

Projeto de Engenharia do Sistema de Esgoto Sanitário de Dr. Pedrinho - SC

Projeto Relatório 2 – Estudo de Concepção

Dezembro/ 2008
Revisão: Abril/2012
Revisão: Julho/2013



Preparado para:
CASAN – Companhia Catarinense de
Águas e Saneamento
Rua Emílio Blum, nº. 83 – Centro - Florianópolis - SC.

Elaborado por:



HABITARK Engenharia Ltda –
Rua Clara Persunh, 107 - Sala 01
Itoupava Seca | Blumenau SC
CEP 89.030-140

Estudo de Concepção



Sumário Executivo

a) Dados Gerais

O município de Dr. Pedrinho, segundo a regionalização do IBGE, encontra-se localizado no médio Vale do Itajaí no Estado de Santa Catarina.

Em face do aumento da poluição do meio ambiente e da falta de sistema de coleta e tratamento de esgotos, faz-se necessário à execução do projeto de esgotos sanitários de Dr. Pedrinho, de forma a contribuir com a redução da poluição ambiental existente, bem como proporcionar uma melhor qualidade de vida para a população residente e turística.

Para o projeto do Sistema de Esgoto Sanitário de Dr. Pedrinho, foram levantados dados básicos da região, de forma a possibilitar a determinação dos parâmetros necessários para a elaboração do referido projeto, cujos dados são apresentados a seguir:

CARACTERÍSTICAS	DADOS
Dr. Pedrinho	376,00 Km ²
Localização	Médio Vale do Itajaí, na microrregião de Blumenau
Acesso	O acesso é pela rodovia acesso pela rodovia SC-477
Limites Municipais	Rio Negrinho, Rio dos Cedros, José Boiteux, Itaiópolis e Benedito Novo
População de Projeto	3.996 hab.
População a Ser Atendida Total	3.797 hab.
População a Ser Atendida Bacia A	2.600 hab.
Vazão Per Capita	150 l/hab.dia
Coeficiente de Retorno	0,80
Coeficiente de Máxima Vazão Diária	K1 = 1,2
Coeficiente de Máxima Vazão Horária	K2 = 1,5
Coeficiente de Mínima Vazão Horária	K3 = 0,5
Coeficiente de Infiltração	0,20 l/s.km

b) Estudo dos Corpos Receptores:

Foram estudados 02 corpos receptores: o Rio Benedito e Rio Capivari cujas características são apresentadas a seguir:

Característica	Rio Benedito – Bacia A
Área de Drenagem	883,50 km ²
Vazão Média LP	23.155,00 l/s
Vazão Crítica (Q _{7,10})	3.540,00 l/s

O rio Benedito apresenta condições para receber os efluentes das ETE's desde que a remoção de carga orgânica seja no mínimo de 80% conforme legislação ambiental e que a ETE disponha de sistema de tratamento terciário e desinfecção.

c) Sistema Coletor

Em virtude da escolha do terreno para abrigar as instalações das Estações de Tratamento de Esgotos de Dr. Pedrinho, bem como das condições topográficas encontradas na área urbana do município, foi estudado uma alternativa para o traçado do sistema coletor de esgotos. Nesta alternativa utilizou-se ao máximo o escoamento do esgoto por gravidade até atingir o ponto onde era necessário a instalação de estação elevatória. Neste sentido foram criadas 02 bacias de esgotamento, a primeira denominada Bacia A com 04 sub-bacias que para conduzir o esgoto coletado, até a estação de tratamento, será necessário a instalação de 04 estações elevatórias, que conduzirão o esgoto coletado, através de emissários, até a ETE. A segunda denominada Bacia B com 03 sub-bacias que para conduzir o esgoto coletado, até a estação de tratamento será necessário implantar 02 estações elevatórias.

Principais características do Sistema Coletor:

Bacia A

Característica	Alternativa
Extensão de Rede Coletora (geral bacia A)	10.799,00 m
Estações Elevatórias	04 unidades
Extensão das linhas de Recalque	955,00 m



d) Sistema de Tratamento de Esgoto

Uma importante característica do SES de DR. Pedrinho é o fato das estações de tratamento de esgotos se localizarem próximo do corpo receptor;

A área escolhida para a instalação da ETE do centro apresenta as seguintes características:

ETE CENTRO - BACIA A

Característica	Área Escolhida
Área	4.547,00m ²
Cota média do terreno	516,00m
É atingido por enchentes?	não
Distância de moradores próximos	160,00 m
Extensão do emissário até o Rio Benedito.	213,00m



Foram estudadas 03 alternativas tecnológicas de tratamento de esgoto:

- Alternativa 1:** Lodo Ativado por Aeração Prolongada – Sistema Contínuo;
- Alternativa 2:** Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente e Pós-Tratamento com Lodo Ativado por Aeração Prolongada – Sistema Contínuo;
- Alternativa 3:** Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente seguido de Filtro Biológico Percolador e Decantador Secundário;

Para as 03 alternativas foram comuns as seguintes unidades:

- Tratamento Primário:** composto por gradeamento e caixa de areia;
- Desaguamento de Lodo:** através de leitos de secagem;
- Desinfecção:** através de uso de Hipoclorito em tanque de contato.

e) Principais características das alternativas de tratamento de esgoto estudadas da BACIA A:

UNIDADES	RESUMO DAS ALTERNATIVAS BACIA A		
	1	2	3
Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente (RAFA)	Não	V= 227,50 m ³	V = 227,50 m ³
Lodos Ativados	Contínuo	Contínuo	Não
Tanque de Aeração	V=2 x 175 =350	V = 2 x 75=150 m ³	Não
Aeradores	P =(4+1) x 10,0 cv	P =(2+1) x 4,50 cv	Não
Consumo de Energia aeradores	352,80 kWh/d	158,76 kWh/d	Não
Decantador Secundário	02 x Ø 4,50m	02 x Ø 4,50m	01 x Ø 5,00m
Adensador de Lodo	01 x Ø 3,00m	Não	Não
Filtro Biológico	Não	Não	1xØ5,00m
Leito de Secagem	A = 245,87 m ²	A = 141,10 m ²	A = 121,30 m ²
Custos de Implantação em R\$ 1.000,00	686,29	607,04	561,69
Produção de Lodo	135,23 kg SST/d	77,60kg SST/d	66,83 kg SST/d

A alternativa de tratamento eleita para a **BACIA A** foi a 03 que é composta pelas seguintes unidades:

Tratamento Primário: gradeamento e caixa de areia;

RAFA: 02 unidades tipo RAFA com volume total de 227,50 m³;

Filtro Biológico: 01 unidades com diâmetro de 5,00 m;

Decantador(DCS): 01 unidades com diâmetro de 5,00 m;

Leitos de Secagem (LSC): serão 4 leitos de secagem numa área total de 121,30 m²;

Tanque de Contato (TCT): terá como finalidade a desinfecção do esgoto, sendo utilizado como oxidante o cloro líquido.



f) Estimativa de Custos das Alternativas apresentadas para a BACIA A

No estudo do Sistema de Esgotos de Dr. Pedrinho foi elaborada uma estimativa de custos para o sistema coletor e estação de tratamento de esgotos, que contribuiu na definição da alternativa escolhida para o sistema que atendera a Bacia A.

Estimativa de custos das alternativas para a Bacia A:

Sistema	Custos (R\$)		
	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Sistema Coletor de Esgotos	2.360.000,00	2.360.000,00	2.360.000,00
Estação de Tratamento de Esgoto	686.287,06	607,045,00	561.592,45
Emissário Final	19.000,00	19.000,00	19.000,00

Para o Sistema de Esgoto de Dr. Pedrinho BACIA A a composição da alternativa escolhida para o tratamento, juntamente com as demais unidades do sistema, resultou no valor total de **R\$ 2.940.592,45** considerando-se os custos com a Rede Coletora, Ligações Domiciliares, Estações Elevatórias, Estação de Tratamento e Emissário Final.



INDICE

Sumário Executivo	2
1 Introdução	11
2 Normas Pertinentes	12
3 Resumo de Dados Básicos.....	13
3.1 Dados Gerais	13
3.2 População Atendida de Projeto.....	15
3.3 Planejamento da Área de Projeto	16
3.3.1 Critérios e Parâmetros de Projeto	16
3.3.2 Vazões de Demanda	17
3.4 Concepção do Sistema de Esgoto Sanitário de Dr. Pedrinho	18
3.5 Sistema Coletor de Esgotos.....	18
3.5.1 Alternativa para o Traçado do Sistema Coletor de Esgotos	18
3.5.1.1 Alternativa Estudada	18
3.5.2 Sistema Coletor de Esgotos Recomendado	19
3.5.2.1 BACIA A - CENTRO:.....	19
3.5.3 Estações Elevatórias	20
3.6 Estação de Tratamento de Esgoto – ETE.....	20
3.6.1 Introdução	20
3.6.2 Concepção de alternativas para o sistema	20
3.6.3 Atendimento as Exigências Legais.....	21
3.6.4 Demanda de Áreas	22
3.6.5 Estimativa de Custos.....	23
3.6.5.1 Custo de Implantação.....	23
3.6.5.2 Custo de Operação.....	25
3.6.6 Outros Aspectos	26
3.6.7 Resumo do Estudo de Alternativas Para a ETE.....	26
3.6.8 Área Disponível para a Instalação da Estação de Tratamento	27
3.6.9 Principais Características do Terreno Escolhido para as bacias A.	28
3.6.10 Descrição das Alternativas Estudadas.....	29
3.6.11 Dados e Parâmetros de Projeto Utilizados na Bacia “A”	30
3.6.11.1 Alternativa 1 - Lodo Ativado por Aeração Prolongada – Sistema Contínuo	32
3.6.11.2 Alternativa 2 - Reator Aneróbio de Fluxo Ascendente e Pós-Tratamento com Lodo Ativado por Aeração Prolongada e Decantador Secundário- Sistema Contínuo.....	33
3.6.11.3 Alternativa 3 - Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente (RAFA) + Filtro Biológico Percolador + Decantador Secundário.....	33
3.6.11.4 Resumo das Alternativas Estudadas para a Bacia A.....	35
3.6.11.5 Alternativa Recomendada para a Bacia A.	36
3.6.11.6 Alternativa 1: Lodo Ativado Por Aeração Prolongada (Fluxo Contínuo) “BACIA A”	37
3.6.11.7 Alternativa 2: Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente (RAFA) +Lodo Ativado por Aeração Prolongada (fluxo contínuo) + Decantador Secundário “BACIA A”	41



3.6.11.8	Alternativa 3: Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente (RAFA) + Filtro Biológico Percolador + Decantador Secundário "BACIA A"	46
3.6.11.9	Estimativa de Custos de Implantação para a ETE da Bacia A65	
3.7	Avaliação de Impactos Ambientais.....	65
3.7.1	Aspectos Gerais	65
3.7.2	Análise dos Principais Impactos Detectados.....	68
3.7.2.1	Fase de Projeto	68
3.7.2.2	Fase de Construção	68
3.7.2.3	Fase de Operação	70
3.7.3	Medidas Mitigadoras	71
3.8	Descrição Detalhada da Solução Proposta	71
3.8.1	Descrição Sintética dos Dados Básicos Utilizados	72
3.8.2	Concepção do Sistema Coletor de Esgoto Proposto	79
3.8.3	Concepção do Sistema de Tratamento de Esgoto Proposto	80
3.8.3.1	Concepção do Sistema de Tratamento de Esgoto Bacia A.	80
3.8.3.2	Unidades do Sistema de Tratamento de Esgoto Proposto.....	80
3.8.4	Estimativa de Custos Por Unidade do Sistema de Esgotos da Bacia A	82
4	Referências Bibliográficas	83

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1:	Resumo do Sistema de Esgotamento Sanitário - Bacia A - Centro	11
Tabela 2:	Dados Gerais do Município de Dr. Pedrinho	13
Tabela 2:	Projeção Populacional Adotada Bacia A - Centro	15
Tabela 4:	Planejamento e Critérios e Parâmetros de Projeto	16
Tabela 5:	Vazões de Demanda	17
Tabela 6:	Demanda de Área em Função do Tipo de Tratamento.....	22
Tabela 7:	Custo de Implantação em Função do Processo de Tratamento	24
Tabela 8:	Custo de Operação e Manutenção por Processo de Tratamento	25
Tabela 9:	Resumo das Características da Área Escolhida Para da ETE da Bacia A.....	28
Tabela 10:	Dados básicos para o dimensionamento da ETE "Bacia A".....	30
Tabela 11:	Resumo das Alternativas Estudadas para a Bacia A	35
Tabela 12:	Consumo de energia Elétrica Por Alternativa da Bacia A	36
Tabela 13:	Características do Esgoto Para a Alternativa 03 Bacia A	36
Tabela 14:	Verificação da velocidade na grade e no canal	48
Tabela 15:	Característica da grade	49
Tabela 16:	Dimensionamento do sistema de recalque pré tratamento para UASB	53



Tabela 17: Dimensionamento do sistema de recalque do UASB para FBP.....	56
Tabela 18: Dimensionamento do sistema de recalque do FBP para Decantador Secundário..	60
Tabela 19: Dimensionamento do sistema de recalque do descarte do lodo do Decantador Secundário para UASB.	63
Tabela 20: Resumo dos Custos de Implantação das Alternativas	65
Tabela 21: Principais Impactos Advindos de Um Sistema de Esgotos Sanitários.....	66
Tabela 22: Principais Dados Básicos Utilizados.....	72
Tabela 23: Dados de Vazão e Carga Orgânica Utilizados Total Urbana	73
Tabela 24: Dados de Vazão e Carga Orgânica Utilizados Bacias A.....	74
Tabela 25: Dados de Vazão e Carga Orgânica Utilizados Bacias A – SUB BACIA 1	75
Tabela 26: Dados de Vazão e Carga Orgânica Utilizados Bacias A – SUB BACIA 2	76
Tabela 27: Dados de Vazão e Carga Orgânica Utilizados Bacias A – SUB BACIA 3	77
Tabela 28: Dados de Vazão e Carga Orgânica Utilizados Bacias A – SUB BACIA 4	78
Tabela 29: Sub- Bacia de Esgotamento e Extensão de Rede Coletora	79
Tabela 30: Estimativa de Custos do Sistema de Esgotos de Dr. Pedrinho Bacia A.....	83

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Localização Geográfica da Estação de Tratamento de Esgoto da Bacia A.	27
--	----

1 Introdução

O presente trabalho compreende o Relatório 2 – Estudo de Concepção do Projeto Básico de Engenharia do Sistema de Esgoto Sanitário de Dr. Pedrinho, localizado no município de Dr. Pedrinho.

Apresentam-se as atividades executadas, em conformidade com os Termos de Referência do referido contrato de consultoria.

Portanto, no presente relatório encontra-se desenvolvido o resumo dos dados básicos e o estudo de concepção de alternativas para o sistema de esgotos em tela.

Sendo que a Etapa Atual, denominada como 2ª Etapa, referem-se as obras a serem executadas na Bacia A – Centro. Esta etapa contempla a execução do Sistema de Coleta e Transporte de Esgoto da Sub-Bacia 02 em sua totalidade, execução parcial da rede coletora e ligações domiciliares e a Estação elevatória de Esgoto da Sub-Bacia 03, ainda a execução parcial da rede coletora e ligações domiciliares da Sub-Bacia 04, a qual já encontra-se parcialmente executada pela etapa anterior do projeto, designada como Etapa 1.

A tabela a seguir apresenta as Etapas de implantação do Sistema de Esgotamento Sanitário da Bacia A, apresentando as quantidades já executadas, as quantidades alvo da presente aprovação - referente a Etapa Atual (2ª Etapa) - e as quantidades a serem executadas em etapa futura.

Tabela 1: Resumo do Sistema de Esgotamento Sanitário - Bacia A - Centro

BACIA	Nº SUB BACIA	LIGAÇÕES DOMICILIARES			REDE COLETORA			ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS			ETE
		Executada 1ª Etapa	Etapa Atual 2ª Etapa	Etapa Futura	Executada 1ª Etapa	Etapa Atual 2ª Etapa	Etapa Futura	Executada 1ª Etapa	Etapa Atual 2ª Etapa	Etapa Futura	Executada 1ª Etapa
		Quant. (un)	Quant. (un)	Quant. (un)	Quant. (m)	Quant. (m)	Quant. (m)	Quant. (un)	Quant. (un)	Quant. (un)	Quant. (un)
BACIA A CENTRO	SB-01	0	0	92	0	0	2327	0	0	1	1
	SB-02	0	51	0	0	2001	0	0	1	0	
	SB-03	0	125	47	0	1744	1478	0	1	0	
	SB-04	10	103	31	236	1728	1285	1	0	0	
TOTAL:		10	279	170	236	5473	5090	1	2	1	1



2 Normas Pertinentes

As normas técnicas relacionadas abaixo, dentre outras, nortearam a elaboração dos estudos e projetos:

- NBR-9648: Estudo de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário (nov/1986);
- NBR-9649: Projeto de Redes Coletoras de Esgoto Sanitário (nov/86);
- NB-568: Projeto de Interceptores de Esgoto Sanitário (nov/89);
- NB-569: Projeto de Estações Elevatórias de Esgoto Sanitário (nov/89);
- NBR-12209: Projetos de Estações de tratamento de Esgoto Sanitário (abr/92);

3 Resumo de Dados Básicos

Como resumo dos dados básicos do Projeto Básico do Sistema de Esgoto Sanitário de Dr. Pedrinho, é apresentado o quadro resumo contendo os dados gerais da região, a projeção populacional adotada para o período de projeto (ano 2008 a 2028) e os critérios e parâmetros de projeto considerados para o Sistema de Esgoto Sanitário de Dr. Pedrinho.

3.1 Dados Gerais

Tabela 2: Dados Gerais do Município de Dr. Pedrinho

DADOS GERAIS	
Município	Dr. Pedrinho
Estado	Santa Catarina
Área	376,00 Km ²
Localização	Médio Vale do Itajaí, na microrregião de Blumenau
Latitude	26°42'52" S
Longitude	49°29'00" W
Altitude	530,00 metros
Acessos	O acesso é pela rodovia acesso pela rodovia SC-477
Limites	Rio Negrinho, Rio dos Cedros, José Boiteux, Itaiópolis e Benedito Novo
Clima	Temperado
Temperatura Média Anual	A temperatura média de 19,70° C.
Precipitação Média Anual	1600 a 1700 milímetros.
Bacia Hidrográfica	O município esta integrado na bacia do rio Itajaí a qual é a maior bacia da vertente atlântica de Santa Catarina, com uma área de 15.500 km ² , correspondendo a 16,15% do território catarinense. A área da bacia abrange 47 municípios e possui 945.720 habitantes, dos quais 76% estão nos centros urbanos.



DADOS GERAIS	
Atividade Econômica Principal	
Agricultura.	<p>Doutor Pedrinho é um município essencialmente agrícola, mas 8% do movimento econômico gerado pelo setor industrial (facções e marcenarias). Incentivos ao agro-negócio são desenvolvidos para manter o jovem e as famílias no campo.</p> <p>O estímulo à produção e a industrialização rural permite que as famílias trabalhem unidas, agreguem valor ao cultivo de subsistência e possam elevar a qualidade de vida.</p>
Saúde	
Estabelecimentos:	
Postos de Saúde	01
Equipes PSF	01 enfermeira, 02 auxiliares, 01 médico e 07 agentes comunitários de saúde.
Doenças de Veiculação Hídrica:	Segundo os dados da Secretaria da Saúde, não existe mortalidade infantil no município cuja causa tenha sido por doenças infecciosas intestinais de veiculação hídrica.
Educação, Esportes e Cultura:	
Estabelecimentos de Ensino	07
Escolas Municipais	06
Escola Estadual	01
Atendimento pelo Sistema de Abastecimento de Água	66% (2008)
Sistema de Esgotamento Sanitário	O município de Dr. Pedrinho, não conta com sistema público de coleta e tratamento de esgotos sanitários, sendo o esgoto sanitário gerado tratado através de fossas sépticas e sumidouros individuais.



3.2 População Atendida de Projeto

A tabela a seguir apresenta a população a ser atendida para a área de projeto do sistema de esgotos sanitário da Bacia A (Centro) do município de Dr. Pedrinho.

Tabela 3: Projeção Populacional Adotada Bacia A - Centro

ANO	Projeção Atendida (Hab.)
2008	1.502
2009	1.557
2010	1.612
2011	1.667
2012	1.722
2013	1.777
2014	1.832
2015	1.887
2016	1.942
2017	1.997
2018	2.051
2019	2.106
2020	2.161
2021	2.216
2022	2.271
2023	2.326
2024	2.381
2025	2.436
2026	2.491
2027	2.546
2028	2.600

3.3 Planejamento da Área de Projeto

3.3.1 Critérios e Parâmetros de Projeto

Tabela 4: Planejamento e Critérios e Parâmetros de Projeto

Planejamento e Critérios e Parâmetros de Projeto	
Área de Projeto	Para o planejamento da área de projeto considerou-se a definição estabelecida nos Termos de Referência do referido Projeto Básico de Engenharia, onde foi definido como área de projeto a área urbana ocupada de Dr. Pedrinho, definido pela CASAN. Sendo definido para o Sistema de Esgotamento Sanitário a área de 219 hac.
Alcance do Plano	Abrangência: 20 anos; Início do plano: 2008; Fim de plano: 2028.
Consumo "Per Capita"	150 l/habxdia.
Índices de Atendimento	Em 2028: 100 %;
Etapas de Investimento	1ª Etapa: 2008 - 2018 2ª Etapa: 2019 – 2028
Coefficientes de Variação	De máxima vazão diária: $K1 = 1,20$; De máxima vazão horária: $K2 = 1,50$; Consumo mínimo $k3 = 0,5$ De retorno: 0,80.
Outros Parâmetros	Tensão Trativa: 1,0 Pa; Velocidade Máxima: 5,0 m/s; Diâmetro Mínimo: 150 mm; Taxa de Infiltração: 0,20 l/s/km.

3.3.2 Vazões de Demanda

Tabela 5: Vazões de Demanda

ETAPA	Ano	População	Vazão Média	Vazão Máxima	Vazão Máxima
		Atendida	Diária	Diária	Horária
		(hab.)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
1ª Etapa	2008	1.501	4,24	4,66	5,91
	2009	1.555	4,32	4,75	6,05
	2010	1.610	4,40	4,84	6,18
	2011	1.665	4,47	4,93	6,32
	2012	1.720	4,55	5,03	6,46
	2013	1.774	4,62	5,12	6,59
	2014	1.829	4,70	5,21	6,73
	2015	1.884	4,78	5,30	6,87
	2016	1.939	4,85	5,39	7,01
	2017	1.992	4,93	5,48	7,14
2ª Etapa	2018	2.048	5,00	5,57	7,28
	2019	2.102	5,08	5,66	7,41
	2020	2.158	5,16	5,76	7,55
	2021	2.213	5,23	5,85	7,69
	2022	2.268	5,31	5,94	7,83
	2023	2.322	5,38	6,03	7,96
	2024	2.378	5,46	6,12	8,10
	2025	2.433	5,54	6,21	8,24
	2026	2.486	5,61	6,30	8,37
	2027	2.542	5,69	6,40	8,51
	2028	2.600	5,77	6,49	8,66

3.4 Concepção do Sistema de Esgoto Sanitário de Dr. Pedrinho

A concepção do sistema de esgotos sanitário de Dr. Pedrinho foi definida a partir da coleta e análise de dados básicos, do levantamento topográfico complementar, estudo de corpo receptor, das avaliações realizadas "in loco" com relação às sub-bacias de esgotamento, áreas para a localização das unidades do sistema, como as estações de tratamento de esgotos, elevatórias, coletores troncos, emissários, áreas de proteção ambiental, e o aproveitamento do sentido de escoamento natural dos cursos d'água da região.

Com base nos estudos realizados foi possível definir a concepção do sistema de esgotos sanitário de Dr. Pedrinho. Neste sentido, foram criadas duas bacias de esgotamento sanitário denominadas de Bacia A e Bacia B onde na Bacia A existem 04 sub-bacias e na Bacia B 03 sub-bacias. O esgoto coletado nas sub-bacias de esgotamentos serão encaminhados através de estações elevatórias, para a estação de tratamento a ser instalada em cada bacia de esgotamento, que por sua vez encaminhará o efluente tratado para o rio Benedito e Capivari, corpos receptores definidos no Relatório 1 - Coleta e Análise dos Dados e Estudo Populacional.

Com o objetivo de otimizar os custos de implantação, o projeto do Sistema de Esgoto Sanitário de Dr. Pedrinho terá duas etapas de implantação, a primeira compreenderá o período de projeto entre os anos de 2008 a 2018 e a segunda, entre os anos de 2019 e 2028.

3.5 Sistema Coletor de Esgotos

O Sistema Coletor de Esgotos foi concebido de forma a aproveitar ao máximo o escoamento natural por gravidade da região e a disponibilidade de áreas para a instalação da estação de tratamento, como já mencionado. Entretanto, após a realização do levantamento topográfico complementar e do pré-dimensionamento da rede coletora, constatou-se a existência de apenas uma possibilidade de configuração em termos de traçado do sistema coletor, conforme descrito no subitem a seguir.

3.5.1 Alternativa para o Traçado do Sistema Coletor de Esgotos

3.5.1.1 Alternativa Estudada

Esta alternativa possibilita a projeção do traçado da rede coletora, utilizando ao máximo o escoamento por gravidade, porém, haverá a necessidade de utilização, em alguns trechos, de parte da faixa de preservação permanente ao longo de alguns cursos d'água da região para a passagem de coletores troncos. Além disso, o sistema de esgotamento necessitará da projeção de 06 (seis) estações elevatórias, possibilitando a condução do esgoto sanitário de áreas em que não é possível o escoamento por gravidade.

A faixa de preservação permanente a ser utilizada para a passagem dos coletores troncos, ao longo dos cursos d'água, será a mínima possível necessária, pois o maior diâmetro projetado para os coletores não ultrapassa os 300 mm, sendo que a maior parte dos trechos utilizará diâmetro de 150 mm, que representa uma

extensão aproximada de 16.538,00 m. Mesmo utilizando-se o maior diâmetro projetado (300 mm) será necessário a abertura de valas com largura máxima de 0,90 m para o assentamento da tubulação. Desta forma a vegetação a ser removida dos trechos será a mínima possível.

Após o traçado da rede coletora e dos coletores tronco ao longo dos cursos d'água, foi desenhado em CAD à configuração do traçado do sistema coletor, mostrando as áreas disponíveis para a localização da ETE, as estações elevatórias, os coletores troncos, as faixas das áreas de preservação permanente e as travessias sobre os cursos d'água. O desenho da rede em anexo, mostra a configuração do sistema coletor da alternativa estudada.

3.5.2 Sistema Coletor de Esgotos Recomendado

A boa técnica de Sistemas de Esgoto Sanitário recomenda o aproveitamento máximo da topografia de uma região, de forma a possibilitar o escoamento por gravidade do esgoto coletado.

Conforme mencionado anteriormente, a área de projeto foi dividida em duas Bacias sanitárias de esgotamento Bacia A e Bacia B.

Nesta etapa será realizada parte da rede da Sub-bacia 02, 904 m de rede coletora e estação elevatória E.E 02 e a Sub-Bacia 04, 3.069 m de rede coletora.

Apresenta-se a seguir uma descrição das sub-bacias sanitárias de esgotamento, sua abrangência e como será realizado o esgotamento das referidas áreas.

3.5.2.1 BACIA A - CENTRO:

SUB BACIA 01 –SB-01

A Zona de Ocupação SB-01 é composta pelo bairro Piave, perfazendo uma área total de 32,19 há, a área levantada, corresponde a 21,00% da área total (150,0 ha), sendo que nesta sub-bacia existem 92 edificações.

SUB BACIA 02 –SB-02

A Zona de Ocupação SB-02 é composta pelo bairro Centro (R. Sta. Catarina), perfazendo uma área total de 20,32 há, a área levantada, corresponde a 14,00% da área total (150,0 ha), sendo que esta sub-bacia existem 96 edificações. Onde nesta etapa serão executadas 51 ligações.

SUB BACIA 03–SB-03

A Zona de Ocupação SB-03 é composta pelo bairro Centro, perfazendo uma área total de 65,8 há, a área levantada, corresponde a 44,00% da área total (150,0 ha), sendo que esta sub-bacia existem 172 edificações.

SUB BACIA 04–SB-04

A Zona de Ocupação SB-04 é composta pelo bairro Centro, perfazendo uma área total de 31,50 há, a área levantada, corresponde a 21,00% da área total (150,0 ha), sendo que esta sub-bacia existem 144 edificações.

3.5.3 Estações Elevatórias

Conforme descrito na alternativa escolhida para o traçado do sistema coletor de esgoto será necessário a implantação de seis estações elevatórias, que conduzirão o esgoto coletado em determinadas áreas, onde não é possível o escoamento por gravidade através da rede coletora, para trechos com escoamento por gravidade ou até mesmo para as estações de tratamento.

De acordo com a concepção proposta, as estações elevatórias serão projetadas da seguinte forma:

Bacia A:

Sub-Bacia "1": Estação Elevatória – EE-1 eleva o esgoto da Sub-bacia 1 para a Sub-bacia 2.

Sub-Bacia "2": Estação Elevatória – EE-2 eleva o esgoto da Sub-bacia 2 para a Sub-Bacia 4.

Sub-Bacia "3": Estação Elevatória – EE-3 eleva o esgoto da Sub-bacia 3 para a Sub-Bacia 4.

Sub-Bacia "4": Estação Elevatória – EE-4 eleva o esgoto da Sub-bacia 4 para a ETE.

3.6 Estação de Tratamento de Esgoto – ETE

3.6.1 Introdução

Para o sistema de tratamento de esgoto de Dr. Pedrinho, conforme apresentado no Relatório nº. 01 - Coleta e Análise de Dados e Estudo Demográfico foram elencadas 10 tipos de configurações de sistemas de tratamento, dentre os quais se pretende escolher aquelas alternativas que apresentam melhores concepções técnica e econômica, que possam atender as demandas exigidas para sistemas dessa natureza. Dentre as alternativas escolhidas serão realizadas as análises mais detalhadas, que resultarão por sua vez, na melhor alternativa a ser proposta para o sistema de tratamento de esgotos de Dr. Pedrinho.

3.6.2 Concepção de alternativas para o sistema

Na propositura das alternativas para o sistema, foi levado em consideração a implantação de duas estações de tratamento de esgoto (ETE), uma na Bacia A e outra na Bacia B, conforme termo de referência específico do projeto. Para tanto, foram analisados 10 diferentes processos, que são citados a seguir:

Reator anaeróbio de fluxo ascendente com manta de lodo/ Reator Upflow Anaerobic Sludge Blanket (UASB);

UASB + Biofiltro aerado submerso;

UASB + Flotação por ar dissolvido;

UASB + Filtro biológico percolador de alta carga;

- UASB + lagoa aerada facultativa;
- UASB + lagoa de polimento;
- UASB + lodo ativado;
- Lodo ativado convencional;
- Lodo ativado com aeração prolongada e
- Tanque séptico + Biodisco.

Em relação a estes processos foram avaliados, para uma triagem, alguns critérios básicos como a conformidade à legislação em vigor, a demanda de área, os custos de implantação e operação, os impactos de vizinhança e a disponibilidade tecnológica, de modo a permitir a determinação dos melhores sistemas de tratamento de esgoto doméstico. A partir desses critérios, serão escolhidos 3 processos para um melhor detalhamento.

3.6.3 Atendimento as Exigências Legais

Em relação ao atendimento às exigências legais, faremos uma análise da pior situação que seria a instalação da unidade de tratamento da Bacia B, pois conforme relatório 01 em função da vazão do Rio Benedito que recebera os efluentes da estação de tratamento da Bacia A, todas as tecnologias acima atendem as legislações ambientais vigentes, lembrando que os processos já foram avaliados no Relatório I.

De acordo com o CONAMA nº. 357/05 o limite legal para o nitrogênio amoniacal é de 20 mg/L no lançamento, contatamos que o valor presente na amostra do rio Capivari esta acima dos valores permitidos para rio de classe 02, portanto deverá ser realizado um trabalho a montante da estação para redução dos níveis de nitrogênio.

Já o Decreto Estadual nº. 14.250/81, diz que o limite legal para a DBO5 é de 60 mg/L, no lançamento, logo a eficiência requerida na remoção é de 80%.

Seguindo esses valores, foi revelado que, os processos que não atendem a legislação em vigor para o tratamento do efluente do município de Dr. Pedrinho Bacia B são:

- Reator anaeróbio de fluxo ascendente com manta de lodo/ Reator Upflow Anaerobic Sludge Blanket (UASB);
- UASB seguido por flotação (ar dissolvido);
- UASB seguido por lagoa de polimento;
- UASB seguido por lagoa aerada facultativa;

Já, as tecnologias que atendem aos critérios da legislação ambiental, citados acima, em relação à classificação do rio e dos padrões de lançamento para efluentes tratados são:

- Lodo ativado convencional e desinfecção por cloração;
- Lodo ativado com aeração prolongada e desinfecção por cloração;
- Biodisco e desinfecção por cloração;

- UASB + lodos ativados e desinfecção por cloração;
- UASB + Biofiltro aerado submerso e desinfecção por cloração.
- UASB seguido por filtro biológico percolador de alta carga.

3.6.4 Demanda de Áreas

Na tabela abaixo, são apresentadas as áreas necessárias para a implantação do sistema de tratamento em função de cada tipo de processo, sendo que o cálculo da área foi obtido através da demanda de área, expressa em m²/hab. A área para cada tipo de sistema foi calculada para a população de 2028, sendo que na Bacia B a população será de que é de 1.196 habitantes.

Tabela 6: Demanda de Área em Função do Tipo de Tratamento

Sistema	Demanda de área em m ² /hab		Área para implantação do sistema (m ²) para 2028	Comparação em %	
	Faixa	Adotada			
UASB	0.03	0.10	0.08	95.68	100.00%
UASB + Biofiltro aerado submerso	0.05	0.15	0.10	119.60	125.00%
UASB + Flotação por ar dissolvido	0.05	0.15	0.10	119.60	125.00%
Tanque séptico + Biodisco	0.10	0.20	0.15	179.40	187.50%
UASB + Filtro biológico percolador de alta carga	0,10	0.20	0.15	179.40	187.50%
UASB + Lodos ativados	0.08	0.20	0.50	598.00	625.00%
Lodo ativado com aeração prolongada	0.12	0.25	0.20	239.20	250.00%
Lodo ativado convencional	0.12	0.25	0.20	239.20	250.00%
UASB + Lagoa aerada facultativa	0.15	0.30	0.25	299.00	312.50%
UASB + Lagoa de polimento	1.50	2.50	2.00	2392.00	2500.00%

Fonte: Adaptado de VON SPERLING (2005)

De acordo com a tabela acima o sistema de tratamento que requer menor área, é o UASB sem a presença de outra forma de tratamento, portanto os outros processos foram comparados se baseando na área de 95,68 m², necessária para a implantação do UASB.

Como mostra a tabela anterior quase todos os sistemas de tratamento apresentados necessitam de uma área inferior a 240,00m², com exceção do sistema UASB seguido por lagoa de polimento que necessita de uma área de implantação maior totalizando 2.392,00 m², aproximadamente 10 vezes acima da média em relação às áreas dos outros sistemas.

Os sistemas constituídos por UASB seguido por biofiltro aerado submerso e UASB seguido por flotação por ar dissolvido necessitam de uma área de 119,60m² para sua implantação. Já os tratamentos de efluentes compostos por tanque séptico seguido de biodisco e UASB seguido por filtro biológico percolador de alta taxa requerem uma área de 179,40 m² para a sua implantação. Em relação aos sistemas lodo ativado com aeração prolongada e lodo ativado convencional, ambos necessitam de uma área para implantação no valor de 239,20 m².

Conforme o relatório I, para a implantação do futuro sistema de esgotamento sanitário do município de Dr. Pedrinho na Bacia B é apresentada uma proposta de terreno, o qual possui área de 3.744,38 m².

Ao serem analisados os valores das áreas necessárias listadas na tabela anterior observa-se que o sistema de tratamento, UASB seguido por lagoa de polimento ocupa a maior área, cerca de 2.392,00 m² o que equivale a ocupação do terreno somente com unidade de tratamento em 64% da área disponível sobrando apenas 36% para a realização de urbanização da ETE.

3.6.5 Estimativa de Custos

3.6.5.1 Custo de Implantação

A tabela a seguir mostra a relação entre o custo de implantação do sistema e o tipo de tratamento proposto, para o ano de 2028, sendo o cálculo obtido através do valor em reais por habitante, expressa em R\$/hab.

Tabela 7: Custo de Implantação em Função do Processo de Tratamento

Sistema	Custo de Implantação Unitário (R\$/hab)		Custo Total (R\$) para 2028	Comparação em %	
	Faixa	Adotado			
UASB	30.00	50.00	40.00	47840.00	100.00%
UASB + Lagoa de Polimento	40.00	70.00	55.00	65780.00	137.50%
UASB + Lagoa Aerada Facultativa	40.00	90.00	65.00	77740.00	162.50%
UASB + Flotação por ar Dissolvido	60.00	90.00	75.00	89700.00	187.50%
UASB + Filtro Biológico Percolador de Alta Carga	60.00	90.00	75.00	89700.00	187.50%
UASB + Biofiltro Aerado Submerso	65.00	100.00	82.50	98670.00	206.25%
UASB + Lodos Ativados	70.00	110.00	90.00	107640.0	225.00%
Lodo ativado com Aeração Prolongada	90.00	120.00	105.00	125580.0 0	262.50%
Lodo Ativado Convencional	100.00	160.00	130.00	155480.0 0	325.00%
Tanque Séptico + Biodisco	120.00	150.00	135.00	161460.0 0	337.50%

Fonte: Adaptado (VON SPERLING, Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias – Volume 1: Introdução à Qualidade das Águas e ao Tratamento de Esgotos, 2005)

Segundo a tabela anterior o processo UASB representa a solução técnica mais economicamente viável, com um custo de implantação igual a R\$ 47.840,00 e torna-se assim referência para as comparações com as demais tecnologias a seguir.

Devido à simplicidade de uma lagoa de polimento o sistema UASB + lagoa de polimento apresenta também baixos custos de implantação, sendo 37,50 % superior aos custos de implantação do UASB. Já a lagoa aerada por possuir aeradores como equipamento adicional, gera um custo 62,50 % maior.

O sistema de Tanque séptico seguido de biodisco se apresentou como sendo o mais oneroso em relação a sua implantação, com um valor aproximado de R\$ 161.490,00 seguido pelo sistema de lodo ativado com um custo atingindo R\$ 155.480,00 valores esses referentes à população de fim de projeto.

3.6.5.2 Custo de Operação

Ao longo dos anos, além dos gastos fixos com a operação tais como, consumo de energia, transporte de lodo, entre outros os sistemas de tratamento de efluentes necessitam de reparos e manutenção. Na tabela a seguir, pode-se visualizar o custo de operação e manutenção dos sistemas de tratamento de efluentes. O valor calculado se dá em reais por habitante ao ano, apresentado por VON SPERLING.

Tabela 8: Custo de Operação e Manutenção por Processo de Tratamento

Sistema	Custos de Operação e Manutenção (R\$/hab.ano)		Custo Total para 2028 (R\$)	Comparação em %	
	Faixa	Adotado			
UASB	2.50	3.50	3.00	3588.00	100.00%
UASB + Lagoa de polimento	4.50	7.00	5.75	6877.00	191.67%
UASB + Filtro biológico percolador de alta carga	5.00	7.50	6.25	7475.00	208.33%
UASB + Lagoa aerada facultativa	5.00	9.00	7.00	8372.00	233.33%
UASB + Flotação por ar dissolvido	6.00	9.00	7.50	8970.00	250.00%
UASB + Biofiltro aerado submerso	7.00	12.00	9.50	11362.00	316.67%
UASB + Lodos ativados	7.00	12.00	9.50	11362.00	316.67%
Tanque séptico + Biodisco	10.00	15.00	12.50	14950.00	416.67%
Lodo ativado com aeração prolongada	10.00	20.00	15.00	17940.00	500.00%
Lodo ativado convencional	10.00	20.00	15.00	17940.00	500.00%

Fonte: Adaptado (VON SPERLING, Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias – Volume 1: Introdução à Qualidade das Águas e ao Tratamento de Esgotos, 2005)

De acordo com a tabela acima, o sistema de tratamento que se apresenta com menor custo de operação e manutenção por ano é o UASB, com valores de R\$

3.588,00. Novamente o UASB vem seguido pelo sistema UASB + lagoa de polimento como segundo sistema a apresentar o menor valor de operação, cerca de R\$ 6.877,00. Os sistemas de tratamento que obtiveram os maiores custos com a operação e manutenção são lodo ativado convencional e lodo ativado com aeração prolongada com valores de R\$ 17.940,00 seguido pelo sistema composto por tanque séptico + biodisco, com valores próximos de R\$ 14.950,00.

Quando relacionamos os custos de implantação com os de operação e manutenção, podemos observar que os dois sistemas que apresentaram os menores valores para implantação são os mesmos que apresentaram menores custos de operação e manutenção. Isso também ocorre com os três sistemas que apresentaram os maiores valores de implantação, sendo que o sistema tanque séptico + biodisco que possui o maior valor para implantação, fica em terceiro lugar quanto aos custos de operação e manutenção.

3.6.6 Outros Aspectos

O processo de tanque séptico seguido de biodisco é geralmente utilizado para pequenas comunidades, sendo recomendado por UPTON, J. e GREEN, B. (1995) para comunidades com menos de 2.000 habitantes, não sendo assim o processo apropriado para o novo sistema de esgotamento sanitário para o município de Dr. Pedrinho se dá ao fato do processo de tanque séptico + biodisco não ser muito encontrado no Brasil, havendo um baixo número de fornecedores que resulta em preços elevados para os equipamentos e pode ter um efeito negativo devido ao serviço de pós-venda, bem como à indisponibilidade de peças de reposição/manutenção.

O processo por biofiltro aerado submerso necessita de lavagens periódicas para remoção da biomassa em excesso formada durante o tratamento, recuperando assim a condutividade do reator. Conforme CAMPOS o período entre duas lavagens consecutivas pode variar entre 1 a 7 dias. Porém a desvantagem se dá devido à necessidade de paralisação completa do funcionamento dos biofiltros para a sua lavagem.

3.6.7 Resumo do Estudo de Alternativas Para a ETE

De acordo com as informações anteriores e levando em consideração o atendimento às legislações vigentes, a área de implantação e os custos tanto de implantação como de operação/manutenção, foram descartados os seguintes processo de tratamento:

- Reator anaeróbio de fluxo ascendente com manta de lodo/ Reator Upflow Anaerobic Sludge Blanket (UASB);
- UASB seguido por flotação (ar dissolvido);
- UASB seguido por lagoa de polimento;
- UASB seguido por lagoa aerada facultativa;
- UASB seguindo por biofiltro aerado submerso;
- Tanque séptico seguido por Biodisco.

Portanto, dos processos analisados para o sistema de tratamento de esgoto sanitário a ser implantado no município de Dr. Pedrinho restaram os seguintes sistemas para a implantação das unidades de tratamento nas Bacias A e B:

Alternativa 1: Lodo Ativado por Aeração Prolongada – Sistema Contínuo;

Alternativa 2: Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente e Pós-Tratamento com Lodo Ativado por Aeração Prolongada – Sistema Contínuo;

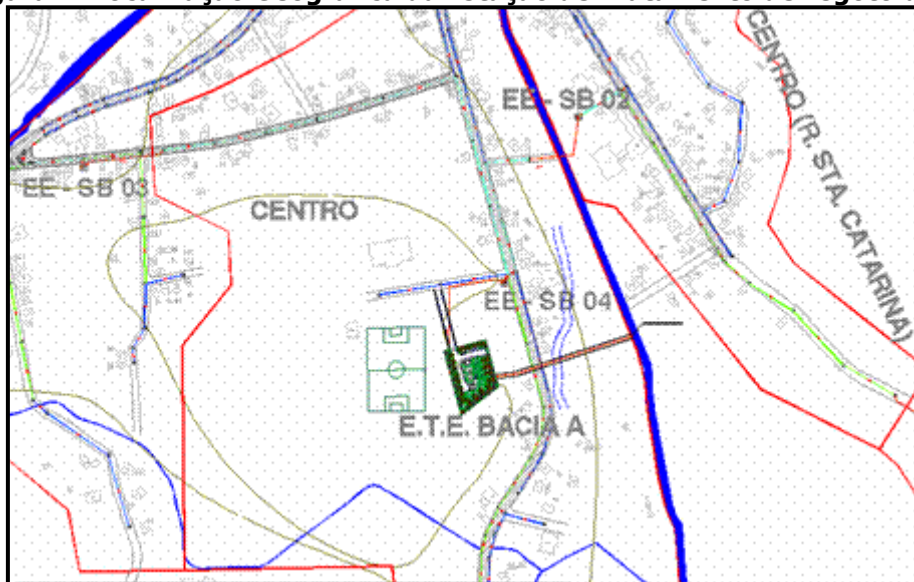
Alternativa 3: Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente e Pós-Tratamento por filtro biológico percolador seguido de decantador secundário;

Logo, estes sistemas serão avaliados a partir de um anteprojeto apresentado na seqüência deste relatório, onde serão demonstrados com maiores detalhes.

3.6.8 Área Disponível para a Instalação da Estação de Tratamento

Para escolha do melhor local para a instalação da Estação de Tratamento de Esgoto foram realizados levantamentos de campo no sentido de se definir áreas adequadas a esta finalidade. Em virtude das condições topográficas e ocupacionais da cidade de Dr. Pedrinho, bem como da proximidade do rio Benedito e rio Capivari, encontrou-se apenas uma área com possibilidade de abrigar a instalação do sistema de tratamento por bacia de esgotamento. A área escolhida encontra-se nas proximidades do rio Benedito (Bacia_A).

Figura 1: Localização Geográfica da Estação de Tratamento de Esgoto da Bacia A.





3.6.9 Principais Características do Terreno Escolhido para as bacias A

O quadro a seguir apresenta algumas das principais características da área escolhida para a instalação da Estação de Tratamento de Esgoto.

Tabela 9: Resumo das Características da Área Escolhida Para da ETE da Bacia A

Característica	Valores
Área	4.547,00m ²
Cota média do terreno	516,00m
Distância Média das Ocupações	160,00 m
É atingido por enchentes?	não
Tem moradores próximos?	não
Extensão do emissário até o rio Benedito	213,00m



3.6.10 Descrição das Alternativas Estudadas

Para as 03 alternativas estudadas é comum o tratamento primário composto por gradeamento, caixa de areia e medidor de vazão tipo parshall. A desinfecção também é comum, tendo-se adotado a cloração. As três alternativas foram assim compostas:

Alternativa 1: Lodo Ativado por Aeração Prolongada – Sistema Contínuo;

Alternativa 2: Reator Aneróbio de Fluxo Ascendente e Pós-Tratamento com Lodo Ativado por Aeração Prolongada – Sistema Contínuo;

Alternativa 3: Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente e Pós-Tratamento por filtro biológico percolador seguido de decantador secundário;

Todas as 03 alternativas possuem grande eficiência e têm como característica ocuparem espaço reduzido de área. Esta área só não foi menor em função de se adotar para desaguamento de lodo a alternativa de Leitões de Secagem, chegando a ocupar em alguns casos quase metade da área prevista. O lodo seco será recolhido pela CASAN e encaminhamento ao Aterro Sanitário do Município.

Em relação ao RAFA, adotou-se uma eficiência conservadora de remoção de carga orgânica de 50%, mesmo sabendo-se que esta unidade pode chegar a uma remoção de 60-70%. Em linhas gerais estimamos um desempenho idêntico na remoção da carga orgânica para as três alternativas, em função da existência dos RAFA's.

3.6.11 Dados e Parâmetros de Projeto Utilizados na Bacia "A"

A seguir são listados todos os dados e parâmetros de projeto utilizados no cálculo das alternativas para o sistema de tratamento de esgotos da "Bacia A".

Tabela 10: Dados básicos para o dimensionamento da ETE "Bacia A".

Parâmetros	Dados	Unidade
População (em 2008)	1502	hab
População (atendida na 1a etapa em 2018)	2051	hab
População Incremental (atendida na 2a etapa em 2028)	549	hab
População total	2600	hab
Consumo	150	l/hab x d
Coeficiente de Retorno	0.8	
Vazão de Infiltração	0.20	l/s x km
Vazão Sanitária (1a etapa)	2.85	l/s
Vazão Sanitária (2a etapa)	0.76	l/s
Vazão Sanitária total	3.61	l/s
Extensão de Rede (1ª Etapa)	10.80	km
Extensão de Rede (2ª Etapa)	0.00	km
Extensão de Rede (Total)	10.80	km
Vazão de Infiltração (1a etapa)	2.16	l/s
Vazão de Infiltração (2a etapa)	0	l/s
Vazão de Infiltração total	2.16	l/s
Vazão Média (2008)	4.25	l/s
Vazão Média (1a etapa)	5.01	l/s
Vazão Média (2a etapa)	0.76	l/s
Vazão Média total	5.77	l/s
Carga de Nt(2008)	12.02	kg N/d
Carga de Nt(2018)	16.41	kg N/d



Parâmetros	Dados	Unidade
Carga de Nt(2028)	20.80	kg N/d
Carga de Pt(2008)	3.76	kg Pt/d
Carga de Pt(2018)	5.13	kg Pt/d
Carga de Pt(2028)	6.50	kg Pt/d
Carga de Coliformes Fecais (2008)	6.01E+13	org/d
	1.64E+10	CF/100 ml
Carga de Coliformes Fecais (2018)	8.20E+13	org/d
	1.90E+10	CF/100 ml
Carga de Coliformes Fecais (2028)	1.04E+14	org/d
	2.09E+10	CF/100 ml
Carga de Sólidos em Suspensão	156.00	kg SS/ d
Sólidos em Suspensão	312.82	mg/l SS
Carga Orgânica (2008)	81.11	kg DBO/d
Carga Orgânica (1a etapa)	110.75	kg DBO/d
Carga Orgânica (2a etapa)	29.65	kg DBO/d
Carga Orgânica final	140.40	kg DBO/d
DBO (2008)	220.88	mg/l
DBO (1a etapa)	255.89	mg/l
DBO (2a etapa)	450.00	mg/l
DBO final	281.54	mg/l
Nt(2008)	32.72	mg/l
Nt 1º etapa(2018)	37.91	mg/l
Nt 2ºetapa(2028)	41.71	mg/l
Pt(2008)	10.23	mg/l



Parâmetros	Dados	Unidade
Pt 1º etapa(2018)	11.85	mg/l
Pt 2º etapa(2028)	13.03	mg/l
Temperatura Média anual	21.98	°C
Temperatura Média mês mais frio	13.96	°C
Temperatura Média mês mais quente	24.89	°C
Carga de Nt	8	g/hab.d
Carga de Pt	2.5	g/hab.d
Carga de Coliformes Fecais	4.00E+10	org/hab.d
Carga de Sólidos em Suspensão	60	g/hab.d
Carga Orgânica	0.054	g/hab.d

3.6.11.1 Alternativa 1 - Lodo Ativado por Aeração Prolongada – Sistema Contínuo

O sistema consiste de tratamento primário, 02 tanques de aeração, 02 decantadores secundários, 01 adensador de lodo e 7 leitos de secagem.

Foram concebidos 02 tanques de aeração com volume unitário de 175 m³, perfazendo um volume total de 350,00 m³. Construídos em concreto, teriam uma altura útil de 5,0 m e forma quadrada (6,00 x 6,00m). A aeração foi prevista com aeradores flutuantes ou submersíveis, sendo utilizados 04 aeradores de 10,00 cv, sendo 02 por tanque.

Os decantadores secundários seriam em número de dois, circulares, com diâmetro 4,50 metros e removedor de lodo e espuma de acionamento periférico. O adensador de lodo teria diâmetro de 3,00 metros com removedor de lodo de acionamento central. O excesso de lodo seria descartado diretamente dos Tanques de Aeração para o adensador. O lodo adensado seria descartado em 7 leitos de secagem com uma área total de 245,87m².

O sobrenadante do Decantador Secundário seguiria à unidade de desinfecção por hipoclorito, através do tanque de contato que apresenta as seguintes características:

Nº. de unidades: 01

Volume Total:7,00 m³

3.6.11.2 Alternativa 2 - Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente e Pós-Tratamento com Lodo Ativado por Aeração Prolongada e Decantador Secundário- Sistema Contínuo

O sistema consiste de tratamento primário, 02 reator anaeróbio de fluxo ascendente (RAFA), 02 tanque de aeração, 02 decantadores secundários e 4 leitos de secagem.

O RAFA será construído em concreto armado com altura útil de 5,00 metros e seção com as dimensões de (5,00 x 6,50 metros), resultando num volume total de 227,50 m³. A partir desta unidade o sistema seria similar a alternativa 1, com exceção do adensador que inexistente nesta alternativa e alterando-se apenas as dimensões e potências. Conservadoramente foi adotada uma eficiência de remoção de carga orgânica de 50%.

A seguir detalhe das outras unidades:

Tanque de Aeração:

Nº. de unidades: 02
Dimensões: 5,00 x 5,00 x 3,00
Volume total: 150,00m³
Potência Total : 2 x 4,50 cv = 9,00 cv

Decantador Secundário:

Nº. de unidades: 02
Diâmetro: 4,50 m
Altura Total : 6,60

Leitos de Secagem:

Área Total: 141,10 m²
Nº. Leitos: 4

Tanque de Contato:

Nº. de unidades: 01
Volume Total: 7,00 m³

3.6.11.3 Alternativa 3 - Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente (RAFA) + Filtro Biológico Percolador + Decantador Secundário

Esta alternativa o sistema proposto para tratamento dos dejetos líquido consiste na utilização de tratamento primário constituído de canal de entrada com gradeamento, caixa de areia e medidor de vazão Parshal. O tratamento secundário se dará através de reator anaeróbio de leito fluidizado – RALF, seguido por filtro biológico percolador e decantador secundários.

A seguir detalhe das unidades de tratamento:



Reator Anaeróbio

Nº. de unidades: 02
Dimensões: 5,00 x 6,50 x 3,50
Volume total: 227,50m³

Filtro Biológico Percolador:

Nº. de unidades: 01
Diâmetro: 5,00 m
Volume Total: 77,03 m³

Decantador Secundário:

Nº. de unidades: 01
Diâmetro: 5,00 m
Volume Total: 22,00 m³

Leitos de Secagem:

Área Total: 121,30 m²
Nº. Leitos: 4

Tanque de Contato:

Nº. de unidades: 01
Volume Total: 7,00 m³

3.6.11.4 Resumo das Alternativas Estudadas para a Bacia A.

Tabela 11: Resumo das Alternativas Estudadas para a Bacia A

Resumo das Alternativas	Alternativas		
	1	2	3
Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente	Não	V= 227,50 m ³ Dimensões: (5,00 x 6,50x 3,50 m)x2	V= 227,50m ³ Dimensões: (5,00 x6,50x 3,50 m)x2
Tanque de Aeração	V = 2 x 175 = 350m ³ Dimensões: 6,00 x 5,00 x 5 m	V = 2x 150 m ³ Dimensões: L=5,00m C=5,00m hu=4,50 m	Não
Consumo de Energia para Aeração	= 20 cv x 0,735 x 24 h/d= 352,80 kwh/d	=9 x 0,735 x 24 h/d=158,76 kwh/d	Não
Consumo de Energia elevatórias	Não	Não	114,66 kwh/d
Necessidade de Oxigênio	338 kg O ₂ /24 h	162,18 kg O ₂ /24 h	Não
Aeradores	(4+1) x 5,00 cv	(2+1) x 4,50 cv	Não
Filtro Biológico	Não	Não	01 Ø 5,00m
Decantador Secundário	02 x Ø 4,50 m	02 x Ø 4,50 m	01 Ø 5,00m
Adensador de Lodo	01 x Ø 3,00 m	Não	Não
Leitos de Secagem	245,87 m ²	141,10 m ²	121,30 m ²
Tanque de Contato	V = 7,00 m ³	V = 7,00 m ³	V = 7,00 m ³

Tabela 12: Consumo de energia Elétrica Por Alternativa da Bacia A

Alternativas	Consumo de Energia (kWh/d) - CE		
	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Sistema de Aeração	352,80	158,76	Não
Elevatória	35,28	35,28	114,66
TOTAL	388,08	194,04	114,66

3.6.11.5 Alternativa Recomendada para a Bacia A.

Analizamos a seguir alguns quesitos importantes quanto às alternativas tecnológicas de tratamento:

Desempenho: o desempenho das três configurações é similar, entretanto as alternativas 02 e 03 tendem a apresentar uma melhor performance, haja vista a presença de um RAFA;

Lodo: a produção de lodo nas alternativas 02 e 03 é bem menor em função do RAFA;

Recursos Humanos: o nível de capacitação para operação das três alternativas é menor na alternativa 03.

Custos de Implantação: a alternativa 03 é melhor;

Gastos com Energia: neste quesito a alternativa 03 é mais interessante;

“Portanto, estamos recomendando a opção pela alternativa 03”.

Tabela 13: Características do Esgoto Para a Alternativa 03 Bacia A

Parâmetro	Esgoto Bruto	Esgoto Tratado	Eficiência
DBO (mg/l)	281,54	10	96,50%
PH	6,5 – 7,5	6,8 – 7,2	---
Nt (mg/l)	41,71	20	52%
Pt (mg/l)	13,03	5	62%
Óleos e Graxas (mg/l)	100	10	90%



3.6.11.6 Alternativa 1: Lodo Ativado Por Aeração Prolongada (Fluxo Contínuo) "BACIA A"

3.6.11.6.1 Tanque de Aeração (TAE)

Volume (V)

$$V = \frac{Y \times \theta_c \times Q \times (S_o - S_e)}{X_v \times (1 + (f_b \times k_d \times \theta_c))}$$

$$Y = 0,5$$

$$\theta_c = 25 \text{ dias}$$

$$Q = 499,00 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$S_o = 281,54 \text{ mg/l}$$

$$S_e = 10 \text{ mg/l}$$

$$X_v = 2.750 \text{ mg/l}$$

$$f_b = 0,57 \text{ mg } X_b/\text{mg } X_v$$

$$k_{d20} = 0,08 \text{ d}^{-1}$$

$$k_t = k_{20} \times \theta^{t-20}$$

$$k_{20} = 0,08 \text{ d}^{-1}$$

$$t = 11,0 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\theta = 1,02$$

$$k_t = 0,08 \times 1,02^{(11-20)}$$

$$k_t = 0,07 \text{ d}^{-1}$$

$$V = \frac{0,5 \times 25 \times 499,00 \times (281,54 - 10)}{2.750 \times (1 + (0,57 \times 0,07 \times 25))}$$

$$V = 308,34 \text{ m}^3 - \text{Valor Adotado } V = 350,00 \text{ m}^3.$$

Dimensões:

- *Nº. de unidades*..... 02
- *Comprimento*..... 6,00 m
- *Largura* 6,00 m
- *Altura útil* 5,0 m

Taxa de Aplicação Orgânica (TAO) no TAE

$$TAO = CO / V$$

$$CO = Q \times S_o = 499,00 \times 0,281 = 140,22 \text{ kg DBO/d}$$

$$V = 350 \text{ m}^3$$



$$\text{TAO} = 140,22/350$$
$$\text{TAO} = 0,40 \text{ kg DBO/m}^3$$

Necessidade de Oxigênio (NO)

$$\text{NO} = 2,5 \text{ kg O}_2 \times \text{CO}_{\text{removida}}$$
$$\text{CO}_{\text{removida}} = Q \times (\text{So} - \text{Se})$$
$$\text{CO}_{\text{removida}} = 499,00 \times (0,281 - 0,01) = 135,23 \text{ kg DBO/d}$$

$$\text{NO} = 2,5 \times 135,23$$
$$\text{NO} = 338,08 \text{ kg O}_2/\text{d}$$

Potência Necessária (P)

$$P = \frac{\text{NO}}{T_F \times T_R}$$
$$\text{NO} = 338,08 \text{ kg O}_2/\text{d}$$
$$T_F = 24 \text{ h/d}$$
$$T_R = 0,8 \text{ kg O}_2 / \text{cv} \times \text{h}$$

$$P = \frac{338,08}{24 \times 0,8}$$

$P = 17,60 \text{ cv}$ – Valor Adotado $P = 20 \text{ cv}$ (04 aeradores de 5,0 cv + 01 reserva)

Consumo de Energia na Aeração (CE_{AER})

$$\text{CE}_{\text{AER}} = 20 \text{ cv} \times 0,735 \times 24 \text{ h/d} = 352,80 \text{ kwh/d}$$

Produção de Lodo (PL_{TAE})

$$\text{PL}_{\text{TAE}} = Y \times \text{CO}_{\text{rem}}$$
$$\text{CO}_{\text{rem}} = 135,23 \text{ kg DBO/d}$$
$$Y = 1,0 \text{ kg SST/d}$$
$$\text{PL}_{\text{TAE}} = 1,0 \times 135,23 = 135,23 \text{ kg SST/d}$$

Recirculação de Lodo

$$Q_{\text{RECIRC}} = 150\% \text{ da vazão média afluyente}$$
$$Q_{\text{RECIRC}} = 499,00 \times 1,5 = 748,50 \text{ m}^3/\text{d} = 8,66 \text{ l/s}$$

$$P = \frac{Q \times \text{AMT}}{75 \times R}$$

$$\text{AMt} = \text{Altura Geométrica} + \text{perdas}$$
$$\text{AMT} = 5 + 2 = 7,0 \text{ m}$$



R = rendimento = 50% = 0,5

$$P = \frac{8,66 \times 7}{75 \times 0,5} = 1,61 \text{ cv, valor adotado } P = 2,00 \text{ cv.}$$

Consumo de Energia na Recirculação (CE_{REC})

$$CEREC = 2,00 \text{ cv} \times 0,735 \times 24 \text{ h/d} = 35,28 \text{ kwh/d}$$

Características:

- *Nº. de elevatórias de lodo ativado 01*
- *Nº. de Motobombas 02 (01 de reserva);*
- *Vazão máxima 8,66 l/s;*
- *Vazão mínima 2,89 l/s (50% da vazão média afluente);*
- *AMT estimada 7,0 m;*
- *Potência Estimada 2,00 cv;*
- *Motobomba com variador de velocidade.*

3.6.11.6.2 Decantador Secundário (DCS)

Área (A)

$$A = Q / TAS$$

$$Q = 499,00 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$TAS = 16 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{d}$$

$$A = 499,00 / 16$$

$$A = 31,19 \text{ m}^2$$

Dimensões:

Nº. de Unidades 02;

Diâmetro. 4,50 m.

3.6.11.6.3 Adensador (ADS)

$$A = PL_{TAE} / TS$$

$$PL_{TAE} = 135,23 \text{ kg SST/d}$$

$$TS = 20 \text{ kg SST/d}$$

$$A = 135,23 / 20 = 6,76 \text{ m}^2$$

Dimensões:

Nº. de Unidades 01;

Diâmetro adotado 3,00 m;

Altura útil 3,0 m

3.6.11.6.4 Leitos de Secagem (LSC)

Área:

$$A = PL_{TAE} / 0,55 \text{ kg SST/m}^2 \times d$$

$$PL_{TAE} = 135,23 \text{ kg SST} \times d$$

$$A = 135,23 / 0,55 = 245,87 \text{ m}^2$$

Serão adotados 7 leitos de secagem com as seguintes dimensões:

Comprimento = 7,00 m;

Largura = 5,00 m;

Lâmina Líquida máxima = 0,60 m.

Os leitos serão construídos em concreto armado, sendo o material filtrante composto pelos seguintes materiais:

Camada de Brita nº. 1 = 0,30 m;

Manta Geotêxtil – OP-060 sobre a camada de brita.

3.6.11.6.5 Tanque de Contato para Desinfecção (TCT)

Volume:

$$VTCT = Q \times td$$

$$Q = 499,00 / 24 = 20,79 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$td = 20 \text{ minutos} = 20 / 60 = 0,33 \text{ h}$$

$$V_{TCT} = 20,79 \times 0,33$$

$$V_{TCT} = 7,00 \text{ m}^3$$

Dimensões:

- *Nº. de Unidades*..... 01;
- *Altura útil*..... 1,00 m;
- *Comprimento*..... 3,50 m;
- *Largura*..... 2,00 m;
- *Volume total*..... 7,00 m³;

Para uma reserva mínima de 14 dias a consumo máximo, o estoque de cloro deverá ser de 5 bombonas de 20 litros cada e mais 1 de reserva, abrigados próximo ao tanque de contato. O cloro será aplicado na entrada do efluente no tanque de contato através de bomba dosadora de cloro.



3.6.11.7 Alternativa 2: Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente (RAFA) +Lodo Ativado por Aeração Prolongada (fluxo contínuo) + Decantador Secundário "BACIA A"

3.6.11.7.1 Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente (RAFA)

Volume

$$V = Q \times td$$

$$Q = 499,00 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$td = 8 \text{ horas} = 8 / 24 = 0,33 \text{ h}$$

$$V = 499,00 \times 0,33$$

$$V = 164,67 \text{ m}^3$$

Dimensões:

- *Nº. de Unidades*..... 02;
- *Comprimento*..... 5,00 m;
- *Largura* 6,50 m;
- *Altura útil*..... 3,50 m.
- *Volume Total*..... 227,50 m³.

Carga Orgânica Volumétrica (COV)

$$COV = (Q \times DBO) / V$$

$$Q = 499,00 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$DBO = 281,54 \text{ mg/l} = 0,281 \text{ kg/m}^3$$

$$V = 227,50 \text{ m}^3$$

$$COV = (499,00 \times 0,281) / 227,50$$

$$COV = 0,61 \text{ kg DBO/m}^3$$

Velocidade Ascendente do Fluxo (v)

$$v = Q / A$$

$$Q = 499,00 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$A = (6,50 \times 5,00) \times 2 = 65,00 \text{ m}^2$$

$$v = 499,00 / 65,00 = 7,67 \text{ m/d}$$

Eficiência de Remoção de DBO (E_{DBO})

$$E_{DBO} = 100 (1 - 0,70 \times td^{-0,50})$$

$$Td = 8 \text{ horas}$$

$$E_{DBO} = 100 (1 - 0,70 \times 8^{-0,50})$$

$$E_{DBO} = 75\%$$

Adotamos aqui uma eficiência em favor da segurança de apenas 50%.

Carga Orgânica Efluente (COE)



$$\begin{aligned}CO_E &= Q \times DBO \times E \\Q &= 499,00 \text{ m}^3/\text{d} \\DBO &= 281,54 \text{ mg/l} = 0,281 \text{ kg/m}^3 \\E &= 50\% \\CO_E &= 499,00 \times 0,281 \times 0,5 \\CO_E &= 70,11 \text{ kg DBO/d}\end{aligned}$$

Estimativa de SS no Efluente do RAFA

$$\begin{aligned}SS &= (250 / \text{td}) + 10 \\SS &= (250 / 8) + 10 \\SS &= 41 \text{ mg/l}\end{aligned}$$

Produção de Lodo (PL_{RAFA})

$$\begin{aligned}PL_{\text{RAFA}} &= Y \times CO_{\text{DQOAPL}} \\Y &= 0,15 \text{ kg SST / kgDQO}_{\text{APL}} \\CO_{\text{DQO}} &= (0,1 \text{ kg DQO/hab} \times \text{d}) \times (2.600 \text{ hab}) = 260,00 \text{ Kg DQO/d} \\PL_{\text{RAFA}} &= 0,15 \times 260,00 \\PL_{\text{RAFA}} &= 39,00 \text{ kg SST/d}\end{aligned}$$

3.6.11.7.2 Tanque de Aeração (TAE)

Volume (V)

$$V = \frac{Y \times \theta_c \times Q \times (S_o - S_e)}{X_v \times (1 + (f_b \times k_d \times \theta_c))}$$
$$\begin{aligned}Y &= 0,5 \\ \theta_c &= 25 \text{ dias} \\ Q &= 499,00 \text{ m}^3/\text{d} \\ S_o &= 140,77 \text{ mg/l} \\ S_e &= 10 \text{ mg/l} \\ X_v &= 2.750 \text{ mg/l} \\ f_b &= 0,57 \text{ mg Xb/mg Xv} \\ k_{d_{20}} &= 0,08 \text{ d}^{-1} \\ kt &= k_{20} \times \theta^{(t-20)} \\ k_{20} &= 0,08 \text{ d}^{-1} \\ t &= 11,0 \text{ }^\circ\text{C} \\ \theta &= 1,02 \\ kt &= 0,08 \times 1,02^{(11-20)} \\ kt_{11} &= 0,07 \text{ d}^{-1} \\ V &= \frac{Y \times \theta_c \times Q \times (S_o - S_e)}{X_v \times (1 + (f_b \times k_d \times \theta_c))} \\ V &= \frac{0,5 \times 25 \times 499,00 \times (140,77 - 10)}{2750 \times (1 + (0,57 \times 0,07 \times 25))} \\ V &= 148,49 \text{ m}^3\end{aligned}$$



Adotamos 02 Tanque de Aeração com as seguintes dimensões:

- *Nº. de Unidades*..... 02;
- *Comprimento*..... 5,00 m;
- *Largura*..... 5,00 m;
- *Altura útil*..... 3,00 m;
- *Altura Total*..... 4,50 m;
- *Volume Total*..... 150,00 m³;

Taxa de Aplicação Orgânica (TAO) no TAE

$$TAO = CO/V$$

$$CO = 70,11 / \text{kg DBO/d}$$

$$V = 150,00 \text{ m}^3$$

$$TAO = 70,11/150,00 = 0,47 \text{ kg DBO/m}^3 \times \text{d}$$

Necessidade de Oxigênio (NO)

$$NO = 2,5 \text{ kg O}_2 \times CO_{\text{removida}}$$

$$CO_{\text{removida}} = Q(S_o - S_e)$$

$$CO_{\text{removida}} = 499,00 (0,140 - 0,010)$$

$$CO_{\text{removida}} = 64,87 \text{ kg DBO/d}$$

$$NO = 2,5 \times 64,87$$

$$NO = 162,18 \text{ kg O}_2/\text{d}$$

Potência Necessária (P)

$$P = \frac{NO}{T_F \times T_R}$$

$$NO = 162,18 \text{ Kg O}_2/\text{d}$$

$$T_F = 24\text{h/d}$$

$$T_R = 0,8 \text{ kg O}_2/\text{CV} \times \text{h}$$

$$P = \frac{162,18}{24 \times 0,8}$$

$$P = 8,44 \text{ CV (02 aeradores de 4,50 cv + 1 reserva),}$$

** será utilizados 01 aerador por tanque de aeração.

Consumo de Energia na Aeração (CE_{AER})

$$CE_{\text{AER}} = 9 \times 0,735 \times 24 \text{ h/d}$$

$$CE_{\text{AER}} = 158,76 \text{ kwh/d}$$

Produção de Lodo (PLTAE)



$$PL_{TAE} = Y \times CO_{remov}$$
$$CO_{remov} = Q(S_o - S_e)$$
$$CO_{remov} = 64,87 \text{ kg DBO/d}$$
$$Y = 0,85 \text{ kg SST/Kg DBO}_{remov} \text{ (considerando lodo previamente decantado no RAFA)}$$
$$PL_{TAE} = 0,85 \times 64,87$$
$$PL_{TAE} = 55,14 \text{ Kg SST/d}$$

Recirculação de Lodo

$$Q_{RECIRC} = 150\% \text{ da vazão média afluyente}$$
$$Q_{RECIRC} = 499,00 \times 1,5 = 748,50 \text{ m}^3/\text{d} = 8,65 \text{ l/s}$$

$$P = \frac{Q \times AMT}{75 \times R}$$

Amt = Altura Geométrica + perdas

$$AmT = 3 + 2 = 5,0 \text{ m}$$

$$R = \text{rendimento} = 50\% = 0,5$$

$$P = \frac{8,65 \times 5}{75 \times 0,5}$$

$$P = 1,15 \text{ cv, valor adotado: } P = 2,00 \text{ cv.}$$

Consumo de Energia na Recirculação (CE_{REC})

$$CE_{REC} = 2,00 \text{ cv} \times 0,735 \times 24 \text{ h/d} = 35,28 \text{ kwh/d}$$

Dimensões:

- *Nº. de Motobombas* 02 (01 de reserva);
- *Vazão máxima* 8,65 l/s;
- *Vazão mínima* 2,89 l/s;
- *AMT estimada* 5,0 m;
- *Potência Estimada* 2,00 cv;
- *Motobomba com variador de velocidade.*

3.6.11.7.3 Decantador Secundário (DCS)

Área (A)

$$A = Q / TAS$$

$$Q = 499,00 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$TAS = 16 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{d}$$

$$A = 499,00 / 16$$

$$A = 31,19 \text{ m}^2$$

Dimensões:

- N°. de Unidades..... 02;
- Diâmetro 4,50 m;
- Altura Total..... 6,60 m
- Volume Total..... 205,85 m³

3.6.11.7.4 Leitos de Secagem (LSC)

$$A = PTL/0,55 \text{ kg SST/m}^2 \times d$$

$$PTL = PL_{\text{RAFA}} + PL_{\text{TAE}}$$

$$PL_{\text{RAFA}} = 39,00 \text{ kg SST/d}$$

$$PL_{\text{TAE}} = 55,14 \text{ kg SST/d} \times 0,70 (*) = 38,60 \text{ kg SST/d}$$

$$PTL = 39,00 \text{ kg SST/d} + 38,60 \text{ kg SST/d}$$

$$PTL = 77,60 \text{ kg SST/d}$$

(*) em função da digestão no RAFA.

$$A = 77,60 / 0,55 = 141,10 \text{ m}^2$$

Serão adotados 4 leitos de secagem com as seguintes dimensões:

- Comprimento = 7,00 m;
- Largura = 5,00 m;
- Lâmina Líquida máxima = 0,60 m.

Os leitos serão construídos em concreto armado, sendo o material filtrante composto pelos seguintes materiais:

Camada de Brita nº. 1 = 0,30 m;

Manta Geotêxtil – OP-060 sobre a camada de brita.

3.6.11.7.5 Tanque de Contato para Desinfecção (TCT)

Volume:

$$VTCT = Q \times td$$

$$Q = 499,00 / 24 = 20,79 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$td = 20 \text{ minutos} = 20 / 60 = 0,33 \text{ h}$$

$$V_{\text{TCT}} = 20,79 \times 0,33$$

$$V_{\text{TCT}} = 7,00 \text{ m}^3$$

Dimensões:

- N°. de Unidades..... 01;
- Altura útil..... 1,00 m;



- Comprimento..... 3,50 m;
- Largura..... 2,00 m;
- Volume total..... 7,00 m³;

Consumo de Cloro (CC):

Vazão diária do sistema (Q)5,77 l/s (499,00 m³/d)

Concentração de Dosagem (C).....13,00 mg/l

Cloro Residual (Cr)..... 0,5 mg/l

$$CC = ((Q(l/s) \times 3600 \text{ s} \times C \text{ (mg/l)})/1000) \times 24 \text{ hs}$$

$$CC = ((5,77 \text{ l/s} \times 3.600 \text{ s} \times 13,0 \text{ (mg/l)})/1000) \times 24 \text{ hs}$$

$$CC = 6480,86 \text{ gr/ CL.dia} \rightarrow CC = 6,48 \text{ kg/ Cl.dia}$$

Para uma reserva mínima de 14 dias a consumo máximo, o estoque de cloro deverá ser de 5 bombonas de 20 litros cada e mais 1 de reserva, abrigados próximo ao tanque de contato. O cloro será aplicado na entrada do efluente no tanque de contato através de bomba dosadora de cloro.

3.6.11.8 Alternativa 3: Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente (RAFA) + Filtro Biológico Percolador + Decantador Secundário "BACIA A"

3.6.11.8.1 Pré tratamento

Os esgotos provenientes da rede coletora, chegam à ETE por recalque através da elevatória nº04, sendo os líquidos encaminhados para poço de amortização e em seqüência para o canal de entrada e pré-tratamento.

O Pré-tratamento será constituído de canal de entrada, seguido por gradeamento, caixa de remoção de areia e medidor de vazão tipo Parshal em fibra de vidro 3". O gradeamento antecederá cesto metálico em tela de furação tipo moeda para remoção de sólidos grosseiros.

3.6.11.8.1.1 Canal de entrada

Será em concreto armado, operando à lâmina livre e interligando o sistema de gradeamento com os demais componentes em regime laminar. A tubulação ficará afogada, permitindo que o fluxo tenha baixa velocidade de entrada, desta forma a caixa será formada por uma câmara e terá as seguintes dimensões em planta:

Dimensões adotadas:

Profundidade 1,30m;

Comprimento 1,60m;

Largura 1,0 m;

3.6.11.8.1.2 Gradeamento

Trata-se da etapa inicial propriamente dita do sistema de tratamento, onde de todo o esgoto bruto oriundo da Bacia A do município de Dr. Pedrinho, são retidos os materiais grosseiros por intermédio das grades médias.

Após a caixa receptora de esgoto encontra-se a grade manual, que será instalada para evitar que os sólidos grosseiros, que por ventura tenham passado pelo gradeamento instalado na elevatória prejudiquem ou interrompam a operação dos equipamentos subseqüentes. Os sólidos grosseiros ficarão retidos nas barras inclinadas e removidos manualmente através de rastel manual para a calha retentora de sólidos, para posterior disposição final em local adequado.

Escolha do tipo de Grade:

Gradeamento médio;

Espaçamento entre barras (e) será de 2,0 cm;

Largura da barra (t) será de 0,50 cm;

Altura da grade (h) será de 0,58 m;

Inclinação da grade (θ) será de 45°;

A grade terá limpeza manual;

Estimativa de material retido (V.ret) de 15 l sólido/1000 m³ de esgoto;

Velocidade de escoamento entre as barras (Ve) será de 0,50 m/s;

A grade será dimensionada para a vazão do bombeamento final.

Eficiência da grade (E)

$$E = \frac{e}{(e+t)} \cdot 100 = \frac{2}{(2+0,5)} \cdot 100 = 80\%$$

Cálculo da área do canal

Área da seção útil de escoamento (Au)

$$Au = \frac{Qb}{Ve} = \frac{0,00577}{0,50} = 0,01m^2$$

Área total (At)

$$At = \frac{Au}{E} = \frac{0,01}{0,80} = 0,0125m^2$$

Cálculo da largura do canal (b)

$$b = \frac{At}{h}$$

Onde:

h = profundidade da lâmina líquida imediatamente à jusante da grade.

A profundidade da lâmina é definida pelo controle hidráulico de jusante, definido pela altura da calha Parshall, no ponto de medição da mesma. Como a calha Parshall a ser utilizada terá garganta de 3", o valor da profundidade da unidade do pré-tratamento será adotado como sendo de 0,20 m.

$$b = \frac{0,0125}{0,20} = 0,062m$$

Adotaremos $b = 0,20$ m

Verificação das velocidades no canal de acesso e na grade.

$$v_c = \frac{Q}{At}$$

$$v_g = \frac{Q}{Au}$$

Tabela 14: Verificação da velocidade na grade e no canal

Discriminação	Vazão das bombas (m ³ /s)	Velocidade na Grade (m/s)	Velocidade no canal (m/s)
Qbomba	0,00577	0,577	0,46

Segundo recomendações, a velocidade no canal deve estar entre 0,03 e 1,0 m/s e a velocidade na grade deve ser no máximo 1,2 m/s para vazão afluente final.

Cálculo da perda de carga (hf)

Grade Limpa:

$$hf = \beta \cdot (t/e)^{4/3} \cdot \frac{Vc^2}{2 \cdot g} \cdot \text{sen } \theta$$

Onde:

$\beta = 1,79$ (fator de forma da grade – forma circular)

$t = 0,005$ m

$e = 0,020$ m

$g = 9,81$ m/s²

$\theta = 45^\circ$

$V_{c\text{máx}} = 0,40$ m/s

$$hf = 1,79 \cdot (0,005/0,020)^{4/3} \cdot \frac{0,40^2}{2 \cdot 9,81} \cdot \text{sen } 45^\circ = 0,0012m = 0,12cm$$

Grade com 50 % da área obstruída



$$hf = \beta \cdot (t/e)^{4/3} \cdot \frac{2 \cdot Vc^2}{2 \cdot g} \cdot \text{sen } \theta$$

Onde:

$\beta = 1,79$ (fator de forma da grade – forma circular)

$t = 0,005$ m

$e = 0,020$ m

$g = 9,81$ m/s²

$\theta = 45^\circ$

$V_{c\text{máx}} = 0,40$ m/s x 2

$$hf = 1,79 \cdot (0,005/0,020)^{4/3} \cdot \frac{2 \cdot 0,40^2}{2 \cdot 9,81} \cdot \text{sen } 45^\circ = 0,0025\text{m} = 0,25\text{cm}$$

A perda de carga mínima a ser considerada no cálculo para grade de limpeza manual é 0,15 m, desta forma, como os valores calculados são inferiores, será adotado este valor.

Cálculo da quantidade de material retido (Mr)

$$Q_{\text{méd}} = 5,77 \text{ l/s} = 499,00 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$Mr = V_{\text{ret}} \cdot Q_{\text{méd}} = (0,015/1000) \times 499,00 = 7,50 \text{ l/dia}$$

Tabela 15: Característica da grade

Discriminação	
Número de Unidades	1
Forma	Retangular
Largura do canal	0,20m
Velocidade máxima através das grades	0,50 m/s
Perda de carga – Grade Limpa	0,12 cm
Perda de carga – Grade 50% suja p/ V=0,8m/s	0,25cm
Quantidade de material retido max.	7,50 l/d
Inclinação da grade	45°
Limpeza	Manual através de cesto metálico 1



3.6.11.8.1.3 Caixa de areia

Característica da Unidade:

As caixas de areias são usadas para a remoção de areias, pedregulhos e outros materiais sólidos com velocidade de sedimentação maior que a velocidade de sedimentação da matéria orgânica. São dimensionadas para remoção mínima de 95% em massa das partículas com diâmetro igual ou superior a 0,20 mm.

Neste projeto, será dimensionada somente uma unidade de remoção de areia, o by-pass da vazão no momento da limpeza será efetuado por uma tubulação instalada na lateral da caixa.

A caixa de areia tem por objetivo:

Proteger os equipamentos mecânicos móveis de desgastes por abrasão;

Reduzir o transporte de material inerte para o interior das unidades de tratamento biológico.

Dimensionamento:

A caixa de areia será dimensionada para a vazão máxima horária.

Parâmetros de projeto recomendados pela ABNT (NB 570):

Velocidade de sedimentação (V_s) de 1,0 m/min (0,0167 m/s);

Velocidade de escoamento horizontal (V_h) de 0,30 m/s;

Limpeza manual;

Estimativa de material removido (M_r) de 15 l sólido/1000 m³ de esgoto;

Taxa de escoamento superficial esteja entre 600 e 1300 m³/m².dia;

Profundidade mínima para acumulação de material sedimentando de 20 cm.

A) Cálculo da largura da caixa de areia (b):

$$b = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{V_h \cdot h} = \frac{0,00866}{0,30 \cdot 0,20} = 0,14m$$

→ Valor Adotado $b = 0,20$ m

B) Cálculo do comprimento da caixa de areia (L_t):

$$L = \frac{V_h}{V_s} \cdot h = \frac{0,30}{0,0167} \cdot 0,20 = 3,60m$$

Considerando-se o acréscimo da turbulência na entrada e na saída da caixa de 30%, tem-se:

$$L_t = 1,3 \cdot L = 1,3 \cdot 3,60 = 4,68m$$

→ Valor Adotado $L_t = 5,00$ m

C) Cálculo da velocidade de escoamento na caixa de areia (V)

$$V = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{b.h} = \frac{0,00866}{0,20.0,20} = 0,22m/s$$

D) Taxa de escoamento superficial (T)

$$Q_{Final} = 8,66 \text{ l/s} = 748,22 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$T = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{A} = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{(b.Lt)} = \frac{748,22}{0,20.5,00} = 748,22m^3 / m^2 .dia$$

E) Tempo de detenção

Acrescentamos 0,15 m de borda livre na altura da caixa de areia, ficando assim, com uma altura útil de 0,35.

$$V = Lt.b.hu = 5,00x0,20x0,35 = 0,35m^3$$

$$td = \frac{V}{Q_{m\acute{a}x}} = \frac{0,35}{0,00866} = 40,42s$$

F) Cálculo da quantidade do material retido (Mr)

$$Q_{m\acute{e}d} = 5,77 \text{ l/s} = 499,00 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$Mr = Vret.Q_{m\acute{e}d} = (0,015/1000)x499,00 = 7,50l / dia$$

G) Altura do depósito inferior da caixa de areia

T = período de limpeza em dias = 7 dias

$$V = T.Mr = 7x7,50 = 52,50l$$

$$A = b.Lt = 0,20.5,00 = 1,00m^2$$

$$h_{area} = \frac{V}{A} = \frac{0,0525}{1,00} = 0,0525 = 5,25cm$$

Os esgotos isentos de areia são encaminhados pelo canal de ligação ao controle de vazão. Foi previsto um vertedouro tipo Parschall de 3" (7,60cm). Esta calha atuará numa faixa de vazão de 0,80 à 53,80 l/s, sendo construída em fibra de vidro de seção contraída.



3.6.11.8.2 Elevatória de Recuperação de cota do Pré-Tratamento para UASB.

Em virtude da concepção proposta para o sistema de tratamento de esgoto, baseada nas condições topográficas do terreno escolhido para a implantação das unidades de tratamento, foi projetado para a condução do esgoto entre a unidade de pré-tratamento e reator anaeróbio, uma estação elevatória equipada com dois conjuntos motor bomba submersíveis, sendo um de reserva, para uma vazão de 5,77 l/s (20,77 m³/h) e altura manométrica máxima de 8,08 m.c.a. As Planilhas apresentadas a seguir mostram o dimensionamento dos conjuntos elevatórios.



Tabela 16: Dimensionamento do sistema de recalque pré tratamento para UASB

PERDAS DE CARGAS LOCALIZADAS : PRÉ-TRATAMENTO - UASB								
Peças	Qtde	K - unitário	K - total	Diâmetro (mm)	V B.1 (m/s)	Perdas B.1 (m)	V B.1e2 (m/s)	Perdas B.1e2 (m)
BARRILETE								
Ampliação - DN bomba x DN emis.	1	0.30	0.30	100	0.73	0.009	0.73	0.009
Válvula de retenção	1	2.50	2.50	100	0.73	0.073	0.73	0.073
Registro	1	0.30	0.30	100	0.73	0.009	0.73	0.009
Ampliação - DN barril. x DN emis	1	0.30	0.30	100	0.73	0.009	0.73	0.009
Curva 90° - DN bomba	1	0.40	0.40	100	0.73	0.012	0.73	0.012
Curva 90° - DN barril.	1	0.40	0.40	100	0.73	0.012	0.73	0.012
EMISSÁRIO								
Curva 90°	1	0.40	0.40	100	0.73	0.012	0.73	0.012
Curva 45°		0.20	0.00	100	0.73	0.000	0.73	0.000
Te, saída de lado		1.30	0.00	100	0.73	0.000	0.73	0.000
Saída canalização	1	1.00	1.00	100	0.73	0.029	0.73	0.029
Somatória das perdas de cargas com o emissário de DN		100 mm				0.16		0.16

1ª etapa - 1 Bomba 5.77 l/s

2ª etapa - 1 Bomba 5.77 l/s

POTÊNCIA DO CONJUNTO ELEVATÓRIO: PRÉ-TRATAMENTO - UASB										
Diâmetro (mm)	Vazão das bombas (l/s)		Velocidade (m/s)	Perda de carga (m/m)			Altura manométrica (m)		Potência Requerida (cv)	
				Unitária (j)	Contínua (h1)	Localizada (h2)	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
100	B.1	5.77	0.73	0.00683	0.06	0.16	7.58	8.08	1.17	1.24
	B.1	5.77	0.73	0.00683	0.06	0.16	7.58	8.08	1.17	1.24

Extensão do emissário = 9.00 m
Altura geométrica mínima = 7.35 m
Altura geométrica máxima = 7.85 m

Considerou-se um rendimento do conjunto motor-bomba de 50 %.



Consumo de Energia no recalque do pré-tratamento para UASB (CE_{REC})

Potência Estimada 1,50 cv;

$CE_{REC} = 1,50 \text{ cv} \times 0,735 \times 24 \text{ h/d} = 26,46 \text{ kwh/d}$

Características:

Nº. de elevatórias 01

Nº. de Motobombas 01 (01 de reserva);

Vazão máxima 5,77 l/s;

AMT estimada 8,08 m;

Potência Estimada 1,50 cv;

Motobomba com variador de velocidade.

3.6.11.8.3 Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente (RAFA)

Volume:

$V = Q \times td$

$Q = 499,00 \text{ m}^3/\text{d}$

$td = 8 \text{ horas} = 8 / 24 = 0,33 \text{ h}$

$V = 499,00 \times 0,33$

$V = 164,67 \text{ m}^3$

Dimensões:

Nº. de Unidades 02;

Comprimento 5,00 m;

Largura 6,50 m;

Altura útil 3,50 m.

Volume Total..... 227,50 m³.

Carga Orgânica Volumétrica (COV)

$COV = (Q \times DBO) / V$

$Q = 499,00 \text{ m}^3/\text{d}$

$DBO = 281,54 \text{ mg/l} = 0,281 \text{ kg/m}^3$

$V = 227,50 \text{ m}^3$

$COV = (499,00 \times 0,281) / 227,50$

$COV = 0,61 \text{ kg DBO/m}^3$

Velocidade Ascendente do Fluxo (v)

$v = Q / A$

$Q = 499,00 \text{ m}^3/\text{d}$

$A = (6,50 \times 5,00) \times 2 = 65,00 \text{ m}^2$

$v = 499,00 / 65,00 = 7,67 \text{ m/d}$



Eficiência de Remoção de DBO (E_{DBO})

$$E_{DBO} = 100 (1 - 0,70 \times td^{-0,50})$$

$$Td = 8 \text{ horas}$$

$$E_{DBO} = 100 (1 - 0,70 \times 8^{-0,50})$$

$$E_{DBO} = 75\%$$

Adotamos aqui uma eficiência em favor da segurança de apenas 50%.

Carga Orgânica Efluente (COE)

$$CO_E = Q \times DBO \times E$$

$$Q = 499,00 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$DBO = 281,54 \text{ mg/l} = 0,281 \text{ kg/m}^3$$

$$E = 50\%$$

$$CO_E = 499,00 \times 0,281 \times 0,5$$

$$CO_E = 70,11 \text{ kg DBO/d}$$

Estimativa de SS no Efluente do RAFA

$$SS = (250 / td) + 10$$

$$SS = (250 / 8) + 10$$

$$SS = 41 \text{ mg/l}$$

Produção de Lodo (PL_{RAFA})

$$PL_{RAFA} = Y \times CO_{DQOAPL}$$

$$Y = 0,15 \text{ kg SST / kgDQO}_{APL}$$

$$CO_{DQO} = (0,1 \text{ kg DQO/hab} \times d) \times (2.600 \text{ hab}) = 260,00 \text{ Kg DQO/d}$$

$$PL_{RAFA} = 0,15 \times 260,00$$

$$PL_{RAFA} = 39,00 \text{ kg SST/d}$$

3.6.11.8.4 Elevatória de Recuperação de cota do UASB para FBP.

Em virtude do Layout proposto para as unidades da ETE, será necessário o recalque do efluente do Reator Anaeróbio – UASB para o Filtro Biológico. Desta forma foi projetada uma estação elevatória, que ao receber por gravidade o efluente do UASB e a vazão de recirculação do Decantador Secundário, recalcará o efluente para o sistema de dispersão do Filtro Biológico.

Para o sistema de recalque das vazões (UASB e recirculação) foram projetados dois conjuntos motor bomba submersíveis, sendo um de reserva, para uma vazão de 8.65l/s (31.14 m³/h) e altura manométrica máxima de 9,01 m.c.a. As Planilhas apresentadas a seguir mostram o dimensionamento dos conjuntos elevatórios.



Tabela 17: Dimensionamento do sistema de recalque do UASB para FBP

PERDAS DE CARGAS LOCALIZADAS : UASB - FILTRO BIOLÓGICO PERCOLADOR								
Peças	Qtde	K - unitário	K - total	Diâmetro (mm)	V B.1 (m/s)	Perdas B.1 (m)	V B.1e2 (m/s)	Perdas B.1e2 (m)
BARRILETE								
Ampliação - DN bomba x DN emis.	1	0.30	0.30	80	1.72	0.048	1.72	0.048
Válvula de retenção	1	2.50	2.50	80	1.72	0.403	1.72	0.403
Registro	1	0.30	0.30	80	1.72	0.048	1.72	0.048
Ampliação - DN barril. x DN emis	1	0.30	0.30	80	1.72	0.048	1.72	0.048
Curva 90° - DN bomba	1	0.40	0.40	80	1.72	0.065	1.72	0.065
Curva 90° - DN barril.	1	0.40	0.40	80	1.72	0.065	1.72	0.065
EMISSÁRIO								
Curva 90°	1	0.40	0.40	100	1.10	0.026	1.10	0.026
Curva 45°		0.20	0.00	100	1.10	0.000	1.10	0.000
Te, saída de lado		1.30	0.00	100	1.10	0.000	1.10	0.000
Saída canalização	1	1.00	1.00	100	1.10	0.066	1.10	0.066
Somatória das perdas de cargas com o emissário de DN		100 mm				0.77		0.77

1ª etapa - 1 Bomba 8.65 l/s

2ª etapa - 1 Bomba 8.65 l/s

POTÊNCIA DO CONJUNTO MOTOBOMBA: UASB - FILTRO BIOLÓGICO PERCOLADOR										
Diâmetro (mm)	Vazão das bombas (l/s)		Velocidade (m/s)	Perda de carga (m/m)			Altura manométrica (m)		Potência Requerida (cv)	
				Unitária (j)	Contínua (h1)	Localizada (h2)	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
100	B.1	8.65	1.10	0.01445	0.29	0.77	8.51	9.01	1.96	2.08
	B.1	8.65	1.10	0.01445	0.29	0.77	8.51	9.01	1.96	2.08

Extensão do emissário = 20.00 m
 Altura geométrica mínima = 7.45 m
 Altura geométrica máxima = 7.95 m

Considerou-se um rendimento do conjunto motor-bomba de 50 %.



Consumo de Energia no recalque do UASB para o FBP (CE_{REC})

Potência Estimada 2,50 cv;
 $CE_{REC} = 2,50 \text{ cv} \times 0,735 \times 24 \text{ h/d} = 44,10 \text{ kwh/d}$

Características:

Nº. de elevatórias 01
Nº. de Motobombas 02 (01 de reserva);
Vazão máxima 8,65 l/s;
AMT estimada 9,01 m;
Potência Estimada 2,50 cv;
Motobomba com variador de velocidade.

3.6.11.8.5 Filtro Biológico Percolador

O filtro biológico percolador será construído em concreto armado, com altura útil de 3,50 m, seção circular com diâmetro de 5,00 m, resultando num volume total de 69 m³. A eficiência de remoção de carga orgânica será de aproximadamente 91%. O efluente do Filtro biológico para o Decantador Secundário será conduzido por gravidade. Entretanto, o Decantador recirculará para o Filtro Biológico cerca de 50% de sua vazão afluyente, isto é, 2,89 l/s (10,40 m³/h), através de sistema de recalque a ser instalado naquela unidade.

Dimensionamento:

Vazão de Recirculação (Q_R)

$$Q_R = (Q/24) \times R$$

R = Recirculação

Q = Vazão Média Diária (m³/h)

$$Q_R = (499,00/24) \times 0,5 \rightarrow Q_R = 10,40 \text{ m}^3/\text{h}$$

Vazão Total com Recirculação (Q_T)

$$Q_T = (Q/24) + Q_R$$

$$Q_T = (499,00/24) + 10,40 \text{ m}^3/\text{h} \rightarrow Q_T = 31,19 \text{ m}^3/\text{h}$$

Área Total (A_T)

$$A_T = Q_T / TAS/24$$

TAS = Taxa de Aplicação Superficial $\rightarrow 34 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{dia}$

$$A_T = 31,19/(34/24) \rightarrow A_T = 22,01 \text{ m}^2$$

Diâmetro (D)

$$D = ((4 \times A/N)/\pi)^{1/2}$$

N = Número de Filtros em paralelo $\rightarrow 01$ unidade

$$D = ((4 \times 20/1)/\pi)^{1/2} \rightarrow D = 5,04 \text{ m} \rightarrow \text{Adotado } D = 5,00 \text{ m}$$



Volume (V)

$$V = A \times h$$

H = Altura Útil do Filtro → Adotado 3,50 m

$$V = 22,01 \text{ m}^2 \times 3,50 \text{ m} \quad \rightarrow \quad V = 77,03 \text{ m}^3$$

Carga Orgânica Aplicada (COA)

$$COA = (Q \times S_o) / 1000$$

S_o = Concentração de DBO Afluente no Filtro (mg/l) → $S_o = 140,77 \text{ mg/l}$

$$COA = (499,00 \times 140,77) / 1000 \quad \rightarrow \quad COA = 70,24 \text{ mg/l}$$

Taxa de Aplicação Orgânica (TAO)

$$TAO = COA / V$$

$$TAO = 70,24 / 77,03 \quad \rightarrow \quad TAO = 0,91 \text{ kg DBO/ m}^3 \times \text{d}$$

Fator F (F)

$$F = (1+R) / (1 + (R/10))^2$$

$$F = (1 + 0,5) / (1 + (0,5/10))^2 \quad \rightarrow \quad F = 1,3605$$

Eficiência (E)

$$E = 1 / (1 + 0,443 \times (COA / (V \times F))^{1/2})$$

$$E = 1 / (1 + 0,443 \times (70,24 / (77,03 \times 1,3605))^{1/2}) \quad \rightarrow \quad E = 88,00\%$$

Concentração de DBO Efluente (S_E)

$$S_E = S_o \times (1 - E)$$

$$S_E = 140,77 \times (1 - 0,88) \quad \rightarrow \quad S_E = 16,89 \text{ mg/l}$$

Carga Orgânica Removida (COR)

$$COR = Q (S_o - S_E) / 1000$$

$$COR = 499,00 \times (140,77 - 16,89) / 1000 \quad \rightarrow \quad COR = 61,82 \text{ mg/l DBO}$$

Produção de Lodo no Filtro Biológico (PLFB)

$$PLFB = TPLFB \times COR$$

$$TPLFB = \text{Taxa de Produção de Lodo do Filtro Biológico} \quad \rightarrow \quad 0,60 \text{ kg SST/ kg}$$

DBO_R

$$PLFB = 0,6 \times 61,82 \quad \rightarrow \quad PLFB = 37,10 \text{ kg SST/ dia.}$$

Produção de Lodo Considerando 75% de Sólidos Voláteis (PLFB)

$$PLFB = PLFB \times 0,75 \quad \rightarrow \quad PLFB = 37,10 \text{ kg SST/ dia} \times 0,75$$

$$PLFB = 27,83 \text{ kg SSV/ dia}$$

Volume de Lodo (VLFB)

$$VLFB = PLFB (\text{kg SST/ dia}) / (\gamma \times C)$$

γ → Densidade de Lodo ($\gamma = 1.020 \text{ kgSST/ m}^3$)

C → Concentração esperada p/ o lodo (C = 1%)

$$VLFB = 27,83 \text{ kg SSV/ dia} / (1.020 \text{ kgSST/ m}^3 \times 0,01)$$

$$VLFB = 2,73 \text{ m}^3 / \text{dia}$$



3.6.11.8.6 Elevatória de Recuperação de cota do FBP para Decantador Secundário.

Em virtude da concepção proposta para o sistema de tratamento de esgoto, baseada nas condições topográficas do terreno escolhido para a implantação das unidades de tratamento, foi projetado para a condução do esgoto entre o filtro biológico e o decantador secundário, uma estação elevatória equipada com dois conjuntos motor bomba submersíveis, sendo um de reserva, para uma vazão de 8,65 l/s (31,14 m³/h) em função do acréscimo da vazão de recirculação e altura manométrica máxima de 4,97 m.c.a. As Planilhas apresentadas a seguir mostram o dimensionamento dos conjuntos elevatórios.



Tabela 18: Dimensionamento do sistema de recalque do FBP para Decantador Secundário

PERDAS DE CARGAS LOCALIZADAS : FILTRO BIOLÓGICO - DECANTADOR SECUNDÁRIO								
Peças	Qtde	K - unitário	K - total	Diâmetro (mm)	V B.1 (m/s)	Perdas B.1 (m)	V B.1e2 (m/s)	Perdas B.1e2 (m)
BARRILETE								
Ampliação - DN bomba x DN emis.	1	0.30	0.30	100	1.10	0.020	1.10	0.020
Válvula de retenção	1	2.50	2.50	100	1.10	0.165	1.10	0.165
Registro	1	0.30	0.30	100	1.10	0.020	1.10	0.020
Ampliação - DN barril. x DN emis	1	0.30	0.30	100	1.10	0.020	1.10	0.020
Curva 90° - DN bomba	1	0.40	0.40	100	1.10	0.026	1.10	0.026
Curva 90° - DN barril.	1	0.40	0.40	100	1.10	0.026	1.10	0.026
EMISSÁRIO								
Curva 90°	1	0.40	0.40	100	1.10	0.026	1.10	0.026
Curva 45°		0.20	0.00	100	1.10	0.000	1.10	0.000
Te, saída de lado		1.30	0.00	100	1.10	0.000	1.10	0.000
Saída canalização	1	1.00	1.00	100	1.10	0.066	1.10	0.066
Somatória das perdas de cargas com o emissário de DN		100		mm		0.37		0.37
1ª etapa - 1 Bomba		8.65	l/s					
2ª etapa - 1 Bomba		8.65	l/s					

POTÊNCIA DO CONJUNTO MOTOBOMBA: FILTRO BIOLÓGICO - DECANTADOR SECUNDÁRIO										
Diâmetro (mm)	Vazão das bombas (l/s)		Velocidade (m/s)	Perda de carga (m/m)			Altura manométrica (m)		Potência Requerida (cv)	
				Unitária (j)	Contínua (h1)	Localizada (h2)	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
100	B.1	8.65	1.10	0.01445	0.10	0.37	4.47	4.97	1.03	1.15
	B.1	8.65	1.10	0.01445	0.10	0.37	4.47	4.97	1.03	1.15

Extensão do emissário = 7.00 m
 Altura geométrica mínima = 4.00 m
 Altura geométrica máxima = 4.50 m

Considerou-se um rendimento do conjunto motor-bomba de 50 %.



Consumo de Energia no recalque no FBP para decantador secundário (CE_{REC})

Potência Estimada 1,50 cv;

$CE_{REC} = 1,50 \text{ cv} \times 0,735 \times 24 \text{ h/d} = 26,46 \text{ kwh/d}$

3.6.11.8.7 Decantador Secundário

O decantador secundário será construído em concreto armado, com altura útil de 3,50 m, seção circular com diâmetro de 5,00 m, resultando num volume total de 70 m³.

Dimensionamento:

Área do Decantador Secundário (A)

$ADS = QT / (TASDS / 24)$

TASDS = Taxa de Aplicação Superficial no DS → $TASDS = 34 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \times \text{dia}$

$ADS = 31,19 / (34/24) \rightarrow ADS = 22,00 \text{ m}^2$

Diâmetro do Decantador Secundário (DDS)

$DDS = ((4 \times A/ND) / \pi)^{1/2}$

ND = Número de Decantador → ND = 1 unidade

$DDS = ((4 \times 22,00 / 2) / \pi)^{1/2} \rightarrow DDS = 5,00 \text{ m}$

3.6.11.8.8 Descarte do Lodo do Decantador secundário para o UASB

Foi previsto um sistema de recalque para que o Lodo do Decantador Secundário seja encaminhado para o UASB. Desta forma foi dimensionada uma elevatória de lodo a ser instalada ao lado do Decantador.

Para a determinação do volume de lodo no Decantador Secundário foi considerada a relação de SSV/ SS igual a 0,75, referente a carga orgânica efluente do reator UASB e a concentração de sólidos no lodo de 1%. Portanto, o volume de descarte de lodo será de:

$V_{LDS} = P_{LODO} (\text{kg SST/ dia}) / (\gamma \times C)$

$P_{LODO} = 0,75 \times 61,82 \text{ kg SS/ dia} \rightarrow P_{LODO} = 46,37 \text{ kg SS/ dia}$

$\gamma \rightarrow$ Densidade de Lodo ($\gamma = 1.020 \text{ kgSST/ m}^3$)

$C \rightarrow$ Concentração esperada p/ o lodo ($C = 1\%$)

$V_{LDS} = 46,37 \text{ kg SS/ dia} / (1.020 \text{ kgSST/ m}^3 \times 0,01)$

$V_{LDS} = 4,54 \text{ m}^3 / \text{dia}$

Para o recalque do lodo do Decantador Secundário para o UASB adotou-se dois conjuntos motor bomba submerso (sendo 1 para rodízio e reserva), com capacidade de 2,88 l/s, sendo que o tempo de operação será da ordem de 1 hora e 6 minutos por dia. A vazão adotada atende o descarte de lodo gerado no Decantador Secundário, bem como o que prescreve a NBR-12.209, onde estabelece que a



capacidade de recirculação de lodo ativado deve ser, no mínimo, 50% superior à vazão de recirculação adotada no projeto. Desta forma foram dimensionados dois conjuntos motor bomba com as seguintes características:

Vazão de Recalque de Lodo para o UASB:..... 2,88 l/s
Altura Manométrica:..... 10,16 m.c.a.
Número de Unidades:.....01 conjunto motor bomba.
Potência Requerida:.....0,78 cv

Consumo de Energia no recalque no FBP para decantador secundário (CE_{REC})
Potência Estimada 1,00 cv;
 $CEREC = 1,00 \text{ cv} \times 0,735 \times 24 \text{ h/d} = 17,64 \text{ kwh/d}$

Os quadros a seguir apresentam o dimensionamento do sistema de recalque do descarte do lodo do Decantador Secundário para o UASB



Tabela 19: Dimensionamento do sistema de recalque do descarte do lodo do Decantador Secundário para UASB.

PERDAS DE CARGAS LOCALIZADAS: DESCARTE LODO DECANTADOR SECUNDÁRIO - UASB								
Peças	Qtde	K - unitário	K - total	Diâmetro (mm)	V B.1 (m/s)	Perdas B.1 (m)	V B.1e2 (m/s)	Perdas B.1e2 (m)
BARRILETE								
Ampliação - DN bomba x DN emis.	1	0.30	0.30	100	0.37	0.002	0.37	0.002
Válvula de retenção	1	2.50	2.50	100	0.37	0.018	0.37	0.018
Registro	1	0.30	0.30	100	0.37	0.002	0.37	0.002
Ampliação - DN barril. x DN emis	1	0.30	0.30	100	0.37	0.002	0.37	0.002
Curva 90° - DN bomba	1	0.40	0.40	100	0.37	0.003	0.37	0.003
Curva 90° - DN barril.	1	0.40	0.40	100	0.37	0.003	0.37	0.003
EMISSÁRIO								
Curva 90°	1	0.40	0.40	100	0.37	0.003	0.37	0.003
Curva 45°		0.20	0.00	100	0.37	0.000	0.37	0.000
Te, saída de lado		1.30	0.00	100	0.37	0.000	0.37	0.000
Saída canalização	1	1.00	1.00	100	0.37	0.007	0.37	0.007
Somatória das perdas de cargas com o emissário de DN		100		mm		0.04		0.04

1ª etapa - 1 Bomba 2.88 l/s
2ª etapa - 1 Bomba 2.88 l/s

POTÊNCIA DO CONJUNTO MOTOBOMBA: DESCARTE LODO DECANTADOR SECUNDÁRIO - UASB										
Diâmetro (mm)	Vazão das bombas (l/s)		Velocidade (m/s)	Perda de carga (m/m)			Altura manométrica (m)		Potência Requerida (cv)	
	B.1			Unitária (j)	Contínua (h1)	Localizada (h2)	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
100	B.1	2.88	0.37	0.00189	0.07	0.04	9.16	10.16	0.70	0.78
	B.1	2.88	0.37	0.00189	0.07	0.04	9.16	10.16	0.70	0.78

Extensão do emissário = 35.90 m
Altura geométrica mínima = 9.05 m
Altura geométrica máxima = 10.05 m

Considerou-se um rendimento do conjunto motor-bomba de 50 %.



3.6.11.8.9 Leitos de Secagem (LSC)

$$A = PTL/0,55 \text{ kg SST/m}^2 \times d$$
$$PTL = PL_{\text{RAFA}} + PL_{\text{FB}}$$
$$PL_{\text{RAFA}} = 390,00 \text{ kg SST/d}$$
$$PL_{\text{TAE}} = 27,83 \text{ kg SST/d}$$
$$PTL = 39,00 \text{ kg SST/d} + 27,83 \text{ kg SST/d}$$
$$PTL = 66,83 \text{ Kg SST/d}$$

$$A = 66,83/0,55 = 121,50 \text{ m}^2$$

→ Serão adotados 4 leitos de secagem com as seguintes dimensões:

Comprimento = 7,00 m;
Largura = 5,00 m;
Lâmina Líquida máxima = 0,60 m.

Os leitos serão construídos em concreto armado, sendo o material filtrante composto pelos seguintes materiais:

Camada de Brita nº. 1 = 0,30 m;
Manta Geotêxtil – OP-060 sobre a camada de brita.

3.6.11.8.10 Tanque de Contato para Desinfecção (TCT)

Volume:

$$VTCT = Q \times td$$
$$Q = 499,00 / 24 = 20,79 \text{ m}^3/\text{h}$$
$$td = 20 \text{ minutos} = 20 / 60 = 0,33 \text{ h}$$
$$V_{\text{TCT}} = 20,79 \times 0,33$$
$$V_{\text{TCT}} = 7,00 \text{ m}^3$$

Dimensões:

Nº. de Unidades 01;
Altura útil 1,00 m;
Comprimento 3,50 m;
Largura..... 2,00 m;
Volume total 7,00 m³;

Consumo de Cloro (CC):

Vazão diária do sistema (Q)5,77 l/s (499,00 m³/d)
Concentração de Dosagem (C).....13,00 mg/l
Cloro Residual (Cr)..... 0,5 mg/l

$$CC = ((Q(\text{l/s}) \times 3600 \text{ s} \times C(\text{mg/l}))/1000) \times 24 \text{ hs}$$
$$CC = ((5,77 \text{ l/s} \times 3.600 \text{ s} \times 13,0(\text{mg/l}))/1000) \times 24 \text{ hs}$$



$$CC = 6480,86 \text{ gr/ CL.dia} \rightarrow CC = 6,48 \text{ kg/ Cl.dia}$$

Para uma reserva mínima de 14 dias a consumo máximo, o estoque de cloro deverá ser de 5 bombonas de 20 litros cada e mais 1 de reserva, abrigados próximo ao tanque de contato. O cloro será aplicado na entrada do efluente no tanque de contato através de bomba dosadora de cloro

3.6.11.9 Estimativa de Custos de Implantação para a ETE da Bacia A

A tabela a seguir apresenta o resumo do custo de implantação das alternativas estudadas para o sistema de tratamento de esgoto de Dr. Pedrinho.

Tabela 20: Resumo dos Custos de Implantação das Alternativas

Alternativa	Custo (R\$)
	Total
1	686.287,06
2	607.045,00
3	561.592,45

Como pode ser observado à alternativa que apresenta menor custo de implantação, operação e manutenção é a Alternativa 3 - Reator Anaeróbico de Fluxo Ascendente (RAFA) + Filtro Biológico + Decantador Secundário. Portanto, como Proposta para o sistema de tratamento de esgotos de Dr. Pedrinho na Bacia A, recomenda-se esta alternativa.

3.7 Avaliação de Impactos Ambientais

3.7.1 Aspectos Gerais

As atividades humanas produzem uma série de modificações sobre o meio e entre essas alterações estão às contaminações das águas por esgotos lançados "in natura" nos corpos receptores e a conseqüente proliferação de doenças de veiculação hídrica, pela ação dos organismos patogênicos presentes nos esgotos.

Ainda que em outros tempos, os sistemas públicos de esgotos objetivassem tão somente o afastamento rápido dos despejos, hoje em dia, a proteção dos recursos hídricos passa a ter o mesmo grau de importância, devido ao comprometimento gradativo dos mananciais superficiais pelo incremento das fontes de poluição por lançamento de esgotos.

Quando se utilizam corpos d'água como receptores de esgotos, tal uso afetará as comunidades à jusante do lançamento, tornando a água, na maioria das vezes, imprópria para o consumo humano, ou mesmo que tal água ainda possa ser utilizada para o abastecimento dessas comunidades, será evidente o aumento dos gastos com o seu tratamento, o que pode resultar no abandono do corpo d'água como manancial

(FORESTI et al., 1980). Alguns impactos de ordem geral estão listados no quadro a seguir:

Tabela 21: Principais Impactos Advindos de Um Sistema de Esgotos Sanitários

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	IMPACTO
McMAHON apud TOMMASI (1993).	Valor da terra (proximidades da ETE) / desvalorização imobiliária
McMAHON apud TOMMASI (1993).	Geração de empregos
SILVA & MARA (1979).	Alterações nos índices de Saúde Pública: - decréscimo no índice de mortalidade infantil - decréscimo no índice de morbidade
VON SPERLING (1994).	Proliferação de odores
McMahon apud TOMMASI (1993).	- melhoria na qualidade da vida urbana - incremento da infra-estrutura e serviços
VON SPERLING (1994); McMahon apud TOMMASI (1993).	Melhoria na qualidade ambiental: - diminuição da carga poluidora lançada nos rios - recreação e lazer às margens dos rios
VON SPERLING (1994).	Aumento das tarifas dos serviços de saneamento decorrente dos custos de operação
NUCCI et al. (1978).	Proliferação de insetos
NUCCI et al. (1978).	Formação de aerossóis
VON SPERLING (1994).	Problemas com ruídos
CETESB (1975).	Produção de alimentos (peixes)

Fonte: DE SOUZA, 1996.

Dentre os impactos listados durante a construção podemos encontrar:

Geração de empregos - principalmente projetistas e operários da construção civil;

Problemas com ruídos - em virtude das atividades de construção e a operação de máquinas pesadas.

Dispersão de material particulado - poeira advinda do movimento de terra.

Desvalorização das terras ao redor da ETE - o conhecido efeito NIMBY - "not in my back yard" (JOHSTONE, 1996), decorrente da insatisfação dos "vizinhos" com os transtornos (ruídos, poeira, tráfego de veículos pesados) advindos da estação durante sua implantação. Por outro lado, esta desvalorização torna-se neutra na fase



de operação, pois, cessam-se esses impactos. E nos sistemas modernos de tratamento de esgotos, através de unidades compactas, no processo de tratamento são previstos procedimentos técnicos, de forma a controlar a formação de odores característicos de sistemas anaeróbicos, o surgimento de insetos, bem como a possibilidade de formação de aerossóis.

Aumento do tráfego de veículos pesados - durante a construção, muitas vezes torna-se necessária a utilização de maquinário pesado como retroescavadeiras e caminhões para o transporte de materiais, o que pode resultar em distúrbios no trânsito das vias próximas à ETE.

Já na operação, podem estar presentes os seguintes impactos:

Geração de empregos - principalmente operadores e técnicos para análises laboratoriais;

Alterações nos índices de saúde - algumas técnicas de tratamento podem acarretar a remoção de organismos patogênicos, como é o caso das lagoas de estabilização, o que pode contribuir para o decréscimo nos índices de morbidade e mortalidade infantil;

Melhoria na qualidade da vida urbana - em decorrência do incremento da infra-estrutura e serviços de saneamento;

Melhoria na qualidade ambiental - diminuição da carga poluidora lançada aos rios e lagos;

Desvalorização das terras ao redor da ETE - conforme citado anteriormente, em virtude dos efeitos adversos como odores ofensivos, insetos e aerossóis, que ocorrem em determinados tipos de tratamento de esgotos, no caso específico deste projeto, em que o sistema de esgoto adotado, será realizado por unidades compactas, é previsto procedimento técnico para controlar a formação de odores característicos de sistemas anaeróbicos e o surgimento de insetos. Já com relação à formação de aerossóis, esse fenômeno não ocorrerá, tendo em vista não estar previsto o lançamento de esgoto sobre o solo;

Proliferação de odores ofensivos - alguns processos ou técnicas de tratamento, principalmente os anaeróbicos, podem produzir efeito adverso, o qual se não combatido eficazmente, torna-se um dos maiores motivos de queixa contra a ETE, por outro lado;

Aumento de tarifas dos serviços de saneamento – Inicialmente tem-se a impressão de que as tarifas tende a aumentar com a prestação do serviço de esgotos sanitários de uma região, entretanto, essa é uma impressão equivocada, pois para cada serviço público realizado, uma tarifação é aplicada ao mesmo e no caso do sistema de esgotos, um novo serviço é prestado à população, logo para a operacionalização desses serviços uma nova tarifa será aplicada de acordo com legislação municipal pertinente;

Proliferação de insetos - alguns processos de tratamento podem resultar neste efeito adverso (como a disposição no solo, por exemplo). Entretanto, como no caso específico do sistema de esgoto sanitário de Dr. Pedrinho, não haverá disposição de esgotos no solo, os procedimentos apresentados no Manual de Operação e Manutenção da Estação de Tratamento de Esgoto são suficientes para que efeitos adversos desta natureza sejam evitados;

Formação de aerossóis - os aerossóis são gotículas de esgoto em suspensão no ar, podendo resultar de processos como a disposição de esgotos no solo, o que significa o risco de disseminação de patógenos no meio ambiente, caso providências não sejam tomadas para combater tal efeito. Entretanto, no caso específico do sistema de tratamento adotado para Dr. Pedrinho, essa metodologia não será utilizada, pois somente após o tratamento secundário é que poderá ser utilizada a rede de reuso de efluentes, que por sua vez estará isento de germes patogênicos em virtude do processo de desinfecção a ser utilizado no tratamento.

3.7.2 Análise dos Principais Impactos Detectados

3.7.2.1 Fase de Projeto

a) Planejamento

É o momento por que passa o empreendimento em questão, ocasião onde podem ocorrer as primeiras dúvidas, as quais estão diretamente relacionadas com o grau de conhecimento que a comunidade tem sobre a obra planejada, assim como a falta de alguns cuidados básicos, como levantamentos topográficos, sondagens, etc., sem a devida "preparação" da comunidade. No presente caso buscou-se tomar certos cuidados, principalmente no que diz respeito ao local da ETE, onde a localização sugerida será em local afastado de áreas populosas.

3.7.2.2 Fase de Construção

a) Geração de emprego

As obras de construção da ETE e da rede de esgoto demandarão necessidade de mão de obra, cujo período deverá ser da ordem de 02 anos. A grande maioria dos trabalhadores pode ser recrutada na própria localidade.

b) Valorização do Mercado Imobiliário

Uma cidade com sistema de esgoto sanitário passa a contar com uma importante obra de infra-estrutura básica, fazendo com que o valor dos imóveis sofra um incremento, tratando-se de aspecto positivo. Entretanto, algum tempo atrás as imediações de uma Estação de Tratamento de Esgotos eram consideradas como área com baixa valorização imobiliária, por conta do surgimento de odores, insetos e ruídos exagerados, porém nos últimos tempos e principalmente com os avanços tecnológicos, as áreas do entorno de uma ETE é tão valorizada quanto qualquer outra área. A exemplo pode-se citar a cidade de Jaraguá do Sul, na região norte de Santa Catarina, onde no centro da cidade encontram-se duas Estações de Tratamento de Esgotos sanitários, dividindo o espaço público, com residências e o comércio local. Desmistificando a idéia de que a Estação de Tratamento de Esgoto compacta, quando operada corretamente, é proliferadora de odores desagradáveis, insetos, ruídos e dentre outros. Isso se deve ao fato de que nas unidades projetadas é realizado o controle de odores, o surgimento de insetos e a geração de ruídos, através do controle operacional rigoroso da unidade. Com relação ao caso específico dos ruídos na ETE de Dr. Pedrinho, os conjuntos motobombas projetados irão trabalhar



submersos, eliminando desta forma a possibilidade da existência dos mesmos, tendo em vista serem os únicos equipamentos eletro mecânicos a serem instalados na ETE.

c) Remoção de Cobertura Vegetal

As áreas previstas para a instalação dos coletores tronco e das estações elevatórias serão utilizadas nas vias públicas. Somente para a instalação da ETE e do emissário final é que será necessário a remoção da cobertura vegetal, neste caso a vegetação existente encontra-se em estágio inicial de regeneração, haja vista, a vegetação nativa ter sido removida em processos de desmatamentos anteriores, de forma que o impacto relativo a este aspecto seja praticamente nulo.

d) Aumento do Tráfego Pesado

Ocorrerá em função da movimentação de caminhões e máquinas. Este problema é mais intenso junto à construção da ETE, tornando-se mais crítico à medida que necessita de maior quantidade de material de empréstimo ou bota-fora. No caso específico deste projeto a área apontada para a implantação da ETE, aparentemente apresenta solo firme de boa formação geológica, não havendo necessidade de grandes volumes de empréstimos ou bota fora, diminuindo consideravelmente o tráfego de caminhões e máquinas. Entretanto, somente com a realização do plano de sondagem é que será possível a quantificação deste parâmetro.

e) Aumento da Poeira e Ruídos

Ocorre basicamente em função da movimentação de materiais e do tráfego.

f) Carreamento de Sólidos

A retirada de cobertura vegetal – mesmo que no local só ocorra à presença de gramíneas – expõe o solo aos processos erosivos. Este problema também ocorre na construção da rede coletora de esgoto, principalmente nos locais em que se fizer necessário o rebaixamento de lençol. Cuidados construtivos podem contornar este problema facilmente.

g) Prejuízos Temporários ao Comércio

Esta ocorrência se dá quase que exclusivamente na construção da rede coletora de esgoto, onde a abertura de valas impede o tráfego normal pelas ruas.

h) Interferências com Outras Infra-Estruturas

Também em decorrência da execução da rede coletora de esgoto, a abertura das valas poderá ocasionar eventualmente a interrupção do abastecimento de água, fornecimento de energia, telefonia, etc.

i) Desapropriações

Esta questão é sempre crítica, uma vez que pode desalojar pessoas que viveram numa determinada região, assim como transtornos com relação ao preço



justo da indenização, assim como o seu efetivo pagamento. As áreas necessárias para desapropriação são relativas à ETE e para as Estações Elevatórias e rede coletora, não será necessário a desapropriação de áreas, em virtude das mesmas serem projetadas exclusivamente dentro dos domínios públicos da cidade, ou seja, nas vias públicas. Entretanto, visando a diminuir os impactos relativos às desapropriações em residências, todas as áreas que necessitam ser desapropriadas foram escolhidas de forma que as unidades do sistema de esgoto possam ser instaladas em terrenos sem ocupação, possibilitando desta forma a indenização somente do terreno a ser desapropriado.

j) Transtornos Gerais a População

Este efeito se dá em decorrência dos aspectos abordados anteriormente, como poeira, ruídos, interrupção do tráfego, etc. Entretanto, ocorrem somente durante o período das obras.

3.7.2.3 Fase de Operação

a) Valorização do Mercado Imobiliário

A existência de uma infra-estrutura como esgoto sanitário proporciona a valorização dos imóveis da região atendida pelo sistema, sendo um diferencial que qualifica um imóvel.

b) Atividades Econômicas

Potencializam-se diversas atividades, como aquelas ligadas diretamente ao recurso d'água, trazendo efeitos multiplicadores para a economia de toda a região.

c) Saúde Pública

Trata-se de uma característica básica de um sistema de esgotamento sanitário, que é a melhora nos índices de saúde pública, cuja potencialização se dá nas regiões mais carentes, onde a população convive com o esgoto a céu aberto.

d) Corpo Receptor

Os estudos específicos realizados com relação ao corpo receptor foram desenvolvidos no relatório denominado Estudo Hidrológico Completo e no Relatório 1 – Coleta e Análise de Dados e Estudo Demográfico, onde se analisou as decorrências do lançamento do esgoto tratado, no que diz respeito aos níveis de Demanda Bioquímica de Oxigênio, de coliformes fecais e a capacidade de mistura e diluição nos referidos corpos receptores das Bacias A e B.

Entretanto, nas avaliações realizadas no corpo receptor para receber o esgoto nos rios Benedito e Capivari é possível o lançamento do efluente tratado na ETE das Bacias A e B de Dr. Pedrinho, desde que, seja controlada a emissão de coliformes pela ETE antes de seu lançamento, através de processo de desinfecção. Desta forma haverá um ganho ambiental com a etapa de desinfecção, pois pelo estudo evidencia-se que teremos grandes reduções de coliformes no Rio, independente destes estarem



dentro ou fora do padrão, uma vez que já temos níveis elevados de coliformes, conforme verificado nas análises de qualidade de água, realizadas a montante, a jusante e no ponto de lançamento previsto para o lançamento do efluente tratado da ETE.

Com relação aos níveis de Demanda Bioquímica de Oxigênio pode-se concluir que para as condições limites, ou seja, acima dos valores de enquadramento de classe adotado (classe 2, a favor da segurança) para os rios Benedito e Capivari no ponto de lançamento, tem-se:

O corpo receptor possui uma capacidade de reoxigenação e depuração muito acima da quantidade de despejos a qual lhe está sendo imposta;

Mesmo para esgoto bruto teríamos DBO no ponto de mistura abaixo do limite para a Classe 2 (DBO < 5mg/l).

Os níveis de OD para efluentes mesmo na condição bruta (sem tratamento) não sofrerão depleção ao longo do trecho simulado.

e) Insetos/Odores/Ruídos

Como mencionado anteriormente, no item b) Valorização do Mercado Imobiliário, algum tempo atrás, os terrenos próximos a Estações de Tratamento de Esgoto, eram os locais em que estes efeitos poderiam se fazer sentir com maior intensidade. No entanto, com a modernidade e o avanço dos processos compactos de tratamento de esgotos, esses impactos são considerados inexistentes.

3.7.3 Medidas Mitigadoras

Para esta fase dos estudos, a principal medida mitigadora recomendada seria dotar as Estações de Tratamento de Esgoto de um sistema de desinfecção com eficiência da ordem de 99,99%.

3.8 Descrição Detalhada da Solução Proposta

Resumidamente apresentamos a seguir as principais características das unidades componentes da solução proposta para a concepção do Sistema de Esgoto Sanitário de Dr. Pedrinho, sendo composto pelos dados básicos utilizados, o sistema coletor e o sistema de tratamento de esgoto proposto.



3.8.1 Descrição Sintética dos Dados Básicos Utilizados

As tabelas a seguir apresentam os dados básicos utilizados para a elaboração do dimensionamento das principais unidades do sistema de esgotos.

Tabela 22: Principais Dados Básicos Utilizados

População de Projeto Bacias A e B	3.996 hab.
População a Ser Atendida A	2.600 hab.
Vazão Per Capita	150 l/hab.dia
Coeficiente de Retorno	0,80
Coeficiente de Máxima Vazão Diária	K1 = 1,2
Coeficiente de Máxima Vazão Horária	K2 = 1,5
Coeficiente de Mínima Vazão Horária	K3 = 0,5
Coeficiente de Infiltração	0,20 l/s.km



Tabela 23: Dados de Vazão e Carga Orgânica Utilizados Total Urbana

Ano	População Total	Estimativa de atendimento (%)	População Atendida	Vazão em l/s								Carga Orgânica kg DBO/d
				Qméd		Qmín		Qmáx diária		Qmáx horária		
				normal	c/inf	normal	c/inf	normal	c/inf	normal	c/inf	
2008	2.309	95	2.194	3,05	6,35	1,52	4,83	3,66	6,96	5,48	8,79	118,45
2009	2.393	95	2.273	3,16	6,47	1,58	4,89	3,79	7,10	5,68	8,99	122,76
2010	2.478	95	2.354	3,27	6,58	1,63	4,94	3,92	7,23	5,89	9,19	127,12
2011	2.562	95	2.434	3,38	6,69	1,69	5,00	4,06	7,36	6,08	9,39	131,43
2012	2.646	95	2.514	3,49	6,80	1,75	5,05	4,19	7,50	6,28	9,59	135,74
2013	2.731	95	2.594	3,60	6,91	1,80	5,11	4,32	7,63	6,49	9,79	140,10
2014	2.815	95	2.674	3,71	7,02	1,86	5,16	4,46	7,76	6,69	9,99	144,41
2015	2.900	95	2.755	3,83	7,13	1,91	5,22	4,59	7,90	6,89	10,20	148,77
2016	2.984	95	2.835	3,94	7,24	1,97	5,28	4,72	8,03	7,09	10,39	153,08
2017	3.068	95	2.915	4,05	7,36	2,02	5,33	4,86	8,17	7,29	10,59	157,39
2018	3.153	95	2.995	4,16	7,47	2,08	5,39	4,99	8,30	7,49	10,80	161,75
2019	3.237	95	3.075	4,27	7,58	2,14	5,44	5,13	8,43	7,69	11,00	166,06
2020	3.321	95	3.155	4,38	7,69	2,19	5,50	5,26	8,57	7,89	11,19	170,37
2021	3.406	95	3.236	4,49	7,80	2,25	5,55	5,39	8,70	8,09	11,40	174,73
2022	3.490	95	3.316	4,60	7,91	2,30	5,61	5,53	8,83	8,29	11,60	179,04
2023	3.575	95	3.396	4,72	8,02	2,36	5,67	5,66	8,97	8,49	11,80	183,40
2024	3.659	95	3.476	4,83	8,14	2,41	5,72	5,79	9,10	8,69	12,00	187,71
2025	3.743	95	3.556	4,94	8,25	2,47	5,78	5,93	9,23	8,89	12,20	192,02
2026	3.828	95	3.637	5,05	8,36	2,53	5,83	6,06	9,37	9,09	12,40	196,38
2027	3.912	95	3.716	5,16	8,47	2,58	5,89	6,19	9,50	9,29	12,60	200,69
2028	3.996	95	3.796	5,27	8,58	2,64	5,94	6,33	9,63	9,49	12,80	204,99
Saturação	4.380	95	4.161	5,78	9,09	2,89	6,20	6,94	10,24	10,40	13,71	224,69



Tabela 24: Dados de Vazão e Carga Orgânica Utilizados Bacias A

Ano	População Bacia A – Centro (95%)	Vazão em l/s								Carga Orgânica kg DBO/d
		Qméd		Qmín		Qmáx diária		Qmáx horária		
		normal	c/inf	normal	c/inf	normal	c/inf	normal	c/inf	
2008	1.502	2,09	4,25	1,04	3,20	2,50	4,66	3,76	5,91	81,11
2009	1.557	2,16	4,32	1,08	3,24	2,60	4,75	3,89	6,05	84,08
2010	1.612	2,24	4,40	1,12	3,28	2,69	4,85	4,03	6,19	87,05
2011	1.667	2,32	4,48	1,16	3,32	2,78	4,94	4,17	6,33	90,02
2012	1.722	2,39	4,55	1,20	3,36	2,87	5,03	4,31	6,46	92,99
2013	1.777	2,47	4,63	1,23	3,39	2,96	5,12	4,44	6,60	95,96
2014	1.832	2,54	4,70	1,27	3,43	3,05	5,21	4,58	6,74	98,93
2015	1.887	2,62	4,78	1,31	3,47	3,15	5,30	4,72	6,88	101,90
2016	1.942	2,70	4,86	1,35	3,51	3,24	5,40	4,86	7,01	104,87
2017	1.997	2,77	4,93	1,39	3,55	3,33	5,49	4,99	7,15	107,84
2018	2.051	2,85	5,01	1,42	3,58	3,42	5,58	5,13	7,29	110,75
2019	2.106	2,93	5,08	1,46	3,62	3,51	5,67	5,27	7,42	113,72
2020	2.161	3,00	5,16	1,50	3,66	3,60	5,76	5,40	7,56	116,69
2021	2.216	3,08	5,24	1,54	3,70	3,69	5,85	5,54	7,70	119,66
2022	2.271	3,15	5,31	1,58	3,74	3,79	5,94	5,68	7,84	122,63
2023	2.326	3,23	5,39	1,62	3,78	3,88	6,04	5,82	7,97	125,60
2024	2.381	3,31	5,47	1,65	3,81	3,97	6,13	5,95	8,11	128,57
2025	2.436	3,38	5,54	1,69	3,85	4,06	6,22	6,09	8,25	131,54
2026	2.491	3,46	5,62	1,73	3,89	4,15	6,31	6,23	8,39	134,51
2027	2.546	3,54	5,70	1,77	3,93	4,24	6,40	6,37	8,52	137,48
2028	2.600	3,61	5,77	1,81	3,97	4,33	6,49	6,50	8,66	140,40
Saturação	2.850	3,96	6,12	1,98	4,14	4,75	6,91	7,13	9,29	153,90



Tabela 25: Dados de Vazão e Carga Orgânica Utilizados Bacias A – SUB BACIA 1

Ano	População SB-01	Vazão em l/s								Carga Orgânica kg DBO/d
		Qméd		Qmín		Qmáx diária		Qmáx horária		
		normal	c/inf	normal	c/inf	normal	c/inf	normal	c/inf	
2008	322	0,45	0,91	0,22	0,69	0,54	1,00	0,81	1,27	17,39
2009	334	0,46	0,93	0,23	0,70	0,56	1,02	0,84	1,30	18,04
2010	346	0,48	0,95	0,24	0,71	0,58	1,04	0,87	1,33	18,68
2011	358	0,50	0,96	0,25	0,71	0,60	1,06	0,90	1,36	19,33
2012	370	0,51	0,98	0,26	0,72	0,62	1,08	0,93	1,39	19,98
2013	381	0,53	0,99	0,26	0,73	0,64	1,10	0,95	1,42	20,57
2014	393	0,55	1,01	0,27	0,74	0,66	1,12	0,98	1,45	21,22
2015	405	0,56	1,03	0,28	0,75	0,68	1,14	1,01	1,48	21,87
2016	417	0,58	1,04	0,29	0,75	0,70	1,16	1,04	1,51	22,52
2017	428	0,59	1,06	0,30	0,76	0,71	1,18	1,07	1,54	23,11
2018	440	0,61	1,08	0,31	0,77	0,73	1,20	1,10	1,57	23,76
2019	452	0,63	1,09	0,31	0,78	0,75	1,22	1,13	1,60	24,41
2020	464	0,64	1,11	0,32	0,79	0,77	1,24	1,16	1,63	25,06
2021	476	0,66	1,13	0,33	0,80	0,79	1,26	1,19	1,66	25,70
2022	487	0,68	1,14	0,34	0,80	0,81	1,28	1,22	1,68	26,30
2023	499	0,69	1,16	0,35	0,81	0,83	1,30	1,25	1,71	26,95
2024	511	0,71	1,18	0,35	0,82	0,85	1,32	1,28	1,74	27,59
2025	523	0,73	1,19	0,36	0,83	0,87	1,34	1,31	1,77	28,24
2026	534	0,74	1,21	0,37	0,84	0,89	1,36	1,34	1,80	28,84
2027	546	0,76	1,22	0,38	0,84	0,91	1,38	1,37	1,83	29,48
2028	558	0,78	1,24	0,39	0,85	0,93	1,40	1,40	1,86	30,13
Saturação	612	0,85	1,32	0,43	0,89	1,02	1,49	1,53	2,00	33,05



Tabela 26: Dados de Vazão e Carga Orgânica Utilizados Bacias A – SUB BACIA 2

Ano	População SB-02	Vazão em l/s								Carga Orgânica kg DBO/d
		Q _{méd}		Q _{mín}		Q _{máx} diária		Q _{máx} horária		
		normal	c/inf	normal	c/inf	normal	c/inf	normal	c/inf	
2008	204	0,28	0,68	0,14	0,54	0,34	0,74	0,51	0,91	11,02
2009	211	0,29	0,69	0,15	0,55	0,35	0,75	0,53	0,93	11,39
2010	218	0,30	0,70	0,15	0,55	0,36	0,76	0,55	0,95	11,77
2011	226	0,31	0,71	0,16	0,56	0,38	0,78	0,57	0,97	12,20
2012	233	0,32	0,72	0,16	0,56	0,39	0,79	0,58	0,98	12,58
2013	241	0,33	0,73	0,17	0,57	0,40	0,80	0,60	1,00	13,01
2014	248	0,34	0,74	0,17	0,57	0,41	0,81	0,62	1,02	13,39
2015	256	0,36	0,76	0,18	0,58	0,43	0,83	0,64	1,04	13,82
2016	263	0,37	0,77	0,18	0,58	0,44	0,84	0,66	1,06	14,20
2017	270	0,38	0,78	0,19	0,59	0,45	0,85	0,68	1,08	14,58
2018	278	0,39	0,79	0,19	0,59	0,46	0,86	0,70	1,10	15,01
2019	285	0,40	0,80	0,20	0,60	0,48	0,88	0,71	1,11	15,39
2020	293	0,41	0,81	0,20	0,60	0,49	0,89	0,73	1,13	15,82
2021	300	0,42	0,82	0,21	0,61	0,50	0,90	0,75	1,15	16,20
2022	308	0,43	0,83	0,21	0,61	0,51	0,91	0,77	1,17	16,63
2023	315	0,44	0,84	0,22	0,62	0,53	0,93	0,79	1,19	17,01
2024	323	0,45	0,85	0,22	0,62	0,54	0,94	0,81	1,21	17,44
2025	330	0,46	0,86	0,23	0,63	0,55	0,95	0,83	1,23	17,82
2026	337	0,47	0,87	0,23	0,63	0,56	0,96	0,84	1,24	18,20
2027	345	0,48	0,88	0,24	0,64	0,58	0,98	0,86	1,26	18,63
2028	352	0,49	0,89	0,24	0,64	0,59	0,99	0,88	1,28	19,01
Saturação	386	0,54	0,94	0,27	0,67	0,64	1,04	0,97	1,37	20,84



Tabela 27: Dados de Vazão e Carga Orgânica Utilizados Bacias A – SUB BACIA 3

Ano	População SB-03	Vazão em l/s								Carga Orgânica kg DBO/d
		Qméd		Qmín		Qmáx diária		Qmáx horária		
		normal	c/inf	normal	c/inf	normal	c/inf	normal	c/inf	
2008	659	0,92	1,56	0,46	1,10	1,10	1,74	1,65	2,29	35,59
2009	683	0,95	1,59	0,47	1,12	1,14	1,78	1,71	2,35	36,88
2010	707	0,98	1,63	0,49	1,14	1,18	1,82	1,77	2,41	38,18
2011	731	1,02	1,66	0,51	1,15	1,22	1,86	1,83	2,47	39,47
2012	755	1,05	1,69	0,52	1,17	1,26	1,90	1,89	2,53	40,77
2013	779	1,08	1,73	0,54	1,19	1,30	1,94	1,95	2,59	42,07
2014	803	1,12	1,76	0,56	1,20	1,34	1,98	2,01	2,65	43,36
2015	827	1,15	1,79	0,57	1,22	1,38	2,02	2,07	2,71	44,66
2016	851	1,18	1,83	0,59	1,24	1,42	2,06	2,13	2,77	45,95
2017	875	1,22	1,86	0,61	1,25	1,46	2,10	2,19	2,83	47,25
2018	899	1,25	1,89	0,62	1,27	1,50	2,14	2,25	2,89	48,55
2019	923	1,28	1,93	0,64	1,29	1,54	2,18	2,31	2,95	49,84
2020	947	1,32	1,96	0,66	1,30	1,58	2,22	2,37	3,01	51,14
2021	972	1,35	1,99	0,68	1,32	1,62	2,26	2,43	3,07	52,49
2022	996	1,38	2,03	0,69	1,34	1,66	2,30	2,49	3,13	53,78
2023	1.020	1,42	2,06	0,71	1,35	1,70	2,34	2,55	3,19	55,08
2024	1.044	1,45	2,09	0,73	1,37	1,74	2,38	2,61	3,25	56,38
2025	1.068	1,48	2,13	0,74	1,39	1,78	2,42	2,67	3,31	57,67
2026	1.092	1,52	2,16	0,76	1,40	1,82	2,46	2,73	3,37	58,97
2027	1.116	1,55	2,19	0,78	1,42	1,86	2,50	2,79	3,43	60,26
2028	1.140	1,58	2,23	0,79	1,44	1,90	2,54	2,85	3,49	61,56
Saturação	1.249	1,73	2,38	0,87	1,51	2,08	2,73	3,12	3,77	67,45



Tabela 28: Dados de Vazão e Carga Orgânica Utilizados Bacias A – SUB BACIA 4

Ano	População SB-04	Vazão em l/s								Carga Orgânica kg DBO/d
		Qméd		Qmín		Qmáx diária		Qmáx horária		
		normal	c/inf	normal	c/inf	normal	c/inf	normal	c/inf	
2008	316	0,44	1,09	0,22	0,87	0,53	1,18	0,79	1,44	17,06
2009	327	0,45	1,10	0,23	0,88	0,55	1,19	0,82	1,47	17,66
2010	339	0,47	1,12	0,24	0,89	0,57	1,21	0,85	1,50	18,31
2011	350	0,49	1,14	0,24	0,89	0,58	1,23	0,88	1,52	18,90
2012	362	0,50	1,15	0,25	0,90	0,60	1,25	0,91	1,55	19,55
2013	373	0,52	1,17	0,26	0,91	0,62	1,27	0,93	1,58	20,14
2014	385	0,53	1,18	0,27	0,92	0,64	1,29	0,96	1,61	20,79
2015	396	0,55	1,20	0,28	0,92	0,66	1,31	0,99	1,64	21,38
2016	408	0,57	1,22	0,28	0,93	0,68	1,33	1,02	1,67	22,03
2017	419	0,58	1,23	0,29	0,94	0,70	1,35	1,05	1,70	22,63
2018	431	0,60	1,25	0,30	0,95	0,72	1,37	1,08	1,73	23,27
2019	442	0,61	1,26	0,31	0,96	0,74	1,39	1,11	1,75	23,87
2020	454	0,63	1,28	0,32	0,97	0,76	1,41	1,14	1,78	24,52
2021	465	0,65	1,30	0,32	0,97	0,78	1,42	1,16	1,81	25,11
2022	477	0,66	1,31	0,33	0,98	0,80	1,44	1,19	1,84	25,76
2023	488	0,68	1,33	0,34	0,99	0,81	1,46	1,22	1,87	26,35
2024	500	0,69	1,34	0,35	1,00	0,83	1,48	1,25	1,90	27,00
2025	512	0,71	1,36	0,36	1,01	0,85	1,50	1,28	1,93	27,65
2026	523	0,73	1,38	0,36	1,01	0,87	1,52	1,31	1,96	28,24
2027	535	0,74	1,39	0,37	1,02	0,89	1,54	1,34	1,99	28,89
2028	550	0,76	1,41	0,38	1,03	0,92	1,57	1,38	2,02	29,70
Saturação	599	0,83	1,48	0,42	1,07	1,00	1,65	1,50	2,15	32,35

3.8.2 Concepção do Sistema Coletor de Esgoto Proposto

Conforme apresentado neste relatório e em virtude da escolha dos terrenos para abrigar as instalações das Estações de Tratamento de Esgotos de Dr. Pedrinho, bem como das condições topográficas encontradas na área urbana do município, foi estudado a alternativa para o traçado do sistema coletor de esgotos, que melhor contemplasse essas características e condicionantes. Nesta alternativa utilizou-se ao máximo o escoamento do esgoto por gravidade até atingir o ponto onde era necessário a instalação de estação elevatória. Neste sentido foram criadas 7 sub-bacias de esgotamento, que para conduzir o esgoto coletado, até a estação de tratamento, será necessário a instalação de 06 estações elevatórias, que conduzirão o esgoto coletado, através de emissários, até as ETE's, a serem instaladas próximo ao centro e ao bairro Salto Donner, que por sua vez encaminhará o efluente tratado para o rio Benedito e Capivari, corpos receptores definidos no Relatório 1 - Coleta e Análise dos Dados e Estudo Populacional.

Com o objetivo de otimizar os custos de implantação, o projeto do Sistema de Esgoto Sanitário de Dr. Pedrinho terá duas etapas de implantação, a primeira compreenderá o período de projeto entre os anos de 2008 a 2018 e a segunda, entre os anos de 2019 e 2028. Nas tabelas apresentadas a seguir são mostradas as principais características do sistema coletor de esgotos, resultantes do pré-dimensionamento das unidades que compõem o sistema.

Tabela 29: Sub- Bacia de Esgotamento e Extensão de Rede Coletora

BACIAS	Sub-Bacia de Esgotamento	Área de Abrangência (Ha)	Extensão da Rede Coletora Contribuinte (m)
BACIA A	1	32,19	2327,00
	2	20,32	2001,00
	3	65,76	3222,00
	4	31,50	3249,00
TOTAL	04 SUB_BACIAS	150,00 ha	10.799,00

3.8.3 Concepção do Sistema de Tratamento de Esgoto Proposto

3.8.3.1 Concepção do Sistema de Tratamento de Esgoto Bacia A.

Conforme apresentado a Estação de Tratamento de Esgoto – ETE, deste relatório, para a cidade de Dr. Pedrinho Bacia A será do tipo compacto, através da associação das unidades de Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente seguido de Filtro Biológico e Decantadores Secundários.

O sistema de tratamento será composto pelas seguintes unidades: Pré-Tratamento, Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente, Filtro Biológico Percolador, Decantadores, Leitões de Secagem e Laboratório. O desenho, em anexo, apresenta a locação da estação de tratamento de esgotos com as unidades componentes da mesma. E a seguir são apresentadas as principais características das unidades do sistema de tratamento de esgoto proposto.

3.8.3.2 Unidades do Sistema de Tratamento de Esgoto Proposto

3.8.3.2.1 Unidade de Pré-Tratamento

A Unidade de Pré-Tratamento será composta pelos seguintes elementos:

Gradeamento com barras paralelas:

Número de Unidades	1
Forma	Retangular
Largura do canal	0,20m
Velocidade máxima através das grades	0,50 m/s
Perda de carga – Grade Limpa	0,12 cm
Perda de carga – Grade 50% suja p/ $V=0,8\text{m/s}$	0,25cm
Quantidade de material retido max.	7,50 l/d
Inclinação da grade	45°
Limpeza	Manual através de cesto metálico 1

Caixa de Areia: Profundidade:1,30m;
Comprimento:5,00m;
Largura: 1,0 m;

Os esgotos isentos de areia são encaminhados pelo canal de ligação ao controle de vazão. Foi previsto um vertedouro tipo Parschall de 3" (7,60cm). Esta calha



atuará numa faixa de vazão de 0,80 à 53,80 l/s, sendo construída em fibra de vidro de seção contraída.

3.8.3.2.2 Reator Anaeróbico de Fluxo Ascendente - RAFA

Esta unidade conforme dimensionamento hidráulico realizado neste relatório, apresenta as seguintes dimensões:

Dimensões adotadas:

Nº. de Unidades.....	02;
Comprimento.....	5,00 m;
Largura.....	6,50 m;
Altura útil.....	3,50 m;
Volume total.....	227,50 m ³ .

3.8.3.2.3 Filtro Biológico Percolador

O filtro biológico percolador terá as seguintes dimensões:

Nº. de Unidades.....	01;
Diâmetro	5,00 m;
Altura útil.....	3,50 m;
Volume total.....	77,03 m ³ .

3.8.3.2.4 Decantador Secundário

Os efluentes do filtro biológico percolador serão encaminhados para o decantador circular. O decantador secundário será construído em concreto armado, com altura útil de 3,50 m, seção circular com diâmetro de 5,00 m, resultando num volume total de 70 m³.

3.8.3.2.5 Tanque de Contato

Para a realização da desinfecção do efluente final está previsto a desinfecção através de hipoclorito. Esse processo ocorrerá no tanque de contato que terá as seguintes dimensões:

Nº. de Unidades.....	01
Comprimento.....	3,50 m;
Largura.....	2,00 m;
Altura útil.....	1,00 m;



Volume total..... 7,00 m³.

3.8.3.2.6 Leitos de Secagem

Como unidade de desidratação do lodo gerado no sistema de tratamento e descartado através do RAFA, foi previsto a construção de leitos de secagens para a realização deste processo. Os leitos de secagens terão as seguintes dimensões:

Nº. de Unidades..... 4;
Comprimento..... 7,00 m;
Largura..... 5,00 m;
Altura útil..... 0,60 m;
Área Total..... 121,50 m².

3.8.3.2.7 Laboratório e Casa de Comando

Para o controle operacional do processo de tratamento, quer seja através dos sistemas de comandos elétricos das unidades que compõem a ETE, quer seja para o controle dos parâmetros físico-químicos e bacteriológicos do processo de tratamento, foi previsto a construção de uma unidade que abrigará esses sistemas. O laboratório/casa de comando terá as seguintes dimensões em planta:

Nº. de Unidades..... 1;
Comprimento..... 9,25 m;
Largura..... 8,85 m;

3.8.3.2.8 Sistema de Reuso

O sistema de reuso do efluente tratado foi previsto neste projeto, com a finalidade de fazer uso do efluente após o processo de desinfecção, haja vista, a possibilidade do uso do mesmo nos seguintes locais: Lavagem das mantas de geotêxtil, rega de jardim da ETE, limpeza de calçadas e das unidades do sistema de tratamento, quando assim for necessário. O sistema contará com um conjunto de recalque, instalado na saída do tanque de contato de cloro, que através de uma rede de tubulações, devidamente especificada, conduzirá o efluente para diversos pontos de tomada, instalados ao lado das principais unidades do sistema de tratamento.

3.8.4 Estimativa de Custos Por Unidade do Sistema de Esgotos da Bacia A

Apresentamos a seguir a estimativa de custos do sistema de esgotos de Dr. Pedrinho da Bacia A, por unidade do sistema, conforme tabela a segue:

Tabela 30: Estimativa de Custos do Sistema de Esgotos de Dr. Pedrinho Bacia A

Unidade do Sistema	Custo Unitário (R\$)
Rede Coletora de Esgoto e Ligações Domiciliares	2.160.000,00
Estações Elevatórias	200.000,00
Estação de Tratamento de Esgoto Bacia A	561.592,45
Emissário Final	19.000,00
Total	2.940.592,45

4 Referências Bibliográficas

AISSE, M. M.; LOBATTO, M. B.; JÜERGENSEN, D.; ALÉM SOBRINHO, P. Tratamento de Efluentes de Reatores Anaeróbios com Digestão de Adensamento do Lodo Aeróbio no Reator UASB. In: Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental (ABES – Associação Brasileira de Engenharia Sanitária),

PENETRA, R. G.; REALI M. A. P. & CAMPOS J. R. (2003). Desempenho de sistema experimental de tratamento de esgoto sanitário composto de Reator Anaeróbio de Leito Expandido seguido de unidade de flotação por Ar Dissolvido face às variações na quantidade de ar fornecido ao processo. In: 22º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental.

VON SPERLING, M. (1995). Introdução à Qualidade das Águas e ao Tratamento de Esgoto.

ALÉM SOBRINHO, P. (2003). Processo de Tratamento de Esgoto no Litoral Paulista - Pré-condicionamento para a disposição oceânica. In: Workshop Internacional: Emissários Submarinos: projetos, avaliação de impacto ambiental e monitoramento. CETESB.