

APRESENTAÇÃO

A YC Engenharia apresenta à CODEVASF – Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e do Parnaíba, o **Projeto Básico** do Sistema de Esgoto Sanitário da cidade de **Ubaí/ MG**.

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

O presente trabalho é composto dos seguintes volumes:

- Volume 1 – Estudo de Reconhecimento;
- Volume 2 – Estudo de Concepção e Viabilidade;
- Volume 3 – Levantamentos Topográficos;
- **Volume 4 – Projeto Básico:**
 - **Tomo 4.1 – Memorial Descritivo e de Cálculo;**
 - Tomo 4.2 – Desenhos das Redes Coletoras;
 - Tomo 4.3 – Desenhos das Redes Coletoras e Interceptores;
 - Tomo 4.4 – Desenhos das Elevatórias e ETE;
 - Tomo 4.5 – Desenhos da Estação de Tratamento de Esgotos - ETE;
 - Tomo 4.6 – Orçamento e Especificação Particular de Obras.
 - Anexo A – Especificação Geral de Materiais;
 - Anexo B – Especificação Geral de Execução.
- Volume 5 – Levantamentos Geotécnicos;
- Volume 6 – Projeto Elétrico;
- Volume 7 – Projeto Estrutural;
- Volume 8 – Manual de Operação e Manutenção;
- Volume 9 – Resumo do Projeto.

Data da Licitação: 17/10/2007

Nº do Edital: 30/2007

Contrato de Prestação de Serviço: N°0.06.08.0025.00

Ordem de Serviço: N°01

Responsável Técnico:

Período: 30/01/08 a 30/07/08

Luiz Casuo Yamatogi CREA 10.870/D - MG

Emissão: Maio/2008

Coordenação: CODEVASF

Revisão: B - Setembro/2008

YC ENGENHARIA

Engº Luiz Casuo Yamatogi

SUMÁRIO

PROJETO BÁSICO – UBAÍ

MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO – TOMO 4.1

1. INTRODUÇÃO	11
2. SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO EXISTENTE	13
3. PROJEÇÃO POPULACIONAL.....	17
4. CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE DIMENSIONAMENTO	21
4.1 – Alcance de Projeto	21
4.2 – Parâmetros Básicos	21
4.2.1 – Nível de atendimento (At)	21
4.2.2 – Coeficientes de Variação (Conforme NBR 09649)	21
4.2.3 – Consumo per capita.....	22
4.2.4 – Cálculo das Vazões	23
4.3 – Parâmetros para Dimensionamento das Redes Coletoras e Interceptor	23
4.4 – Parâmetros para Dimensionamento de Elevatória de Esgotos e Linha de Recalque.....	26
4.4.1 – Vazões Mínimas, Médias e Máximas	26
4.4.2 – Gradeamento.....	26
4.4.3 – Linha de Recalque.....	27
4.4.4 – Poço de Sucção.....	28
4.4.5 – Escolha do Tipo de Elevatória	30
4.5 – Parâmetros para Dimensionamento da Estação de Tratamento de Esgotos.....	33
4.5.1 – Carga Orgânica de Contribuição Unitária	33
4.5.2 – Gradeamento.....	33
4.5.3 – Caixa de Areia	34
4.5.4 – Lagoas Anaeróbias.....	35
4.5.5 – Lagoas Facultativas	35
4.5.6 – Lagoas de Maturação	35
5. DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES DE DIMENSIONAMENTO	38
5.1 – Vazões de Dimensionamento das Redes Coletoras e Interceptor	38
5.2 – Vazões de Dimensionamento das Elevatórias de Esgoto Bruto	41
5.3 – Vazões para Dimensionamento da ETE	41
6. SISTEMA PROPOSTO	44
6.1 – Introdução	44
6.2 – Ligações Prediais.....	46
6.3 – Redes Coletoras	46
6.4 – Interceptores	99
6.4.1 – Interceptor Perímetro Urbano	99
6.4.2 – Interceptor Riacho Galeão Margem Esquerda	100
6.5 – Estações Elevatórias de Esgoto Bruto	109

6.5.1 – Estação Elevatória de Esgoto Bruto – EEB-01	109
6.5.2 – Estação Elevatória de Esgoto Bruto Final	119
6.6 – Estação de Tratamento de Esgotos	129
6.6.1 – Tratamento Preliminar	132
6.6.1.1 – Caixa de Amortização	132
6.6.1.2 – Calha Parshall	132
6.6.1.3 – Caixa de Areia - Limpeza Manual	134
6.6.1.4 – Grade Fina	136
6.6.2 – Sistema de Lagoas de Estabilização	139
6.6.2.1 – Lagoas Anaeróbias	140
6.6.2.2 – Lagoa Facultativa	146
6.6.2.3 – Lagoas de Maturação	149
6.6.3 – Emissário	158
6.6.4 – Aterro Controlado	158
ANEXO	160
PROPOSTAS CONJUNTOS MOTO-BOMBA	161

PROJETO BÁSICO – UBAÍ

RELAÇÃO DE DESENHOS – TOMO 4.2

REDES COLETORAS

DISCRIMINAÇÃO	DESENHO Nº
Planta Geral – Setores Censitários e Sub-Bacias	01/64
Planta Geral – Sistema Proposto	02/64
Rede Coletora – Planta de Locação	03/64
Rede Coletora – Planta de Locação.....	04/64
Rede Coletora – Planta de Locação.....	05/64
Rede Coletora – Planta Construtiva	06/64
Rede Coletora – Planta Construtiva	07/64
Rede Coletora – Planta Construtiva	08/64
Rede Coletora – Planta e Perfil - Sub-Bacia 01	09/64
Rede Coletora – Planta e Perfil - Sub-Bacia 01	10/64
Rede Coletora – Planta e Perfil - Sub-Bacia 01	11/64
Rede Coletora – Planta e Perfil - Sub-Bacia 01 e Sub-Bacia 02	12/64
Rede Coletora – Planta e Perfil - Sub-Bacia 02.....	13/64
Rede Coletora – Planta e Perfil - Sub-Bacia 03.....	14/64
Rede Coletora – Planta e Perfil - Sub-Bacia 04 e Sub-Bacia 05	15/64
Rede Coletora – Planta, Perfil e Detalhe - Sub-Bacia 04 e Sub-Bacia 05	16/64

PROJETO BÁSICO – UBAÍ

RELAÇÃO DE DESENHOS – TOMO 4.3

REDES COLETORAS E INTERCEPTORES

DISCRIMINAÇÃO	DESENHO Nº
Rede Coletora – Planta e Perfil - Sub-Bacia 05.....	17/64
Rede Coletora – Planta e Perfil - Sub-Bacia 06.....	18/64
Rede Coletora – Planta e Perfil - Sub-Bacia 06.....	19/64
Rede Coletora – Planta e Perfil - Sub-Bacia 06 e Sub-Bacia 07	20/64
Rede Coletora – Planta e Perfil - Sub-Bacia 07	21/64
Rede Coletora – Planta e Perfil - Sub-Bacia 07	22/64
Rede Coletora – Planta e Perfil - Sub-Bacia 07	23/64
Rede Coletora – Planta e Perfil - Sub-Bacia 07	24/64
Rede Coletora – Planta e Perfil - Sub-Bacia 08.....	25/64
Rede Coletora – Planta e Perfil - Sub-Bacia 08.....	26/64
Rede Coletora – Detalhe dos PV's Aéreos	27/64
Interceptor Perímetro Urbano – Planta e Perfil	28/64
Interceptor Perímetro Urbano – Planta e Perfil	29/64
Interceptor Perímetro Urbano – Planta e Perfil	30/64
Interceptor Riacho Galeão ME – Planta e Perfil	31/64
Interceptor Riacho Galeão ME – Planta e Perfil	32/64
Poço de Visita Padrão COPASA - P-039	33/64
Poço de Visita Padrão COPASA - P-062	34/64

PROJETO BÁSICO – UBAÍ

RELAÇÃO DE DESENHOS – TOMO 4.4

ELEVATÓRIAS E ETE

DISCRIMINAÇÃO	DESENHO Nº
Elevatória EEB -01 – Planta de Locação, Seções e Detalhes	35/64
Elevatória EEB -01 – Planta e Corte	36/64
Elevatória EEB -01 – Plantas, Cortes e Detalhes.....	37/64
Elevatória EEB -01 – Cortes.....	38/64
Elevatória EEB -01 – Linha de Recalque - Planta, Perfil e Detalhes.....	39/64
Elevatória EEB Final – Planta de Locação e Detalhes.....	40/64
Elevatória EEB Final – Plantas e Cortes	41/64
Elevatória EEB Final – Cortes e Detalhes	42/64
Elevatória EEB Final – Linha de Recalque - Planta, Perfil, Seções e Detalhes..	43/64
ETE Ubaí – Situação e Localização - Planta.....	44/64
ETE Ubaí – Terraplanagem e Sondagem - Planta	45/64
ETE Ubaí – Terraplanagem e Sondagem - Perfis	46/64
ETE Ubaí – Terraplanagem e Sondagem - Perfis	47/64
ETE Ubaí – Interligações - Planta e Detalhes	48/64
ETE Ubaí – Perfil Hidráulico.....	49/64
ETE Ubaí – Tratamento Preliminar - Planta, Cortes e Detalhes.....	50/64

PROJETO BÁSICO – UBAÍ

RELAÇÃO DE DESENHOS – TOMO 4.5

ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS - ETE

DISCRIMINAÇÃO	DESENHO Nº
ETE Ubaí – Lagoas Anaeróbias - Planta.....	51/64
ETE Ubaí – Lagoas Anaeróbias Cx 1 e 2 - Planta, Cortes e Detalhes.....	52/64
ETE Ubaí – Lagoas Anaeróbias - Detalhes.....	53/64
ETE Ubaí – Lagoa Facultativa - Planta	54/64
ETE Ubaí – Lagoa Facultativa - Perfil e Detalhes	55/64
ETE Ubaí – Lagoas de Maturação - Planta, Perfil e Detalhes.....	56/64
ETE Ubaí – Lagoas de Maturação - Detalhes.....	57/64
ETE Ubaí – Laboratório - Planta, Cortes e Detalhes	58/64
ETE Ubaí – Laboratório - Projeto Hidráulico	59/64
ETE Ubaí – Aterro Controlado - Planta, Perfis e Detalhes	60/64
ETE Ubaí – Drenagem Pluvial - Planta e Detalhes	61/64
ETE Ubaí – Drenagem Pluvial - Detalhes	62/64
ETE Ubaí – Geométrico - Planta e Perfis.....	63/64
ETE Ubaí – Urbanização e Paisagismo - Planta e Detalhes.....	64/64

1. INTRODUÇÃO

1. INTRODUÇÃO

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

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

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

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

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

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

2. SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO EXISTENTE

2. SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO EXISTENTE

O sistema de esgoto sanitário de Ubaí é administrado pela Prefeitura Municipal sendo constituído de fossas sépticas ou “negras”. Esse sistema é fonte de preocupação constante para a administração pública municipal pela contaminação do lençol freático e pela necessidade de manter uma estrutura para manutenção das fossas sépticas comunitárias ou mesmo individuais. Segundo informações da Prefeitura, a limpeza das fossas ocorre a uma média de quatro unidades por dia. É premente a necessidade de implantar um sistema dinâmico de esgotos sanitários.

Para tanto, a topografia da cidade possui um complicador que é a divisão da área urbana em duas bacias hidrográficas. A principal, do Riacho Galeão, recebe a contribuição de 70% da área urbana e a bacia do Riacho Canoas recebe os outros 30% da área urbana. Apesar de o Riacho Canoas ser afluente do Riacho Galeão a sua foz acontece em um ponto muito distante da área urbana.

Para solucionar este problema a visita ao local permitiu-nos definir que a reversão dos esgotos da bacia do Riacho Canoas, para tratá-los numa única ETE próximo ao Riacho Galeão, seria a alternativa mais viável, mesmo porque, a utilização da área urbana com o Riacho Canoas é distante e o talvegue é seco.

Uma característica própria das redes coletoras a serem projetadas em Ubaí refere-se às ruas onde as edificações estão abaixo do greide e necessitarão ser avaliadas para definir como se farão suas ligações prediais.

Ubaí possui ainda uma característica relacionada à formação do subsolo com o surgimento de afloramentos rochosos em vários pontos, o que dificultará sobremaneira as escavações para implantação do sistema de esgoto sanitário, como se pode observar nas Fotos 2.1 a 2.3.

Vislumbra-se a possibilidade de utilização do Riacho Galeão como corpo receptor para lançamento do efluente tratado devido à sua proximidade com o centro urbano, devendo ser investigada em estudo de autodepuração que também definirá as eficiências mínimas de tratamento, objetivando o tratamento eficaz dos esgotos para evitar a poluição dos corpos d'água da região. A Foto 2.4 apresenta o Riacho Galeão.

O sistema de esgotos de Ubaí deverá ser constituído de redes coletoras, interceptores, estações elevatórias de esgoto bruto e estação de tratamento.

FOTO 2.1 – AFLORAMENTOS ROCHOSOS EM UBAÍ



FOTO 2.2 – AFLORAMENTOS ROCHOSOS EM UBAÍ



FOTO 2.3 – AFLORAMENTOS ROCHOSOS EM UBAÍ



FOTO 2.4 – RIACHO GALEÃO



3. PROJEÇÃO POPULACIONAL

3. PROJEÇÃO POPULACIONAL

A Projeção Populacional para a sede urbana de Ubaí está apresentada com maiores detalhes no ***Volume 1 – Estudo de Reconhecimento e Volume 2 – Estudo de Concepção e Viabilidade.***

Apresentam-se neste volume os resultados encontrados para embasar os cálculos posteriores das unidades componentes do SES da sede urbana de Ubaí.

A projeção populacional para a sede urbana de Ubaí é apresentada no Quadro 3.1.

Com a definição da projeção populacional para a sede urbana do município, é definida no Quadro 3.2 a projeção por setor censitário.

O produto das frações das áreas do setor censitário pelas densidades populacionais de projeto definidas no Quadro 3.2 tem como resultado as populações contribuintes de cada uma das 03 (três) sub-bacias pertencentes à área de projeto de Ubaí. O Quadro 3.3 mostra as populações de cada sub-bacia para os anos de 2.008 e 2.028, respectivamente ano de início e alcance do plano.

Apresenta-se no Volume 4 - Tomo 4.2, Folha 01/64, a Planta Geral de Ubaí com as divisões dos setores censitários e sub-bacias.

QUADRO 3.1 – PROJEÇÃO POPULACIONAL DA SEDE URBANA DE UBAÍ

ANO	POPULAÇÃO URBANA	TAXA (%)
1.970	1.090	-
1.980	1.618	3,30
1.991	2.500	5,17
2.000	3.450	6,14
2.001	3.583	3,86
2.002	3.721	
2.003	3.865	
2.004	4.014	
2.005	4.169	
2.006	4.330	
2.007	4.497	
2.008	4.671	
2.009	4.851	
2.010	5.039	
2.011	5.115	1,52
2.012	5.193	
2.013	5.272	
2.014	5.352	
2.015	5.433	
2.016	5.516	
2.017	5.600	
2.018	5.685	
2.019	5.771	
2.020	5.859	
2.021	5.925	1,12
2.022	5.991	
2.023	6.058	
2.024	6.126	
2.025	6.194	
2.026	6.264	
2.027	6.334	
2.028	6.405	
TAXA (%) 2.001 - 2.028		2,23

QUADRO 3.2 – PROJEÇÃO POPULACIONAL POR SETOR CENSITÁRIO – UBAÍ

SETOR CENSITÁRIO (IBGE)	ÁREA IBGE (ha)	ÁREA PROJETO (ha)	POPULAÇÃO (hab)			DENSIDADE POPULACIONAL (hab/ha)		
			2.000	2.008	2.028	2.000	2.008	2.028
1	139,14	94,84	1.116	1.511	2.072	8,02	15,93	21,85
2	19,93	25,27	1.195	1.618	2.219	59,96	64,02	87,79
3	39,43	38,84	1.139	1.542	2.115	28,89	39,70	54,44
TOTAL	198,50	158,95	3.450	4.671	6.405	17,38	29,39	40,30

QUADRO 3.3 – PROJEÇÃO POPULACIONAL POR SUB-BACIA - UBAÍ

SUB BACIA	SETOR CENSITÁRIO (IBGE)	ÁREA (ha)	POPULAÇÃO (hab)		POPULAÇÃO TOTAL (hab)		DENSIDADE (hab/ha)	
			2.008	2.028	2.008	2.028	2.008	2.028
SB-01	1	46,05	734	1.006	734	1.006	15,93	21,85
SB-02	1	12,51	199	273	199	273	15,93	21,85
SB-03	1	11,15	178	244	178	244	15,93	21,85
SB-04	1	3,70	59	81	59	81	15,93	21,85
SB-05	1	3,81	61	83	709	972	15,93	21,85
	2	8,87	568	779			64,02	87,79
	3	2,02	80	110			39,70	54,44
SB-06	3	18,01	715	981	715	981	39,70	54,44
SB-07	1	17,62	281	385	1.589	2.179	15,93	21,85
	2	16,40	1.050	1.440			64,02	87,79
	3	6,51	258	354			39,70	54,44
SB-08	3	12,30	488	670	488	670	39,70	54,44
TOTAL		158,95	4.671	6.405	4.671	6.405		

4. CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE DIMENSIONAMENTO

4. CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE DIMENSIONAMENTO

Os parâmetros para o dimensionamento foram definidos a partir de:

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

4.1 – Alcance de Projeto

O alcance de plano para o Projeto Básico prevê:

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

4.2 – Parâmetros Básicos

4.2.1 – Nível de atendimento (At)

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

4.2.2 – Coeficientes de Variação (Conforme NBR 09649)

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

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

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

4.2.3 – Consumo per capita

O consumo *per capita* de água foi avaliado por meio de uma série histórica mensal de 12 (doze) meses, tomando-se por base os consumos de água das economias micromedidas informadas por meio dos Boletins de Informações Básicas Operacionais e Gerenciais (IBO/IBG), período de 01/2007 a 12/2007, da Companhia de Saneamento de Minas Gerais - COPASA, concessionária do sistema de abastecimento de água da sede do município de Ubaí, conforme Quadro 4.2.1.

QUADRO 4.2.1 – CONSUMO PER CAPITA DE ÁGUA DA SEDE DO MUNICÍPIO DE UBAÍ

MÊS/ ANO	PER CAPITA MICROMEDIDO (l/hab.x dia)
jan/07	91,29
fev/07	95,94
mar/07	92,26
abr/07	102,99
mai/07	81,80
jun/07	99,87
jul/07	98,56
ago/07	105,76
set/07	111,06
out/07	116,92
nov/07	110,60
dez/07	89,47
MÉDIA	99,77

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

O *per capita* médio micromedido deste período é de 99,77 l/(hab. x dia).

Adotar-se-á o valor de 100 l/ (hab. x dia).

4.2.4 – Cálculo das Vazões

- Vazão Média

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

Onde:

- $Q_{\text{méd}}$ \Rightarrow Vazão média (l/s);
- P \Rightarrow População (hab);
- At \Rightarrow Nível de atendimento (%);
- q \Rightarrow Consumo *per capita* = 100 l/(hab. x dia);
- C \Rightarrow Coeficiente de retorno água/esgoto = 0,80;
- CI \Rightarrow Taxa de infiltração (l/s).

- Vazão para Verificação do Dimensionamento (l/s)

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

- Vazão Máxima Diária (l/s)

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

- Vazão Máxima Horária (l/s)

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

4.3 – Parâmetros para Dimensionamento das Redes Coletoras e Interceptor

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

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

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

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

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

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

O diâmetro mínimo adotado foi de 150 mm.

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

- Tensão Trativa

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

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

- σ_t \Rightarrow Tensão Trativa (Pa);
- γ \Rightarrow Peso específico da água = 10^4 N/m³;
- R_h \Rightarrow Raio hidráulico (m);
- I_o \Rightarrow Declividade do trecho (m/m).

- Velocidades Mínimas e Máximas

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

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

- Lâmina

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

- Locação da rede

Os coletores deverão ser locados no terço médio mais desfavorável das ruas. Nas vias públicas, com largura igual ou superior a 20 m, serão projetados dois coletores, um de cada lado, localizados na pista de rolamento a 1,50 m do meio-fio. Redes coletoras com profundidades maiores que 5,00 metros terão coletores auxiliares evitando as grandes profundidades dos ramais prediais.

- Profundidade

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

- Tubo de Queda

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

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

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

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

- Ponta Seca

Será dispensado o uso de PV de cabeceira, considerando-se que durante as obras a rede seja devidamente cadastrada, a ponta tamponada e com testemunha apropriada.

4.4 – Parâmetros para Dimensionamento de Elevatória de Esgotos e Linha de Recalque

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

4.4.1 – Vazões Mínimas, Médias e Máximas

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

4.4.2 – Gradeamento

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

$$V = Q \times \tau$$

Sendo:

- $V \Rightarrow$ Volume de material retido (l/s);
- $Q \Rightarrow$ Vazão afluyente (m^3/s);
- $\tau \Rightarrow$ Taxa de material retido (l/m^3).

Foram adotados os valores, segundo Schroepfer, que estimam a variação da quantidade de material retido, em relação às aberturas das grades conforme apresentado no Quadro 4.4.1 apresentado a seguir.

QUADRO 4.4.1 - CORRELAÇÃO ENTRE O ESPAÇAMENTO ENTRE AS GRADES E TAXA DE MATERIAL RETIDO

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

4.4.3 – Linha de Recalque

Altura Manométrica

A altura manométrica foi determinada a partir da seguinte expressão:

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

Onde:

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

Altura Geométrica

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

Perda de Carga Contínua – hf_c

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

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

Onde:

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

Perdas de Cargas Localizadas - hf_L

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

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

Onde:

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

4.4.4 – Poço de Sucção

Volume Útil

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

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

Sendo,

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

Área Útil

$$A_u = \frac{V_u}{H_u}$$

Sendo,

- $A_u \Rightarrow$ Área útil (m^2);
- $V_u \Rightarrow$ Volume Útil (m^3);
- $H_u \Rightarrow$ Altura entre os níveis de operação (m).

Volume Efetivo

$$V_{ef} = A_b \times H_m - V_{enchimento}$$

Sendo,

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

Ciclo de funcionamento

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

Sendo,

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

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

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

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

Tempo de Detenção (Td)

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

Sendo,

- $T_d \Rightarrow$ Tempo de detenção (min);
- $V_{ef} \Rightarrow$ Volume efetivo (m^3);
- $Q_m \Rightarrow$ Vazão média (m^3/min)

Velocidades de Sucção e Recalque

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

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

Sendo:

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

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

4.4.5 – Escolha do Tipo de Elevatória

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

- Vazões afluentes: porte e variação;

- Alturas manométricas;
- Localização e níveis de prováveis inundações;
- Aspectos técnico-econômicos.

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

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

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

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

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

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

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

- *Estação Elevatória Subterrânea Equipada com Conjuntos Submersíveis*

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

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

Para inspeção, o conjunto moto-bomba é içado do fundo do poço, direcionado por tubos guias, sem desconectar quaisquer ligações. O acoplamento é automático à

conexão de descarga pela correspondência entre os flanges desta e do conjunto moto-bomba. Elimina-se, então, a entrada no poço, para esses casos.

Aspectos Importantes:

- Baixo custo de instalação: exclusão de peças especiais, com redução de espaço necessário, resultando menor movimentação de volumes para escavação;
 - Fácil inspeção sem esvaziamento ou descida ao poço;
 - Segurança de funcionamento: comandos automáticos e alarmes no caso de avarias. Dispensa ajuste das gaxetas, lubrificação dos rolamentos, com período normal de funcionamento variando entre dois ou três anos;
 - Acessórios: quadro de comando automático, conexão para tubo de recalque e suporte da bomba, suporte dos cabos elétricos e das guias da bomba, reguladores de nível facilmente encontrados no mercado. Dispensa peças na sucção e peças especiais;
 - Observação da limitação relativa à altura manométrica de recalque, capacidade e eficiência de operação dos conjuntos;
 - Inconveniência da lavagem e desinfecção do equipamento nas ocasiões de manutenção.
- *Estação Elevatória com Conjuntos Centrífugos de Eixo Horizontal em Poço Seco*

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

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

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

A manutenção é executada com emprego de ferramentas manuais comuns.

Aspectos importantes dos dispositivos gerais das elevatórias:

- Será necessária a instalação de dispositivos de controle de nível para acionamento das bombas;

- Os poços de sucção deverão ser dotados de extravasores *by pass*, na eventualidade de falta de energia elétrica, pane no sistema eletromecânico e/ou manutenção no sistema;
- Na chegada da tubulação afluenta à elevatória deverá ser instalado cesto, protegendo as bombas contra sólidos de diâmetros excessivos ou corpos estranhos.

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

4.5 – Parâmetros para Dimensionamento da Estação de Tratamento de Esgotos

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

4.5.1 – Carga Orgânica de Contribuição Unitária

A carga orgânica de contribuição unitária adotada foi de 45 g DBO₅/hab. x dia.

4.5.2 – Gradeamento

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

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

Parâmetro para Dimensionamento

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

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

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

Sendo:

- S \Rightarrow Área do canal (m²);
- Au \Rightarrow Área útil para velocidade de projeto (m²)
- Q \Rightarrow Vazão afluyente (m³/s)
- V \Rightarrow Velocidade de projeto (m/s)
- a \Rightarrow Espaçamento entre as barras (cm);
- t \Rightarrow Espessura das barras (cm);
- E \Rightarrow Eficiência da grade.

4.5.3 – Caixa de Areia

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

Os critérios para limpeza desta são:

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

Parâmetros Básicos do Dimensionamento

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

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

- b \Rightarrow Largura da caixa (m);
- Q \Rightarrow Vazão dos esgotos (m³/s);
- H \Rightarrow Altura da lâmina de água (m);
- V \Rightarrow Velocidade do fluxo (m/s) = 0,30 m/s;

- $S \Rightarrow$ Área molhada (m^2).
- Taxa de Escoamento Superficial $\Rightarrow 600$ a $1.300 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{dia}$

4.5.4 – Lagoas Anaeróbias

- Profundidade (h) $\Rightarrow 4,0$ a $5,0 \text{ m}$;
- Tempo de detenção hidráulica (TDH) $\Rightarrow 3$ a 6 dias;
- Taxa de aplicação volumétrica (L_v) $\Rightarrow 0,1$ a $0,3 \text{ kg DBO}_5/(\text{m}^3 \times \text{dia})$;
- Carga de DBO afluente - (S_o) \Rightarrow calculada para cada alternativa;
- Eficiência na remoção de DBO (E) $\Rightarrow 60\%$.

4.5.5 – Lagoas Facultativas

- Profundidade (h) $\Rightarrow 1,5$ a $3,0 \text{ m}$;
- Taxa de Aplicação Superficial (TAS) \Rightarrow Varia com a temperatura local, latitude, exposição solar, altitude entre outros. Adotado o limite entre as faixas para regiões com inverno e insolação moderados, e regiões com inverno quente e elevada insolação $\Rightarrow 240 \text{ kg DBO}_5/(\text{ha} \times \text{dia})$;
- Tempo de Detenção Hidráulica (TDH) $\Rightarrow 15$ a 45 dias;
- Coeficiente de Remoção de DBO $\Rightarrow K_{20^\circ\text{C}} = 0,20 \text{ d}^{-1}$ (precedida de lagoa anaeróbia), e $K_{20^\circ\text{C}} = 0,30 \text{ d}^{-1}$ (para lagoa facultativa única);
- Remoção de DBO e SS $\Rightarrow 75$ a 85% ; e
- Remoção de coliformes $\Rightarrow 80$ a 90% .

4.5.6 – Lagoas de Maturação

- Profundidade (h) $\Rightarrow 0,8$ a $1,5 \text{ m}$;
- Tempo de Detenção Hidráulica (TDH) = 3 a 6 dias;
- Carga de coliformes *per capita*: 10^9 a 10^{12} CF/dia ;
- Concentração máxima na mistura do efluente/corpo receptor $\leq 1000 \text{ CF/100 ml}$ (corpo receptor Classe 2);

- Remoção de coliformes do sistema de lagoas: 99 a 99,99% (função do corpo receptor).

5. DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES DE DIMENSIONAMENTO

5. DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES DE DIMENSIONAMENTO

5.1 – Vazões de Dimensionamento das Redes Coletoras e Interceptor

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

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

Na obtenção das vazões de cada sub-bacia foram calculadas as vazões de esgotos domésticos somadas às vazões de infiltração, utilizando-se da população em cada área de contribuição e os critérios e parâmetros descritos no Capítulo 4.

Como citado no item 4.2.2 a infiltração é dada por:

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

$L = \text{Extensão de rede.}$

Sendo utilizado o índice que apresentar a menor infiltração.

Considerando a primeira alternativa para o cálculo da vazão de infiltração, 25% da vazão máxima horária doméstica, obtém-se 2,67 l/s de CI ao final de plano (pior situação).

Para a segunda alternativa será adotado 0,1 l/s x km de rede (índice normalmente adotado pela COPASA). Por meio do levantamento topográfico foram contabilizados 29.762 metros de redes coletoras a projetar. Logo, obtém-se 2,98 l/s de coeficiente de infiltração.

Entre as duas alternativas a que apresenta a menor infiltração é a primeira: 25% da vazão máxima horária.

As vazões utilizadas para o cálculo das redes coletoras e interceptor estão apresentadas nos Quadros 5.1.1 a 5.1.2.

QUADRO 5.1.1 – VAZÕES CONTRIBUINTES DAS SUB-BACIAS - ANO 2.008
SEDE URBANA DE UBAÍ - REDES COLETORAS, INTERCEPTOR E ELEVATÓRIAS

SUB-BACIAS	POPULAÇÃO (hab)		VAZÕES (l/s)						
			DOMÉSTICA			Q _{infiltração}	TOTAL		
	TOTAL	ATENDIDA	Q _{mín}	Q _{média}	Q _{máx.hor}		Q _{mín}	Q _{média}	Q _{máx.hor}
SB-1	734	734	0,34	0,68	1,22	0,31	0,65	0,98	1,53
SB-2	199	199	0,09	0,18	0,33	0,08	0,18	0,27	0,42
SB-3	178	178	0,08	0,16	0,30	0,07	0,16	0,24	0,37
SB-4	59	59	0,03	0,05	0,10	0,02	0,05	0,08	0,12
SB-5	709	709	0,33	0,66	1,18	0,30	0,62	0,95	1,48
SB-6	715	715	0,33	0,66	1,19	0,30	0,63	0,96	1,49
SB-7	1.589	1.589	0,74	1,47	2,65	0,66	1,40	2,13	3,31
SB-8	488	488	0,23	0,45	0,81	0,20	0,43	0,66	1,02
TOTAL	4.671	4.671	2,16	4,32	7,78	1,95	4,11	6,27	9,73

C: 0,80
 K1: 1,2
 K2: 1,5
 K3: 0,5
 q: 100 l/hab x dia
 Infiltração: 25% Q_{máx horária}
 Atendimento: 100%

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

QUADRO 5.1.2 – VAZÕES CONTRIBUINTES DAS SUB-BACIAS - ANO 2.028
SEDE URBANA DE UBAÍ - REDES COLETORAS, INTERCEPTOR E ELEVATÓRIAS

SUB-BACIAS	POPULAÇÃO (hab)		VAZÕES (l/s)						
			DOMÉSTICA			Q _{infiltração}	TOTAL		
	TOTAL	ATENDIDA	Q _{mín}	Q _{média}	Q _{máx.hor}		Q _{mín}	Q _{média}	Q _{máx.hor}
SB-1	1.006	1.006	0,47	0,93	1,68	0,42	0,88	1,35	2,10
SB-2	273	273	0,13	0,25	0,46	0,11	0,24	0,37	0,57
SB-3	244	244	0,11	0,23	0,41	0,10	0,21	0,33	0,51
SB-4	81	81	0,04	0,07	0,13	0,03	0,07	0,11	0,17
SB-5	972	972	0,45	0,90	1,62	0,41	0,86	1,31	2,03
SB-6	981	981	0,45	0,91	1,63	0,41	0,86	1,32	2,04
SB-7	2.179	2.179	1,01	2,02	3,63	0,91	1,92	2,93	4,54
SB-8	670	670	0,31	0,62	1,12	0,28	0,59	0,90	1,40
TOTAL	6.405	6.405	2,97	5,93	10,67	2,67	5,63	8,60	13,34

C: 0,80

K1: 1,2

K2: 1,5

K3: 0,5

q: 100 l/hab x dia

Infiltração: 25% Q_{máx horária}

Atendimento: 100%

Q_{DOMÉSTICA} :

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

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

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

Q_{TOTAL} :

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

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

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

5.2 – Vazões de Dimensionamento das Elevatórias de Esgoto Bruto

Para o desenvolvimento do SES de Ubaí foi observado à necessidade de execução de 02 (duas) elevatórias de esgoto bruto:

- Uma elevatória (EEB-01) de reversão locada no prolongamento da Rua Armelita P. Chagas;
- Uma elevatória final (EEB-FINAL), locada no final dos interceptores Perímetro Urbano e Riacho Galeão ME, para recalque de todo o esgoto da sede urbana de Ubaí à ETE.

As vazões utilizadas para o cálculo das elevatórias da sede urbana foram extraídas dos Quadros 5.1.1 e 5.1.2.

5.3 – Vazões para Dimensionamento da ETE

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

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

Na obtenção das vazões para dimensionamento da ETE foram calculadas as vazões ano a ano, conforme apresentado no Quadro 5.3.1.

QUADRO 5.3.1 - VAZÕES DO SES DA SEDE URBANA DE UBAÍ - ETE

POPULAÇÃO (hab)		NÍVEL DE ATENDIMENTO (%)	VAZÕES (l/s)						
			DOMÉSTICA			Q _{infiltração}	TOTAL		
TOTAL	ATENDIDA		Q _{mín}	Q _{média}	Q _{máx.hor}		Q _{mín}	Q _{média}	Q _{máx.hor}
4.671	4.671	100	2,16	4,32	7,78	1,95	4,11	6,27	9,73
4.851	4.851	100	2,25	4,49	8,09	2,02	4,27	6,51	10,11
5.039	5.039	100	2,33	4,67	8,40	2,10	4,43	6,76	10,50
5.115	5.115	100	2,37	4,74	8,53	2,13	4,50	6,87	10,66
5.193	5.193	100	2,40	4,81	8,65	2,16	4,57	6,97	10,82
5.272	5.272	100	2,44	4,88	8,79	2,20	4,64	7,08	10,98
5.352	5.352	100	2,48	4,96	8,92	2,23	4,71	7,19	11,15
5.433	5.433	100	2,52	5,03	9,06	2,26	4,78	7,29	11,32
5.516	5.516	100	2,55	5,11	9,19	2,30	4,85	7,41	11,49
5.600	5.600	100	2,59	5,18	9,33	2,33	4,93	7,52	11,67
5.685	5.685	100	2,63	5,26	9,47	2,37	5,00	7,63	11,84
5.771	5.771	100	2,67	5,34	9,62	2,40	5,08	7,75	12,02
5.859	5.859	100	2,71	5,42	9,76	2,44	5,15	7,87	12,21
5.925	5.925	100	2,74	5,49	9,87	2,47	5,21	7,95	12,34
5.991	5.991	100	2,77	5,55	9,98	2,50	5,27	8,04	12,48
6.058	6.058	100	2,80	5,61	10,10	2,52	5,33	8,13	12,62
6.126	6.126	100	2,84	5,67	10,21	2,55	5,39	8,22	12,76
6.194	6.194	100	2,87	5,74	10,32	2,58	5,45	8,32	12,91
6.264	6.264	100	2,90	5,80	10,44	2,61	5,51	8,41	13,05
6.334	6.334	100	2,93	5,86	10,56	2,64	5,57	8,50	13,20
6.405	6.405	100	2,97	5,93	10,67	2,67	5,63	8,60	13,34

0,80

1,2

1,5

0,5

100 l/hab x dia

25% Q_{máx. Hor.}

100%

Q_{DOMÉSTICA} :

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

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

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

Q_{TOTAL} :

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

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

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

6. SISTEMA PROPOSTO

6. SISTEMA PROPOSTO

6.1 – Introdução

Na concepção do sistema de esgotamento sanitário as unidades componentes do sistema, como redes, interceptores, elevatórias e estações de tratamento de esgotos, devem funcionar de maneira adequada e eficiente com o objetivo de permitir à população uma infra-estrutura de saneamento de qualidade.

A premissa para o desenvolvimento do SES de uma cidade é concentrar, por meio das redes, interceptores e elevatórias, os esgotos coletados em um número reduzido de pontos onde serão tratados. A preferência é que estes sejam conduzidos por gravidade.

No caso de Ubaí, os estudos realizados para o sistema de esgoto sanitário indicaram uma concepção para os problemas encontrados na sede do município, de forma que esses sejam avaliados e futuramente solucionados para que a cidade tenha um sistema de esgotamento sanitário adequado.

A topografia de Ubaí favorece o esgotamento dos esgotos a favor das bacias hidrográficas do Riacho Canoas e do Riacho Galeão. A principal, do Riacho Galeão, recebe a contribuição de esgoto de cerca de 70% da área urbana e a bacia do Riacho Canoas recebe os outros 30%.

Para que os esgotos sejam tratados em apenas um ponto da cidade, será necessária a implantação de uma elevatória, locada no prolongamento da Rua Armelita P. Chagas, para reversão dos esgotos da bacia do Riacho Canoas, formada pelas sub-bacias 01 e 02, para a bacia do Riacho Galeão, sub-bacia 03.

Obedecendo, ainda, o traçado da topografia de Ubaí, foram locados dois interceptores: o Interceptor Perímetro urbano, que contorna a cidade de Ubaí pelo lado esquerdo sentido Rodovia-ETE, e o Interceptor Riacho Galeão que contorna o Riacho Galeão pela margem esquerda.

A estação elevatória de esgoto bruto final será locada no encontro dos interceptores, próxima ao final da Rua Antônio Nanarou, tendo a função de recalcar os esgotos para um ponto mais alto do sistema de tratamento na área da ETE.

A Estação de Tratamento de Esgotos será locada a jusante do centro urbano, após travessia sobre o Riacho Galeão na rua Odília Almeida. O local possui área suficiente para abrigar processos de tratamentos diversos. Como citado, os esgotos serão enviados à ETE por meio de recalque.

O efluente tratado será lançado no Riacho Galeão que constitui um corpo receptor com pequeno potencial de diluição do efluente, visto que este apresenta vazão muito pequena na época de estiagem. Portanto, foi realizado o estudo de autodepuração do Riacho Galeão, apresentado no Volume 2 – Estudo de concepção e Viabilidade, para se definir a eficiência mínima a ser alcançada na ETE para o cumprimento dos padrões ambientais.

Uma particularidade para o projeto em Ubaí são os arruamentos com presença de afloramentos rochosos e casas abaixo do greide, que podem dificultar o caminhamento das redes coletoras e interceptores.

A concepção para o Sistema de Esgotos Sanitários de Ubaí é apresentada no Volume 4 - Tomo 4.2, Folha 02/64, na Planta Geral do Sistema Proposto.

A seguir passa-se a descrever as unidades operacionais do sistema proposto com as respectivas memórias de cálculo do dimensionamento das mesmas.

6.2 – Ligações Prediais

Para atendimento em início de plano será necessária a implantação de ligações prediais em todas as Sub-Bacias, onde foram projetadas redes coletoras.

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

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

Onde:

- P_{at} \Rightarrow População atendida;
- $I_{hab/dom}$ \Rightarrow Índice de habitante por domicílio = 3,72 (IBO/IBG - COPASA);
- $R_{E/L}$ \Rightarrow Relação do número de economias por ligações predial = 1,01 (IBO/IBG - COPASA).

O Quadro 6.2.1 apresenta uma estimativa do número de ligações prediais de esgoto a serem implantadas em 2.008.

QUADRO 6.2.1 – ESTIMATIVA DO NÚMERO DE LIGAÇÕES PREDIAIS

POPULAÇÃO (hab)		NÚMERO DE LIGAÇÕES PREDIAIS A IMPLANTAR
TOTAL	ATENDIDA	
4.671	4.671	1.243

6.3 – Redes Coletoras

O plano de escoamento do sistema de esgotos sanitários foi desenvolvido obedecendo às declividades naturais dos arruamentos que tendem para as bacias drenantes, o que definiu as 08 (oito) sub-bacias de contribuição de esgotos.

As denominações das sub-bacias obedeceram a uma seqüência numeral.

- Nomenclatura: SB-01 a 08 \Rightarrow Sub-Bacias com redes coletoras projetadas.

- SB \Rightarrow Sub-Bacia
- 01 \Rightarrow Número seqüencial das sub-bacias

Por sua vez, as denominações dos PV's obedecem à nomenclatura da sub-bacia a que pertencem e, depois o número seqüencial do PV dentro desta sub-bacia.

– Nomenclatura: PV 1.2

- 1 \Rightarrow Sub-Bacia a que pertence
- 2 \Rightarrow Número do PV, seqüencial.

Para cada sub-bacia foi projetada a população contribuinte de início e final de plano e definidas as vazões para dimensionamento das unidades do sistema, conforme apresentado nos Quadro 5.1.1 e 5.1.2.

Em função do relevo de algumas sub-bacias ser bastante acidentado, foram niveladas algumas normais, para que o sistema de rede coletora de esgotos pudesse atender o máximo de residências possíveis.

Uma particularidade para o projeto em Ubaí são os arruamentos com presença de afloramentos rochosos, que dificultarão o caminhamento das redes coletoras e interceptores. Estes fatores foram avaliados para definir como serão executados.

Para análise do terreno foi feita sondagem em todos os cruzamentos de ruas da cidade de Ubaí. A partir do relatório das sondagens é que foram definidas as profundidades das redes coletoras.

Nos trechos onde foram constatadas rochas afloradas, foram projetadas redes duplas, passando dos dois lados da rua. Estas redes serão em ferro fundido, apoiadas sobre a rocha e fixadas no meio-fio. As redes que, devido à ocorrência de rochas, ficaram com profundidades muito menores que 1,05 para ruas pavimentadas e 1,25 para ruas de terra também serão em ferro fundido.

As sub-bacias de projeto 01 e 02 contribuem diretamente para a elevatória EEB-01, a ser locada no prolongamento da Rua Armelita P. Chagas. O PV 3.26 da sub-bacia 03 recebe toda a contribuição das sub-bacias 01 e 02 por meio do recalque.

As sub-bacias 03, 04, 05 e 06 contribuem diretamente no interceptor Perímetro Urbano e as sub-bacias 07 e 08 contribuem diretamente no interceptor Riacho Galeão Margem Esquerda.

As redes coletoras projetadas perfazem uma extensão de 29.762 metros sendo dimensionadas seguindo os parâmetros e critérios definidos no Capítulo 4.

A extensão projetada, por diâmetro e por material em cada sub-bacia está apresentada no Quadro 6.3.1.

QUADRO 6.3.1 – EXTENSÃO REDE COLETORA

REDE COLETORA A IMPLANTAR				
SUB-BACIA	DIÂMETRO (mm)	MATERIAL	EXTENSÃO REDE (m)	TOTAL (m)
1	150	PVC	5.873	6.163
		FºFº	183	
		AÉREO - FºFº	107	
2	150	PVC	1.832	2.469
		FºFº	637	
3	150	PVC	1.789	1.928
		FºFº	139	
4	150	PVC	420	990
		FºFº	375	
		AÉREO - FºFº	195	
5	150	FºFº	1.604	3.437
		AÉREO - FºFº	1.833	
6	150	PVC	3.322	4.234
		FºFº	594	
		AÉREO - FºFº	318	
7	150	PVC	4.309	7.719
		FºFº	2.764	
		AÉREO - FºFº	646	
8	150	PVC	1.464	2.822
		FºFº	1.100	
		AÉREO - FºFº	258	
TOTAL				29.762

Apresenta-se no Volume 4 – Tomos 4.2 e 4.3, folhas 03/64 a 27/64, as plantas de locação, construtivas, perfis e detalhes das redes coletoras. A seguir estão apresentadas as planilhas de dimensionamento das redes coletoras projetadas.

SUB - BACIA 01

Inserir planilhas: 8 pgs

SUB - BACIA 02

Inserir planilhas: 4 pgs

SUB - BACIA 03

Inserir planilhas: 3 pgs

SUB - BACIA 04

Inserir planilhas: 2 pgs

SUB - BACIA 05

Inserir planilhas: 5 pgs

SUB - BACIA 06

Inserir planilhas: 6 pgs

SUB - BACIA 07

Inserir planilhas: 11 pgs

SUB - BACIA 08

Inserir planilhas: 5 pgs

6.4 – Interceptores

Para conseguir chegar com os esgotos coletados em Ubaí até o tratamento será necessário implantar interceptores no contorno da cidade e junto ao Riacho Galeão até a área da elevatória final, que recalcará os esgotos até a ETE.

Assim, após a definição dos trechos onde serão implantados os interceptores iniciou-se o levantamento topográfico das faixas de exploração de terreno com a finalidade de subsidiar a melhor locação dos interceptores.

Cada interceptor tem sua particularidade, principalmente com relação a nomenclatura dos mesmos. Cada PV possui uma sigla, seguido do número do PV. A sigla está relacionada a qual interceptor o PV pertence.

– Nomenclatura: I PU - 01

- I ⇒ Interceptor;
- PU ⇒ Interceptor que pertence;
- 01 ⇒ Número do PV.

Sendo utilizadas as seguintes siglas

- IPU ⇒ Interceptor Perímetro Urbano;
- IRG ⇒ Interceptor Riacho Galeão Margem Esquerda;

Nos trechos de implantação dos interceptores em locais não urbanizados, os tampões dos poços de visita foram alteados para fácil localização dos mesmos e proteção contra a entrada de águas pluviais.

Estão apresentadas nos Quadros 5.1.1 e 5.1.2 as vazões das redes coletoras por sub-bacia de onde foram extraídas as vazões para o dimensionamento dos interceptores.

6.4.1 – Interceptor Perímetro Urbano

O Interceptor Perímetro Urbano foi locado do lado esquerdo da cidade, sentido Rodovia-ETE.

O interceptor tem seu início no PV IPU-01 no final da Rua Hilda Braga, onde recebe a contribuição da vazão da sub-bacia 03 e recalque da EEB-01(SB-01 e SB-02)

seguindo pelo lado esquerdo até a área da estação elevatória de esgoto bruto final, EEB - Final, locada próxima ao Riacho Galeão e à Rua Odília Almeida.

No percurso do interceptor até a EEB - Final, o mesmo receberá as contribuições das vazões das sub-bacias 04, 05 e 06.

Entre os PV's IPU-02 e IPU-12 o interceptor será em ferro fundido, pois o mesmo será implantado sobre terreno rochoso.

O interceptor Perímetro Urbano perfaz uma extensão total de 1.605 metros em DN 150 mm em PVC junta elástica e ferro fundido, sendo pré-dimensionado seguindo os parâmetros e critérios definidos no Capítulo 4.

Apresenta-se no Volume 4 – Tomo 4.3, folhas 28/64 a 30/64, as plantas e perfis do Interceptor Perímetro Urbano.

6.4.2 – Interceptor Riacho Galeão Margem Esquerda

O interceptor Riacho Galeão margem esquerda tem seu início no PV IRG-01 na Rua Pedro Veloso, onde recebe a contribuição da vazão da sub-bacia 07 e segue em direção a margem esquerda do Riacho Galeão.

No percurso do interceptor até o PV IRG-11, o mesmo receberá as contribuições da vazão da sub-bacia 08.

O interceptor Riacho Galeão Margem Esquerda perfaz uma extensão total de 659 metros em DN 150 mm em PVC junta elástica, sendo pré-dimensionado seguindo os parâmetros e critérios definidos no Capítulo 4.

Apresenta-se no Volume 4 – Tomo 4.3, folhas 31/64 e 32/64, as plantas e perfis do Interceptor Riacho Galeão.

A seguir são apresentados os esquemas de carregamento e as planilhas de dimensionamento dos interceptores.

ESQUEMAS DE CARREGAMENTO

INSERIR- 02 FOLHA - ESQUEMA CARREGAMENTO INTERCEPTOR PERIMETRO URBANO

INSERIR- 01 FOLHA - ESQUEMA CARREGAMENTO INTERCEPTOR RIACHO GALEÃO - ME

**PLANILHAS DE DIMENSIONAMENTO
INTERCEPTORES PERIMETRO URBANO E RIACHO GALEÃO - ME**

Inserir – 02 planilhas INTERCEPTOR PERIMETRO URBANO

Inserir – 01 planilhas INTERCEPTOR RIACHO GALEÃO – ME

6.5 – Estações Elevatórias de Esgoto Bruto

Para que os esgotos de Ubaí sejam tratados em um único ponto na cidade, será necessária a implantação de duas estações elevatórias de esgotos brutos.

- Uma elevatória, EEB – 01, a ser locada no prolongamento da Rua Armelita P. Chagas para reversão dos esgotos das sub-bacias 01 e 02 para a sub-bacia 03;
- Uma elevatória final, EEB – FINAL, para recalque de todo o esgoto da sede urbana de Ubaí à ETE.

Para definição das bombas a serem utilizadas nas estações elevatórias EEB - 01 e EEB - FINAL foi realizado um pré-dimensionamento do qual resultou um estudo técnico e econômico, apresentado no *Estudo de Concepção e Viabilidade*, para verificar as condições ideais de operação do sistema. Desta forma, pôde-se definir o fabricante que atenderia em melhores condições de operação e custo global de implantação.

Através da definição dos fabricantes para as elevatórias, foram realizadas novas consultas dos conjuntos moto-bomba para a execução do projeto básico das mesmas.

6.5.1 – Estação Elevatória de Esgoto Bruto – EEB-01

A EEB-01 será locada no prolongamento da Rua Armelita P. Chagas, com a finalidade de reverter os esgotos da rede coletora das sub-bacias 01 e 02, para a sub-bacia 03. O esgoto recalcado será enviado para o poço de visita PV 3.26 da sub-bacia 03.

Com as definições das elevações do sistema é possível definir então o desnível geométrico e, conseqüentemente, a altura manométrica para definição do conjunto moto-bomba.

- $Q_{\text{máx hor.}} - 2.028 = 2,67 \text{ l/s};$
- $H_g = 632,505 \text{ (chegada no PV 3.26)} - 603,660 \text{ (NE}_{\text{min}}) = 28,85 \text{ m}$
- $H_{\text{man}} = 66,62 \text{ m.c.a}$
- Cálculo do Diâmetro de Recalque

Verificando pelo critério econômico da fórmula de Bresse, o diâmetro de recalque será de:

$$D = K\sqrt{Q} = 1,00\sqrt{0,00267} = 0,052 \text{ m} \Rightarrow 50 \text{ mm}$$

- Verificação das Velocidades nas Tubulações de Sucção e Recalque

A partir da determinação do diâmetro de recalque será verificada a velocidade na tubulação.

O barrilete e a linha de recalque seguem os parâmetros empregados no Capítulo 4 e recomendações definidas pela NBR 12.208: 0,6 m/s a 3,0 m/s.

Logo:

$$\Rightarrow Q = 2,67 \text{ l/s e } \phi 50 \text{ mm} \Rightarrow 1,36 \text{ m/s}$$

Os Quadros 6.5.1 e 6.5.2 apresentam o dimensionamento da EEB-01 conforme parâmetros definidos no Capítulo 4, bem como um gráfico demonstrando o ponto de operação definido pela curva da bomba e do sistema.

O Quadro 6.5.3 apresenta a estimativa do custo de energia no período de projeto.

O conjunto a ser empregado será do tipo submersível da marca KSB modelo KRT S 40-250 / 172 XG com as seguintes características:

- Ponto de Operação: 2,67 l/s x 66,62 mca;
- Rendimento Hidráulico: 23 %;
- Potência do motor: 23 cv;
- Diâmetro do Rotor: 205 mm;
- Rotação: 3500 rpm;
- Tensão: 220 / 380 / 440 V.

A proposta do conjunto moto-bomba, a curva e o dimensional da bomba serão apresentados em anexo.

QUADRO 6.5.1 – DIMENSIONAMENTO DA EEB-01

DADOS GERAIS DE PROJETO					
DESNÍVEL GEOMÉTRICO (m)			28,85		
VAZÃO			m³/h	l/s	
	Mínima (2008)	Qi-mín (2008)	2,99	0,83	
	Média (2008)	Qi-méd (2008)	4,50	1,25	
	Média (2028)	Qi-méd (2028)	6,19	1,72	
	Máxima Horária (2028)	Qf-máx (2028)	9,61	2,67	
COEFICIENTE DE RUGOSIDADE -C			PVC/PVC	120	120
COMPRIMENTO DO RECALQUE - L (m)			649,00		
ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE - (m²/s)			9,81		
CÁLCULO DO DIÂMETRO ECONÔMICO DA TUBULAÇÃO DE RECALQUE					
PARA O VALOR DE K =			1,000		
DIÂMETRO ECONÔMICO (m)		$D = K \sqrt{Q}$ (BRESSE)	0,052		
DIÂMETRO ADOTADO (m)			0,050		
CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL					
VELOCIDADE DE RECALQUE - (m/s)			DN 0,050	1,36	
PERDA DE CARGA LOCALIZADA (m)			0,55		
PERDA DE CARGA CONTÍNUA (m)			37,22		
ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL(m)			66,62		
BOMBA SELECIONADA - INÍCIO DE PLANO					
FABRICANTE			KSB		
MODELO SUBMERSIVEL			KRT S 40-250/172 XG		
ROTOR (mm)			205		
ALTURA DE SUBMERGÊNCIA MÍNIMA DA BOMBA (m)			0,26		
POTÊNCIA (cv)			23,00		
PONTO	VAZÃO DA BOMBA ADOTADA (l/s)		2,67		
OPERAÇÃO	ALTURA MANOMÉTRICA DA BOMBA (mca)		66,62		
RENDIMENTO HIDRAÚLICO -n (%)			23,00		
POTÊNCIA CONJUNTO MOTO BOMBA - (Q x AMT / 75 x v)					
ACRÉSCIMO PARA FOLGA DOS MOTORES ELÉTRICOS (%)			-		
POTENCIA CONJUNTO MOTO BOMBA - (cv)			10,31		
POTENCIA INSTALADA (cv)			23,00		
DADOS PARA O CÁLCULO DO POÇO DE SUCÇÃO					
TEMPO DE CICLO (min.)			10		
VAZÃO DA BOMBA (m³/min)			0,16		
NÚMERO DE BOMBAS EM OPERAÇÃO			1		
NÚMERO DE BOMBAS INSTALADA			2		
DIMENSIONAMENTO DO POÇO SUCÇÃO					
VOLUME ÚTIL MÍNIMO (m³)		ENTRE O NÍVEL MÁXIMO E MÍNIMO DE OPERAÇÃO		0,40	
ALTURA(m)	ENTRE OS NÍVEIS DE OPERAÇÃO		0,50		
	MÍNIMA ENTRE O FUNDO DO POÇO E O NÍVEL MÍNIMO DE OPERAÇÃO		0,26		
ÁREA MÍNIMA DO POÇO DE SUCÇÃO (m²)			0,80		

CONTINUAÇÃO QUADRO 6.5.1 – DIMENSIONAMENTO DA EEB-01

DIMENSÕES ADOTADA PARA O POÇO DE SUCÇÃO		
LARGURA (m)		1,20
COMPRIMENTO (m)		1,60
ÁREA ADOTADA		1,92
ALTURA (m)	ENTRE OS NÍVEIS DE OPERAÇÃO	0,50
	MÉDIA - (ENTRE O FUNDO DO POÇO E O PONTO MÉDIO DO NÍVEL DE OPERAÇÃO)	0,51
VOLUME ÚTIL	ENTRE OS NÍVEIS MÁXIMO E MÍNIMO DE OPERAÇÃO (m ³) - ENCHIMENTO	0,81
VOLUME EFETIVO (m ³)		0,98

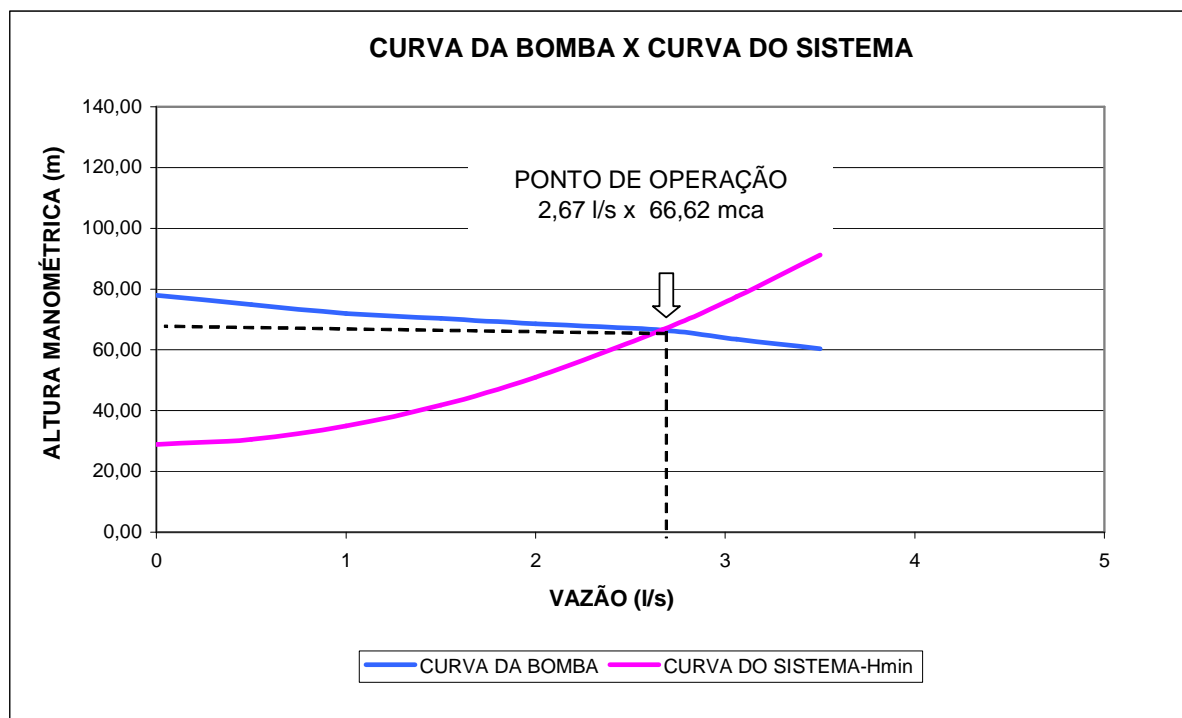
PERÍODO DE TRABALHO DOS CONJUNTOS MOTOBOMBAS

VAZÕES		TEMPO DE SUBIDA (mín)	TEMPO DE DESCIDA (mín)	CICLO (mín)	PARTIDA/HORA (un)	TEMPO DE DETENÇÃO (mín)
l/s	(m ³ /min)					
Qi-mín (2008)	0,05	16,20	7,35	23,55	2,55	19,58
Qi-méd (2008)	0,08	10,13	10,10	20,22	2,97	12,24
Qi-méd (2028)	0,10	8,10	13,46	21,56	2,78	9,79
Qf-máx (2028)	0,20	4,05	-20,35	-16,30	-3,68	4,90

CURVA DO SISTEMA

Vazão		D. GEOMÉTRICO	H _{fl}	H _{fc}	AMT(NE-mín.)	AMT(NE-máx.)
l/s	(m ³ /h)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	0,00	28,85	0,00	0,00	28,85	28,35
0,50	1,80	28,85	0,01	1,68	30,54	30,04
1,00	3,60	28,85	0,07	6,05	34,97	34,47
1,50	5,40	28,85	0,17	12,81	41,83	41,33
2,00	7,20	28,85	0,30	21,81	50,97	50,47
2,67	9,61	28,85	0,54	37,23	66,62	66,12
3,06	11,02	28,85	0,71	47,91	77,47	76,97
3,50	12,60	28,85	0,92	61,43	91,20	90,70

CURVA DA BOMBA X CURVA DO SISTEMA



QUADRO 6.5.2 - PERDA DE CARGA – EEB - 01

LOCAL	DIÂMETRO (m)	PEÇAS	QUANT.	COEFICIENTE "K"		VAZÃO (l/s)	VELOC. (m/s)	PERDAS DE CARGAS			DESNÍVEL GEOMÉTRICO	ALTURA MANOMÉTRICA
				UNIT.	TOTAL			LOC.(hfl)	CONT.(hfc)	TOTAL		
								(m)	(m)	(m)		
BARRILETE	0,050	CURVA 90	1	0,40	0,40	2,67	1,36	0,39	-	0,39	-	-
		CURVA 45	1	0,20	0,20							
		VÁLVULA RETENÇÃO	1	2,50	2,50							
		REG. GAVETA ABERTO	1	0,20	0,20							
		JUNÇÃO	2	0,40	0,80							
		TOTAL			4,10							
LINHA DE RECALQUE	0,050	CURVA 90	4	0,40	1,60	2,67	1,36	0,16	-	0,16	-	-
		CURVA 22	1	0,10	0,10							
		TOTAL			1,70							
BARRILETE	0,050	TUBO (m)	4,40			-	0,25	0,25	-	36,97	36,97	
RECALQUE	0,050	TUBULAÇÃO (m)	649,00									
								0,55	37,22	37,77	28,85	66,62

QUADRO 6.5.3 – ESTIMATIVA DO CUSTO DE ENERGIA

Ano		Nº de Horas de Operação	Potência Consumida	Consumo Anual de Energia	Despesa Anual com Consumo	Demanda	Despesa Anual c/ Demanda	Despesa Total	Despesa Total (valor presente)
Ordem	Ano	(h)	(kw)	(kw.h)	(R\$)	(kw)	(R\$)	(R\$)	(R\$)
1	2008	11,24	7,59	31.122,53	21.163,32	0,00	0,00	21.163,32	21.163,32
2	2009	11,45	7,59	31.707,63	21.561,19	0,00	0,00	21.561,19	19.424,49
3	2010	11,66	7,59	32.292,74	21.959,06	0,00	0,00	21.959,06	17.822,47
4	2011	11,87	7,59	32.877,84	22.356,93	0,00	0,00	22.356,93	16.347,19
5	2012	12,08	7,59	33.462,94	22.754,80	0,00	0,00	22.754,80	14.989,29
6	2013	12,29	7,59	34.048,05	23.152,67	0,00	0,00	23.152,67	13.739,98
7	2014	12,50	7,59	34.633,15	23.550,54	0,00	0,00	23.550,54	12.591,08
8	2015	12,71	7,59	35.218,25	23.948,41	0,00	0,00	23.948,41	11.534,95
9	2016	12,93	7,59	35.803,36	24.346,28	0,00	0,00	24.346,28	10.564,50
10	2017	13,14	7,59	36.388,46	24.744,15	0,00	0,00	24.744,15	9.673,10
11	2018	13,35	7,59	36.973,56	25.142,02	0,00	0,00	25.142,02	8.854,63
12	2019	13,56	7,59	37.558,67	25.539,89	0,00	0,00	25.539,89	8.103,38
13	2020	13,77	7,59	38.143,77	25.937,76	0,00	0,00	25.937,76	7.414,07
14	2021	13,98	7,59	38.728,87	26.335,63	0,00	0,00	26.335,63	6.781,80
15	2022	14,19	7,59	39.313,98	26.733,50	0,00	0,00	26.733,50	6.202,03
16	2023	14,40	7,59	39.899,08	27.131,38	0,00	0,00	27.131,38	5.670,58
17	2024	14,62	7,59	40.484,18	27.529,25	0,00	0,00	27.529,25	5.183,54
18	2025	14,83	7,59	41.069,29	27.927,12	0,00	0,00	27.927,12	4.737,35
19	2026	15,04	7,59	41.654,39	28.324,99	0,00	0,00	28.324,99	4.328,69
20	2027	15,25	7,59	42.239,50	28.722,86	0,00	0,00	28.722,86	3.954,50
21	2028	15,46	7,59	42.824,60	29.120,73	0,00	0,00	29.120,73	3.611,96
								TOTAL	212.692,91

Vazão da Bomba:

2,67 (l/s)

9,61 (m³/h)

Potência consumida

7,59 kW

Tarifa de Energia Elétrica:

Consumo (R\$/kwh)

0,68 (Setembro/07)

Demanda (R\$/kw mês)

5,43

Dimensionamento do Cesto Coletor

A seguir são apresentados os dados para dimensionamento do cesto coletor a ser instalado na entrada do esgoto na elevatória, a fim de retirar sólidos mais grosseiros que poderiam vir a prejudicar o bom funcionamento do conjunto moto-bomba.

- Dimensões do Cesto: 0,35 m x 0,35 m x 0,40 m
- Peso específico do aço = 7800 kg/m³
- Peso da tela galvanizada = 0,101 kg/m
- Volume Útil do Cesto = $0,35 \times 0,35 \times (0,40 - 0,20) = 0,0245 \text{ m}^3 = 24,50 \text{ l}$

A bomba a ser utilizada admite passagem de sólidos máxima (tritador), adotar-se-á uma malha de 10 mm o que implica em uma taxa de retenção de sólidos de 0,019 l/m³, segundo Schroeffer.

Logo:

- Material Retido no Cesto

$$Q_{\min} (\text{Início de plano} - 2.008) = 0,83 \text{ l/s} \rightarrow V_r = 0,83 \times 86,4 \times 0,019 = 1,36 \text{ l/dia}$$

$$Q_{\max} (\text{Final de plano} - 2.028) = 2,67 \text{ l/s} \rightarrow V_r = 2,67 \times 86,4 \times 0,019 = 4,38 \text{ l/dia}$$

- Limite Máximo para a Limpeza do Cesto:

$$\text{Para } Q_{\min} (\text{Início de plano}) = \frac{24,50 \text{ l}}{1,36 \text{ l/dia}} = 18 \text{ dias}$$

$$\text{Para } Q_{\max} (\text{Final de plano}) = \frac{24,50 \text{ l}}{4,38 \text{ l/dia}} = 6 \text{ dias}$$

Poço de Segurança

Para funcionar como reservatório em caso de falta de energia ou interrupção no sistema será detalhado um poço de segurança na área da elevatória.

Caso ocorram as situações supracitadas, o poço de segurança armazenará o esgoto bruto por até duas horas ou até que se restabeleça o funcionamento da elevatória. Com a normalização do funcionamento da estação elevatória, o esgoto armazenado no poço de segurança será bombeado para as unidades de tratamento.

Esta operação evitará o lançamento do esgoto bruto no talvegue a céu aberto.

- Dimensionamento do Poço de Segurança:

$$Q_{\text{méd}} - 2028 = 1,72 \text{ l/s} \Rightarrow 6,19 \text{ m}^3/\text{h} \Rightarrow 2 \text{ horas} \Rightarrow 12,38 \text{ m}^3$$

Considerando o poço com 0,90 m de profundidade

$$\text{Base} = 6,19 \text{ m}^2$$

Adotado: Dimensões Poço = 4,00 m x 4,00 m x 0,90 m

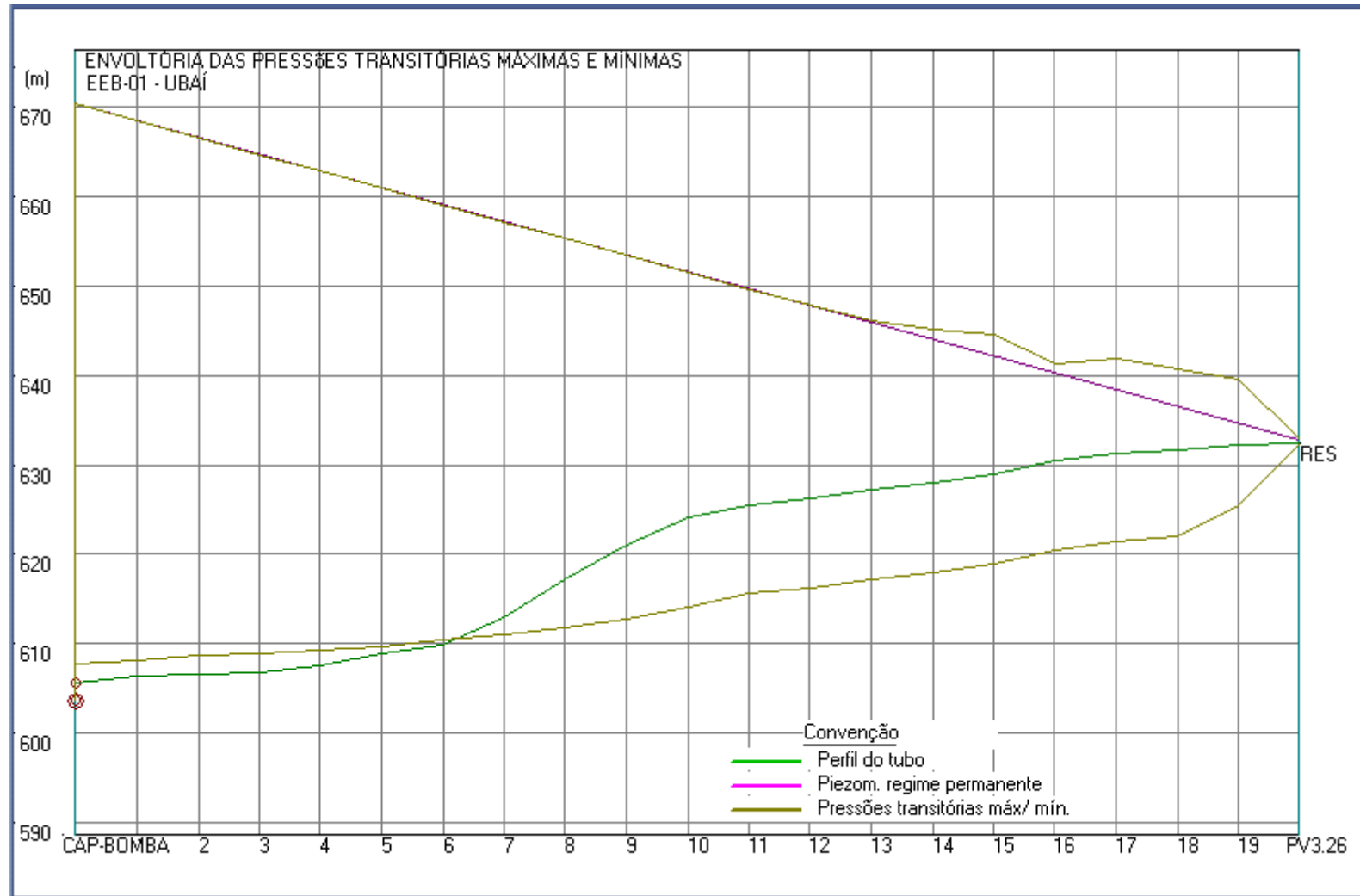
Estudo de Transiente Hidráulico – Golpe de Aríete

A verificação do recalque quanto ao transiente hidráulico foi realizada segundo as premissas estabelecidas no Capítulo 4 através do programa informatizado “*Aríete 2000*”.

A planilha de dados de dimensionamento e o gráfico das pressões transitórias máximas e mínimas são apresentados a seguir.

INSERIR 01 PLANILHA ARIETE

GRÁFICO 6.5.4- TRANSIENTE HIDRÁULICO: GOLPE DE ARÍETE – LINHA DE RECALQUE EEB-01



Observa-se no gráfico e na planilha que a pressão máxima exercida na tubulação está dentro da recomendada pelo fabricante para tubulação de PVC. Ainda, em análise ao gráfico das pressões transitórias verificadas na tubulação não são prejudiciais, uma vez que não foi verificada a formação de cavidade.

Dimensionamento dos Blocos de Ancoragem

Mediante pressões na tubulação e relação das conexões ao longo da linha de recalque, será definido o empuxo que irá agir sobre o bloco de ancoragem. A partir desse será estabelecida a dimensão do bloco. O dimensionamento dos blocos de ancoragem é apresentado no Quadro 6.5.4.

QUADRO 6.5.4 – DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE ANCORAGEM

Bloco nº	DN(m)	P (m.c.a)	Alfa (°)	E (Kg)	A (cm²)	Volume solicitado (m³)	Volume calculado (m³)	Dimensões do bloco de ancoragem (cm)			
								T	H	D	L
1	0,050	62,05	22	46,50	46,50	0,02	0,02	20	25	25	30
2	0,050	49,03	90	136,15	136,15	0,06	0,06	35	40	40	45
3	0,050	25,72	90	71,42	71,42	0,03	0,03	25	30	30	35
4	0,050	16,43	90	45,63	45,63	0,02	0,02	20	25	25	30
5	0,050	8,98	90	24,94	24,94	0,01	0,02	20	25	25	30

As plantas, cortes, detalhes e linha de recalque da elevatória EEB – 01 estão apresentados no Volume 4 - Tomo 4.4, folhas 35/64 a 39/64.

6.5.2 – Estação Elevatória de Esgoto Bruto Final

A EEB-FINAL será locada no encontro dos interceptores, próxima ao final da Rua Antônio Nanarou, tendo a função de recalcar os esgotos para o tratamento preliminar do sistema de tratamento na área da ETE.

Com as definições das elevações do sistema é possível definir então o desnível geométrico e, conseqüentemente, a altura manométrica para definição do conjunto moto-bomba.

- $Q_{\text{máx hor.}} - 2.028 = 13,34 \text{ l/s;}$
- $H_g = 591,900(\text{chegada no Trat. Prelim.}) - 571,600 (NE_{\text{min}}) = 20,30 \text{ m}$
- $H_{\text{man}} = 22,11 \text{ m.c.a}$

- Cálculo do Diâmetro de Recalque

Verificando pelo critério econômico da fórmula de Bresse, o diâmetro de recalque será de:

$$D = K\sqrt{Q} = 1,00\sqrt{0,01334} = 0,115 \text{ m} \Rightarrow 150 \text{ mm}$$

- Verificação das Velocidades nas Tubulações de Sucção e Recalque

A partir da determinação do diâmetro de recalque será verificada a velocidade na tubulação.

O barrilete e a linha de recalque seguem os parâmetros empregados no Capítulo 4 e recomendações definidas pela NBR 12.208: 0,6 m/s a 3,0 m/s.

Logo:

$$\Rightarrow Q = 13,34 \text{ l/s e } \phi 150 \text{ mm} \Rightarrow 0,76 \text{ m/s}$$

Os Quadros 6.5.5 e 6.5.6 apresentam o dimensionamento da EEB - FINAL conforme parâmetros definidos no Capítulo 4, bem como um gráfico demonstrando o ponto de operação definido pela curva da bomba e do sistema.

O Quadro 6.5.7 apresenta a estimativa do custo de energia no período de projeto.

O conjunto a ser empregado será do tipo submersível da marca KSB modelo KRT E 80-251 / 114 XG com as seguintes características:

- Ponto de Operação: 13,34 l/s x 22,11 mca;
- Rendimento Hidráulico: 55 %;
- Potência do motor: 15 cv;
- Diâmetro do Rotor: 240 mm;
- Rotação: 1750 rpm;
- Tensão: 220 / 380 / 440 V.

A proposta do conjunto moto-bomba, a curva e o dimensional da bomba serão apresentados em anexo.

QUADRO 6.5.5 – DIMENSIONAMENTO DA EEB-FINAL

SISTEMA :		UBAÍ			
ELEVATÓRIA :		EEB -FINAL			
DADOS GERAIS DE PROJETO					
DESNÍVEL GEOMÉTRICO (m)		20,30			
VAZÃO		m³/h	l/s		
	Mínima (2008)	Qi-mín (2008)	14,80	4,11	
	Média (2008)	Qi-méd (2008)	22,57	6,27	
	Média (2028)	Qi-méd (2028)	30,96	8,60	
	Máxima Horária (2028)	Qf-máx (2028)	48,02	13,34	
COEFICIENTE DE RUGOSIDADE -C		DEFOFO / FOFO		120	110
COMPRIMENTO DO RECALQUE - L (m)				301,00	
ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE - (m²/s)				9,81	
CÁLCULO DO DIÂMETRO ECONÔMICO DA TUBULAÇÃO DE RECALQUE					
PARA O VALOR DE K =				1,000	
DIÂMETRO ECONÔMICO (m)		D = K√Q (BRESSE)		0,115	
DIÂMETRO ADOTADO (m)				0,150	
CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL					
VELOCIDADE DE RECALQUE - (m/s)		DN 0,150		0,76	
PERDA DE CARGA LOCALIZADA (m)				0,17	
PERDA DE CARGA CONTÍNUA (m)				1,64	
ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL(m)				22,11	
BOMBA SELECIONADA - INÍCIO DE PLANO					
FABRICANTE				KSB	
MODELO SUBMERSIVEL				KRT E 80-251 / 114XG	
ROTOR (mm)				240	
ALTURA DE SUBMERGÊNCIA MÍNIMA DA BOMBA (m)				0,30	
POTÊNCIA (cv)				15,00	
PONTO	VAZÃO DA BOMBA ADOTADA (l/s)			13,34	
OPERAÇÃO	ALTURA MANOMÉTRICA DA BOMBA (mca)			22,45	
RENDIMENTO HIDRAÚLICO -n (%)				55,00	
POTÊNCIA CONJUNTO MOTO BOMBA - (Q x AMT / 75 x v)					
ACRÉSCIMO PARA FOLGA DOS MOTORES ELÉTRICOS (%)				-	
POTENCIA CONJUNTO MOTO BOMBA - (cv)				7,26	
POTENCIA INSTALADA (cv)				15,00	
DADOS PARA O CÁLCULO DO POÇO DE SUÇÃO					
TEMPO DE CICLO (min.)				10	
VAZÃO DA BOMBA (m³/min)				0,80	
NÚMERO DE BOMBAS EM OPERAÇÃO				1	
NÚMERO DE BOMBAS INSTALADA				2	
DIMENSIONAMENTO DO POÇO SUÇÃO					
VOLUME ÚTIL MÍNIMO (m³)		ENTRE O NÍVEL MÁXIMO E MÍNIMO DE OPERAÇÃO		2,00	
ALTURA(m)	ENTRE OS NÍVEIS DE OPERAÇÃO			0,50	
	MÍNIMA ENTRE O FUNDO DO POÇO E O NÍVEL MÍNIMO DE OPERAÇÃO			0,30	
ÁREA MÍNIMA DO POÇO DE SUÇÃO (m²)				4,00	

CONTINUAÇÃO QUADRO 6.5.5 – DIMENSIONAMENTO DA EEB-FINAL

DIMENSÕES ADOTADA PARA O POÇO DE SUÇÃO		
LARGURA (m)		2,60
COMPRIMENTO (m)		2,60
ÁREA ADOTADA		6,76
ALTURA (m)	ENTRE OS NÍVEIS DE OPERAÇÃO	0,50
	MÉDIA - (ENTRE O FUNDO DO POÇO E O PONTO MÉDIO DO NÍVEL DE OPERAÇÃO)	0,55
VOLUME ÚTIL	ENTRE OS NÍVEIS MÁXIMO E MÍNIMO DE OPERAÇÃO (m³) - ENCHIMENTO	3,12
VOLUME EFETIVO (m³)		3,72

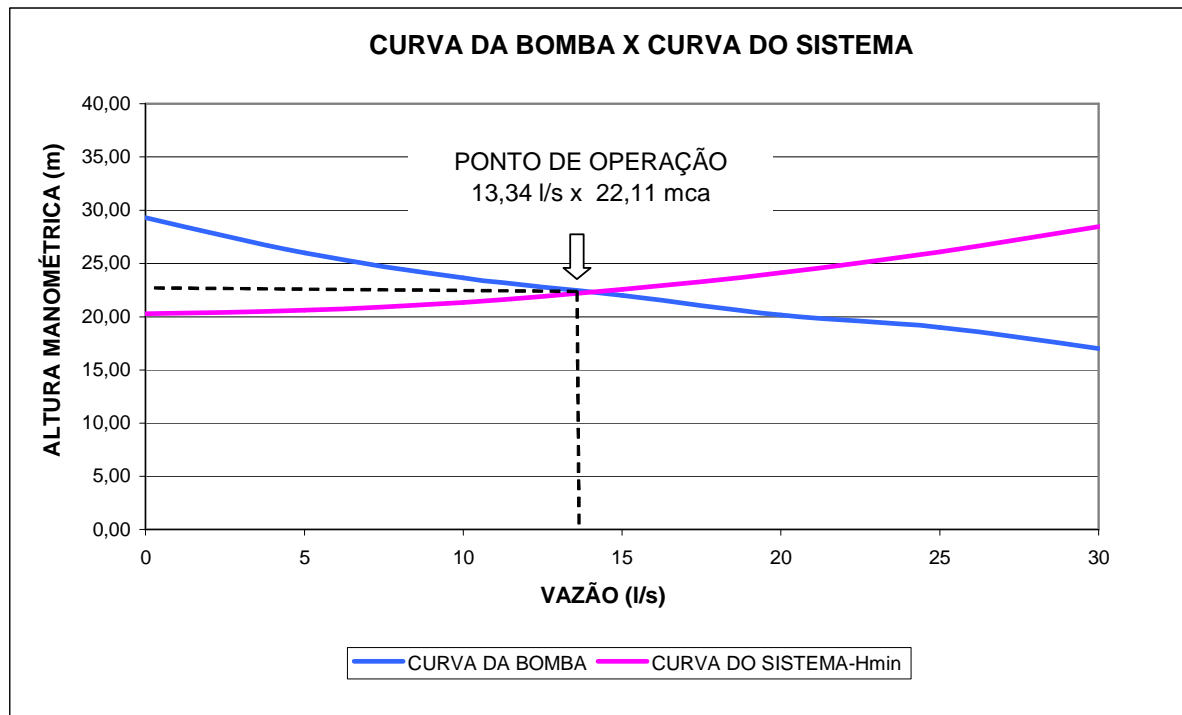
PERÍODO DE TRABALHO DOS CONJUNTOS MOTOBOMBAS

VAZÕES		TEMPO DE SUBIDA (mín)	TEMPO DE DESCIDA (mín)	CICLO (mín)	PARTIDA/HORA (un)	TEMPO DE DETENÇÃO (mín)
l/s	(m³/min)					
Qi-mín (2008)	0,25	12,48	5,67	18,15	3,31	14,87
Qi-méd (2008)	0,38	8,21	7,42	15,63	3,84	9,78
Qi-méd (2028)	0,52	6,00	11,13	17,13	3,50	7,15
Qf-máx (2028)	0,80	3,90	7800,00	7803,90	0,01	4,65

CURVA DO SISTEMA

Vazão		D. GEOMÉTRICO	H _{fl}	H _{fc}	AMT(NE-mín.)	AMT(NE-máx.)
l/s	(m³/h)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	0,00	20,30	0,00	0,00	20,30	19,80
5,00	18,00	20,30	0,03	0,27	20,60	20,10
10,00	36,00	20,30	0,09	0,96	21,35	20,85
15,00	54,00	20,30	0,22	2,02	22,54	22,04
20,00	72,00	20,30	0,39	3,44	24,14	23,64
25,00	90,00	20,30	0,60	5,20	26,10	25,60
30,00	108,00	20,30	0,87	7,29	28,46	27,96

CURVA DA BOMBA X CURVA DO SISTEMA



QUADRO 6.5.6 - PERDA DE CARGA – EEB - FINAL

LOCAL	DIÂMETRO (m)	PEÇAS	QUANT.	COEFICIENTE "K"		VAZÃO (l/s)	VELOC. (m/s)	PERDAS DE CARGAS			DESNÍVEL GEOMÉTRICO	ALTURA MANOMÉTRICA
				UNIT.	TOTAL			LOC.(hfl)	CONT.(hfc)	TOTAL		
								(m)	(m)	(m)		
BARRILETE	0,150	CURVA 90	1	0,40	0,40	13,34	0,76	0,13	-	0,13	-	-
		CURVA 45	1	0,20	0,20							
		REDUÇÃO 150x80	1	0,30	0,30							
		VÁLVULA RETENÇÃO	1	2,50	2,50							
		REG. GAVETA ABERTO	1	0,20	0,20							
		JUNÇÃO	2	0,40	0,80							
		TOTAL			4,40							
LINHA DE RECALQUE	0,150	CURVA 90	2	0,40	0,80	13,34	0,76	0,04	-	0,04	-	-
		CURVA 45	3	0,20	0,60							
		CURVA 22	1	0,10	0,10							
		TOTAL			1,50							
BARRILETE	0,150	TUBO (m)	6,00			-	0,04	0,04	-	-	-	
RECALQUE	0,150	TUBULAÇÃO (m)	301,00				1,60	1,60				
								0,17	1,64	1,81	20,30	22,11

QUADRO 6.5.7 – ESTIMATIVA DO CUSTO DE ENERGIA

Ano		Nº de Horas de Operação	Potência Consumida	Consumo Anual de Energia	Despesa Anual com Consumo	Demanda	Despesa Anual c/ Demanda	Despesa Total	Despesa Total (valor presente)
Ordem	Ano	(h)	(kw)	(kw.h)	(R\$)	(kw)	(R\$)	(R\$)	(R\$)
1	2008	11,28	5,34	22.000,97	14.960,66	0,00	0,00	14.960,66	14.960,66
2	2009	11,49	5,34	22.409,76	15.238,64	0,00	0,00	15.238,64	13.728,50
3	2010	11,70	5,34	22.818,55	15.516,61	0,00	0,00	15.516,61	12.593,63
4	2011	11,91	5,34	23.227,34	15.794,59	0,00	0,00	15.794,59	11.548,87
5	2012	12,12	5,34	23.636,13	16.072,57	0,00	0,00	16.072,57	10.587,50
6	2013	12,33	5,34	24.044,92	16.350,55	0,00	0,00	16.350,55	9.703,25
7	2014	12,54	5,34	24.453,71	16.628,52	0,00	0,00	16.628,52	8.890,29
8	2015	12,75	5,34	24.862,50	16.906,50	0,00	0,00	16.906,50	8.143,16
9	2016	12,96	5,34	25.271,29	17.184,48	0,00	0,00	17.184,48	7.456,80
10	2017	13,17	5,34	25.680,08	17.462,46	0,00	0,00	17.462,46	6.826,51
11	2018	13,38	5,34	26.088,87	17.740,43	0,00	0,00	17.740,43	6.247,90
12	2019	13,59	5,34	26.497,66	18.018,41	0,00	0,00	18.018,41	5.716,94
13	2020	13,80	5,34	26.906,45	18.296,39	0,00	0,00	18.296,39	5.229,85
14	2021	14,01	5,34	27.315,24	18.574,36	0,00	0,00	18.574,36	4.783,16
15	2022	14,21	5,34	27.724,03	18.852,34	0,00	0,00	18.852,34	4.373,65
16	2023	14,42	5,34	28.132,82	19.130,32	0,00	0,00	19.130,32	3.998,32
17	2024	14,63	5,34	28.541,61	19.408,30	0,00	0,00	19.408,30	3.654,43
18	2025	14,84	5,34	28.950,40	19.686,27	0,00	0,00	19.686,27	3.339,43
19	2026	15,05	5,34	29.359,19	19.964,25	0,00	0,00	19.964,25	3.050,98
20	2027	15,26	5,34	29.767,98	20.242,23	0,00	0,00	20.242,23	2.786,90
21	2028	15,47	5,34	30.176,77	20.520,20	0,00	0,00	20.520,20	2.545,20
								TOTAL	150.165,95

Vazão da Bomba: 13,34 (l/s)
 48,02 (m³/h)
Potência consumida 5,34 kW
Tarifa de Energia Elétrica:
 Consumo (R\$/kwh) 0,68 (Setembro/07)
 Demanda (R\$/kw mês) 5,43

Dimensionamento do Cesto Coletor

A seguir são apresentados os dados para dimensionamento do cesto coletor a ser instalado na entrada do esgoto na elevatória, a fim de retirar sólidos mais grosseiros que poderiam vir a prejudicar o bom funcionamento do conjunto moto-bomba.

- Dimensões do Cesto: 0,50 m x 0,50 m x 0,60 m
- Peso específico do aço = 7800 kg/m³
- Peso da tela galvanizada = 0,101 kg/m
- Volume Útil do Cesto = 0,50 x 0,50 x (0,60-0,30) = 0, 075 m³ = 75 l

A bomba a ser utilizada admite passagem de sólidos máxima 76 mm, adotar-se-á uma malha de 35 mm o que implica em uma taxa de retenção de sólidos de 0,012 l/m³, segundo Schroepfer.

Logo:

- Material Retido no Cesto

$$Q_{\min} (\text{Início de plano} - 2.008) = 4,11 \text{ l/s} \rightarrow V_r = 0,83 \times 86,4 \times 0,012 = 4,26 \text{ l/dia}$$

$$Q_{\max} (\text{Final de plano} - 2.028) = 13,34 \text{ l/s} \rightarrow V_r = 2,67 \times 86,4 \times 0,012 = 13,86 \text{ l/dia}$$

- Limite Máximo para a Limpeza do Cesto:

$$\text{Para } Q_{\min} (\text{Início de plano}) = \frac{75 \text{ l}}{14,26 \text{ l/dia}} = 18 \text{ dias}$$

$$\text{Para } Q_{\max} (\text{Final de plano}) = \frac{75 \text{ l}}{13,86 \text{ l/dia}} = 5 \text{ dias}$$

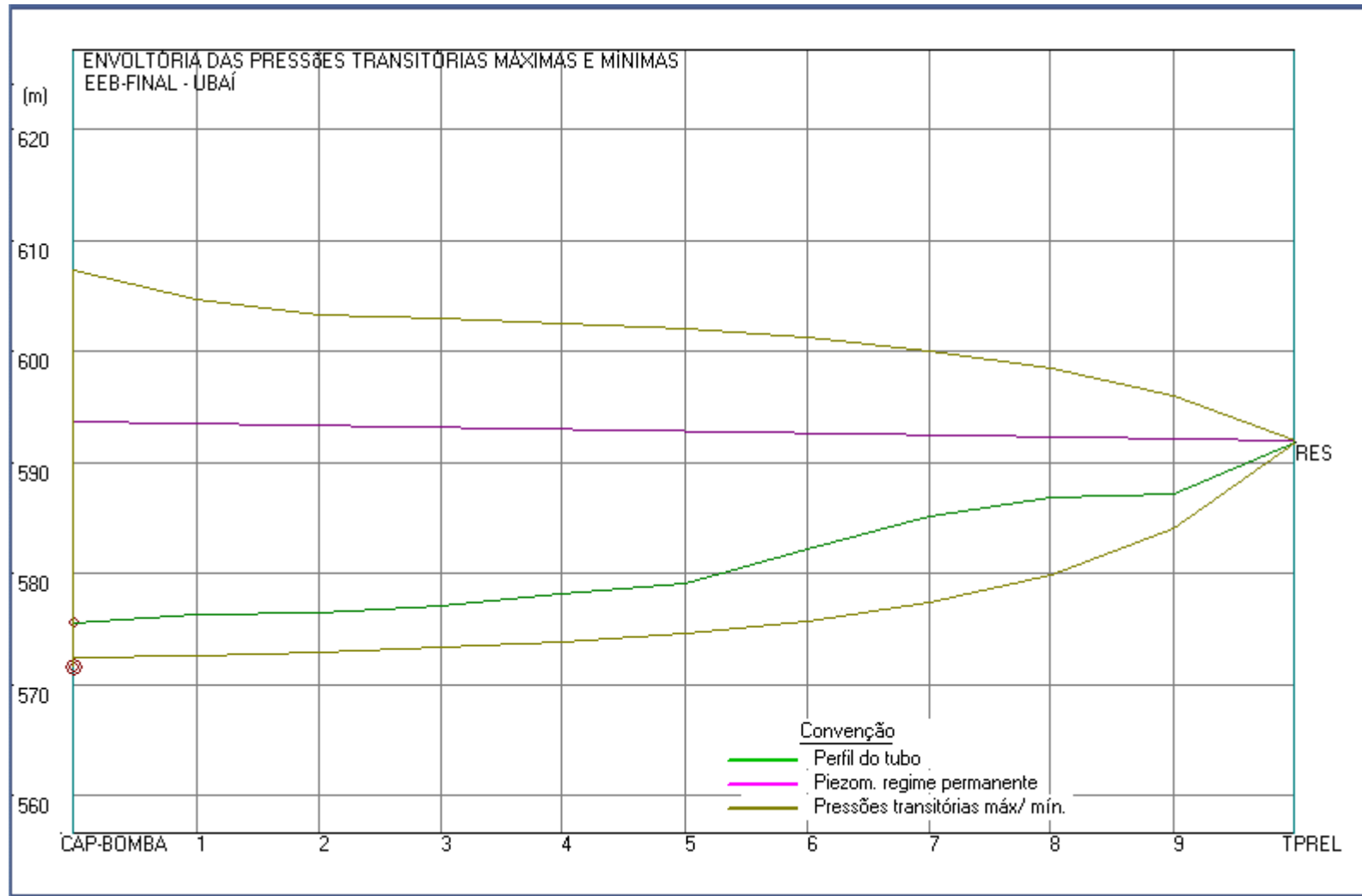
Estudo de Transiente Hidráulico – Golpe de Aríete

A verificação do recalque quanto ao transiente hidráulico foi realizada segundo as premissas estabelecidas no Capítulo 4 através do programa informatizado “Aríete 2000”.

A planilha de dados de dimensionamento e o gráfico das pressões transitórias máximas e mínimas são apresentados a seguir.

NSERIR 01 PLANILHA ARIETE

GRÁFICO 6.5.2.4–TRANSIENTE HIDRÁULICO: GOLPE DE ARÍETE–LINHA DE RECALQUE EEB-FINAL



Observa-se no gráfico e na planilha que a pressão máxima exercida na tubulação está dentro da recomendada pelo fabricante para tubulação de PVC. Ainda, em análise ao gráfico das pressões transitórias verificadas na tubulação não são prejudiciais, uma vez que não foi verificada a formação de cavidade.

Dimensionamento dos Blocos de Ancoragem

Mediante pressões na tubulação e relação das conexões ao longo da linha de recalque, será definido o empuxo que irá agir sobre o bloco de ancoragem. A partir desse será estabelecida a dimensão do bloco. O dimensionamento dos blocos de ancoragem é apresentado a seguir no Quadro 6.5.8.

QUADRO 6.5.8 – DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE ANCORAGEM

Bloco nº	DN(m)	P (m.c.a)	Alfa (°)	E (Kg)	A (cm²)	Volume solicitado (m³)	Volume calculado (m³)	Dimensões do bloco de ancoragem (cm)			
								T	H	D	L
1	0,050	62,05	22	46,50	46,50	0,02	0,02	20	25	25	30
2	0,050	49,03	90	136,15	136,15	0,06	0,06	35	40	40	45
3	0,050	25,72	90	71,42	71,42	0,03	0,03	25	30	30	35
4	0,050	16,43	90	45,63	45,63	0,02	0,02	20	25	25	30
5	0,050	8,98	90	24,94	24,94	0,01	0,02	20	25	25	30

Apresenta-se no Volume 4 – Tomo 4.4, folhas 40/64 a 43/64, as plantas, cortes, detalhes e linha de recalque da estação elevatória EEB – FINAL.

6.6 – Estação de Tratamento de Esgotos

Segundo o Estudo de reconhecimento do sistema de esgotamento sanitário da sede urbana de Ubaí, a cidade não possui Estação de Tratamento de Esgotos sendo que a população utiliza-se de fossas sépticas ou “negras” para a disposição das águas servidas nas residências. Sendo assim, propõe-se para o SES de Ubaí a implantação de uma ETE, de forma a melhorar a qualidade de vida da população, assegurando condições sanitárias adequadas, e controle dos impactos ambientais decorrentes da disposição final dos efluentes domésticos.

A área escolhida para a Implantação da estação de tratamento de esgotos de Ubaí localiza-se a jusante da área urbanizada do município, na bacia do Riacho Galeão, sendo o acesso à área localizado ao final da Rua Odília Almeida após a ponte sobre o Riacho Galeão. A Foto 6.6.1 apresenta a área da ETE e sua localização.

FOTO 6.6.1 – VISTA DA ÁREA DA ETE



A área onde será implantada a estação de tratamento é de propriedade privada e será de responsabilidade da Prefeitura providenciar sua aquisição.

Para o reconhecimento do terreno foi realizado um levantamento geotécnico, sendo executados 06 (seis) furos de sondagens à percussão e 09 (nove) furos de sondagem a trado. O perfil geotécnico apresenta regularidade na área de estudo, com ocorrências rochosas a pequena profundidade, geralmente inferior a meio metro, ou aflorando no terreno. A camada superficial do solo é constituída de argila siltosa pouco arenosa, areia fina e argila arenosa.

Devido às limitações para escavações no terreno, maiores volumes de aterro serão executados no movimento de terra para a instalação da Estação de Tratamento.

Mediante *Estudo de Concepção e Viabilidade - Volume 2* deste trabalho, foram estudadas alternativas de tratamento adequadas à área disponível, aos critérios para lançamento do efluente tratado no corpo receptor, no caso o Riacho Galeão, e às características do esgoto gerado em Ubaí.

Para a escolha das alternativas de processo de tratamento de esgotos da sede urbana de Ubaí priorizou-se as opções com processos não mecanizados, com baixo consumo energético e facilidade de operação.

As alternativas de tratamento propostas foram:

- Reator UASB + Lagoa de Polimento;
- Sistema de Lagoas de Estabilização: Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa+ Lagoa de Maturação.

Realizado o pré-dimensionamento das unidades e estimativas de custos das alternativas, foram verificadas pequenas diferenças entre os custos das alternativas, ficando a escolha do processo de tratamento fundamentada em critérios técnico-operacionais e não apenas econômicos.

Foi aconselhada a escolha da **Alternativa II - Sistema de Lagoas de Estabilização** por corresponder à alternativa de maior simplicidade na operação.

O sistema de lagoas de estabilização é uma forma simples de tratamento de esgotos com grande facilidade operacional (sem necessidade de equipamentos mecânicos e consumo energético praticamente nulo), e excelente desempenho na remoção de matéria orgânica e organismos patogênicos. A construção, operação e manutenção das lagoas são bastante simples, e não requer mão de obra especializada. As lagoas de estabilização são muito indicadas para as condições da região, que apresenta disponibilidade de área suficiente e clima favorável.

A alternativa de tratamento escolhida atende aos níveis de tratamento exigidos pela legislação vigente, conforme Estudo de Autodepuração para lançamento no Riacho Galeão apresentado no *Estudo de Concepção e Viabilidade - Volume 2*.

A Estação de Tratamento de Esgotos da sede urbana de Ubaí, denominada ETE-Ubaí, será constituída de Tratamento Preliminar, Lagoas Anaeróbias, Lagoas

Facultativas e Lagoas de Maturação, sendo o efluente final lançado no Riacho Galeão. Além das unidades de tratamento farão parte da ETE o aterro controlado e as lagoas de lodo.

Apresenta-se, a seguir, o dimensionamento das seguintes unidades operacionais da ETE-Ubaí:

- Tratamento Preliminar: Gradeamento, Caixa de Areia com limpeza manual e medidor Parshall;
- Lagoas Anaeróbias;
- Lagoas Facultativas;
- Lagoas de Maturação.

É importante salientar que a configuração final do *layout* da ETE-Ubaí foi realizada a partir do estudo de um elenco de alternativas onde foram consideradas todas as condicionantes hidráulicas, geotécnicas, ambientais, de terraplenagem e da própria drenagem pluvial da área escolhida. A associação de todas as condicionantes embasou o detalhamento final do projeto.

O Quadro 6.6.1 apresenta as vazões e populações utilizadas no dimensionamento das unidades do tratamento de esgoto para início e final de alcance de projeto.

Apresenta-se no Volume 4 – Tomos 4.4 e 4.5, folhas 44/64 a 64/64, os desenhos referentes à estação de tratamento de esgotos. No Tomo 4.4 estão apresentadas as plantas de situação e locação, terraplanagem e sondagem, interligações, perfil hidráulico e tratamento preliminar. No Tomo 4.5 estão as demais plantas, perfis e detalhes das unidades constituintes da estação de tratamento.

6.6.1 – VAZÕES DE DIMENSIONAMENTO DA ETE-UBAÍ

ANO	POPULAÇÃO ATENDIDA (hab)	VAZÕES TOTAIS			
		TIPO	l/s	m ³ /h	m ³ /dia
2.008	4.671	Q _{mín}	4,11	14,79	354,99
		Q _{média}	6,27	22,58	541,83
		Q _{máx.hor}	9,73	35,03	840,77
2.028	6.405	Q _{mín}	5,63	20,28	486,78
		Q _{média}	8,60	30,96	742,97
		Q _{máx.hor}	13,34	48,04	1.152,89

6.6.1 – Tratamento Preliminar

O Tratamento Preliminar é projetado para a vazão de recalque da elevatória final de Ubaí de 13,34 l/s, correspondente a vazão máxima horária de final de plano de projeto.

6.6.1.1 – Caixa de Amortização

A caixa de amortização do fluxo proveniente da elevatória é dimensionada para evitar oscilações bruscas de velocidades no canal condutor da caixa de areia. O tempo de retenção hidráulica máximo para evitar deposição e, conseqüentemente, degradação do material orgânico particulado é $TRH \leq 3,0\text{min}$.

Adotando-se o volume da caixa de 0,2625 m³, com as dimensões de 0,50 m x 0,50 m e h=1,05 m, têm-se o seguinte tempo de retenção hidráulica TRH.

$$TRH = \frac{Vol (m^3)}{Q (m^3/s)}$$

– $Q_{\text{bomba}} = 0,01334 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow TRH = 19,67 \text{ seg.} \cong 0,33 \text{ min.}$

6.6.1.2 – Calha Parshall

Será projetada uma Calha Parshall para medir a vazão de entrada na ETE.

Na calha Parshall não será necessária a determinação do ressalto à montante da calha (Z) com o objetivo de manter a velocidade constante na caixa de areia tendo em vista que a vazão afluente ao tratamento preliminar é inteiramente proveniente da estação elevatória de esgoto final, por conseguinte uma vazão constante.

Altura da Lâmina à montante do Parshall

Considerando uma Calha Parshall de 3" (W = 7,6 cm) onde a vazão de dimensionamento corresponde a uma faixa de 0,85 a 53,80 l/s, $k = 0,176 \text{ m}$ e $n = 1,547$, sendo a largura do canal igual a 0,30 cm, pode-se calcular a altura da lâmina utilizando a seguinte equação:

$$Q = kH^n$$

$$Q = 0,176H^{1,547} \Rightarrow H = \left(\frac{Q}{0,176} \right)^{\frac{1}{1,547}}$$

Onde

$$- Q_{\text{bomba}} = 0,01334 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow H_{\text{máx.}} = 0,189 \text{ m.}$$

Cálculo da Velocidade à Montante da Calha Parshall

Adotando-se a largura do canal igual a 0,30 m, valor mínimo que permite a limpeza, tem-se:

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{h \times L} \Rightarrow V_{\text{máx}} = \frac{0,01334}{0,189 \times 0,300} = 0,24 \text{ m/s}$$

O valor de velocidade encontrado é inferior aos recomendados para canal, $0,60 \text{ m/s} < v < 1,0 \text{ m/s}$. Neste caso, utilizar-se-á do recurso de degrau para permitir que o canal tenha velocidade mínima de 0,60 m/s.

Logo, para velocidade de 0,60 m/s tem-se:

$$- Q_{\text{bomba}} \rightarrow h = \frac{0,01334}{0,60 \times 0,30} = 0,074 \text{ m}$$

Então, o degrau será:

$$- Q_{\text{bomba}} \rightarrow H = 0,189 - 0,074 = 0,115 \text{ m}$$

Será adotado um degrau de 12 cm, sendo a lâmina à montante da Calha Parshall igual a 0,069 m. Neste caso, a velocidade do canal é de 0,65 m/s, superior ao mínimo de 0,60 m/s.

Cotas do NE à Montante da Calha Parshall

A cota altimétrica do nível do esgoto (NE) à montante da Calha Parshall será:

$$NE = 592,700 + 0,069 = 592,769 \text{ m.}$$

Altura Lâmina no Canal (H₃) a Jusante da Calha Parshall

$$H_3 = H_{\text{máx}} - hf$$

Sendo:

- $H_{\text{máx}} \Rightarrow$ Altura de lâmina à montante da calha = 0,189 m;
- $h_f \Rightarrow$ Perda de carga que ocorre a jusante da calha (Azevedo - 8ª Edição) = 0,068 m.

Logo: $H_3 = 0,189 - 0,068 \Rightarrow H_3 = 0,121$ m

Cálculo da Velocidade a Jusante da Calha Parshall

Tem-se:
$$V = \frac{Q}{H_3 \times L} \Rightarrow V = \frac{0,01334}{0,121 \times 0,300} = 0,37 \text{ m}$$

Cotas do NE a Jusante da Calha Parshall

A cota altimétrica do nível do esgoto a jusante da Calha Parshall será:

$$NE = 592,769 - 0,068 = 592,701 \text{ m}$$

6.6.1.3 – Caixa de Areia - Limpeza Manual

A caixa de areia adotada será do tipo convencional, funcionando por gravidade de acordo com a lei de Stokes.

Sendo a vazão de dimensionamento do tratamento preliminar ($Q_{\text{bomba}} = 13,34$ l/s) menor que 250 l/s, a limpeza será manual por recomendação da NBR-12.209.

O tamanho das partículas que se deseja sedimentar ($\geq 0,2$ mm) possui velocidade de sedimentação em torno de 2 cm/s.

- $V_1 \Rightarrow$ Velocidade do fluxo = 30 cm/s;
- $V_2 \Rightarrow$ Velocidade de sedimentação = 2 cm/s;
- $L \Rightarrow$ Comprimento da caixa;
- $H \Rightarrow$ Altura de esgoto na caixa.

Como $t_1 = t_2$, para a partícula percorrer H e L, tem-se:

$$V_1 H = L V_2 \Rightarrow 30 \text{ cm/s} \times H = L \times 2 \text{ cm/s}$$

$$\Rightarrow L = \frac{30}{2} H \Rightarrow L = 15 H$$

Adotando-se o coeficiente de segurança de 50%, tem-se $L = 22,5 H$.

Parâmetros de Projeto da Caixa de Areia por Gravidade

- Velocidade ideal = 0,30 m/s;
- Velocidade $\leq 0,15$ m/s \Rightarrow Depósito de matéria orgânica e maus odores;
- Velocidade $\geq 0,40$ m/s \Rightarrow Arraste de areia com granulometria maior do que aquela que se deseja.

Determinação das Dimensões da Caixa

Verificação da velocidade para uma caixa de areia com 0,30 m de largura, uma lâmina de 0,069 m e um degrau de 0,20 m para depósito.

$$A = (0,069 + 0,20) \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \rightarrow A = 0,081 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} \Rightarrow V = \frac{0,01334 \text{ m}^3/\text{s}}{0,081 \text{ m}^2} = 0,17 \text{ m/s (caixa s/ areia)}$$

A velocidade encontra-se dentro do intervalo que se deseja.

– Comprimento

$$L = \frac{0,17 \text{ m/s}}{0,02 \text{ m/s}} \times (0,2 \text{ m} + 0,069 \text{ m}) \times 1,5 = 3,34 \text{ m}$$

O comprimento adotado será de 3,40 m.

– Verificação da taxa de aplicação

$$Q_{\text{máx}} \Rightarrow T = \frac{(13,34 \times 86,4) \text{ m}^3/\text{d}}{0,30 \times 3,40} = 1.130 \text{ m}^3/(\text{m}^2.\text{dia})$$

A taxa se enquadra dentro da faixa de valores padronizados pela Norma NBR-12209, que é de 600 a 1.300 m³/(m² x dia).

Determinação do Acúmulo de Areia

A quantidade de areia acumulada é função da pavimentação das bacias contribuintes, tipo de solo e fatores sociais da população. O valor de areia acumulado, adotado neste projeto é de 0,030 l/m³, utilizando-se a vazão média de início e final de plano para efeito de cálculo.

- $Q_{\text{méd}} - 2.008 \rightarrow V_i = 0,00627 \text{ m}^3/\text{s} \times 0,030 \text{ l/m}^3 \times 86.400 \text{ s/d} = 16,25 \text{ l/dia}$
- $Q_{\text{méd}} - 2.028 \rightarrow V_f = 0,00860 \text{ m}^3/\text{s} \times 0,030 \text{ l/m}^3 \times 86.400 \text{ s/d} = 22,29 \text{ l/dia}$
- Cálculo da altura da areia acumulada

Área da caixa de areia $\Rightarrow 0,30 \times 3,40 \text{ m} = 1,02 \text{ m}^2$

- $H_i - 2008 = V_i (\text{m}^3/\text{dia}) / A (\text{m}^2) \rightarrow 0,01625 \text{ m}^3/\text{dia} / 1,02 \text{ m}^2 = 0,0159 \text{ m/dia};$
- $H_f - 2028 = V_f (\text{m}^3/\text{dia}) / A (\text{m}^2) \rightarrow 0,0229 \text{ m}^3/\text{dia} / 1,02 \text{ m}^2 = 0,0219 \text{ m/dia}.$

Considerando o tempo médio para limpeza da caixa de areia de 5 (cinco) dias serão acumulados, aproximadamente, 10,9 cm de areia. No momento da limpeza a velocidade na caixa de areia é de 0,28 m/s.

Para a remoção da areia acumulada na caixa de limpeza manual serão utilizadas ferramentas manuais.

6.6.1.4 – Grade Fina

A grade fina terá funcionamento contínuo com limpeza manual e será instalada no canal de entrada com 0,30 m de largura.

- Características da grade
 - Espaçamento entre barras: 20 mm;
 - Espessura das barras: 10 mm (3/8");
 - Largura das barras: 50,80 mm (2");

- Comprimento da grade: 880 mm;
- Ângulo de instalação: 60°.

Área Útil da Seção do Canal no Local da Grade

$$A_u = S \times E$$

– $A_u \Rightarrow$ Área útil do canal na passagem da grade (m²);

– $S \Rightarrow$ Área da seção no local da grade (m²), sendo:

$S =$ Largura do canal x Lâmina a jusante da grade fina

$$S = 0,30 \text{ m} \times 0,069 \text{ m} = 0,021 \text{ m}^2$$

– $E \Rightarrow$ Eficiência da grade

$$E = \frac{a}{a+t} \left(\begin{array}{l} a = 20 \text{ mm - espaçamento} \\ t = 10 \text{ mm - espessura} \end{array} \right) \Rightarrow E = \frac{20}{20+10} \times 100\% = 66,67\%$$

Logo,

$$A_u = S \times E = 0,021 \times 0,6667 = 0,0137 \text{ m}^2$$

Velocidade da Grade (V_o)

$$V_o = \frac{Q}{A_u} = \frac{0,01334}{0,0137} = 0,97 \text{ m/s}$$

Velocidade à Montante da Grade (V)

$$V = V_o \times E = 0,97 \text{ m/s} \times 0,6667 = 0,65 \text{ m/s}$$

Perda de Carga na Grade Limpa e 50% Obstruída

Pela fórmula de Metcalf-Eddy, tem-se para grade limpa:

$$h_f = 1,43 \times \frac{V_o^2 - V^2}{2g}$$

– $h_f \Rightarrow$ Perda de carga (m);

- $V_o \Rightarrow$ Velocidade na grade (m/s);
- $V \Rightarrow$ Velocidade na seção logo à montante da grade (m/s);
- $g \Rightarrow$ Aceleração da gravidade (m/s²)

$$h_f = 1,43 \times \frac{0,97^2 - 0,65^2}{2 \times 9,81} = 0,040 \text{ m} \Rightarrow h_f = 4,0 \text{ cm}$$

Já para a grade 50% obstruída:

$$h_f = 1,43 \times \frac{V_o'^2 - V'^2}{2g}$$

Onde:

$$V_o' = 2V_o = 1,94 \text{ m/s}$$

$$V' = 2V = 1,30 \text{ m/s}$$

$$h_f = 1,43 \times \frac{1,94^2 - 1,30^2}{2 \times 9,81} = 0,150 \text{ m} \Rightarrow 15 \text{ cm}$$

Altura da Lâmina de Esgoto no Canal à Montante da Grade Fina

$\Rightarrow h =$ altura da lâmina a jusante da grade + perda de carga na grade

- Para grade limpa:

$$h = 0,069 \text{ m} + 0,040 \text{ m} = 0,109 \text{ m}$$

- Cota do NE: $592,700 \text{ m} + 0,109 = 592,809 \text{ m}$

- Para grade 50% obstruída:

$$h = 0,069 \text{ m} + 0,150 \text{ m} = 0,219 \text{ m}$$

- Cotas dos NE: $592,700 \text{ m} + 0,219 \text{ m} = 592,919 \text{ m}$

Volume do Material Gradeado

O volume de sólidos em suspensão no esgoto afluente a ser removido pelo gradeamento é calculado conforme os dados apresentados por Schroepfer, que mostram a variação da quantidade de material retido em relação às aberturas das grades. Para o cálculo do material retido foram utilizadas as vazões médias de início e final de plano.

ESPAÇAMENTO (cm)	TAXA DE MATERIAL RETIDO (l/m ³)
2,0	0,038

- Espaçamento entre as barras = 2,0 cm
 - Material retido = 0,038 l/m³
- $Q_{\text{méd}} - 2008 \rightarrow 0,00627 \text{ m}^3/\text{s} \times 86.400 \times 0,038 \text{ l/m}^3 = 20,59 \text{ l/dia}$
- $Q_{\text{méd}} - 2028 \rightarrow 0,00860 \text{ m}^3/\text{s} \times 86.400 \times 0,038 \text{ l/m}^3 = 28,23 \text{ l/dia}$

6.6.2 – Sistema de Lagoas de Estabilização

O Sistema de Lagoas de Estabilização, como citado, é uma forma simples de tratamento de esgotos com grande facilidade operacional, sem necessidade de equipamentos mecânicos e consumo energético praticamente nulo.

O Sistema é composto por Lagoas anaeróbias seguidas por Lagoa Facultativa e Lagoas de Maturação. A construção, operação e manutenção das lagoas são bastante simples, e não requer mão de obra especializada. As lagoas são muito indicadas para as condições da região devido, principalmente, ao clima favorável, com temperaturas elevadas.

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

A existência de uma etapa anaeróbia é fator de atenção no sistema, reforçando a necessidade dos cuidados operacionais para se evitar a formação de maus odores.

Com o sistema bem dimensionado e bem cuidado previne-se a geração dos odores indesejados. É importante manter o afastamento das residências durante todo o horizonte de operação das lagoas para evitar inconvenientes à população caso eventuais problemas operacionais venham a ocorrer.

6.6.2.1 – Lagoas Anaeróbias

As vazões consideradas para o dimensionamento das Lagoas Anaeróbias são apresentadas no Quadro 6.6.1.

Estimativa da Carga Orgânica e Concentração de DBO Afluente

⇒ **Carga orgânica** = População Contribuinte x Carga de DBO *per capita*:

– Ano 2.008 (Início de plano)

$$L = 4.671 \text{ hab.} \times 0,045 \text{ kg DBO/hab.} \times \text{dia}$$

$$L = 210,20 \text{ kg DBO} \times \text{dia} = 2.432,81 \text{ mg/s}$$

– Ano 2.028 (Final de Plano)

$$L = 6.405 \text{ hab.} \times 0,045 \text{ kg DBO/hab.} \times \text{dia}$$

$$L = 288,23 \text{ kg DBO} \times \text{dia} = 3.335,94 \text{ mg/s}$$

$$\Rightarrow \text{Concentração de DBO afluente } (S_o) = \frac{\text{Carga Orgânica (mg/s)}}{Q_{\text{média}} \text{ (l/s)}}$$

– Ano 2.008 (Início de plano)

$$S_o = \frac{2.432,81 \text{ mg/s}}{6,27 \text{ l/s}} = 388 \text{ mg/l}$$

– Ano 2.028 (Final de Plano)

$$S_o = \frac{3.335,94 \text{ mg/s}}{8,60 \text{ l/s}} = 388 \text{ mg/l}$$

Volume Requerido

$$V = \frac{L}{L_v}$$

Onde:

- $V \Rightarrow$ Volume requerido para a lagoa (m^3);
- $L \Rightarrow$ Carga de DBO afluente ($kg\ DBO/d$);
- $L_v \Rightarrow$ Taxa de aplicação volumétrica ($0,10$ a $0,30\ kg\ DBO_5/m^3 \times dia$)
Adotado $0,20\ kg\ DBO_5/m^3 \times dia$.

Logo:

$$V = \frac{288,23\ kgDBO/dia}{0,20\ kgDBO/(m^3 \times dia)} = 1.441,13\ m^3$$

Verificação do Tempo de Detenção

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

Onde:

- $t \Rightarrow$ Tempo de detenção (dia);
- $V \Rightarrow$ Volume requerido pela lagoa (m^3);
- $Q \Rightarrow$ Vazão média de esgoto (m^3/dia).
- Ano 2.008 (início de plano)

$$t = \frac{1.441,13\ m^3}{541,73\ m^3 \times dia} = 3\ dias$$

- Ano 2.028 (Final de Plano)

$$t = \frac{1.441,13\ m^3}{743,04\ m^3 \times dia} = 2\ dias$$

Para aumentar o tempo de retenção da biomassa e garantir um íntimo contato biomassa-esgoto, será feito uma distribuição do afluente pelo fundo da lagoa, em vários pontos, buscando aproximar a um reator anaeróbio de manta de lodo.

Determinação da Área Requerida

- Profundidade adotada: $4,50\ m$

$$\text{Área} = \frac{\text{Volume (m}^3\text{)}}{\text{Profundidade (m)}}$$

$$A = \frac{1.441,13 \text{ m}^3}{4,50 \text{ m}} \Rightarrow A = 320,25 \text{ m}^2$$

- Número de lagoas: 2 lagoas anaeróbias;
- Largura e Comprimento (meia profundidade): $\sqrt{320,25/2} = 12,65 \text{ m}$

Dimensões Adotadas

Logo:

- Lagoa quadrada de dimensões (14,0 X 14,0) m² a meia profundidade;
- Profundidade: 4,5 m;
- Área adotada (cada lagoa): 196,0 m²;
- Volume resultante (total): 1.764,00 m³;
- Tempo de detenção adotado (3 a 6 dias):
 - Ano 2.008: 3,3 dias;
 - Ano 2.028: 2,4 dias.
- Talude: 2:3

Cálculo da Carga Orgânica e Concentração de DBO Solúvel Efluente à Lagoa Anaeróbia

Considerando uma eficiência de E = 60% no tratamento, tem-se:

$$S = \left(1 - \frac{E}{100}\right) S_o$$

- **Carga:**
 - Ano 2.008 (Início de plano):

$c \Rightarrow 84,08 \text{ kg DBO x dia} \Rightarrow 973,13 \text{ mg/s}$

– Ano 2.028 (Final de Plano):

$c \Rightarrow 115,29 \text{ kg DBO x dia} \Rightarrow 1.334,38 \text{ mg/s}$

- **Concentração:**

– Ano 2.008 (Início de plano):

$C \Rightarrow 155 \text{ mg/l}$

– Ano 2.028 (Final de Plano):

$C \Rightarrow 155 \text{ mg/l}$

Dimensionamento das Lagoas de Lodo

Para o cálculo do lodo acumulado no fundo da lagoa anaeróbia, adotou-se a taxa de acúmulo média de lodo de $0,015 \text{ m}^3/\text{hab. x ano}$.

No Quadro 6.6.2 está apresentada a produção de lodo acumulada em cada ano nas lagoas anaeróbias.

As lagoas devem ser limpas quando a camada de lodo atingir a metade da sua altura útil $h/2 = 2,25 \text{ m}$, o que corresponde a uma limpeza em torno do décimo ano de operação (2.018), aproximadamente. Podendo ser realizados até dois descartes durante o alcance de plano do projeto.

Para acomodar o lodo descartado são previstas lagoas de lodo. Essas lagoas são dimensionadas com base no volume de lodo acumulado até o momento do descarte, Quadro 6.6.2. Para facilitar o descarte de lodo das lagoas anaeróbias, o lodo pode ser removido em descartes intermitentes de menor volume até ser retirado todo o volume desejado.

Logo, o volume de lodo que se deseja remover ($865,89 \text{ m}^3$ – Ano 2.018) será dividido em 4 descartes de $216,47 \text{ m}^3$. Considerando a disposição do lodo em camadas de 30 centímetros, para facilitar sua desidratação, a área requerida deverá ser de $721,57 \text{ m}^2$.

O dimensionamento das lagoas de lodo é apresentado no Quadro 6.6.3.

QUADRO 6.6.2 - PRODUÇÃO DE LODO NAS LAGOAS ANAERÓBIAS

ANO	POPULAÇÃO (hab.)	LODO (m³)		ALTURA DE LODO NA LAGOA (m)	
		ANUAL	ACUMULADO	ANUAL	ACUMULADO
2.008	4.671	70,06	70,06	0,179	0,179
2.009	4.851	72,77	142,83	0,186	0,364
2.010	5.039	75,58	218,41	0,193	0,557
2.011	5.115	76,73	295,14	0,196	0,753
2.012	5.193	77,89	373,03	0,199	0,952
2.013	5.272	79,08	452,11	0,202	1,153
2.014	5.352	80,28	532,39	0,205	1,358
2.015	5.433	81,50	613,88	0,208	1,566
2.016	5.516	82,74	696,62	0,211	1,777
2.017	5.600	84,00	780,62	0,214	1,991
2.018	5.685	85,27	865,89	0,218	2,209
2.019	5.771	86,57	952,46	0,221	2,430
2.020	5.859	87,88	1.040,34	0,224	2,654
2.021	5.925	88,87	1.129,21	0,227	2,881
2.022	5.991	89,86	1.219,07	0,229	3,110
2.023	6.058	90,87	1.309,94	0,232	3,342
2.024	6.126	91,89	1.401,83	0,234	3,576
2.025	6.194	92,92	1.494,75	0,237	3,813
2.026	6.264	93,96	1.588,71	0,240	4,053
2.027	6.334	95,01	1.683,72	0,242	4,295
2.028	6.405	96,07	1.779,79	0,245	4,540

QUADRO 6.6.3 - DISPOSIÇÃO DE LODO NAS LAGOAS DE LODO

DIMENSIONAMENTO		
PROFUNDIDADE DA LAGOA ANAERÓBIA	m	4,50
ALTURA PARA DESCARTE DO LODO	m	2,25
TAXA DE PRODUÇÃO DE LODO	m³/hab.ano	0,015
ANO PREVISTO PARA A RETIRADA DO LODO	-	2.018
ALTURA DE LODO PREVISTA	m	2,21
VOLUME DE LODO ACUMULADO - 2018	m³	865,89
NÚMERO DE DESCARTES	UNID	4
VOLUME DE CADA DESCARTE	m³	216,47
ESPESSURA DA CAMADA DE LODO DESCARTADO	m	0,30
ÁREA REQUERIDA	m²	721,57
LARGURA / COMPRIMENTO - MEIA PROFUNDIDADE	m	26,86
LARGURA / COMPRIMENTO- ADOTADA	m	27,00
ÁREA ADOTADA	m²	729,00

Recomenda-se, portanto, a utilização de uma lagoa de lodo com as seguintes dimensões a meia profundidade:

- Comprimento: 27 m;
- Largura: 27 m;
- Profundidade: 1,20 m.

O lodo da lagoa anaeróbia apresenta-se estabilizado. Quando já desidratado na lagoa de lodo receberá a camada de recobrimento de 30 cm de solo.

Este processo começará a partir do oitavo ano de operação da ETE e, a cada semestre, haverá um descarte até o décimo ano. Ao final do décimo ano a lagoa de lodo terá alcançado sua capacidade máxima e será fechada. Deverá então ser prevista outra lagoa no final dos próximos dez anos para novos descartes advindos da operação de limpeza das lagoas anaeróbias.

A real necessidade da remoção de lodo da lagoa anaeróbia deverá ser avaliada pelo responsável pela operação da ETE

6.6.2.2 – Lagoa Facultativa

As vazões consideradas para o dimensionamento das Lagoas Facultativas são apresentadas no Quadro 6.6.1.

Carga Afluente à Lagoa Facultativa

A carga afluente as Lagoas Facultativas refere-se à carga efluente as Lagoas Anaeróbias.

Determinação da Área Requerida

Adotando-se a taxa de aplicação superficial do igual a 240 kg DBO₅/(ha x dia), obtém-se a área requerida pela lagoa:

$$A = \frac{L}{L_s}$$

Onde:

- A ⇒ Área requerida para a lagoa (ha);

- $L \Rightarrow$ Carga de DBO afluente à lagoa ($\text{kgDBO}_5 \times \text{dia}$);
- $L_s \Rightarrow$ Taxa de aplicação superficial ($\text{kgDBO}_5/\text{ha} \times \text{dia}$);

$$A = \frac{115,29 \text{ kgDBO}_5/\text{dia}}{240 \text{ kgDBO}_5/(\text{ha} \times \text{dia})} = 4.803,75 \text{ m}^2$$

- Profundidade adotada: 2,20 m
- Número de lagoas: 1 Lagoa Facultativa;
- Relação Comprimento / Largura: 2,50

Dimensões Adotadas

Logo:

- Lagoa retangular de dimensões (45,0 x 115,0) m^2 a meia profundidade;
- Profundidade: 2,20 m;
- Área resultante: 5.175,00 m^2 ;
- Volume resultante: 11.3850,00 m^3 ;
- Relação Comprimento / Largura: 2,56
- Tempo de detenção adotado (15 a 45 dias):
 - Ano 2.008: 21 dias;
 - Ano 2.028: 15 dias.
- Talude: 2:3

Cálculo da Carga Orgânica e Concentração de DBO Efluente à Lagoa Facultativa

O regime hidráulico de uma lagoa de estabilização não segue exatamente os modelos ideais dos reatores de mistura completa ou fluxo de pistão, mas sim um modelo intermediário.

No cálculo da concentração de DBO_5 efluente será utilizado o regime hidráulico tipo mistura completa de maneira a manter uma margem de segurança, uma vez que

esse regime é o que apresenta menor eficiência. Apesar da célula possuir formas retangulares a mesma será admitida não predominantemente longitudinal.

$$S = \frac{S_o}{1 + K \times t}$$

Onde:

- $S \Rightarrow$ Concentração de DBO_5 solúvel efluente (mg/l);
- $S_o \Rightarrow$ Concentração de DBO_5 afluente = Efluente da lagoa anaeróbia (mg/l);
- $K \Rightarrow$ Coeficiente de remoção de DBO (d^{-1})
- $t \Rightarrow$ Tempo de detenção total (dias).

Para o sistema de mistura completa o valor do coeficiente de remoção de DBO (K) varia de 0,30 a 0,35 d^{-1} . Neste caso será adotado $K_{20^\circ\text{C}} = 0,20 \text{ d}^{-1}$, uma vez que a lagoa facultativa receberá o efluente de uma lagoa anaeróbia, sendo a matéria orgânica no esgoto afluente à lagoa facultativa de degradação mais difícil, implicando em taxas de degradação mais lentas.

Valor do K corrigido para $T = 24^\circ\text{C} \Rightarrow K_{24^\circ\text{C}} = K_{20} \times 1,05^{(24 - 20)} = 0,24 \text{ d}^{-1}$

- Ano 2.008 (Início de plano):

$$S = \frac{155 \text{ mg/l}}{1 + 0,24 \text{ d}^{-1} \times 21 \text{ dias}} = 25 \text{ mg/l}$$

- Ano 2.028 (Final de Plano):

$$S = \frac{155 \text{ mg/l}}{1 + 0,24 \text{ d}^{-1} \times 15 \text{ dias}} = 33 \text{ mg/l}$$

Admitindo-se uma concentração de Sólidos Suspensos (SS) efluente igual a 100 mg/l, e considerando-se que cada 1 mg SS/l implica numa DBO_5 em torno de 0,35 mg/l, tem-se:

$$\text{DBO}_5 \text{ PARTICULADA} = 0,35 \text{ mg DBO}_5/\text{mgSS} \times 100 \text{ mg DBO}_5/\text{l} = 35 \text{ mg DBO}_5/\text{l}$$

- $\text{DBO}_{\text{TOTAL}} \text{ efluente} = \text{DBO}_{\text{SOLÚVEL}} + \text{DBO}_{\text{PARTICULADA}}$

- Ano 2.008 (Início de plano):

$$\text{DBO}_5 \text{ TOTAL} = 25 \text{ mg DBO/l} + 35 \text{ mg DBO/l} = 60 \text{ mg DBO/l}$$

- Ano 2028 (Final de Plano):

$$\text{DBO}_5 \text{ TOTAL} = 33 \text{ mg DBO/l} + 35 \text{ mg DBO/l} = 68 \text{ mg DBO/l}$$

Cálculo da Eficiência na Remoção de DBO pelo Sistema Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa

$$E = \frac{S_o - S}{S_o} \times 100$$

- Ano 2.008 (Início de plano):

$$E = \frac{388 \text{ mg/l} - 60 \text{ mg/l}}{388 \text{ mg/l}} \times 100 = 84\%$$

- Ano 2.028 (Final de Plano):

$$E = \frac{388 \text{ mg/l} - 68 \text{ mg/l}}{388 \text{ mg/l}} \times 100 = 83\%$$

6.6.2.3 – Lagoas de Maturação

Eficiência na Remoção de Coliformes Fecais

- População: 6.405 hab.
- Vazão afluyente: 743,04 m³/d
- Temperatura do líquido (mês mais frio): 24°C
- Produção per capita de coliformes: 1×10^{10}

Estimativa da Carga e Concentração de Coliformes Fecais

⇒ **Carga de Coliformes no Esgoto** = População Contribuinte x Produção per capita:

$$\text{Carga} = 6.405 \text{ hab.} \times 1 \times 10^{10} = 6,41 \times 10^{13} \text{ CF/d}$$

$$\Rightarrow \text{Concentração de CF} = \frac{\text{Carga CF (mg/s)}}{Q_{\text{média}} \text{ (m}^3\text{/d)}}$$

- Esgoto Bruto: $8,62 \times 10^6$ CF/100 ml
- Efluente a Lagoa Anaeróbia:

Admitindo remoção de 40% nas lagoas, temos a concentração de coliformes fecais efluente das lagoas anaeróbias igual a $5,17 \times 10^6$ CF/100 ml.

Remoção de Coliformes Fecais na Lagoa Facultativa

Para o cálculo da remoção dos CF na Lagoa Facultativa será adotado o regime de fluxo disperso, segundo recomendação de Von Sperling.

- Número de lagoas: 1 unidade;
- Tempo de detenção: 15 dias;
- Relação Comprimento/Largura (L/B): 2,56
- Número de Dispersão

Adotando o regime de fluxo disperso:

$$d = \frac{L/B}{-0,261 + 0,254 \times L/B + 1,014 \times (L/B)^2} = 0,36$$

- Coeficiente de Remoção de Coliforme (K_b)
 - K_b (20°C) adotado = $0,20 \text{ d}^{-1}$
 - K_b (24°C) = $0,2 \times 1,07^{(24-20)}$
 - K_b (24°C) = $0,26 \text{ d}^{-1}$

- Coeficientes

Adotando-se a equação para fluxo disperso, tem-se:

$$a = \sqrt{1 + 4 K_b \cdot t \cdot d} \rightarrow a = \sqrt{1 + 4 \times 0,26 \times 15 \times 0,36} = 2,60$$

$$N = N_0 \frac{4a \cdot e^{1/2 d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}}$$

$$N = 5,17 \times 10^6 \frac{4 \times 2,60 \times e^{1/2 \times 0,36}}{(1+2,60)^2 e^{2,60/2 \times 0,36} - (1-2,60)^2 e^{-2,60/2 \times 0,36}}$$

$$N = 4,50 \times 10^5 \text{ CF/100 ml}$$

– Eficiência de remoção no sistema Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa

$$E = C_{\text{Esgoto Bruto}} - C_{\text{Esgoto Lag. Facultativa}} / C_{\text{Esgoto Bruto}} = 94,78\%$$

Remoção de Coliformes Fecais nas Lagoas de Maturação

Adotando o regime de Mistura Completa para as Lagoas de Maturação, tem-se:

- Número de Lagoas: 2 unidades;
- Tempo de Detenção Total: 9 dias;
- Volume: $Q \text{ (m}^3\text{/d)} / \text{TDH (d)}$
 - Volume Total: 6.687,36 m³
 - Volume para cada Lagoa: 3.343,68 m³
- Profundidade: 1,0 metro;
- Área de cada lagoa: 483,35 m²;
- Largura adotada: 45,0 m;
- Comprimento Adotado: 65,0 m;
- Área adotada: 2.925,00 m²;
- Volume adotado: 2.925,00 m³;
- Tempo de Detenção Total: 8 dias.
- Coeficiente de Decaimento Bacteriano
 - $1,07 \times 1,07^{(24-20)} = 1,6$

Concentração Efluente de Coliforme

$$N = \frac{N_0}{\left(1 + K_b \cdot \frac{t}{n}\right)^n} = \frac{4,5 \times 10^5}{\left(1 + 1,6 \times \frac{8}{2}\right)^2} = 8.445$$

O valor encontrado está de acordo com o estudo de autodepuração que permite o lançamento de até 10.929 organismos para alcançar o padrão de 1000 CF/100 ml na mistura com o corpo receptor.

Eficiência de Remoção de CF na Maturação

$$E = \frac{C_{\text{efluente lag.fac}} - C_{\text{efluente lag.mat}}}{C_{\text{efluente lag.fac}}} = \frac{4,50 \times 10^5 - 8.445}{4,50 \times 10^5} = 98,12\%$$

Eficiência de Remoção de CF no Sistema

$$E = \frac{C_{\text{afluente sistema}} - C_{\text{efluente lag.mat}}}{C_{\text{afluente sistema}}} = \frac{8,62 \times 10^6 - 8.445}{8,62 \times 10^6} = 99,90\%$$

O efluente do esgoto tratado na ETE - Ubaí terá o seu lançamento no Riacho Galeão. O estudo de autodepuração do efluente tratado no córrego permite o lançamento de até 10.929 organismos para que na mistura do esgoto tratado com o corpo receptor a concentração de coliformes seja inferior a 1000 organismos em cada 100 ml. A eficiência de tratamento mínima exigida pelo estudo de autodepuração foi de 99,87%. Estando o efluente da ETE de acordo com os padrões pré-estabelecidos.

O dimensionamento das Lagoas Anaeróbias, Facultativa e de Maturação pode ser observado nos Quadros 6.6.4 a 6.6.6.

QUADRO 6.6.4 – DIMENSIONAMENTO DAS LAGOAS ANAERÓBIAS

DADOS DE ENTRADA			
DISCRIMINAÇÃO	ANO	VALOR	
POPULAÇÃO ATENDIDA (hab.)	2.008	4.671	
	2.028	6.405	
VAZÃO MÉDIA		m³/dia	l/s
	2.008	541,73	6,27
	2.028	743,04	8,60
TEMPERATURA (°C)		24	
CARGA ORGÂNICA PER CAPITA (kg DBO / hab. x dia)		0,045	
TAXA DE APLICAÇÃO VOLUMÉTRICA (kg DBO ₅ / m³ x dia)		0,20	
PROFUNDIDADE ÚTIL ADOTADA PARA A LAGOA (m)		4,50	
ALTURA DA BORDA LIVRE (m)		0,50	
EFICIÊNCIA CONSIDERADA PARA A LAGOA (%)		60	
PARÂMETROS AFLUENTE			
CARGA ORGÂNICA AFLUENTE		mg/s	kgDBO x dia
	2.008	2.432,81	210,20
	2.028	3.335,94	288,23
CONCENTRAÇÃO DE DBO AFLUENTE (mg/l)	2.008	388	
	2.028	388	
DIMENSIONAMENTO			
VOLUME REQUERIDO PARA A LAGOA (m³)		1.441,13	
TEMPO DE DETENÇÃO (dia)	2.008	3	
	2.028	2	
ÁREA REQUERIDA (m²)		320,25	
NÚMERO DE LAGOAS		2	
LARGURA / COMPRIMENTO (m) - MEIA PROFUNDIDADE		12,65	
LARGURA / COMPRIMENTO- ADOTADA (m) - MEIA PROFUNDIDADE		14,00	
ÁREA ADOTADA (m²)		196,00	
VOLUME RESULTANTE (m³)		1.764,00	
TEMPO DE DETENÇÃO ADOTADO (dia)	2.008	3,3	
	2.028	2,4	
TALUDE ADOTADO		VERTICAL	2,00
		HORIZONTAL	3,00
COMPRIMENTO / LARGURA DO FUNDO (m)		7,25	
COMPRIMENTO / LARGURA NO NÍVEL DO ESGOTO (m)		20,75	
COMPRIMENTO / LARGURA NA CRISTA DO TALUDE (m)		22,25	
PARÂMETROS DO EFLUENTE			
CARGA ORGÂNICA		mg/s	kgDBO x dia
	2.008	973,13	84,08
	2.028	1.334,38	115,29
CONCENTRAÇÃO DE DBO ₅ (mg/l)	2.008	155	
	2.028	155	

QUADRO 6.6.5 – DIMENSIONAMENTO DA LAGOA FACULTATIVA

DADOS DE ENTRADA			
DISCRIMINAÇÃO	ANO	VALOR	
POPULAÇÃO ATENDIDA (hab.)	2.008	4.671	
	2.028	6.405	
VAZÃO		m3/dia	l/s
	2.008	541,73	6,27
	2.028	743,04	8,60
TEMPERATURA (°C)		24	
TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL (kg DBO / ha x dia)		240	
K - COEFICIENTE DE REMOÇÃO (D ⁻¹)		0,20	
PROFUNDIDADE ÚTIL ADOTADA PARA A LAGOA (m)		2,20	
ALTURA DA BORDA LIVRE (m)		0,50	
EFICIÊNCIA CONSIDERADA PARA A LAGOA FACULTATIVA (%)		60	
PARÂMETROS EFLUENTE DA LAGOA ANAERÓBIA / AFUENTE LAGOA FACULTATIVA			
CARGA ORGÂNICA		mg/s	kgDBO x dia
	2.008	973,13	84,08
	2.028	1.334,38	115,29
CONCENTRAÇÃO DE DBO (mg/l)	2.008	155	
	2.028	155	
DIMENSIONAMENTO			
ÁREA REQUERIDA PARA A LAGOA (m²)		4.803,75	
NÚMERO DE LAGOAS		1	
RELAÇÃO COMPRIMENTO / LARGURA		2,50	
LARGURA (m) - MEIA PROFUNDIDADE		43,83	
COMPRIMENTO (m) - MEIA PROFUNDIDADE		109,59	
LARGURA ADOTADA (m) - MEIA PROFUNDIDADE		45,00	
COMPRIMENTO ADOTADO (m) - MEIA PROFUNDIDADE		115,00	
ÁREA RESULTANTE (m²)		5.175	
VOLUME RESULTANTE (m³)		11.385	
RELAÇÃO COMPRIMENTO / LARGURA ADOTADO		2,56	
TEMPO DE DETENÇÃO ADOTADO (dia)	2.008	21	
	2.028	15	
TALUDE ADOTADO		VERTICAL	2,00
		HORIZONTAL	3,00
LARGURA DO FUNDO (m)		41,70	
LARGURA NO NÍVEL DO ESGOTO (m)		48,30	
LARGURA NA CRISTA DO TALUDE (m)		49,80	
COMPRIMENTO DO FUNDO (m)		111,70	
COMPRIMENTO NO NÍVEL DO ESGOTO (m)		118,30	
COMPRIMENTO NA CRISTA DO TALUDE (m)		119,80	
PARÂMETROS DO EFLUENTE			
Kt - CORREÇÃO DO COEFICIENTE DE REMOÇÃO (D ⁻¹)		0,24	
CARGA ORGÂNICA		mg/s	kgDBO x dia
	2.008	378,74	32,72
	2.028	583,42	50,41
CONCENTRAÇÃO DE DBO ₅ (mg/l)		SOLÚVEL	TOTAL
	2.008	25	60
	2.028	33	68
EFICIÊNCIA NA REMOÇÃO DE DBO PARA A LAGOA FACULTATIVA (%)	2.008	61	
	2.028	56	
EFICIÊNCIA NA REMOÇÃO DE DBO PARA O SISTEMA DE LAGOA ANAERÓBIA + LAGOA FACULTATIVA (%)	2.008	84	
	2.028	83	

QUADRO 6.6.6 – DIMENSIONAMENTO DAS LAGOAS DE MATURAÇÃO

DADOS DE ENTRADA				
DISCRIMINAÇÃO		ANO	VALOR	
POPULAÇÃO ATENDIDA (hab.)		2.008	4.671	
		2.028	6.405	
VAZÃO		2.008	m³/dia	l/s
			541,73	6,27
			743,04	8,60
TEMPERATURA (°C)		24		
CARGA PER- CAPITA DE COLIFORMES FECAIS (CF/hab. x dia)		1,0E+10		
ALTURA DA BORDA LIVRE (m)		0,5		
EFICIÊNCIA CONSIDERADA PARA A LAGOA ANAERÓBIA (%)		40		
CONCENTRAÇÃO DE COLIFORMES NO CORPO RECEPTOR (CF/ 100 ml)		0		
PARÂMETROS AFLUENTE				
CARGA DE COLIFORMES FECAIS (CF/ d)		6,41E+13		
CONCENTRAÇÃO DE CF	ESGOTO BRUTO (CF/ 100 ml)		8,62E+06	
	EFLUENTE - LAGOA ANAERÓBIA (CF/ 100 ml)		5,17E+06	
REMOÇÃO DE COLIFORMES NA LAGOA FACULTATIVA				
TIPO DE REGIME		FLUXO DISPERSO		
NÚMERO DE LAGOAS		1		
RELAÇÃO COMPRIMENTO/LARGURA		2,56		
d - NÚMERO DE DISPERSÃO		0,36		
Kb - COEFICIENTE DE REMOÇÃO DE COLIFORMES (d ⁻¹)		0,26		
TEMPO DE DETENÇÃO (dia)		15		
COEFICIENTE - (a)		2,60		
CONCENTRAÇÃO EFLUENTE DE COLIFORMES (CF/ 100 ml)		4,50E+05		
EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DECOLIFORMES (anaeróbia+facultativa) (%)		94,78		
REMOÇÃO DE COLIFORMES NA LAGOA DE MATURAÇÃO				
TIPO DE REGIME		MISTURA COMPLETA		
NÚMERO DE LAGOAS		2		
TEMPO DE DETENÇÃO (dia)		9,0		
VOLUME (m³)	TOTAL		6.687,36	
	CADA LAGOA		3.343,68	
ÁREA (m²)		3.343,68		
PROFUNDIDADE (m)		1,00		
LARGURA (m)		47,21		
COMPRIMENTO (m)		70,82		
DIMENSÕES ÚTEIS ADOTADA	LARGURA ADOTADA (m)		45,00	
	COMPRIMENTO ADOTADO(m)		65,00	
	ÁREA ADOTADA (m2)		2.925,00	
	VOLUME REAL (m³)		2.925,00	
TEMPO DE DETENÇÃO (dia)		7,9		
COEFICIENTE DE DECAIMENTO BACTERIANO		1,6		
CONCENTRAÇÃO EFLUENTE DE COLIFORMES (CF/ 100 ml)		8.445		
EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE COLIFORMES NA MATURAÇÃO (%)		98,12		
EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DECOLIFORMES NO SISTEMA (%)		99,90		

6.6.3 – Emissário

O efluente das Lagoas de Maturação da ETE - Ubaí será conduzido até o Riacho Galeão por meio de uma tubulação em PVC junta elástica, diâmetro de 150 mm, com uma extensão aproximada de 253 metros.

6.6.4 – Aterro Controlado

A ETE - Ubaí possui uma área destinada ao aterro controlado, de aproximadamente 1.500 m², onde serão dispostos os subprodutos do tratamento. Para aterramento dos resíduos foram projetadas células lineares de 1,5 m de largura e profundidade de 1,90 m. A extensão total da célula é determinada pelo volume de resíduo a ser aterrado. As células serão abertas conforme a necessidade de aterramento do material proveniente da limpeza das unidades da ETE e elevatórias, verificada durante a operação do sistema.

Para a quantificação do volume a ser aterrado foram determinados os volumes de material retido nas elevatórias de esgoto bruto e no gradeamento e na caixa de areia do tratamento preliminar mediante crescimento das vazões ano a ano, determinando o material retido acumulado ao final de plano (2.028).

No Quadro 6.6.7 é apresentada a planilha quantitativa dos volumes retidos a serem aterrados ao final de plano.

Conforme o Quadro 6.6.6, o volume total de material a ser aterrado na ETE - Ubaí é de 416,23 m³. Considerando que 1 metro linear de vala comporta 1,35 m³ de resíduo aterrado, o comprimento total da vala requerido para disposição dos resíduos é de 308 metros. Portanto, foram dispostas 3 valas de aterro com 103 m de comprimento e 1,50 m de largura.

A base da vala para aterro será composta de camada impermeabilizante e da camada drenante. A camada impermeabilizante terá 10 cm de espessura, sendo composta por argila impermeabilizante. Após camada impermeabilizante será instalado dreno de fundo, em manilha perfurada DN 100, e cobertura de brita nº 2. A camada drenante terá 30 cm de espessura.

Realizada a base da vala para aterro, os resíduos poderão ser depositados em camadas de 30 cm de espessura alternando com a camada de solo de 20 cm para sobreposição do material aterrado.

Para efeito de orçamento foi considerada uma unidade de aterro, de seção de 1,5 x 1,90 m e comprimento de 103 m, volume de 139 m³ de material aterrado, correspondentes ao atendimento até o ano de 2015.

QUADRO 6.6.7 – VOLUME DE MATERIAL A SER ATERRADO

MATERIAL RETIDO NO CESTO - ELEVATORIA FINAL	
VAZÃO MÉDIA 2.008 (l/s)	6,27
VAZÃO MÁXIMA 2.028 (l/s)	13,34
VOLUME RETIDO NO GRADEAMENTO (l/m ³)	0,012
VOLUME DE MATERIAL RETIDO ACUMULADO - 2.028 (m ³)	74,61
MATERIAL RETIDO NO GRADEAMENTO FINO - TRATAMENTO PRELIMINAR	
VAZÃO MÉDIA 2.008 (l/s)	6,27
VAZÃO MÉDIA 2.028 (l/s)	8,60
ESPAÇAMENTO ENTRE AS BARRAS (cm)	2,0
TAXA DE MATERIAL RETIDO (l/m ³)	0,038
VOLUME DE MATERIAL RETIDO ACUMULADO - 2.028 (m ³)	190,90
MATERIAL RETIDO NA CAIXA DE AREIA - TRATAMENTO PRELIMINAR	
VAZÃO MÉDIA 2.008 (l/s)	6,27
VAZÃO MÉDIA 2.028 (l/s)	8,60
TAXA DE ACÚMULO DE AREIA (l/m ³)	0,030
VOLUME DE MATERIAL RETIDO ACUMULADO - 2.028 (m ³)	150,71
VOLUME TOTAL DE RESÍDUOS SÓLIDOS NO ATERRO (m³)	416,23

ANEXO

PROPOSTAS CONJUNTOS MOTO-BOMBA

