Dimensionamento de Elevatória de Esgotos e Linha de Recalque.....	19
3.4.1 – Vazões Mínimas, Médias e Máximas .....	20
3.4.2 – Gradeamento.....	20
3.4.3 – Linha de Recalque.....	21
3.4.4 – Poço de Sucção.....	22
3.4.5 – Escolha do Tipo de Elevatória.....	24
3.5 – Parâmetros para Pré-Dimensionamento da Estação de Tratamento de Esgotos.....	27
3.5.1 – Carga Orgânica de Contribuição Unitária .....	27
3.5.2 – Gradeamento.....	27
3.5.3 – Caixa de Areia .....	28
3.5.4 – Reator de Manta de Lodo - UASB .....	28
3.5.5 – Leitos de Secagem.....	30
3.5.6 – Lagoa Anaeróbia .....	30
3.5.7 – Lagoas Facultativas.....	30
4. DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	32
4.1 – Vazões de Pré-Dimensionamento das Redes Coletoras e Interceptores .....	32
4.2 – Vazões de Pré-Dimensionamento da Elevatória de Esgoto Bruto .....	35
4.3 – Vazões para Pré-Dimensionamento da ETE .....	35
5. ESTUDOS DAS ALTERNATIVAS DE CONCEPÇÃO .....	38
5.1 – Introdução .....	38
5.2 – Ligações Prediais.....	39
5.3 – Redes Coletoras .....	40
5.4 – Interceptor.....	41
5.5 – Estação Elevatória de Esgoto Bruto - Final.....	41
5.6 – Estação de Tratamento de Esgotos.....	44

5.6.1 – Estudo de Autodepuração .....	47
5.6.2 – Descrição das Alternativas de Tratamento .....	56
5.6.2.1 – Alternativa I - <i>Reator Anaeróbio</i> .....	56
5.6.2.2 – Alternativa II - <i>Lagoa Facultativa</i> .....	64
5.6.2.3 – Alternativa III - <i>Sistema Australiano: Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa</i> .....	68
5.7 – Conclusão .....	75
6. ESTIMATIVA DE CUSTOS DAS ALTERNATIVAS .....	78
ANEXO.....	82
ANEXO A – PLANILHAS DA ESTIMATIVA DE CUSTO .....	83

**ESTUDO DE CONCEPÇÃO E VIABILIDADE – MATIAS CARDOSO**

**RELAÇÃO DE DESENHOS – TOMO 2.2**

<b>DISCRIMINAÇÃO</b>	<b>DESENHO Nº</b>
Mapa Chave - Sistema Proposto .....	01/09
Rede Coletora e Interceptor - Locação .....	02/09
Rede Coletora e Interceptor - Locação .....	03/09
Rede Coletora e Interceptor - Locação .....	04/09
Rede Coletora e Interceptor - Locação .....	05/09
Elevatória Final de Esgoto Bruto .....	06/09
Planta Situação da ETE Matias Cardoso - Alternativa I .....	07/09
Planta Situação da ETE Matias Cardoso - Alternativa II .....	08/09
Planta Situação da ETE Matias Cardoso - Alternativa III .....	09/09

## **1. INTRODUÇÃO**

## 1. INTRODUÇÃO

O projeto técnico do Sistema de Esgoto Sanitário de Matias Cardoso compreende os seguintes estudos e projetos:

- Estudo de Reconhecimento;
- Estudo de Concepção e Viabilidade;
- Projeto Básico;
- Projeto Executivo.

Inicialmente, para conhecimento da localidade, foi realizado um **Estudo de Reconhecimento** que apresenta um estudo preliminar da exeqüibilidade do sistema de esgotamento sanitário visando a coleta de dados gerais da localidade, diagnóstico do sistema existente, estudos da população e estudos das contribuições de esgoto para a instrução clara e precisa quanto à realização do estudo de concepção e viabilidade.

O **Estudo de Concepção e Viabilidade** é um documento destinado a demonstrar a viabilidade técnico-econômica, social e ambiental de um sistema de esgotamento sanitário e seus impactos sobre os meios físico-biótico-antrópico. A viabilidade do empreendimento será avaliada por meio de comparação de alternativas propostas para o sistema onde será escolhida a alternativa que melhor se adeque às possibilidades de investimento atuais e futuras.

Após escolhida a alternativa de concepção e sua aprovação por parte da coordenação da CODEVASF será realizado o **Projeto Básico** que compreende em um conjunto de elementos necessários e suficientes, com nível de precisão adequado, para caracterizar a obra e os serviços necessários para a implantação do sistema de esgotos sanitários de Matias Cardoso.

A seguir está apresentado o **Estudo de Concepção e Viabilidade** para a sede do município de Matias Cardoso desenvolvido de forma a atender as diretrizes definidas pela CODEVASF, obedecendo às normas vigentes da ABNT e bibliografias de autores consagrados e especialistas da área.



## **2. PROJEÇÃO POPULACIONAL**

## 2. PROJEÇÃO POPULACIONAL

A Projeção Populacional para a sede urbana de Matias Cardoso está apresentada com maiores detalhes no **Volume 1 – Estudo de Reconhecimento**. Apresenta-se neste volume uma síntese do estudo realizado.

O estudo populacional foi realizado com base nos métodos estatísticos e em parâmetros de aplicação consagrados e recomendados pela literatura técnica especializada e, também no universo de dados existentes.

Para realização dos estudos e avaliação da aplicabilidade dos métodos foram utilizados os seguintes dados:

- Dados do IBGE (censo demográfico) para os anos de 1.970, 1.980, 1.991, 2.000;
- Estimativa populacional para o município de Matias Cardoso realizada pelo IBGE no período de 2.001 a 2.006;
- Publicação “Estudos de Projeções Demográficas do Estado de Minas Gerais” fornecida pela Companhia de Saneamento de Minas Gerais - COPASA realizada antes do censo de 2.000;
- Relatório Preliminar “Projeções de população para municípios de Minas Gerais, por situação do Domicílio – 2.000 a 2.030” realizado pelo Centro de Estatística e Informação (CEI) da Fundação João Pinheiro/MG em 2.007;
- Dados de economias residenciais ligadas à rede de energia elétrica fornecidos pela CEMIG;
- Dados de economias residenciais ligadas à rede de distribuição de água fornecidos pela COPASA; e
- Dados gerais do Brasil e do Estado de Minas Gerais a fim de embasar a escolha das taxas de crescimento da cidade.

De forma geral observou-se que a projeção geométrica com regressão linear não pode ser empregada direta e isoladamente na definição da projeção populacional da sede urbana de Matias Cardoso para um universo de 20 anos, em consequência das

altas taxas aplicadas. Os outros métodos estudados, projeções logística e decrescente, não são aplicados aos conjuntos de dados eqüidistantes.

Sendo assim, utilizando-se como população de referência os dados do censo para o ano de 2.000, e aplicando, para a primeira década, uma taxa aproximada à taxa referente aos anos de 2.000 a 2.007 das populações dos dados de economias residenciais da COPASA, desenvolveu-se, utilizando o método de progressão da COPASA – progressão geométrica sem regressão linear, uma projeção populacional para a sede urbana de Matias Cardoso, que melhor refletiu a tendência de crescimento da cidade.

Logo, tem-se para a população da sede do município de Matias Cardoso, Quadro 2.1:

- População de referência: 2.902 hab. (Censo de 2.000)
- População (Início de plano ano 2.008) = 3.972 hab.
- População (Final de plano ano 2.028) = 5.899 hab.

Com a definição da projeção populacional para a sede urbana do município, é definida no Quadro 2.2 a projeção por setor censitário.

O produto das frações das áreas do setor censitário pelas densidades populacionais definidas no Quadro 2.2 tem como resultado as populações contribuintes de cada uma das 08 (oito) sub-bacias pertencentes à área de projeto de Matias Cardoso. O Quadro 2.3 mostra as populações de cada sub-bacia para os anos de 2.008 e 2.028, respectivamente ano de início e alcance do plano.

Apresenta-se no Volume 2 - Tomo 2.2 a Planta Geral de Matias Cardoso com as divisões das sub-bacias.

QUADRO 2.1 – PROJEÇÃO POPULACIONAL DA SEDE URBANA DE MATIAS CARDOSO

ANO	POPULAÇÃO URBANA	TAXA (%)
1.970	<b>899</b>	-
1.980	<b>1.748</b>	3,30
1.991	<b>1.727</b>	5,17
2.000	<b>2.902</b>	6,14
2.001	3.018	4,00
2.002	3.139	
2.003	3.264	
2.004	3.395	
2.005	3.531	
2.006	3.672	
2.007	3.819	
2.008	3.972	
2.009	4.130	
2.010	4.296	
2.011	4.382	2,00
2.012	4.469	
2.013	4.559	
2.014	4.650	
2.015	4.743	
2.016	4.838	
2.017	4.934	
2.018	5.033	
2.019	5.134	
2.020	5.236	
2.021	5.315	1,50
2.022	5.395	
2.023	5.476	
2.024	5.558	
2.025	5.641	
2.026	5.726	
2.027	5.812	
2.028	5.899	
<b>TAXA (%) 2.001 - 2.028</b>		<b>2,57</b>

**QUADRO 2.2 – PROJEÇÃO POPULACIONAL POR SETOR CENSITÁRIO - MATIAS CARDOSO**

SETOR CENSITÁRIO (IBGE)	ÁREA IBGE 2.000 (ha)	ÁREA PROJETO 2.008 (ha)	DENSIDADE POPULACIONAL (hab/ha)			POPULAÇÃO (hab)		
			2.000	2.008	2.028	2.000	2.008	2.028
1	56,93	54,36	27,38	39,25	58,29	1.559	2.134	3.169
2	45,09	70,96	29,78	25,90	38,47	1.343	1.838	2.730
<b>TOTAL</b>	<b>102,02</b>	<b>125,32</b>	<b>28,45</b>	<b>31,69</b>	<b>47,07</b>	<b>2.902</b>	<b>3.972</b>	<b>5.899</b>

**QUADRO 2.3 – PROJEÇÃO POPULACIONAL POR SUB-BACIA - MATIAS CARDOSO**

SUB BACIA	SETOR CENSITÁRIO (IBGE)	ÁREA (ha)	DENSIDADE (hab/ha)		POPULAÇÃO (hab)		POPULAÇÃO TOTAL (hab)	
			2.008	2.028	2.008	2.028	2.008	2.028
SB-01	2	23,91	25,90	38,47	619	920	619	920
SB-02	2	6,15	25,90	38,47	159	237	159	237
SB-03	2	9,00	25,90	38,47	233	346	233	346
SB-04	2	7,25	25,90	38,47	188	279	188	279
SB-05	2	13,84	25,90	38,47	358	532	358	532
SB-06	1	13,61	39,25	58,29	534	793	762	1.132
	2	8,81	25,90	38,47	228	339		
SB-07	1	28,58	39,25	58,29	1.122	1.666	1.174	1.743
	2	2,00	25,90	38,47	52	77		
SB-08	1	12,17	39,25	58,29	478	709	478	709
<b>TOTAL</b>		<b>125,32</b>			<b>3.972</b>	<b>5.899</b>	<b>3.972</b>	<b>5.899</b>

### **3. CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO**

### 3. CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Os parâmetros para o pré-dimensionamento foram definidos a partir de:

- Dados da cidade de Matias Cardoso;
- Normas técnicas ABNT NBR;
- Parâmetros utilizados pela CODEVASF e COPASA;
- Normas técnicas da COPASA;
- Bibliografia de autores e instituições consagradas.

#### 3.1 – Alcance de Projeto

O alcance dos estudos realizados neste trabalho prevê:

- Anos 2.008 – Início de Plano;
- Ano 2.028 – Final de Plano.

#### 3.2 – Parâmetros Básicos

##### 3.2.1 – Nível de atendimento (At)

O nível de atendimento foi definido com base no “*Escopo dos Serviços – Termo de Referência*” no qual define que 100% da população, ao longo do período de alcance de projeto, estará interligada ao sistema.

##### 3.2.2 – Coeficientes de Variação (Conforme NBR 09649)

- $K_1 = 1,2 \rightarrow$  Coeficiente de reforço do dia de maior consumo;
- $K_2 = 1,5 \rightarrow$  Coeficiente de reforço da hora de maior consumo;
- $K_3 = 0,5 \rightarrow$  Coeficiente de reforço da hora de menor consumo;
- $C = 0,80 \rightarrow$  Coeficiente de retorno água/esgoto.

- Taxa de Infiltração (CI):
    - $CI = 25\%$  da vazão máxima horária doméstica (ABNT); ou
    - $CI = a \times L \rightarrow a = (0,01 \text{ a } 0,2) \text{ l/s x km de rede existente (EDITAL CODEVASF)}$
- $L =$  Extensão de rede.

Deverá ser utilizado o índice que apresentar a menor vazão de infiltração.

### 3.2.3 – Consumo per capita

O consumo *per capita* de água foi avaliado por meio de uma série histórica mensal de 12 (doze) meses, tomando-se por base os consumos de água das economias micromedidas informadas por meio dos Boletins de Informações Básicas Operacionais e Gerenciais (IBO/IBG), período de 01/2007 a 12/2007, da Companhia de Saneamento de Minas Gerais – COPASA, concessionária do sistema de abastecimento de água da sede do município de Matias Cardoso, conforme Quadro 3.2.1.

**QUADRO 3.2.1 – CONSUMO PER CAPITA DE ÁGUA DA SEDE DO MUNICÍPIO DE MATIAS CARDOSO**

MÊS/ ANO	PER CAPITA MICROMEDIDO (l/hab.x dia)
jan/07	106,49
fev/07	101,14
mar/07	86,21
abr/07	104,59
mai/07	95,37
jun/07	101,55
jul/07	103,66
ago/07	96,20
set/07	106,42
out/07	108,89
nov/07	114,63
dez/07	106,48
<b>MÉDIA</b>	<b>102,72</b>

Fonte: IBO/IBG - COPASA (01/07 a 12/07)

O *per capita* médio micromedido deste período é cerca de 102,72 l/(hab. x dia).

Adotar-se-á o valor de 103 l/ (hab. x dia).



### 3.2.4 – Cálculo das Vazões

- Vazão Média

$$Q_{\text{méd}} = \frac{P \times At \times q \times C}{86400} + CI$$

Onde:

- $Q_{\text{méd}}$   $\Rightarrow$  Vazão média (l/s);
- $P$   $\Rightarrow$  População (hab);
- $At$   $\Rightarrow$  Nível de atendimento (%);
- $q$   $\Rightarrow$  Consumo *per capita* = 103 l/(hab. x dia);
- $C$   $\Rightarrow$  Coeficiente de retorno água/esgoto = 0,80;
- $CI$   $\Rightarrow$  Taxa de infiltração (l/s).

- Vazão para Verificação do Dimensionamento (l/s)

$$Q_{\text{mín}} = Q_{\text{méd}} \times K_3$$

- Vazão Máxima Diária (l/s)

$$Q_{\text{máx}} = Q_{\text{méd}} \times K_1$$

- Vazão Máxima Horária (l/s)

$$Q_{\text{máx}} = Q_{\text{méd}} \times K_1 \times K_2$$

### 3.3 – Parâmetros para Pré-Dimensionamento da Rede Coletora e Interceptores

Em todo o pré-dimensionamento hidráulico, utilizou-se como base a fórmula de Manning, sendo a condição de arraste dos esgotos verificada pela tensão trativa média, não inferior a 1,0 Pa.

As redes coletoras e interceptores foram pré-dimensionados para atender as vazões máximas horárias de final de plano (ano 2.028), sendo verificada a tensão trativa média não inferior a 1,0 Pa para as vazões mínimas de início de plano (ano de

2.008), com exceção feita para os interceptores com diâmetro  $\geq 400$  mm, onde o valor mínimo para a tensão trativa média é de 1,5 Pa.

Segundo a NBR 9.649 de 1.986 da ABNT, a menor vazão utilizada nos cálculos é de 1,50 l/s, correspondente ao pico instantâneo de vazão da descarga de um vaso sanitário. Sempre que a vazão de jusante for inferior a 1,50 l/s, para cálculos hidráulicos, adotar-se-á o valor de 1,50 l/s.

Foram adotados os diâmetros padronizados comercialmente (DN 150, DN 200, DN 250, DN 300, DN 350, DN 400, DN 500, etc.) e os seguintes materiais:

- Diâmetro DN 150 a DN 350: PVC com junta elástica;
- Diâmetro igual ou superior a DN 400: tubo de concreto com junta elástica (CA-2);
- Ferro Fundido: trechos aéreos.

O diâmetro mínimo adotado foi de 150 mm.

Serão seguidos, ainda, os critérios estabelecidos pela NBR - 12.207 da ABNT.

- Tensão Trativa

A tensão trativa média será verificada nos cálculos das redes coletoras e dos interceptores, através da aplicação de seguinte fórmula:

$$\sigma_t = \gamma \times R_h \times I_o$$

- $\sigma_t$   $\Rightarrow$  Tensão Trativa (Pa);
- $\gamma$   $\Rightarrow$  Peso específico da água =  $10^4$  N/m<sup>3</sup>;
- $R_h$   $\Rightarrow$  Raio hidráulico (m);
- $I_o$   $\Rightarrow$  Declividade do trecho (m/m).

- Velocidades Mínimas e Máximas

O objetivo de limitar as velocidades é garantir a integridade das superfícies internas das canalizações a fim de minimizar os efeitos da erosão causada pelos sólidos presentes nos esgotos. Conforme preconiza a NBR 09649/1.986 a velocidade final (máxima) está limitada a 5 m/s.

Nos interceptores, a velocidade mínima será aquela que corresponderá à declividade mínima, calculada para que se tenha o valor mínimo da tensão trativa média de 1,0 Pa.

- Lâmina

A lâmina máxima calculada está limitada a 75% do diâmetro.

- Profundidade

A profundidade mínima das redes coletoras será de 1,05 metros para ruas pavimentadas e 1,25 metros para ruas não pavimentadas.

- Tubo de Queda

Quando o degrau de um tubo coletor em um PV, for superior a 0,50 m, será previsto a construção de um tubo de queda, ligando o coletor ao fundo do poço.

Os poços de visita utilizados são padronizados pela COPASA, P-039 ( $\varnothing \geq 300$  mm e  $h \geq 2,50$  m) e P-062 ( $\varnothing < 300$  mm e  $h < 2,50$  m), e a localização dos mesmos deverá atender aos seguintes critérios:

- Mudança de direção;
- Mudança de diâmetro;
- Nos pontos onde haja mudança de declividade;
- Nos cruzamentos de tubulações;
- Nos limites de extensão entre os trechos.

Nos casos em que estes poços de visita não atenderem estes critérios serão projetados poços de visita especiais.

### **3.4 – Parâmetros para Pré-Dimensionamento de Elevatória de Esgotos e Linha de Recalque**

Os critérios e parâmetros utilizados para o pré-dimensionamento de elevatória e linha de recalque foram definidos com base na Norma NBR-12.208 da ABNT.

### 3.4.1 – Vazões Mínimas, Médias e Máximas

Para determinação das vazões mínimas, médias e máximas de pré-dimensionamento foram considerados os critérios apresentados anteriormente no item 3.2.4.

### 3.4.2 – Gradeamento

Os sólidos em suspensão no esgoto afluente, que possam prejudicar o bom funcionamento das bombas, serão removidos por cesto coletor ou grades, dependendo da vazão de dimensionamento, removível por içamento, colocado na altura da boca de descarga do coletor afluente e dimensionado pela seguinte expressão:

$$V = Q \times \tau$$

Sendo:

- $V \Rightarrow$  Volume de material retido (l/s);
- $Q \Rightarrow$  Vazão afluente (m<sup>3</sup>/s);
- $\tau \Rightarrow$  Taxa de material retido (l/m<sup>3</sup>).

Foram adotados os valores, segundo Schroepfer, que estimam a variação da quantidade de material retido, em relação às aberturas das grades conforme apresentado no Quadro 3.4.1 apresentado a seguir.

**QUADRO 3.4.1 - CORRELAÇÃO ENTRE O ESPAÇAMENTO ENTRE AS GRADES E TAXA DE MATERIAL RETIDO**

ESPAÇAMENTO (cm)	TAXA DE MATERIAL RETIDO (l/m <sup>3</sup> )
2,0	0,038
2,5	0,023
3,5	0,012
4,0	0,009
5,0	0,003

### 3.4.3 – Linha de Recalque

#### Altura Manométrica

A altura manométrica foi determinada a partir da seguinte expressão:

$$H_{\text{man}} = H_g + hf_c + hf_L$$

Onde:

- $H_{\text{man}} \Rightarrow$  Altura Manométrica (m);
- $H_g \Rightarrow$  Desnível Geométrico (m);
- $hf_c \Rightarrow$  Perda de Carga Contínua (m);
- $hf_L \Rightarrow$  Perda de Carga Localizada (m).

#### Altura Geométrica

A altura geométrica é a diferença entre o nível do ponto que recebe a linha de recalque e o  $NA_{\text{MIN}}$  do poço de sucção da elevatória.

#### Perda de Carga Contínua – $hf_c$

As perdas de carga contínuas referem-se às extensões das tubulações de sucção e recalque, sendo determinadas a partir da fórmula de Hazen-Williams descrita a seguir:

$$hf_c = 10,643 \times L \times \left( \frac{Q}{C} \right)^{1,85} \times D^{-4,87}$$

Onde:

- $Q \Rightarrow$  Vazão ( $\text{m}^3/\text{s}$ );
- $D \Rightarrow$  Diâmetro da Tubulação (m);
- $C \Rightarrow$  Coeficiente de Perda de Carga (depende da rugosidade da parede interna da tubulação);
- $L \Rightarrow$  Comprimento da Tubulação (m).

**Perdas de Cargas Localizadas -  $hf_L$** 

As perdas de carga localizadas são causadas por singularidades dos tipos de peças que compõem as tubulações, como curva, junção, válvula, etc. que provocam perturbações localizadas. São calculadas de acordo com a expressão a seguir:

$$hf_L = \sum K \left( \frac{V^2}{2g} \right)$$

Onde:

- $V \Rightarrow$  Velocidade na Tubulação (m/s);
- $g \Rightarrow$  Aceleração da Gravidade ( $m/s^2$ );
- $K \Rightarrow$  Coeficiente que depende de cada peça.

**3.4.4 – Poço de Sucção****Volume Útil**

A fórmula abaixo foi deduzida para até seis conjuntos moto-bombas e um tempo de ciclo de 10 minutos.

$$Vu = 2,50Qb_1 + 0,98Qb_2 + 0,68Qb_3 + 0,50Qb_4 + 0,40Qb_5 + 0,35Qb_6$$

Sendo,

- $Vu \Rightarrow$  Volume Útil ( $m^3$ );
- $Qb \Rightarrow$  Vazão correspondente a cada bomba.

**Área Útil**

$$Au = \frac{Vu}{Hu}$$

Sendo,

- $Au \Rightarrow$  Área útil ( $m^2$ );
- $Vu \Rightarrow$  Volume Útil ( $m^3$ );
- $Hu \Rightarrow$  Altura entre os níveis de operação (m).

**Volume Efetivo**

$$V_{ef} = Ab \times Hm - V_{enchimento}$$

Sendo,

- $Ab \Rightarrow$  Área da base do poço de sucção ( $m^2$ );
- $Hm \Rightarrow$  Diferença de nível entre o fundo do poço e o nível médio de operação das bombas (m);
- $V_{enchimento} \Rightarrow$  Volume de enchimento do poço de sucção.

**Ciclo de funcionamento**

$$TC = \sum_{i=1}^n T_{si} + T_D \Rightarrow TC \geq 10min$$

Sendo,

- $TC \Rightarrow$  Tempo total de ciclo (min);
- $TS \Rightarrow$  Tempo de subida do esgoto (min);

$$T_s = \frac{V_1}{Q_a} + \frac{V_2}{Q_a - Q_{b_1}} + \frac{V_3}{Q_a - Q_{b_2}} + \frac{V_4}{Q_a - Q_{b_3}} + \frac{V_5}{Q_a - Q_{b_4}} + \frac{V_6}{Q_a - Q_{b_5}}$$

- $TD \Rightarrow$  Tempo de descida do esgoto (min).

$$T_D = \frac{V_u}{Q_b - Q_a}$$

**Tempo de Detenção (Td)**

$$Td = \frac{V_{ef}}{Q_m} \Rightarrow Td \leq 30min$$

Sendo,

- $Td \Rightarrow$  Tempo de detenção (min);
- $V_{ef} \Rightarrow$  Volume efetivo ( $m^3$ );

- $Q_m \Rightarrow$  Vazão média ( $m^3/min$ )

### **Velocidades de Sucção e Recalque**

A velocidade na sucção e no recalque foi obtida através da expressão:

$$V = \frac{Q}{A}$$

Sendo:

- $V \Rightarrow$  Velocidade ( $m/s$ );
- $Q \Rightarrow$  Vazão ( $m^3/s$ );
- $A \Rightarrow$  Área da tubulação ( $m^2$ ).

Foram respeitados os limites de velocidade de 0,60 m/s e 3,0 m/s nas tubulações de recalque e de 0,60 m/s e 1,50 m/s nas tubulações de sucção, conforme preconiza a Norma NBR -12.208, salvo indicação dos fabricantes.

### **3.4.5 – Escolha do Tipo de Elevatória**

Na determinação dos tipos de elevatórias a serem estudadas para o sistema de esgotos de Matias Cardoso, foram observadas as condições específicas de cada caso, observando-se os seguintes aspectos:

- Vazões afluentes: porte e variação;
- Alturas manométricas;
- Localização e níveis de prováveis inundações;
- Aspectos técnico-econômicos.

A conjugação dos parâmetros vazão e altura manométrica conduziram o estudo, para definição do conjunto moto-bomba de melhor desempenho, a uma pesquisa ampla do tipo da bomba entre os diversos fabricantes.

Dentro dos critérios básicos anteriormente definidos, o tipo de conjunto elevatório adequado às características necessárias ao sistema em estudo, é descrito a seguir.



- *Estação Elevatória Equipada com Conjuntos Moto-Bomba Centrífugas de Eixo Horizontal Re-Autoescorvante*

Diferencia da elevatória com conjunto moto-bomba centrífuga de eixo horizontal na dispensa do poço seco subterrâneo que poderá ser ao nível do terreno.

Tem como inconveniente a limitação do ponto de funcionamento para alturas manométricas superiores a 50 m.

As bombas re-autoescorvantes são projetadas para instalações em sala própria na estação elevatória não ficando imersa no líquido a ser bombeado.

Os serviços de manutenção são executados com emprego de ferramentas manuais comum para limpeza, desobstrução e inspeção ou substituição do rotor e selo, para isto bastando retirar a tampa traseira sem remover a carcaça e sem precisar desconectar a tubulação.

- *Estação Elevatória Subterrânea Equipada com Conjuntos Submersíveis*

A estação elevatória subterrânea é constituída por uma estrutura única, compreendendo o poço de sucção e a instalação das bombas, dispensando a construção de poço seco, com redução considerável do espaço necessário, representando significativa economia no custo da construção civil.

A bomba é estacionária, podendo funcionar parcial ou totalmente submersa, não configurando problema, caso ocorra inundação na área da elevatória.

Para inspeção, o conjunto moto-bomba é içado do fundo do poço, direcionado por tubos guias, sem desconectar quaisquer ligações. O acoplamento é automático à conexão de descarga pela correspondência entre os flanges desta e do conjunto moto-bomba. Elimina-se, então, a entrada no poço, para esses casos.

Aspectos Importantes:

- Baixo custo de instalação: exclusão de peças especiais, com redução de espaço necessário, resultando menor movimentação de volumes para escavação;
- Fácil inspeção sem esvaziamento ou descida ao poço;
- Segurança de funcionamento: comandos automáticos e alarmes no caso de avarias. Dispensa ajuste das gaxetas, lubrificação dos rolamentos, com período normal de funcionamento variando entre dois ou três anos;

- Acessórios: quadro de comando automático, conexão para tubo de recalque e suporte da bomba, suporte dos cabos elétricos e das guias da bomba, reguladores de nível facilmente encontrados no mercado. Dispensa peças na sucção e peças especiais;
  - Observação da limitação relativa à altura manométrica de recalque, capacidade e eficiência de operação dos conjuntos;
  - Inconveniência da lavagem e desinfecção do equipamento nas ocasiões de manutenção.
- *Estação Elevatória com Conjuntos Centrífugos de Eixo Horizontal em Poço Seco*

A estrutura é formada por dois compartimentos: Um para instalação das bombas e outro para acumulação do esgoto a ser recalcado.

As elevatórias com bombas centrífugas poderão ter seus custos onerados pelo tipo de estrutura para proteção quanto a possíveis inundações, uma vez que estas bombas deverão trabalhar afogadas.

O acionamento das bombas é feito por motor elétrico ou de combustão interna.

A manutenção é executada com emprego de ferramentas manuais comuns.

Aspectos importantes dos dispositivos gerais das elevatórias:

- Será necessária a instalação de dispositivos de controle de nível para acionamento das bombas;
- Os poços de sucção deverão ser dotados de extravasores *by pass*, na eventualidade de falta de energia elétrica, pane no sistema eletromecânico e/ou manutenção no sistema;
- Na chegada da tubulação afluyente à elevatória deverá ser instalado cesto, protegendo as bombas contra sólidos de diâmetros excessivos ou corpos estranhos.

A limpeza destas unidades deverá ser periódica e de acordo com os prazos estipulados na fase de projeto.

### 3.5 – Parâmetros para Pré-Dimensionamento da Estação de Tratamento de Esgotos

Os parâmetros e critérios adotados no dimensionamento das unidades de tratamento seguiram, sempre que possível, as recomendações da NBR-12.209. Na ausência desta, adotou-se o que recomenda a literatura especializada.

#### 3.5.1 – Carga Orgânica de Contribuição Unitária

A carga orgânica de contribuição unitária adotada foi de 45 g DBO<sub>5</sub>/hab.dia.

#### 3.5.2 – Gradeamento

Poderão ser utilizadas duas alternativas para gradeamento, em função da vazão máxima, conforme orientação a seguir:

- Para  $Q_{MÁX} > 250$  l/s, será utilizada grade mecanizada;
- Para  $Q_{MÁX} < 250$  l/s, será utilizado gradeamento com limpeza manual.

#### Parâmetro para Dimensionamento

Segundo NBR-12.209, os limites para a velocidade de passagem no canal são:

- Velocidade de passagem mínima = 0,6 m/s;
- Velocidade de passagem máxima = 1,0 m/s;
- Largura do canal.

$$S = \frac{Au}{E} \Rightarrow Au = \frac{Q}{V} \quad e \quad E = \frac{a}{a+t}$$

Sendo:

- S  $\Rightarrow$  Área do canal (m<sup>2</sup>);
- Au  $\Rightarrow$  Área útil para velocidade de projeto (m<sup>2</sup>)
- Q  $\Rightarrow$  Vazão afluente (m<sup>3</sup>/s)
- V  $\Rightarrow$  Velocidade de projeto (m/s)
- a  $\Rightarrow$  Espaçamento entre as barras (cm);

- $t \Rightarrow$  Espessura das barras (cm);
- $E \Rightarrow$  Eficiência da grade.

### 3.5.3 – Caixa de Areia

Logo após o gradeamento, serão instaladas as caixas de areia, e em seguida, a Calha Parshall que além da medição da vazão tem a função de controlar as condições hidráulicas à montante da caixa de areia.

Os critérios para limpeza desta são:

- Para  $Q_{MÁX} > 250$  l/s, será utilizada limpeza mecanizada, com *by pass* de limpeza manual;
- Para  $Q_{MÁX} < 250$  l/s, a limpeza será manual.

### Parâmetros Básicos do Dimensionamento

- Comprimento da caixa de areia
- $L \approx 22,5 H$ , sendo  $H$  a altura da lâmina na caixa.
- Largura da caixa de areia

$$Q = S \times V = b \times H \times V \Rightarrow b = \frac{Q}{H \times V}$$

- $b \Rightarrow$  Largura da caixa (m);
- $Q \Rightarrow$  Vazão dos esgotos ( $m^3/s$ );
- $H \Rightarrow$  Altura da lâmina de água (m);
- $V \Rightarrow$  Velocidade do fluxo ( $m/s$ ) = 0,30 m/s;
- $S \Rightarrow$  Área molhada ( $m^2$ ).
- Taxa de Escoamento Superficial  $\Rightarrow 600$  a  $1.300 m^3/m^2 \times dia$

### 3.5.4 – Reator de Manta de Lodo - UASB

- Tempo de detenção hidráulica (TDH)  $\Rightarrow$  Entre 10 e 7 h;
- Altura do reator  $H_r$  (m)  $\Rightarrow$  Entre 4,0 e 5,0;

- Área de influência de cada tubo de distribuição ( $m^2$ )  $\Rightarrow$  Entre 2 e 3;
- Velocidade superficial:  $Q_{MÉD} \Rightarrow 0,50$  a  $0,70$  m/h;  
 $Q_{MÁX} \Rightarrow 0,90$  A  $1,10$  m/h.
- Carga orgânica volumétrica (kg DQO/ $m^3.d$ )

Para esgoto doméstico de baixa concentração a carga orgânica não é fator limitante, devendo-se levar em consideração as cargas hidráulicas volumétricas.

- Cargas Hidráulicas Volumétricas ( $m^3/m^3 \times d$ )

As cargas hidráulicas volumétricas devem ser mantidas abaixo de:

$Q_{MÉD}$ : Menor que  $5,0 m^3/m^3 \times d$ ;

$Q_{MÁX}$ : Menor que  $6,0 m^3/m^3 \times d$ ;

$Q_{PICO}$ : Menor que  $7,0 m^3/m^3 \times d$ .

- Estimativa de Produção de Gás Metano

Foi assumida uma taxa de produção de  $0,35 m^3 CH_4/kg$  DQO degradada.

- Estimativa de Produção de Biogás

Foi estimada considerando um teor de metano no biogás igual a 70%.

- Produção de Sólidos

Foi estimada uma taxa média de produção de variável entre  $0,10$  e  $0,20$  kg SST/kg DQO aplicada.

Para o cálculo de volume de sólidos considerou-se um lodo com concentração de 4% e densidade de  $1.020 kg/m^3$ .

- Desidratação do Lodo

O lodo gerado nos reatores de manta de lodo será desidratado em leitos de secagem. A produção de lodo nos reatores é baixa, não sendo necessária a remoção diária de sólidos.

A determinação da área de secagem foi feita a partir da produção estimada de sólidos no sistema, considerando uma altura de lâmina de lodo máxima nos leitos de 30 cm.

### 3.5.5 – Leitos de Secagem

- Tempo de secagem previsto (d)  $\Rightarrow$  10 a 15
- Taxa de aplicação de sólidos (kg SST/m<sup>2</sup> x ciclo)  $\Rightarrow$  15 (Segundo a NBR 12.209)

### 3.5.6 – Lagoa Anaeróbia

- Profundidade (h)  $\Rightarrow$  4,0 a 5,0 m;
- Tempo de detenção hidráulica (TDH)  $\Rightarrow$  3 a 6 dias;
- Taxa de aplicação volumétrica (L<sub>v</sub>)  $\Rightarrow$  0,1 a 0,3 kg DBO<sub>5</sub>/(m<sup>3</sup> x dia);
- Carga de DBO afluente - (S<sub>0</sub>)  $\Rightarrow$  calculada para cada alternativa;
- Eficiência na remoção de DBO (E)  $\Rightarrow$  60%.

### 3.5.7 – Lagoas Facultativas

- Profundidade (h)  $\Rightarrow$  1,5 a 3,0 m;
- Taxa de Aplicação Superficial (TAS)  $\Rightarrow$  Varia com a temperatura local, latitude, exposição solar, altitude entre outros. Adotado o limite entre as faixas para regiões com inverno e insolação moderados, e regiões com inverno quente e elevada insolação  $\Rightarrow$  240 kg DBO<sub>5</sub>/(m<sup>3</sup> x dia);
- Tempo de Detenção Hidráulica (TDH)  $\Rightarrow$  15 a 45 dias;
- Coeficiente de Remoção de DBO  $\Rightarrow$   $K_{20^{\circ}\text{C}} = 0,20 \text{ d}^{-1}$  (precedida de lagoa anaeróbia), e  $K_{20^{\circ}\text{C}} = 0,30 \text{ d}^{-1}$  (para lagoa facultativa única);
- Remoção de DBO e SS  $\Rightarrow$  75 a 85%; e
- Remoção de coliformes  $\Rightarrow$  80 a 90%.

#### **4. DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO**

## 4. DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

### 4.1 – Vazões de Pré-Dimensionamento das Redes Coletoras e Interceptores

Com base no estudo do crescimento populacional de Matias Cardoso calculou-se a população a ser atendida pelo sistema de esgotos sanitários.

A população de cada uma das sub-bacias foi calculada a partir da área de cada uma, multiplicada pela densidade correspondente ao setor a que pertence.

Na obtenção das vazões de cada sub-bacia foram calculadas as vazões de esgotos domésticos somadas as vazões de infiltração, utilizando-se da população em cada área de contribuição e os critérios e parâmetros descritos no Capítulo 3.

Como citado no item 3.2.2 a vazão de infiltração é dada por:

- 25% da vazão máxima horária doméstica; ou
- $CI = a \times L \rightarrow a = (0,01 \text{ a } 0,2) \text{ l/s x km de rede coletora existente;}$

$L = \text{Extensão de rede.}$

Sendo utilizado o índice que apresentar a menor infiltração.

Para o Estudo de Concepção foi realizado o Levantamento Topográfico da sede urbana de Matias Cardoso que permitiu avaliar o correto número da extensão de rede para contabilizar no cálculo da vazão de infiltração. No Estudo de Reconhecimento, Volume 1 deste trabalho, apresentou-se uma expectativa da vazão para o projeto.

Portanto, por meio do levantamento topográfico, foram contabilizados 23.262 metros de redes coletoras a projetar.

Logo, considerando a primeira alternativa para o cálculo da vazão de infiltração obtém-se 2,53 l/s de CI ao final de plano (pior situação).

Para a segunda alternativa será adotado 0,1 l/s x km de rede (índice normalmente adotado pela COPASA). Contabilizadas as redes coletoras obtém-se 2,32 l/s de coeficiente de infiltração.

Entre as duas alternativas a que apresenta a menor infiltração é a segunda:  $0,1 \text{ l/s x } 23,2 \text{ km de rede coletora} = 2,32 \text{ l/s.}$



As vazões utilizadas para o cálculo das redes coletoras e do interceptor estão apresentadas nos Quadros 4.1.1 a 4.1.2.

**QUADRO 4.1.1 – VAZÕES CONTRIBUINTES DAS SUB-BACIAS - ANO 2.008**  
**SEDE URBANA DE MATIAS CARDOSO**  
**REDES COLETORAS, INTERCEPTOR E ELEVATÓRIA**

SUB-BACIAS	POPULAÇÃO (hab)		VAZÕES (l/s)						
			DOMÉSTICA			Q <sub>infiltração</sub>	TOTAL		
	TOTAL	ATENDIDA	Q <sub>mín</sub>	Q <sub>média</sub>	Q <sub>máx.hor</sub>		Q <sub>mín</sub>	Q <sub>média</sub>	Q <sub>máx.hor</sub>
SB-1	619	619	0,30	0,59	1,06	0,48	0,78	1,07	1,54
SB-2	159	159	0,08	0,15	0,27	0,11	0,19	0,26	0,38
SB-3	233	233	0,11	0,22	0,40	0,17	0,28	0,39	0,57
SB-4	188	188	0,09	0,18	0,32	0,11	0,20	0,29	0,43
SB-5	358	358	0,17	0,34	0,62	0,17	0,34	0,51	0,79
SB-6	762	762	0,36	0,73	1,31	0,43	0,79	1,16	1,74
SB-7	1.174	1.174	0,56	1,12	2,01	0,61	1,17	1,73	2,62
SB-8	478	478	0,23	0,46	0,82	0,24	0,47	0,70	1,06
<b>TOTAL</b>	<b>3.972</b>	<b>3.972</b>	<b>1,89</b>	<b>3,79</b>	<b>6,82</b>	<b>2,32</b>	<b>4,21</b>	<b>6,11</b>	<b>9,14</b>

C: 0,80  
 K1: 1,2  
 K2: 1,5  
 K3: 0,5  
 q: 103 l/hab x dia  
 Infiltração: 0,1l/s x 23,2 km de rede = 2,32 l/s  
 Atendimento: 100%

**Q<sub>DOMÉSTICA</sub> :**  
 $Q_{mín} = (Pop.atendida \times C \times K3 \times At) / 86400$   
 $Q_{média} = (Pop.atendida \times C \times At) / 86400$   
 $Q_{máx.hor} = Q_{média} \times K1 \times K2$   
**Q<sub>TOTAL</sub> :**  
 $Q_{mín} = ((Pop.atendida \times C \times K3 \times At) / 86400) + Q_{inf}$   
 $Q_{média} = ((Pop.atendida \times C \times At) / 86400) + Q_{inf}$   
 $Q_{máx.hor} = (Q_{média} \times K1 \times K2) + Q_{inf}$

**QUADRO 4.1.2 – VAZÕES CONTRIBUINTES DAS SUB-BACIAS - ANO 2.028**  
**SEDE URBANA DE MATIAS CARDOSO**  
**REDES COLETORAS, INTERCEPTOR E ELEVATÓRIA**

SUB-BACIAS	POPULAÇÃO (hab)		VAZÕES (l/s)						
			DOMÉSTICA			$Q_{\text{infiltração}}$	TOTAL		
	TOTAL	ATENDIDA	$Q_{\text{mín}}$	$Q_{\text{média}}$	$Q_{\text{máx.hor}}$		$Q_{\text{mín}}$	$Q_{\text{média}}$	$Q_{\text{máx.hor}}$
SB-1	920	920	0,44	0,88	1,58	0,48	0,92	1,36	2,06
SB-2	237	237	0,11	0,23	0,41	0,11	0,22	0,34	0,52
SB-3	346	346	0,17	0,33	0,59	0,17	0,34	0,50	0,76
SB-4	279	279	0,13	0,27	0,48	0,11	0,24	0,38	0,59
SB-5	532	532	0,25	0,51	0,91	0,17	0,42	0,68	1,08
SB-6	1.132	1.132	0,54	1,08	1,94	0,43	0,97	1,51	2,37
SB-7	1.743	1.743	0,83	1,66	2,99	0,61	1,44	2,27	3,60
SB-8	709	709	0,34	0,68	1,22	0,24	0,58	0,92	1,46
<b>TOTAL</b>	<b>5.899</b>	<b>5.899</b>	<b>2,81</b>	<b>5,63</b>	<b>10,13</b>	<b>2,32</b>	<b>5,13</b>	<b>7,95</b>	<b>12,45</b>

C: 0,80

K1: 1,2

K2: 1,5

K3: 0,5

q: 103 l/hab x dia

Infiltração: 0,1l/s x 23,2 km de rede = 2,32 l/s

Atendimento: 100%

**$Q_{\text{DOMÉSTICA}}$  :**

$Q_{\text{mín}} = (\text{Pop.atendida} \times C \times K3 \times At) / 86400$

$Q_{\text{média}} = (\text{Pop.atendida} \times C \times At) / 86400$

$Q_{\text{máx.hor}} = Q_{\text{média}} \times K1 \times K2$

**$Q_{\text{TOTAL}}$  :**

$Q_{\text{mín}} = ((\text{Pop.atendida} \times C \times K3 \times At) / 86400) + Q_{\text{inf}}$

$Q_{\text{média}} = ((\text{Pop.atendida} \times C \times At) / 86400) + Q_{\text{inf}}$

$Q_{\text{máx.hor}} = (Q_{\text{média}} \times K1 \times K2) + Q_{\text{inf}}$

#### **4.2 – Vazões de Pré-Dimensionamento da Elevatória de Esgoto Bruto**

Para o desenvolvimento das alternativas de concepção para o SES de Matias Cardoso foi observado a necessidade de execução de 01 (uma) elevatória de esgoto bruto ao final do interceptor.

A elevatória projetada teve suas vazões definidas a partir das contribuições do interceptor.

As vazões utilizadas para o cálculo da elevatória da sede urbana de Matias Cardoso foram extraídas dos Quadros 4.1.1 e 4.1.2.

#### **4.3 – Vazões para Pré-Dimensionamento da ETE**

O Sistema de Esgotos Sanitários da sede urbana de Matias Cardoso será constituído de uma única ETE, portanto, a vazão de dimensionamento do sistema de tratamento corresponderá a toda contribuição de esgotos da população.

Utilizando-se do índice de atendimento adotado de 100% ao longo do período de alcance de projeto obtiveram-se as populações atendidas no sistema (2.008 – 2.028).

Na obtenção das vazões para o pré-dimensionamento da ETE foram calculadas as vazões ano a ano, conforme apresentado no Quadro 4.3.1.

QUADRO 4.3.1 - VAZÕES DO SES DA SEDE URBANA DE MATIAS CARDOSO – ETE

ANO	POPULAÇÃO (hab)		NÍVEL DE ATENDIMENTO (%)	VAZÕES (l/s)						
				DOMÉSTICA			Q <sub>infiltração</sub>	TOTAL		
	Q <sub>min</sub>	Q <sub>média</sub>		Q <sub>máx.hor</sub>	Q <sub>min</sub>	Q <sub>média</sub>		Q <sub>máx.hor</sub>		
2.008	3.972	3.972	100	1,89	3,79	6,82	2,32	4,21	6,11	9,14
2.009	4.130	4.130	100	1,97	3,94	7,09	2,32	4,29	6,26	9,41
2.010	4.296	4.296	100	2,05	4,10	7,37	2,32	4,37	6,42	9,69
2.011	4.382	4.382	100	2,09	4,18	7,52	2,32	4,41	6,50	9,84
2.012	4.469	4.469	100	2,13	4,26	7,67	2,32	4,45	6,58	9,99
2.013	4.559	4.559	100	2,17	4,35	7,83	2,32	4,49	6,67	10,15
2.014	4.650	4.650	100	2,22	4,43	7,98	2,32	4,54	6,75	10,30
2.015	4.743	4.743	100	2,26	4,52	8,14	2,32	4,58	6,84	10,46
2.016	4.838	4.838	100	2,31	4,61	8,30	2,32	4,63	6,93	10,62
2.017	4.934	4.934	100	2,35	4,71	8,47	2,32	4,67	7,03	10,79
2.018	5.033	5.033	100	2,40	4,80	8,64	2,32	4,72	7,12	10,96
2.019	5.134	5.134	100	2,45	4,90	8,81	2,32	4,77	7,22	11,13
2.020	5.236	5.236	100	2,50	4,99	8,99	2,32	4,82	7,31	11,31
2.021	5.315	5.315	100	2,53	5,07	9,12	2,32	4,85	7,39	11,44
2.022	5.395	5.395	100	2,57	5,14	9,26	2,32	4,89	7,46	11,58
2.023	5.476	5.476	100	2,61	5,22	9,40	2,32	4,93	7,54	11,72
2.024	5.558	5.558	100	2,65	5,30	9,54	2,32	4,97	7,62	11,86
2.025	5.641	5.641	100	2,69	5,38	9,68	2,32	5,01	7,70	12,00
2.026	5.726	5.726	100	2,73	5,46	9,83	2,32	5,05	7,78	12,15
2.027	5.812	5.812	100	2,77	5,54	9,98	2,32	5,09	7,86	12,30
2.028	5.899	5.899	100	2,81	5,63	10,13	2,32	5,13	7,95	12,45

C: 0,80

K1: 1,2

K2: 1,5

K3: 0,5

q: 103 l/hab x dia

Infiltração: 0,1l/s x 23,2 km de rede = 2,32 l/s

Atendimento: 100%

**Q<sub>DOMÉSTICA</sub> :**

$$Q_{\min} = (\text{Pop.atendida} \times C \times K3 \times At) / 86400$$

$$Q_{\text{média}} = (\text{Pop.atendida} \times C \times At) / 86400$$

$$Q_{\text{máx.hor}} = Q_{\text{média}} \times K1 \times K2$$

**Q<sub>TOTAL</sub> :**

$$Q_{\min} = ((\text{Pop.atendida} \times C \times K3 \times At) / 86400) + Q_{\text{inf}}$$

$$Q_{\text{média}} = ((\text{Pop.atendida} \times C \times At) / 86400) + Q_{\text{inf}}$$

$$Q_{\text{máx.hor}} = (Q_{\text{média}} \times K1 \times K2) + Q_{\text{inf}}$$

## **5. ESTUDO DAS ALTERNATIVAS DE CONCEPÇÃO**

## 5. ESTUDOS DAS ALTERNATIVAS DE CONCEPÇÃO

### 5.1 – Introdução

A elaboração do Estudo de Concepção do Sistema de Esgotos Sanitários da sede do município de Matias Cardoso tem como meta a escolha da melhor alternativa técnica, econômica e ambiental para coletar, transportar e tratar os esgotos dessa localidade.

O desenvolvimento das alternativas de concepção do sistema foi baseado em estudos para definição do plano de esgotamento de redes coletoras, traçado do interceptor, de locais para implantação da elevatória e, conseqüentemente, do traçado da linha de recalque, dos locais para implantação da estação de tratamento de esgotos e dos tipos de processos para tratamento.

A cidade de Matias Cardoso está localizada à margem do Rio São Francisco apresentando relevo plano. No entanto, apresenta declividade favorável para o escoamento dos esgotos em direção do Rio São Francisco. Sendo assim, um interceptor será implantado na avenida que margeia o rio para conduzir os esgotos das redes coletoras à estação elevatória de esgoto bruto.

Para o estudo, o simples traçado das redes coletoras e do interceptor e seus pré-dimensionamentos foram realizados sem necessidade de concepções alternativas, optando-se por uma concepção única que representasse o melhor plano de esgotamento para o sistema.

Ao final do interceptor na Rua Joaquim Tolentino, será implantada uma estação elevatória de esgoto bruto final para recalque de todo o esgoto da sede urbana de Matias Cardoso à Estação de Tratamento de Esgotos.

A incidência de afloramentos rochosos em praticamente toda a cidade poderá ser complicador para implantar o sistema de esgoto sanitário de Matias Cardoso, dificultando as escavações para as redes coletoras e interceptor.

A Estação de Tratamento de Esgotos será locada a jusante do centro urbano de Matias Cardoso, à margem da rodovia MG-401, em cota não inundável.

O lançamento do esgoto tratado no Rio São Francisco facilita a concepção das alternativas de tratamento, pois o rio constitui um corpo receptor com grande

potencial de diluição dos efluentes, sem alteração da qualidade da água a jusante do lançamento, permitindo concepções de unidades de tratamento mais simples.

Dessa forma, será possível a implantação de uma unidade de tratamento que apresente eficiência em torno de 60 a 70%, obtida, por exemplo, com a implantação de reator anaeróbio de fluxo ascendente – UASB.

Para a concepção do processo de tratamento a ser utilizado pela ETE serão estudadas três alternativas, sendo elas:

- Reator UASB;
- Lagoa Facultativa;
- Sistema Australiano: Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa.

Observa-se que, pelo supracitado, para efeito de avaliação dos custos as alternativas de tratamento são as que diferenciam os orçamentos finais das alternativas.

O Estudo de Concepção apresentado, a seguir, analisará técnica e economicamente as alternativas de tratamento, comparando-as e procurando pela melhor opção de projeto para a sede do município de Matias Cardoso.

## 5.2 – Ligações Prediais

Para previsão do custo global da alternativa a ser eleita como sendo a melhor opção para o SES de Matias Cardoso foram estimados os custos de implantação das ligações prediais de esgoto para a localidade.

Para a estimativa do número de ligações de esgoto utilizou-se dos dados populacionais para o ano de 2.008, ano de início de projeto, e também do índice de habitante por domicílio e da relação do número de economias por ligações de água retirados dos relatórios da COPASA - IBO/IBG de Dez/2.007.

$$N^{\circ} \text{ Ligações} = \frac{P_{at}}{I_{hab/dom} \times R_{E/L}}$$

Onde:

- $P_{at}$   $\Rightarrow$  População atendida;

- $I_{\text{hab/dom}}$   $\Rightarrow$  Índice de habitante por domicílio = 3,58 (IBO/IBG - COPASA);
- $R_{E/L}$   $\Rightarrow$  Relação do número de economias por ligações prediais de água = 1,01 (IBO/IBG - COPASA).

O Quadro 5.2.1 apresenta uma estimativa do número de ligações prediais de esgoto a serem implantadas em 2.008.

**QUADRO 5.2.1 – ESTIMATIVA DO NÚMERO DE LIGAÇÕES PREDIAIS**

POPULAÇÃO (hab)		NÚMERO DE LIGAÇÕES PREDIAIS A IMPLANTAR
TOTAL	ATENDIDA	
3.972	3.972	1.099

O número de ligações prediais do sistema de abastecimento de água de Matias Cardoso, informado pelo IBO/IBG COPASA, é de 1.118 ligações, sendo coerente com o valor pré-dimensionado de 1.099 ligações prediais de esgoto. A diferença entre os valores deve-se a população inferida de ambos.

### 5.3 – Redes Coletoras

O Estudo de Reconhecimento do sistema de esgoto sanitário existente em Matias Cardoso apontou a inexistência de redes coletoras na cidade, sendo que a população utiliza-se de fossas sépticas para a disposição das águas servidas nas residências.

A concepção de um novo sistema proporrá a implantação de redes coletoras em toda a cidade, sendo conduzidas pelo Interceptor do Rio São Francisco até a elevatória final.

As redes coletoras perfazem uma extensão total de 23.262 metros sendo pré-dimensionadas seguindo os parâmetros e critérios definidos no Capítulo 3.

A extensão da rede coletora pré-dimensionada, por diâmetro e por material está apresentada no Quadro 5.3.1.

O plano de esgotamento está apresentado no Volume 2, Tomo 2.2 – Desenhos.



**QUADRO 5.3.1 – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA REDE COLETORA**

SUB-BACIA	DIÂMETRO (mm)	MATERIAL	EXTENSÃO REDE (m)
1	150	PVC	4.832
2	150	PVC	1.063
3	150	PVC	1.708
4	150	PVC	1.082
5	150	PVC	1.714
6	150	PVC	4.319
7	150	PVC	6.107
8	150	PVC	2.437
<b>TOTAL</b>			<b>23.262</b>

#### 5.4 – Interceptor

Obedecendo ao traçado da topografia de Matias Cardoso foi locado o interceptor junto à margem do Rio São Francisco com seu início na Rua José Gerônimo dos Santos seguindo seu caminhamento até a Rua Joaquim Tolentino, onde será locada a estação elevatória de esgotos final.

O traçado do interceptor é de concepção única.

O interceptor São Francisco perfaz uma extensão total de, aproximadamente, 1.763 metros, sendo 544 m em DN 150, 599 m em DN 200 e 520 m em DN 250, em PVC junta elástica, pré-dimensionado seguindo os parâmetros e critérios definidos no Capítulo 3.

O plano de esgotamento do interceptor está apresentado no Volume 2, Tomo 2.2 – Desenhos.

#### 5.5 – Estação Elevatória de Esgoto Bruto - Final

Para o desenvolvimento das alternativas de concepção do SES de Matias Cardoso foi observado a necessidade de execução de 01 (uma) elevatória de esgoto bruto a ser locada a Rua Joaquim Tolentino, ao final do Interceptor São Francisco, com objetivo de recalcar todo esgoto da sede urbana de Matias Cardoso à estação de tratamento de esgotos. Será denominada de EEB-Final.

Para definição do conjunto moto-bomba a ser utilizado na estação elevatória foi realizado um pré-dimensionamento, do qual se gerou um estudo técnico e

econômico, apresentado no Quadro 5.5.1, para verificar quais as condições ideais de operação do sistema. Desta forma, concluiu-se que a opção de uma única bomba submersível em operação da marca KSB modelo KRT 40-250/172XG é a que apresenta menor custo global de implantação e operação.

### **Características da EEB - Final**

- Conjunto Moto-Bomba Submersível da marca KSB modelo KRT40-250/172 XG:
  - Ponto de Operação: 11,63 l/s x 48,06 m.c.a.;
  - Rendimento Hidráulico: 55%;
  - Potência do motor: 23 cv;
  - Diâmetro do Rotor: 171 mm;
  - Rotação: 3.500 rpm;
  - Diâmetro Máximo dos Sólidos: 15 mm.
- Poço de Sucção:
  - Área: (2,0 x 2,0) m<sup>2</sup>;
  - Altura entre níveis: 0,50 m.

QUADRO 5.5.1 – ESTUDO TÉCNICO E ECONÔMICO ENTRE OS CONJUNTOS MOTO-BOMBA

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

EE-FINAL

RECALQUE: DIÂMETRO 100 mm - 1110 m

PONTO DE OPERAÇÃO REQUERIDO:

$Q_{MÁX} = 11,63 \text{ l/s}$

$H_{MAN} = 48,06 \text{ m.c.a}$

ESPECIFICAÇÕES		SUBMERSÍVEL		HORIZONTAL	REAUTOESCORVANTE
		ABS	KSB	KSB	ESCO
DADOS DOS CONJUNTOS MOTO-BOMBA	MODELO	AFP 1048 M185/4	KRT 40-250 /172 XG	Megaflow K 65-315	ESCO MASTER LP-2
	NÚMERO DE CONJUNTOS	1+1	1+1	1+1	1+1
	$Q_{DA \text{ BOMBA}}$ (l/s)	11,63	11,63	11,63	11,63
	$H_{MAN}$ (m)	48,06	48,06	48,06	48,06
	VELOCIDADE (m/s)	1,48	1,48	1,48	1,48
	$\eta_{HIDRÁULICO}$ (%)	37,60	55,00	50,00	51,90
	POTÊNCIA (cv)	25,00	23,00	25,00	20,00
	POTÊNCIA INSTALADA (cv)	19,82	13,55	14,91	14,36
	ROTAÇÃO (rpm)	3.450	3.500	1.750	1.770
CUSTO	EQUIPAMENTOS (R\$)	58.402,00	32.016,00	24.620,00	83.936,00
	CUSTO ENERGIA 2.008 A 2.028 (R\$)	394.019,03	269.365,74	296.302,31	285.455,02
	INSTALAÇÃO (R\$)	90.000,00	90.000,00	130.000,00	130.000,00
	TOTAL (R\$)	542.421,03	391.381,74	450.922,31	499.391,02

## 5.6 – Estação de Tratamento de Esgotos

Segundo o Estudo de Reconhecimento do sistema de esgoto sanitário da sede urbana de Matias Cardoso, a cidade não possui uma Estação de Tratamento de Esgotos sendo que a população utiliza-se de fossas sépticas para a disposição das águas servidas nas residências. A prefeitura administra o sistema de esgoto e não possui nenhum serviço específico de manutenção para limpeza das fossas.

Sendo assim, propõe-se para o SES de Matias Cardoso a implantação de uma ETE, de forma a melhorar a qualidade de vida da população, assegurando condições sanitárias adequadas, e controle dos impactos ambientais decorrentes da disposição final dos efluentes domésticos.

A Estação de Tratamento de Esgotos será locada a jusante do centro urbano de Matias Cardoso, à margem da rodovia MG-401 saída para Manga, em cota não inundável.

A área onde será implantada a ETE é propriedade de terceiros e será de responsabilidade da Prefeitura providenciar sua aquisição.

As Fotos 5.6.1 e 5.6.3 apresentam a área da ETE e sua localização.

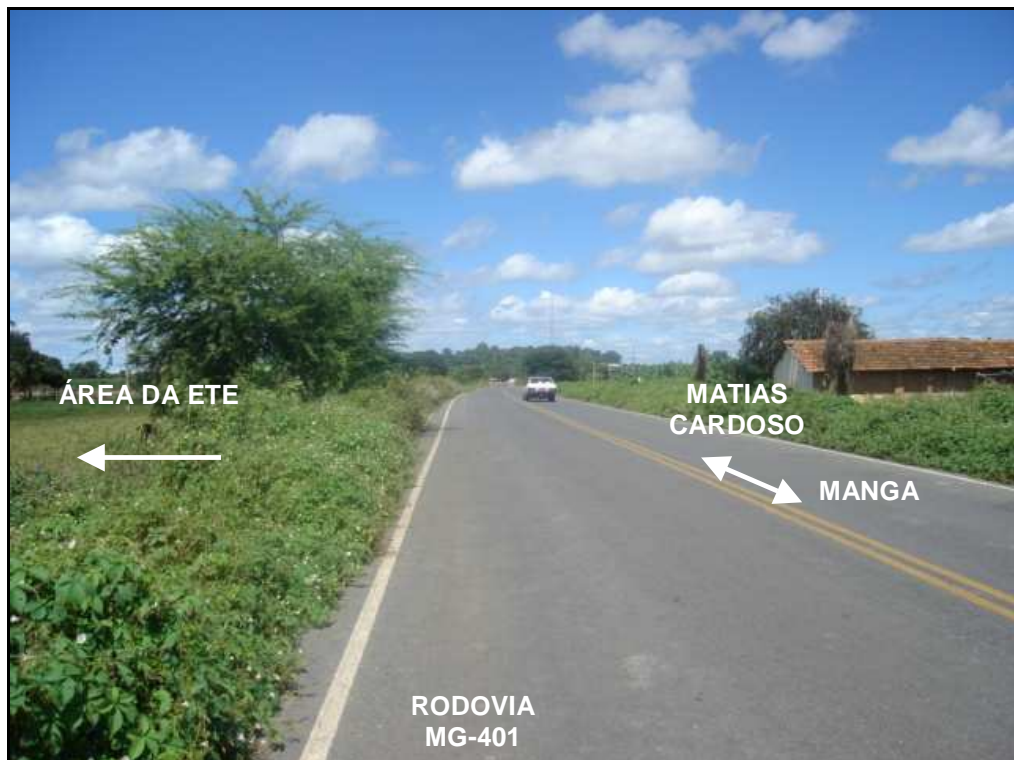
**FOTO 5.6.1 – VISTA DA ÁREA DA ETE AO FUNDO DO TERRENO**



FOTO 5.6.2 – VISTA DA ÁREA DA ETE



FOTO 5.6.3 – VISTA DA ÁREA DA ETE A PARTIR DA BR-401



A área escolhida para implantação da estação de tratamento de esgotos de Matias Cardoso é de propriedade privada, cabendo à prefeitura providenciar sua aquisição. A realização das sondagens de reconhecimento na área da ETE foi impedida pelo proprietário do terreno, que já havia permitido o levantamento topográfico da área. Diante desta situação, a YC Engenharia decidiu pela execução dos furos de sondagens na margem da rodovia, e defronte ao terreno escolhido, até que a prefeitura municipal decida pelo convencimento do proprietário, ou pela escolha, de uma nova área naquela região.

Como era de se esperar, os furos de sondagem à percussão realizados (três furos) mostram a existência de material impenetrável à percussão a uma profundidade média de 3,50 metros, apresentando pedregulho fino ou grosso. As camadas superficiais alternam entre argila arenosa vermelha / marrom a silte argiloso marrom. Inferindo-se que a escolha de outra área para a ETE incorreria em solos com as mesmas características encontradas nos furos realizados, postergou-se a realização das sondagens na área a ser escolhida para a época do projeto básico sem prejuízo na escolha do processo de tratamento pelo estudo de concepção.

Após escolha da área, serão estudadas alternativas de concepção de tratamento que melhor se ajustam à área disponível e às características do esgoto gerado em Matias Cardoso. Além disso, o local de lançamento, o Rio São Francisco, é fator primordial para decisão das alternativas de concepção. A possibilidade de utilização do Rio São Francisco como corpo receptor do sistema de tratamento de esgotos de Matias Cardoso direciona a escolha por processos de tratamento simples, com eficiências moderadas e sem prejuízos ao atendimento dos padrões ambientais, em consequência da grande vazão do rio e capacidade de diluição das cargas poluidoras.

Para a escolha das alternativas de processo de tratamento de esgotos da sede urbana de Matias Cardoso priorizou-se as opções com processos não mecanizados, com baixo consumo energético e facilidade de operação. Dessa forma, as alternativas propostas para estudo constituem de:

- Reator UASB;
- Lagoa Facultativa;
- Sistema Australiano: Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa.

### 5.6.1 – Estudo de Autodepuração

O lançamento dos esgotos, de forma descontrolada, provoca queda dos níveis de oxigênio dissolvido nos cursos d'água, e, conseqüentemente, diversos problemas de poluição das águas. Com a introdução de matéria orgânica nos cursos d'água, proveniente dos esgotos, tem-se início a processos naturais de estabilização da matéria orgânica por meio de bactérias decompositoras que utilizam o oxigênio dissolvido presente na água para sua respiração. Este processo pode causar um grande desequilíbrio no corpo d'água dependendo da concentração de matéria orgânica introduzida, e, conseqüentemente, dos níveis de oxigênio dissolvido alcançados. O processo de autodepuração deve ser entendido como a capacidade natural de recuperação do corpo d'água após as alterações introduzidas pelos despejos.

Definido que o Rio São Francisco receberia o efluente tratado da ETE é realizado um estudo de autodepuração do corpo receptor para definir as eficiências mínimas de tratamento a serem alcançadas na ETE. Neste estudo é avaliada a capacidade de recuperação natural do corpo receptor e a qualidade permitida para o efluente a ser lançado, o que vai definir a eficiência mínima a ser alcançada pelo processo de tratamento, sem prejuízos ao atendimento dos padrões ambientais. Para tanto, foi utilizado o modelo clássico de *Streeter e Phelps* que considera o balanço do oxigênio dissolvido no corpo d'água.

Para este estudo foi considerada a bacia de contribuição do Rio São Francisco no ponto de lançamento, delimitando-se toda área da bacia à montante deste ponto. A área da bacia do Rio São Francisco no ponto de interesse foi determinada no estudo realizado por HIDROSISTEMAS e COPASA publicado no livro “Deflúvios Superficiais no Estado de Minas Gerais”.

– Área da Bacia do Rio São Francisco até o ponto de lançamento = 200.000 km<sup>2</sup>

Para estimativa da vazão mínima -  $Q_{7,10}$  (mínima vazão unificada em sete dias consecutivos para um período de 10 anos de recorrência) foi consultado a bibliografia citada onde se localizou um ponto de informação hidrométrica mais próximo da bacia de interesse. O ponto de informação utilizado foi o de código 082, localizado no Rio São Francisco em Manga. O coeficiente de deflúvio superficial mínimo da área é de 1,6 l/ s. km<sup>2</sup>.

Logo, tem-se para o cálculo da vazão de referência  $Q_{7,10}$ :

$$Q_{7,10} = Ad \times R_{e \text{ mín } 7,10}$$

Onde:

- $Ad \Rightarrow$  Área de drenagem do curso d'água no ponto de lançamento desejado ( $\text{km}^2$ );
- $R_{e \text{ mín } 7,10} \Rightarrow$  Rendimento específico mínimo de sete dias de duração e 10 anos de recorrência ( $\text{l/s.km}^2$ ).
- Rendimento específico mínimo de sete dias e 10 anos de recorrência:

$$R_{e \text{ mín } 7,10} = F_{7,10} \times R_{e \text{ mín } M,10}$$

Onde:

- $F_{7,10} \Rightarrow$  Função de inferência para rendimentos mínimos calculado com base em formulação e tabela apresentados na bibliografia de referência para o estudo (HIDROSISTEMAS e COPASA – 1.995)  
 $\Rightarrow F_{7,10} = 0,900$ ;
- $R_{e \text{ mín } M,10} \Rightarrow$  Deflúvio superficial mensal mínimo adotado =  $1,0 \text{ l/s} \times \text{km}^2$ .

Logo:

$$R_{e \text{ mín } 7,10} = 0,900 \text{ l/s.km}^2$$

Assim:

$$Q_{7,10} = 200.000,0 \text{ km}^2 \times 0,900 = 179.907,40 \text{ l/s}$$

Para o presente estudo, o Rio São Francisco foi considerado como corpo d'água de classe 2, sendo o oxigênio dissolvido mínimo permissível para esta classe igual a 5 mg/l.

A seguir são apresentadas as planilhas do estudo de autodepuração, Quadros 5.6.1 e 5.6.2.





**QUADRO 5.6.1 - ESTUDO DE AUTODEPURAÇÃO DO RIO SÃO FRANCISCO  
VARIÁVEIS DE ENTRADA PARA O MODELO DE STREETER-PHELPS**

CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA	POPULAÇÃO ATENDIDA - 2028 (hab.)	5.899
	CARGA DE DBO PER CAPITA (g/hab.x dia)	45
CARACTERÍSTICAS DOS ESGOTOS	VAZÃO MÉDIA - $Q_e$ (m³/s)	0,00795
	CARGA DE DBO (kg/dia)	265
	CONCENTRAÇÃO DE $DBO_e$ (mg/l)	386
	CONCENTRAÇÃO DE COLIFORMES FECAIS (CF/100ml)	8.588.109
CARACTERÍSTICAS DA BACIA HIDROGRÁFICA	ÁREA DE DRENAGEM A MONT. DO PONTO DE LANÇAMENTO (km²)	200.000,00
	$F_{7,10}$	0,900
	DEFLÚVIO SUPERFICIAL MENSAL MÍNIMO (l/s x km)	1,0
CARACTERÍSTICAS DO CURSO D'ÁGUA	CLASSE DO CORPO D'ÁGUA	2
	VAZÃO DO RIO - $Q_{7,10}$ (m³/s)	179,9
	ALTITUDE (m)	475
	TEMPERATURA DA ÁGUA (°C)	23
	PROFUNDIDADE REFERENTE A VAZÃO MÍNIMA (m)	2,0
	LARGURA REFERENTE A VAZÃO MÍNIMA NO TRECHO CONSIDERADO (m)	900,0
	VELOCIDADE MÉDIA (m/s)	0,10
	DISTÂNCIA DE PERCURSO - d (km)	40,0
	INTERVALO DE SECCIONAMENTO PARA ESTUDO (km)	0,50
	CONCENTRAÇÃO DE COLIFORMES FECAIS (CF/100ml))	0
OXIGÊNIO, OD e DBO	PERCENTUAL DE SATURAÇÃO DO OXIGÊNIO DISSOLVIDO DO RIO (%)	85
	CONCENTRAÇÃO DE SATURAÇÃO - $C_s$ (mg/l)	8,3
	OXIGÊNIO DISSOLVIDO DO RIO - $OD_r$ (mg/l)	7,1
	OXIGÊNIO DISSOLVIDO DO ESGOTO - $OD_e$ (mg/l)	0
	OXIGÊNIO DISSOLVIDO MÍNIMO PERMISSÍVEL (mg/l)	5
	DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXIGÊNIO DO RIO - $DBO_r$ (mg/l)	3
	DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXIGÊNIO DO ESGOTO - $DBO_e$ (mg/l)	386
COEFICIENTE DE DESOXIGENAÇÃO	$K_1$ PARA 20 °C	0,35
	$K_1$ PARA 23 °C	0,40
COEFICIENTE DE REAERAÇÃO $K_2$	FAIXA DE APLICAÇÃO (H) e (v) do Rio	FÓRMULA
	0,60m<H<4,0m 0,05m/s<v<0,80m/s	$K_2 = 3,73 v^{0,5} H^{-1,5}$
	0,60m<H<4,0m 0,80m/s<v<1,50m/s	$K_2 = 5,0 v^{0,97} H^{-1,67}$
	0,10m<H<0,6m 0,05m/s<v<1,50m/s	$K_2 = 5,3 v^{0,67} H^{-1,85}$
	$K_2$ PARA 20 °C	0,42
	$K_2$ PARA 23 °C	0,45
TEMPO DE PERCURSO (t) (dias)	$t = \frac{d}{V \times 86.400}$	4,63

**QUADRO 5.6.2 - ESTUDO DE AUTODEPURAÇÃO DO RIO SÃO FRANCISCO  
CONDIÇÕES DA MISTURA DO ESGOTO BRUTO NO CORPO RECEPTOR**

	FÓRMULA	
CONCENTRAÇÃO DE OXIGÊNIO DA MISTURA $C_o$ (mg/l)	$C_o = \frac{Q_r \times ODr + Q_e \times ODe}{Q_r + Q_e}$	7,10
DÉFICIT DE OXIGÊNIO $D_o$ (mg/l)	$D_o = C_s - C_o$	1,20
CONSTANTE DE TRANSF. DA $DBO_5$ A DBO ÚLTIMA - $K_T$	$K_T = \frac{DBO_U}{DBO_5} = \frac{1}{1 - e^{-5K_1}}$	1,15
$DBO_5$ DA MISTURA (mg/l)	$DBO_5 = \frac{Q_r \times DBO_r + Q_e \times DBO_e}{Q_r + Q_e}$	3,02
CONCENTRAÇÃO DE DBO ÚLTIMA DA MISTURA $L_o$ (mg/l)	$L_o = DBO_5 \cdot K_t$	3,47
ANÁLISE DO TEMPO CRÍTICO - $t_c$ (dias)	$\frac{L_o}{D_o} > \frac{K_2}{K_1} \Rightarrow t_c > 0$ $\frac{L_o}{D_o} = \frac{K_2}{K_1} \Rightarrow t_c = 0$ $\frac{L_o}{D_o} < \frac{K_2}{K_1} \Rightarrow t_c < 0$ <p><math>t_c &gt; 0</math>, o tempo crítico é positivo, a partir do ponto de lançamento haverá uma queda no oxigênio dissolvido, originando um déficit crítico superior ao inicial.</p> <p><math>t_c = 0</math>, o tempo crítico é igual a 0 ou seja, ocorre no exato local do lançamento, o déficit inicial é igual ao déficit crítico.</p> <p><math>t_c &lt; 0</math>, o tempo crítico é negativo, tal indica que, desde o lançamento, a concentração de oxigênio dissolvido tende a se elevar, o déficit inicial é o maior déficit observado.</p>	$\frac{L_o}{D_o} = 2,89$ $\frac{K_2}{K_1} = 1,12$
TEMPO CRÍTICO $t_c$ (dias)	$t_c = \frac{1}{K_2 - K_1} \cdot \ln \left\{ \frac{K_2}{K_1} \cdot \left[ 1 - \frac{D_o \cdot (K_2 - K_1)}{L_o \cdot K_1} \right] \right\}$	1,47
DISTÂNCIA CRÍTICA $d_c$ (km)	$d_c = t_c \cdot v \cdot 86.400$	12,70
DÉFICIT CRÍTICO DE OXIGÊNIO $D_c$ (mg/l)	$D_c = \frac{K_1}{K_2} L_o \times e^{-K_1 \times t_c}$	1,72
CONCENTRAÇÃO CRÍTICA ( $OD_c$ ) (mg/l)	$OD_c = C_s - D_c$	6,58

Como pode ser observado no Quadro 5.6.2, o lançamento de esgotos no Rio São Francisco, no ponto considerado, não ocasiona grande queda nos níveis de oxigênio dissolvido, mantendo valores sempre acima do limite permitido em legislação ( $OD_{\min} = 5,0 \text{ mg/L}$ ). Entretanto, segundo a resolução do CONAMA nº357 de 2.005, efluentes de qualquer fonte poluidora somente poderão ser lançados nos corpos de água após o devido tratamento. Segundo a legislação estadual, o padrão de lançamento para efluentes definido em resolução do COPAM nº46 estabelece limites para o lançamento de DBO e DQO de 60 mg/l e 90 mg/l, respectivamente. Segundo essa resolução, estes limites só poderão ser ultrapassados caso a estação de tratamento de esgotos domésticos possua eficiência mínima de 60%, e o estudo de autodepuração comprove que não haverá alterações na qualidade da água do corpo receptor. Dessa forma, para que sejam atendidas as exigências estabelecidas nas leis ambientais, será necessária a adoção de um processo de tratamento que ofereça uma eficiência mínima de 60%.

Configurada a necessidade de tratamento, um novo estudo será realizado considerando o esgoto tratado e a eficiência do tratamento proposto, procurando avaliar as melhoras promovidas no corpo receptor com o tratamento escolhido. Inicialmente será considerada eficiência de 70%, possível de ser alcançada com a utilização apenas de reatores UASB no tratamento a ser implantado.

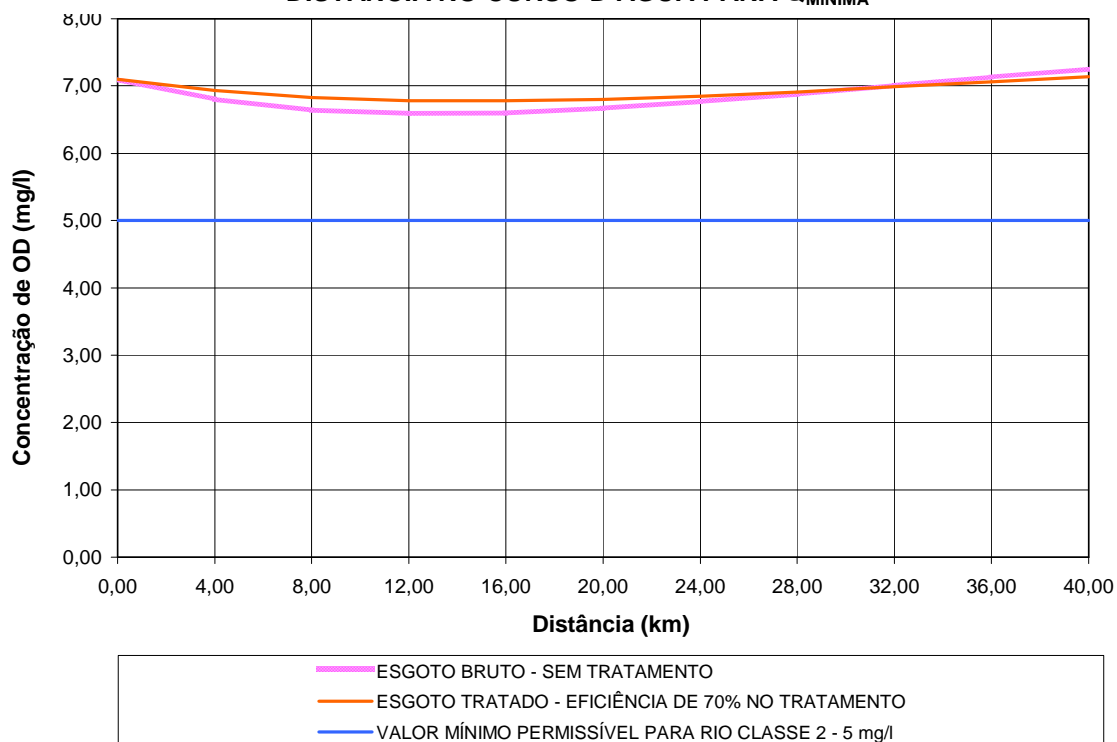
Observa-se no Quadro 5.6.3 que a utilização de um processo de tratamento com eficiência de 70% proporciona, nas condições de mistura com o rio, o alcance da concentração de oxigênio dissolvido bem acima do mínimo permissível.

O Gráfico 5.6.1 apresenta o desenvolvimento das concentrações de oxigênio dissolvido no rio com o lançamento do efluente bruto e com tratamento. Observa-se que devido às condições de mistura e diluição do corpo receptor a introdução dos efluentes resulta em níveis de oxigênio dissolvido sempre acima do limite estabelecido, desde o ponto de lançamento do esgoto. Entretanto, o tratamento é indispensável ao atendimento da legislação ambiental.

**QUADRO 5.6.3 - ESTUDO DE AUTODEPURAÇÃO DO RIO SÃO FRANCISCO – CONDIÇÕES DA MISTURA DO ESGOTO TRATADO NO CORPO RECEPTOR**

TRATAMENTO SECUNDÁRIO	FÓRMULA		
	EFICIÊNCIA (%)		70
	DBO <sub>efluente</sub> - DBO <sub>e</sub> (mg/l)	DBO <sub>e</sub> = DBO <sub>e</sub> bruto $\left(1 - \frac{E}{100}\right)$	115,94
	COEFICIENTE DE DESOXIGENAÇÃO (d <sup>-1</sup> )	K <sub>1</sub> para T = 20 °C K <sub>1</sub> para T = 23 °C	0,20 0,23
CONCENTRAÇÃO DE OXIGÊNIO DA MISTURA Co (mg/l)	$Co = \frac{Qr \times ODr + Qe \times ODe}{Qr + Qe}$		7,10
DÉFICIT DE OXIGÊNIO D <sub>o</sub> (mg/l)	Do = Cs - Co		1,20
CONSTANTE DE TRANSF. DA DBO <sub>5</sub> A DBO <sub>ÚLTIMA</sub> K <sub>T</sub>	$K_T = \frac{DBO_u}{DBO_5} = \frac{1}{1 - E^{-5K_1}}$		1,46
DBO <sub>5</sub> DA MISTURA (mg/l)	$DBO_5 = \frac{Qr \times DBOr + Qe \times DBOe}{Qr + Qe}$		3,00
CONCENTRAÇÃO DE DBO ÚLTIMA DA MISTURA L <sub>o</sub> (mg/l)	Lo = DBO <sub>5</sub> . Kt		4,38
ANÁLISE DO TEMPO CRÍTICO t <sub>c</sub> (dias)	<div><math>\frac{Lo}{Do} &gt; \frac{K_2}{K_1} \Rightarrow tc &gt; 0</math></div> <div><math>\frac{Lo}{Do} = \frac{K_2}{K_1} \Rightarrow tc = 0</math></div> <div><math>\frac{Lo}{Do} &lt; \frac{K_2}{K_1} \Rightarrow tc &lt; 0</math></div> <div><math>\frac{Lo}{Do} = 3,65 \qquad \frac{K_2}{K_1} = 1,96</math></div> <p>tc &gt; 0, o tempo crítico é positivo, a partir do ponto de lançamento haverá uma queda no oxigênio dissolvido, originando um déficit crítico superior ao inicial.</p> <p>tc = 0, o tempo crítico é igual a 0 ou seja, ocorre no exato local do lançamento, o déficit inicial é igual ao déficit crítico.</p> <p>tc &lt; 0, o tempo crítico é negativo, tal indica que, desde o lançamento, a concentração de oxigênio dissolvido tende a se elevar, o déficit inicial é o maior déficit observado.</p>		
TEMPO CRÍTICO t <sub>c</sub> (dias)	$t_c = \frac{1}{K_2 - K_1} \cdot \ln \left\{ \frac{K_2}{K_1} \cdot \left[ 1 - \frac{D_o \cdot (K_2 - K_1)}{L_o \cdot K_1} \right] \right\}$		1,67
DISTÂNCIA CRÍTICA d <sub>c</sub> (m)	d <sub>c</sub> = t . v . 86.400		14,40
DÉFICIT CRÍTICO DE OXIGÊNIO D <sub>c</sub> (mg/l)	$D_c = \frac{K_1}{K_2} L_o \times e^{-K_1 \times tc}$		1,52
CONCENTRAÇÃO CRÍTICA OD <sub>c</sub> (mg/l)	OD <sub>c</sub> = C <sub>s</sub> - D <sub>c</sub>		6,78

**GRÁFICO 5.6.1 - PERFIL DE OXIGÊNIO DISSOLVIDO AO LONGO DO TEMPO E DA DISTANCIA NO CURSO D'ÁGUA PARA  $Q_{MÍNIMA}$**



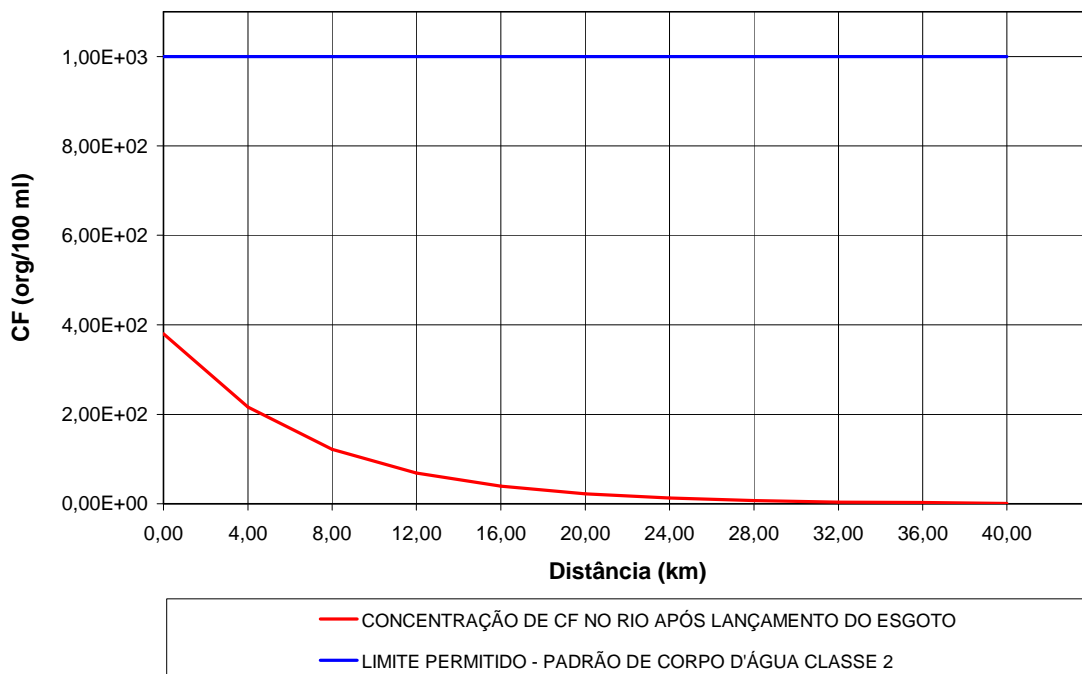
Considerando-se os usos encontrados atualmente no Rio São Francisco e a alta concentração de organismos patogênicos proveniente dos esgotos, é necessário avaliar também o decaimento bacteriano no curso d'água a jusante do lançamento de esgotos. A resolução CONAMA 20/86 estabelece que a concentração de coliformes fecais (CF) a ser mantida em corpo d'água de classe 2 não deve ser superior a 1.000 organismos em 100 ml. Dessa forma, será necessário avaliar a eficiência do tratamento proposto para que a concentração de coliformes no ponto de lançamento, na mistura com o córrego, não exceda ao padrão estabelecido.

O Quadro 5.6.4 apresenta a concentração de coliformes alcançada na mistura do esgoto com o rio. O Gráfico 5.6.2 apresenta o perfil de coliformes ao longo do curso d'água após o lançamento dos esgotos bruto e tratado. Não há necessidade de tratamento devido à grande diluição do esgoto o rio, de forma que a concentração de coliformes é inferior a 1.000 org/100 ml já no ponto da mistura (379 CF/100 ml), cumprindo o atendimento à legislação e reduzindo o risco de contaminação por microrganismos patogênicos.

**QUADRO 5.6.4 – AVALIAÇÃO DA CONCENTRAÇÃO DE COLIFORMES FECAIS A JUSANTE DO LANÇAMENTO**

CONCENTRAÇÃO DE C.F. NA MISTURA ESGOTO (NÃO TRATADO) - RIO (No) CF/100 ml	FÓRMULA	
	$N_o = \frac{Q_r \cdot N_r + Q_e \cdot N_e}{Q_r + Q_e}$	379
COEFICIENTE DE DECAIMENTO BACTERIANO (20°)	$d^{-1}$	1
COEFICIENTE DE DECAIMENTO BACTERIANO (23°)	$d^{-1}$	1,23
CONCENTRAÇÃO DE C.F. NO CORPO D'ÁGUA $N_T$ (mg/l)	(Rios) $N_T = N_o e^{-K_b \cdot t}$	-
	(Lagos) $N_T = \frac{N_o}{1 + K_b \cdot t}$	
CONCENTRAÇÃO MÁXIMA PERMISSÍVEL NO ESGOTO PARA ATENDIMENTO AO PADRÃO NO PONTO DE LANÇAMENTO $N_c$ (CF/100 ml)	$N_e = \frac{1000 (Q_r + Q_e) - Q_r \cdot N_r}{Q_e}$	22.630.867

**GRÁFICO 5.6.2 - PERFIL DE COLIFORMES FECAIS AO LONGO DO TEMPO E DA DISTANCIA NO CURSO D'ÁGUA**



Analisando os estudos anteriores pode-se concluir que para ser possível o lançamento de esgotos no Rio São Francisco é necessário a implantação de estação de tratamento de esgotos que proporcione eficiências de remoção de matéria orgânica superior a 60%.

Portanto, a concepção da estação de tratamento deverá prever um processo de tratamento capaz de proporcionar as eficiências citadas, de forma a atender aos padrões estabelecidos pela legislação ambiental, e a garantir segurança ao uso da água, observada as finalidades de uso do rio, como abastecimento, turismo, e irrigação, entre outros.

### 5.6.2 – Descrição das Alternativas de Tratamento

As alternativas para o processo de tratamento da ETE – Matias Cardoso estão definidas no Quadro 5.6.5, a seguir.

**QUADRO 5.6.5 – ALTERNATIVAS PARA O PROCESSO DE TRATAMENTO DA ETE**

<b>Alternativa I</b>	<i>Reator Anaeróbio</i>
<b>Alternativa II</b>	<i>Lagoa Facultativa</i>
<b>Alternativa III</b>	<i>Sistema Australiano: Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa</i>

#### 5.6.2.1 – Alternativa I - *Reator Anaeróbio*

A alternativa I é constituída por reatores anaeróbios de manta de lodo e fluxo ascendente, conhecidos como reatores UASB. O emprego de um processo anaeróbio de tratamento possibilita baixo consumo de energia e baixa produção de lodo na ETE. Além disso, a operação dos reatores UASB é simples e o sistema apresenta baixo custo de implantação. A eficiência de remoção de matéria orgânica esperada para reatores UASB fica em torno de 60 a 75%, em termos de DBO, e de 55 a 70%, em relação à DQO.

Conforme ficou constatado no estudo de autodepuração, a concentração de matéria orgânica no ponto de mistura no corpo receptor não causa problemas em relação ao consumo de oxigênio dissolvido, que se mantém acima do nível mínimo exigido para o corpo d'água de classe 2. Dessa forma, a adoção de um processo de tratamento



que ofereça eficiência acima de 60% é suficiente para o atendimento dos padrões ambientais.

Inicialmente foi previsto a distribuição dos reatores em duas etapas para implantação da ETE, de forma que três módulos atenderiam a primeira etapa, de 2.008 a 2.018, e, a partir daí, a inclusão de mais um módulo seria suficiente para atender o final de plano. O objetivo da divisão em etapas é avaliar a necessidade de expansão das unidades com o decorrer da operação, em função da vazão afluyente à estação de tratamento. O Quadro 5.6.6 apresenta a modulação dos reatores de acordo com as etapas de implantação da ETE.

**QUADRO 5.6.6 – MODULAÇÃO DOS REATORES**

ETAPAS	ANO	POPULÇÃO ATENDIDA (hab.)	VAZÃO MÉDIA (l/s)	NÚMERO DE MÓDULO DO REATOR	TDH (h)
1a ETAPA	2.008	3.972	6,11	3	9,1
	2.009	4.130	6,26	3	8,9
	2.010	4.296	6,42	3	8,7
	2.011	4.382	6,50	3	8,6
	2.012	4.469	6,58	3	8,5
	2.013	4.559	6,67	3	8,4
	2.014	4.650	6,75	3	8,2
	2.015	4.743	6,84	3	8,1
	2.016	4.838	6,93	3	8,0
	2.017	4.934	7,03	3	7,9
	2.018	5.033	7,12	3	7,8
2a ETAPA	2.019	5.134	7,22	4	10,3
	2.020	5.236	7,31	4	10,2
	2.021	5.315	7,39	4	10,0
	2.022	5.395	7,46	4	9,9
	2.023	5.476	7,54	4	9,8
	2.024	5.558	7,62	4	9,7
	2.025	5.641	7,70	4	9,6
	2.026	5.726	7,78	4	9,5
	2.027	5.812	7,86	4	9,4
	2.028	5.899	7,95	4	9,3

Os critérios utilizados para o dimensionamento dos reatores estão resumidos no Quadro 5.6.7.

O Quadro 5.6.8 apresenta o dimensionamento e as verificações quanto às condições de operação dos reatores.

QUADRO 5.6.7 – PARÂMETROS DE DIMENSIONAMENTO DOS REATORES UASB

ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO						
CIDADE:		MATIAS CARDOSO				
NÍVEL DE TRATAMENTO		UNIDADE				
SECUNDÁRIO		REATOR ANAERÓBIO				
DETERMINAÇÃO DOS DADOS DE ENTRADA						
PARÂMETROS PARA PRÉ DIMENSIONAMENTO			UNIDADE	VALOR		
CONSUMO <i>PER CAPITA</i>			ℓ / (habxdia)	103,00		
TEMPO DE DETENÇÃO HIDRÁULICA ( TDH )			horas	11 a 7		
ESTIMATIVA DE PRODUÇÃO DE GÁS METANO			m³CH₄/kgDQO	0,35		
ESTIMATIVA DE PRODUÇÃO DE BIOGÁS			%	70		
ESTIMATIVA DE PRODUÇÃO DE SÓLIDOS			kgSST/kgDQO	0,15		
CONCENTRAÇÃO DO LODO			%	4		
DENSIDADE DO LODO			kg/m³	1020		
TEMPERATURA ESGOTO			°C	24		
CARGA DBO / PER-CAPITA			kg / (habxdia)	0,045		
RELAÇÃO DQO / DBO			-	1,7		
RELAÇÃO SÓLIDOS TOTAIS/SÓLIDOS VOLÁTEIS			SST/SSV	1,14		
CONCENTRAÇÃO DE NUTRIENTES			gN/gSSV	0,065		
CONCENTRAÇÃO DE NUTRIENTES			gP/gSSV	0,015		
DADOS UTILIZADOS						
POPULAÇÕES E VAZÕES	SIGLA	UNID	2.008	2.018	2.019	2.028
POPULAÇÃO	Pop	hab.	3.972	5.033	5.134	5.899
ÍNDICE DE ATENDIMENTO	Ind.at	%	100%	100%	100%	100%
POPULAÇÃO ATENDIDA	Pop	hab.	3.972	5.033	5.134	5.899
VAZÃO AFLUENTE MÉDIA S/ INFILTRAÇÃO	Q <sub>méd</sub> :	l/s	3,79	4,80	4,90	5,63
VAZÃO AFLUENTE MÉDIA C/ INFILTRAÇÃO	Q <sub>méd+inf</sub> :	l/s	6,11	7,12	7,22	7,95
VAZÃO AFLUENTE MÁXIMA S/ INFILTRAÇÃO	Q <sub>máx</sub>	l/s	6,82	8,64	8,81	10,13
VAZÃO AFLUENTE MÁXIMA C/ INFILTRAÇÃO	Q <sub>máx + inf</sub>	l/s	9,14	10,96	11,13	12,45

QUADRO 5.6.8 – DIMENSIONAMENTO DOS REATORES UASB

CÁLCULO DA MODULAÇÃO DOS REATORES						
DISCRIMINAÇÃO	SIGLA	UNID	1ª etapa		2ª etapa	
			2.008	2.018	2.019	2.028
Vazão afluyente média	Q <sub>méd</sub>	l/s	6,11	7,12	7,22	7,95
Volume útil necessário	V <sub>util</sub>	m³	176	205	208	229
Modulação adotada	N	unid	3	3	4	4
Volume útil necessário/módulo	V <sub>nec</sub>	m³	58,67	68,33	52,00	57,25
DIMENSIONAMENTO DO MÓDULO						
DISCRIMINAÇÃO	SIGLA	UNID	ADOTADO			
Volume útil (adotar no máximo 1.500 m³ por módulo )	V <sub>util</sub>	m³	66,83			
Altura útil (Adotar entre 3 e 6 metros)	H <sub>util</sub>	m	4,50			
Comprimento	Comp	m	4,50			
Largura	Larg	m	3,30			
Área	Área	m²	14,85			
DADOS POR MÓDULO						
ITEM	PARÂMETROS	FÓRMULA	Q <sub>MÉD</sub>			
			2.008	2.018	2.019	2.028
1	Vazão média por módulo s/ Inf. (m³/h)	Q <sub>méd</sub> :	4,55	5,76	4,41	5,06
2	Vazão média por módulo c/ inf.(m³/h)	Q <sub>méd+inf</sub> :	7,33	8,54	6,49	7,15
3	Vazão maxima por módulo c/ inf.(m³/h)	Q <sub>máx+inf</sub> :	10,97	13,15	10,02	11,20
4	Carga por módulo (kgDBO/dia)	Pop x Ind.at x 0,045 / (N)	59,57	75,50	57,75	66,36
5	Concentração DBO (mg/l)	(3)x1000 / 24x(2)	339	368	371	387
6	Concentração DQO (kgDQO/m³) ou (g/l)	(4) x 1,7/1000	0,58	0,63	0,63	0,66

## CONTINUAÇÃO QUADRO 5.6.8 – DIMENSIONAMENTO DOS REATORES UASB

VERIFICAÇÃO DAS CONDIÇÕES OPERACIONAIS DO REATOR - (POR MÓDULO)							
ITEM	PARÂMETROS	FÓRMULA	Q <sub>MÉD</sub>				OBSERVAÇÕES
			2.008	2.018	2.019	2.028	
7	Velocidade superficial Q <sub>méd</sub> (m/h)	(2) / (A)	0,5	0,6	0,4	0,5	Velocidades preferencialmente na faixa de 0,5 a 0,7m/h e sempre inferior a 2,0 m/h
8	Velocidade superficial Q <sub>máx</sub> (m/h)	(3) / (A)	0,7	0,9	0,7	0,8	Velocidades preferencialmente na faixa de 0,9 a 1,1 m/h
9	Tempo de detenção hidráulica (h)	(V <sub>util</sub> ) / (2)	9,1	7,8	10,3	9,3	O TRH normalmente adotado é de 8 h para temp média de 20 °C
10	Carga hidráulica volumétrica (m <sup>3</sup> /(m <sup>3</sup> xdia))	(2) x24 / (V <sub>util</sub> )	2,6	3,1	2,3	2,6	Deve ser inferior a 5 m <sup>3</sup> /(m <sup>3</sup> xdia)
11	Carga orgânica volumétrica (kgDQO/(m <sup>3</sup> xdia))	(2) x (6) x24 / (V <sub>util</sub> )	1,5	1,9	1,5	1,7	Deve ser inferior a 5 kgDQO/(m <sup>3</sup> xdia) em esgotos estritamente domésticos
12	Estimativa eficiência de remoção de DBO (%)	100 x(1-0,708x(9) <sup>-0,5</sup> )	76,6	74,7	77,9	76,8	As eficiências esperadas para os reatores UASB geralmente estão na faixa de 60 a 75%
13	Estimativa eficiência de remoção de DQO (%)	100 x(1-0,68x(9) <sup>-0,35</sup> )	68,6	66,9	69,9	68,9	As eficiências esperadas para os reatores UASB geralmente estão na faixa de 55 a 70%
14	Produção de gás metano	(2)x24x(6)/1000x (13)x0,35	24,3	30,1	24,0	27,2	Taxa de produção de 0,35 m <sup>3</sup> CH <sub>4</sub> /kgDQO
15	Produção de biogás	(14) / 0,70	34,8	42,9	34,3	38,9	Concentração de CH <sub>4</sub> no biogás 70-80%
16	Taxa biogás(m <sup>3</sup> /biogás/(m <sup>2</sup> x dia)	(15) / (A)	2,3	2,9	2,3	2,6	A taxa de produção de biogás deve ser no mínimo de 1,0 e no máximo entre 3,0 e 5,0.
17	Concentração DBO solúvel efluente (mg/l)	(5)-((12)x(5))	79	93	82	90	
18	Concentração DQO solúvel efluente (mg/l)	(6)x1000 - ((13)x1000x(6))	181	207	189	204	

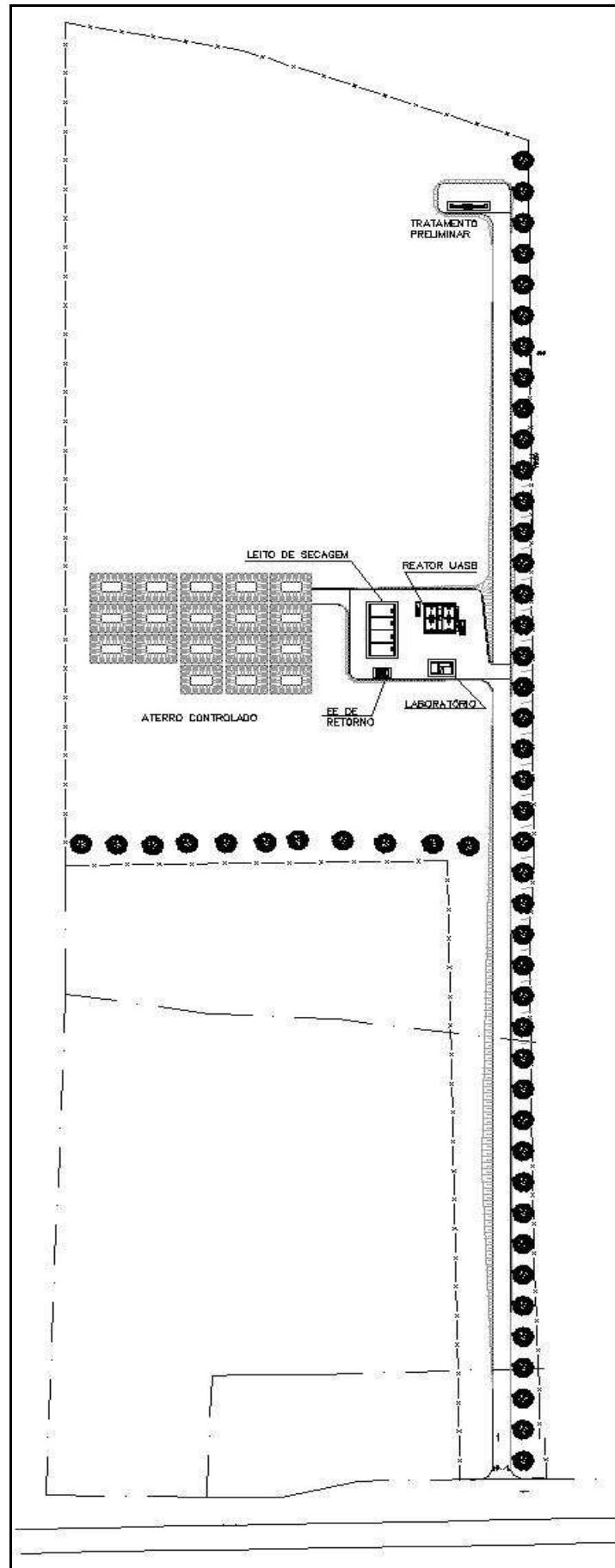
Para disposição e secagem do lodo dos Reatores foram pré-dimensionados 4 leitos de secagem de  $(4 \times 7) \text{ m}^2$ .

Para dispor todo o resíduo da ETE, proveniente da EEB, do tratamento preliminar (gradeamento e caixa de areia), e do lodo dos leitos de secagem, foi pré-dimensionado um aterro controlado onde foram dispostas 18 (dezoito) células para atendimento de final de plano. As células possuem 3 metros de profundidade sendo sub-divididas em camadas de 40 cm onde se alterna uma camada de resíduo e uma de solo. Logo, o volume total da célula é de  $171 \text{ m}^3$  sendo o volume útil de material aterrado igual a  $50,10 \text{ m}^3$ . O restante do volume,  $120,90 \text{ m}^3$ , é composto por solo utilizado para sobrepor o material aterrado.

O tratamento preliminar pré-dimensionado será composto por Calha Parshall de 3" para medição de vazão, caixa de areia de limpeza manual, com profundidade de 0,20 m, largura de 0,30 m e comprimento de 3,0 metros, e gradeamento fino com espaçamento entre as grades de 2 cm.

A seguir, apresenta-se um *layout* da Alternativa I.

FIGURA 5.6.1 – LAYOUT DA ETE - ALTERNATIVA I





### 5.6.2.2 – Alternativa II - Lagoa Facultativa

A Alternativa II trata-se de um sistema de lagoas de estabilização composto por 2 lagoas facultativas. As lagoas devem ser dispostas em paralelo para garantir flexibilidade ao sistema.

A escolha desse sistema foi motivada principalmente, pelas condições de temperatura e insolação muito favoráveis na região, e pela simplicidade na operação, visto que não há necessidade de equipamentos ou capacitação especial dos operadores.

Entretanto, não é um sistema compacto e requer grande disponibilidade de área para implantação. O dimensionamento das lagoas facultativas é apresentado no Quadro 5.6.9.

O tratamento preliminar pré-dimensionado será composto por Calha Parshall de 3" para medição de vazão, caixa de areia de limpeza manual, com profundidade de 0,20 m, largura de 0,30 m e comprimento de 3,0 metros, e gradeamento fino com espaçamento entre as grades de 2 cm.

Para dispor todo o resíduo da ETE, proveniente da EEB e do tratamento preliminar (gradeamento e caixa de areia), foi pré-dimensionado um aterro controlado onde foram dispostas 8 (oito) células para atendimento de final de plano. As células possuem 3 metros de profundidade sendo sub-divididas em camadas de 40 cm onde se alterna uma camada de resíduo e uma de solo. Logo, o volume total da célula é de  $171 \text{ m}^3$  sendo o volume útil de material aterrado igual a  $50,10 \text{ m}^3$ . O restante do volume,  $120,90 \text{ m}^3$ , é composto por solo utilizado para sobrepor o material aterrado.

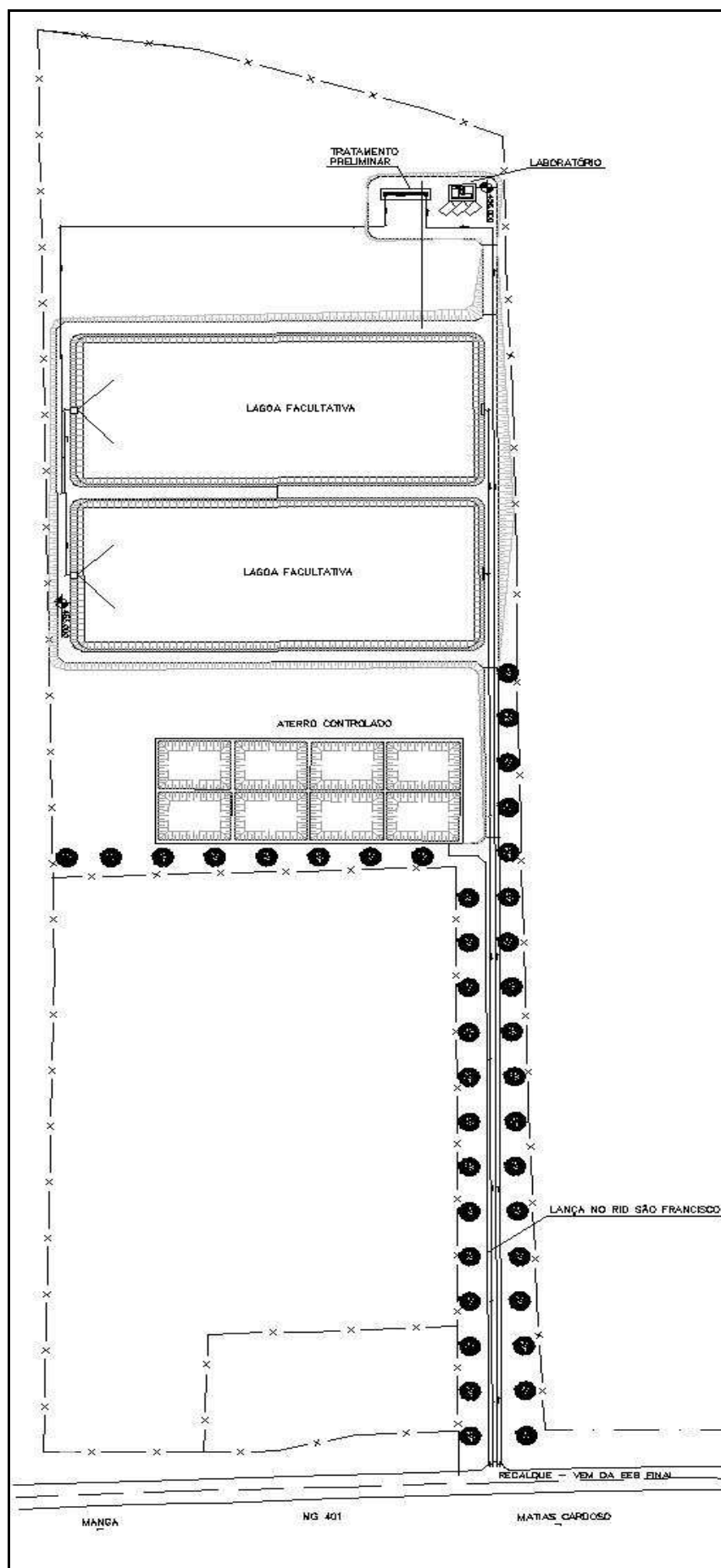


QUADRO 5.6.9 – DIMENSIONAMENTO DAS LAGOAS FACULATIVAS

DADOS DE ENTRADA			
DISCRIMINAÇÃO	ANO	VALOR	
POPULAÇÃO ATENDIDA (hab.)	2.008	3.972	
	2.028	5.899	
VAZÃO		m³/dia	l/s
	2.008	527,9	6,11
	2.028	686,88	7,95
TEMPERATURA (°C)		24	
TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL (kg DBO / ha x dia)		240	
CARGA ORGÂNICA PER CAPITA (kg DBO / hab. x dia)		0,045	
K - COEFICIENTE DE REMOÇÃO (D <sup>-1</sup> )		0,30	
PROFUNDIDADE ÚTIL ADOTADA PARA A LAGOA (m)		1,5	
ALTURA DA BORDA LIVRE (m)		0,5	
EFICIÊNCIA CONSIDERADA PARA A LAGOA FACULTATIVA (%)		60	
PARÂMETROS EFLUENTE DA LAGOA ANAERÓBIA / AFUENTE LAGOA FACULTATIVA			
CARGA ORGÂNICA		mg/s	kgDBO x dia
	2.008	2.069	179
	2.028	3.072	265
CONCENTRAÇÃO DE DBO (mg/l)	2.008	339	
	2.028	386	
DIMENSIONAMENTO			
ÁREA REQUERIDA PARA A LAGOA (m²)		11.060,63	
NÚMERO DE LAGOAS		2	
RELAÇÃO COMPRIMENTO / LARGURA		2,50	
LARGURA (m) - MEIA PROFUNDIDADE		47,03	
COMPRIMENTO (m) - MEIA PROFUNDIDADE		117,58	
LARGURA ADOTADA (m) - MEIA PROFUNDIDADE		45,00	
COMPRIMENTO ADOTADO (m) - MEIA PROFUNDIDADE		115,00	
ÁREA RESULTANTE (m²)		10.350,00	
VOLUME RESULTANTE (m³)		15.525,00	
RELAÇÃO COMPRIMENTO / LARGURA ADOTADO		2,56	
TEMPO DE DETENÇÃO ADOTADO (dia)	2.008	29	
	2.028	23	
TALUDE ADOTADO		VERTICAL	2
		HORIZONTAL	3
LARGURA DO FUNDO (m)		42,75	
LARGURA NO NÍVEL DO ESGOTO (m)		47,25	
LARGURA NA CRISTA DO TALUDE (m)		48,75	
COMPRIMENTO DO FUNDO (m)		112,75	
COMPRIMENTO NO NÍVEL DO ESGOTO (m)		117,25	
COMPRIMENTO NA CRISTA DO TALUDE (m)		118,75	
PARÂMETROS DO EFLUENTE			
Kt - CORREÇÃO DO COEFICIENTE DE REMOÇÃO (D <sup>-1</sup> )		0,36	
CARGA ORGÂNICA		mg/s	kgDBO x dia
	2.008	390,31	33,72
	2.028	610,70	52,76
CONCENTRAÇÃO DE DBO <sub>5</sub> (mg/l)		SOLÚVEL	TOTAL
	2.008	29	64
	2.028	42	77
EFICIÊNCIA NA REMOÇÃO DE DBO PARA A LAGOA FACULTATIVA (%)	2.008	81	
	2.028	80	

A seguir, apresenta-se um *layout* da Alternativa II.

**FIGURA 5.6.2 – LAYOUT DA ETE - ALTERNATIVA II**



### **5.6.2.3 – Alternativa III - Sistema Australiano: Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa**

A escolha da Alternativa III segue a mesma premissa da alternativa II, procurando aproveitar o clima propício da região. Entretanto, procurando reduzir a área necessária para implantação da ETE, optou-se por um sistema constituído por Lagoas Anaeróbias seguidas por Lagoas Facultativas, denominado sistema australiano. Este sistema apresenta requisitos de área inferiores aos das lagoas facultativas únicas, mas apresenta como inconveniente a possibilidade da geração de maus odores na lagoa anaeróbia, caso ocorra problemas operacionais, sendo necessário um grande afastamento da estação às residências circunvizinhas.

O dimensionamento das Lagoas Anaeróbias e Facultativas pode ser visto nos Quadros 5.6.10 e 5.6.11.

As lagoas anaeróbias devem ser limpas quando a camada de lodo atingir, aproximadamente, a metade da altura útil. Neste projeto, o descarte de lodo deverá ser realizado a cada 10 anos. Considerando que o acúmulo do lodo na lagoa é de  $0,01 \text{ m}^3/\text{hab.} \times \text{ano}$ , tem-se, ao final de 10 anos,  $590 \text{ m}^3$  de lodo acumulado. Sugere-se que o descarte comece no oitavo ano sendo realizados 4 descartes até o décimo ano em camadas de 30 cm. Logo, cerca de  $147,5 \text{ m}^3$  de lodo serão descartados em uma lagoa de lodo com uma área prevista de  $(22 \times 22) \text{ m}^2$  e profundidade de 1,2 m. Outra área de mesma magnitude deverá ser prevista para atender o final de plano, pois haverá outro descarte ainda no alcance do projeto.

Para dispor todo o resíduo da ETE, proveniente da EEB e do tratamento preliminar (gradeamento e caixa de areia), foi pré-dimensionado um aterro controlado onde foram dispostas 8 (oito) células para atendimento de final de plano. As células possuem 3 metros de profundidade sendo sub-divididas em camadas de 40 cm onde se alterna uma camada de resíduo e uma de solo. Logo, o volume total da célula é de  $171 \text{ m}^3$  sendo o volume útil de material aterrado igual a  $50,10 \text{ m}^3$ . O restante do volume,  $120,90 \text{ m}^3$ , é composto por solo utilizado para sobrepor o material aterrado.

QUADRO 5.6.10 – DIMENSIONAMENTO DAS LAGOAS ANAERÓBIAS

DADOS DE ENTRADA			
DISCRIMINAÇÃO	ANO	VALOR	
POPULAÇÃO ATENDIDA (hab.)	2.008	3.972	
	2.028	5.899	
VAZÃO MÉDIA		m³/dia	l/s
	2.008	527,9	6,11
	2.028	686,88	7,95
TEMPERATURA (°C)		24	
CARGA ORGÂNICA PER CAPITA (kg DBO / hab. x dia)		0,045	
TAXA DE APLICAÇÃO VOLUMÉTRICA (kg DBO <sub>5</sub> / m³ x dia)		0,2	
PROFUNDIDADE ÚTIL ADOTADA PARA A LAGOA (m)		4,5	
ALTURA DA BORDA LIVRE (m)		0,5	
EFICIÊNCIA CONSIDERADA PARA A LAGOA (%)		60	
PARÂMETROS AFLUENTE			
CARGA ORGÂNICA AFLUENTE		mg/s	kgDBO x dia
	2.008	2068,75	178,74
	2.028	3072,40	265,46
CONCENTRAÇÃO DE DBO AFLUENTE (mg/l)	2.008	339	
	2.028	386	
DIMENSIONAMENTO			
VOLUME REQUERIDO PARA A LAGOA (m³)		1.327,28	
TEMPO DE DETENÇÃO (dia)	2.008	3	
	2.028	2	
ÁREA REQUERIDA (m²)		295	
NÚMERO DE LAGOAS		2	
LARGURA / COMPRIMENTO (m) - MEIA PROFUNDIDADE		12,14	
LARGURA / COMPRIMENTO- ADOTADA (m) - MEIA PROFUNDIDADE		14,00	
ÁREA ADOTADA (m²)		196,00	
VOLUME RESULTANTE (m³)		1764,00	
TEMPO DE DETENÇÃO ADOTADO (dia)	2.008	3	
	2.028	3	
TALUDE ADOTADO		VERTICAL	2
		HORIZONTAL	3
COMPRIMENTO / LARGURA DO FUNDO (m)		7,25	
COMPRIMENTO / LARGURA NO NÍVEL DO ESGOTO (m)		20,75	
COMPRIMENTO / LARGURA NA CRISTA DO TALUDE (m)		22,25	
PARÂMETROS DO EFLUENTE			
CARGA ORGÂNICA		mg/s	kgDBO x dia
	2.008	827,50	71,50
	2.028	1.228,96	106,18
CONCENTRAÇÃO DE DBO <sub>5</sub> (mg/l)	2.008	135	
	2.028	155	

**QUADRO 5.6.11 – DIMENSIONAMENTO DAS LAGOAS FACULTATIVAS  
APÓS LAGOAS ANAERÓBIAS**

DADOS DE ENTRADA			
DISCRIMINAÇÃO	ANO	VALOR	
POPULAÇÃO ATENDIDA (hab.)	2.008	3.972	
	2.028	5.899	
VAZÃO		m3/dia	l/s
	2.008,0	527,9	6,11
	2.028,0	686,88	7,95
TEMPERATURA (°C)		24	
TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL (kg DBO / ha x dia)		240	
K - COEFICIENTE DE REMOÇÃO (D <sup>-1</sup> )		0,20	
PROFUNDIDADE ÚTIL ADOTADA PARA A LAGOA (m)		2,0	
ALTURA DA BORDA LIVRE (m)		0,5	
EFICIÊNCIA CONSIDERADA PARA A LAGOA FACULTATIVA (%)		60	
PARÂMETROS EFLUENTE DA LAGOA ANAERÓBIA / AFUENTE LAGOA FACULTATIVA			
CARGA ORGÂNICA		mg/s	kgDBO x dia
	2.008	827,50	71,50
	2.028	1228,96	106,18
CONCENTRAÇÃO DE DBO (mg/l)	2.008	135	
	2.028	155	
DIMENSIONAMENTO			
ÁREA REQUERIDA PARA A LAGOA (m²)		4424,25	
NÚMERO DE LAGOAS		2	
RELAÇÃO COMPRIMENTO / LARGURA		2,50	
LARGURA (m) - MEIA PROFUNDIDADE		29,75	
COMPRIMENTO (m) - MEIA PROFUNDIDADE		74,37	
LARGURA ADOTADA (m) - MEIA PROFUNDIDADE		35,00	
COMPRIMENTO ADOTADO (m) - MEIA PROFUNDIDADE		75,00	
ÁREA RESULTANTE (m²)		5250,00	
VOLUME RESULTANTE (m³)		10500,00	
RELAÇÃO COMPRIMENTO / LARGURA ADOTADO		2,14	
TEMPO DE DETENÇÃO ADOTADO (dia)	2.008	20	
	2.028	15	
TALUDE ADOTADO		VERTICAL	2
		HORIZONTAL	3
LARGURA DO FUNDO (m)		32,00	
LARGURA NO NÍVEL DO ESGOTO (m)		38,00	
LARGURA NA CRISTA DO TALUDE (m)		39,50	
COMPRIMENTO DO FUNDO (m)		72,00	
COMPRIMENTO NO NÍVEL DO ESGOTO (m)		78,00	
COMPRIMENTO NA CRISTA DO TALUDE (m)		79,50	
PARÂMETROS DO EFLUENTE			
Kt - CORREÇÃO DO COEFICIENTE DE REMOÇÃO (D <sup>-1</sup> )		0,24	
CARGA ORGÂNICA		mg/s	kgDBO x dia
	2.008	355,66	30,73
	2.028	538,84	46,56
CONCENTRAÇÃO DE DBO <sub>5</sub> (mg/l)		SOLÚVEL	TOTAL
	2.008	23	58
	2.028	33	68
EFICIÊNCIA NA REMOÇÃO DE DBO PARA A LAGOA FACULTATIVA (%)	2.008	57	
	2.028	56	
EFICIÊNCIA NA REMOÇÃO DE DBO PARA O SISTEMA DE LAGOA ANAERÓBIA + LAGOA FACULTATIVA (%)	2.008	83	
	2.028	82	

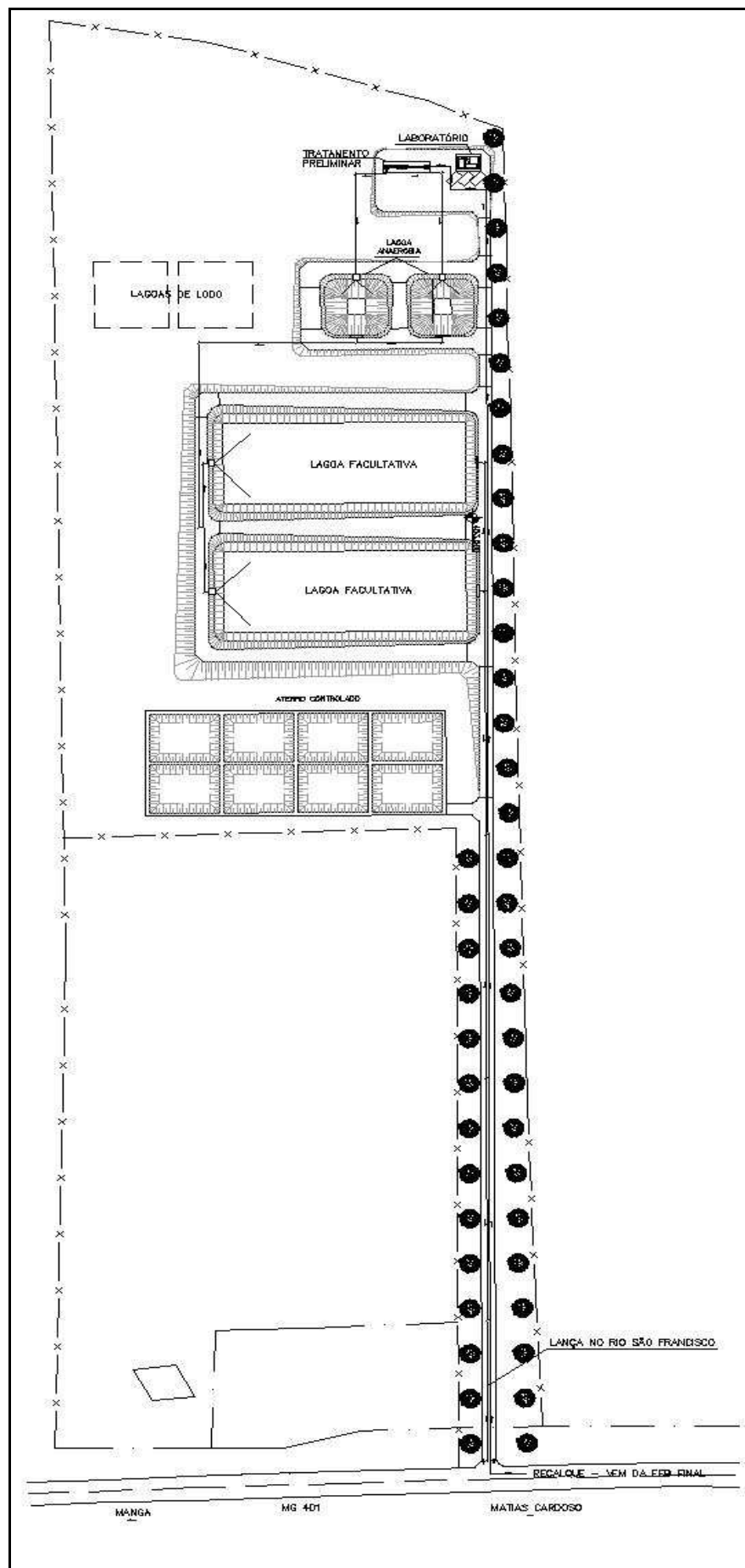


O tratamento preliminar pré-dimensionado será composto por Calha Parshall de 3" para medição de vazão, caixa de areia de limpeza manual, com profundidade de 0,20 m, largura de 0,30 m e comprimento de 3,0 metros, e gradeamento fino com espaçamento entre as grades de 2 cm.

A seguir, apresenta-se um *layout* da Alternativa III.



**FIGURA 5.6.3 – LAYOUT DA ETE - ALTERNATIVA III**



## 5.7 – Conclusão

As alternativas analisadas apresentam desempenhos satisfatórios na remoção de matéria orgânica, com eficiências de remoção de DBO variando de 75 a 82%, conforme pode ser visto no Quadro 5.7.1.

**QUADRO 5.7.1 – COMPARAÇÃO DE DESEMPENHO DAS ALTERNATIVAS**

ALTERNATIVAS DE TRATAMENTO	REMOÇÃO DE MATÉRIA ORGÂNICA (DBO)	REMOÇÃO DE ORGANISMOS PATOGENICOS (CF)	ÁREA TOTAL PARA IMPLANTAÇÃO (m <sup>2</sup> )
I - REATOR UASB	75%	70 - 90%	39.580
II - LAGOA FACULTATIVA	80%	80 - 99%	39.580
II - SISTEMA AUSTRALIANO	82%	80 - 99,9%	39.580

A remoção de organismos patogênicos foi estimada com base em valores consagrados na literatura, ficando os sistemas de lagoas com eficiência ligeiramente superior aos reatores anaeróbios.

Não há diferença entre as alternativas quanto aos requisitos de área para implantação dos sistemas.

De forma geral, os sistemas de lagoas, tanto as Lagoas Facultativas como o Sistema Australiano, oferecem maiores eficiências de remoção de matéria orgânica e de coliformes fecais (CF) que os reatores anaeróbios. Entretanto o desempenho dos sistemas não é fator decisivo na escolha da ETE, devido ao grande volume e capacidade de autodepuração do corpo receptor.

Visto que as alternativas analisadas apresentam eficiências satisfatórias garantindo o atendimento dos padrões ambientais, e constatando, através de estudo topográfico e geotécnico, que a disponibilidade de área não é fator limitante, ou de inviabilidade técnica, a escolha será guiada pela análise econômica das alternativas propostas.

A seguir apresenta-se o Quadro 5.7.2 com resumo das alternativas de tratamento.

QUADRO 5.7.2 – RESUMO DAS ALTERNATIVAS DE TRATAMENTO

ALTERNATIVAS DE TRATAMENTO	UNIDADES	QUANTIDADE	DIMENSÕES
I - REATOR UASB	RETORES	4	ALTURA: 4,50 m COMPRIMENTO: 4,50 m LARGURA: 3,30 m
	TRATAMENTO PRELIMINAR	1	CALHA PARSHALL: w=3" CAIXA DE AREIA: COMPRIMENTO:3,0 m/ LARGURA: 0,30 m/ PROF: 0,20 m GRADEAMENTO FINO
	LEITO DE SECAGEM	4	LARGURA: 4,0 m COMPRIMENTO: 7,0 m
	ATERRO	18	VOL. TOTAL: 171 m <sup>3</sup> VOL. RESÍDUOS: 50,10 m <sup>3</sup> VOL. TERRA: 120,90 m <sup>3</sup>
II - LAGOA FACULTATIVA	LAGOA FACULTATIVA	2	PROFUNDIDADE: 1,50 m LARGURA: 45,0 m COMPRIMENTO: 115,0 m
	TRATAMENTO PRELIMINAR	1	CALHA PARSHALL: w=3" CAIXA DE AREIA: COMPRIMENTO:3,0 m/ LARGURA: 0,30 m/ PROF: 0,20 m GRADEAMENTO FINO
	ATERRO	8	VOL. TOTAL CÉLULA: 171 m <sup>3</sup> VOL. RESÍDUOS: 50,10 m <sup>3</sup> VOL. TERRA: 120,90 m <sup>3</sup>
III - SISTEMA AUSTRALIANO	LAGOA ANAERÓBIA	2	PROFUNDIDADE: 4,50 m LARGURA: 14,0 m COMPRIMENTO: 14,0 m
	LAGOA FACULTATIVA	2	PROFUNDIDADE: 2,0 m LARGURA: 35,0 m COMPRIMENTO: 75,0 m
	TRATAMENTO PRELIMINAR	1	CALHA PARSHALL: w=3" CAIXA DE AREIA: COMPRIMENTO:3,0 m/ LARGURA: 0,30 m/ PROF: 0,20 m GRADEAMENTO FINO
	ATERRO	8	VOL. TOTAL CÉLULA: 171 m <sup>3</sup> VOL. RESÍDUOS: 50,10 m <sup>3</sup> VOL. TERRA: 120,90 m <sup>3</sup>

## **6. ESTIMATIVA DE CUSTOS DAS ALTERNATIVAS**

## 6. ESTIMATIVA DE CUSTOS DAS ALTERNATIVAS

A estimativa de custos foi realizada para todo o SES de Matias Cardoso, contemplando as ligações prediais, redes coletoras, interceptor, estação elevatória e estação de tratamento de esgotos, buscando uma visão ampla do custo de implantação do sistema.

Como o plano de esgotamento das redes coletoras e interceptor é de concepção única, as alternativas de tratamento são as únicas responsáveis pelas diferenças no custo total do sistema de esgotamento sanitário.

Para o estudo comparativo das alternativas a serem apresentadas, e conseqüentemente, a escolha da melhor opção para implantação da Estação de Tratamento de Esgoto (ETE), a estimativa de custo não considerou a etapalização das unidades da ETE, sendo assim considerado o custo de investimento de todas as unidades projetadas para final de plano, incluindo todas as células de aterro controlado e lagoas de lodo a serem implantadas.

Os custos de investimentos de cada alternativa foram estimados a partir do pré-dimensionamento das unidades constituintes considerando as dimensões das principais unidades que compõem cada alternativa, as áreas a serem desapropriadas, os volumes de corte e aterro, os volumes de concreto, materiais e equipamentos.

A estimativa de custo das unidades de ligações prediais, rede coletora e interceptor foi apresentada a partir do levantamento de quantitativos baseados no plano de esgotamento realizado com auxílio do levantamento topográfico da área urbana.

As redes coletoras, interceptor e linha de recalque tiveram seus custos estimados a partir de um custo unitário por metro linear de rede, com base em projetos elaborados recentemente.

O custo estimado de implantação da estação elevatória foi realizado após o prévio dimensionamento, a conseqüente escolha dos conjuntos moto-bombas e do tipo de construção adotado. O custo da construção civil foi estimado com base em outras unidades já projetadas com semelhança no porte e condições operacionais. Os equipamentos foram valorados através de consulta a fornecedores específicos.

Os custos de execução das Estações de Tratamento de Esgoto Sanitário foram estimados a partir de comparação com unidades de porte e características técnicas semelhantes, além de comparação com as características topográficas do terreno estudado.

As alternativas, objeto deste estudo, são:

- Alternativa I: Reator UASB;
- Alternativa II: Lagoa Facultativa;
- Alternativa III: Sistema Australiano (Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa).

O custo comparativo das alternativas é apresentado no Quadro 6.1.

**QUADRO 6.1 – RESUMO DE CUSTOS DAS ALTERNATIVAS DE TRATAMENTO**

Unidade do Sistema	Custo (R\$)		
	ALTERNATIVA I	ALTERNATIVA II	ALTERNATIVA III
INSTALAÇÕES PRELIMINARES/CANTEIRO DE OBRAS	12.027,76	12.027,76	12.027,76
TERRAPLENAGEM	2.387,32	384.085,45	61.104,08
TRATAMENTO PRELIMINAR	19.450,19	18.671,50	18.671,50
REATOR ANAERÓBIO MANTA DE LODO - UASB	573.129,49	-	-
QUEIMADORES DE GÁS	15.488,22	-	-
LAGOAS ANAERÓBIAS	-	-	103.143,79
LAGOA FACULTATIVA	-	246.351,19	210.058,46
LAGOAS DE MATURAÇÃO	-	-	-
DRENAGEM DE FUNDO DAS LAGOAS	-	278.707,19	146.312,91
LEITOS DE SECAGEM	86.813,19	-	-
ELEVATÓRIA DE RETORNO DO PERCOLADO	73.618,10	-	-
INTERLIGAÇÕES	39.517,65	40.210,54	42.221,41
LABORATÓRIO	30.586,62	30.586,62	30.586,62
REDE DISTRIBUIDORA DE ÁGUA POTÁVEL	19.870,59	17.286,18	19.870,59
DRENAGEM PLUVIAL	116.398,77	82.662,34	116.398,77
URBANIZAÇÃO E PAISAGISMO	207.016,85	158.627,91	206.577,95
INSTALAÇÕES ELÉTRICAS	35.443,99	9.968,00	14.240,00
ATERROS CONTROLADOS	50.002,01	22.228,20	22.228,20
LAGOAS DE LODO	-	-	23.187,96
DESAPROPRIAÇÃO	11.772,30	12.084,90	11.640,00
<b>TOTAL</b>	<b>1.293.523,07</b>	<b>1.313.497,78</b>	<b>1.038.270,01</b>

A estimativa de custos das alternativas indica que o processo de tratamento por Sistema Australiano (Alternativa III) é o que confere menor custo de investimento à implantação da estação de tratamento de esgotos. Os custos das alternativas I e II são cerca de 25% mais elevados. Considerando as composições de custos das unidades de tratamento isoladamente estas diferenças são bastante significativas.

Os custos das unidades que compõem todo o sistema de tratamento são apresentados de forma resumida no Quadro 6.2.

**QUADRO 6.2 – RESUMO DE CUSTOS DAS UNIDADES DO SES DE MATIAS CARDOSO**

Unidade do Sistema	Custo (R\$)		
	ALTERNATIVA I	ALTERNATIVA II	ALTERNATIVA III
REDE COLETORA	2.814.173,00	2.814.173,00	2.814.173,00
LIGAÇÕES PREDIAIS	306.914,71	306.914,71	306.914,71
INTERCEPTORES	224.495,79	224.495,79	224.495,79
ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO (ETE)	1.293.523,07	1.313.497,78	1.038.270,01
ELEVATÓRIA FINAL	117.003,87	117.003,87	117.003,87
<b>TOTAL</b>	<b>4.756.110,43</b>	<b>4.776.085,14</b>	<b>4.500.857,37</b>

Avaliando a influência das alternativas em relação ao custo total do sistema de esgotamento sanitário pode-se perceber que as diferenças de custos são reduzidas consideravelmente, ficando os custos das unidades diluídos no custo total do sistema. Nessa condição, os sistemas de tratamento implantados com as Alternativas I e II são cerca de 6% mais caros. Assim, a escolha do processo de tratamento deve ser fundamentada também em critérios técnicos operacionais e não apenas econômicos.

Considerando experiências anteriores na operação de estações de tratamento por prefeituras de municípios de mesmo porte, o fator que torna decisivo a escolha do processo de tratamento é a simplicidade operacional do sistema. Na maioria das vezes as estações permanecem em completo abandono, dado o descaso das prefeituras devido ao desconhecimento do processo operacional.

Dessa forma, recomenda-se a escolha da Alternativa III - Sistema Australiano - por corresponder à alternativa de menor custo e grande simplicidade na operação.

O Sistema Australiano é uma forma simples de tratamento de esgotos com grande facilidade operacional, sem necessidade de equipamentos mecânicos e consumo



energético praticamente nulo. O Sistema é composto por lagoas facultativas precedidas por lagoas anaeróbias, o que confere uma economia significativa de área na construção das lagoas. A construção, operação e manutenção das lagoas são bastante simples, e não requer mão de obra especializada. As lagoas são muito indicadas para as condições da região devido, principalmente, ao clima favorável, com temperaturas elevadas.

Assim, a escolha pela ALTERNATIVA III é economicamente e tecnicamente viável para implantação do SES de Matias Cardoso.

Salienta-se que, apesar da simplicidade operacional do sistema de tratamento, a manutenção do sistema não é dispensada, e torna-se imprescindível para o bom funcionamento e desempenho da estação de tratamento. Por isso, é importante que sejam rigorosamente realizados, nos prazos adequados, os procedimentos de limpeza de material retido nas grades e caixa de areia, capina do entorno da estação, e principalmente, das bordas das lagoas, descarte de lodo excedente e destinação final dos resíduos.

A existência de uma etapa anaeróbia é fator de atenção no sistema, reforçando a necessidade dos cuidados operacionais para se evitar a formação de maus odores. Com o sistema bem dimensionado e bem cuidado previne-se a geração dos odores indesejados. É importante manter o afastamento das residências durante todo o horizonte de operação das lagoas para evitar inconvenientes à população caso eventuais problemas operacionais venham a ocorrer. Como a área escolhida para implantação da ETE possui grande afastamento da área urbana não se espera que a estação cause desconforto à população.

A instalação da estação de tratamento deve contar ainda com um período de *start up* do sistema e treinamento de pessoal para operação adequada da ETE.

As estimativas de custo detalhadas são apresentadas nos quadros constantes no anexo deste estudo de concepção.

## **ANEXO**

## **ANEXO A – PLANILHAS DA ESTIMATIVA DE CUSTO**