

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS/MG
ENGENHARIA CIVIL
DAIANA MIRANDA AZEVEDO

ADEQUAÇÃO DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO PRÓXIMO AO
CÓRREGO DOS BAMBUS, NO MUNICÍPIO DE TRÊS PONTAS – MG.

Varginha
2019

DAIANA MIRANDA AZEVEDO

**ADEQUAÇÃO DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO PRÓXIMO AO
CÓRREGO DOS BAMBUS, NO MUNICÍPIO DE TRÊS PONTAS – MG.**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS/MG como pré-requisito para obtenção de grau bacharel. Orientação: Prof. Esp. Luana Ferreira Mendes.

**Varginha
2019**

DAIANA MIRANDA AZEVEDO

**ADEQUAÇÃO DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO PRÓXIMO AO
CÓRREGO DOS BAMBUS, NO MUNICÍPIO DE TRÊS PONTAS – MG.**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas - UNIS/MG, como pré-requisito para obtenção de grau bacharel pela Banca Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em: 04/12/2019

Prof.^a Esp. Luana Ferreira Mendes

Prof.^a Esp. Luane Carolina Mendes

Prof. Esp. Elker Lucas Garroni

OBS.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, que é um ser essencial em minha vida por permitir que a minha graduação acontecesse e me dar forças para superar todas as dificuldades não somente como universitária, mas que em todos os momentos é o maior mestre que alguém pode conhecer.

O principal motivo de agradecimento é para minha mãe Idelma (*in memorian*), que tinha o sonho de me ver formar e lutou por isso até o último instante da sua vida, este ano chegou o momento de a senhora ir morar com Deus, mas é a sua lembrança que me inspira e me faz persistir, essa vitória será para você onde quer que esteja mãe.

A minha irmã Daniela que tem me dado força e coragem para continuar e que batalha junto comigo, espero algum dia conseguir chegar ao seu nível, obrigada por toda a ajuda não somente financeiramente, mas com paciência, consolo, apoio e amizade.

Ao meu pai José Carlos e meu irmão Daniel, por todo apoio e incentivo em todos os momentos, que não mediram esforços para me ajudar.

Ao meu namorado Luan, que esteve comigo em todos os momentos e compreendeu quando eu não podia estar presente, sempre me dando forças com seu amor e companheirismo, sem ele tudo seria mais difícil.

A minha orientadora, Professora Luana Ferreira Mendes, por toda paciência e apoio durante a elaboração do meu projeto final. Também ao Centro Universitário do Sul de Minas, todos os docentes do Curso de Engenharia Civil e aos meus amigos de faculdade: Laiz, Gabriela, Rodrigo, Isley, Érick, Karina, Guilherme, Douglas e Eduardo que durante minha formação me ajudaram não só na área profissional, mas também na área pessoal, ensinamentos que levarei por toda a vida.

A todos os amigos, familiares, e aqueles que de alguma forma contribuíram direta ou indiretamente para a minha formação, deixo aqui o meu muito obrigado.

“Combati o bom combate, acabei a carreira, guardei a fé.”

2 Timóteo 4:7

RESUMO

Este trabalho constitui de um estudo de esgotamento sanitário para o município de Três Pontas – Minas Gerais, integrando os bairros Botafogo, Ouro Verde, Esperança, Vale do Sol, João Piedade Campos, Santana e uma parte do Centro, onde o esgoto é lançado *in natura*, diretamente no Córrego dos Bambus. Foram realizados inicialmente entrevistas com profissionais do Serviço Autônomo de Água e Esgoto (SAAE) e também da Prefeitura Municipal de Três Pontas que disponibilizaram dados para o estudo. Para elaboração do diagnóstico do esgotamento sanitário, fez-se necessário mapear o local por meio de desenhos técnicos e planialtimétricos, bem como, visitas *in loco* para verificação das redes coletoras existentes. Verificou-se o diâmetro das redes e as vazões correspondentes a cada trecho, identificando a inexistência de uma rede interceptora e tampouco sistema de tratamento de esgoto, sendo este lançado diretamente no Córrego dos Bambus. Sendo assim, fez-se necessário o dimensionamento de uma rede interceptora e de um sistema de tratamento de esgoto para o local. Conforme análises e estudos realizados em literaturas técnicas conclui-se que o tipo de estação de tratamento mais adequado para implantação no local é do tipo Reator UASB, apresentando uma eficiência de tratamento de 66,124% de demanda bioquímica de oxigênio e 74,130% de demanda química de oxigênio, estando acima do que preconiza a resolução 357/05 do CONAMA. O custo para implantação das adequações será de 1.224.917,81 reais para o interceptor e 645.144,51 reais para a estação de tratamento de esgoto, a estação também terá um custo de 42423,06 reais/ano para operação e manutenção.

Palavras-chave: Saneamento Básico. Esgotamento Sanitário. Estação de Tratamento de Esgoto.

ABSTRACT

The present work is a study of sanitary sewage for the city of Três Pontas - Minas Gerais, integrating the neighborhoods Botafogo, Ouro Verde, Hope, Sun Valley, João Piedade Campos, Santana besides that part of Centro, where the sewage is released *in natura*, directly in the Córrego dos Bambus. Interviews were initially conducted with professionals from the Serviço Autônomo de Água e Esgoto (SAAE) and also from the Três Pontas municipality, who provided data for this study. To elaborate the diagnosis of sanitary sewage, it was necessary to map the site through technical and planialtimetric drawings, as well as on-site visits to verify the existing collection networks. The diameter of the networks and the flow rates corresponding to each section were verified, identifying the absence of an interceptor network and the sewage treatment system, which was released directly into the Córrego dos Bambus_. Therefore, it was necessary to design an interceptor network and sewage treatment system for the site. According to analyzes and studies carried out in technical literature, it is concluded that the type of treatment station most suitable for site implantation is the UASB Reactor type, presenting treatment efficiency of 66.124% of biochemical oxygen demand and 74.130% of chemical demand. higher than CONAMA Resolution 357/05. The cost to implement the adjustments will be 1.224.917,81 reais for the interceptor and 645.144,51 reais for the sewage treatment plant, the station will also have a cost of 42.423,06 reais / year for operation and maintenance.

Keywords: Basic Sanitation. Sanitary sewage. Sewage treatment station.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localização Geográfica do Município de Três Pontas em Minas Gerais	16
Figura 2. Área com lançamento <i>in natura</i> no Córrego dos Bambus	17
Figura 3. Córrego dos Bambus	18
Figura 4. Detalhamento de poço de visita e de terminal de limpeza	20
Figura 5. Fluxograma típico do tratamento preliminar	29
Figura 6. Esquema de um reator UASB em corte	37
Figura 7. Trecho TL02 a PV07 da área em estudo	48
Figura 8. Traçado do interceptor	53
Figura 9. Perfil de Elevação do interceptor	53
Figura 10. Área para implantação da ETE	54

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. População para o Córrego dos Bambus	18
Tabela 2. Declividades mínimas.....	24
Tabela 3. Relação entre raio hidráulico e lâmina de escoamento	26
Tabela 4. Velocidade superficial para projeto de reatores UASB, tratando esgotos domésticos	41
Tabela 5. Valores adotados para cálculos da vazão de Metano.....	44
Tabela 6. Valores adotados para a produção e volume de lodo	45
Tabela 7. Dados iniciais adotados para rede coletora de esgoto	47
Tabela 8. Quantidade de lotes na área a ser estudada	51
Tabela 9. Faixas típicas de custos e área de implantação de estações de tratamentos de esgotos do tipo Reator UASB	65
Tabela 10. Custo de implantação e manutenção da estação de tratamento de esgoto do tipo reator UASB, para o ano de 2019	66

LISTA DE QUADROS

Quadro 1. Medidores Parshall: Capacidades, medidas padronizadas e equações de vazão	34
Quadro 2. Resultados obtidos no dimensionamento do tratamento preliminar e estação de tratamento de esgoto	63

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
2 OBJETIVOS	15
2.1 Objetivo Geral	15
2.2 Objetivos Específicos	15
3 DIAGNÓSTICO	16
3.1 Município de Três Pontas	16
3.2 Serviço Autônomo de Água e Esgoto	16
3.2.1 Córrego dos Bambus	17
4 PROJETO	19
4.1 Memorial Descritivo	19
4.1.1 Esgotamento Sanitário.....	19
4.1.2 Lançamento <i>in natura</i> de Esgoto	19
4.1.3 Rede Coletora de Esgoto	19
4.1.3.1 Cálculos para dimensionamento da Rede Coletora.....	21
4.1.3.1.1 Vazão Doméstica.....	21
4.1.3.1.2 Taxa de Contribuição Linear.....	21
4.1.3.1.3 Vazão de Trecho.....	22
4.1.3.1.4 Vazão de Montante.....	22
4.1.3.1.5 Vazão de Jusante	22
4.1.3.1.6 Declividade do Terreno	23
4.1.3.1.7 Declividade Mínima do Coletor.....	24
4.1.3.1.8 Diâmetro	24
4.1.3.1.9 Altura da Lâmina Líquida.....	25
4.1.3.1.10 Velocidade Final de Escoamento	24
4.1.3.1.11 Raio Hidráulico	25
4.1.3.1.12 Tensão Trativa.....	26
4.1.3.1.13 Velocidade Crítica	27
4.1.4 Interceptor.....	27
4.1.4.1 Cálculos para dimensionamento do Interceptor.....	27
4.1.5 Emissário	27
4.1.5.1 Dimensionamento das vazões média e mínima de projeto.....	28
4.1.6 Sistemas de Tratamento de Esgoto	28
4.1.6.1 Tratamento Preliminar	28
4.1.6.1.1 Cálculos para dimensionamento do Tratamento Preliminar	29
4.1.6.1.1.1 Dimensionamento do canal da grade.....	29
4.1.6.1.1.1.1 Altura do canal	29
4.1.6.1.1.1.2 Declividade mínima.....	29
4.1.6.1.1.1.3 Vazão resultante para o canal.....	30
4.1.6.1.1.1.4 Velocidade mínima.....	30
4.1.6.1.1.2 Grade.....	31
4.1.6.1.1.2.1 Perda de carga na grade	31
4.1.6.1.1.2.2 Área útil da grade	31
4.1.6.1.1.2.3 Escolha da grade a ser utilizada.....	32
4.1.6.1.1.2.4 Eficiência na grade	32
4.1.6.1.1.2.5 Área da seção do canal.....	32
4.1.6.1.1.2.6 Altura do degrau x	33

4.1.6.1.1.3	Dimensionamento da Caixa de Areia	33
4.1.6.1.1.3.1	Calha Parshall.....	33
4.1.6.1.1.3.2	Altura da lâmina líquida no Parshall	34
4.1.6.1.1.3.3	Base da Caixa de Areia	35
4.1.6.1.1.3.4	Área da Caixa de Areia	35
4.1.6.1.1.3.5	Comprimento da Caixa de Areia.....	36
4.1.6.1.1.3.6	Profundidade do depósito de Areia.....	36
4.1.6.2	Dimensionamento da Estação de Tratamento de Esgoto.....	37
4.1.6.2.1	Reator UASB	37
4.1.6.2.1.1	Dimensionamento do reator UASB	38
4.1.6.2.1.1.1	Volume do reator	38
4.1.6.2.1.1.2	Área útil do reator	38
4.1.6.2.1.1.3	Determinação do comprimento	38
4.1.6.2.1.1.4	Número de distribuidores.....	39
4.1.6.2.1.1.5	Volume por módulo	39
4.1.6.2.1.1.6	Diâmetro do reator.....	39
4.1.6.2.1.1.7	Carga hidráulica volumétrica	40
4.1.6.2.1.1.8	Demanda bioquímica de oxigênio e demanda química de oxigênio	40
4.1.6.2.1.1.9	Carga orgânica volumétrica	40
4.1.6.2.1.1.10	Verificações das velocidades superficiais	41
4.1.6.2.1.1.10.1	Velocidade média	41
4.1.6.2.1.1.10.2	Velocidade máxima	42
4.1.6.2.1.1.11	Estimativa de DBO e DQO removidas	42
4.1.6.2.1.1.12	Estimativa de DQO efluente.....	43
4.1.6.2.1.1.13	Estimativa de produção de metano	43
4.1.6.2.1.1.13.1	Carga de DQO removida convertida em metano.....	43
4.1.6.2.1.1.13.2	Vazão de metano.....	44
4.1.6.2.1.1.14	Vazão de gás.....	44
4.1.6.2.1.1.15	Produção e volume de lodo	45
4.1.6.2.1.1.16	Ciclo de operação dos leitos	46
4.1.6.2.1.1.16.1	Massa e volume de lodos retirados do reator	46
4.1.6.2.1.1.16.2	Área necessária dos leitos	46
4.1.6.2.1.1.16.3	Base e largura dos leitos.....	46
4.2	Memorial de Cálculo.....	47
4.2.1	Rede coletora de esgoto com população informada pelo SAAE	47
4.2.1.1	Dados iniciais	47
4.2.1.2	Dimensionamento TL02 a PV07 da área em estudo	48
4.2.1.2	Dimensionamento dos demais trechos	50
4.2.2	Rede coletora de esgoto com população calculada	50
4.2.3	Dimensionamento do Interceptor e Emissário	52
4.2.4	Dimensionamento das vazões média e mínima de projeto.....	54
4.2.5	Tratamento Preliminar.....	55
4.2.5.1	Canal da grade.....	55
4.2.5.2	Grade	56
4.2.5.3	Dimensionamento da Caixa de Areia.....	57
4.2.6	Dimensionamento do reator UASB.....	58
4.3	Custo do Empreendimento	65
5	CONCLUSÃO.....	68
REFERÊNCIAS.....		69

ANEXO A	71
APÊNDICE A	72
APÊNDICE B	74
APÊNDICE C	76
APÊNDICE D	78
APÊNDICE E	79
APÊNDICE F	80

1 INTRODUÇÃO

A falta de saneamento básico adequado pode acarretar em problemas para áreas como da saúde, economia e meio ambiente. Conforme dados do IBGE (2018) no Brasil 83,5% dos municípios tem abastecimento de água, já o sistema de esgoto tem apenas 55,36% dos municípios com serviço de esgoto sanitário por rede coletora, que é o sistema adequado.

O presente trabalho aborda a situação do sistema de esgoto sanitário na cidade de Três Pontas – MG, nos bairros Botafogo, Ouro Verde, Esperança, Vale do Sol, João Piedade Campos, Santana e uma parte do Centro. A área de estudo tem lançamento de esgoto diretamente no Córrego dos Bambus, contrariando as legislações ambientais vigentes quanto ao despejo de esgotos em corpo receptor. Tem-se por objetivo neste trabalho, verificar as redes de esgoto atuais e dimensionar uma rede interceptora tal como uma estação de tratamento de esgoto para a área em estudo.

No Capítulo 3, realiza-se um diagnóstico da área em estudo verificando que além dos problemas no local em relação ao esgoto, também há problemas em relação a drenagem, que não serão tratados no decorrer deste estudo, sendo pertinente propor que outros pesquisadores o realizem. Foram realizadas visitas *in loco* para análises e medições da área a ser estudada.

A metodologia descritiva e de cálculo utilizada para realização deste trabalho apresenta-se no Capítulo 4, demonstrando os métodos de abordagem e as técnicas de pesquisa utilizadas de modo a orientar o dimensionamento proposto neste estudo.

Foram verificadas as redes coletoras de esgoto com seus respectivos PV's, o respectivo projeto consta em Apêndice A, para cálculos foram adotados alguns dados normativos, a divisão da rede para seus cálculos foi realizada por trechos, todos os cálculos constam nos Apêndices A e B. Observou-se que apesar da rede coletora de esgoto não necessitar de ajustes, identifica-se que é necessário à implantação de uma rede interceptora, conduzindo o esgoto até um sistema de tratamento adequado, antes do lançamento dos efluentes no corpo receptor.

Como visto anteriormente, para conduzir o esgoto corretamente foi proposta a implantação de um interceptor, realizando os devidos cálculos para seu dimensionamento, que constam em Apêndice C. Após o esgoto passar pelo interceptor ele chega ao emissário no qual encaminha o esgoto até o tratamento preliminar, assim conduzindo até a estação de tratamento que será do tipo reator UASB onde finalizará o tratamento adequado.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é realizar uma proposta de adequação no sistema de esgotamento sanitário dos bairros Botafogo, Ouro Verde, Esperança, Vale do Sol, João Piedade Campos, Santana e uma parte do Centro em Três Pontas – MG, por meio de um projeto de rede interceptora e estação de tratamento de esgoto.

2.2 Objetivos Específicos

- Diagnosticar o lançamento *in natura* de esgoto no córrego dos bambus e as redes já existentes.
- Elaborar mapa topográfico da área e verificar a eficiência das redes coletoras de esgoto.
- Verificar as condições de escoamento do esgoto.
- Propor um interceptor e conduzir o esgoto a uma estação de tratamento de esgoto.
- Elaborar o projeto da estação de tratamento de esgoto, avaliando sua eficiência no tratamento e o atendimento as condicionantes das legislações ambientais pertinentes.
- Elaborar um memorial técnico descritivo.
- Estimar o custo de implantação e manutenção do projeto.

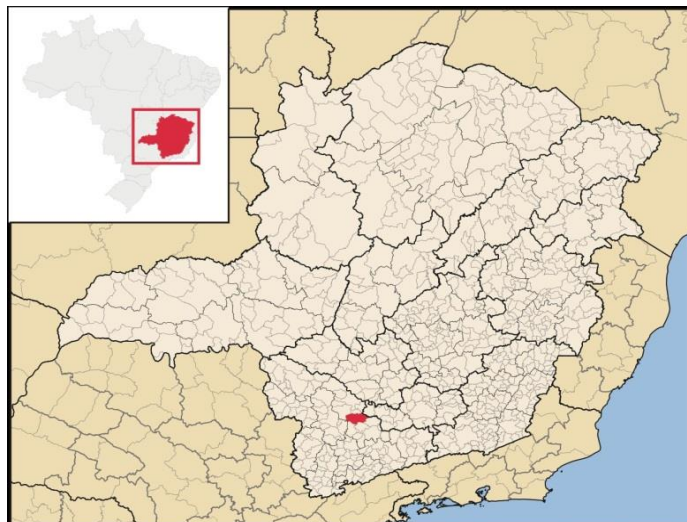
3 DIAGNÓSTICO

3.1 O município de Três Pontas

O município de Três Pontas fica situado no sul de Minas Gerais, na região Sudeste do Brasil. Tem latitude de 21° 22' 00''S e longitude de 45°30'45''W, com altitude de 885 m e área de 691,3 Km².

Conforme informações da prefeitura municipal, Três Pontas é uma cidade com uma área de 689 quilômetros quadrados, o município possui cerca de cinquenta e quatro mil habitantes, sendo que na zona urbana residem aproximadamente quatro quintos desse total. Seu sistema de água e esgoto é direcionado pelo SAAE-MG (Serviço Autônomo de Água e Esgoto).

Figura 1 – Localização Geográfica do Município de Três Pontas em Minas Gerais



Fonte: Adaptado Google Earth (2019).

3.2 Serviço Autônomo de Água e Esgoto

Conforme informações obtidas pela própria empresa, o SAAE – Três Pontas/MG foi criado em 26 de agosto de 1966, através da Lei Municipal n.º 533/66 com recursos do Banco Interamericano de Desenvolvimento (BID) e da Fundação Serviço Especial de Saúde Pública (antecessora da Fundação Nacional de Saúde), porém atualmente é uma Autarquia Municipal.

A empresa informou que a cidade não contém nenhuma estação de tratamento de esgoto (ETE) e seu sistema coletor de esgoto sanitário, conta atualmente, com 22.460,78 metros de extensão de rede, com 2.651 poços de visita. As ligações totalizam 20.106 correspondendo a 22.055 economias, o que representa um atendimento de 99.63% da população urbana.

3.2.1 Córrego dos Bambus

O Serviço Autônomo de Água e Esgoto informou que uma parte da cidade tem seu esgoto diretamente ligado no córrego dos bambus, ou seja, com lançamento *in natura*, que são os bairros: Botafogo, Ouro Verde, Esperança, Vale do Sol, João Piedade Campos, Santana e uma parte do Centro. A Figura 2 ilustra em imagem aérea os bairros e parte do córrego a serem estudados.

Figura 2 – Área com lançamento *in natura* no córrego dos bambus



Fonte: Adaptado Google Earth (2019).

Por se tratar de um sistema antigo o SAAE informou que não consegue identificar o tipo de sistema de esgoto existente no local e que há grande parte de rede pluvial trabalhando juntamente com a rede de esgoto. Outro problema visto no córrego é a grande quantidade de esgoto com lançamento clandestino. A Figura 3 a seguir ilustra uma imagem atual do córrego dos Bambus.

Figura 3 – Córrego dos Bambus



Fonte: A autora (2019).

Ainda conforme informações da empresa têm-se 556 ligações de esgoto para a margem esquerda do córrego e 450 ligações de esgoto para a margem direita.

Foi informado que a área em estudo é bem adensada, tendo pouca projeção de crescimento populacional para o futuro, porém o SAAE utiliza uma taxa de crescimento para populações futuras de 1,54%, sendo essa porcentagem para áreas mínimas que ainda não tem construção e também para casas antigas que possam no futuro serem demolidas e se tornarem prédios. A população para o córrego que foi informado pela empresa, segue na Tabela 1 a seguir:

Tabela 1 – População para o Córrego dos Bambus

	Margem Esquerda [hab.]	Margem Direita [hab.]	Total [hab.]
População Atual	2224	1800	4024
População Futura	2259	1828	4087

Fonte: A autora (2019).

Uma vez determinados a população de horizonte de projeto, faz-se possível então verificar as redes existentes e se necessário realizar adequações, tais dimensionamentos constam no Capítulo 4.2.1.

4 PROJETO

4.1 Memorial Descritivo

4.1.1 Esgotamento Sanitário

Segundo definição da Norma brasileira NBR 9648 (ABNT, 1986) esgoto sanitário é um “despejo líquido constituído de esgotos doméstico e industrial, água de infiltração e a contribuição pluvial parasitária”. A norma ainda define:

- **Esgoto doméstico:** resultante das necessidades fisiológicas humanas tal como o uso da água para higiene.
- **Esgoto industrial:** resultante de processos industriais.
- **Água de infiltração:** proveniente do subsolo que passa pela rede.
- **Contribuição pluvial parasitária:** parcela do deflúvio superficial absorvida pela rede de esgoto sanitário.

4.1.2 Lançamento *in natura* de Esgoto

Grande parte dos municípios tem coleta de esgoto, porém não tem tratamento, tendo o esgoto lançado diretamente em córregos, rios, lagoas e mares. Esse lançamento interfere diretamente na saúde da população já que pode ter vários contaminantes em sua composição.

Para melhorar a qualidade da água e evitar problemas para a população, são necessários então fazer a coleta, transporte e tratamento adequados do esgoto, apresentando-se a seguir as diretrizes para projeto.

Vale ressaltar que a legislação permite o lançamento *in natura* de esgoto, desde que se tenha feito um estudo de alta depuração dos corpos hídricos.

4.1.3 Rede Coletora de Esgoto

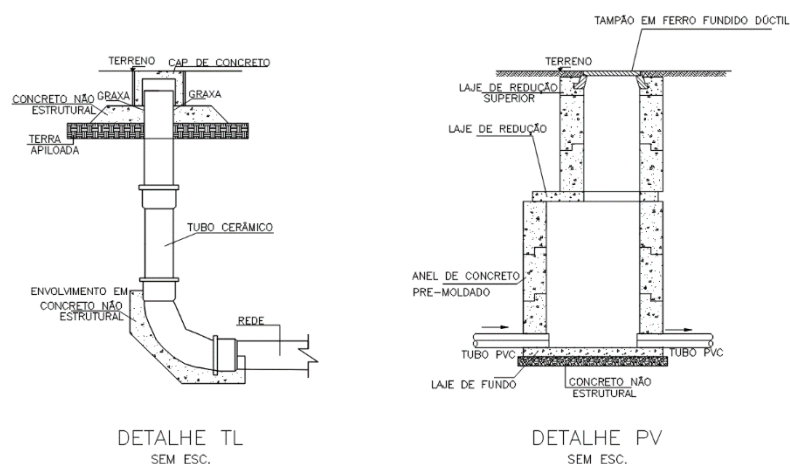
Segundo, TSUTIYA E SOBRINHO (2008) a rede coletora de esgoto é o conjunto de

canalizações propostas a receber e encaminhar os esgotos das edificações. O sistema de esgotos predial se liga diretamente à rede coletora por uma tubulação chamada coletor predial. Os autores afirmam que para se evitar entupimento e obstrução nas tubulações e também para possibilitar o acesso de pessoas ou equipamentos nas canalizações existem alguns dispositivos fixos que podem ser:

- **Poço de Visita (PV):** dispositivo fixo que têm uma abertura na parte superior provendo de uma câmara visitável para execução de trabalhos de manutenção.
- **Tubo de Limpeza (TIL):** dispositivo não visitável, fabricável em PVC ou outro material plástico, é utilizado para introduzir equipamentos de desobstrução e limpeza de coletores e também para inspeção.
- **Terminal de Limpeza (TL):** pode ser localizado no início de qualquer coletor também permite a inspeção e introdução de equipamentos de desobstrução e limpeza de coletores, substitui o poço de visita no início dos coletores.
- **Caixa de passagem (CP):** permite a passagem de equipamento de limpeza do trecho a jusante, câmara sem acesso localizada em curvas e mudanças de declividade.

Foi informado pelo SAAE que na área em estudo são utilizados poços de visitas e tubos de limpezas, a seguir a Figura 4 mostra os detalhes dos mesmos:

Figura 4 – Detalhamento de Terminal de Limpeza e Poço de Visita



Fonte: Adaptado SANEPAR (2012).

4.1.3.1 Cálculos para dimensionamento da Rede Coletora

Para dimensionamento de esgoto têm-se como padrão a norma NBR 9649 – 1986: Projetos de rede coletora de esgoto sanitário. A norma afirma que inexistindo dados iniciais podem-se adotar os seguintes:

- Coeficiente de Retorno: $C = 0,8$
- Coeficiente de máxima vazão diária: $K1 = 1,2$
- Coeficiente de máxima vazão horária: $K2 = 1,5$
- Taxa de contribuição de infiltração: $TI = 0,05$ a 1 l/s.km

4.1.3.1.1 Vazão Doméstica

A vazão doméstica é obtida através de dados populacionais do local a ser estudado. Com dados da população atual pode-se fazer uma projeção populacional para 20 anos após o ano em estudo, deve-se também verificar para o município qual o consumo per capita, se há população flutuante ou não e assim de com acordo com NBR 9648/1986 pode-se calcular a vazão doméstica inicial e final utilizando as seguintes Equações:

$$Q_{di} = \frac{C \cdot P_i \cdot q \cdot K2}{86400} \quad (1)$$

$$Q_{df} = \frac{C \cdot P_f \cdot q \cdot K1 \cdot K2}{86400} \quad (2)$$

Onde:

Q_{di} = Vazão doméstica inicial ($\frac{\text{l}}{\text{s}}$);	C = Coeficiente de retorno;
Q_{df} = Vazão doméstica final ($\frac{\text{l}}{\text{s}}$);	P_i = População inicial (hab.);
P_f = População final (hab.);	$K1$ = Coeficiente de máxima vazão diária;
q = Consumo per capita ($\frac{\text{l}}{\text{s}}$);	$K2$ = Coeficiente de máxima vazão horária.

4.1.3.1.1.2 Taxa de contribuição linear

A taxa de contribuição linear é obtida através das vazões domésticas, da taxa de contribuição de infiltração e da extensão do local em estudo. Conforme a NBR 9648/1986 utiliza-se as Equações a seguir para os cálculos da taxa de contribuição linear inicial e final.

$$T_{xi} = \frac{Q_{di}}{L_{it}} + TI \quad (3)$$

$$T_{xf} = \frac{Q_{df}}{L_{ft}} + TI \quad (4)$$

Onde:

T_{xi} = Taxa de contribuição linear inicial ($\frac{1}{s}$. km); Q_{di} = Vazão doméstica inicial ($\frac{1}{s}$);
 T_{xf} = Taxa de contribuição linear final ($\frac{1}{s}$. km); Q_{df} = Vazão doméstica final ($\frac{1}{s}$);
 L_{it} = Extensão total inicial (m); L_{ft} = Extensão total final (m).
 TI = Taxa de contribuição de infiltração ($\frac{1}{s}$. km);

4.1.3.1.1.3 Vazão no Trecho

Para obtenção da vazão no trecho é necessário a extensão no trecho e a taxa de contribuição linear. Conforme a NBR 9648/1986, obtêm-se através das Equações:

$$Q_{ti} = L \cdot T_{xi} \quad (5)$$

$$Q_{tf} = L \cdot T_{xf} \quad (6)$$

Onde:

Q_{ti} = Vazão inicial no trecho ($\frac{1}{s}$); T_{xi} = Taxa de contribuição linear inicial ($\frac{1}{s}$. km);
 Q_{tf} = Vazão final no trecho ($\frac{1}{s}$); T_{xf} = Taxa de contribuição linear final ($\frac{1}{s}$. km).
 L = Extensão do trecho ($\frac{1}{s}$);

4.1.3.1.1.4 Vazão a Montante

Sabendo-se a vazão nos trechos é possível obter as vazões a montante. Através de análise verifica-se quais as vazões chegam em determinado trecho e resulta na vazão de montante.

4.1.3.1.1.5 Vazão a Jusante

A vazão a jusante é resultante das vazões de trecho e vazão a montante. Conforme a NBR 9648/1986 é obtida através das Equações:

$$Q_{ji} = Q_{mi} + Q_{ti} \quad (7)$$

$$Q_{jf} = Q_{mf} + Q_{tf} \quad (8)$$

Onde:

Q_{ji} = Vazão inicial jusante $\left(\frac{l}{s}\right)$;

Q_{mf} = Vazão final montante $\left(\frac{l}{s}\right)$;

Q_{jf} = Vazão final jusante $\left(\frac{l}{s}\right)$;

Q_{ti} = Vazão inicial no trecho $\left(\frac{l}{s}\right)$;

Q_{mi} = Vazão inicial montante $\left(\frac{l}{s}\right)$;

Q_{tf} = Vazão final no trecho $\left(\frac{l}{s}\right)$.

A norma recomenda que as vazões mínimas utilizadas sejam de 1,5 l/s em cada trecho. A vazão de projeto inicial será representada por Q_i e a vazão de projeto final será representada por Q_f .

4.1.3.1.1.6 Declividade do terreno

Tendo-se os dados topográficos com as curvas de nível do lugar em estudo, podem-se determinar as declividades nos trechos através das cotas mais altas e mais baixas. A NBR 9648/1986 informa a seguinte Equação:

$$I_{te} = \frac{C_{ma} - C_{me}}{L} \quad (9)$$

Onde:

I_t = Declividade no terreno $\left(\frac{m}{m}\right)$;

C_{ma} = Cota maior do trecho (m);

L = Extensão do trecho (m);

C_{me} = Cota menor no trecho (m).

4.1.3.1.1.7 Declividade mínima do coletor

Têm-se a Equação para a declividade mínima do coletor através do material a ser utilizado. A Tabela abaixo mostra conforme o tipo de material qual Equação deve ser utilizada.

Tabela 2 – Declividades mínimas

Material do Coletor	Valores de n	Declividade mínima (m/m)
Cerâmica ou concreto	0,013	$I_{min} = 0,0055 \cdot Q_i^{-0,47}$
PVC	0,010	$I_{min} = 0,0061 \cdot Q_i^{-0,49}$
Ferro Fundido	0,012	$I_{min} = 0,0056 \cdot Q_i^{-0,48}$

Fonte: Adaptado Sobrinho e Tsutiya (2008).

Portanto a Equação a ser utilizada para cálculo da declividade mínima do coletor será:

$$I_{min} = 0,0061 \cdot Q_i^{-0,49} \quad (10)$$

Para dimensionamento deverá ser utilizado o maior valor entre a declividade do terreno e a declividade mínima do coletor. A declividade adotada será representada por “It”.

4.1.3.1.1.8 Diâmetro

Após ser calculada a declividade pode-se então fazer o cálculo do diâmetro utilizando também a vazão final. Conforme a Equação a seguir obtida pela NBR 9648/1986:

$$D = \left(0,3145 \cdot \frac{Q_f}{\sqrt{It}} \right)^{3/8} \quad (11)$$

Onde:

Q_f = vazão de projeto final ($\frac{l}{s}$);

It = declividade adotada ($\frac{m}{m}$).

Conforme a norma não se deve utilizar diâmetro inferior a 100 mm. O diâmetro adotado será representado pela letra Dt.

4.1.3.1.1.9 Altura da Lâmina Líquida

Seguindo as orientações da NBR 9648/1986, tendo-se os cálculos do diâmetro, vazões e da declividade pode-se achar a altura da lâmina líquida através da relação:

$$\frac{Q_i}{\sqrt{I_t}} \quad (12)$$

Onde:

$$Q_i = \text{vazão de projeto} \left(\frac{l}{s} \right); \quad I_t = \text{declividade adotada} \left(\frac{m}{m} \right);$$

Após os cálculos obtêm-se a altura da lâmina líquida (Y/D) através da Tabela que consta em Anexo A. A norma estabelece que a lâmina d'água deva ser no máximo 75% do diâmetro, ou seja, caso a relação Y/D seja maior que 0,75 deve-se aumentar o diâmetro e refazer os cálculos.

4.1.3.1.1.10 Velocidade Final de Escoamento

Ainda conforme informações da NBR 9648/1986, com os cálculos da lâmina líquida Y/D e do diâmetro pode-se obter a seguinte relação utilizando a Tabela em Anexo A (mesma utilizada anteriormente):

$$\frac{V_f}{\sqrt{I_t}} \quad (13)$$

Onde:

$$V_f = \text{Velocidade final de escoamento} \left(\frac{m}{s} \right);$$

$$I_t = \text{declividade adotada} \left(\frac{m}{m} \right).$$

Encontrando-se o valor da relação pode-se então chegar ao valor de da velocidade final de escoamento:

$$V_f = \left(\frac{V_f}{\sqrt{I_t}} \right) \cdot \sqrt{I_t} \quad (14)$$

4.1.3.1.1.11 Raio Hidráulico

É importante achar o valor do raio hidráulico para cálculo da tensão tratativa. Com o valor de Y/D pode-se encontrar o valor de Beta (β) com a seguinte Tabela 3:

Tabela 3 – Relação entre Raio Hidráulico e Lâmina de Escoamento

Y/D	$\beta =$ RH/D	Y/D	$\beta =$ RH/D	Y/D	$\beta =$ RH/D	Y/D	$\beta =$ RH/D	Y/D	$\beta =$ RH/D
0,025	0,016	0,200	0,121	0,500	0,250	0,800	0,304	0,975	0,277
0,050	0,033	0,225	0,134	0,550	0,265	0,825	0,304	1,00	0,250
0,075	0,048	0,250	0,147	0,600	0,278	0,850	0,304		
0,100	0,064	0,300	0,171	0,650	0,288	0,875	0,301		
0,125	0,079	0,350	0,194	0,700	0,297	0,900	0,299		
0,150	0,093	0,400	0,215	0,750	0,302	0,925	0,294		
0,175	0,107	0,450	0,234	0,775	0,304	0,950	0,287		

Fonte: Adaptado NETTO (1998).

Pode-se então calcular o valor do Raio Hidráulico através da Equação:

$$Rh = \beta \cdot Dt \quad (15)$$

Onde:

Rh = raio Hidráulico; β = beta;
Dt = diâmetro adotado (m).

4.1.3.1.1.12 Tensão Trativa

Com o valor do raio hidráulico, sabendo-se que o peso específico da água é de 1000 kN, conforme a NBR 9648/1986 através da seguinte Equação determina-se a tensão trativa:

$$\sigma = \gamma \cdot Rh \cdot It \quad (16)$$

Onde:

σ = tensão trativa (Pa); γ = peso específico da água ($\frac{N}{m^3}$);
Rh = raio hidráulico; It = declividade adotada ($\frac{m}{m}$).

A norma afirma que a tensão trativa deverá ter valor maior que 0,10 kgf/m² (1 Pa).

4.1.3.1.1.13 Velocidade Crítica

A velocidade crítica se dá em função da aceleração da gravidade adotada como 9,81 m/s² e do raio hidráulico, a NBR 9648/1986 informa a seguinte Equação:

$$V_c = 6 \cdot \sqrt{R_h \cdot g} \quad (17)$$

Onde:

V_c = velocidade crítica $\left(\frac{m}{s}\right)$; g = aceleração da gravidade $\left(\frac{m}{s^2}\right)$.
 R_h = raio hidráulico;

A norma afirma que se a velocidade final de escoamento for maior que a velocidade crítica o valor máximo da lâmina de água d'água deverá ser 50% do diâmetro.

4.1.4 Interceptor

Conforme TSUTIYA E SOBRINHO (2008) o interceptor tem a função de receber e transportar o esgoto coletado, ele não recebe ligações prediais e tem defasagem das contribuições resultando no amortecimento das vazões. Fica localizado em partes baixas da bacia a fim de conduzir os efluentes para um ponto de concentração.

4.1.4.1 Cálculos para dimensionamento do Interceptor

Para seu dimensionamento serão utilizadas as mesmas Equações vistas anteriormente no cálculo da rede de esgoto, porém não será necessário realizar cálculos de vazão, pois no interceptor só é utilizada a vazão de projeto. Outra mudança da rede coletora para o interceptor é que a tensão trativa que na rede coletora de esgoto tinha valor mínimo de 1,0 Pa, passa a ser 1,5 Pa para o interceptor. Foi informado pelo SAAE que o sistema utiliza um diâmetro mínimo para interceptor de 200 mm, no qual será adotado para a área em estudo. Todos os cálculos constam no Apêndice C em anexo.

4.1.5 Emissário

Os autores TSUTIYA E SOBRINHO (2008) também informam que o emissário é que levará o esgoto para onde será lançado ou para estação de tratamento de esgoto sem receber contribuições no percurso, apenas recebe na extremidade montante e pode ser por recalque ou

por gravidade. A vazão resultante do emissário é a vazão máxima de projeto existente. Como foi realizado o estudo apenas para uma área da cidade, não será dimensionado o emissário, visto que o interceptor dimensionado poderá ter ligação com outro interceptor já existente.

4.1.5.1 Dimensionamento das vazões mínima e média de projeto:

Obtida a vazão máxima de projeto que chegará ao emissário, é necessário dimensionar as vazões média e mínima para o local, através das seguintes Equações:

$$Q_{med} = \frac{Q_{max}}{K1 \times K2} \quad (18)$$

$$Q_{min} = Q_{med} \times K3 \quad (19)$$

Onde:

Q_{med} = vazão média de projeto $\left(\frac{L}{s}\right)$;

Q_{max} = vazão máxima de projeto $\left(\frac{L}{s}\right)$;

Q_{min} = vazão mínima de projeto $\left(\frac{L}{s}\right)$;

$K1$ = coeficiente de máxima vazão diária (1,2);

$K2$ = coeficiente de máxima vazão horária (1,5);

$K3$ = coeficiente de mínima vazão horária (0,5);

4.1.6 Sistema de Tratamento de Esgoto

4.1.6.1 Tratamento Preliminar

Segundo SPERLING (2015) esse tipo de tratamento protege os equipamentos de transporte de esgoto, as unidades de tratamento subsequentes e o corpo receptor do efluente tratado. O tratamento preliminar remove os mecanismos de ordem física como sólidos grosseiros e areia e tem uma unidade de Calha Parshall para medição da vazão. A Figura 5 mostra como é realizado o tratamento preliminar:

Figura 5 – Fluxograma típico do tratamento preliminar



Fonte: Adaptado Jordao e Volschan Jr. (2009).

4.1.6.1.1 Dimensionamento do Tratamento Preliminar

4.1.6.1.1.1 Dimensionamento do canal da grade:

O canal servirá para implantação do gradeamento, será executado em concreto armado, segundo PESSOA (1982) a base do canal usual tem comprimento entre 0,5m e 2,0m, assim será adotado uma base de 1,4 m. de comprimento.

Através do diâmetro da tubulação que antecede a ETE (200 mm) e do valor da relação y/d que será adotado 0,75 têm-se o valor da lâmina líquida de 0,15 m.

4.1.6.1.1.1.1 Altura do canal:

Conforme informações ainda do autor PESSOA (1982) a altura do canal se dará pela relação entre a lâmina d'água e a base do canal, conforme a Equação abaixo:

$$H_c = \frac{Y}{B_c} \quad (20)$$

Onde:

H_c = altura do canal (m);

B_c = base do canal (m).

Y = lâmina d'água (m);

4.1.6.1.1.1.2 Declividade mínima:

Para realização do cálculo da declividade mínima é necessário encontrar o coeficiente de relação, que pode ser calculado na Equação 21 a seguir, tal coeficiente é obtido através da

altura do canal.

$$\alpha = \frac{Hc}{1 + 2Hc} \quad (21)$$

Onde:

Hc = altura do canal (m); α = coeficiente de relação.

Tendo-se o valor do coeficiente pode-se então determinar a declividade mínima através da Equação a seguir:

$$I_{min} = 0,00015 \times (\alpha \times Bc)^{-1} \quad (22)$$

Onde:

Bc = base do canal (m);

I_{min} = declividade mínima $\left(\frac{m}{m}\right)$.

4.1.6.1.1.1.3 Vazão resultante para o canal:

A vazão resultante é a que chegará no canal, se dá em função dos resultados obtidos nas Equações realizadas anteriormente, como altura do canal, base do canal, coeficiente de relação e declividade mínima.

$$Q_{resul} = 71,4286 \times Hc \times Bc^{\frac{8}{3}} \times I_{min}^{\frac{1}{2}} \times \alpha^{\frac{2}{3}} \quad (23)$$

Onde:

Hc = altura do canal (m);

Bc = base do canal (m);

Q_{resul} = vazão resultante $\left(\frac{m^3}{s}\right)$; I_{min} = declividade mínima $\left(\frac{m}{m}\right)$.

α = coeficiente de relação.

4.1.6.1.1.1.4 Velocidade mínima

A velocidade mínima de passagem do canal se dará através da vazão resultante, altura do canal e base do canal conforme Equação a seguir:

$$VC = \frac{Q_{resultante}}{Hc} \times Bc^2 \quad (24)$$

Onde:

VC = velocidade mínima de passagem do canal $\left(\frac{m}{s}\right)$;

Bc = base do canal (m);

Qresultante = vazão resultante $\left(\frac{m^3}{s}\right)$;

Hc = altura do canal (m).

4.1.6.1.1.1.2 Grade

Conforme SPERLING (2015) as grades removem os sólidos grosseiros, onde, no gradeamento, os materiais com maiores dimensões do que o espaçamento entre barras é retido.

4.1.6.1.1.1.2.1 Perda de carga na grade:

A NBR 122209 (ABNT, 1990) prevê que se deve considerar uma perda de carga mínima nas grades de 0,15 m. Sendo assim, através da Equação a seguir pode-se obter o valor da velocidade de passagem através da grade:

$$\Delta Hg = 1,429 \times \left(\frac{VG^2}{2g} \times \frac{VC^2}{2g}\right) \quad (25)$$

Onde:

ΔHg = perda de carga (m);

VG = velocidade de passagem através da grade $\left(\frac{m}{s}\right)$;

VC = velocidade mínima de passagem do canal $\left(\frac{m}{s}\right)$;

g = aceleração da gravidade $\left(\frac{m}{s}\right)$.

4.1.6.1.1.1.2.2 Área Útil da grade:

Conforme CHERNICHARO (1997) a área útil é a quantidade de área de aço necessária para o tratamento, e é determinada pela seguinte Equação:

$$Au = \frac{Q_{max}}{VG} \quad (26)$$

Onde:

Au = área útil (m²);

Q_{\max} = vazão máxima de projeto $\left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}}\right)$;

VG = velocidade de passagem através da grade $\left(\frac{\text{m}}{\text{s}}\right)$.

4.1.6.1.1.1.2.3 Escolha da grade a ser utilizada

Conforme CHERNICHARO (1997) a inclinação das grades em relação ao fundo do canal é indicada pelo ângulo α , onde para grades com limpeza manual o ângulo $\alpha = 30^\circ$ à 60° . Adotei 45° .

Sendo assim, será utilizada uma grade média com barras retangulares de 3/8" x 2" (10 x 50,0), com espaçamento de $a = 25$ mm, espessura de 10 mm e inclinação de 45° .

4.1.6.1.1.1.2.4 Eficiência na grade

CHERNICHARO (1997) afirma que a eficiência da grade deverá ser suficiente para que o fluido não fique retido devido aos materiais sólidos, pode-se encontrar na Equação a seguir:

$$E = \frac{a}{t + a} \quad (27)$$

Onde:

E = eficiência da grade (%);

a = espaçamento entre as barras (mm);

t = espessura das barras (mm).

4.1.6.1.1.1.2.5 Área da seção do canal

A seção do canal junto a grade necessária para escoamento, conforme CHERNICHARO (1997) é obtida através da seguinte Equação:

$$S = \frac{A_u}{E} \quad (28)$$

Onde:

E = eficiência da grade (%);

A_u = área útil (m^2);

S = área da seção (m^2).

Sabendo-se que o canal possui base retangular e que posteriormente será dimensionada

a altura da caixa de areia, conforme CHERNICHARO (1997) pode-se dimensionar a base da grade pela seguinte Equação:

$$B_g = \frac{S}{h_{\max}} \quad (29)$$

Onde:

B_g = largura do canal (m);

S = área da seção (m²).

h_{\max} = altura máxima da lâmina d'água antes do rebaixo Z (m);

Antes de realizar o cálculo da Equação anterior deve-se calcular a Equação 34.

4.1.6.1.1.1.2.6 Altura do degrau x

De acordo com SALLA (2017) para evitar o remanso do emissário, deve-se construir um degrau de altura x, de acordo com a Equação a seguir:

$$x = \Delta H_g + h_{\max} - y \quad (30)$$

Onde:

ΔH_g = perda de carga (m);

h_{\max} = altura máxima da lâmina d'água antes do rebaixo Z (m);

Y = lâmina d'água (m).

4.1.6.1.1.3 Dimensionamento da Caixa de Areia

A caixa de areia ou desarenador, segundo SPERLING (2015) são as partes responsáveis pela remoção de areia no esgoto, pelo processo de sedimentação simples.

4.1.6.1.1.3.1 Calha Parshall

Conforme CHERNICHARO (1997) a Calha Parshall é de extrema importância para garantir a correta gestão do processo de tratamento, tendo-se o valor da vazão final de projeto pode-se determinar as dimensões e a largura da garganta da calha através do Quadro a seguir:

Quadro 1 – Medidores Parshall: Capacidades, medidas padronizadas e equações de vazão

Dimensão Nominal "W"	Capacidade de Parshall (l/s)			Dimensões padronizadas do Parshall (cm)									Parâmetros de vazão (m³/s)	
	pol/pés	m	mín	máx	A	B	C	D	E	F	G	K	N	λ
3"	0,076	0,85	53,8	46,6	45,7	17,8	25,9	45,7	15,2	30,5	2,5	5,7	0,176	1,547
6"	0,152	1,52	110,4	62,3	61	39,4	40,3	53,3	30,5	45,7	3,8	11,4	0,381	1,58
9"	0,229	2,55	251,9	88,1	86,4	38,1	57,5	61	45,7	61	6,9	17,1	0,535	1,53
1'	0,305	3,11	455,6	137,1	134,4	61	84,5	91,5	61	91,5	7,6	22,9	0,69	1,522
1 1/2'	0,457	4,25	696,2	144,8	142	76,2	102,6	91,5	61	91,5	7,6	22,9	1,054	1,538
2'	0,61	11,89	936,7	152,3	149,3	91,5	120,7	91,5	61	91,5	7,6	22,9	1,426	1,55
3'	0,915	17,3	1426	167,5	164,3	122	157,2	91,5	61	91,5	7,6	22,9	2,182	1,566
4'	1,22	36,8	1922	182,8	179,2	152,5	193,8	91,5	61	91,5	7,6	22,9	2,935	1,578
5'	1,525	62,8	2422	198	194,1	183	230,3	91,5	61	91,5	7,6	22,9	3,728	1,578
6'	1,83	74,4	2929	213,3	209,1	213,5	266,7	91,5	61	91,5	7,6	22,9	4,515	1,595
7'	2,135	115	3440	228,6	224	244	303	91,5	61	91,5	7,6	22,9	5,306	1,601
8'	2,44	131	3950	244	239	274,5	340	91,5	61	91,5	7,6	22,9	6,101	1,606
10'	3,05	200	5660	274,5	260,8	366	475,9	122	91,5	122	14,2	34,3	-	-

Fonte: Adaptado de Azevedo Neto et al. (1998).

4.1.6.1.1.3.2 Altura da lâmina líquida no Parshall:

Com todos os dados necessários obtidos na Tabela anterior pode-se então calcular as vazões máxima e mínima de projeto, alturas máxima e mínima da lâmina líquida, altura do degrau e altura máxima e mínima antes do degrau, conforme as Equações abaixo obtidas por CHERNICHARO (1997):

Vazões de projeto:

$$Q_{\max} = 2,2 \times W \times H_{\max}^{\frac{3}{2}} \quad (31)$$

$$Q_{\min} = 2,2 \times W \times H_{\min}^{\frac{3}{2}} \quad (32)$$

Altura do degrau Z:

$$Z = \frac{(Q_{\max} \times H_{\min}) - (Q_{\min} \times H_{\max})}{Q_{\max} - Q_{\min}} \quad (33)$$

Altura da lâmina d'água antes do rebaixo Z:

$$h_{\max} = H_{\max} - z \quad (34)$$

$$h_{\min} = H_{\min} - z \quad (35)$$

Onde:

Q_{\max} = vazão máxima de projeto $\left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}}\right)$;

W = largura da garganta (m);

H_{\max} = altura da lâmina líquida de projeto (m);

Q_{\min} = vazão mínima passante na calha $\left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}}\right)$;

H_{\min} = altura mínima da lâmina líquida (m);

Z = altura do degrau (m);

h_{\max} = altura máxima da lâmina d'água antes do rebaixo Z (m);

h_{\min} = altura mínima da lâmina d'água antes do rebaixo Z (m).

4.1.6.1.1.3.3 Base da caixa de areia:

De acordo com o autor CHERNICHARO (1997) procura-se manter uma velocidade horizontal de passagem de esgoto entre 0,15 e 0,30 m/s para possibilitar a sedimentação de areia, será adotado, portanto, uma velocidade de 0,30 m/s. A Equação a seguir possibilita então dimensionar a base do canal:

$$B_c = \frac{Q_{\max}}{V_{\text{horiz.}} \times h_{\max}} \quad (36)$$

Onde:

Q_{\max} = vazão máxima de projeto $\left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}}\right)$;

V_{horiz} = velocidade horizontal $\left(\frac{\text{m}}{\text{s}}\right)$;

h_{\max} = altura máxima da lâmina d'água antes do rebaixo Z (m);

B_c = base da caixa de areia(m).

4.1.6.1.1.3.4 Área da caixa de areia:

Segundo a NBR 12209 (2011), a taxa de escoamento superficial deve estar compreendida entre 600 e 1300 m^3/m^2 . dia. Será adotado para o estudo 1300 m^3/m^2 . dia ou seja 0,01505 m^3/m^2 .s. Portanto a área pode ser determinada pela Equação a seguir:

$$A = \frac{Q_{\max}}{0,01505} \quad (37)$$

Onde:

Q_{\max} = vazão máxima de projeto $\left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}}\right)$;

A = área da caixa de areia (m^2).

4.1.6.1.1.3.5 Comprimento da caixa de areia:

Conforme CHERNICHARO (1997), o comprimento da caixa de areia é dado pela seguinte Equação:

$$L = \frac{A}{Bc} \quad (38)$$

Onde:

A = área da caixa de areia (m^2);

Bc = base da caixa de areia(m);

L = comprimento do canal(m).

4.1.6.1.1.3.6 Profundidade do depósito de areia:

Conforme CHERNICHARO (1997) normalmente considera-se uma retenção de 30 L de material a cada 1000 m^3 de esgoto e um período de limpeza da caixa de areia a cada 14 dias, assim a quantidade de material retido é dada pela seguinte Equação:

$$M_r = \frac{Q_{\text{med}} \times 30 \times 10^{-6} \times 14}{1000} \quad (39)$$

Onde:

M_r = volume de material retido entre o período de limpeza (m^3);

Q_{med} = vazão média de projeto $\left(\frac{\text{l}}{\text{dia}}\right)$.

Também pode-se obter a profundidade da caixa de areia pela seguinte Equação:

$$P = \frac{M_r}{A} \quad (40)$$

Onde:

M_r = volume de material retido entre o período de limpeza (m^3);

A = área da caixa de areia (m^2);

P = profundidade da caixa de areia (m).

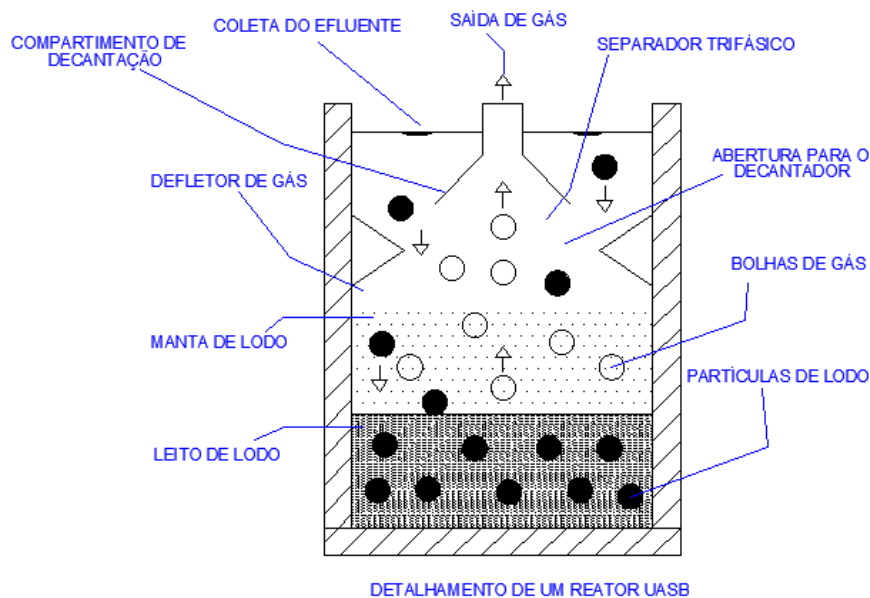
4.1.6.2 Dimensionamento da Estação de Tratamento de Esgoto

Para o tratamento de esgoto do córrego dos Bambus será utilizado uma estação de tratamento de esgoto do tipo Reator UASB, autor SPERLING (2015) afirma que o reator UASB está sendo o processo mais utilizado por empresas atuais devido a suas vantagens como eficiência de remoção de DBO em quase 70%, sendo também o mais prático e rápido a ser implantado comparado com as lagoas de estabilização ou lagoas facultativas, visto que esses processos requerem uma grande área de instalação, devido a esses fatores o mesmo se mostrou ser o mais eficiente para a implantação no local.

4.1.6.2.1 Reator UASB

O reator *Upflow Anaerobic Sludge Blanket* (UASB) ocorre por processo anaeróbio (sem oxigênio), é um sistema fechado e têm-se uma liberação de gás no qual é coletado e queimado. O esgoto entra pela base do reator e passa pela manta anaeróbica onde ocorre a decomposição da matéria orgânica. É tratado e coletado pelas calhas na parte superior. Tem fácil instalação, pois necessita de pouco espaço. (CESAN, 2013). A Figura 6 ilustra como é o reator:

Figura 6 – Esquema de um Reator UASB em corte



Fonte: Adaptado de Chernicharo (1997).

4.1.6.2.1.1 Dimensionamento do Reator UASB

4.1.6.2.1.1.1 Volume do reator:

A norma 12209/1992 informa que o tempo de detenção hidráulica para a vazão média deve ser inferior a 6h, portanto será adotado um tempo de detenção hidráulica de 6 horas. Conforme CHERNICHARO (2007) pode-se pela seguinte Equação determinar o volume do reator:

$$V = Q_{med} \times T_{dh} \quad (41)$$

Onde:

V = volume do reator (m³);

Q_{med} = vazão média de projeto $\left(\frac{m^3}{h}\right)$;

T_{dh} = tempo de detenção hidráulica (hs).

4.1.6.2.1.1.1.2 Área útil:

Conforme CHERNICHARO (2007) a altura recomendada de um reator que trate de esgotos domésticos está entre 3 a 6 metros, será adotada uma altura de 5 m. A área útil do reator, portanto pode ser determinada na Equação a seguir:

$$A = \frac{V}{h} \quad (42)$$

Onde:

V = volume do reator (m³);

h = altura do reator (m);

A = área útil do reator (m²).

4.1.6.2.1.1.1.3 Determinação do comprimento:

A velocidade de passagem conforme CHERNICHARO (2007) deverá estar entre 2 e 4 m/h, será adotada uma velocidade de 3,5 m/h. Pode-se então obter a área necessária para cada reator:

$$A_{mod} = Q_{med}/V_p \quad (43)$$

Onde:

V_p = velocidade de passagem $\left(\frac{m}{h}\right)$;

Q_{med} = vazão média de projeto $\left(\frac{m^3}{h}\right)$;

A_{mod} = área unitária por distribuidor (m^2).

4.1.6.2.1.1.1.4 Número de distribuidores

Tendo-se os valores da área útil e da área necessária pode-se então determinar o número de distribuidores a serem utilizados, CHERNICHARO (2007) informa a seguinte Equação:

$$N_r = \frac{A}{A_{mod}} \quad (44)$$

Onde:

N_r = número de distribuidores (unid.);

A = área útil do reator (m^2);

A_{mod} = área unitária por distribuidor (m^2).

4.1.6.2.1.1.1.5 Volume por módulo

Conforme CHERNICHARO (2007), o volume por módulo ou volume unitário é dado por reator e pode ser obtido pela seguinte Equação:

$$V_{mod} = \frac{V}{N_r} \quad (45)$$

Onde:

V_{mod} = volume unitário por distribuidor (m^3);

N_r = número de distribuidores (unid.);

V = volume total do reator (m^3).

4.1.6.2.1.1.1.6 Diâmetro do reator

O reator tem formato circular, portanto é possível obter seu diâmetro através da Equação a seguir:

$$A_{mod} = \frac{\pi D^2}{4} \quad (46)$$

Onde:

A_{mod} = área unitária por distribuidor (m^2);

D = diâmetro do reator (m).

4.1.6.2.1.1.1.7 Carga hidráulica volumétrica

Conforme CHERNICHARO (2007) a carga hidráulica volumétrica por reator deverá ser menor que 3,5 m³/m³. dia para que o sistema seja eficiente e não haja excesso de esgoto despejado. Pode ser dimensionada pela seguinte Equação:

$$CHV = \frac{Q_{\text{méd}}(\text{modulo})}{V_{\text{mod}}} \quad (47)$$

Onde:

CHV = carga hidráulica volumétrica $\left(\frac{\text{m}^3}{\text{m}^3} \cdot \text{dia}\right)$;

Qmed(mod) = vazão média de projeto por distribuidor $\left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}}\right)$;

Vmod = volume unitário por distribuidor (m³).

4.1.6.2.1.1.1.8 Demanda bioquímica de oxigênio e demanda química de oxigênio

Conforme CAMPOS (1999), a demanda bioquímica de oxigênio (DBO) é usada para estimar a carga orgânica dos efluentes e dos recursos hídricos, sendo possível identificar a necessidade de aeração (oxigenação) para degradar a matéria orgânica nas estações de tratamento, e a demanda química de oxigênio (DQO) é a quantidade de oxigênio necessária para estabilizar a matéria orgânica.

Ainda conforme o autor muitos municípios adotam um valor de DBO e DQO afluentes para projetos, sendo 300 mg/l e 600 mg/l respectivamente.

4.1.6.2.1.1.1.9 Carga orgânica volumétrica:

Ainda conforme CHERNICHARO (2007) a carga orgânica volumétrica não deverá ser maior que 15 Kg/dia, é obtida através carga orgânica volumétrica de DBO e DQO (Equações 48 e 49) e do volume. Tais Equações seguem abaixo:

$$\text{CorgDBO} = \text{DBO} \times \text{Qmed} \quad (48)$$

$$\text{CorgDQO} = \text{DQO} \times \text{Qmed} \quad (49)$$

$$\text{CVDBO} = \frac{\text{CorgDBO}}{V} \quad (50)$$

$$\text{CVDQO} = \frac{\text{CorgDQO}}{V} \quad (51)$$

Onde:

CorgDBO = concentração diária de DBO no afluente $\left(\frac{\text{Kg}}{\text{dia}}\right)$;

CorgDBO = concentração diária de DBO no afluente $\left(\frac{\text{Kg}}{\text{dia}}\right)$;

Qmed = vazão média de projeto $\left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}}\right)$;

V = volume total do reator (m^3);

CVDBO = carga orgânica volumétrica de DBO $\left(\frac{\text{KgDBO}}{\text{m}^3} \cdot \text{dia}\right)$;

CVDQO = carga orgânica volumétrica de DQO $\left(\frac{\text{KgDQO}}{\text{m}^3} \cdot \text{dia}\right)$.

4.1.6.2.1.1.10 Verificações das velocidades superficiais:

CHERNICHARO (2007) informa que para o tratamento de esgotos domésticos, recomendam-se as seguintes velocidades superficiais:

Tabela 4 – Velocidade superficial para projeto de reatores UASB, tratando esgotos domésticos

Vazão afluente	Velocidade superficial (m/h)
Vazão média	0,5 a 0,7
Vazão máxima	<1,1
Picos temporais (2 e 4 h)	<1,5

Fonte: Adaptado Chernicharo (1997)

4.1.6.2.1.1.10.1 Velocidade média

CHERNICHARO (2007) afirma que a velocidade média é em função da vazão média e da área de cada distribuidor, conforme a seguir:

$$V_{\text{med}} = \frac{Q_{\text{med}}}{A_{\text{mod}}} \quad (52)$$

Onde:

Q_{med} = vazão média de projeto $\left(\frac{m^3}{h}\right)$;

A_{mod} = área unitária por distribuidor (m^2);

V_{med} = Velocidade média $\left(\frac{m}{h}\right)$.

4.1.6.2.1.1.1.10.2 Velocidade máxima

Conforme CHERNICHARO (2007), a velocidade máxima é em função da vazão média e da área de cada distribuidor, pela Equação a seguir:

$$V_{max} = \frac{Q_{max}}{A_{mod}} \quad (53)$$

Onde:

Q_{max} = vazão máxima de projeto $\left(\frac{m^3}{h}\right)$;

A_{mod} = área unitária por distribuidor (m^2);

V_{med} = Velocidade média $\left(\frac{m}{h}\right)$.

4.1.6.2.1.1.1.11 Estimativa de DBO e DQO removidas

CHERNICHARO (2007) afirma que a estimativa de remoção de demanda bioquímica de oxigênio (DBO) e demanda química de oxigênio (DQO), são referentes ao tempo de detenção hidráulica, conforme as Equações abaixo:

$$DBO_{remov} = 100 \times (1 - 0,68 \times T_{dh}^{-0,35}) \quad (54)$$

$$DQO_{remov} = 100 \times (1 - 0,70 \times T_{dh}^{-0,50}) \quad (55)$$

Onde:

T_{dh} = tempo de detenção hidráulica (hs);

DBO_{remov} = estimativa de DBO removida (%);

DQO_{remov} = estimativa de DQO removida (%).

A resolução do CONAMA 357/05 não faz referência ao parâmetro de Demanda Química de Oxigênio (DQO), mas é informado que a eficiência de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) mínima é de 60%, sendo que este limite só poderá ser reduzido no caso de existência de estudo de autodepuração do corpo hídrico que comprove atendimento às metas do

enquadramento do corpo receptor.

4.1.6.2.1.1.1.12 Estimativa de DQO efluente

Segundo CHERNICHARO (2007), a estimativa de DQO efluente se dá pela seguinte Equação:

$$DQO_{\text{eflu}} = DQO_{\text{aflu}} \times \frac{100\% - DQO_{\text{remov}\%}}{100} \quad (56)$$

Onde:

DQO_{aflu} = DQO afluente $\left(\frac{\text{mg}}{\text{l}}\right)$;

DQO_{remov} = estimativa de DQO removida (%);

DQO_{eflu} = DQO afluente $\left(\frac{\text{mg}}{\text{l}}\right)$.

4.1.6.2.1.1.1.13 Estimativa de produção de metano:

4.1.6.2.1.1.1.13.1 Carga de DQO removida convertida em metano

Conforme CHERNICHARO (2007) o valor do coeficiente de produção de sólidos no sistema para os esgotos domésticos (Y) é de 0,21 Kg DQO_{ólodo} / Kg DQO_{aflu}. Com o valor do coeficiente pode-se determinar a carga de DQO removida convertida em metano conforme a Equação a seguir:

$$CDQOCH_4 = \frac{Q_{\text{med}} \times (DQO_{\text{aflu}} - DQO_{\text{eflu}})}{1000} - \frac{Q_{\text{med}} \times (DQO_{\text{aflu}} - DQO_{\text{eflu}}) \times Y}{1000} \quad (57)$$

Onde:

Q_{med} = vazão média de projeto $\left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}}\right)$;

DQO_{aflu} = DQO afluente $\left(\frac{\text{mg}}{\text{l}}\right)$;

DQO_{eflu} = DQO afluente $\left(\frac{\text{mg}}{\text{l}}\right)$;

Y = coef. de produção de sólidos no sistema $\left(\frac{\text{KgDQO}_{\text{ólodo}}}{\text{KgDQO}_{\text{aflu}}}\right)$;

$CDQOCH_4$ = carga de DQO removida convertida em metano $\left(\frac{\text{Kg}}{\text{dia}}\right)$.

4.1.6.2.1.1.1.13.2 Vazão de metano:

CHERNICHARO (2007) informa que para o dimensionamento da vazão de metano são adotados alguns valores conforme abaixo:

Tabela 5 – Valores adotados para cálculos da vazão de metano

Temperatura (t)	25°
Constante (K)	64 gDQO/mol
Pressão (P)	1 atm
Constante universal dos gases (R)	0,08206 atm.l/mol.k

Fonte: Adaptado Chernicharo (1997)

Pode-se então determinar a vazão de metano pela seguinte Equação:

$$Q_{CH_4} = \frac{(CDQO_{CH_4} \times R \times (273 + t))}{P \times K} \quad (58)$$

Onde:

R = constante universal dos gases $\left(\frac{\text{atm.l}}{\text{mol.k}}\right)$;

t = temperatura (°);

P = pressão (atm);

Q_{CH_4} = vazão de metano $\left(\frac{\text{m}^3}{\text{dia}}\right)$;

K = constante $\left(\frac{\text{gDQO}}{\text{mol}}\right)$;

$CDQO_{CH_4}$ = carga de DQO removida convertida em metano $\left(\frac{\text{Kg}}{\text{dia}}\right)$.

4.1.6.2.1.1.1.14 Vazão de gás:

Ainda conforme CHERNICHARO (2007), a vazão de gás nada mais é do que 75% da vazão de metano.

4.1.6.2.1.1.1.15 Produção e Volume de lodo

CHERNICHARO (2007) informa que para dimensionamento da produção e volume de lodos são adotados alguns valores conforme a seguir:

Tabela 6 – Valores adotados para a produção e volume de lodo

Coeficiente de produção de sólidos (Y)	Coeficiente de produção de sólidos (Y)	Concentração esperada para lodo de descarte	Densidade do lodo anaeróbio
0,18 $\left(\frac{\text{KgSST}}{\text{KgDQOaflu}}\right)$	0,21 $\left(\frac{\text{KgDQOlodo}}{\text{KgDQOaflu}}\right)$.Met	4%	1020 Kg/m ³

Fonte: Adaptado Chernicharo (1997)

As Equações a seguir são para tais dimensionamentos:

$$\text{Plodo} = Q_{\text{med}} \times (\text{DQOaflu} - \text{DQOeflu}) \times Y \quad (59)$$

$$\text{Vlodo} = \frac{\text{Plodo}}{y_c} \quad (60)$$

Onde:

$$\text{Plodo} = \text{produção de lodo} \left(\frac{\text{KgSST}}{\text{dia}}\right);$$

$$Q_{\text{med}} = \text{vazão média de projeto} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}}\right);$$

$$\text{DQOaflu} = \text{DQO afluente} \left(\frac{\text{mg}}{\text{l}}\right);$$

$$\text{DQOeflu} = \text{DQO afluente} \left(\frac{\text{mg}}{\text{l}}\right);$$

$$Y = \text{coeficiente de produção de sólidos} \left(\frac{\text{KgSST}}{\text{KgDQOaflu}}\right);$$

$$\text{Vlodo} = \text{volume de lodo} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{dia}}\right).$$

4.1.6.2.1.1.16 Ciclo de operação dos leitos

Conforme CHERNICHARO (2007) o lodo resultante do processo de decantação deverá ser descartado periodicamente para que não haja arraste de sólidos no efluente. O autor informa que o ciclo de operação dos leitos é numa faixa entre 15 e 20 dias, portanto serão adotados 17 dias.

4.1.6.2.1.1.16.1 Massa e Volume de lodo retiradas do reator:

A massa e volume de lodo retirados do reator se dão em função da produção de lodo,

volume de lodo e do ciclo de operação de seus leitos, conforme as Equações a seguir:

$$M_{\text{lodo}} = P_{\text{lodo}} \times CO \quad (61)$$

$$V_{\text{ciclolodo}} = V_{\text{lodo}} \times CO \quad (62)$$

Onde:

P_{lodo} = produção de lodo $\left(\frac{\text{KgSST}}{\text{dia}}\right)$;

CO = ciclo de operação dos leitos (dias);

M_{lodo} = massa de lodo retirada do reator (SST);

V_{lodo} = volume de lodo $\left(\frac{\text{m}^3}{\text{dia}}\right)$.

$V_{\text{ciclolodo}}$ = volume de lodo retirado do reator (m^3).

4.1.6.2.1.1.16.2 Área necessária dos leitos

CHERNICHARO (2007) ainda informa que é utilizada uma taxa de aplicação de sólidos nos leitos de 10 KgSST/m^2 . A área necessária dos leitos se dá através da Equação 63:

$$A_l = \frac{M_{\text{lodo}}}{TAS} \quad (63)$$

Onde:

M_{lodo} = massa de lodo retirada do reator (SST);

TAS = taxa de aplicação de sólidos nos leitos $\left(\frac{\text{SST}}{\text{m}^2}\right)$;

A_l = área necessária dos leitos (m^2).

O número de leitos de secagem será adotado conforme dimensionamento da área, quanto maior a área mais leitos de secagem são necessários.

4.1.6.2.1.1.16.3 Base e Largura dos leitos

Conforme CHERNICHARO (1997) pode-se determinar a base e largura dos leitos através das seguintes relações:

$$L \times B = A_l \quad (64)$$

$$2 B^2 = A_l \quad (65)$$

Onde:

L = largura do leito (m);

B = base do leito (m);

Al = área necessária dos leitos (m²).

4.2 Memorial de Cálculo

4.2.1 Rede Coletora de Esgoto com população informada pelo SAAE

4.2.1.1 Dados Iniciais

A rede de esgoto foi verificada com seus respectivos PV's e curvas de níveis, o projeto consta no Apêndice F prancha 01/05. Com os dados iniciais abaixo se pode realizar os cálculos do esgoto:

Tabela 7 – Dados iniciais adotados para rede coletora de esgoto

Coefficiente do dia de maior consumo	1,2
Coefficiente da hora de maior consumo	1,5
Coefficiente de retorno esgoto/água	0,8
Taxa de Infiltração (l/s. m)	0,0005
Diâmetro Mínimo (m)	0,15
População Inicial (hab.)	4024
População Final (hab.)	4087
Consumo Per Capita (l/s)	200
Extensão (m)	9024,67
Vazão Mínima (l/s)	1,5
Coefficiente de Manning	0,013

Fonte: A autora (2019)

Antes de analisar a rede de esgoto por trechos foram calculadas as vazões domésticas inicial e final, tal como a taxa de contribuição linear inicial e final, os cálculos constam abaixo:

$$Q_{di} = \frac{0,8 \cdot 4024 \cdot 200 \cdot 1,5}{86400} = 11,18 \text{ l/s} \quad (1)$$

$$Q_{df} = \frac{0,8 \cdot 4087 \cdot 200 \cdot 1,2 \cdot 1,5}{86400} = 13,63 \text{ l/s} \quad (2)$$

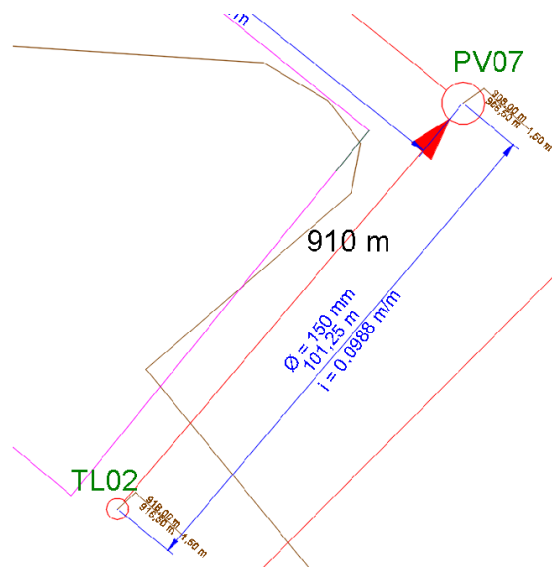
$$T_{xi} = \frac{11,18}{9024,67} + 0,0005 = 0,00174 \frac{l}{s} \cdot m \quad (3)$$

$$T_{xf} = \frac{13,63}{9024,67} + 0,0005 = 0,00201 \frac{l}{s} \cdot m \quad (4)$$

4.2.1.2 Dimensionamento TL02 a PV07 da área em estudo

Para uma melhor explicação têm-se a seguir os respectivos cálculos do trecho TL02 a PV07, a Figura 7 representa a rede coletora e curvas de níveis para o trecho.

Figura 7 – Trecho TL02 a PV07 da área em estudo



Fonte: A autora. (2019).

A partir da Figura 7 observa-se que o trecho TL02 a PV07 tem cotas do terreno de 918 a 908 m, com extensão de 101,25 m. Obtêm-se então a vazão no trecho inicial e final:

$$Q_{ti} = 101,25 \cdot 0,00174 = 0,18 \text{ l/s} \quad (5)$$

$$Q_{tf} = 101,25 \cdot 0,00201 = 0,21 \text{ l/s} \quad (6)$$

Conforme análises observa-se que não há nenhum trecho chegando no trecho TL02 a PV07, portanto a vazão de montante inicial e final é 0 l/s, tendo assim o cálculo para a vazão a jusante:

$$Q_{ji} = 0 + 0,19 = 0,19 \text{ l/s} \quad (7)$$

$$Q_{jf} = 0 + 0,23 = 0,23 \text{ l/s} \quad (8)$$

Para vazões menores que 1,5 l/s é adotado 1,5 l/s, como no caso das vazões calculadas anteriormente. A declividade que deverá ser adotada é a maior entre a declividade do terreno e a mínima, conforme os cálculos abaixo:

$$I_{te} = \frac{918 - 908}{101,25} = 0,0988 \frac{m}{m} \quad (9)$$

$$I_{min} = 0,0055 \cdot 1,5^{-0,47} = 0,0045 \frac{m}{m} \quad (10)$$

O diâmetro foi calculado abaixo, deve-se ressaltar que conforme a norma o diâmetro não poderá ser menor que 100 mm, porém o SAAE informou que utiliza diâmetro mínimo de 150 mm, o qual será adotado.

$$D = 0,3145 \left(\frac{(1,5/1000)}{\sqrt{0,0988}} \right)^{3/8} = 0,042 \text{ m} \quad (11)$$

Foi adotado um diâmetro comercial de 150 mm, e realizando as seguintes relações pode-se achar o valor de Y/D:

$$\frac{\left(\frac{1,5}{1000}\right)}{\sqrt{0,0988}} = 0,004772 \quad (12)$$

No Anexo A têm-se a Tabela para encontrar o valor de Y/D, foi encontrado um valor de 0,122. Portanto o valor de Y é de 0,02. Também é possível pela Tabela achar o valor da seguinte relação para cálculos da velocidade final de escoamento:

$$\frac{V_f}{\sqrt{I_t}} = 3,899 \quad (13)$$

O valor da velocidade final de escoamento será:

$$V_f = 3,8999 \cdot \sqrt{0,0988} = 1,22353 \text{ m/s} \quad (14)$$

A obtenção do raio hidráulico se dá através de Beta que pode ser encontrado na Tabela 3.

$$R_h = 0,077 \cdot 0,15 = 0,0115 \quad (15)$$

Com o raio hidráulico pode-se determinar a tração trativa:

$$\sigma = 10000 \cdot 0,0115 \cdot 0,0988 = 1,1386 \text{ Kpa} = 11,386 \text{ Pa} \quad (16)$$

A velocidade crítica pode ser definida por:

$$V_c = 6 \cdot \sqrt{0,0115 \cdot 9,81} = 2,018 \text{ m/s} \quad (17)$$

O valor da velocidade crítica foi maior que o da velocidade final de escoamento, portanto a lâmina de água continua tendo valor mínimo de 75%.

4.2.1.3 Dimensionamento dos demais trechos

Analisou-se pelo dimensionamento dos demais trechos que consta no Apêndice A, que todos os trechos tiveram diâmetros menores que o diâmetro mínimo estabelecido de 150 mm, com todas velocidades e declividades dentro das normas 9648/1986 e 6948/1987 não precisando realizar nenhuma modificação na rede atual.

4.2.2 Rede Coletora de Esgoto com população calculada

A partir do projeto da área em estudo pode-se obter a quantidade de lotes existentes conforme Tabela a seguir:

Tabela 8 – Quantidade de lotes na área a ser estudada

Quadra	Margem Direita	Margem Esquerda
1	22	0
2	17	0
3	4	0

(Continua...)

4	0	0
5	18	0
6	12	0
7	19	0
8	13	0
9	16	0
10	10	0
11	17	0
12	38	0
13	19	0
14	21	0
15	26	0
16	39	0
17	0	33
18	0	9
19	0	14
20	0	9
21	0	31
22	0	49
23	0	36
24	0	29
25	0	49
26	0	36
27	0	33
28	0	38
Somatório	291	366
Total de Lotes = 657		

Fonte: A autora (2019).

Conforme visto anteriormente o SAAE utiliza uma taxa de ocupação de 4 habitantes por lote, dimensionando-se então uma população inicial total para cálculos de 2628 habitantes, e utilizando uma taxa de crescimento populacional de 1,54% para daqui 20 anos, para o ano de 2039 têm-se uma população final total de 2669 habitantes. Portanto para a população calculada têm-se os seguintes valores das vazões domésticas inicial e final e da taxa de contribuição linear inicial e final:

$$Q_{di} = \frac{0,8 \cdot 2628 \cdot 200 \cdot 1,5}{86400} = 7,3 \text{ l/s} \quad (1)$$

$$Q_{df} = \frac{0,8 \cdot 2669 \cdot 200 \cdot 1,2 \cdot 1,5}{86400} = 8,897 \text{ l/s} \quad (2)$$

$$T_{xi} = \frac{7,3}{9024,67} + 0,0005 = 0,0013 \frac{l}{s} \cdot km \quad (3)$$

$$T_{xf} = \frac{8,897}{9024,67} + 0,0005 = 0,00148 \frac{l}{s} \cdot km \quad (4)$$

Os Apêndices A e B informam todos os cálculos para os trechos da rede de esgoto calculados, tanto para a população informada pelo SAAE quanto para a população calculada pelo número de lotes. Portanto, analisando os verificam-se que os valores das vazões iniciais e finais foram em maioria o valor mínimo de 1,5 l/s, o valor do diâmetro utilizado em todos os trechos foi o mínimo de 150 mm, com as declividades e velocidades dentro dos valores estabelecidos pelas normas 9648/1986 e 9649/1986.

Observou-se nos cálculos que a população informada pelo SAAE foi bem maior em relação a população calculada pelo número de lotes, essa diferença se dá, pois, o SAAE utiliza o número de ligações, ou seja, em um lote pode haver várias ligações. Assim, fica definido que para o estudo em questão será utilizado a população informada pelo SAAE, visto que é um valor mais aproximado do real.

Todos os cálculos realizados para as populações obtidas pelo SAAE e populações calculadas ficaram dentro dos estabelecidos, porém como o esgoto é lançado diretamente no córrego foi visto que pode gerar diversos problemas, tendo então como um indicativo de solução a projeção de um interceptor e implantação de uma estação de tratamento de esgoto, que serão apresentados a seguir.

O projeto da rede coletora, tal como detalhamentos dos perfis longitudinais constam em Apêndice F pranchas 1, 2, 3 e 4.

4.2.3 Dimensionamento do Interceptor e Emissário

Para a área em estudo o interceptor será projetado para o lado direito e esquerdo, no 1/3 da Avenida Oswaldo Cruz (aproximadamente 2,67 metros), lado das residências, a Figura 8 mostra o traçado do interceptor através do *software* Google Earth.

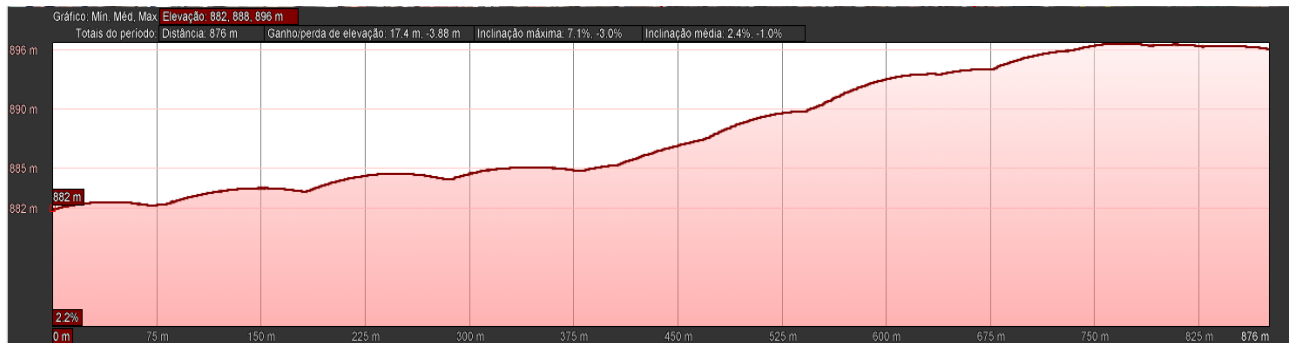
Figura 8 – Traçado do Interceptor



Fonte: Adaptado Google Earth (2019).

Também é possível obter o perfil de elevação para a implantação do interceptor pelo *software* Google Earth, conforme a seguir:

Figura 9 – Perfil de Elevação do Interceptor



Fonte: Adaptado Google Earth (2019).

O SAAE informou que possui uma área de 26 hectares na zona rural da cidade na fazenda Tijuco Preto, com planejamento futuro para a implantação de uma estação de tratamento de esgoto, portanto a ETE a ser dimensionada ficará nesta área, a Figura 10 ilustra a área para a construção.

Figura 10 – Área para implantação de ETE



Fonte: A autora (2019).

Para melhor entendimento dos cálculos para o interceptor, foi realizada uma planilha com o *software* Excell para dimensionamento, que consta em Apêndice C.

Também foi verificada a vazão máxima na qual chegará no emissário e como visto anteriormente não foi realizado o dimensionamento do emissário, visto que o estudo em questão foi apenas para alguns bairros da cidade, podendo ter ligações com outros interceptores existentes.

O detalhamento em projeto do interceptor consta em Apêndice F prancha 1/5, também foi realizado o detalhamento dos perfis longitudinais em Apêndice F prancha 4/5.

4.2.4 Dimensionamento das vazões média e mínima de projeto

No Apêndice C pode-se observar que a vazão máxima que chegará a estação de tratamento é de 19,36 L/s, assim determina-se as vazões média e mínima:

$$Q_{med} = \frac{19,36}{1,2 \times 1,5} = 10,755 \text{ l/s} \quad (18)$$

$$Q_{min} = 10,755 \times 0,5 = 5,3778 \text{ l/s} \quad (19)$$

4.2.5 Tratamento Preliminar

4.2.5.1 Canal da Grade

Para início de dimensionamento do tratamento preliminar, é dimensionado o canal da grade, conforme informado anteriormente, será adotado o valor para a base do canal de 1,4 m.

O diâmetro da tubulação que antecede a ETE é 200 mm e será adotado uma relação y/d de 0,75, portanto a altura da lâmina líquida será de 0,15 m. Assim, é possível dimensionar a altura do canal conforme a Equação 20:

$$H_c = \frac{0,15}{1,4} = 0,107 \text{ m} = 10,71 \text{ cm} \quad (20)$$

Para o cálculo da declividade mínima, inicialmente foi determinado o coeficiente na Equação 21:

$$\alpha = \frac{0,107}{1 + 2(0,107)} = 0,0881 \quad (21)$$

Tendo-se o valor do coeficiente de 0,0881 pode-se então determinar o valor da declividade mínima:

$$I_{\min} = 0,00015 \times (0,0881 \times 1,4)^{-1} = 0,00121 \text{ m/m} \quad (22)$$

Assim, a vazão resultante que chegará no canal será de 0,129 m³/s conforme a Equação 23.

$$Q_{\text{resul}} = 71,4286 \times 0,107 \times 1,4^{\frac{8}{3}} \times 0,00121^{\frac{1}{2}} \times 0,0881^{\frac{2}{3}} = 0,129 \text{ m}^3/\text{s} \quad (23)$$

A velocidade mínima de passagem no canal pode ser determinada através da Equação a seguir:

$$VC = \frac{0,129}{0,107} \times 1,4^2 = 2,365 \text{ m/s} \quad (24)$$

4.2.5.2 Grade

Para dimensionamento da grade, inicialmente adota-se a perda de carga mínima de 0,15 m e a aceleração da gravidade de 9,81 m/s, determinando assim a velocidade de passagem através da grade:

$$0,15 = 1,429 \times \left(\frac{VG^2}{2(9,81)} \times \frac{2,365^2}{2(9,81)} \right) = 2,69 \text{ m/s} \quad (25)$$

A quantidade de área de aço necessária para o tratamento, é determinada pela Equação 26:

$$A_u = \frac{\left(\frac{19,36}{1000} \right)}{2,69} = 0,00719 \text{ m}^2 \quad (26)$$

Como visto anteriormente no memorial descritivo, para grades com limpeza manual foi adotado o ângulo $\alpha = 45^\circ$. Sendo assim, será utilizada uma grade média com barras retangulares de 3/8" x 2" (10 x 50,0), com espaçamento de $a = 25$ mm, espessura de 10 mm e inclinação de 45° . Com o tipo de grade escolhido, pode-se verificar a eficiência da mesma, conforme a seguinte Equação:

$$E = \frac{25}{10 + 25} = 71,41\% \quad (27)$$

Assim, a área da seção necessária para escoamento é obtida na Equação 28:

$$S = \frac{0,00719}{0,714} = 0,010 \text{ m}^2 \quad (28)$$

Sabendo-se que o canal possui base retangular e que posteriormente será dimensionada a altura da caixa de areia, pode-se dimensionar a base da grade pela seguinte Equação:

$$B_g = \frac{0,010}{0,188} = 0,0536 = 5,36 \text{ cm} \quad (29)$$

Tendo-se a perda de carga, altura da caixa de areia e lâmina d'água é possível calcular a altura do degrau x pela Equação 30:

$$x = 0,15 + 0,188 - 0,15 = 0,188 \text{ m} = 18,8 \text{ cm} \quad (30)$$

Vale ressaltar que antes de realizar o cálculo das equações 29 e 30 foi calculada a Equação 34.

4.2.5.3 Dimensionamento da Caixa de Areia

Para a vazão máxima de projeto de 19,36 L/s têm-se uma Calha Parshall de 3" com $w = 0,076 \text{ m}$ com vazão máxima de 53,8 l/s. Pode-se determinar as alturas máxima e mínima da lâmina líquida no Parshall através das Equações a seguir:

$$\frac{19,36}{1000} = 2,2 \times 0,076 \times H_{\max}^{\frac{3}{2}} = 0,237 \text{ m} = 23,756 \text{ cm} \quad (31)$$

$$\frac{5,3778}{1000} = 2,2 \times 0,076 \times H_{\min}^{\frac{3}{2}} = 0,101 \text{ m} = 10,113 \text{ cm} \quad (32)$$

Tendo-se as vazões máxima e mínima e as alturas da lâmina líquida no Parshall é possível determinar a altura do degrau Z :

$$Z = \frac{(0,01936 \times 0,101) - (0,00537 \times 0,237)}{(0,01936 - 0,00537)} = 0,048 \text{ m} = 4,88 \text{ cm} \quad (33)$$

Sendo assim, a altura máxima e mínima da caixa de areia (altura da lâmina líquida antes do rebaixo Z) é dada pela seguinte Equação:

$$h_{\max} = 0,237 - 0,048 = 0,188 \text{ m} = 18,82 \text{ cm} \quad (34)$$

$$h_{\min} = 0,101 - 0,048 = 0,053 \text{ m} = 5,3 \text{ cm} \quad (35)$$

Conforme visto no memorial, será adotado uma velocidade horizontal de passagem de esgoto de 0,30 m/s, a base do canal é dada pela Equação:

$$Bc = \frac{0,01936}{0,30 \times 0,188} = 0,343 \text{ m} = 34,32 \text{ cm} \quad (36)$$

Também será adotado uma taxa de escoamento superficial de 1300 m³/m². dia ou seja 0,01505 m³/m².s. Portanto a área pode ser determinada pela Equação a seguir:

$$A = \frac{0,01936}{0,01505} = 1,286 \text{ m}^2 \quad (37)$$

O comprimento da caixa de areia será, portanto, de 3,75 m, conforme Equação 38.

$$L = \frac{1,2686}{0,343} = 3,75 \text{ m} \quad (38)$$

Para a profundidade do depósito de areia serão considerados 30 L de retenção de material a cada 1000 m³ e limpeza manual a cada 14 dias, portanto a quantidade de material retido se dá pela Equação 39:

$$Mr = \frac{929232 \times 30 \times 10^{-6} \times 14}{1000} = 0,390 \text{ m}^3 \quad (39)$$

Assim, pode-se ter a profundidade da caixa de areia pela seguinte Equação:

$$P = \frac{0,390}{1,286} = 0,303 \text{ m} = 30,326 \text{ cm} \quad (40)$$

4.2.6 Dimensionamento do Reator UASB

Conforme visto no memorial, será adotado um tempo de detenção hidráulica de 6 horas. Pode-se pela seguinte Equação determinar o volume do reator:

$$V = 38,72 \times 6 = 232,32 \text{ m}^3 \quad (41)$$

Também será adotada uma altura de 5 m para o reator, a área útil do reator (total), portanto pode ser determinada na Equação a seguir:

$$A = \frac{232,32}{5} = 46,464 \text{ m}^2 \quad (42)$$

A velocidade de passagem adotada será de 3,5 m/h, portanto pode-se obter a quantidade de área necessária para cada distribuidor do reator pela seguinte Equação:

$$A_{\text{mod}} = \frac{38,72}{3,5} = 11,0628 \text{ m}^2 \quad (43)$$

O número de distribuidores necessário para o reator é determinado pela Equação a seguir:

$$N_r = \frac{46,464}{11,0628} = 4,20 = 5 \text{ reatores} \quad (44)$$

Com o número de distribuidores, pode-se determinar o volume para cada um, segundo a Equação 45:

$$V_{\text{mod}} = \frac{232,32}{5} = 46,464 \text{ m}^3 \quad (45)$$

O reator tem formato circular, portanto é possível obter seu diâmetro através da Equação a seguir:

$$11,0628 = \frac{\pi D^2}{4} = 3,753 = 3,8 \text{ m} \quad (46)$$

Foram recalculados os valores obtidos anteriormente para o diâmetro de 3,8 m para uma melhor precisão nos próximos cálculos, obtendo os valores abaixo:

$$A_{\text{módulo}} = 11,341 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{módulo}} = 56,705 \text{ m}^3$$

$$T_{dh} = 7,322 \text{ horas}$$

$$V = 283,528 \text{ m}^3$$

$$\hat{Área} = 56,705 \text{ m}^2$$

Visto que a área total do reator é de 56,705 m², será utilizado um reator de 7,00 m x 8,10 m, com 5 distribuidores de diâmetros 3,80 m e altura de 5 m.

A carga hidráulica volumétrica será de 3,2776 m³/m³. dia, conforme Equação 47. O valor está dentro da norma que impõe valor máximo de 3,5 m³/m³. dia.

$$CHV = \frac{(38,72 \times 24)}{5} = 3,2776 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^3} \cdot \text{dia} \quad (47)$$

Para cálculo da carga orgânica volumétrica é necessário calcular as concentrações diárias de DBO e DQO no afluente, conforme as Equações 48 e 49 a seguir:

$$C_{orgDBO} = 300 \times \frac{(38,72 \times 24)}{1000} = 278,784 \text{ kg} \frac{\text{DBO}}{\text{dia}} \quad (48)$$

$$C_{orgDQO} = 600 \times \frac{(38,72 \times 24)}{1000} = 557,568 \text{ kg DQO/dia} \quad (49)$$

Assim, é possível determinar a carga orgânica volumétrica pelas Equações a seguir:

$$CV_{DBO} = \frac{278,784}{56,705} = 0,983 \frac{\text{DQO}}{\text{dia}} \cdot \text{m}^3 \quad (50)$$

$$CV_{DQO} = \frac{557,568}{56,705} = 1,9665 \frac{\text{DQO}}{\text{dia}} \cdot \text{m}^3 \quad (51)$$

A carga orgânica volumétrica não deverá ter valor superior que 15 Kg/dia, portanto está dentro do estabelecido. A velocidade superficial tem valores máximos estabelecidos e pode ser dimensionada pela seguinte Equação:

$$V_{med} = \frac{38,72 \times 24}{11,341} \times \frac{1}{24} = 0,682 \text{ m/h} \quad (52)$$

$$V_{\max} = \frac{\frac{69,696 \times 24}{5} \times \frac{1}{24}}{11,341} = 1,229 \text{ m/h} \quad (53)$$

Portanto, ambas velocidades estão dentro dos valores estabelecidos que são: valor máximo de 1,5 m/h para velocidade máxima e valor entre 0,5 e 0,7 m/h para a velocidade média.

A estimativa de remoção de demanda bioquímica de oxigênio (DBO) e demanda química de oxigênio (DQO), são referentes ao tempo de detenção hidráulica, conforme as Equações abaixo:

$$DBO_{\text{remov}} = 100 \times (1 - 0,68 \times 7,322^{-0,35}) = 66,124\% \quad (54)$$

$$DQO_{\text{remov}} = 100 \times (1 - 0,70 \times 7,322^{-0,50}) = 74,130\% \quad (55)$$

A estimativa de DQO efluente é determinada pela seguinte Equação:

$$DQO_{\text{eflu}} = 600 \times \frac{100\% - 74,130\%}{100} = 155,215 \text{ mg/L} \quad (56)$$

Uma parte da carga de DQO removida é convertida em metano, para isso é necessário o coeficiente de produção de sólidos que é de 0,21 Kg DQOólodo / Kg DQO aflu. Assim, pode-se determinar a quantidade pela Equação a seguir:

$$\begin{aligned} CDQO_{CH_4} &= \frac{(38,72 \times 24) \times (600 - 155,215)}{1000} \quad (57) \\ &\quad - \frac{(38,72 \times 24) \times (600 - 155,215) \times 0,21}{1000} \\ &= 326,530 \text{ Kg/dia} \end{aligned}$$

Para o dimensionamento da vazão de metano são adotados alguns valores conforme visto em memorial, a vazão de metano é determinada pela seguinte Equação:

$$Q_{CH_4} = \frac{(326,530 \times 0,08206 \times (273 + 25))}{1 \times 64} = 124,764 \text{ m}^3/\text{dia} \quad (58)$$

A vazão de gás nada mais é do que 75% da vazão de metano, ou seja, tem o valor de 166,353 m³/dia.

Para dimensionamento da produção e volume de lodos também são adotados alguns valores vistos em memorial, a produção e volume de lodo se determinam pelas seguintes Equações:

$$\text{Plodo} = (38,72 \times 24) \times \frac{600 - 155,215}{1000} \times 0,18 = 74,399 \text{ SST}/\text{dia} \quad (59)$$

$$\text{Vlodo} = \frac{74,399}{(1200 \times 0,04)} = 1,55 \text{ m}^3/\text{dia} \quad (60)$$

Foi adotado uma taxa de 17 dias para operação dos leitos, tendo então uma massa de lodo e volume de lodo retirados do reator por ciclo de operação dimensionados pelas seguintes Equações:

$$\text{Mlodo} = 74,399 \times 17 = 1264,789 \text{ SST} \quad (61)$$

$$\text{Vciclolodo} = 1,55 \times 17 = 26,35 \text{ m}^3 \quad (62)$$

Também foi adotado uma taxa de aplicação de sólidos nos leitos de 10 kg SST/m², podendo determinar a área necessária para os leitos:

$$\text{Al} = \frac{1264,789}{10} = 126,4789 \text{ m}^2 \quad (63)$$

Como a área obtida foi uma área pequena, será utilizado apenas 1 leito de secagem. A seção do leito é determinada pelas seguintes relações:

$$L \times B = 126,4789 \quad (64)$$

$$2 B^2 = 126,4789 \quad (65)$$

Portanto a seção dos leitos será de B = 8 m e L = 16 m. Foram recalculados os valores anteriormente com a seção dos leitos, para uma melhor precisão, os valores obtidos estão a seguir:

$$A_l = 128 \text{ m}^2$$

$$M_{\text{lodo}} = 1280 \text{ SST}$$

$$P_{\text{lodo}} = 75,294 \text{ SST/dia}$$

Após o lodo passar pelo leito de secagem ele será retirado e conduzido a um aterro sanitário de resíduos orgânicos, como o município não possui, o mesmo será conduzido para aterros de municípios vizinhos.

Assim, sendo realizado todo o tratamento necessário para o esgoto, o mesmo será conduzido para o córrego mais próximo para o despejo.

Para facilitar o entendimento de todos os cálculos realizados anteriormente para o sistema de tratamento de esgoto, foi elaborado um Quadro conforme a seguir:

Quadro 2 – Resultados obtidos no dimensionamento do Tratamento Preliminar e Estação de Tratamento de Esgoto

Tratamento preliminar e Estação de tratamento de Esgoto	
Canal da Grade	
Hc (Altura)	0,107 m
L (Comprimento)	1,4 m
Imin (Declividade)	0,00121 m/m
Qresul (Vazão resultante)	0,129 m ³ /s
Vc (Velocidade mínima)	2,365 m/s
Grade	
VG (Velocidade)	2,69 m/s
Au (Área Útil)	0,00719 m ²
Bg (Base)	0,0536 m
α (Inclinação)	45°
E (Eficiência)	71,41%
S (Área da Seção)	0,010 m ²
x (Altura do Degrau)	0,188 m
Calha Parshall	
Polegada	3"
W	0,076 m
A	46,6 cm

(Continua...)

B	45,7 cm
C	17,8 cm
D	25,9 cm
E	45,7 cm
F	15,2 cm
G	30,5 cm
N	2,5 cm
Y	5,7 cm
Hmax (Altura da calha)	0,237 m
Desarenador (Caixa de Areia)	
Bc (Largura)	0,343 m
Z (altura do degrau)	0,048 m
hmax (Altura antes do rebaixo Z)	0,188 m
L (Comprimento)	3,75 m
P (Profundidade)	0,303 m
A (Área)	1,286 m ²
Reator UASB	
V (volume)	283,528 m ³
Au (Área útil)	56,705 m ²
H (Altura)	5 m
D (Diâmetro)	3,8 m
Nd (Número de Distribuidores)	5
CHV (Carga Hidráulica Vol.)	3,2776 m ³ /m ³ . dia
CVDBO (Carga Org. DBO)	0,983 DBO/dia. m ³
CVDQO (Carga Org. DQO)	1,9665 DQO/dia. m ³
Vmed (Velocidade Média)	0,682 m/h
Vmax (Velocidade Máxima)	1,229 m/h
DQOrem	66,124%
DBOrem	74,130%
DQOeflu	155,215 mg/l
Plodo	74,399 SST/dia

(Continua...)

Vlodo	1,55 m ³ /dia
Produção de Biogás	
CDQOch ₄	326,530 Kg/dia
Qch ₄	124,964 m ³ /dia
Qgás	166,353 m ³ /dia
Leitos	
Quantidade	1 unid.
Taxa de operação	17 dias
Al (Área dos Leitos)	128 m ²
M (Massa de lodo)	1280 SST
V (Volume de lodo retirado por ciclo)	26,66 m ³

Fonte: A autora (2019).

O projeto do sistema de tratamento de esgoto para a área em estudo contendo o tratamento preliminar, tal como estação de tratamento consta em Apêndice F prancha 5/5.

4.3 Custo do Empreendimento

Conforme SPERLING (2017) cada tipo de estação de tratamento tem seu custo e área necessária para implantação, para o sistema UASB têm-se os seguintes valores conforme a Tabela abaixo:

Tabela 9 – Faixas típicas de custos e área de implantação de estações de tratamentos de esgotos do tipo Reator UASB (data base abril de 2017)

Sistema	Demanda de área (m ² /hab)	Implantação (R\$/hab)	Operação e manutenção (R\$/hab.ano)
Reator UASB	0,03 – 0,10	40 – 120	6,0 – 10,0
UASB + Lodos ativados	0,08 – 0,20	120 – 250	15,0 – 30,0
UASB + biofiltro aerado submerso	0,05 – 0,15	120 – 250	15,0 – 30,0
UASB + filtro anaeróbio	0,05 – 0,15	140 – 220	8,0 – 15,0

(Continua...)

UASB + flotação por ar dissolvido	0,05 – 0,15	150 – 250	14,0 – 22,0
UASB + lagoas de polimento	1,50 – 2,50	180 – 450	7,0 – 14,0
UASB + lagoa aerada facultativa	0,15 – 0,30	150 – 250	10,0 – 20,0

Fonte: Adaptado de Sperling (2017).

Assim, como visto anteriormente a estação de tratamento será do tipo Reator UASB, com uma população a ser atendida na área em estudo de 4087 habitantes.

Através do índice nacional de custo da construção (INCC) pode-se trazer o valor do reator UASB do ano de 2017 para o ano atual de 2019 conforme a seguir:

Tabela 10 – Custos de Implantação e Manutenção da estação de tratamento de esgoto do tipo Reator UASB para o ano de 2019

Ano	Custo de Implantação (R\$/hab)	Custo de Operação e Manutenção (R\$/hab.ano)
2019	124,52	10,38

Fonte: Adaptado de INCC (2019).

A partir dos valores obtidos anteriormente pode-se ter o custo estimado de implantação da estação de tratamento de esgoto, conforme a seguir:

$$\text{Custo de Implantação (R\$)} = 4087 \times 124,52 = 508913,24 \text{ reais}$$

Também é possível realizar o custo estimado para operação e manutenção anual da estação, conforme a seguir:

$$\text{Custo de Operação e Manutenção (R$/ano)} = 4087 \times 10,38 = 42423,06 \text{ reais/ano}$$

Como o orçamento realizado por SPERLING foi um orçamento com quantidades estimadas, foi realizado um orçamento mais exato com parâmetros de custos obtidos pelas Tabelas do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da construção Civil (SINAPI/Setembro2019) e da planilha referencial de preços para as obras de edificação do

Estado de Minas Gerais (SETOP/Agosto2019). Também foi realizada uma cotação para obtenção de custos de equipamentos, a mesma foi realizada na empresa Delta Saneamento Ambiental que fica localizada na cidade de Atibaia em São Paulo.

Foi informado pelo SAAE que para a cidade de Três Pontas adota-se um BDI (Benefícios e Despesas Indiretas) de 27,7%, no qual também foi utilizado para dimensionamento.

O custo total para implantação do interceptor foi de 1.224.917,81 e para a estação de tratamento de esgoto foi de 645.144,51 reais para implantação e 42423,06 reais/ano para operação e manutenção. As planilhas orçamentárias constam em Apêndices D e E.

5 CONCLUSÃO

Após análises da rede coletora de esgoto dos bairros em estudo observou-se que o esgoto é lançado totalmente *in natura* no córrego dos Bambus, com várias ligações clandestinas, tendo grande parte de água pluvial juntamente ao esgoto.

Apesar dos cálculos de dimensionamento estarem dentro das normas vigentes 9648/1986 e 9649/1986, o esgoto sem tratamento pode gerar diversos problemas para a população. Assim, para eliminar o problema encontrado, este trabalho propôs a adequação por meio da implantação de uma rede interceptora e de um sistema de tratamento de esgoto, para que esse efluente seja disposto no corpo receptor. O projeto de adequação ficou estimado em 1.870.062,32 reais e contempla a implantação de um interceptor e de uma estação de tratamento de esgoto.

Assim, com a implantação destes, serão vários os benefícios para o município em áreas como da saúde, social, econômico e também para o meio ambiente.

REFERÊNCIAS

- AMBIENTAL, Delta Saneamento. **Cotação de materiais para estação de tratamento de esgoto**. Disponível em: <<http://www.deltasaneamento.com.br/>>. Acesso em: 17 outubro 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) - NBR 9648: **Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) - NBR 9649: **Projeto de interceptores de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) - NBR 12207: **Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro, 1992.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) - NBR 12209: **Projeto de estações de tratamento de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro, 1992.
- AZEVEDO NETTO, J. M. de. **Manual de Hidráulica**. Rio de Janeiro, 1992. 8 ed. São Paulo: Blücher, 1998.
- CESAN. **Apostila: Tratamento de Esgoto**. Vitória, 2013. Disponível em: <http://www.cesan.com.br/wpcontent/uploads/2013/08/APOSTILA_TRATAMENTO_ESGOTO.pdf>. Acesso em: 10 março 2019.
- CHERNICHARO, C.A.L. **Reatores Anaeróbios**. Princípios do tratamento biológico de águas residuárias. 1. Ed. V. 5. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – DESA; Universidade Federal de Minas Gerais, 1997.
- FERNÁNDEZ, Alberto Lobato; AREGUI, Ibai Txasko. **Estudo de concepção e dimensionamento de rede coletora e coletores tronco de esgotamento sanitário para o sistema Pavuna/Rio de Janeiro – Sub-bacias 4,5,6 e 7**. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Dezembro, 2016.
- FONSECA, Thales Gomes da. **Sistema de esgoto sanitário: Proposta de solução para o sistema de esgoto, localizado entre a rua Francisco E. Pereira e parte da rua Fernando A. Lemos em São Gonçalo do Sapucaí**. Trabalho de conclusão de curso. Centro Universitário do Sul de Minas. Varginha, 2018.
- GLOBAL MAPPER, versão 20.1.0 (64 - bit), 2019.
- GOOGLE Earth Pro, versão 7.3.2.5776 (32-bit), 2019.
- INCC, Índice Nacional de Custo de Construção. Disponível em: <<http://www.calculador.com.br>>. Acesso em: 10 Setembro 2019.
- INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICAS (Brasil). Ministério das Cidades. **Pesquisa nacional de saneamento básico**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatísticas, 2018.

JORDÃO, E.P., VOLCHAN JR., I. **Tratamento de Esgotos Sanitários em Empreendimentos Habitacionais**. 1. Ed. Brasília: CAIXA, 2009.

MENDES, Luana Ferreira. **Avaliação do sistema de esgotamento sanitário no município de Eloi Mendes / MG**. Trabalho de conclusão de curso. Centro Universitário do Sul de Minas. Varginha, 2014.

NUVOLARI, Ariovaldo. **Esgoto sanitário: coleta, transporte e reúso agrícola**. 2 ed. São Paulo: Blücher, 2011.

PREFEITURA, Prefeitura municipal. Município de Três Pontas. 2019.

SAAE, Serviço Autônomo de Água e Esgoto. Município de Três Pontas. 2019.

SALLA, M.R. **Tratamento preliminar – Dimensionamento da caixa de areia e grade** – Aula 03 da disciplina GCI073 (Tratamento de águas residuárias). 2017a.

SANEPAR, **Companhia de Saneamento do Paraná. Manual de obras do saneamento**. 4ª edição. Paraná, 2012.

SINAPI, Sistema Nacional de Preços e Índices para a Construção Civil. Disponível em <<http://www.caixa.gov.br/poder-publico/apoio-poder-publico/sinapi/Paginas/default.aspx>>. Acesso em: 06 outubro 2019.

SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE SANEAMENTO (SNIS), Disponível em <<http://www.snis.gov.br/diagnostico-agua-e-esgotos>>. Acesso em: 06 março 2019.

SETOP, Planilha referencial de preços para as obras do Estado de Minas Gerais. Disponível em <<https://www.mg.gov.br/servico/consultar-planilha-preco-setop>>. Acesso em: 19 setembro 2019.

TSUTIYA, M. T., & SOBRINHO, P. A. **Coleta e transporte de esgoto Sanitário**. 2ª edição. Rio de Janeiro: ABES – Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2008.

TSUTIYA, M. T., & SOBRINHO, P. A. **Coleta e transporte de esgoto Sanitário**. 3ª edição. Rio de Janeiro: ABES – Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2011.

VON SPERLING, Marcos. **Introdução à qualidade das águas e tratamento de esgotos**. 2. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental Ufmg, 2005.

VON SPERLING, Marcos. **Introdução à qualidade das águas e tratamento de esgotos**. 4. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental Ufmg, 2017.

