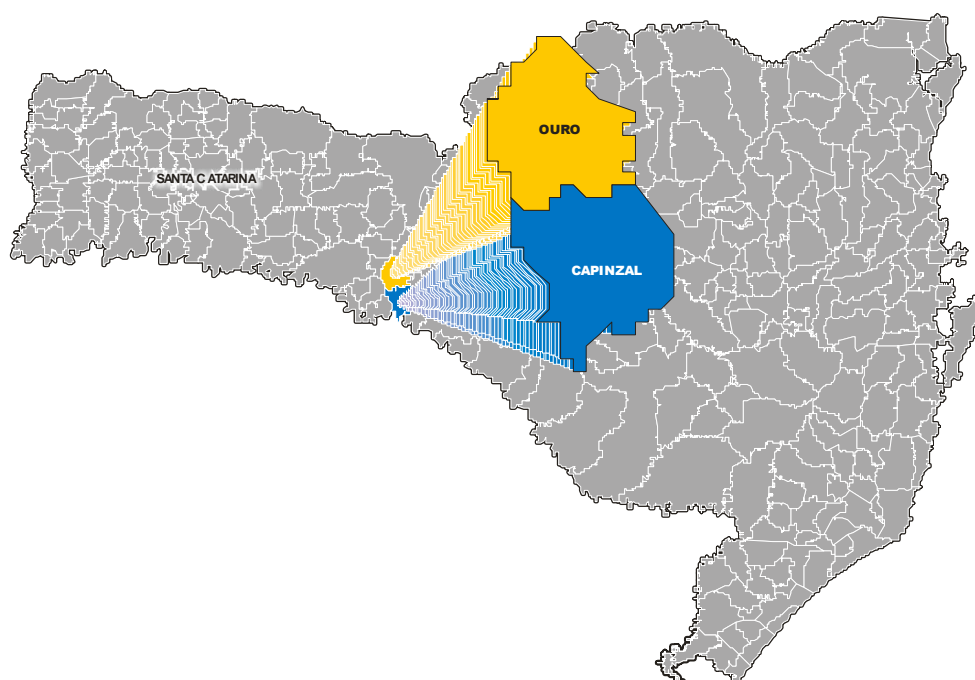




SERVIÇO INTERMUNICIPAL DE ÁGUA E ESGOTO
PREFEITURAS DE CAPINZAL E OURO – SC



PROJETO BÁSICO DE ENGENHARIA DO SISTEMA DE
ESGOTO SANITÁRIO PARA O MUNICÍPIO DE OURO – SC

RELATÓRIO VIII – VOLUME II – C

JULHO DE 2008



ÍNDICE ANALÍTICO

1	APRESENTAÇÃO	5
1.1	PROJETO	5
1.2	ÁREA DE ESTUDO DO PROJETO	5
1.3	POPULAÇÃO ATENDIDA	5
1.4	METODOLOGIA UTILIZADA	6
1.5	ESCOPO DO RELATÓRIO	6
1.6	CÓDIGO DO PROJETO	6
2	CONSULTOR	7
3	CONSIDERAÇÕES GERAIS	8
4	PROJETO	9
5	MEMORIAL DE CÁLCULO DO PROJETO BÁSICO DE ENGENHARIA	10
5.1	REDE COLETORA PÚBLICA DE ESGOTO	10
5.1.1	FUNDAMENTOS DO PROCESSO DE CÁLCULO DA REDE COLETORA DE ESGOTO	10
5.1.2	CÁLCULO DAS VAZÕES TOTAIS	14
5.1.3	DETERMINAÇÃO DAS TAXAS DE CONTRIBUIÇÃO LINEAR PARA O CÁLCULO DAS REDES COLETORAS DE ESGOTO	16
5.1.4	PROCEDIMENTO PARA DIMENSIONAMENTO DO CONDUTO	18
5.2	ESTAÇÃO ELEVATÓRIA E LINHAS DE RECALQUE	19
5.2.1	GRADEAMENTO	19
5.2.2	POÇO DE SUCCÃO	21
5.2.3	DIÂMETRO ECONÔMICO E CONDIÇÕES HIDRÁULICAS DA LINHA DE RECALQUE	24
5.2.4	DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DA LINHA DE RECALQUE	29
5.2.5	CONJUNTO MOTO-BOMBA	30
5.2.6	INSTALAÇÕES ELÉTRICAS	30
5.2.7	ESTUDOS DOS TRANSIENTES HIDRÁULICOS	30
6	ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO	32
6.1	EFICIÊNCIA DO SISTEMA	32
6.2	TRATAMENTO PRELIMINAR	33
6.3	DESARENADOR	33
6.4	MEDIDOR DE VAZÃO	34
6.5	GRADEAMENTO E PENEIRAMENTO	36
6.6	PROCESSO DE FLOTAÇÃO	39
6.6.1	VANTAGENS E BENEFÍCIOS DA FLOTAÇÃO	40
6.7	TRATAMENTO DE GASES	42
6.8	SISTEMA DE DESINFECÇÃO POR ULTRAVIOLETA	42



6.9	GERAÇÃO DE LODO	43
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	48



ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 6.1 – Desarenador</i>	34
---------------------------------------	----

ÍNDICE DE TABELAS

<i>Tabela 5.1- Cálculo das taxas de contribuição linear de esgoto por sub-bacia de esgotamento</i>	18
<i>Tabela 5.2 – Dados do dimensionamento do gradeamento das elevatórias</i>	21
<i>Tabela 5.3 – Dados das estações elevatórias</i>	22
<i>Tabela 5.4 – Dimensões e tempo de detenção hidráulica (TDH) dos poços de sucção</i>	24
<i>Tabela 5.5 – Condições de funcionamento das bombas</i>	24
<i>Tabela 5.6 – Dimensões da linha de recalque em função de diferentes diâmetros</i>	24
<i>Tabela 5.7 – Dados gerais conforme diâmetro</i>	26
<i>Tabela 5.8 – Custos de aquisição e instalação das tubulações adotadas</i>	27
<i>Tabela 5.9 – Custos de aquisição e instalação de conjunto moto-bomba</i>	27
<i>Tabela 5.10 – Custos implantação de cada linha de recalque</i>	29
<i>Tabela 5.11 - Valores de perdas localizadas</i>	29
<i>Tabela 5.12 – Dados referente aos conjuntos moto-bomba</i>	30
<i>Tabela 6.1 – Dados do desarenador</i>	33
<i>Tabela 6.2 – Características da calha Parshall para as vazões média e máxima</i>	35



**SERVIÇO INTERMUNICIPAL DE
ÁGUA E ESGOTO**



MUNICÍPIO DE OURO

1 APRESENTAÇÃO

1.1 PROJETO

Projeto Básico de Engenharia do Sistema de Esgotamento Sanitário para o município de Ouro - SC.

1.2 ÁREA DE ESTUDO DO PROJETO

Sede do município de Ouro, localizado na Região Meio-Oeste do Estado de Santa Catarina

1.3 POPULAÇÃO ATENDIDA

População atendida	Início do plano de projeto (2006)	Final do Plano de Projeto (2031)
Ouro	4.852	10.845
Total	4.852	10.845



1.4 METODOLOGIA UTILIZADA

O projeto do Sistema de Esgotamento Sanitário (SES) para a sede do município de Ouro está calcado em preceitos e técnicas indicadas para projetos de sistemas de esgotamento sanitário, considerando os padrões da Autarquia Intermunicipal prestadora dos serviços local e nas seguintes normas técnicas brasileiras (NBR): NBR 9.648 - Estudo de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário; NBR 9.800 - Critério para o lançamento de Efluentes Líquidos Industriais no Sistema Coletor Público de Esgoto Sanitário; NBR 9.649 - Projeto de Redes Coletoras de Esgoto Sanitário; NBR 12.207 - Projeto de Interceptores de Esgoto Sanitário; NBR 12.208 - Projeto de Estações Elevatórias de Esgoto Sanitário e NBR 12.209 - Projeto de Estações de Tratamento de Esgoto Sanitário.

1.5 ESCOPO DO RELATÓRIO

- ✓ Memorial de Cálculo do Projeto;
- ✓ Especificações detalhadas das obras civis, dos equipamentos e materiais;
- ✓ Orçamento detalhado;
- ✓ Estagiamento de implantação de obras;
- ✓ Desenhos e demais peças gráficas;
- ✓ Planejamento e controle da qualidade da operação do sistema de esgotos;
- ✓ Projeto de sinalização de Segurança;
- ✓ Licença Ambiental;
- ✓ ART do Projeto.

1.6 CÓDIGO DO PROJETO

- SIMAE CAPINZAL/OURO – CAO/41/2006
- SANETAL ENGENHARIA E CONSULTORIA – Pj_001-2007
- REVISÃO DO PROJETO - C



2 CONSULTOR



SANETAL – Engenharia e Consultoria
em Saneamento e Meio Ambiente Ltda.

Endereço: Rua Heriberto Hülse, 70 sala 01 – Barreiros – São José – SC.

CNPJ: 04.779.656/0001-05

CREA N°.: 059026-3

Representante Legal: ADRIANO AUGUSTO RIBEIRO

Responsável Técnico pelo Projeto Básico e Equipe Técnica

Adriano Augusto Ribeiro

CREA n°: 051422-6

Equipe Técnica de Trabalho

Adriano Augusto Ribeiro	Eng.º Sanitarista e Ambiental, MSC.
Flávia Andréa da Silva Cabral	Eng.º Sanitarista e Ambiental, MSC.
Euclides Ademir Espíndola	Eng.º Sanitarista e Ambiental
Cristina Kirchner de Azevedo	Eng.º Sanitarista e Ambiental
Alexandre Robert Amaro	Eng.º Sanitarista e Ambiental
Sebastian Rosenfeldt	Eng.º de Processos
Jairson J. S. Varela	Engenharia Sanitária e Ambiental
Nayla Motta Campos Libos	Engenharia Sanitária e Ambiental
Clesio Leonel Hossa	Engenharia Sanitária e Ambiental





3 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Por meio do Processo Licitatório n° CAO/0321/2006, Tomada de Preços n° CAO/02/2006 e Contrato n° CAO/41/2006 do SIMAE de Capinzal e Ouro, a empresa SANETAL ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE LTDA., ficou responsável pelo *Estudo Técnico Preliminar e Projeto Básico de Engenharia* do sistema público de esgoto sanitário da sede do município de Ouro.





4 PROJETO

O projeto do Sistema Público de Esgotamento Sanitário (SES) para a sede do município de Ouro é dividido em ESTUDO TÉCNICO PRELIMINAR e PROJETO BÁSICO DE ENGENHARIA.

O ESTUDO TÉCNICO PRELIMINAR será composto por LEVANTAMENTO DE DADOS; ESTUDOS DEMOGRÁFICOS; PLANEJAMENTO DA ÁREA, CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PROJETO; DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES DE CONTRIBUIÇÃO E DAS CARGAS; ESTUDO DO CORPO RECEPTOR; ESTUDO DO PROCESSO DE TRATAMENTO; PROPOSITURA DE ALTERNATIVAS; ESTUDO COMPARATIVO ENTRE ALTERNATIVAS E ESTUDOS DE IMPACTO AMBIENTAL E DE VIZINHANÇA, conforme o Termo de Referência Específico.

O PROJETO BÁSICO DE ENGENHARIA será composto por MEMORIAL DESCRITIVO E JUSTIFICATIVO; MEMORIAL DE CÁLCULO DO PROJETO; ESPECIFICAÇÕES DETALHADAS DAS OBRAS CIVIS, DOS EQUIPAMENTOS E MATERIAIS; ORÇAMENTO DETALHADO; REVISÃO DA OTIMIZAÇÃO DAS ETAPAS DE IMPLANTAÇÃO; ELABORAÇÃO DE DESENHOS E DEMAIS PEÇAS GRÁFICAS; PLANEJAMENTO E CONTROLE DA QUALIDADE DA OPERAÇÃO DO SISTEMA DE ESGOTOS; MANUAL DE OPERAÇÃO; PROJETO DE SINALIZAÇÃO DE SEGURANÇA, LICENÇA AMBIENTAL e ART DO PROJETO, conforme o Termo de Referência Específico.

5 MEMORIAL DE CÁLCULO DO PROJETO BÁSICO DE ENGENHARIA

5.1 REDE COLETORA PÚBLICA DE ESGOTO

A rede coletora pública de esgoto do município de Ouro foi dimensionada com base na NBR 9.649/86, que fixa as condições exigíveis na elaboração de projeto hidráulico-sanitário de redes coletoras de esgoto (funcionando em lâmina livre), além de observar as regulamentações específicas do SIMAE de Capinzal e Ouro, responsável pelo planejamento e desenvolvimento do sistema de esgoto Sanitário.

Para o dimensionamento da rede coletora pública de esgoto de todas as sub-bacias de esgotamento do município, adotou-se o software SANCAD, que constitui-se em um aplicativo para o projeto e dimensionamento de rede coletoras de esgotos sanitários baseado na norma brasileira NBR 9.649/86, no qual é utilizado em conjunto com o software gráfico AutoCAD.

5.1.1 FUNDAMENTOS DO PROCESSO DE CÁLCULO DA REDE COLETORA DE ESGOTO

Uma rede coletora de esgoto é um conjunto complexo de condutos interligados entre si nos nós da rede, cobrindo as ruas da localidade a que serve, podendo ser uma canalização única por rua (as chamadas redes simples) ou mais de uma por rua (rede dupla, uma em cada calçada), onde em cada nó, ou ponto de singularidade é projetado um órgão acessório, como um poço de visita ou um poço de limpeza nas cabeceiras (início da rede).

Com base no comprimento total da rede, a população a ser esgotada em início e fim de plano (saturação) e os parâmetros de consumo de água, como per capita, coeficiente diário K_1 e horário K_2 , o coeficiente de retorno e de infiltração, determina-se a vazão de coleta linear, em l/s.m, assumida uniforme ao longo de cada trecho. As vazões calculadas nos trechos propagam-se das cabeceiras para as pontas, até atingir seu maior valor no trecho mais próximo ao ponto final da rede.

Desta forma, com as vazões de início e fim de plano para cada trecho calcula-se o diâmetro, a declividade e os demais parâmetros de escoamento.

Vale ressaltar, que o esgoto sanitário, além das substâncias orgânicas e minerais dissolvidos, leva também substâncias coloidais e sólidas de maior dimensão, em mistura que pode formar depósitos nas paredes e no fundo dos condutos, o que não é conveniente para o seu funcionamento hidráulico.

Assim, no dimensionamento hidráulico deve-se prover condições satisfatórias de fluxo que, simultaneamente, devem atender aos seguintes quesitos:

- Transportar as vazões esperadas, máximas (caso das vazões de fim de plano Q_f), e mínima (que são as de início de plano Q_i);
- Promover o arraste de sedimentos, garantindo a autolimpeza dos condutos (A NBR 9.649/86 recomenda o valor mínimo da tensão trativa (σ) igual 1,0 Pa);
- Evitar as condições que favorecem a formação de sulfetos HS^- e a formação e desprendimento de gás sulfídrico.

Desta forma, o dimensionamento hidráulico consiste em determinar o diâmetro e a declividade longitudinal do conduto, tais que satisfaçam essas condições.

Destaca-se que outras condições que comparecem no dimensionamento hidráulico decorrem de vazões instantâneas devidas as descargas de bacias sanitárias, muitas vezes simultâneas, são elas:

- Máxima altura de lâmina d' água para garantia do escoamento livre, fixada pela NBR 9.649/86 em 75% do diâmetro, para redes coletoras;
- Mínima vazão a considerar nos cálculos hidráulicos, fixada em 1,5 l/s.

A NBR 9.649/86, admite o diâmetro de 100 mm (DN 100) como mínimo a ser utilizado em redes coletoras de esgoto sanitário, entretanto por segurança será adotado o diâmetro mínimo igual a 150mm (DN 150).

Para o cálculo do diâmetro adotou-se a equação de Manning com $n=0,013$, a fim de satisfazer a máxima vazão esperada (Q_f) que atende o limite de $y=0,75d_o$ (d_o =Diâmetro interno). A expressão para se determinar esse diâmetro é a seguinte:

$$d_o = \left(0,0463 \cdot \frac{Q_f}{I_o^{1/2}} \right)^{3/8}$$

Onde: d_o = diâmetro (m);
 Q_f = Máxima vazão esperada – Saturação (m³/s);
 I_o = declividade adotada (m/m).

Nessa expressão deve-se entrar com a vazão em (m³/s), resultando o diâmetro em (m), ajustado para o diâmetro comercial (DN) mais próximo.

Já a determinação da declividade está vinculada a dois conceitos: a autolimpeza e a economicidade do investimento, direta e fortemente ligada às profundidades de assentamento dos condutos. Esses conceitos definem duas declividades:

- A declividade mínima: que deve garantir o deslocamento e o transporte dos sedimentos usualmente encontrados no fluxo do esgoto, provendo a auto limpeza dos condutos, em condições de vazões máximas de um dia qualquer, no início do plano (Q_i);
- A declividade econômica: que deve evitar o aprofundamento desnecessário dos coletores, fixando a profundidade mínima admitida no projeto, na extremidade de jusante do trecho considerado; a profundidade da extremidade de montante já é pré-determinada pelas suas condições específicas, ou seja, pode ser um início de coletor e, portanto, tem profundidade mínima, ou sua profundidade já estaria fixada pelos trechos afluentes já calculados.

Do confronto entre ambas as declividades, adota-se a maior delas.

No que diz respeito à autolimpeza dos condutos, a NBR 9.649/86 adota o critério da tensão trativa, na qual é definida como a força tangencial unitária aplicada às paredes do coletor pelo líquido em escoamento, conforme equação demonstrada a seguir:

$$\sigma = \gamma \cdot R_H \cdot I_0$$

Onde: σ - tensão trativa (Pa);
 γ - peso específico do líquido (N/m³ - água a 20°C);
 R_H - raio hidráulico;
 I_0 - declividade adotada (m/m).

Conforme recomendações da NBR 9.649/86 foi adotado o valor mínimo para a tensão trativa (σ) igual a 1,0 Pa, adequado para garantir o arraste de partículas de até 1,0 mm. Foi adotado o valor para o coeficiente de Manning igual a 0,013, independente do material do tubo, em razão das múltiplas singularidades ocorrentes na rede coletora.

Dessa forma, a fim de garantir uma declividade mínima que satisfizesse essa condição, foi adotado, de acordo com Tsutiya (1999) a expressão aproximada, com o coeficiente de Manning $n=0,0013$, a seguir:

$$I_{\min} = 0,0055 \cdot Q_i^{-0,47}$$

Onde: I_{\min} = Declividade mínima (m/m)
 Q_i = vazão de jusante do trecho no início do plano (l/s)

A NBR 9.649/86 mantém ainda a prescrição de uma declividade máxima admissível para a qual se tenha a velocidade final $V_f=5,0$ m/s, a qual pode ser calculada pela expressão aproximada, com coeficiente de Manning $n=0,0013$, a seguir:

$$I_{\max} = 4,65 \cdot Q_f^{-0,67}$$

Onde: I_{\max} = Declividade máxima (m/m)
 Q_f = vazão de jusante do trecho no final do plano (l/s)

Segundo TSUTYA (1999), no caso de escoamento de esgoto, o conhecimento da mistura água-ar é de grande importância, principalmente quando a tubulação é projetada com grande declividade, pois nessa condição, o grau de entrada de bolhas de ar no escoamento poderá ser bastante elevado, ocasionando o aumento da altura da lâmina d' água.

Dessa forma, a fim de verificar se a tubulação projetada ainda continua funcionando como um conduto livre adotou-se as recomendações da NBR 9.649/86, na qual prescreve que: “quando a velocidade final V_f é superior a velocidade crítica V_c , a maior lâmina admissível deve ser de 50% do diâmetro do coletor, assegurando-se a ventilação do trecho.

A velocidade crítica é definida por”:

$$V_c = 6 \cdot (g \cdot R_H)^{1/2}$$

Onde: g - aceleração da gravidade (m²/s);
RH - raio hidráulico.

Para o controle de remanso nas saídas dos PV's e TIL's, onde há aumento do diâmetro da tubulação, isto é, o diâmetro do coletor jusante é maior que o de montante, coincidiu-se a geratriz superior dos tubos. Para os PV's que possuem mais de um coletor afluente, o nível de água de jusante coincidiu com o nível de água mais baixo dentre aqueles de montante.

5.1.2 CÁLCULO DAS VAZÕES TOTAIS

Segundo TSUTIYA (1999), para o dimensionamento da rede coletora pública de esgoto, são necessárias as vazões máximas de final de plano, que define a capacidade que deve atender o coletor, e a vazão máxima horária de um dia qualquer (não inclui K_1 , porque não se refere ao dia de maior contribuição) do início do plano, que é utilizado para se verificar as condições de autolimpeza do coletor, que deve ocorrer pelo menos uma vez ao dia.

Conforme a NBR 9.649 as vazões nas redes de esgoto podem ser dimensionadas por meio dos seguintes critérios:

- Inexistindo medições de vazão utilizáveis de projeto;
- Existindo hidrogramas utilizáveis no projeto.

Sendo assim, na inexistência de dados locais oriundos de pesquisas com a medição das vazões utilizáveis de projeto, adotou-se o método tradicional para a determinação das vazões na rede de esgoto, onde segundo TSUTIYA (1999), vem sendo adotado para determinar vazões, na grande maioria dos projetos, pela sua simplicidade e, principalmente, pela deficiência de dados que permitam a determinação por outros processos.

Neste método o dimensionamento da rede coletora de esgotos devem ser consideradas as seguintes vazões:

- Para o início de plano: $Q_i = K_2 \cdot Q_{d,i} + Q_{inf,i} + \sum Q_{ci}$ (não inclui K_1 , pois não se refere especificamente ao dia de maior contribuição);
- Para o final de plano: $Q_f = K_1 \cdot K_2 \cdot Q_{d,f} + Q_{inf,f} + \sum Q_{cf}$ (com $Q_{d,f}$ igual a vazão média de saturação)

Onde: $Q_i ; Q_f$ = vazão máxima inicial e final, l/s;
 K_1 = coeficiente de máxima vazão diária;
 K_2 = coeficiente de máxima vazão horária;
 $Q_{d,i} ; Q_{d,f}$ = vazão média inicial e final de esgoto doméstico, l/s
 $Q_{inf,i} ; Q_{inf,f}$ = vazão de infiltração inicial e final, l/s
 $Q_{ci} ; Q_{cf}$ = vazão concentrada ou singular inicial e final, l/s

A contribuição singular ou vazões concentradas são provenientes de indústrias, hospitais, escolas, edifícios, etc.

A contribuição de esgoto doméstico (Q_d) é aquela parcela vinculada à população servida, cuja contribuição média inicial de esgoto doméstico ($Q_{d,i}$) pode ser calculada pela expressão a seguir:

$$Q_{d,i} = \frac{C \cdot P_i \cdot q_i}{86.400}$$

E a vazão média final de esgoto doméstico ($Q_{d,f}$) pode ser calculada pela expressão a seguir:

$$Q_{d,f} = \frac{C \cdot P_f \cdot q_f}{86.400}$$

Onde: C = coeficiente de retorno;
P_i ; P_f = população inicial e final, hab;
Q_i ; q_f = consumo de água efetivo per capita inicial e final, l/hab.dia.

5.1.3 DETERMINAÇÃO DAS TAXAS DE CONTRIBUIÇÃO LINEAR PARA O CÁLCULO DAS REDES COLETORAS DE ESGOTO

Para determinar as taxas de contribuição linear (l/s.m) para o cálculo das redes de esgoto, definiu-se uma taxa para cada sub-bacia de esgotamento, tendo como base a vazão máxima de final de plano (População de Saturação) e a vazão de início de plano (2006). Destaca-se que para o caso em que a sub-bacia apresenta apenas rede simples de coleta, as taxas de contribuição linear foram calculadas segundo a metodologia apresentada a seguir:

- Taxa de contribuição linear para o início do plano – T_{xi} (l/s.m);

$$T_{xi} = \frac{K_2 \cdot Q_{d,i}}{L_i} + T_{inf}$$

- Taxa de contribuição linear para o final do plano – T_{xf} (l/s.m);

$$T_{xf} = \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot Q_{d,f}}{L_f} + T_{inf}$$

Onde: L_i ; L_f = comprimento da rede de esgoto inicial e final (m);
T_{inf} = taxa de contribuição de infiltração (l/s.m)

No caso em que há redes simples e redes duplas em uma mesma sub-bacia de esgotamento, as taxas de contribuição linear foram calculadas de acordo com a metodologia a seguir:

- Cálculo do comprimento virtual da rede para a sub-bacia de esgotamento

$$L_{vi,f} = L_{si,f} + \frac{L_{di,f}}{2}$$

Onde: $L_{vi,f}$ = comprimento da rede de esgoto inicial e final (m);
 $L_{si,f}$ = comprimento da rede simples inicial ou final (m);
 $L_{di,f}$ = comprimento da rede dupla inicial ou final (m).

- Taxa de contribuição linear para rede simples

- início do plano – T_{xis} (l/s.m)

$$T_{xis} = \frac{K_2 \cdot Q_{d,i}}{L_{vi}} + T_{inf}$$

- final do plano – T_{xfs} (l/s.m)

$$T_{xfs} = \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot Q_{d,f}}{L_{vf}} + T_{inf}$$

- Taxa de contribuição linear para rede dupla

- início do plano – T_{xid} (l/s.m)

$$T_{xid} = \frac{K_2 \cdot Q_{d,i}}{2 \cdot L_{vi}} + T_{inf}$$

- final do plano – T_{xfd} (l/s.m)

$$T_{xfd} = \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot Q_{d,f}}{2 \cdot L_{vf}} + T_{inf}$$

Conforme apresentado e justificado no relatório parcial II, será considera uma taxa de infiltração linear uniforme para o início e final de plano no valor de 0,0002 l/s.m de rede de esgoto.

Destaca-se, que se optou pela implantação de redes coletoras duplas nas principais vias de acesso dos municípios, conforme traçado de rede. Já a locação da rede coletora se deu no eixo do leito carroçavel, excetuando-se as redes duplas (locadas no terço verdadeiro) e os coletores a montante das travessias de ponte (locadas no passeio).

Desta forma, seguindo a metodologia apresentada, chegaram-se as seguintes taxas de contribuição linear para cada sub-bacia de esgotamento, ver Tabela 5.1 a seguir:

Tabela 5.1- Cálculo das taxas de contribuição linear de esgoto por sub-bacia de esgotamento

Sub-bacias	População de Projeto (hab)		Comprimento rede coletora (m)				Taxa de contribuição linear (l/s.m)	
	Início	Final	Simples	Dupla	Coletor tronco	Virtual	Início de Plano	Final de Plano
A-1	1.986	3.160	7.403	2.573	969	8.690	0,00048	0,00091
A-2	0	2.543	0	2.014	25	1007	0,00000	0,00631
A-3	3.300	5.053	6.915	2.780	795	8.305	0,00083	0,00152

5.1.4 PROCEDIMENTO PARA DIMENSIONAMENTO DO CONDUTO

O dimensionamento de um trecho de coletor consiste em se determinar os valores do diâmetro e da declividade a partir das vazões Q_i e Q_f calculadas, conforme demonstrado anteriormente. A seguir é demonstrada a sequência de cálculos adotada pelo SANCAD para o dimensionamento da rede coletora de esgoto das sub-bacias de esgotamento.

- Geometricamente calcula-se a declividade econômica ($I_{o,ec}$) que traduz o menor volume de escavação, fazendo com que a profundidade do coletor jusante seja igual à profundidade mínima (h_{min}) adotada. A profundidade do coletor já é predeterminada em razão das condições de montante (início de coletor ou profundidade de jusante de trecho anterior);
- Calcula-se a declividade mínima ($I_{o,min}$) com $\sigma=1,0$ Pa para Q_i ;
- Das duas ($I_{o,ec}$ e $I_{o,min}$), adota-se a de maior valor e tem-se I_o ;
- Com I_o e Q_f calcula-se o diâmetro (d_o) utilizando-se a equação derivada da equação de Manning com $n=0,013$ e $y/d_o=0,75$ (enchimento máximo da secção transversal do coletor).

O diâmetro adotado é ajustado para o diâmetro comercial (DN) mais próximo.

Por fim realizou-se a verificação final, determinando a lâmina líquida inicial e final (y/do), as velocidades inicial e final (V_i e V_f), a tensão trativa (σ) para as condições iniciais (RH_i) e a velocidade crítica (V_c) para o final de plano (utilizando RH_f).

A planilha de cálculos com o dimensionamento das redes coletoras de esgoto das respectivas sub-bacias de esgotamento encontram-se no ANEXO 1, estando todas de acordo com os traçados dos respectivos desenhos.

5.2 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA E LINHAS DE RECALQUE

A locação das estações elevatórias foi escolhida a partir da topografia de cada sub-bacia, permitindo a coleta de todos os esgotos domésticos, e procurando baixo risco de inundação.

Levando em consideração que todas as estações elevatórias situam-se na área urbana, pode ser adotado que há disponibilidade de fornecimento de energia elétrica e água.

5.2.1 GRADEAMENTO

O cálculo para determinação do gradeamento tem como ponto de partida a adoção do espaçamento entre barras e espessura das barras. Outro parâmetro adotado é a velocidade máxima do efluente entre as barras, no valor de 0,75 m/s, que conforme a NBR 12.208/92 não deve ser superior a 1,20 m/s, também será adotado um ângulo de inclinação das barras com a horizontal de 90°.

Os cálculos a seguir apresentam a seqüência para determinação do gradeamento.

a) Eficiência da grade:

$$E = \frac{e}{e + t} \cdot 100$$

onde:

E = Eficiência da grade (%)

e = Espaçamento entre as barras (mm)

t = Espessura das barras (mm)



b) Área útil necessária para o escoamento:

$$A_u = \frac{Q}{V_m}$$

onde:

A_u = Área útil (m²)

Q = Vazão afluente (m³)

V_m = Velocidade máxima (m/s)

c) Área total (incluindo as barras):

$$A_T = \frac{A_u}{E}$$

onde:

A_T = Área total (m²)

A_u = Área útil (m²)

E = Eficiência da grade (%)

d) Altura da lâmina d'água:

$$h = \frac{A_T}{B}$$

onde:

h = Altura da lâmina d'água (m²)

A_T = Área total (m²)

B = Largura da grade (m)

e) Velocidade na seção entre as barras:

$$V_s = \frac{Q}{A_T}$$

V_s = Velocidade na seção entre as barras (m²)

Q = Vazão na grade (m³/s)

A_T = Área total (m²)

f) Perda de carga

Para grade limpa

$$h_f = 1,43 \frac{(v - v_s)^2}{2 \cdot g}$$

Para grade suja

$$h_f = 1,43 \frac{(v - v_s)^2 - v_s^2}{2 \cdot g}$$

onde:

h_f = Perda de carga na grade (m)
 v = Velocidade máxima adotada (m/s)
 v_s = Velocidade na seção (m/s)
 g = Aceleração da gravidade (m/s²)

g) Quantidade de material retido

$$Q_{mr} = C_{mat} \cdot Q$$

onde:

Q_{mr} = Quantidade de material retido (kg/dia)
 C_{mat} = Coeficiente de retenção (kg/m³)
 Q = Vazão na grade (m³/s)

No caso da variável C_{mat} , foram utilizados os valores sugeridos por TSUTIYA (2000), onde para grades com espaçamentos até 20 mm, a quantidade de material retido varia de 0,008 kg/m³ a 0,012 kg/m³, já para grades com espaçamentos de 25 mm, a quantidade de material retido varia de 0,006 kg/m³ a 0,0084 kg/m³.

Para o espaçamento entre as barras foi adotado 10 mm para as elevatórias C-2 e C-5, devido a passagem de sólidos de suas bombas, as demais elevatórias foi adotado 25 mm.

A Tabela 5.2 apresenta os resultados obtidos para o gradeamento das elevatórias do sistema.

Tabela 5.2 – Dados do dimensionamento do gradeamento das elevatórias

Estação elevatória	Espaçamento das Barras (mm)	Vel. Seção (m/s)	Perda Limpa (m)	Perda Suja (m)	Material Retido (kg/dia)
EEE-A1	25	0,57	0,017	0,140	5,99
EEE-A2	25	0,57	0,017	0,140	9,91
EEE-A3	25	0,57	0,017	0,140	23,65

5.2.2 POÇO DE SUCÇÃO

O volume útil do poço de sucção é determinado considerando-se o tempo de ciclo, que é o intervalo de tempo entre partidas sucessivas do motor da bomba, e vazão de bombeamento.

O tempo de ciclo (T) é composto por duas parcelas:

- t_p – tempo necessário para encher o poço do nível 0 ao nível 1
- t_{op} – tempo necessário para esvaziar o poço desde o nível 1 até o nível 2,

Com base nas vazões apresentadas na Tabela 5.3 e adotando um tempo de ciclo de 15 minutos, efetuou-se o dimensionamento do poço de sucção da estação elevatória.

Tabela 5.3 – Dados das estações elevatórias

Estação elevatória	Condições Atuais		Condições Futuras		Vazão de dimensionamento em l/s
	Vazão média (l/s)	Vazão máxima (l/s)	Vazão média (l/s)	Vazão máxima (l/s)	
EEE-A1	4,95	7,15	5,56	8,26	8,30
EEE-A2	5,35	7,56	8,73	13,65	14,00
EEE-A3	12,04	17,91	20,57	32,59	32,60

O volume dos poços pode ser calculado pela equação abaixo, onde Q é a vazão máxima horária no final do plano, em m³/s e T é o tempo de ciclo em segundo:

$$T = \frac{4 \cdot V}{Q}$$

Portanto, o volume mínimo em m³, é dado por:

$$V = \frac{Q \cdot T}{4}$$

Fixando o valor da faixa de operação para cada estação elevatória, determinou-se o diâmetro através da equação abaixo:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h}}$$

Uma vez definido o diâmetro será necessário efetuar a correção do volume em função da área. Portanto, o volume corrigido projetado é calculado por:

$$V = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot h$$

Para a determinação da altura mínima de submergência no poço de sucção das bombas, deve ser levado em consideração que esse parâmetro é de fundamental importância, pois influi nos custos de construção da elevatória. Segundo a NBR 12.208/92 essa altura deve ser maior ou igual a 2,5 vezes o diâmetro e sempre maior ou igual a 0,5 metros.

A adoção de valores maiores resulta em segurança no que tange a formação de vórtice, porém encarece o custo das obras civis da elevatória.

O volume adicional em função da submergência é levado em consideração no cálculo do volume efetivo, permitindo a verificação do tempo de detenção do esgoto.

Somando o volume correspondente à altura de submergência com o volume referente ao nível médio de operação das bombas (igual ao meio volume útil), chega-se ao volume efetivo.

$$V_{\text{efetivo}} = \frac{V_{\text{útil}}}{2} + V_{\text{submergência}}$$

Para esse volume foi verificado o tempo de detenção hidráulica para a pior condição, que segundo a NBR 12.208/92 deve ser inferior a 30 minutos.

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

Onde:

TDH = Tempo de detenção hidráulica
Q = Vazão mínima no início do projeto
V = Volume de detenção no poço

A Tabela 5.4 apresenta as dimensões e o tempo de detenção hidráulica de cada poço de sucção.

Tabela 5.4 – Dimensões e tempo de detenção hidráulica (TDH) dos poços de sucção

Estação elevatória	Volume mínimo em m ³	Faixa operacional	Diâmetro mínimo em (m)	Diâmetro adotado em (m)	Volume útil em (m ³) *	Volume efetivo em (m ³)	Tempo de detenção hidráulica em (min)
EEE-A1	1,86	0,70	1,56	2,00	2,18	2,67	8,99
EEE-A2	3,07	1,20	1,68	2,00	3,72	3,46	10,77
EEE-A3	7,33	1,30	2,53	3,00	9,09	8,13	11,25

* Volume líquido, sendo subtraído já o volume pela tubulação.

A Tabela 5.5 apresenta as condições de funcionamento das bombas no início e final de plano.

Tabela 5.5 – Condições de funcionamento das bombas

Estação elevatória	Período de parada da bomba (min.)		Período de funcionamento da bomba (min.)		Tempo de ciclo (min.)	
	Início do plano	Final do Plano	Início do plano	Final do Plano	Início do plano	Final do Plano
EEE-A1	5,1	4,4	10,8	13,2	15,9	17,6
EEE-A2	8,2	4,5	7,2	11,8	15,4	16,3
EEE-A3	8,5	4,7	7,4	12,6	15,8	17,3

O projeto arquitetônico encontra-se nas plantas SES-EEE-ARQ-0010 a SES-EEE-ARQ-0150.

5.2.3 DIÂMETRO ECONÔMICO E CONDIÇÕES HIDRÁULICAS DA LINHA DE RECALQUE

O dimensionamento das linhas de recalque foi feito através das vazões calculadas no dimensionamento da rede coletora para a situação final, sendo considerada também a contribuição de infiltração.

A partir dessas vazões e do traçado em planta foi elaborado o estudo do diâmetro econômico para cada linha de recalque.

Tabela 5.6 – Dimensões da linha de recalque em função de diferentes diâmetros



Estação Elevatória	Vazão Afluente (L/s) *	Vazão de bombeamento (L/s)	Comprimento (m)
EEE-A1	5,23	8,30	776
EEE-A2	2,29	14,00	225
EEE-A3	7,00	32,60	863

* valor médio das vazões médias entre início e final do plano

Inicialmente foram determinados os diâmetros que atenderiam as velocidades estabelecidas pela NBR 12.208/92 (ABNT, 1992):

- Na sucção: 0,60 - v - 1,50 m/s;
- No recalque: 0,60 - v - 3,00 m/s.

Depois foram calculadas as perdas de carga unitária J para os diversos diâmetros permissíveis de cada linha de recalque, utilizando a fórmula de Hazen-Williams.

$$J = 10,643 \cdot Q^{1,85} \cdot C^{-1,85} \cdot D^{-4,87}$$

Onde:

- J - Perda de carga unitária (m/m)
- Q - vazão (m³/s),
- C - Coeficiente adimensional (para PEAD e PVC = 130),
- D - diâmetro (m)

No cálculo do diâmetro econômico, a perda localizada nas peças da linha de recalque foi desconsiderada, por não se fazer necessária nesta etapa do projeto. Entretanto, no dimensionamento hidráulico da linha de recalque, a perda localizada será considerada para tal.

Dessa forma, a altura manométrica a ser considerada para a escolha da bomba é calcula por:

$$H_M = J \cdot L + H_{geo}$$

Onde:

- H_M - altura manométrica (m),
- J - Perda de carga unitária (m/m)
- L - Comprimento da linha de recalque (m)
- H_{geo} - desnível (m).

A partir da vazão máxima horária no final do plano e da altura manométrica determinou-se a potência do conjunto moto-bomba para cada estação elevatória, através da equação abaixo.

$$P = \frac{\gamma \cdot Q + H_M}{735,5 \cdot \eta}$$

Onde:

- P - potência do conjunto moto-bomba (cv)
γ - Peso específico do líquido N/m³
Q - vazão máxima horária (m³/s),
H_M - altura manométrica (m),
η - rendimento (70%)

O esgoto sanitário é constituído de elevada percentagem de água (99,9%) e o seu peso específico é aproximadamente 0,1% superior ao da água. Devido a esta pequena diferença, para efeito de escoamento em condutos, portanto o seu peso específico é igual a 10 KN/m³ ou 1000 Kgf / m³.

A velocidade v calcula-se por:

$$v = \frac{Q}{\pi/4 \cdot d^2}$$

Onde:

- v - velocidade (m/s)
d - Diâmetro (m)
Q - vazão (m³/s)

Salienta-se que a potência apresentada na Tabela 5.7, não necessariamente será a potência do conjunto moto bomba instalada na estação elevatória. Tais valores servem de auxílio na escolha do diâmetro econômico.

Tabela 5.7 – Dados gerais conforme diâmetro

Estação Elevatória	Diâmetro (mm)	Velocidade (m/s)	Perda de carga (m)	Altura manométrica (m)	Potência do motor (cv)
EEE-A1	100	1,06	10,7	39,1	6,2
	150	0,79	1,1	19,1	5,1
EEE-A2	100	1,78	8,1	26,0	6,9
	150	1,84	20,6	42,2	26,2
EEE-A3	200	1,04	5,1	26,7	16,6
	250	0,66	1,7	23,3	14,5

Após definidos os diâmetros e as potências dos motores, podem ser estimados os custos de implantação das estações elevatórias, sendo composto por:

- Aquisição da Tubulação;
- Instalação da Tubulação;
 - Fundações - lastro, laje e berço, para assentamento de tubos e peças,
 - Assentamento de tubos e conexões,
 - Carga, transporte e descarga de tubos e conexões,
- Aquisição dos conjuntos moto-bomba.

Na análise econômica foram utilizados os custos devido à aquisição e instalação, conforme Tabela 5.8.

Tabela 5.8 – Custos de aquisição e instalação das tubulações adotadas

Materiais & Serviços	Diâmetros							
	100	150	200	250	300	350	400	450
Preço Unitário tubulação (R\$/m)	35,61	67,09	113,91	172,95	247,00	392,28	514,05	792,95
Assentamento de Tubos e peças (R\$/m)	29,98	33,66	40,80	44,34	48,48	52,27	58,86	60,61
Lastro, laje e berço (R\$/m)	0,44	0,51	0,55	0,59	0,66	0,79	1,07	3,07
Carga, transporte e descarga (R\$/10km)	0,21	0,32	0,42	0,53	0,64	0,74	0,84	0,90

O custo de aquisição das bombas baseia-se em orçamentos solicitados pela SANETAL Engenharia, conforme Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Custos de aquisição e instalação de conjunto moto-bomba

Potências em CV	Custo de Aquisição em R\$
3	5.915,92
5	7.482,95
8	9.017,26
10	10.293,11
12	11.193,60
15	12.403,62
20	15.473,73
30	17.061,70
40	18.695,76
45	20.560,06
120	32.282,71
125	32.894,64
150	35.772,44
210	41.760,67

As obras comuns, como tubulações da estação elevatória (barrilete), ventosas e descargas não foram consideradas.

O custo operacional foi avaliado a partir do valor médio das vazões médias com infiltração dos 25 anos do projeto e do consumo de energia elétrica. Comparando com a vazão do efluente da estação de recalque, igual à vazão determinada no dimensionamento do poço de sucção, chegaram-se as horas de funcionamento diárias.

$$\text{Consumo} = \frac{\overline{Q}_{\text{méd,c/infiltração}}}{Q_{\text{bombeamento}}} \cdot P \cdot T \cdot 24 \cdot 365$$

Onde:

- $\overline{Q}_{\text{méd,c/infiltração}}$ - médio das vazões médias com infiltração dos 25 anos do projeto,
 $Q_{\text{bombeamento}}$ - vazão conforme dimensionamento do poço de sucção (ver item 5.2.1),
P - potência do conjunto moto-bomba em kW,
T - período da avaliação = 25 anos.

Adotando uma tarifa de energia elétrica igual a R\$ 0,1787 por kWh, considerando o desconto para saneamento, e os tributos ICMS, CONFINS e PIS/PASEP, chega-se aos custos pela energia elétrica, apresentados na Tabela 5.10.

Finalmente foram somados os custos parciais de cada alternativa chegando assim no custo global, gerado em 25 anos.

O índice comparativo apresentado na Tabela 5.10 é uma estratégia de comparação os custos de implantação de uma linha de recalque com diferentes opções de diâmetros que satisfazem os critérios de velocidade.

A partir do diâmetro mais econômico relevado na Tabela 5.10, pode ser calculado a linha de recalque.

Tabela 5.10 – Custos implantação de cada linha de recalque

Estação Elevatória	Diâmetro (mm)	Custo Energia anual (R\$/kwh)	Custo Energia 25 anos (R\$/kWh)	Custo Tubulação (R\$)	Custo Bomba (R\$)	Custo Global (R\$)	Índice Comparativo (%)
EEE-A1	100	4.476	111.897	51.419	9.017	172.333	100%
	150	1.303	32.575	14.872	9.017	56.464	101%
EEE-A2	150	954	23.862	22.805	9.017	55.684	100%
	200	6.472	161.806	87.644	17.062	266.511	106%
EEE-A3	200	4.093	102.313	134.318	15.474	252.105	100%
	250	3.576	89.389	188.444	12.404	290.236	115%

5.2.4 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DA LINHA DE RECALQUE

Após a determinação do diâmetro econômico foi calculado a hidráulica da linha de recalque, sua linha piezométrica e os locais de colocação de descargas e ventosas para a vazão final, sendo o caso mais desvantajoso apresentando maior perda de carga.

No caso do dimensionamento hidráulico das linhas de recalques foram consideradas as perdas localizadas, conforme:

$$h_f = K \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

A Tabela 5.11 apresenta os valores de K para as perdas decorrentes:

Tabela 5.11 - Valores de perdas localizadas

Peça	Valor para K
Curva 90°	0,40
Curva 45°	0,20
Curva 22,5°	0,10
Entrada em tubulação	0,50
Saída de canalização	1,00
Válvula de gaveta aberta	0,20
Válvula de retenção	2,50

Os resultados encontram-se no ANEXO 4.

O traçado em planta e o perfil das linhas de recalque são apresentados nas plantas.

Os locais de colocação das descargas e ventosas são apresentados nas plantas .

5.2.5 CONJUNTO MOTO-BOMBA

As vazões determinadas para o dimensionamento dos poços de sucção na Tabela 5.3 representam a base da escolha do conjunto moto-bomba para cada estação elevatória.

Por apresentar na sua maioria vazões muito baixas, optou-se por bombas que atendem a vazão final. Nestes casos foi previsto o funcionamento de uma única bomba e a instalação de uma segunda bomba de reserva.

Tabela 5.12 – Dados referente aos conjuntos moto-bomba

Estação elevatória	Número das Bombas		Vazão de Bombeamento		Tipo do conjunto moto-bomba
	início	final	l/s	m ³ /h	
EEE-A1	1	1	8,30	29,88	Submersível
EEE-A2	1	1	14,00	50,40	Submersível
EEE-A3	1	1	32,60	117,36	Submersível

5.2.6 INSTALAÇÕES ELÉTRICAS

As instalações elétricas existentes nas estações elevatórias de esgotos são aquelas referentes ao controle e operação das mesmas, sendo compostas basicamente de:

- Painel elétrico dotado de horímetro para contagem das horas de funcionamento de cada conjunto moto-bomba, medidor de tensão elétrica, soft-start, e demais componentes necessários ao funcionamento das bombas.
- Sistema de Telemetria;
- Sistema de iluminação externa.

Salientamos que todas as informações e componentes elétricos deverão ser apresentados e estudados quando da elaboração do projeto elétrico, antes da contratação e execução da obra.

5.2.7 ESTUDOS DOS TRANSIENTES HIDRÁULICOS

Os transientes hidráulicos gerados pela parada das bombas foram calculados com auxílio do software CTRAN.



A partir de um primeiro diagnóstico com CTRAN foram identificados os pontos com pressões críticas e foram tomados providencias, projetando acessórios de segurança.

6 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO

O sistema de abastecimento de água e esgotamento sanitário do município de Ouro e Capinzal é administrado pelo SIMAE (Serviço Intermunicipal de Água e Esgoto), autarquia publica intermunicipal pertencente aos dois municípios.

Capinzal e Ouro juntos compreendem atualmente uma população urbana inferior a 20 mil habitantes e assemelham-se nas características geográficas, além de apresentarem localização favorável para tornar-se viável tecnicamente a execução de um sistema único para o tratamento de efluentes dos dois municípios.

Através de um projeto com embasamento técnico, pesquisa a campo, considerações ambientais e de acesso, definiu-se em Capinzal um local adequado para instalação da Estação de Tratamento de Efluentes (ETE), que trata através de um processo físico químico, em uma Estação móvel compacta.

O sistema é composto pelas tecnologias de coagulação/floculação, flotação por micro-bolhas e decanter centrífugos. Neste processo, tem-se como resultado um esgoto tratado de alta qualidade, com um resíduo sólido com baixo teor de umidade, no qual poderá ser destinado para aterro sanitário, compostagem, combustível, e entre outros fins.

6.1 EFICIÊNCIA DO SISTEMA

O sistema de tratamento de esgoto sanitário apresenta uma eficiência igual o superior os resultados obtidos na análise abaixo.

Tabela – Resultado das análises Físico-Químicas da EMTEC

RESULTADOS DAS ANÁLISES				
ENTRADA		SAÍDA		EFICIÊNCIA (%)
PARÂMETROS	VALORES	PARÂMETROS	VALORES	
DQO (mg/L)	774	DQO (mg/L)	124	84
Amônia (mg/L)	65,8	Amônia (mg/L)	57,8	12
Nitrito (mg/L)	11	Nitrito (mg/L)	3	73
Nitrato (mg/L)	10,6	Nitrato (mg/L)	3,1	71
Ortofosfato (mg/L)	22,05	Ortofosfato (mg/L)	1,05	95
Sulfeto (mg/L)	5240	Sulfeto (mg/L)	24	99
Sulfato (mg/L)	64,8	Sulfato (mg/L)	152,8	-
Sol. Totais (mg/L)	645	Sol. Totais (mg/L)	319	51
Sol. Susp. (mg/L)	156	Sol. Susp. (mg/L)	11	93
Sol. Sedim. (mL/L)	2	Sol. Sedim. (mL/L)	0	100
Nitrogênio Total (mg/L)	78	Nitrogênio Total (mg/L)	87	-
Fósforo Total (mg/L)	27,4	Fósforo Total (mg/L)	0,1	99
Óleos e graxas (mg/L)	63,3	Óleos e graxas (mg/L)	< 10,0	> 84

6.2 TRATAMENTO PRELIMINAR

O pré-tratamento é constituído de um desarenador com remoção contínua com o objetivo de separar a areia e outros detritos descartáveis do meio líquido e a medição por ultrassom.

6.3 DESARENADOR

O sistema possui um desarenador pré-fabricado montado na chegada no pré tratamento.

O efluente é conduzido num canal aberto até entrar no desarenador, onde areia e outros detritos sedimentam por efeito de gravidade. Os materiais sedimentados são dirigidos pelos braços raspadores para o poço de coleta, de onde são removidos por uma rosca transportadora.

Tabela 6.1 – Dados do desarenador

Parâmetro	Valor
Diâmetro	3,00 metros
Capacidade	Até 620 m ³ /h
Potência do motor (acionamento desarenador)	0,5 cv
Potência do motor (rosca transportadora)	0,5 cv

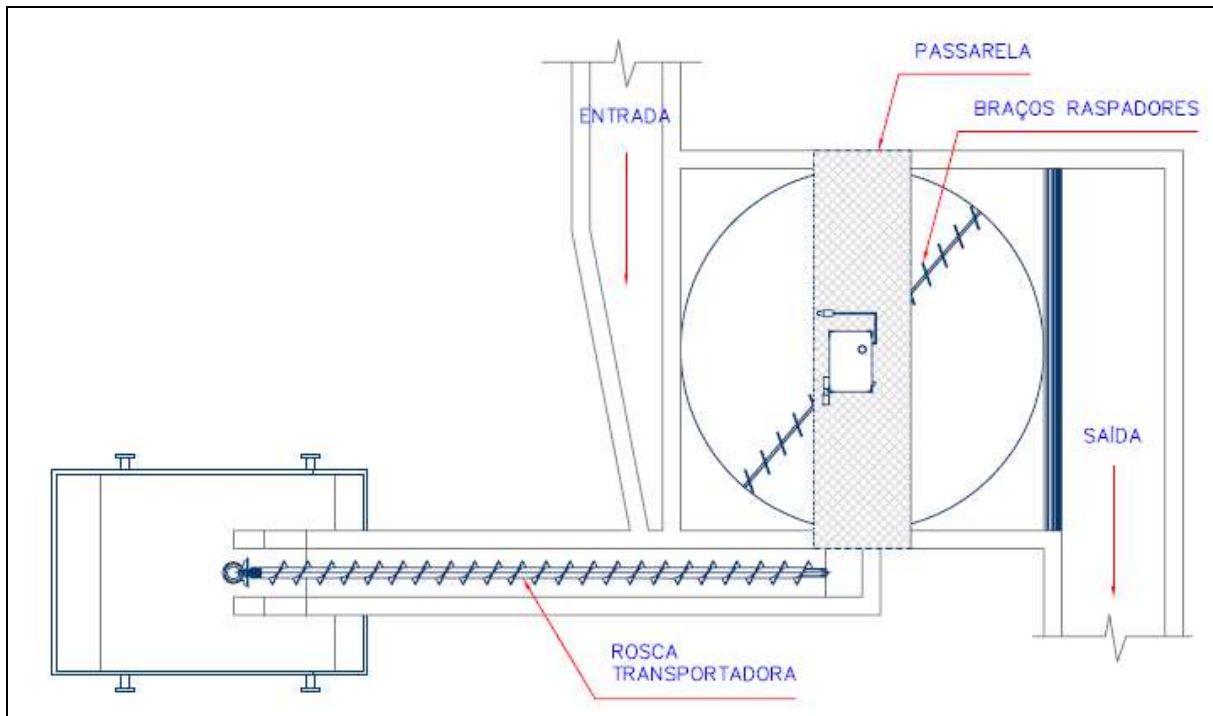


Figura 6.1 – Desarenador

6.4 MEDIDOR DE VAZÃO

É um dispositivo de medição que se inclui entre os de regime crítico e consiste em uma seção convergente ou garganta, e uma seção divergente. O dimensionamento é feito através da norma E2.150 da CETESB – Medidor de vazão por meio da largura da garganta (W), que fornece a largura nominal da calha (TSUTIYA e SOBRINHO, 2000).

Além do uso como medidor de vazão, a calha Parshall também pode ser usada como controlador de velocidade e promotor de mistura rápida. O seu emprego vem sendo recomendado para canais adutores, estações de tratamento, entradas de reservatórios, entre outros, isso porque a medição da vazão pode ser feita com relativa facilidade e ínfimo dispêndio (NETTO, 1998).

A calha Parshall foi dimensionada, levando-se em consideração também, as especificações da norma NBR 12.216/92. Foi escolhida uma calha com garganta de 12 polegadas de acordo com valores calculados e apresentados na Tabela 6.2. A perda de carga no ressalto foi calculado de acordo com:

$$h_f = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 \cdot h_1 \cdot h_2}$$

Onde:

- h_f = perda de carga no ressalto (m);
 h_1 = altura da água antes do ressalto (m);
 h_2 = altura do ressalto (m).

O tempo de mistura encontrado para os valores de vazão foram calculados a partir da seguinte equação:

$$T = \frac{2 \cdot G'}{V_2 + V_3}$$

Onde:

- G' = dimensão padrão da calha Parshal (mm);
 V_2 = velocidade no ressalto (m/s);
 V_3 = velocidade na seção de saída (m/s).

Já o gradiente de mistura foi calculado segundo a seguinte equação:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma \cdot h_f}{\mu_0 \cdot T}}$$

Onde:

- G = gradiente de mistura (s^{-1});
 h_f = perda de carga no ressalto (m);
 T = tempo de mistura (s);
 μ_0 = viscosidade dinâmica do líquido ($N \cdot s/m^2$);
 γ = peso específico do líquido (N/m^3).

A Tabela 6.2 mostra as vazões da primeira etapa (2010) e final de plano (2031), juntamente com seus respectivos valores de perda de carga no ressalto, tempo de mistura e gradiente de mistura.

Tabela 6.2 – Características da calha Parshall para as vazões média e máxima

Ano	Vazões (L/s)	Perda de carga no Ressalto (m)	Tempo de Mistura (s)	Gradiente de Mistura (s^{-1})	
2010	Vazão média (1° Etapa)	22,91	0,152	0,995	1169
	Vazão máxima horária (1° Etapa)	35,62	0,140	1,362	958
2031	Vazão média (Final de Plano)	97,08	0,107	1,162	906
	Vazão máxima horária (Final de Plano)	152,95	0,089	0,988	897

Os valores de tempos de mistura estão em conformidade com o estipulado na norma NBR 12.216 (1992), que diz que devem ser inferiores a 5 segundos. No que tange ao gradiente de mistura, os valores encontrados tanto para a vazão média como para a vazão máxima, também atendem a referida norma, que estipula gradientes de mistura próximo a faixa entre de 700 a 1100 s-1.

6.5 GRADEAMENTO E PENEIRAMENTO

A separação de sólidos grosseiros em suspensão, presentes em efluentes líquidos deverão ser feitas, através das operações de gradeamento e peneiramento.

A) Gradeamento:

São dispositivos constituídos por barras paralelas e igualmente espaçadas que destinam-se a reter sólidos grosseiros em suspensão e corpos flutuantes.

O sistema de gradeamento deverá conter uma grade, para separação dos sólidos grosseiros, como pedras, pedaços de madeira, brinquedos, animais mortos e outros objetos de tamanho elevado.

Depois de retido pelo sistema de gradeamento, o material deve ser removido e exposto a luz, para secar, sendo em seguida encaminhado para um aterro sanitário, incineração, compostagem, geração de energia ou entre outros fins adequados.

Para pequenas estações (vazão < 5 l/s), pode-se enterrar este material, desde que, adequadamente. Devem-se ter vários cuidados para que não ocorra o acúmulo de resíduos no gradeamento, para conseqüentemente não haver mau cheiro.

Tabela – Abertura ou espaçamentos e dimensões das barras

Tipo de grade:	Espaçamento (mm):	Espessuras mais usuais (mm):
Grosseira	40	10 e 13
	60	10 e 13
	80	10 e 13
	100	10 e 13
Média	20	8 e 10
	30	8 e 10
	40	8 e 10
Fina	10	6, 8 e 10
	15	6, 8 e 10
	20	6, 8 e 10

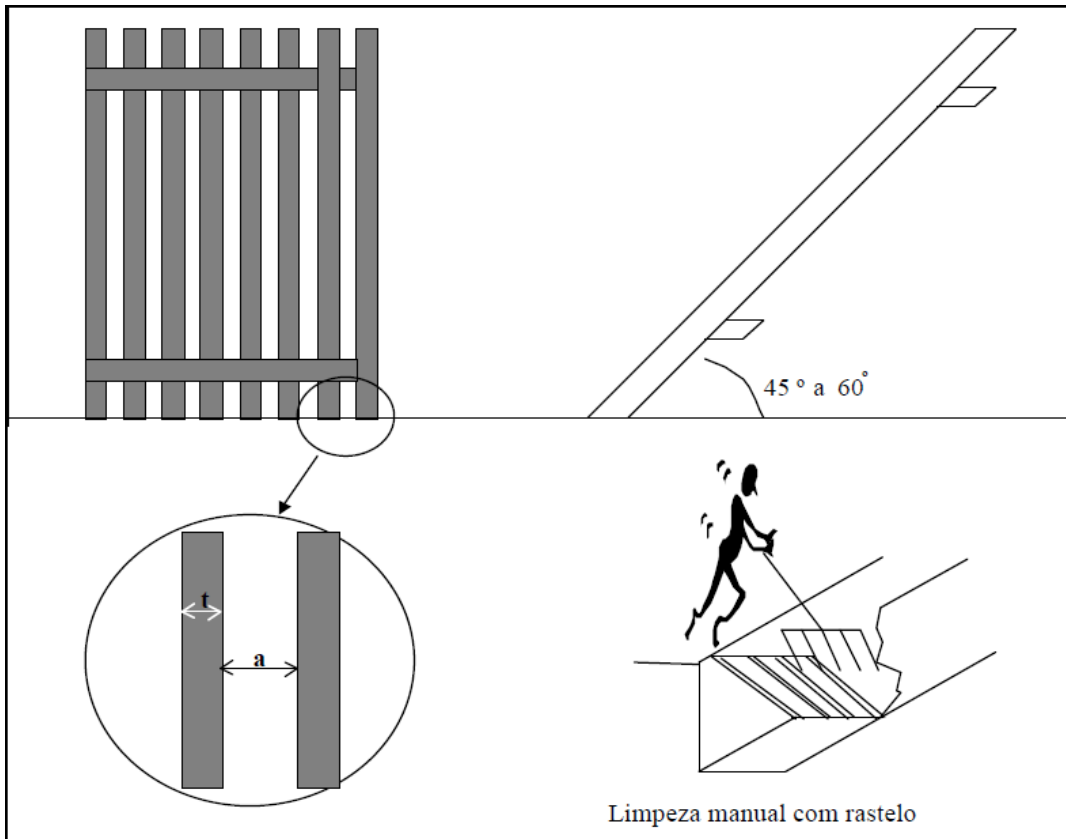
Tabela – Eficiência do sistema de gradeamento (E)

t	a = 20 mm	a = 25 mm	a = 30 mm
6 mm	75 %	80 %	83,4 %
8 mm	73 %	76,8 %	80,3 %
10 mm	67,7 %	72,8 %	77 %
13 mm	60 %	66,7 %	71,5 %

a: espaço entre as barras;

t: espessura das barras;

As Tabelas do dimensionamento adequado para o gradeamento a ser construído. Para este projeto devesse considerar o espaçamento entre barras (a) de 20 mm e a espessura da barra (t) de 8 mm. O gradeamento deverá ser confeccionado em aço inox AISI304, para prevenir o desgaste por corrosão, conforme visualizado na – Gradeamento Manual



Obs.: É necessário prever acesso, para o operador manusear adequadamente o rastelo e local para secagem e disposição diária do resíduo, até que o mesmo seja descarregado junto com o sólido da peneira.

B) Separação de partículas discretas:

Desarenador para separação das partículas discretas encontradas no esgoto sanitário. As partículas discretas são aquelas que durante a sedimentação, não alteram sua forma, peso ou volume, pois estas partículas são quase totalmente constituídas de areia, que surge através do sistema de coleta mal construído. As partículas discretas devem ser retiradas antes do processo de flotação, devido as suas características abrasivas; por serem inertes e tenderem a se acumular nos sistemas de tratamento e danificar partes internas de máquinas por abrasão. O desarenador foi dimensionado a partir do conhecimento da velocidade de sedimentação das partículas e da taxa de aplicação em $m^3/m^2/dia$.

C) Peneiramento:

O peneiramento tem como objetivo principal, a remoção de sólidos grosseiros com granulometria maior que 0,50 mm. A peneira deverá ser instalada antes do flutador, já que este apresenta ótimo desempenho no tratamento de efluentes líquidos, com a separação de sólidos em suspensão com granulometria baixa pelo processo de flotação.

O peneiramento deverá ser realizado através de peneira hidrostática, pois este tipo de operação o efluente flui na parte superior, passando pela tela inclinada, sendo posteriormente encaminhado para unidade seguinte. Os sólidos fixados na peneira são empurrados pela força do próprio efluente.

Este tipo de peneira é muito empregado nas indústrias; de celulose e papel, têxtil, nos frigoríficos, curtumes, fábricas de sucos, fecularias, como também na remoção de sólidos suspensos de esgotos sanitários.

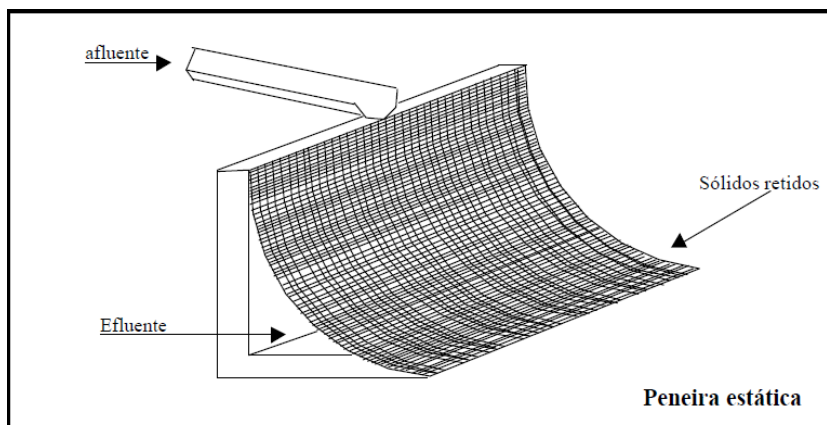


Figura – Peneira Estática

6.6 PROCESSO DE FLOTAÇÃO

A flotação é o movimento ascendente de partículas, provocado pelo aumento das forças de empuxo em relação às gravitacionais. Essas forças de empuxo são causadas, pela adesão de bolhas de ar nas partículas sólidas.

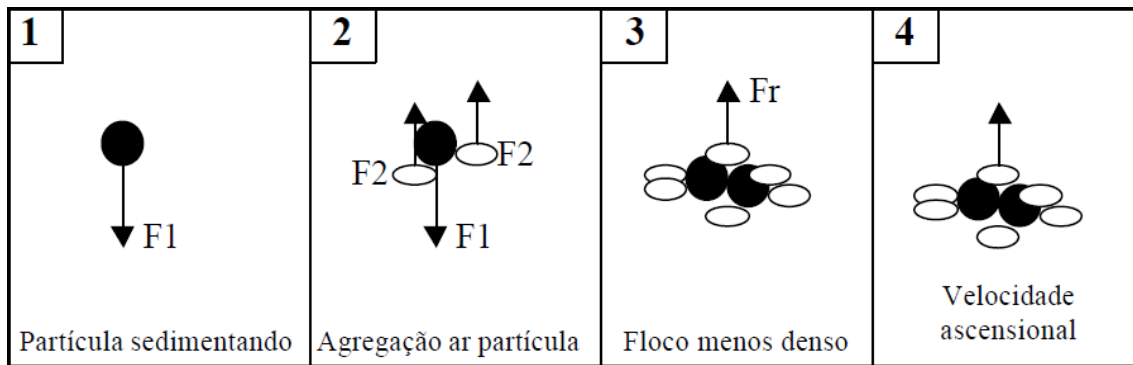


Figura – Processo de Flotação

A flotação tem sido empregada, nos sistemas de tratamento de águas residuárias, para a separação líquido-óleos, líquido-algas e líquido-sólidos suspensos.

Os materiais menos densos encaminham-se para a parte superior de um decantador, inviabilizando sua operação; devido a isso, esses materiais devem ser removidos, através de flotação. Entretanto, os sólidos mais densos que a água, também podem ser removidos por flotação. Com a agregação entre o gás e os sólidos as partículas ficam menos densas tendendo a flotação.

Tradicionalmente, o processo básico de separação no tratamento de água tem sido de sedimentação. Desde a década de 1950, o processo de flotação por ar dissolvido tem sido pesquisado e desenvolvido para água potável e industrial.

6.6.1 VANTAGENS E BENEFÍCIOS DA FLOTAÇÃO

O processo de separação por meio de flotação por ar dissolvido apresenta os seguintes benefícios:

A) Requisitos de floculação:

Os requisitos de floculação são menores para o processo de flotação comparado com a decantação, sendo eficiente mesmo com flocos pequenos, facilitando e exigindo menos atenção do operador. Nesta situação diminui a perda eventual de água rejeitada quando do descontrole operacional da floculação.

A floculação de águas de baixa turbidez e presença de cor exigem um cuidado adicional do operador para obtenção de flocos de boa decantabilidade e filtrabilidade. O processo de flotação é particularmente indicado nestes casos.

B) Partida e parada de cada módulo são extremamente rápidas

Pelo reduzido volume do módulo de flotação e tempos de floculação e pelas peculiaridades do processo de flotação onde a separação se dá de forma rápida pela ação positiva das micro-bolhas mesmo de flocos mal formados, não existe o período de “maturação” típico do processo de sedimentação convencional, com os problemas de estabelecimento inicial do campo de velocidades permanente, reações no manto, etc.

C) Área ocupada menor

O processo de flotação requer estruturas mais compactas que o de decantação e ocupará menor área, o que abreviará o prazo e custo de construção.

D) Descarga de lodo

No sistema de flotação o lodo é extraído pela superfície, não ocorrendo nunca entupimento e necessidade de limpezas.

No sistema de decantação é necessário o ajuste, por tentativas, dos tempos de descarga do lodo ao passo que no sistema de flotação, o manto de lodo é visível, estável e o raspador automático.

E) Sensibilidade à temperatura

Decantadores são normalmente susceptíveis a problemas de temperatura, pelas correntes de convecção geradas por diferenciais de temperatura, insolação não uniforme, etc. As velocidades de sedimentação são da mesma ordem de grandeza destas correntes.

No sistema de flotação, o tempo de detenção é muito inferior e a velocidade de separação cerca de 10 vezes maior, sendo imune aos problemas típicos de decantação no sistema convencional, por ocasião das variações de temperaturas.

G) Maior concentração do lodo e facilidade de tratamento

Os sistemas por decantação produzem lodo com concentração de 0,3 a 0,7% em peso, normalmente. Por flotação, obtêm-se concentrações de 3 a 6%, ou seja, 10 vezes mais concentrada ou volume 10 vezes menor, dispensando adensamento.

6.7 TRATAMENTO DE GASES

O tratamento dos gases/odor deverá é pelo processo químico, com a dosagem de peróxido de hidrogênio, pois em experiência tem se mostrado, que 1,5 a 4 mg/l de peróxido de hidrogênio oxida 1mg/l de H₂S. A reação com peróxido de hidrogênio é rápida e requer tempo de detenção de 15 minutos em pH neutro. O motivo por qual foi adotado a utilização do peróxido de hidrogênio foi a econômica, devido ao menor tempo de reação.

6.8 SISTEMA DE DESINFECÇÃO POR ULTRAVIOLETA

A desinfecção pela radiação ultravioleta é gerada a partir de lâmpadas de baixa pressão de vapor de mercúrio, que emitem a maior parte de sua energia (85 a 90 %) no comprimento de onda de 253,7 nm, que é efetiva na inativação de microrganismos. O esgoto é exposto à radiação ultravioleta, por tempo de 1 minuto, obtendo-se com isso, eficiência elevada na remoção de microrganismos patogênicos. Nesse caso, os custos são superiores ao do emprego do cloro, porém muito inferiores àqueles correspondentes à utilização de ozônio (outro processo para desinfecção de esgotos). As dosagens de radiação ultravioletas normalmente empregadas na inativação de microrganismos em esgotos sanitários são tão pequenas, podendo-se dizer que seus efeitos sobre as substâncias químicas presentes no efluente é insignificante, em relação à formação de novas substâncias, através de reações fotoquímicas.

A limpeza das lâmpadas ou dos tubos de quartzo pode ser feita com ácido cítrico, solução de vinagre ou álcool; a troca das lâmpadas é função do tempo de uso: 8000 horas ou uma vez ao ano é recomendável que se troquem; os reatores podem ser trocados cada 10 anos.

6.9 GERAÇÃO DE LODO

O volume de lodo gerado pela EMTEC é calculado com base na tabela abaixo e com base em experiência em campo.

Tabela – Características físico-químicos do esgoto sanitário

Parâmetro	Contribuição per capita em g/hab.dia		Concentração em mg/l	
	Faixa	Adotado	Faixa	Adotado
Sólidos Totais	120 - 220	180	700 - 1.350	700 - 1.100
Matéria Orgânica	DBO5 40 - 60	50	250 - 400	300
	DQO 80 - 120	100	450 - 800	600
Nitrogênio	6 - 10	8	35 - 60	45
Fósforo	0,7 - 2,5	1	4 - 15	7
pH	-	-	6,7 - 8,0	7
Alcalinidade *	20 - 40	30	100 - 250	200

* em mgCaCO₃/l

Dados para calculo:

- SST: 1.100 mg/l.
- Volume: 286.000 l/dia (esgoto tratado).
- Q1: Lodo seco.
- Q2: Lodo lotado pelo flotador:
- Q3: Lodo gerado pelo decanter.
- Umidade 1: 97% de umidade do lodo flotador.
- Umidade 2: 75% de umidade do lodo gerado pelo decanter.

$$Q1: SST * volume / 1000000$$

$$Q1: 1.200 * 286000 / 1000000$$

$$Q1: 343 \text{ dm}^3/\text{dia de lodo seco.}$$

$$Q2: Q1 * umidade 1 / 3 + Q1$$



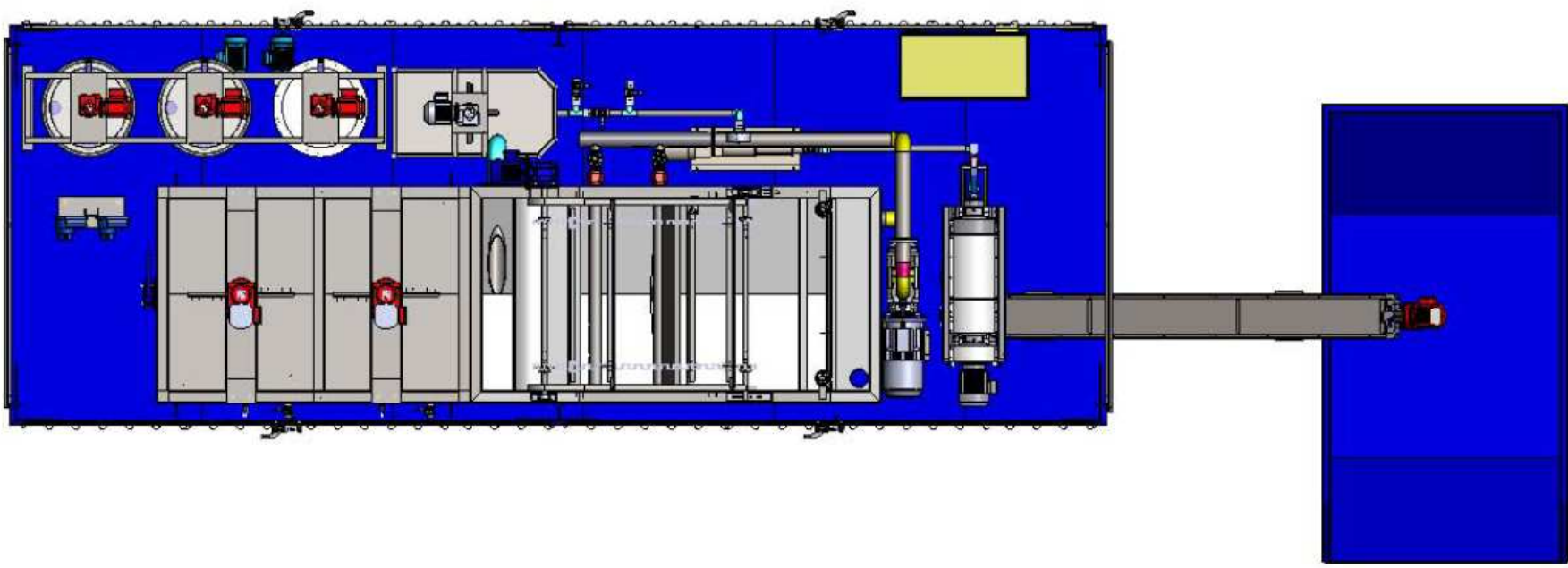
Q2: $343 * 97 / 3 + 343$

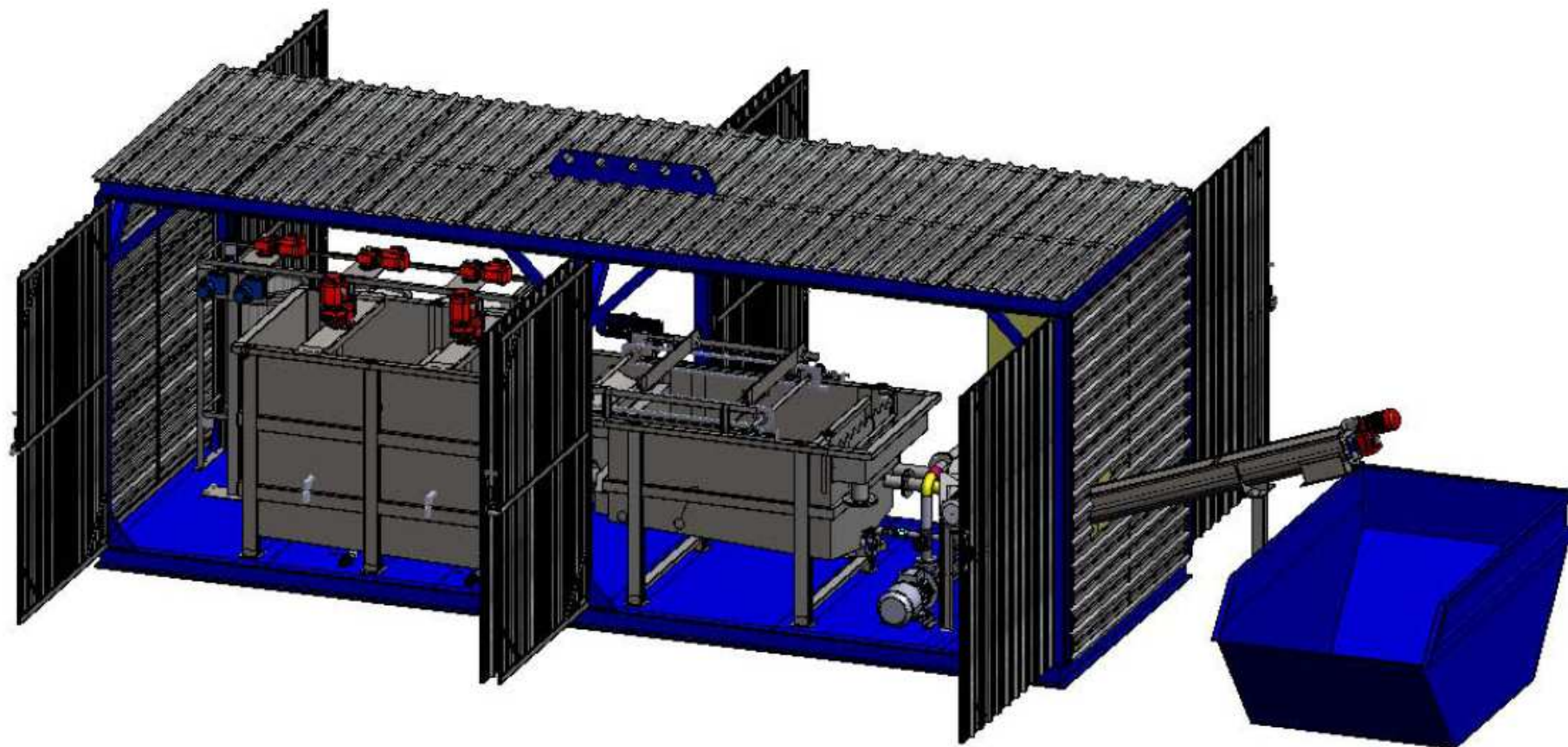
Q2: 11440 l/dia de lodo flotado com concentração de 3%.

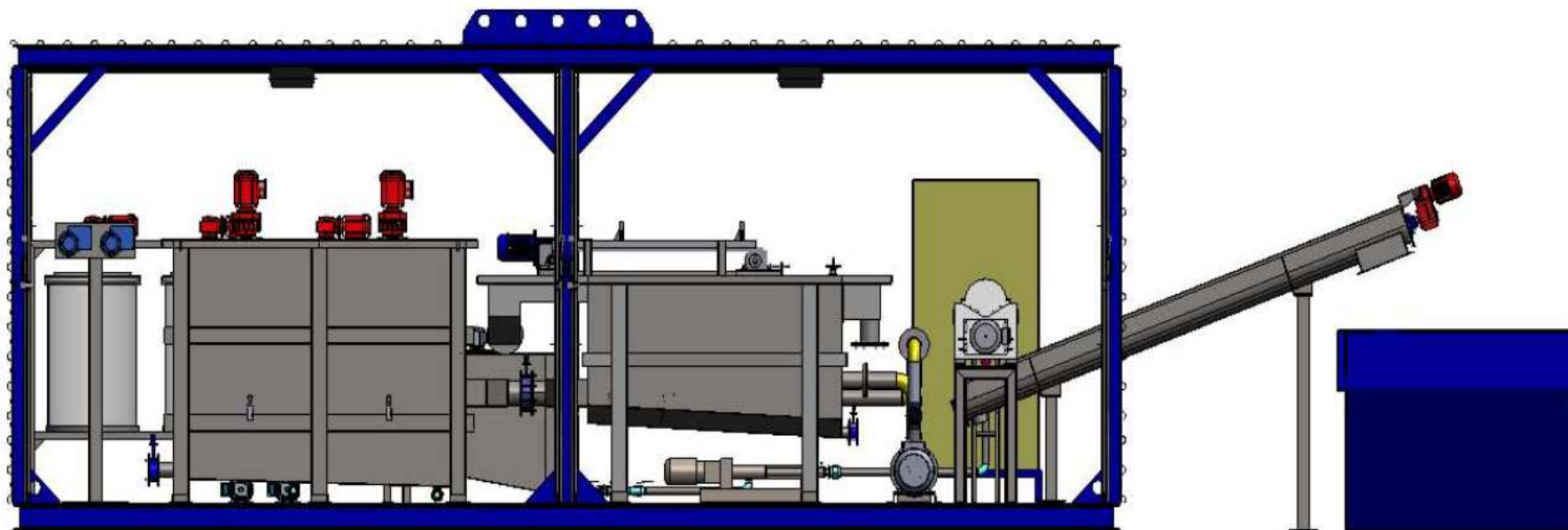
Q3: $Q1 * \text{umidade } 2 / 25 + Q1$

Q3: $343 * 75 / 25 + 343$

Q3: 1372 l/dia de lodo gerado pelo decanter que serão descarregado na caçamba de entulho.







7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- “ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.” *NBR 13.969 - Tanques sépticos - Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos - projeto, construção e operação.* Rio de Janeiro, setembro de 1997.
- “ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.” *NBR 12.207 - Projeto de interceptores de esgoto sanitário.* Rio de Janeiro, abril de 1992.
- “ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.” *NBR 12.209 - Projeto de estações de tratamento de esgoto sanitário.* Rio de Janeiro, abril de 1992.
- “ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.” *NBR 9.649 - Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário.* Rio de Janeiro, novembro de 1986.
- “ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.” *NBR 12.208 - Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário.* Rio de Janeiro, abril de 1992.
- “ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.” *NBR 12.214 - Projeto de sistema de bombeamento de água para abastecimento público.* Rio de Janeiro, abril de 1992.
- “ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.” *NBR 12.226 - Projeto de valas para assentamento de tubulação de água, esgoto ou drenagem urbana.* Rio de Janeiro, abril de 1992.
- CHERNICHARO, C. A. DE LEMOS. *Princípios do tratamento biológico de águas residuárias, Volume 5: Reatores anaeróbios.* Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental UFMG, 1997.
- “CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE - CONAMA 357/2005.” *Dispõe sobre classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes e dá outras providências.* Brasília: CONAMA, 17 de março de 2005.
- “DECRETO ESTADUAL nº 14.250.” *Dispõe sobre a proteção e melhora da qualidade ambiental.* Florianópolis: Santa Catarina, 5 de junho de 1981.
- “Normas regulamentadoras de segurança no trabalho.” *NR 1 - Disposições gerais.* SSMT - Secretaria de segurança e medicina do trabalho.
- “Normas regulamentadoras de segurança no trabalho.” *NR 6 - Equipamentos de proteção individual.* SSMT - Secretaria de segurança e medicina do trabalho, 2001.
- “PORTARIA nº 024.” *Dispõe sobre a classificação dos corpos receptores do estado.* Florianópolis: Santa Catarina, 19 de setembro de 1979.
- SANETAL, Engenharia e Consultoria Ambiental Ltda. “Estudo técnico preliminar e elaboração de projeto básico de engenharia do sistema de esgoto sanitário para as sedes dos municípios de Capinzal e Ouro - SC.” Relatório parcial II, Florianópolis, 2007.



SANETAL, Engenharia e Consultoria Ambiental Ltda. “Estudo técnico preliminar e elaboração de projeto básico de engenharia do sistema de esgoto sanitário para as sedes dos municípios de Capinzal e Ouro - SC.” Relatório parcial III, São José, 2007.

SANETAL, Engenharia e Consultoria Ambiental Ltda. “Estudo técnico preliminar e elaboração de projeto básico de engenharia do sistema de esgoto sanitário para as sedes dos municípios de Capinzal e Ouro - SC.” Relatório parcial I, Florianópolis, 2007.

SPERLING, Marco von. *Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos*. 3ª Edição. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; Universidade federal de Minas Gerais, 2005.

VON SPERLING, M. *Princípios do tratamento biológico de águas residuárias - Volume 1: Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos*. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental UFMG, 2005.



CONTRATADA:

Adriano Augusto Ribeiro Eng^o Sanitarista
SANETAL ENGENHARIA E CONSULTORIA LTDA

