



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS E ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ENGENHARIA AMBIENTAL**

JOÃO PEDRO INGRASSIA

**ANÁLISE TÉCNICA E ECONÔMICA DE ALTERNATIVAS DE
SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO PARA A ÁREA
RURAL DO DISTRITO DE ITAPUÃ, VIAMÃO**

Porto Alegre

Setembro 2023

JOÃO PEDRO INGRASSIA

**ANÁLISE TÉCNICA E ECONÔMICA DE ALTERNATIVAS DE SISTEMA DE
ESGOTAMENTO SANITÁRIO PARA A ÁREA RURAL DO DISTRITO DE ITAPUÃ,
VIAMÃO.**

TRABALHO DE CONCLUSÃO
APRESENTADO AO CURSO DE ENGENHARIA
AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO
RIO GRANDE DO SUL COMO PARTE DOS
REQUISITOS PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE
ENGENHEIRO AMBIENTAL.

Orientadora: Maria Cristina de Almeida Silva

Porto Alegre

Setembro 2023

JOÃO PEDRO INGRASSIA

ANÁLISE TÉCNICA E ECONÔMICA DE ALTERNATIVAS DE SISTEMA DE
ESGOTAMENTO SANITÁRIO PARA A ÁREA RURAL DO DISTRITO DE ITAPUÃ,
VIAMÃO.

Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul defendido e aprovado em **08/09/2023** pela Comissão avaliadora constituída pelos professores:

Banca Examinadora:

.....
Prof. Dra. Maria Cristina de Almeida Silva - Departamento de Obras Hidráulicas
(DOH/IPH/UFRGS)

.....
Prof. Dr. Antônio Domingues Benetti – Departamento de Obras Hidráulicas
(DOH/IPH/UFRGS)

.....
Doutoranda Ligia Tavares – Programa de Pós-graduação em Recursos Hídricos e
Saneamento Ambiental (PPGRHSA/IPH/UFRGS)

Conceito:.....

CIP - Catalogação na Publicação

Ingrassia, João Pedro
ANÁLISE TÉCNICA E ECONÔMICA DE ALTERNATIVAS DE
SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO PARA A ÁREA RURAL DO
DISTRITO DE ITAPUÃ, VIAMÃO / João Pedro Ingrassia. --
2023.
104 f.
Orientadora: Maria Cristina de Almeida Silva.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação) --
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto
de Pesquisas Hidráulicas, Curso de Engenharia
Ambiental, Porto Alegre, BR-RS, 2023.

1. Saneamento Básico. 2. Sistema de Esgotamento
Sanitário. 3. Rede coletora. I. de Almeida Silva,
Maria Cristina, orient. II. Título.

Dedico este trabalho a meus pais, Alexandre e Vanessa, que sempre me apoiaram e me deram a base necessária para me tornar a pessoa que sou hoje.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, em primeiro lugar, incentivo e apoio incondicional durante toda minha vida. Os agradeço também por terem sempre me proporcionado as melhores condições de estudo e por todo suporte durante a vida acadêmica.

A minha orientadora, Professora Maria Cristina, pela disponibilidade, apoio e por todas as orientações e correções, que foram fundamentais para que este trabalho fosse realizado.

A minha namorada, Daphne, por todo apoio, paciência e incentivo, fundamentais durante a graduação.

A todos meus professores, desde o ensino fundamental até a graduação, por todos os ensinamentos.

Também, gostaria de agradecer à Universidade Federal do Rio Grande do Sul, pela qualidade do ensino proporcionado.

A menos que modifiquemos à nossa maneira de pensar, não seremos capazes de resolver os problemas causados pela forma como nos acostumamos a ver o mundo.

Albert Einstein

RESUMO

INGRASSIA, J. Análise Técnica e Econômica de Alternativas de Sistema de Esgotamento Sanitário para a Área Rural do distrito de Itapuã, Viamão. 2023. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Ambiental) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Este estudo propõe-se a analisar duas alternativas para sistemas de esgotamento sanitário na área rural de Itapuã, Viamão, buscando identificar a opção mais viável técnica e economicamente. As duas opções analisadas foram: i) sistema de redes coletoras para a área rural interligado com o sistema de redes coletoras para a área urbana e ii) gerenciamento de coleta e tratamento de lodos de fossas e tanques sépticos para a área rural com sistema de rede coletoras na área urbana. Para que os objetivos fossem alcançados, seguiu-se uma série de etapas a fim de realizar a consolidação dos dados: caracterização da área, estimativa populacional, proposição de redes coletoras, dimensionamento das vazões e etapas do tratamento e estimativa de custos. As análises realizadas demonstraram que ambas as opções são viáveis tecnicamente, sendo a solução de gerenciamento dos lodos de fossas e tanques séptico considerada a melhor, dado os menores custos totais apresentados e os menores valores de vazão de infiltração estimados.

Palavras-chave: esgoto sanitário; sistema centralizado; fossas sépticas; lagoas facultativas; análise de viabilidade.

ABSTRACT

INGRASSIA, J. Technical and Economic Analysis of Sanitary Sewerage System Alternatives for the Rural Area of the Itapuã District, Viamão. 2023. Bachelor's Thesis (Environmental Engineering) – Institute of Hydraulic Research, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

This paper aims to analyze two alternatives for sewage systems in the rural area of Itapuã, Viamão, with the objective of identifying the most technically and economically viable option. The two options examined were: i) a collective sewerage network system for the rural area integrated with the urban sewerage network system and ii) the management of septic tank and cesspool sludge collection and treatment for the rural area, with a collective sewerage system in the urban area. To achieve these objectives, a series of steps were followed to consolidate the data: area characterization, population estimation, proposal of sewerage networks, flow rates sizing, treatment stages, and cost estimation. The analyses conducted demonstrated that both options are technically viable, with the management of septic tank and cesspool sludge considered the better solution due to lower total costs and lower estimated infiltration flow values.

Keywords: Sanitary sewage; centralized system; septic tanks; facultative ponds; viability analysis.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – ILUSTRATIVO DOS SISTEMAS SEPARADOR E COMBINADO.	24
FIGURA 2 – SISTEMA CONVENCIONAL ADOTADO NO BRASIL.	25
FIGURA 3 – BOMBA CENTRÍFUGA DE EIXO HORIZONTAL.	27
FIGURA 4 – FLUXOGRAMA DE TRATAMENTO PRELIMINAR.	29
FIGURA 5 – TIPOS DE DECANTADORES.	30
FIGURA 6 – FLUXOGRAMA LODOS ATIVADOS CONVENCIONAL.	31
FIGURA 7 – DESENHO ESQUEMÁTICO DE UM REATOR UASB.	33
FIGURA 8 – PROCESSO TRATAMENTO PRO REATOR UASB.	35
FIGURA 9 – PARÂMETROS CARACTERÍSTICOS DE LFTS NO BRASIL.	36
FIGURA 10 – REDE COLETORAS DO SISTEMA VIAMÃO – ALVORADA	42
FIGURA 11 – MAPA DAS MATRÍCULAS CADASTRADAS NO BANCO DE DADOS DA CORSAN.	43
FIGURA 12 – FLUXOGRAMA DA ALTERNATIVA 1.	44
FIGURA 13 – FLUXOGRAMA DA ALTERNATIVA 2.	44
FIGURA 14 – MAPA DO MUNICÍPIO DE VIAMÃO.	50
FIGURA 15 – MAPA DAS ÁREAS DE INTERESSE NO DISTRITO ITAPUÃ.	51
FIGURA 16 – MAPA DA POPULAÇÃO RESIDENTE EM VIAMÃO POR SETORES CENSITÁRIOS.	53
FIGURA 17 -MAPA DE TEMPERATURA MÉDIA ANUAL DO RS.	54
FIGURA 18 – MAPA DA PRECIPITAÇÃO MÉDIA ANUAL DO RS.	55
FIGURA 19 – REGIÕES HIDROGRÁFICAS DO RS.	56
FIGURA 20 – MAPA DA BACIA HIDROGRÁFICA DO LAGO GUAÍBA.	57
FIGURA 21 – MAPA DA BACIA HIDROGRÁFICA DO LITORAL MÉDIO.	58
FIGURA 22 – MAPA DA SUB-BACIA DA BACIA HIDROGRÁFICA DO LAGO GUAÍBA.	59
FIGURA 23 – ESTIMATIVAS POPULACIONAIS DO IBGE PARA O MUNICÍPIO DE VIAMÃO (RS)	60
FIGURA 24 – MAPA TEMÁTICO DO LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO NO DISTRITO DE ITAPUÃ.	61
FIGURA 25 -PROJETO DE EXPANSÃO DO SES NA ZONA URBANA DE ITAPUÃ	62
FIGURA 26 – SISTEMA DE REDES COLETORAS PROPOSTO PARA ÁREA RURAL.	63
FIGURA 27 – LOCALIZAÇÃO DE ÁREA PROPOSTAS PARA INSTALAÇÃO DO SISTEMA DE TRATAMENTO.	81

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – CARACTERÍSTICA DOS PRINCIPAIS PARÂMETROS DE ESGOTOS SANITÁRIOS.	22
TABELA 2 – EFICIÊNCIAS DO PROCESSO DE LODOS ATIVADOS.	32
TABELA 3 – VANTAGENS E DESVANTAGENS DO REATOR UASB.....	34
TABELA 4 – PADRÕES DE LANÇAMENTO DE EFLUENTE DA CONAMA N° 430/2011.	40
TABELA 5 – PARÂMETROS EFLUENTES LÍQUIDOS SANITÁRIOS POR FAIXA DE VAZÃO.	41
TABELA 6 – DADOS POPULACIONAIS DO MUNICÍPIO POR ANOS.	52
TABELA 7 – PROJEÇÕES POPULACIONAIS PARA ITAPUÃ.....	60
TABELA 8 – VAZÕES DE PROJETO CALCULADAS PARA AMBAS AS ALTERNATIVAS.	69
TABELA 9 – CONCENTRAÇÕES DE ENTRADA DOS EFLUENTES DAS ALTERNATIVAS.	70
TABELA 10 – VERIFICAÇÃO VELOCIDADE GRADEAMENTO.	73
TABELA 11 – VERIFICAÇÃO DE VELOCIDADE PARA A SEÇÃO TRANSVERSAL DO O DESARENADOR.	76
TABELA 12 – ESTIMATIVA DE EFICIÊNCIA DA LAGOA FACULTATIVA.....	79
TABELA 13 – CARACTERÍSTICAS DO EFLUENTE DE SAÍDA DA LAGOA PROJETADA.	80
TABELA 14 – PADRÕES DE EMISSÃO EM FUNÇÃO DA VAZÃO PARA EFLUENTES LÍQUIDOS SANITÁRIOS NAS ÁGUAS SUPERFICIAIS DO RS.	82
TABELA 15 – VALORES DO PROCESSO DE LICENCIAMENTO AMBIENTAL.	83
TABELA 16 – CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA DE TRATAMENTO.	84
TABELA 17 – CUSTOS OPERACIONAIS.	84
TABELA 18 – CUSTO DE OPERAÇÃO E LIMPEZA DAS FOSSAS.	85
TABELA 20 – CUSTOS ESTIMADOS COM A IMPLANTAÇÃO DE REDES COLETORAS.	86
TABELA 21 – ESTIMATIVA DE CUSTOS COM ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS.....	86
TABELA 22 – ESTIMATIVA DE CUSTOS DO TANQUE PULMÃO.....	87
TABELA 23 – ESTIMATIVA DE CUSTOS TOTAIS.	87

LISTA DE SIGLAS

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANA Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico
BDI Benefícios e Despesas Indiretas
BM Banco Mundial
COMGRAD-AMB Comissão de Graduação da Engenharia Ambiental
CONAMA Conselho Nacional do Meio Ambiente
CONSEMA Conselho Estadual do Meio Ambiente
CORSAN Companhia Riograndense de Saneamento
DBO Demanda Bioquímica de Oxigênio
DQO Demanda Química de Oxigênio
ETE Estação de Tratamento de Esgotos
FEPAM Fundação Estadual de Proteção Ambiental
IBGE Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
INCC Índice Nacional de Custo da Construção
IPH Instituto de Pesquisas Hidráulicas
LFTS Lodo de Tanque/Fossa Séptico(a)
LS Taxa de Aplicação Superficial
NBR Norma Brasileira
NTK Nitrogênio Total Kjeldahl
ODS Objetivo de Desenvolvimento Sustentável
OMS Organização Mundial da Saúde
PMSB Plano Municipal de Saneamento Básico
PROSAB Programa de Pesquisa em Saneamento Básico
RS Rio Grande do Sul
SES Sistema de Esgotamento Sanitário
UASB Upflow Anaerobic Sludge Blanket
SINAPI Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil
SNIS Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento
SST Sólidos Suspensos Totais
SSV Sólidos Suspensos Voláteis
ST Sólidos Totais
UFRGS Universidade Federal do Rio Grande do Sul

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
2 OBJETIVOS	17
2.1 OBJETIVO GERAL	17
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
2.3 JUSTIFICATIVA.....	17
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
3.1 SANEAMENTO BÁSICO	19
3.2 ESGOTO SANITÁRIO	20
3.3 SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO	23
3.3.1 <i>Redes coletoras</i>	25
3.3.2 <i>Estação Elevatória de Esgoto (Estação de Bombeamento de Esgoto)</i>	26
3.3.3 <i>Estação de Tratamento (ETE)</i>	27
3.3.4 <i>Tanques Sépticos / Fossa</i>	35
3.4 PROJEÇÃO POPULACIONAL	37
3.5 CORPO RECEPTOR	39
3.6 SITUAÇÃO ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE ITAPUÃ	41
4 METODOLOGIA	44
4.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA.....	45
4.2 PROJEÇÃO POPULACIONAL	45
4.3 DIMENSIONAMENTO REDES COLETORAS DE ESGOTO.....	46
4.4 DIMENSIONAMENTO DA ETE.....	46
4.4.1 <i>Vazões de projeto</i>	46
4.4.2 <i>Dimensionamento sistema de tratamento</i>	47
4.5 ÁREA DE IMPLANTAÇÃO DA ETE	48
4.6 CORPO RECEPTOR	48
4.7 ESTIMATIVA DE CUSTOS	49
5. DESENVOLVIMENTO	50
5.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	50
5.1.1 <i>Localização e acessos</i>	50
5.1.2 <i>População</i>	51
5.1.3 <i>Clima</i>	53
5.1.4 <i>Aspectos Hidrográficos</i>	55
5.2 PROJEÇÃO POPULACIONAL	59
5.3 DIMENSIONAMENTO REDES COLETORAS DE ESGOTO.....	60

5.4 DIMENSIONAMENTO ETE	64
5.4.1 Vazões de Projeto.....	64
5.4.2 Dimensionamento sistema de tratamento	70
5.4.2.1 Tratamento Preliminar.....	70
5.4.2.2 Lagoa de Estabilização	78
5.5 ESCOLHA ÁREA DE IMPLANTAÇÃO.....	80
5.6 CORPO RECEPTOR	81
5.7 ESTIMATIVA DE CUSTOS	83
5.7.1 Custos do Licenciamento Ambiental.....	83
5.7.2 Custos de implantação do sistema de tratamento.....	83
5.7.3 Custos de operação.....	84
5.7.4 Custos de operação e limpeza das fossas	84
5.7.5 Custos das redes coletoras	85
5.7.6 Custos das estações elevatórias	86
5.7.7 Estimativa de custos para tanque pulmão.....	87
5.7.8 Custos totais	87
5.8 ANÁLISE TÉCNICA DAS DUAS PROPOSTAS.....	88
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	90
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	91

1 INTRODUÇÃO

O acesso universal ao saneamento básico é um dos pilares fundamentais para a promoção da saúde pública e do bem-estar social em qualquer sociedade. Na agenda de desenvolvimento sustentável das Nações Unidas, a Agenda 2030, o objetivo de desenvolvimento sustentável (ODS) número seis traz como objetivo geral “assegurar a disponibilidade e gestão sustentável da água e saneamento para todas e todos” até 2030 (ONU, 2015). No Brasil, o cenário do saneamento tem se destacado como um desafio complexo e crucial para o desenvolvimento sustentável do país. A recente implementação do novo marco legal do saneamento (Lei Federal nº 14.026/2020) estabeleceu novas diretrizes e metas visando a universalização dos serviços até 2033, trazendo à tona a importância da análise e proposição de alternativas para o sistema de esgotamento sanitário em diferentes localidades.

Com a implementação do novo marco legal do saneamento, o Brasil busca redefinir o panorama do setor, incentivando a participação do setor privado e introduzindo mecanismos que visam acelerar os investimentos e a expansão dos serviços. A legislação também estabelece metas ambiciosas de universalização e coloca os municípios como protagonistas na garantia do acesso aos serviços de saneamento básico.

O sistema de esgotamento sanitário (SES) engloba um conjunto de estruturas, instalações e dispositivos concebidos para efetuar a coleta, transporte, tratamento e destinação das águas residuais conforme estabelecido pela NBR 7229/1993. O SES assume um papel de extrema importância como um dos pilares fundamentais do saneamento básico, evitando a propagação de enfermidades e a poluição dos recursos hídricos. Para além da amplitude dessa infraestrutura e da gama de serviços prestados, é imprescindível realçar a diversidade de variáveis que moldam a seleção das tecnologias a serem integradas no SES, as quais variam conforme as características geográficas, econômicas e culturais particulares de cada região.

Itapuã é um distrito do município brasileiro de Viamão no estado do Rio Grande do Sul, localizado na região metropolitana da capital Porto Alegre. Sendo uma localidade de intenso turismo e preservação ambiental, porém afastada da região central do município, o distrito ainda carece de sistema de coleta e tratamento de esgoto sanitário.

Neste panorama, a prefeitura em conjunto com a concessionária responsável pelo abastecimento de água e esgotamento sanitário projeta instalação de rede coletora de esgoto na área urbana de Itapuã. E, embora a presença dos maiores consumidores de água abastecida esteja na área rural, a expansão do SES ou solução alternativa de esgotamento sanitário para a região rural não está prevista.

Diante do exposto, este trabalho objetiva desenvolver e avaliar técnica e economicamente duas opções de esgotamento sanitário para a área rural do distrito de Itapuã, através de alternativa de tratamento baseada em lagoas facultativas. Assim, foram propostas duas alternativas: 1) instalação de rede coletora de esgoto na área rural interligada com sistema projetado para a área urbana e 2) coleta e tratamento dos lodos de fossas e tanques sépticos da área rural, em conjunto com sistema centralizado da área urbana. As duas alternativas serão desenvolvidas quanto à sua construção e operação, bem como uma estimativa de custo para a implantação e operação de cada uma. Dessa forma, objetiva-se determinar qual a alternativa mais viável e factível a realidade de Itapuã.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Avaliar econômica e tecnicamente alternativas para sistemas de tratamento de esgoto sanitário na área rural do distrito de Itapuã em Viamão, Rio Grande do Sul.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

a) Dimensionar a rede coletora de esgoto sanitário propondo um sistema centralizado para a área rural, em conjunto com o projeto previsto para a área urbana do distrito de Itapuã.

b) Propor sistema descentralizado de tratamento de esgoto para área rural de Itapuã como alternativa, em conjunto com o sistema centralizado para a área urbana.

c) Estimar e comparar os custos de implantação e operação e a viabilidade dos sistemas propostos.

2.3 JUSTIFICATIVA

A Organização das Nações Unidas (ONU), desde 2015, fixou dezessete Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS) como plano de ação para o planeta e para a humanidade. Estes ODSs fazem parte de uma agenda de ação até 2030 para os países integrantes da organização, que visa estimular atuações em áreas cruciais do desenvolvimento sustentável, incluindo seus três pilares: econômico, social e ambiental. Dentre os objetivos, a ONU estabeleceu no sexto, assegurar a disponibilidade e gestão sustentável da água e saneamento para todas e todos. Foi estabelecida a meta, de até 2030, alcançar o acesso a saneamento e higiene adequados e equitativos para todos, e acabar com a defecação a céu aberto, com especial atenção para as necessidades das mulheres e meninas e daqueles em situação de vulnerabilidade (ONU, 2015).

Ao encontro dos objetivos de desenvolvimento sustentável, o novo Marco Legal do Saneamento, como ficou conhecida a Lei Federal nº 14.026/2020, alterou o panorama

da sociedade brasileira em relação ao saneamento básico. A nova lei promoveu uma atualização do Marco Legal do Saneamento de 2007, mantendo conceitos, porém modificando estruturas, estabelecendo metas de universalização e promovendo o incentivo à regionalização da gestão. Dessa forma, a ambiciosa universalização de atendimento proposta de 99% da população com água potável e 90% com coleta e tratamento de esgotos até 2033, gerou a necessidade no avanço de sistemas de tratamento de esgoto sanitário em inúmeras cidades pelo país. Esse é o caso da cidade de Viamão no Rio Grande do Sul, onde está localizado o bairro de Itapuã.

Desde 2020, a coleta e tratamento de esgoto de nove municípios da região metropolitana de Porto Alegre – Sapucaia do Sul, Esteio, Canoas, Guaíba, Eldorado do Sul, Cachoeirinha, Alvorada, Gravataí e Viamão – passou a ser responsabilidade da empresa Ambiental Metrosul, através de parceria público-privada (PPP) com a concessionária Corsan. Assim, a PPP possui planos de expansão para bacias de contribuição nessas localidades visando o atendimento de metas pré-estabelecidas objetivando a universalização do esgoto.

A região central de Itapuã, a qual possui maior concentração de moradias, está inclusa neste planejamento. Entretanto, a área do bairro próxima ao Parque Estadual, uma Unidade de Conservação Integral que mantém protegidos ambientes nativos da região metropolitana, não está contemplada no plano de expansão. Esta área rural possui quantidade significativa de moradias e consumidores pontuais, como escolas e hospitais. Considerando a inexistência de sistema de esgotamento sanitário na região rural e a não inclusão da localidade no projeto de expansão da coleta e tratamento de esgoto, o presente trabalho propõe a realização de análise técnica e econômica de alternativas para a implementação de tratamento do esgoto sanitário.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão bibliográfica desempenha um papel crucial no desenvolvimento do conhecimento de qualquer área de estudo. Neste trabalho, foi realizada revisão bibliográfica de temas relacionados ao saneamento básico e os sistemas de esgotamento sanitário, com o objetivo de identificar e explorar as principais contribuições de especialistas, pesquisadores e legislativos a respeito dos objetivos propostos.

3.1 SANEAMENTO BÁSICO

Conforme a Organização Mundial da Saúde (OMS), saneamento é o controle de todos os fatores do meio físico do homem, que exercem ou podem exercer efeitos nocivos sobre o bem-estar físico, mental e social.

A Constituição Federal Brasileira assegura o saneamento básico como um direito garantido e estabelece diretrizes nacionais através da Lei Federal nº 11.445/2007. Essa lei define saneamento básico como o conjunto dos serviços públicos de manejo de resíduos sólidos, de limpeza urbana, de abastecimento de água, de esgotamento sanitário e de drenagem e manejo de águas pluviais, bem como infraestruturas destinadas exclusivamente a cada um destes serviços.

Embora assegurado legislativamente, o cenário do saneamento brasileiro é ainda bastante precário. Segundo dados do Instituto Trata Brasil com base no Sistema Nacional de Informação sobre Saneamento (SNIS, 2021) de 2021, 84,2% dos brasileiros possuem acesso à água e apenas 55,8% possuem coleta de esgoto. Com este panorama, o Congresso Nacional sancionou em julho de 2020 a Lei Federal nº 14.026/2020, que ficou conhecida como Novo Marco Legal do Saneamento. O texto aprovado durante o mandato do Presidente Michel Temer promoveu alterações significativas no futuro do saneamento básico brasileiro, destacando-se dois pontos fundamentais. A União elaborará, sob a coordenação do Ministério do Desenvolvimento Regional, o Plano Nacional de Saneamento Básico, que conterá: a proposição de programas, projetos e ações necessários para atingir os objetivos e as metas da política federal de saneamento básico, com identificação das fontes de financiamento, de forma a ampliar os investimentos públicos e privados no setor (BRASIL, 2020). Os contratos de prestação dos serviços públicos de

saneamento básico deverão definir metas de universalização que garantam o atendimento de 99% (noventa e nove por cento) da população com água potável e de 90% (noventa por cento) da população com coleta e tratamento de esgotos até 31 de dezembro de 2033, assim como metas quantitativas de não intermitência do abastecimento, de redução de perdas e de melhoria dos processos de tratamento (BRASIL, 2020).

A comparação da porcentagem atual de cobertura com a meta de universalização evidencia que a evolução necessária no saneamento é grande. A estimativa de gastos para se alcançar a meta de universalização do saneamento, de acordo com o Ministério do Desenvolvimento Regional, é da ordem de R\$598 bilhões de investimento (MADEIRO, 2020). Entre 2014 e 2018 foram investidos cerca de R\$12 bilhões /ano em saneamento no Brasil, de acordo com o Trata Brasil, sendo que, destes, quase a metade corresponde aos investimentos da Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo. São números de proporção muito elevada e, realizando-se uma rápida estimativa, seria necessário investir mais de R\$50 bilhões por ano, durante 12 anos ininterruptamente (2021-2033), para se aproximar desse montante (PAGANINI e BOCCHIGLIERI, 2021).

3.2 ESGOTO SANITÁRIO

De acordo com a NBR 9648/1986, esgoto sanitário é *“o despejo líquido constituído de esgotos domésticos e industriais, água de infiltração e a contribuição pluvial parasitária”* (ABNT, 1986). A norma também define esgoto doméstico como *“o despejo líquido resultante do uso da água para higiene e necessidades fisiológicas humanas”* (ABNT, 1986) e esgoto industrial como *“despejo líquido resultante dos processos industriais, respeitados os padrões de lançamento estabelecidos”* (ABNT, 1986).

Todavia, é a NBR 7229/1993 que traz uma definição de esgoto sanitário mais representativa da prática atual. Esgoto sanitário é *“a água residuária composta de esgoto doméstico, despejo industrial admissível a tratamento conjunto com esgoto doméstico e água de infiltração”* (ABNT, 1993). Esta definição incorpora a necessidade de as características do esgoto industrial serem semelhantes às características de esgotos domésticos para o tratamento conjunto.

Em relação às características, o Manual do Saneamento da Fundação Nacional de Saúde (FUNASA,2018) caracteriza o esgoto doméstico conforme os aspectos físicos, químicos e biológicos descritos abaixo:

Características Físicas

- Matéria sólida: 99,9% de água e apenas 0,1% de sólidos.
- Temperatura: em geral, pouco superior a das águas de abastecimento.
- Odor: odor de mofo, típico de esgoto fresco; odor de ovo podre característico de esgoto velho ou séptico.
- Cor e turbidez: tonalidade acinzentada acompanhada de alguma turbidez é típica do esgoto fresco e preta é típica do esgoto velho.
- Variação de vazão: a vazão doméstica do esgoto é calculada em função do consumo médio diário de água do indivíduo.

Características Químicas

- Matéria Orgânica: de forma geral, cerca de 70% dos sólidos no esgoto são de origem orgânica. Esses compostos orgânicos, normalmente são uma combinação de carbono, hidrogênio, oxigênio, e algumas vezes nitrogênio.

Os grupos de substância orgânicas nos esgotos são constituídos por: proteínas (40% a 60%), carboidratos (25% a 50%), gordura e óleos (10%) e uréia, fenóis, entre outros.

- Matéria Inorgânica: nos esgotos é formada principalmente pela presença de areia e de substâncias minerais dissolvidas.

Características Biológicas

- Microrganismos de águas residuárias: os principais organismos encontrados nos esgotos são as bactérias, os fungos, os protozoários, os vírus e as algas. Deste grupo, as bactérias são as mais importantes, pois são responsáveis pela decomposição e estabilização da matéria orgânica, tanto na natureza como nas estações de tratamento.

- Indicadores de Poluição: há vários organismos cuja presença num corpo d'água indica uma forma qualquer de poluição. Por exemplo, para indicar a poluição de origem humana, adotam-se os organismos do grupo coliforme como indicadores (FUNASA, 2018).

A Tabela 1 apresenta a composição típica dos principais parâmetros analisados em esgotos sanitários não tratados.

Tabela 1 – Característica dos principais parâmetros de esgotos sanitários.

Parâmetro	Unidade	Concentrado	Médio	Diluído
DBO _{5,20}	mg/L	350	190	110
DQO	mg/L	800	430	250
NTK	mg/L	70	40	20
Nitrogênio Orgânico	mg/L	25	15	8
Nitrogênio Amoniacal	mg/L	45	25	12
Fósforo Total	mg/L	12	7	4
Sólidos em Suspensão	mg/L	400	210	120

Fonte: Adaptado de Metcalf & Eddy (2004).

Metcalf & Eddy (2004) baseia-se em uma vazão de águas residuais de $750 \frac{L}{hab \times dia}$ para esgoto diluído, de $460 \frac{L}{hab \times dia}$ para esgoto médio e de $240 \frac{L}{hab \times dia}$ para esgoto concentrado. Desta forma, a concentração do esgoto considera a quantidade de poluentes e contaminantes em um dado volume de efluente.

Ainda, considerando a composição de 99,9% de água do esgoto doméstico, a NBR 7229/1993 especifica a taxa de contribuição de 80% do consumo de água local para cálculo da contribuição de despejos. Pode-se estimar a vazão média de esgoto ($Q_{d_{med}}$) em m³/dia, a partir da Equação 1, onde Pop é a população em número de habitantes, $Q_{per\ capita}$ é o consumo per capita dos habitantes e R é taxa de contribuição para esgoto do consumo de água.

$$Q_{d_{med}} = \frac{Pop \times Q_{per\ capita} \times R}{1000} \quad \text{Equação 1}$$

3.3 SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

Sistema de esgotamento sanitário é um sistema constituído pelas atividades e pela disponibilização e manutenção de infraestruturas e instalações operacionais necessárias à coleta, ao transporte, ao tratamento e à disposição final adequados dos esgotos sanitários, desde as ligações prediais até sua destinação final para produção de água de reuso ou seu lançamento de forma adequada no meio ambiente (BRASIL, 2020).

Segundo Além Sobrinho e Tsutiya (1999), os sistemas de esgoto podem ser de três tipos:

- **Sistema de Esgoto unitário**, ou sistema combinado, em que as águas residuárias (domésticas e industriais), águas de infiltração (água de subsolo que penetra no sistema através de tubulações e órgãos acessórios) e águas pluviais veiculam por um único sistema.

- **Sistema de esgotamento separador parcial**, em que uma parcela das águas de chuva, provenientes de telhados e pátios das economias são encaminhadas juntamente com as águas residuárias e águas de infiltração do subsolo para um único sistema de coleta e transporte dos esgotos.

- **Sistema separador absoluto**, em que as águas residuárias (domésticas e industriais) e as águas de infiltração (água de subsolo que penetra no sistema através de tubulações e órgãos acessórios), que constituem o esgoto sanitário, veiculam em um sistema independente, denominado sistema de esgoto sanitário. As águas pluviais são coletadas e transportadas em um sistema de drenagem pluvial totalmente independente.

A Figura 1 ilustra o sistema separador absoluto e o sistema combinado:



Figura 1 – Ilustrativo dos sistemas separador e combinado.

Fonte: Von Sperling (1996).

No Brasil adota-se predominantemente o sistema separador de esgotamento sanitário, o qual separa as águas pluviais em linhas de drenagem independentes e que não contribuem à ETE (VON SPERLING, 1996). Este modelo também facilita o tratamento de efluentes e facilita a destinação das águas pluviais, que podem ser lançadas no curso d'água mais próximo, sem tratamento prévio. Entretanto, conforme apresentado por Von Sperling (1996), sabe-se que diversos locais no Brasil possuem mistura do esgoto cloacal com águas pluviais. Com isso, para que haja sucesso do sistema de esgoto sanitário separador implantado, é necessário um eficiente controle, evitando-se que a água pluvial, principalmente proveniente dos telhados e pátios das economias esgotadas, seja encaminhada junto com as águas residuárias (ALÉM SOBRINHO e TSUTIYA, 1999).

A Figura 2 ilustra o sistema de esgotamento sanitário convencional adotado no Brasil.



Figura 2 – Sistema convencional adotado no Brasil.

Fonte: DMAE (2023).

3.3.1 Redes coletoras

A NBR 9649/1986 define rede coletora como “o conjunto constituído por ligações prediais, coletores de esgoto, e seus órgãos acessórios” (ABNT, 1986). A NBR 9649 ainda estabelece como ligação predial “o trecho do coletor predial compreendido entre o limite do terreno e o coletor de esgoto” (ABNT, 1986), e como coletor de esgoto a “tubulação da rede coletora que recebe contribuição de esgoto dos coletores prediais em qualquer ponto ao longo de seu comprimento” (ABNT, 1986).

Como órgãos acessórios da rede coletora de esgoto, Alem Sobrinho e Tsutiya (1999) explicitam:

- Poço de Visita (PV): câmara com abertura na parte superior que permite acesso de pessoas e equipamentos para executar trabalhos de manutenção.

- Tubo de Inspeção e Limpeza (TIL) ou Poço de Inspeção (PI): dispositivo não visitável que permite a inspeção visual e a introdução de equipamentos de limpeza.

- Terminal de Limpeza (TL) – dispositivo que permite a introdução de equipamentos de limpeza, localizado na cabeceira do coletor.

- Caixa de Passagem (CP) – câmara sem acesso, localizada em pontos singulares por necessidade construtiva e que permite a passagem de equipamento de limpeza do trecho a jusante.

- Degrau – quando o coletor chega ao PV com diferença de cota inferior a 0,6 m, executa-se o degraú.

- Tubo de queda – dispositivo instalado no poço de visita que liga o coletor afluente à cota mais alta ao fundo do poço.

3.3.2 Estação Elevatória de Esgoto (Estação de Bombeamento de Esgoto)

Estação elevatória de esgoto (EEE) é um tipo de instalação destinada ao transporte do esgoto do nível do poço de sucção das bombas ao nível de descarga na saída do recalque (ABNT, 1992). Esta é a definição de estação de bombeamento apresentada pela NBR 12208/1992, que normatiza os projetos de estações elevatórias de esgoto sanitário. A Norma fixa condições exigíveis para a elaboração de projetos hidráulicos de bombeamento, entre elas: a necessidade do estudo de concepção; levantamento topográfico planialtimétrico e cadastral; vazões afluentes inicial e final; características do conduto afluente; e características do esgoto afluente.

As estações elevatórias de esgoto são necessárias nos seguintes casos (ALÉM SOBRINHO e TSUTIYA, 1999):

- Em terrenos planos e extensos, evitando-se que as canalizações atinjam profundidades excessivas;

- No caso de esgotamento de áreas novas situadas em cotas inferiores às aquelas já executadas;

- Reversão de esgoto de uma bacia para outra;

- Para descarga em interceptores, emissários, estações de tratamento de esgotos (ETE) ou em corpos receptores, quando não for possível utilizar apenas gravidade.

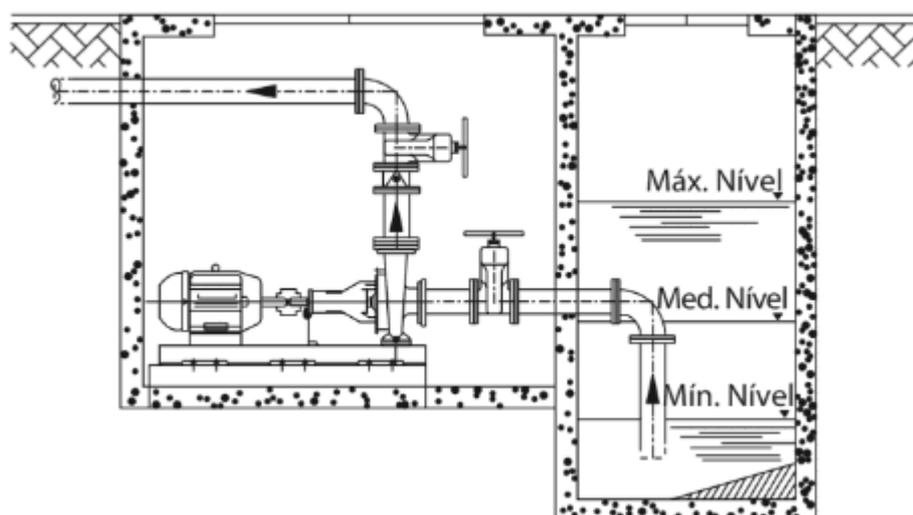
Contudo, o prévio estudo comparativo entre projeto de EEE e outras soluções tecnicamente possíveis, considerando-se custos relativos à construção, operação, manutenção, conservação e garantia de funcionamento do sistema é indispensável para adoção da alternativa de elevatória (ALÉM SOBRINHO e TSUTIYA, 1999).

Segundo Azevedo Netto (1998), o *Hydraulic Institute* estabelece quatro classes de bombas: centrífugas; rotativas; de pistão, e de poço profundo (tipo turbina). Ainda

conforme o autor, instalações de água e esgoto geralmente são equipadas com bombas centrífugas acionadas por motores elétricos.

Os principais tipos de equipamento de bombeamento utilizados em estações elevatórias de esgoto são (MENDONÇA, 2018): bombas centrífugas de eixo vertical; bombas não submersíveis; bombas submersíveis; bombas centrífugas de eixo horizontal; e bombas helicoidais.

De acordo com Mendonça (2018), os dois tipos de bombas de EEE que apresentam bom funcionamento para esta finalidade são as bombas centrífugas de eixo horizontal, ilustrada na Figura 3, e as bombas submersíveis de eixo vertical com o motor.



(d) Bombas centrífugas de eixo horizontal

Figura 3 – Bomba centrífuga de eixo horizontal.

Fonte: Mendonça (2018)

3.3.3 Estação de Tratamento de Esgoto (ETE)

Estação de tratamento de esgoto é definida pela norma brasileira NBR 12209/1992 como “o conjunto de unidades de tratamento, equipamentos, órgãos auxiliares, acessórios e sistemas de utilidades cuja finalidade é a redução das cargas poluidoras do esgoto sanitário e condicionamento da matéria residual resultante do tratamento”.

A escolha do nível de tratamento para o esgoto depende de vários fatores, incluindo a eficiência necessária com base na classificação do corpo hídrico receptor e a

capacidade de depuração das águas. Alguns níveis de tratamento são indispensáveis, independentemente da tecnologia adotada. Jordão e Pessoa (2011) classificam em 4 graus de eficiência as instalações de tratamento:

- Preliminar: remoção de sólidos grosseiros, gorduras e areia;
- Primário: Remoção de sólidos sedimentáveis e parte da matéria orgânica;
- Secundário: Remoção de matéria orgânica e, eventualmente, de nutrientes como nitrogênio e fósforo;
- Terciário: processos de remoção de organismos patogênicos e de nutrientes (especialmente nitrogênio e fósforo), bem como processos de tratamento avançado para remoção de substâncias recalcitrantes, como, por exemplo, adsorção por carvão ativado.

Tratamento Preliminar

O tratamento preliminar é composto por dispositivos usados na chegada do esgoto (bruto) para barrar e possibilitar a remoção dos sólidos grosseiros e da areia (FEAM, 2006). Os mecanismos básicos de remoção são de ordem física, como peneiramento e sedimentação, também se inclui uma unidade para medição da vazão, que usualmente é constituída por uma calha Parshall (VON SPERLING, 1996).

Para a separação dos sólidos grosseiros são utilizadas grades ou peneiras. Retiram-se os sólidos grosseiros, principalmente para proteger os dispositivos de transportes dos esgotos – bombas e tubulações – e as unidades de tratamento subsequentes (FEAM, 2006).

A remoção da areia contida nos esgotos é feita através dos desarenadores, por meio da sedimentação. Devido às suas maiores dimensões e densidade, os grãos de areia vão para o fundo do tanque (VON SPERLING, 1996).

A Figura 4 apresenta o fluxograma típico do tratamento preliminar.

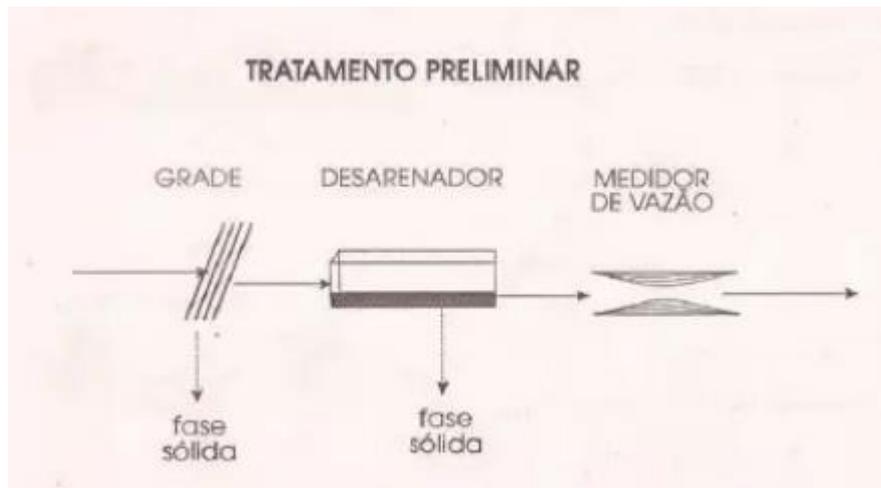


Figura 4 – Fluxograma de tratamento preliminar.

Fonte: Von Sperling (1996).

Tratamento Primário

O tratamento primário almeja fundamentalmente a remoção de sólidos sedimentáveis em suspensão e sólidos flutuantes. Os esgotos, após passarem pelas unidades do tratamento preliminar, contém ainda os sólidos em suspensão não grosseiros, os quais podem ser parcialmente removidos em unidades de sedimentação (SNSA, 2008). Uma parte significativa destes sólidos em suspensão é compreendida pela matéria orgânica em suspensão. Assim, a sua remoção por processos simples como a sedimentação implica na redução da carga de DBO dirigida ao tratamento secundário (VON SPERLING, 1996).

Em ETE, o tratamento primário é realizado normalmente através de decantadores primários. Os esgotos fluem vagarosamente através dos decantadores, permitindo que os sólidos em suspensão, possuindo uma densidade maior do que a do líquido circundante, sedimentem de forma gradual no fundo. Também são exemplos de tratamento a nível primário fossas sépticas e tanques Imhoff. (VON SPERLING, 1996).



Figura 5 – Tipos de decantadores.

Fonte: FEAM (2006).

A Figura 5 apresenta dois tipos de decantadores, o comum e o mecanizado. A principal diferença entre eles é que no decantador convencional, a separação dos sólidos depende da gravidade, enquanto no sistema mecanizado, além da ação da gravidade, dispositivos raspadores atuam no lodo (fundo) e na espuma (superfície). Em alguns casos, há também o controle de entrada e saída nos decantadores mecanizados, para otimizar o tempo de retenção e o processo de sedimentação.

Tratamento Secundário

O tratamento secundário é a etapa cujo principal objetivo é a remoção da matéria orgânica do efluente. Conforme Von Sperling (1996), os processos secundários são concebidos de forma a acelerar os mecanismos de degradação que ocorrem naturalmente nos corpos receptores. Existe uma grande variedade de métodos de tratamento a nível secundário e, no Brasil, pode-se destacar as lagoas de estabilização, os lodos ativados e os reatores anaeróbios de fluxo ascendente de alta eficiência.

- **Lagoas de estabilização e variantes**

As lagoas de estabilização são sistemas de tratamento biológico em que a estabilização da matéria orgânica é realizada pela oxidação bacteriológica (oxidação aeróbia ou fermentação) e/ou redução fotossintética das algas (JORDÃO e PESSÔA, 2011).

Von Sperling (1996) define o sistema de lagoas como um processo simples, dependendo apenas de fenômenos naturais, em que o efluente entra em uma extremidade e após vários dias e uma série de eventos, sai na extremidade oposta. Jordão e Pessoa (2011) classificam as lagoas de estabilização em: anaeróbias; facultativas; estritamente aeróbias; de maturação; de polimento; aeradas; e com macrófitas.

No processo básico das lagoas facultativas, a DBO solúvel e finamente particulada é estabilizada aerobiamente por bactérias dispersas no meio líquido. A matéria orgânica suspensa tende a sedimentar e formar lodo de fundo, sofrendo processo de decomposição através de micro-organismos anaeróbios. (VON SPERLING, 1996).

Os aspectos positivos das lagoas são o funcionamento através de processos naturais e sua excelente eficiência no processo de tratamento, tanto em série como de forma individual. Também destacam-se os baixos custos operacionais em relação a outras metodologias de tratamento. Como pontos negativos do processo pode-se citar, o elevado período de detenção na lagoa para que a estabilização natural da matéria orgânica ocorra e a necessidade de elevada área de exposição para a efetividade da fotossíntese (VON SPERLING, 1996). A presença de fortes odores ruins em alguns casos, em especial em lagoas anaeróbias, também é um aspecto que deprecia esta metodologia de tratamento.

- **Lodos ativados**

O tratamento de Lodos Ativados consiste na estabilização da matéria orgânica por microrganismos aeróbios. O princípio básico do processo é o retorno das bactérias presentes no decantador para o tanque de aeração, aumentando, assim, a concentração de bactérias nesta unidade (SNSA, 2008).

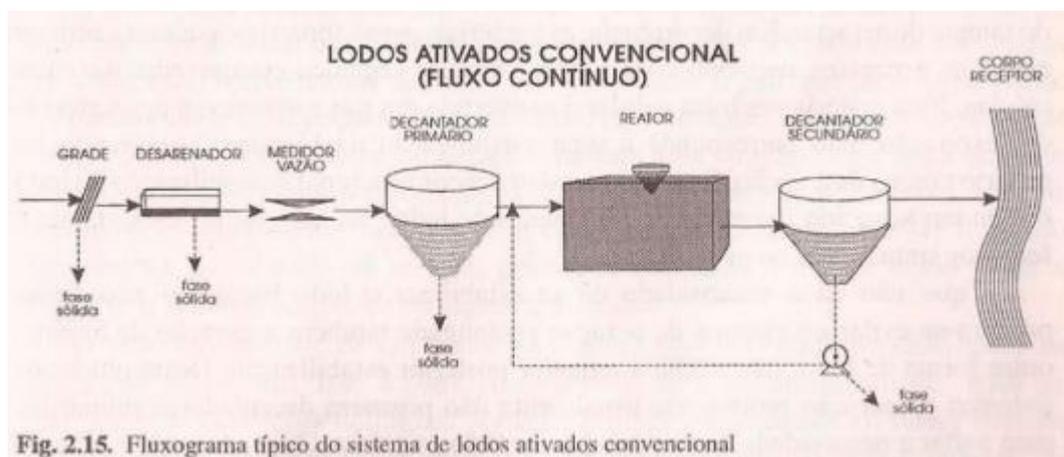


Fig. 2.15. Fluxograma típico do sistema de lodos ativados convencional

Figura 6 – Fluxograma lodos ativados convencional.

Fonte: Von Sperling (1996).

O processo de tratamento por lodos ativados apresenta situações favoráveis à sua aplicação como a maior eficiência de tratamento, a maior flexibilidade de operação e a menor área ocupada. Entre as desvantagens, estão a operação mais delicada do sistema, a necessidade de completo controle de laboratório e um custo maior de operação atrelado (JORDÃO e PESSÔA, 2011).

Tabela 2 – Eficiências do Processo de Lodos Ativados.

Característica	DBO	SS
Efluente típico, mg/l	20 - 30	20 - 30
Remoção típica, %	85 - 95	85 - 95

Fonte: Adaptado Jordão e Pessôa (2011).

Esta modalidade de tratamento é adotada frequentemente em situações com necessidade de uma elevada qualidade do efluente final com pequena área disposta (SNSA, 2008).

- **Reator UASB**

O processo de tratamento que ocorre nos reatores UASB (Reator de Manta de Lodo, na literatura inglesa *Upflow Anaerobic Sludge Blanket*) consiste essencialmente de um fluxo ascendente de esgotos através de um leito de lodo denso com elevada atividade, ocasionando a estabilização de grande parte da matéria orgânica pela biomassa (SNSA, 2008). Inicialmente, a tecnologia era aplicada exclusivamente em esgotos com alta concentração de DQO ou DBO, caso de alguns efluentes industriais específicos (JORDÃO e PESSÔA, 2011). Contudo, desde a década de 90, a metodologia possui sucesso no tratamento de efluentes com baixa concentração de matéria orgânica, como o esgoto doméstico. A Figura 7 abaixo representa um desenho esquemático do reator.

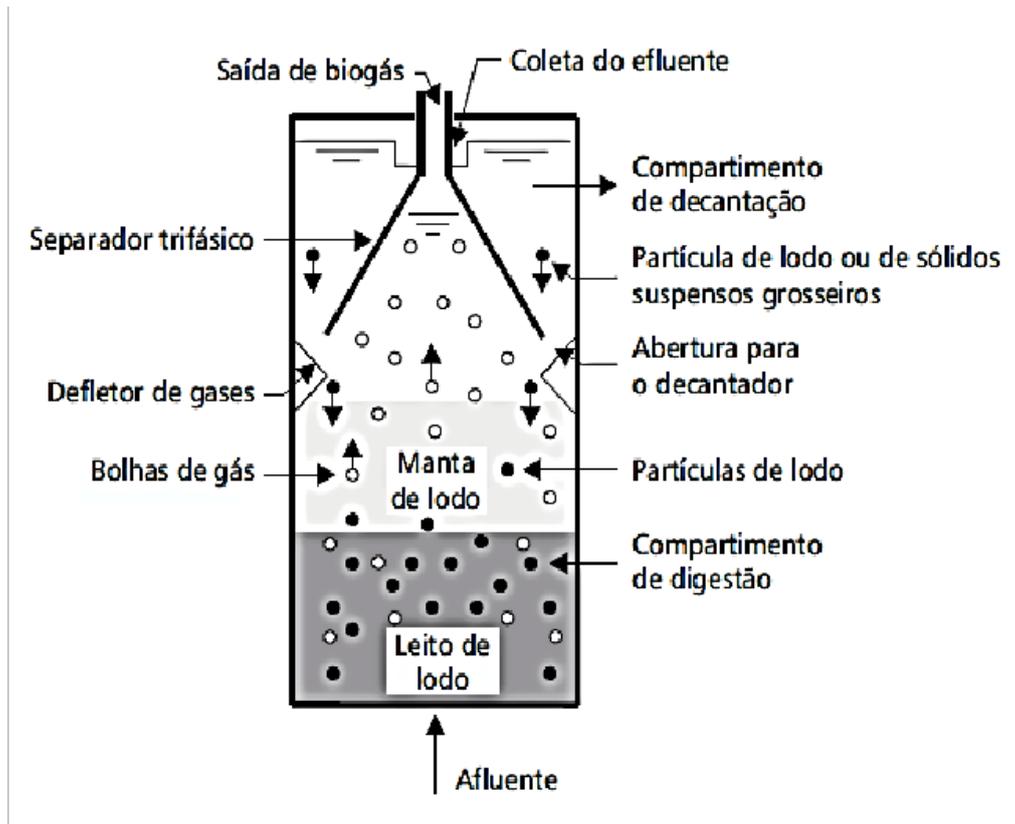


Figura 7 – Desenho esquemático de um reator UASB.

Fonte: Chernicharo (1997).

Chernicharo (1997) relata que os reatores de manta de lodo para o tratamento de esgotos domésticos possuem experiência bem-sucedida em diversos estados brasileiros, como Paraná, São Paulo, Paraíba e Minas Gerais. De acordo com Jordão e Pessoa (2011), a SANEPAR, empresa concessionária do Paraná, adotou a tecnologia como padrão para suas estações de tratamento. Chernicharo (1997) acrescenta ainda que este processo de tratamento apresenta inúmeras vantagens em relação aos processos aeróbios convencionais, quando aplicado em locais de clima quente, características de diversas localidades brasileiras. O Tabela 3 a seguir apresenta as principais vantagens e desvantagens do tratamento por reator UASB.

Tabela 3 – Vantagens e desvantagens do reator UASB.

Vantagens	Desvantagens
Sistema compacto, com baixa demanda de área; Baixo custo de implantação e de operação; Baixa produção de lodo; Baixo consumo de energia; Satisfatória eficiência de remoção DBO/DQO, da ordem de 65-75% Possibilidade de rápido reinício, mesmo após longas paralisações Elevada concentração de lodo excedente; Boa desidratabilidade do lodo.	Possibilidade de emanção de maus odores; Baixa capacidade do sistema tolerar cargas tóxicas; Elevado intervalo de tempo necessário para a partida do sistema; Necessidade de uma etapa pós-tratamento

Fonte: Adaptado de Chernicharo (1997).

Embora as grandes vantagens, os sistemas anaeróbios têm dificuldades em produzir um efluente que se enquadre nos padrões dispostos pela legislação ambiental (CHERNICHARO, 1997). De acordo com Jordão e Pessôa (2011), os sistemas UASB não são eficientes na remoção de nitrogênio e fósforo e o tratamento complementar tem-se mostrado conveniente quando:

- Necessária presença de oxigênio dissolvido no efluente, para evitar impacto no corpo receptor;
- O enquadramento do corpo receptor ou a legislação requerem lançamento de efluente com qualidade superior à alcançada pelo reator em termos de DBO ou DQO;
- Quando a remoção específica de nutrientes ou de organismos patogênicos é requerida.

Além Sobrinho e Jordão (apud JORDÃO e PESSÔA, 2011) destacam que o sistema de reator UASB seguido de processos aeróbios atinge elevada eficiência, comparável ao tratamento biológico convencional. Além disso, ressalta-se que o consumo de energia requerido para esse sistema é bem inferior ao utilizado em ETE convencional. A Figura 8 apresenta um fluxograma de tratamento de efluentes com emprego de reator UASB.

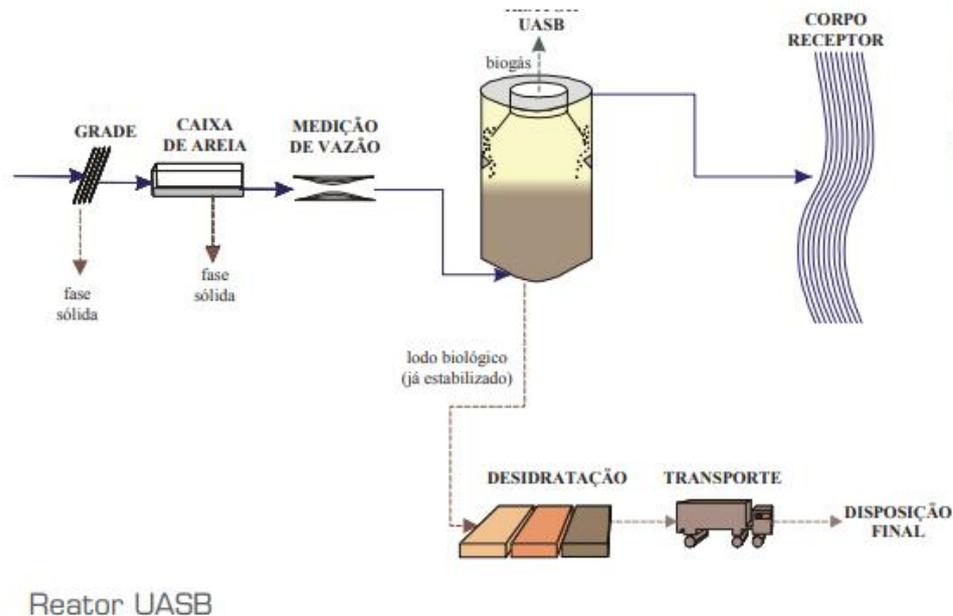


Figura 8 – Processo tratamento para o reator UASB.

Fonte: Von Sperling (2005).

3.3.4 Tanques Sépticos / Fossa

A NBR 7229/1993 fixa condições exigíveis em projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos. É ela que estabelece condições específicas como distâncias mínimas, materiais, cálculo de contribuição, dimensionamento e período de retenção. A NBR 7229/1993 também define tanque séptico como sendo “*uma unidade cilíndrica ou prismática retangular de fluxo horizontal, para tratamento de esgotos por processos de sedimentação, flotação e digestão*”. A norma ainda indica a utilização do sistema apenas para: 1) áreas desprovidas de rede pública coletora de esgoto e 2) alternativa de tratamento de esgoto em área providas de rede coletora local, com retenção prévia dos sólidos sedimentáveis, quando da utilização de rede coletora com diâmetro e/ou declividade reduzidos para transporte de efluente livre de sólidos sedimentáveis (ABNT, 1993).

Andreoli (2009) especifica que a diferença entre fossa e tanque séptico é o fato de o tanque ser uma unidade de tratamento de esgoto, em que o efluente tem um destino final, seja sumidouro, vala de infiltração ou outro, enquanto a fossa é somente utilizada para disposição final dos esgotos. Ainda assim, ambos sistemas produzem lodo, conhecido como Lodo de Fossa e Tanque Séptico (LFTS), que deve ser coletado, tratado e destinado periodicamente.

Em relação a manutenção dos tanques/fossas sépticas, a NBR 7229/1993 estabelece que o procedimento de limpeza das unidades deve ocorrer no período em que foram projetados. Também estipula que, no processo de remoção, 10% do volume do lodo digerido deve ser mantido na unidade para que se mantenham as condições de depuração.

A matéria removida dos tanques sépticos é uma mistura de esgoto e lodo. No decorrer do processo de tratamento do esgoto, parte do lodo é decantado e sedimenta no fundo, outra parte flota, formando espuma ou lado flotante, e na parte intermediária fica o esgoto (ANDREOLI, 2009). A variação na concentração de parâmetros é característica do LFTS, decorrente do tipo de efluente recebido, do tempo de permanência na unidade e da frequência de limpeza (FUNASA, 2014). A limpeza anual dos tanques sépticos não é recomendada pela FUNASA (2014), que indica o dimensionamento para a retirada de lodo mínima com intervalos de dois anos, pois permite a retirada de LFTS mais estabilizado e é mais economicamente vantajoso. A Figura 9 apresenta as características de tanques sépticos pelo Brasil (ANDREOLI, 2009).

Tabela 3.1 > Caracterização de resíduos de fossa/tanque séptico no Brasil										
Referências	Sólidos totais (mg/L)	Sólidos totais voláteis (mg/L)	Sólidos sUSP/ EESCensos totais (mg/L)	Sólidos sUSP/ EESCensos voláteis (mg/L)	DBO (mg/L)	DOO (mg/L)	NTK (mg/L)	Amônia (mg/L)	Fósforo total (mg/L)	Óleos e graxas (mg/L)
Meneses <i>et al</i> (2001)	12.880	3.518	7.091	2.246	2.434	6.895	120	89	18	531
	[2.280-39.238]	(1.710-11.828)	(1.240-17.350)	(1.030-8.160)	(1.020-4.800)	(2.400-16.000)	(55-180)	(38-149)	(6-67)	(6-8.533)
Cassini(2003)	9.550	6.172	6.896	5.019	2.808	10.383	-	116	45	1.588
	(516-33.292)	(224-18.454)	(145-27.500)	(79-18.000)		(528-29.704)		(36-278)	(7-216)	(18-6.982)
Rocha e Sant'anna (2005)	1.631	-	492	-	2.829	7.912	-	768	112	971
	(9-8.160)		(2-1.750)		(60-8.600)	(144-19.830)		(65-3.280)	(2-445)	(58-3.235)
Leite <i>et al</i> (2006)	9.267	4.868	-	-	1.863	9.419	-	-	-	588
	(745-44.472)	(304-21.445)			(499-4.104)	(1.363-25.488)				(24-3.639)
Tachini, Belli Filho e Pinheiro (2006)	49.593	29.685	37.731	-	11.424	23.835	-	-	-	-
	(655 - 162.660)	(300 - 106.960)	(215 - 134.000)		(230 - 47.200)	(474 - 56.000)				
Belli Filho <i>et al</i> (2007)	7.186	3.413	2.064	1.087	1.890	6.199	-	58	90	327

Figura 9 – Parâmetros característicos de LFTS no Brasil.

Fonte: Andreoli (2009).

As alternativas de tratamento para o LFTS são diversas atualmente, conforme Andreoli (2009) algumas classificações se destacam, como a sugerida pela EPA (1999), que separa as soluções em tratamento combinado (para as tecnologias em conjunto com esgoto sanitário) e tratamento isolado. Dentre as possibilidades, destacam-se os leitos de secagem e as lagoas de estabilização como métodos naturais de tratamento. Os leitos de secagem são utilizados para a retirada da umidade dos lodos, separando assim as fases sólida e líquida, o que facilita o tratamento (ANDREOLI, 2009). Entre as vantagens dos leitos estão o baixo valor de investimento e operação, e a simplicidade do processo (ANDREOLI, 2009).

SOLUTRAT

Costumeiramente, a limpeza dos tanques/fossas sépticas fica sob responsabilidade do proprietário do imóvel. Entretanto, no Estado do Rio Grande do Sul, desde a atualização do marco legal do saneamento, a Companhia Riograndense de Saneamento (CORSAN) vem desenvolvendo um programa alternativo para as soluções individuais, conhecido como SOLUTRAT.

A iniciativa é um programa de limpeza de fossas sépticas coordenado pela concessionária, viabilizando a universalização dos serviços de saneamento básico em regiões com baixa densidade demográfica e em casos de dificuldade técnica (CORSAN, 2023). O SOLUTRAT tem capacidade de ser implantado em todos os municípios atendidos pela CORSAN, porém, por enquanto, apenas alguns municípios do interior do Estado usufruem da alternativa. O projeto garante a preservação do meio ambiente e o descarte adequado de resíduos oriundos de sistemas individuais.

3.4 PROJEÇÃO POPULACIONAL

O desenvolvimento de sistemas de esgotamento sanitário tem como meta o atendimento da população durante décadas. Assim, o conhecimento da projeção populacional é uma informação fundamental para a elaboração do projeto. A população contribuinte à estação é aquela situada dentro da área de projeto, servida pela rede coletora e ligada à mesma. Portanto, a população de projeto é uma fração da população total da cidade ou bacia contribuinte à ETE (VON SPERLING, 1996). De acordo com Além

Sobrinho e Tsutiya (1999), para a projeção populacional devem ser considerados aspectos como:

- Qualidade das informações de base para a projeção populacional;
- Efeito do tamanho da área, pois em geral, para áreas pequenas os erros esperados numa projeção populacional são maiores;
- Período alcançado pela projeção, quanto mais longo, maiores serão os erros esperados;
- Compatibilização das diversas projeções realizadas, para diferentes níveis geográficos.

Os principais métodos utilizados para as projeções populacionais são (VON SPERLING, 1996):

- Crescimento aritmético;
- Crescimento geométrico;
- Regressão multiplicativa;
- Taxa decrescente de crescimento;
- Curva logística;
- Comparação gráfica entre cidades similares;
- Método da razão e correlação;
- Previsão com base nos empregos.

Com os resultados da projeção populacional poderá ser realizada uma estimativa da vazão de esgoto gerada no presente e no futuro, assim como possibilitar a escolha e o dimensionamento do tratamento mais adequado para cada caso (NUVOLARI, 2011).

3.5 CORPO RECEPTOR

A Resolução CONAMA n° 357 de 17 de março de 2005, complementada e alterada pela CONAMA 430 de 13 de maio de 2011, define corpo receptor como “*corpo hídrico superficial que recebe o lançamento de um efluente*”. Esta mesma resolução dispõe sobre a classificação dos corpos hídricos enquadrando-os em Classe I, Classe II, Classe III, Classe IV ou Classe Especial de acordo com suas qualidades, capacidades, e demais características específicas. A Resolução CONAMA n° 430/2011 também dispõe sobre as condições e padrões para efluentes de sistemas de tratamento de esgotos sanitários. A Tabela 4 apresenta os padrões de lançamento de efluentes definidos pela resolução no artigo 21.

Tabela 4 – Padrões de lançamento de efluente da CONAMA n° 430/2011.

Parâmetro Inorgânicos	Unidade	Valores Máximos
Arsênio Total	mg/L	0,5
Bário Total	mg/L	5,0
Boro total	mg/L	5,0
Cádmio total	mg/L	0,2
Chumbo total	mg/L	0,5
Cianeto total	mg/L	1,0
Cianeto livre	mg/L	0,2
Cobre dissolvido	mg/L	1,0
Cromo hexavalente	mg/L	0,1
Cromo trivalente	mg/L	1,0
Estanho total	mg/L	4,0
Ferro dissolvido	mg/L	15,0
Fluoreto total	mg/L	10,0
Manganês dissolvido	mg/L	1,0
Mercúrio total	mg/L	0,01
Níquel total	mg/L	2,0
Nitrogênio amoniacal total	mg/L	20,0
Prata total	mg/L	0,1
Selênio total	mg/L	0,3
Sulfeto	mg/L	1,0
Zinco total	mg/L	5,0
Parâmetro Orgânicos	Unidade	Valores Máximos
Benzeno	mg/L	1,2
Clorofórmio	mg/L	1,0
Dicloroetano	mg/L	1,0
Estireno	mg/L	0,07
Etilbenzeno	mg/L	0,84
Fenóis totais	mg/L	0,5
Tetracloroeto de carbono	mg/L	1,0
Tricloroetano	mg/L	1,0
Tolueno	mg/L	1,2
Xileno	mg/L	1,6

Fonte: Adaptado de Resolução CONAMA 430/2011.

No Estado do Rio Grande do Sul, além das normativas federais, a Resolução CONSEMA n° 355 de 2017 “*dispõe sobre os critérios e padrões de emissão de efluentes líquidos para fontes geradoras que lancem seus efluentes em águas superficiais do estado*”. A Resolução CONSEMA n° 355 estabelece uma relação entre a vazão dos efluentes líquidos com a vazão referência do corpo hídrico receptor. Assim, o quociente desta relação (Equação 2) deve ser maior ou igual à relação entre o padrão de emissão de

determinado parâmetro e a sua concentração na classe desejada para que o efluente possa ser lançado em águas gaúchas.

Equação 2

$$\frac{Q_{chr}}{Q_e} \geq \frac{\text{Padrão de emissão}}{\text{Concentração na classe}}$$

A Resolução CONSEMA n° 355/2017 ainda estabelece que para efluentes líquidos sanitários, os parâmetros devem atender aos valores de concentração ou a eficiência mínima fixada, conforme faixa de vazão, apresentadas na Tabela 5.

Tabela 5 – Parâmetros efluentes líquidos sanitários por faixa de vazão.

Faixa de vazão do efluente (m³/d)	DBO ₅ (mg/L)	DQO (mg/L)	SST (mg/L)	Coliformes Termotolerantes	
				NMP/ 100 mL	Eficiência
(1) Q < 200	120	330	140	-	-
(2) 200 ≤ Q < 500	100	300	100	10 ⁶	90%
(3) 500 ≤ Q < 1.000	80	260	80	10 ⁵	95%
(4) 1.000 ≤ Q < 2.000	70	200	70	10 ⁵	95%
(5) 2.000 ≤ Q < 10.000	60	180	60	10 ⁴	95%
(6) 10.000 ≤ Q	40	150	50	10 ³	95%

Fonte: Resolução CONSEMA n° 355/2017.

3.6 SITUAÇÃO ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE ITAPUÃ

O município de Viamão possui contrato de concessão para prestação de serviços de abastecimento de água e de esgotamento sanitário com a CORSAN. A concessionária possui parceria público-privada com a Ambiental Metrosul, empresa do Grupo AEGEA, desde 2020 para atendimento do serviço de esgotamento sanitário. Assim, a PPP CORSAN/Metrosul tem a responsabilidade na execução dos serviços de coleta, condução, tratamento e disposição final do esgoto sanitário gerado na cidade, incluindo a expansão do sistema coletivo de tratamento.

Conforme dados do Painel Saneamento Brasil, disponibilizado pelo Instituto Trata Brasil, no SNIS 2021, 94% da população de Viamão não possui coleta de esgoto. A estimativa do SNIS é que esses números representam 8.618,92 mil m³ de esgoto não

tratado. Dois fatores que influenciam nesta cobertura de atendimento são a grande extensão territorial do município e a baixa densidade demográfica em regiões específicas. Dessa forma, maiores investimentos são necessários por habitante e as soluções para sistemas coletivos se tornam mais complexas. Atualmente, a maior parte das redes coletoras existentes operantes (Figura 10) está situada no bairro Vila Santa Isabel, região mais central do município.

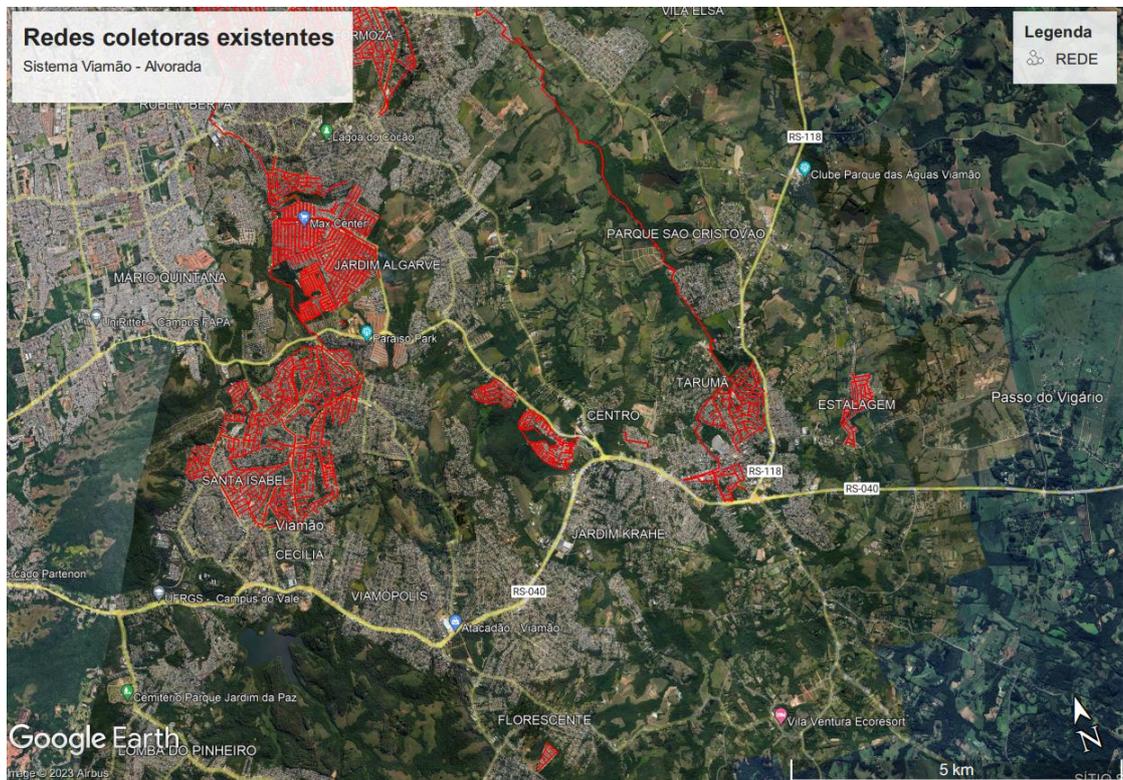


Figura 10 – Rede coletoras do sistema Viamão – Alvorada

Fonte: Imagem gerada pelo autor através do Google Earth Pro em 25/08/2023.

Na revisão apresentada do Plano Municipal de Saneamento Básico (PMSB) de Viamão, a região de Itapuã possui majoritariamente soluções individuais de tratamento de esgoto do tipo fossa/tanque séptico. O Decreto Municipal nº 087/2015 regulamenta que unidades unifamiliares, em que haja a necessidade do sistema individual de tratamento de efluente, instalem sistemas de tanque/fossa séptica, filtro anaeróbio seguidos de sumidouro ou filtro de areia, com lançamento na rede pluvial. Apesar da legislação, sabe-se que existem moradias que não atendem os padrões estabelecidos, seja por desconhecimento, por falta de fiscalização pública, pela idade do imóvel ou por descaso à lei.

A revisão do PMSB também propõe a elaboração de sistema de esgotamento sanitário para o distrito de Itapuã como medida emergencial tendo em vista o potencial turístico da região e o novo sistema de abastecimento do município que será realizado no Lago Guaíba, na localidade do Lami, que fica nas imediações de Itapuã. Atualmente, a Ambiental Metrosul já possui projeto de expansão de redes coletoras para a Vila Itapuã, área urbana do distrito com maior número de imóveis abastecidos pela CORSAN (Figura 11). Também está previsto a instalação de uma Estação de Tratamento de Esgoto na localidade. Contudo, ainda não há planejamento de atendimento do esgotamento sanitário na área rural dessa localidade.

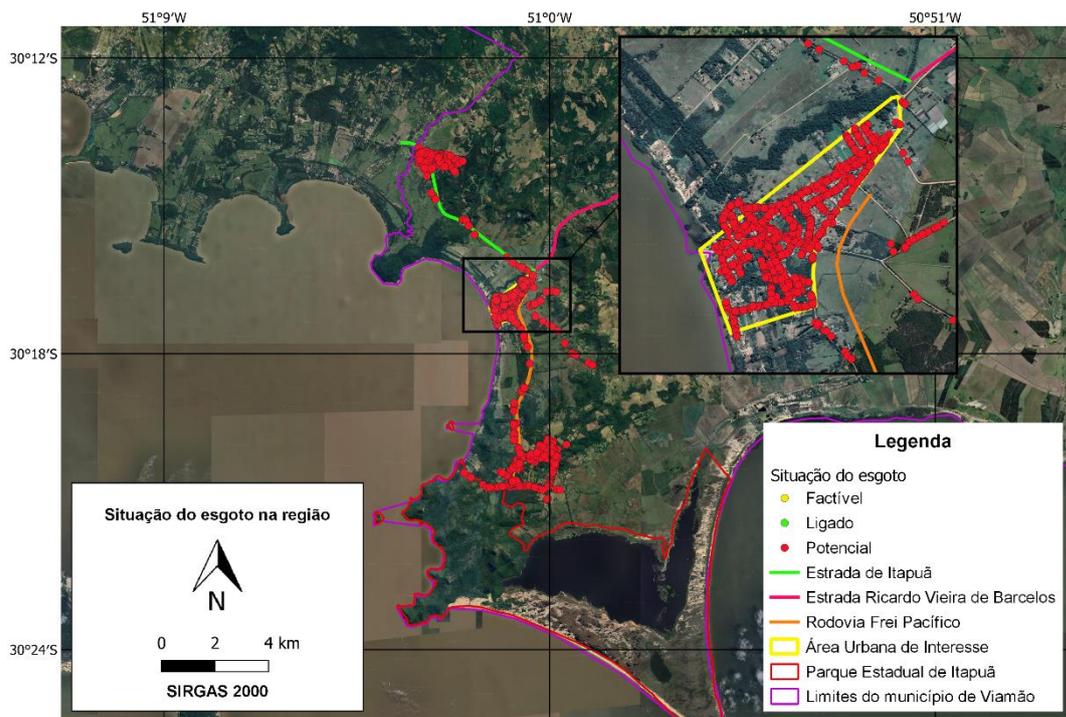


Figura 11 – Mapa das matrículas cadastradas no banco de dados da CORSAN.

Fonte: Elaborado pelo autor.

4 METODOLOGIA

O trabalho foi conduzido de forma organizada, compreendendo as seguintes etapas: 1) Caracterização da área de estudo; 2) Projeção populacional; 3) Dimensionamento das redes de esgoto; 4) Dimensionamento da ETE; 5) Análise do corpo receptor; e 6) Elaboração do orçamento. Para fins de comparação entre as opções de SES propostas, as análises dos itens técnicos foram divididas em:

Alternativa 1

- Sistema separador absoluto da área urbana integrado com sistema de redes coletoras proposto para a área rural, e tratamento dos esgotos em ETE.

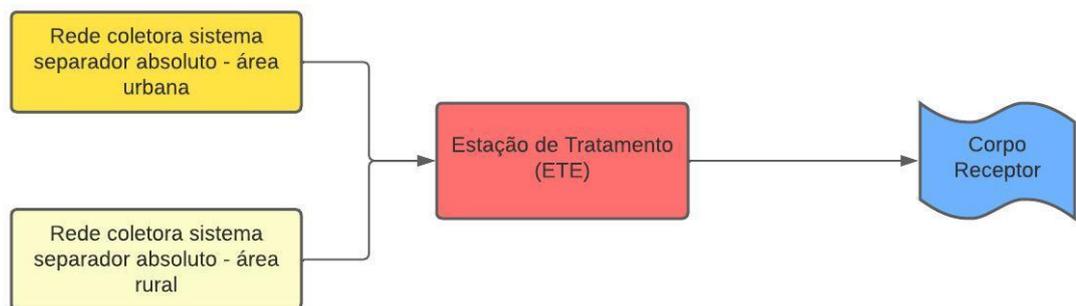


Figura 12 – Fluxograma da alternativa 1.

Alternativa 2

- Sistema de redes coletoras separador absoluto para a área urbana e programa de limpeza de fossas sépticas para a área rural, com tratamento de esgotos e lodos em ETE.

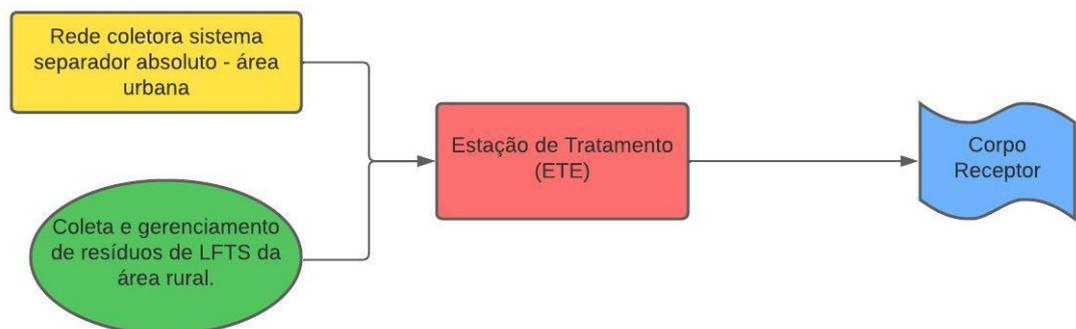


Figura 13 – Fluxograma da alternativa 2.

Os detalhes da metodologia empregada em cada uma das etapas são apresentados nos itens a seguir.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA

Neste tópico, pretende-se apresentar a caracterização do município de Viamão, fornecendo informações essenciais para a seleção e dimensionamento do sistema de tratamento de esgoto sanitário. Essas informações incluem a localização e acessos, a população, o clima e os aspectos hidrográficos. Todos os dados apresentados foram coletados a partir de fontes confiáveis, como o site do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) e da Secretaria de Meio Ambiente (SEMA), bem como por meio de consulta a documentos oficiais, como o Plano de Bacia do Lago Guaíba.

4.2 PROJEÇÃO POPULACIONAL

A projeção populacional foi estabelecida considerando horizonte de projeto até 2055, data final do contrato de concessão do serviço de esgotamento sanitário, utilizando dados do IBGE referentes aos levantamentos populacionais dos anos 2000, 2010 e 2022, bem como as estimativas populacionais de 2011 a 2021 para o município de Viamão. Também foram utilizados dados censitários setoriais do ano de 2010 (IBGE, 2010) para estimativas do distrito de Itapuã nas partes urbana e rural.

Para estimar o crescimento populacional do município, foi conduzido um ajuste das curvas lineares e exponenciais com base nos dados do município de Viamão. Ambas as abordagens apresentaram resultados bastante semelhantes, e, por isso, foi escolhido um ajuste linear para a projeção do crescimento populacional. Posteriormente, realizou-se uma regionalização para calcular as populações do distrito de Itapuã.

4.3 DIMENSIONAMENTO REDES COLETORAS DE ESGOTO

Como parte do plano de expansão de atendimento, a Ambiental Metrosul possui projeto de sistema de esgotamento sanitário para a zona urbana de Itapuã. O projeto de julho de 2021 foi elaborado pela empresa TSA – Tecnologia em Saneamento Ambiental. No presente trabalho, conseguiu-se acesso ao Volume I – Memorial Descritivo do Projeto de Unidade Linear e Planilhas de Cálculo do projeto executivo hidráulico apresentado. Com isso, buscou-se considerar a proposta elaborada no estudo das alternativas de tratamento.

Para a zona rural do distrito, a fim de avaliar a alternativa 1 deste trabalho, foi elaborada pelo autor, proposta de rede coletora separador absoluto. A proposição de SES foi desenvolvida utilizando o Software Google Earth Pro. Foram considerados para elaboração regiões com maior densidade de moradias e os perfis de elevação do terreno disponibilizados pelo software. Além disso, buscou-se atender a região com maior extensão possível de redes coletoras por gravidade.

4.4 DIMENSIONAMENTO DA ETE

O item de dimensionamento da Estação de Tratamento foi dividido em duas partes: Vazões de projeto e Dimensionamento do Tratamento Coletivo. Em ambas as partes a análise foi realizada considerando as duas alternativas de sistema de esgotamento sanitário estudadas neste trabalho.

4.4.1 Vazões de projeto

Nas vazões de projeto, a fim de desenvolver a **primeira alternativa**, foi necessário quantificar a vazão de esgoto sanitário para todo o distrito de Itapuã e as vazões de infiltração das redes coletoras. Foi considerado cenário futuro com interligação de 90% das residências ao sistema SES.

Os dados locais, como consumo per capita, estimativa de número médio de habitantes por domicílio e projeções populacionais foram obtidas através dos dados censitários de 2000, 2010 e 2022 do IBGE e das informações disponibilizadas pelo SNIS

(2021). Para determinação da vazão de infiltração, a metragem das redes coletoras foi obtida através de Projeto Executivo para a área urbana e calculado no software Google Earth Pro para a área rural. A taxa de infiltração considerada foi de 0,5 L/s.Km conforme “Anexo E: Diretrizes Técnicas” do Manual de Procedimentos para Projeto e Execução de parcelamento de Solo da Companhia Riograndense de Saneamento (CORSAN) de 2016. Os coeficientes ($K_1=1,2$, $K_2=1,5$, $K_3=0,5$) para as estimativas das vazões de projeto média, máxima e mínima também foram definidos com base nas diretrizes da CORSAN.

A estimativa de vazões da **segunda alternativa** proposta manteve os parâmetros para cálculo da contribuição do esgoto sanitário, porém restringiu-se as equações apenas para a área urbana de Itapuã. Nessa alternativa, foi necessária a estimativa da contribuição de LFTS para a zona rural, utilizando-se como base o cálculo do volume gerado de lodo pelas fossas sépticas, conforme as instruções da NBR 7229/1993.

Foi considerado cenário de atendimento de 100% das residências rurais e 10% das residências urbanas impossibilitadas de realizar a conexão ao SES. Ainda, conforme a NBR 7229/1993, estimou-se a remoção de 90% do LFTS de cada unidade de fossa séptica, a cada dois anos.

Para a contribuição diária dos LFTS e a periodicidade de coleta, estimou-se a utilização de um caminhão limpa-fossa com capacidade para 15 m³. Ao final, foi somada a contribuição dos LFTS com as vazões de projeto média, máxima e mínima estimadas para a área urbana.

4.4.2 Dimensionamento sistema de tratamento

A alternativa de tratamento coletivo definida para projeto foi de tratamento preliminar, composto de gradeamento, desarenador e calha Parshall, seguido por lagoa facultativa. Optou-se pelo sistema de lagoas facultativas em virtude dos menores custos de implantação e operação, e por sua alta efetividade no tratamento, aspecto fundamental tratando-se de região próxima a área de preservação ambiental. A metodologia de tratamento também foi considerada adequada visto às características do esgoto e possibilidade de tratamento do lodo, proposta na segunda alternativa. Ainda, se entendeu necessário o dimensionamento de tanque pulmão para armazenamento temporário do lodo na alternativo dois.

O cálculo de dimensionamento do tratamento preliminar baseou-se na literatura de Nuvolari (2011) e nas condições e exigências estabelecidas pelas NBR 12208/2020 e NBR 12209/2011. Para o dimensionamento da lagoa facultativa utilizou-se como referência Von Sperling (2009).

4.5 ÁREA DE IMPLANTAÇÃO DA ETE

Concluído o processo de dimensionamento do sistema de tratamento, tornou-se factível determinar a extensão territorial necessária para a implantação da ETE. A seleção do local levou em consideração o projeto previamente delineado pela Ambiental Metrosul que sugeriu a instalação de uma Estação de Tratamento de Efluentes nas proximidades da Subprefeitura de Itapuã. Uma vez que este projeto seguiu esta proposta de rede coletora de esgoto para a área urbana do distrito, foi empregado o software Google Earth Pro, com o intuito de verificar se a área disponível na época ainda se mantém adequada para a implantação do sistema de tratamento delineado. Adicionalmente, utilizando as ferramentas do mesmo software, foi possível estimar a extensão territorial disponível no local, com o intuito de determinar se ela é suficiente para a implementação do sistema de tratamento proposto neste estudo.

4.6 CORPO RECEPTOR

Com base no projeto de SES da Ambiental Metrosul para a área urbana, o Arroio Estância emergiu como uma opção viável para receber os efluentes tratados provenientes da Estação de Tratamento de Efluentes. Isso é devido à sua extensão e à sua localização próxima à área designada para a implementação do sistema de tratamento.

Foi analisada a Resolução nº 207 do Conselho de Recursos Hídricos do Rio Grande do Sul (RS, 2016), na qual foi constatado que o Arroio Estância é enquadrado como corpo hídrico Classe II. Portanto, os padrões de concentração da referida classe deverão ser utilizados para avaliação do lançamento do efluente final neste corpo receptor.

Após uma pesquisa no portal *Hidroweb*, mantido pela Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA) e pelo Plano da Bacia Hidrográfica do Lago Guaíba, não foi

possível encontrar uma estimativa de vazão para o Arroio Estância. Devido a essa ausência de dados de referência sobre sua vazão, não é viável determinar se a vazão do efluente tratado poderá ser liberada no corpo d'água receptor. Contudo, em conformidade com as diretrizes estabelecidas na Resolução CONSEMA n° 355/2017, ao calcular a vazão futuramente, foram identificadas as condições que deverão ser cumpridas para possibilitar a autorização do lançamento.

4.7 ESTIMATIVA DE CUSTOS

O custo total de implementação do sistema de esgotamento sanitário foi avaliado separadamente para cada uma de suas partes, utilizando diversos métodos. Foram realizados orçamentos diretos junto a fornecedores especializados (estações elevatórias), ajustes inflacionários para valores passados (implantação ETE lagoa facultativa), consultas de salários da CORSAN (operação ETE) e quantificação de materiais e/ou serviços necessários com valores do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI (redes coletoras e serviço de limpeza de fossas sépticas). Após foi realizada a soma dos custos das diferentes etapas para cada alternativa proposta.

Ricardo Vieira de Barcelos. O acesso ao Parque Estadual de Itapuã e as habitações próximas ocorre pela Rodovia Frei Pacífico. Estes acessos podem ser observados na Figura 15.

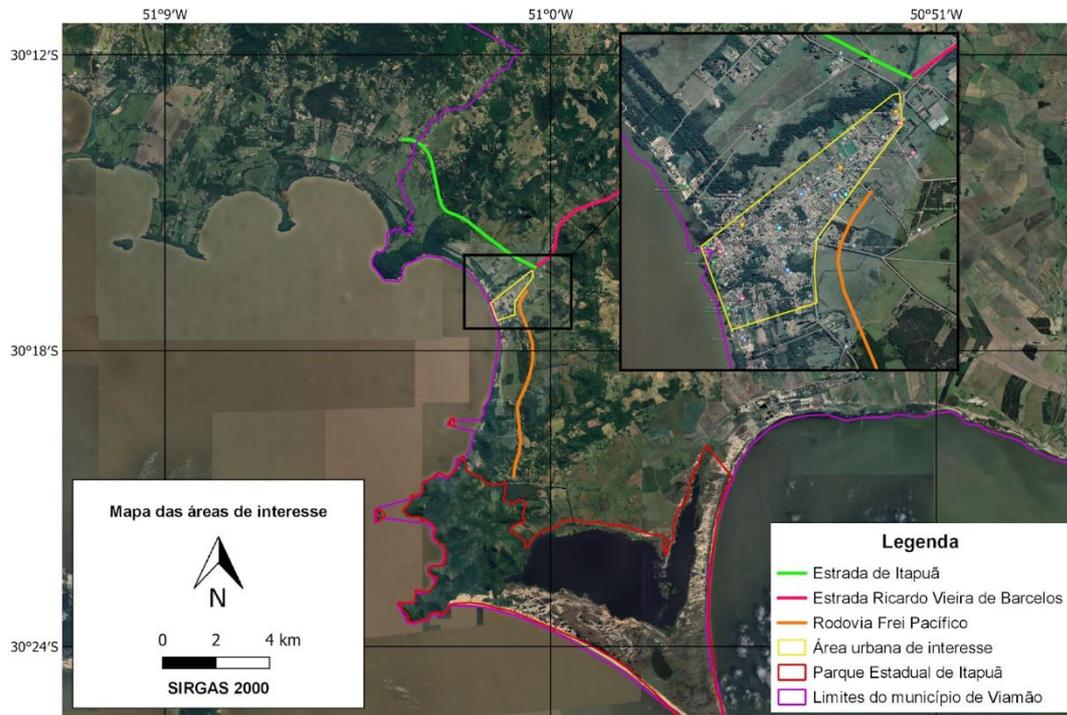


Figura 15 – Mapa das áreas de interesse no distrito Itapuã.

Fonte: Elaborado pelo Autor.

5.1.2 População

De acordo com dados censitários oficiais do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2010), a população viamonense era de 239.384 habitantes, sendo 224.943 residentes na zona urbana e outros 14.441 na área rural. Portanto, Viamão possui uma população majoritariamente urbanizada. No censo demográfico de 2000 a população do município era de 227.429 habitantes (IBGE, 2000), dessa forma a cidade apresentou um crescimento populacional na primeira década do século XXI. Porém, tal crescimento não foi evidenciado no censo demográfico de 2022. Conforme informações preliminares do censo de 2022, disponibilizado pelo IBGE, a população atual de Viamão é de 224.116 habitantes, apresentando assim um decréscimo de cerca de 6% em relação a 2010. A Tabela 6 apresenta os dados populacionais do município.

Tabela 6 - Dados populacionais do município por anos.

POPULAÇÃO DE VIAMÃO - 1950 À 2022									
ANO	1950	1960	1970	1980	1991	1996	2000	2010	2022
POPULAÇÃO	20.954	50.803	66.443	117.756	180.570	196.685	227.429	239.384	224.116
URBANA	2.220	9.850	11.431	106.408	167.536	182.994	211.612	215.930	-
RURAL	18.734	40.734	55.012	11.348	13.034	13.690	15.817	14.441	-
HOMENS	10.752	25.802	33.600	58.896	89.082	96.892	111.567	116.483	-
MULHERES	10.202	25.001	33.843	58.860	91.488	99.799	115.607	122.901	-

Fonte: Adaptado do IBGE.

Dados censitários do IBGE (2010) apontam que, em 2010, a população do distrito de Itapuã era de 5.309 habitantes. Ainda conforme os dados do IBGE, a maioria dos domicílios da região (98%) eram do tipo ‘Casa’. Apenas 2% eram de ‘Casa de vila ou condomínio’ e ‘Apartamento’. A população residente, ao contrário do município, apresentou pequena maioria masculina. Os dados censitários do IBGE (2022) estão sendo liberados aos poucos e apenas as primeiras informações foram divulgadas. Assim, não foi possível realizar análise aprofundada com os dados mais atualizados e por isso, foram utilizados os dados do censo de 2010 para a estimativa da população do local de estudo. A Figura 16 representa a população residente por setores do município, o distrito de Itapuã fica na região sudoeste de Viamão. Sua área urbana foi circulada na Figura 16.

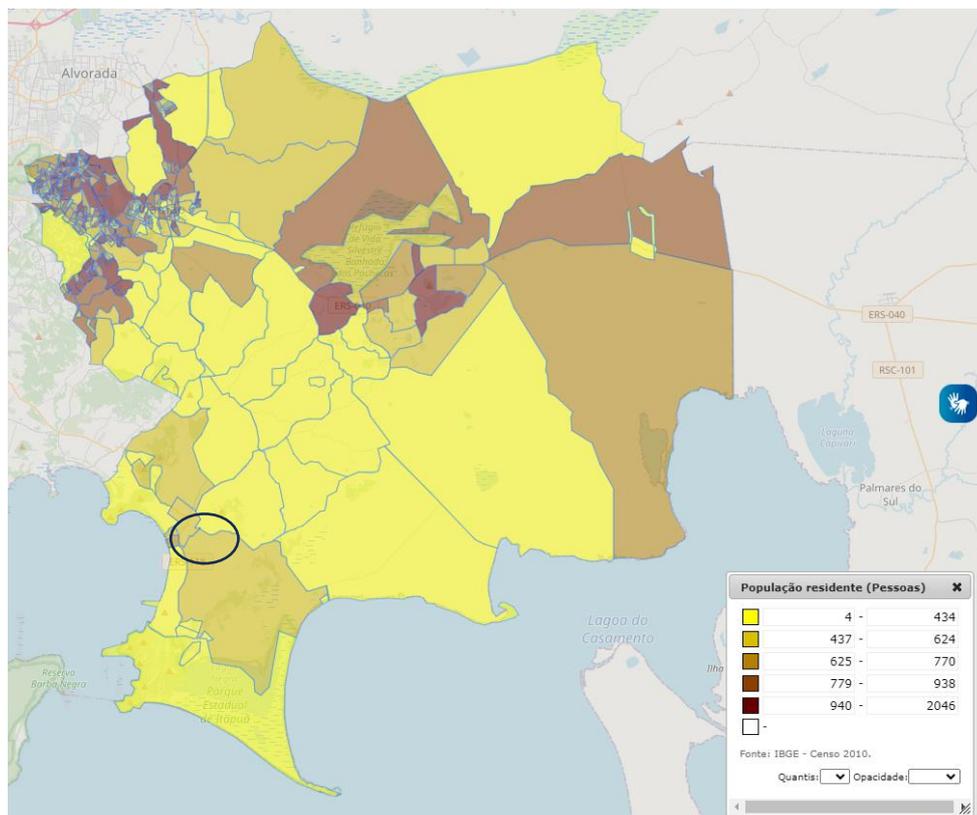


Figura 16 – Mapa da população residente em Viamão por setores censitários. O distrito de Itapuã corresponde à área circutada.

Fonte: IBGE 2010

5.1.3 Clima

A avaliação climática da localidade é importante, pois seus aspectos afetam as eficiências das metodologias de tratamento e possíveis condições de vazão. As classificações climáticas indicam as tipologias climáticas de várias regiões, determinadas pelas características dos parâmetros atmosféricos. Essas classificações são elementos essenciais para o planejamento urbano, rural, regional e ambiental, especialmente para atividades diretamente relacionadas à organização e produção do espaço, como agricultura, indústria e turismo. O sistema mais empregado atualmente em trabalhos científicos e livros didáticos é a classificação climática de Köppen-Geiger. Esta metodologia relaciona o clima com a vegetação natural da região, além de considerar fatores como precipitação e temperatura.

De acordo com Atlas Socioeconômico do Rio Grande do Sul (2022), o estado gaúcho possui clima Subtropical Úmido pela classificação Köppen-Geiger. A condição

climática do estado difere bastante em relação ao Brasil, principalmente pela influência das massas de ar oriundas da região Polar e das zonas Tropical Continental e Atlântica. As temperaturas variam sazonalmente, com verões quentes e invernos rigorosos, apresentando médias entre 15° e 18°C. As precipitações tendem a apresentar distribuição equilibrada ao longo de todo ano.

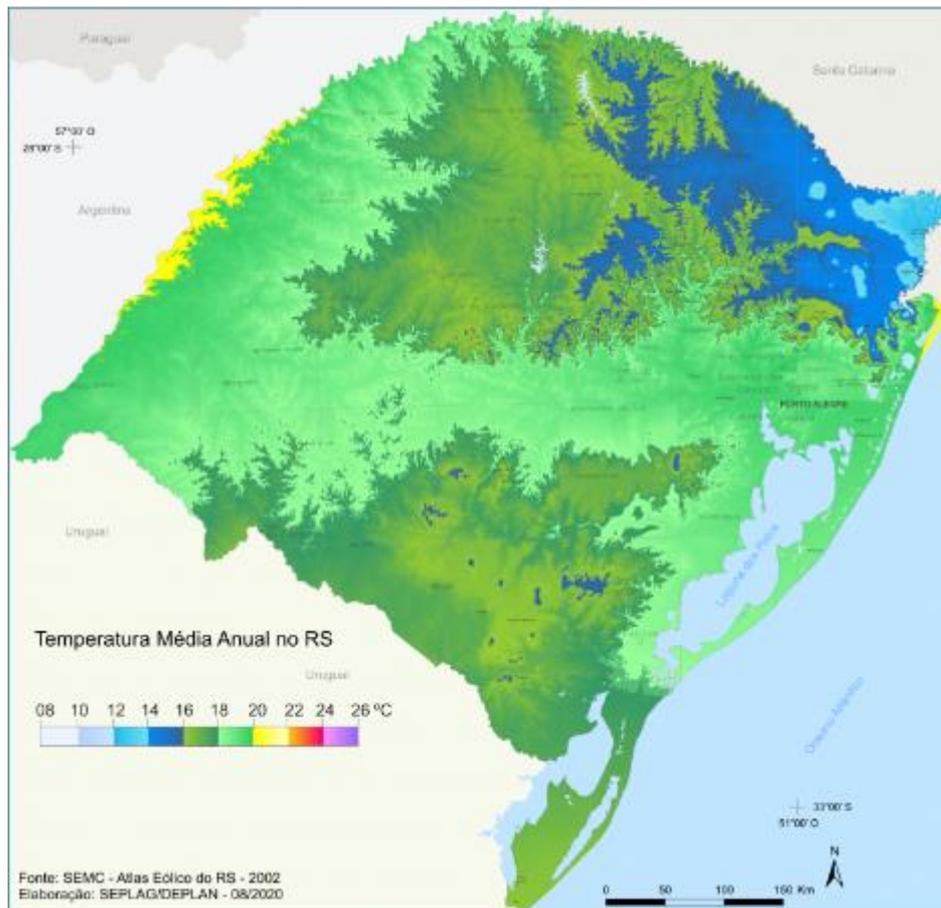


Figura 17 -Mapa de temperatura média anual do RS.

Fonte: Atlas Socioeconômico RS (2022).

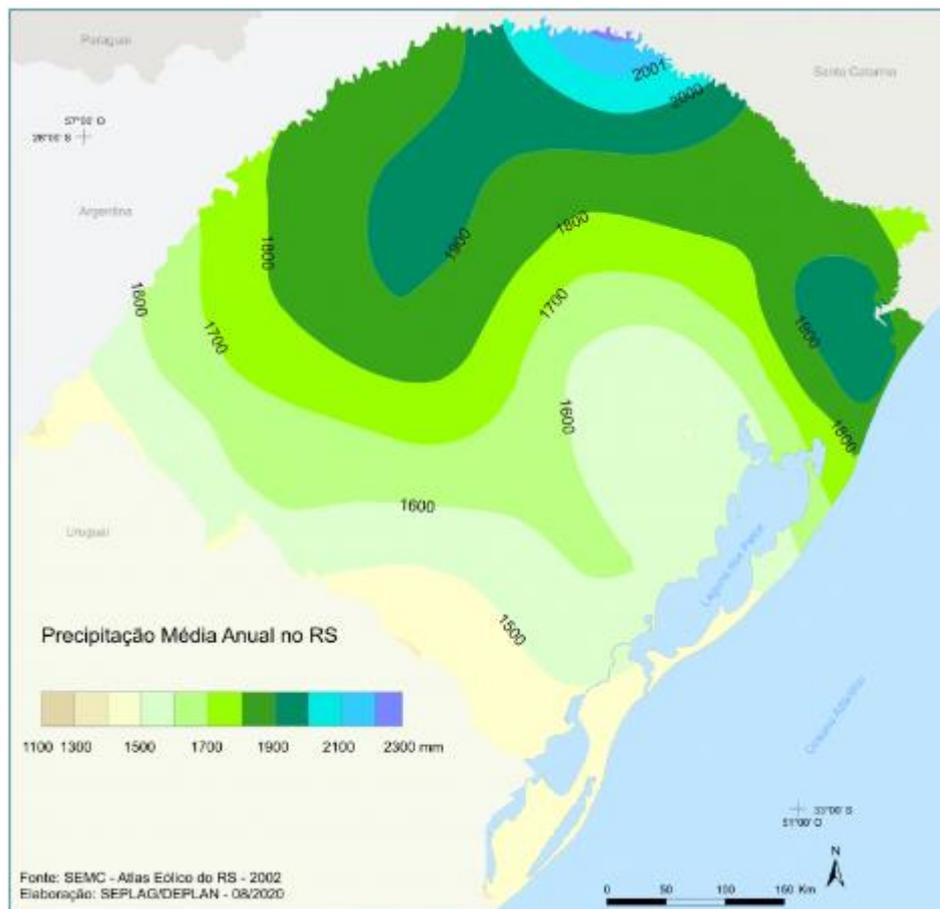


Figura 18 - Mapa da precipitação média anual do RS.

Fonte: Atlas Socioeconômico RS (2022).

Conforme o Figura 17 apresentado acima, o município de Viamão, localizado na região leste do Rio Grande do Sul, possui temperatura média anual entre 18° e 20°C. Quanto à precipitação, como indicado no Figura 18, a média anual varia entre 1600 a 1700 mm. Importante ressaltar também que a presença de corpos hídricos próximos, como ocorre no distrito de Itapuã, influencia na temperatura do ambiente, deixando-a mais amena.

5.1.4 Aspectos Hidrográficos

O Estado do Rio Grande do Sul é dividido em três regiões hidrográficas estabelecidas pela Lei Estadual n° 10.350/1994. O município de Viamão está localizado na divisão de duas dessas regiões: Região Hidrográfica da Bacia do Guaíba; e Região

Hidrográfica das Bacias Litorâneas. A Figura 19 ilustra as divisões hidrográficas rio-grandenses.

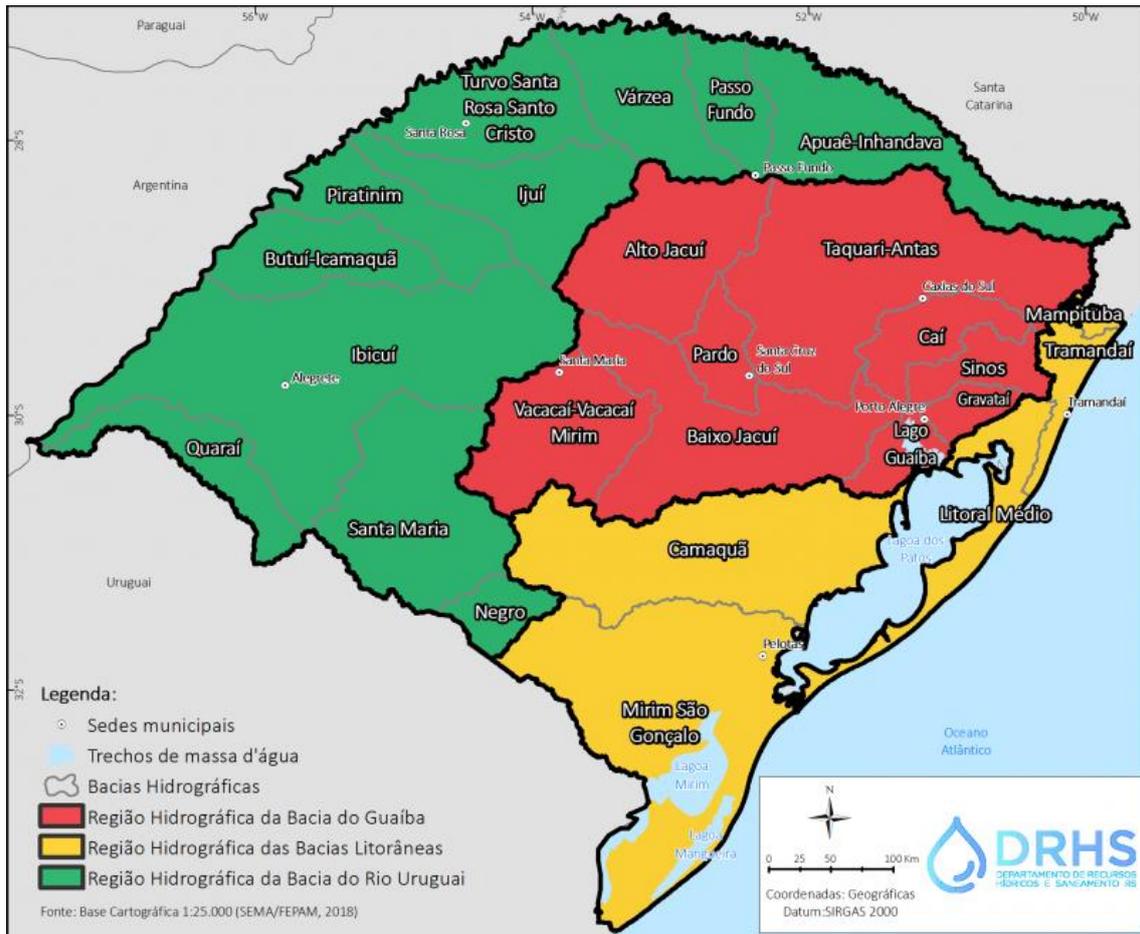


Figura 19 - Regiões hidrográficas do RS.

Fonte: SEMA RS (2018).

Além da divisão macro, o estado está setorizado em vinte e cinco bacias hidrográficas. Viamão está localizado parte na Bacia Hidrográfica do Rio Gravataí (G010), aproximadamente 39% da área do município; parte na Bacia Hidrográfica do Lago Guaíba (G080), cerca de 9%; e parte na Bacia Hidrográfica do Litoral Médio (L020), em torno de 52%. Entretanto, o distrito de Itapuã, que é o foco do estudo, apenas possui partes nas bacias do Lago Guaíba e do Litoral Médio, ilustradas nas Figura 20 e Figura 21 respectivamente.

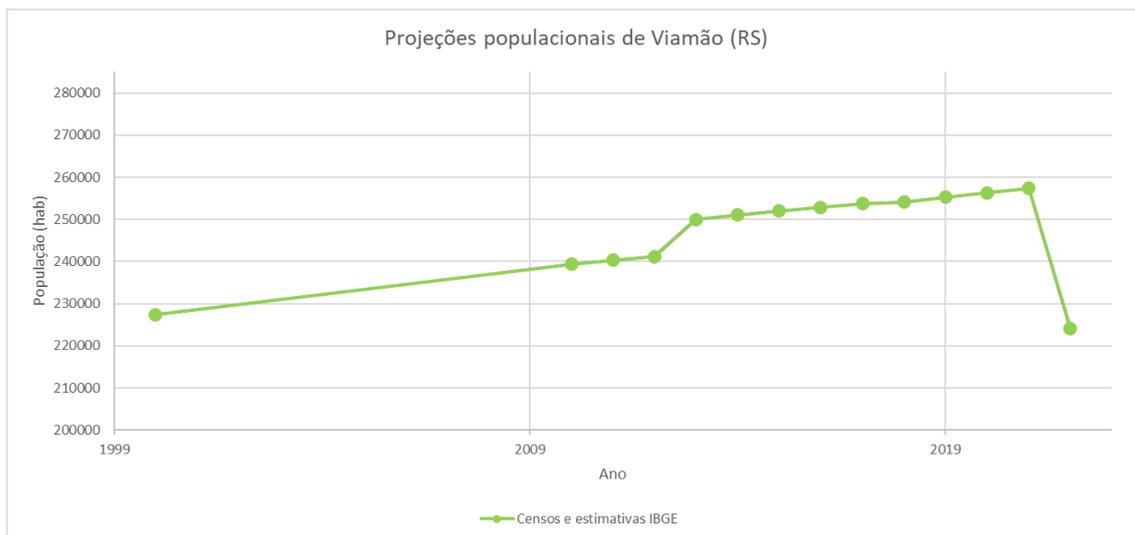


Figura 23 - Estimativas populacionais do IBGE para o município de Viamão (RS)

Fonte: Elaborado pelo autor.

Dessa forma, considerou-se uma estimativa menos conservadora de projeção linear com crescimento de 0,51% ao ano. Como os dados censitários de 2022 para os setores ainda não foram divulgados, realizou-se projeção para o distrito de Itapuã e sua área rural com base nos resultados do censo 2010, visto que as estimativas anuais do IBGE são apenas para cidades. Com isso, o distrito que possuía população de 5.309 habitantes, apresentou estimativa de 6.675 habitantes em 2055. E áreas rurais próximas do Parque Estadual de Itapuã que apresentavam uma população de 1.797 habitantes, de acordo com o Censo 2010 (IBGE, 2010), tiveram projeção de 2.259 habitantes. A Tabela 7 apresenta os dados do Censo de 2010 e valores calculados nas projeções.

Tabela 7 - Projeções populacionais para Itapuã.

	Período	2010	2022	2025	2035	2045	2055
População (hab)	Itapuã	5.309	5.643	5.730	6.029	6.344	6.675
	Área Urbana	3.512	3.733	3.791	3.988	4.197	4.416
	Área Rural	1797	1.910	1.939	2.041	2147	2.259

Fonte: Elaborado pelo autor.

5.3 DIMENSIONAMENTO REDES COLETORAS DE ESGOTO

Para a área urbana do distrito de Itapuã, a concessionária já possui projeto de redes coletoras de esgoto, como apresentado na Figura 25. A concepção da proposta dividiu a

área urbana em três bacias (Figura 24) considerando a topografia natural da localidade. O projeto foi desenvolvido no software *SanCAD*, e utilizou como critérios de dimensionamento: vazão mínima de 1,50 l/s; tensão trativa de 0,6 Pa, para tubos de PVC, e de 1,0 Pa para tubulações de concreto armado; coeficiente de rugosidade de 0,010; e lâmina d'água máxima de 75% do diâmetro da tubulação. Ao todo, foram projetados 11.442 metros de redes coletoras a serem executadas nas vias urbanas, totalizando 1.172 ligações intradomiciliares de esgoto. Também se definiu a necessidade de duas estações de bombeamento.

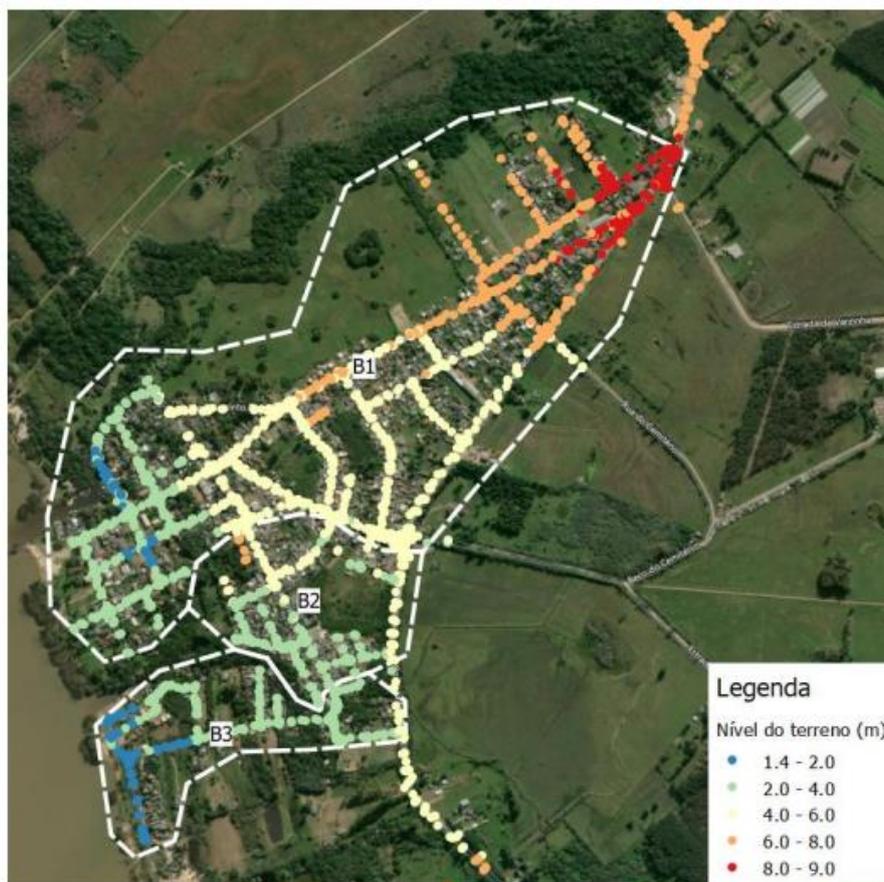


Figura 24 - Mapa temático do levantamento topográfico no distrito de Itapuã.

Fonte: Projeto Executivo TSA.

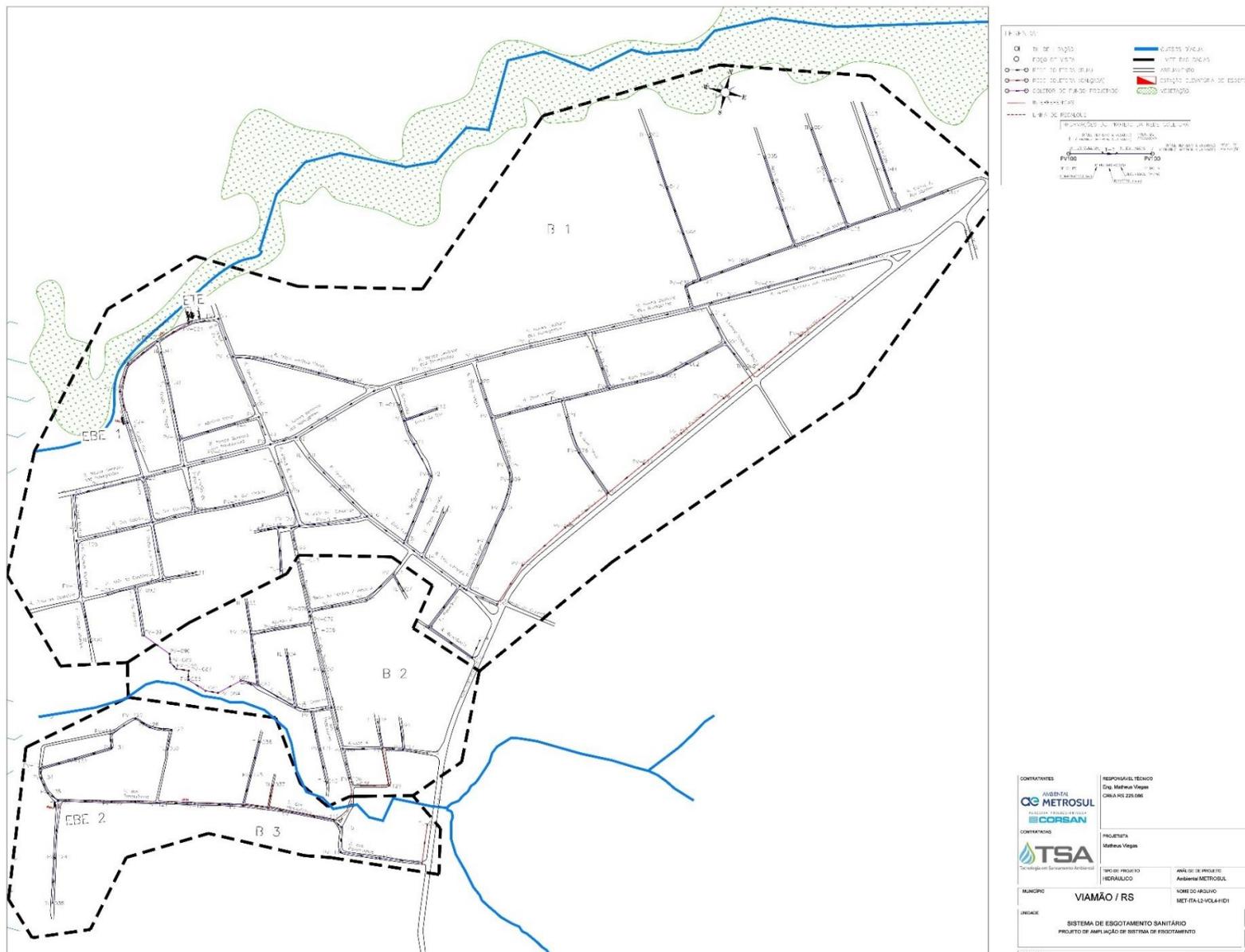


Figura 25 -Projeto de expansão do SES na zona urbana de Itapua.

A fim de avaliar a alternativa 1 do presente trabalho, foram elaboradas redes coletoras de esgoto para atender a área rural do distrito de Itapuã. O sistema proposto foi desenvolvido no software Google Earth Pro considerando perfis de elevação e áreas de maior adensamento populacional. Também foram utilizadas as vias de trânsito para elaboração do traçado das tubulações visando a conveniência nas execuções e o apelo ambiental da localidade, evitando impactos em áreas ainda intocadas. Buscou-se executar a maior quantidade possível de coletor por gravidade e o atendimento dos maiores consumidores de água da região. É importante ressaltar que o Google Earth Pro auxilia na elaboração e análise preliminar para o desenvolvimento de um traçado de rede coletora, porém não elimina a necessidade da topografia para execução do projeto.

Neste estudo, com os objetivos de avaliar custos operacionais e de implantação, assim como as contribuições de esgoto sanitário da comunidade e as infiltrações na rede, as informações fornecidas pelo software servem como base para as análises. A rede coletora estimada possui 13,67 Km de tubulações de 150 mm por gravidade e 7,2 Km de recalques. Ademais, foi averiguada a necessidade de instalação de 6 estações de bombeamento. A Figura 26 ilustra o sistema proposto.



Figura 26 - Sistema de redes coletoras proposto para área rural.

Fonte: Imagem gerada pelo autor através do Google Earth Pro em 24/08/2023.

5.4 DIMENSIONAMENTO ETE

5.4.1 Vazões de Projeto

As vazões de projeto desempenham um papel central na determinação da viabilidade e eficácia de sistemas hídricos, e neste contexto, foi avaliado como essas vazões se aplicam a cada uma das alternativas propostas no trabalho.

Alternativa 1

A **alternativa 1** considerada envolve a interligação do sistema de redes coletoras proposto para a área rural com o SES projetado para a área urbana pela Ambiental Metrosul. Assim, será necessário considerar a vazão de esgoto sanitário para todo distrito de Itapuã e as infiltrações em ambas as redes coletoras para determinação das vazões Média ($Q_{méd}$), máxima horária de projeto ($Q_{pmáx}$), Mínima horário de projeto ($Q_{pmín}$), Média de projeto e de Infiltração (Q_i).

Conforme o Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS, 2021), o consumo per capita ($Q_{per\ capita}$) de água no município de Viamão é de $99,82 \frac{L}{hab\ x\ dia}$. Considerando, um coeficiente de retorno (C) de 80% (NBR 9649, 1986; CORSAN, 2016) e um índice de atendimento (I_{at}) de 90% para a população (P_{tot}) ao final do projeto (2055), foi possível calcular a vazão média diária ($Q_{méd}$) de esgoto gerado no distrito de Itapuã, utilizando a Equação 3:

Equação 3

$$Q_{méd} = Q_{per\ capita} \times C \times P_{tot} \times I_{at} = 99,82 \frac{L}{hab\ x\ dia} \times 0,8 \times 6675\ hab \times 0,9$$

$$Q_{méd} = 479.735 \frac{L}{dia}$$

Para o cálculo da vazão de infiltração (Q_i) mediu-se a extensão (L) das redes coletoras apresentadas. O projeto da área urbana apresentou 11,44 Km de extensão, enquanto a estimativa da área rural ficou em 20,88 Km. Ainda, com base na NBR 9649 e no “Anexo E: Diretrizes Técnicas” do Manual de Procedimento para Projeto e Execução de Parcelamento de Solo da CORSAN (2016), a taxa de infiltração considerada de 0,5

$\frac{L}{s \times Km}$. Com estes dados, calculou-se a vazão de infiltração (T_{xi}) nas redes com a Equação 4:

- **Rede coletora Área Urbana**

Equação 4

$$Q_i = L \times T_{xi} \times 86.400 = 11,44 \text{ Km} \times 0,5 \frac{L}{s \times Km} \times 8.6400 = 494.298 \frac{L}{dia}$$

- **Rede Coletora Área Rural**

$$Q_i = L \times T_{xi} \times 86.400 = 20,88 \text{ Km} \times 0,5 \frac{L}{s \times Km} \times 8.6400 = 901.822 \frac{L}{dia}$$

Assim, com a Equação 5 calculou-se a vazão média de projeto ($Q_{pméd}$):

Equação 5

$$Q_{pméd} = Q_{méd} + Q_i = 479.735 \frac{L}{dia} + 494.298 \frac{L}{dia} + 901.822 \frac{L}{dia}$$

$$Q_{pméd} = 1.875.855 \frac{L}{dia}$$

Para estimativa das vazões máxima ($Q_{pmáx}$) e mínima ($Q_{pmín}$) de projeto foram utilizadas as Equação 6 e Equação 7 respectivamente. Foram adotados os coeficientes $K1=1,2$, $K2=1,5$ e $K3=0,5$ de acordo com o Anexo E do Manual de Procedimento para Projeto e Execução de Parcelamento de Solo da Corsan (2016):

Equação 6

$$Q_{pmáx} = (Q_{méd} \times K1 \times K2) + Q_i$$

$$= \left(479.735 \frac{L}{dia} \times 1,2 \times 1,5 \right) + 494.298 \frac{L}{dia} + 901.822 \frac{L}{dia}$$

$$Q_{pmáx} = 2.259.643 \frac{L}{dia}$$

$$Q_{p\text{mín}} = Q_{p\text{méd}} \times K3 = 1.875.855 \frac{L}{\text{dia}} \times 0,5$$

$$Q_{p\text{mín}} = 937.927 \frac{L}{\text{dia}}$$

Alternativa 2

Na **alternativa 2**, os passos para cálculo das vazões de projeto foram repetidos, considerando o atendimento do esgotamento sanitário por redes coletoras apenas para a área urbana. Na área rural, estimou-se o volume de contribuição de LFTS supondo-se atendimento de caminhão limpa fossa.

A $Q_{méd}$ foi calculada considerando os mesmos valores de $Q_{per\ capita}$, índice de atendimento (I_{at}) e coeficiente de retorno (C) da alternativa 1. A população estimada da área urbana foi de 4.416 em 2055. Dessa forma, com a Equação 1 calculou-se a $Q_{méd}$ da alternativa 2:

$$Q_{méd} = Q_{per\ capita} \times C \times P_{tot} \times I_{at} = 99,8 \frac{L}{\text{hab} \times \text{dia}} \times 0,8 \times 4.416 \text{ hab} \times 0,9$$

$$Q_{méd} = 317.380 \frac{L}{\text{dia}}$$

Como apresentado anteriormente, a vazão de infiltração (Q_i) da rede coletora na área urbana calculada é 494.298 L/dia. Assim, continuou-se para a projeção da vazão de projeto considerando os mesmos valores da alternativa 1 para os coeficientes.

$$Q_{p\text{méd}} = Q_{méd} + Q_i = 317.380 \frac{L}{\text{dia}} + 494.298 \frac{L}{\text{dia}}$$

$$Q_{p\text{méd}} = 811.678 \frac{L}{\text{dia}}$$

Equação 9

$$Q_{pm\acute{a}x} = (Q_{m\acute{e}d} \times K1 \times K2) + Q_i = \left(317.380 \frac{L}{dia} \times 1,2 \times 1,5 \right) + 494.298 \frac{L}{dia}$$

$$Q_{pm\acute{a}x} = 1.065.582 \frac{L}{dia}$$

Equação 10

$$Q_{pm\acute{i}n} = Q_{pm\acute{e}d} \times K3 = 811.678 \frac{L}{dia} \times 0,5$$

$$Q_{pm\acute{i}n} = 405.839 \frac{L}{dia}$$

- **LFTS**

A determinação do volume de LFTS guiou-se por critérios e parâmetros (Anexo A) da NBR 7229 (1993) e por características municipais. O planejamento concebido foi da realização de limpezas periódicas com caminhão auto fossa em imóveis pré-determinados da região. Foi utilizada a Equação 11 para estimativa do volume útil total de cada tanque séptico. Projetou-se uma coleta a cada dois anos por fossa séptica instalada, conforme sugerido pela FUNASA (2014).

Equação 11

$$V_1 = 1000 + N \times (C \times T + K \times L_f)$$

$$V_{ts} = 1000 + 2,88 \frac{hab}{moradia} \times \left(130 \frac{L}{hab} \times 1 dia + 105 \times 1 \frac{L}{hab \times dia} \right)$$

$$V_1 = 1677,84 L = 1,678 m^3$$

Onde:

V_{ts} = volume útil, em litros, por unidade de TS;

N = número de pessoas de contribuição estimado com números do CENSO 2010;

C = contribuição de despejo (Tabelada NBR 7229 – Anexo A);

T = período de detenção, em dias (Tabelado NBR 7229 – Anexo A);

K = taxa de acumulação de lodo digerido em dias (Tabelado NBR 7229 – Anexo A);

L_f = contribuição de lodo fresco (Tabelado NBR 7229 – Anexo A).

O volume total de contribuição dos LFTS de todos os tanques/fossas sépticas da região para cada dois anos foi calculado com base na Equação 12. Considerando-se a totalidade das moradias da área rural e 10% das moradias da área urbana, representativos de casos que têm dificuldade para se conectar ao SES, como as soleiras negativas. A quantidade de moradias em cada área foi estimada com base nos dados censitários setoriais do Censo 2010 (IBGE, 2010) e projetada considerando a mesma taxa de crescimento populacional. Também foi considerada a remoção de 90% de lodo das unidades, tendo em vista que aproximadamente 10% do volume de lodo deve ser mantido para continuidade do efetivo do tratamento da unidade (ABNT, 1993).

Equação 12

$$V_{total} = V_{ts} \times N \times S = 1,678 \text{ m}^3 \times 1022 \text{ moradias} \times 0,9$$
$$V_{total} = 1543 \text{ m}^3$$

Onde:

N = número de moradias da área rural;

S = percentual de lodo retirado por unidade de TS.

Nesta alternativa, propõe-se que a concessionária passe a gerir o tratamento de LFTS. Portanto, será necessário a limpeza das unidades de fossas sépticas com periodicidade definida. Optou-se pelo período de dois anos entre a limpeza das unidades como recomendado pela FUNASA (2014). Assim, estimou-se a periodicidade de coleta de um caminhão limpa fossa com capacidade de 15 m³, a partir da Equação 13.

Equação 13

$$P = \frac{V_{cam} \times t}{V_{total}} = \frac{15 \text{ m}^3 \times 730 \text{ dias}}{1543 \text{ m}^3} = 7,1 \text{ dias}$$

Onde:

P = periodicidade de coleta do caminhão tanque;

V_{cam} = volume total de coleta do caminhão de limpeza;

t = intervalo de dois adotado para a coleta de cada unidade de TS.

Neste caso, optou-se por ajustar a periodicidade de coleta para 7 dias, tornando o procedimento de coleta mais viável logisticamente. Entende-se que a cada 7 dias, o caminhão realizará uma coleta em imóveis pré-determinados, retornando ao mesmo imóvel a cada dois anos.

Por último, calculou-se a vazão de entrada diária do LFTS (Q_{LFTS}) para tratamento através da Equação 14. O lodo recolhido será armazenado em tanque pulmão e bombeado aos poucos para o sistema de tratamento.

Equação 14

$$Q_{LFTS} = \frac{V_{cam}}{P} = \frac{15 \text{ m}^3}{7 \text{ dias}} = 2,14 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}$$

Resultado

A vazão diária de LFTS coletada foi somada com as vazões de projeto da alternativa 2 para se obter as vazões totais. A Tabela 8 apresenta as vazões de projeto calculadas para ambas as alternativas.

Tabela 8 - Vazões de projeto calculadas para ambas as alternativas.

Vazões de projeto				
Alternativa 1				
Unidade	L/dia	L/s	m³/dia	m³/s
Qpmín	937927	10,86	938	0,011
Qpméd	1875855	21,71	1876	0,022
Qpmáx	2259643	26,15	2260	0,026
Alternativa 2				
Unidade	L/dia	L/s	m³/dia	m³/s
Qpmín	407982	4,72	408	0,0047
Qpméd	813821	9,42	814	0,0094
Qpmáx	1067725	12,36	1068	0,0124

Fonte: Elaborado pelo autor.

As concentrações do efluente de entrada também foram previstas (Tabela 9) e calculadas com base na Equação 15. Utilizou-se as características de efluente médio de Metcalf & Eddy (2004) e caracterização de LFTS de Meneses et al (2001), apresentados no referencial teórico.

Equação 15

$$C_0 = \frac{(C_{\text{esgoto}} \times Q_{\text{esgoto}}) + (C_{\text{LFTS}} \times Q_{\text{LFTS}})}{Q_{\text{esgoto}} + Q_{\text{LFTS}}}$$

Onde:

C_{esgoto} : concentração do parâmetro físico e químico no esgoto doméstico (mg/L);

Q_{esgoto} : vazão de esgoto calculada (m^3/d);

C_{LFTS} : concentração do parâmetro físico e químico no lodo de fossa/tanque séptico (mg/L);

Q_{LFTS} : vazão de lodo de fossa/tanque séptico calculada (m^3/d).

Tabela 9 - Concentrações de parâmetros físicos e químicos de entrada dos efluentes das alternativas.

Valores de concentrações			
Parâmetro	Unidade	Alternativa 1	Alternativa 2
DBO	mg/L	190	201,79
DQO	mg/L	430	463,96
NTK	mg/L	40	40,42
Nitrogênio Amoniacal	mg/L	25	25,34
Fósforo Total	mg/L	7	7,06
Sólidos em suspensão	mg/L	210	246,14

Fonte: Elaborado pelo autor.

5.4.2 Dimensionamento sistema de tratamento

5.4.2.1 Tratamento Preliminar

Calha Parshall

Para atender às vazões de projeto calculadas, a Calha Parshall recomendada é a de garganta $W = 3''$. As dimensões padronizadas são apresentadas no Anexo B deste trabalho.

Considerando a altura de lâmina líquida a 2/3 da seção convergente, foi utilizada a Equação 16 para determinar a altura mínima (H_{mín}) e a altura máxima (H_{máx}) antes do rebaixo.

Equação 16

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

Onde:

H = altura antes do rebaixo;

Q = vazão de entrada.;

γ = coeficiente definido conforme o valor de W (Anexo B)

n = coeficiente definido conforme o valor de W (Anexo B)

Alternativa 1

$$Q1_{mín} > 10,86 \text{ L/s}, H1_{mín} = 0,165 \text{ m}$$

$$Q1_{méd} > 21,71 \text{ L/s}, H1_{méd} = 0,259 \text{ m}$$

$$Q1_{máx} > 26,15 \text{ L/s}, H1_{máx} = 0,292 \text{ m}$$

Alternativa 2

$$Q2_{mín} > 4,72 \text{ L/s}, H2_{mín} = 0,096 \text{ m}$$

$$Q2_{méd} > 9,42 \text{ L/s}, H2_{méd} = 0,151 \text{ m}$$

$$Q2_{máx} > 12,36 \text{ L/s}, H2_{máx} = 0,180 \text{ m}$$

Após, calculou-se o rebaixo (Z) do medidor Parshall em relação à soleira do vertedor da caixa de areia através da Equação 17.

Equação 17

$$\frac{Q_{mín}}{Q_{máx}} = \frac{H_{mín} - Z}{H_{máx} - Z}$$

Alternativa 1

$$Z1 = 0,0755 \text{ m} = 7,55 \text{ cm}$$

Alternativa 2

$$Z2 = 0,0450 \text{ m} = 4,50 \text{ cm}$$

Com a altura do rebaixo (Z) calculada, determinou-se a altura da lâmina d'água antes do rebaixo (h) com a Equação 18 para as diferentes alturas da lâmina líquida a 2/3 da seção convergente (H).

Equação 18

$$h = H - z$$

Alternativa 1

$$h1_{\min} = 0,0897 \text{ m} = 8,97 \text{ cm}$$

$$h1_{\text{méd}} = 0,1831 \text{ m} = 18,31 \text{ cm}$$

$$h1_{\max} = 0,2161 \text{ m} = 21,61 \text{ cm}$$

Alternativa 2

$$h1_{\min} = 0,0514 \text{ m} = 5,14 \text{ cm}$$

$$h1_{\text{méd}} = 0,1057 \text{ m} = 10,57 \text{ cm}$$

$$h1_{\max} = 0,1346 \text{ m} = 13,46 \text{ cm}$$

Gradeamento

Para o gradeamento, foi escolhida a grade do tipo fina e limpeza manual, visto que conforme a NBR 12208, a limpeza mecanizada é recomendada para ETE com vazão final igual ou superior a 250 L/s. Também se espera que não haja tantos sólidos grosseiros no esgoto. A grade escolhida apresenta seção 15/16" x 1 1/2" (7,9 mm x 38,1 mm) e foi determinado espaçamento (a) de 20 mm entre as barras. A inclinação adotada será de 45° conforme a norma técnica. A espessura (t) considerada foi de 7,9 mm.

Com a Equação 19, calculou-se a eficiência (E) do gradeamento.

Equação 19

$$E = \frac{a}{a + t}$$

$$E = \frac{20 \text{ mm}}{20 \text{ mm} + 7,9 \text{ mm}} = 0,72$$

Após, com a Equação 20 e a Equação 21 estimou-se a Área útil (Au) e a Área de Seção do Canal (At), respectivamente. Adotou-se uma velocidade de passagem pela grade de $v = 0,60 \text{ m/s}$, conforme recomendação de Jordão e Pessôa (2011).

Equação 20

$$Au = \frac{Q_{\max}}{v}$$

Alternativa 1

$$Q1_{\max} = 0,02615 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Au1 = 0,04359 \text{ m}^2 = 435,9 \text{ cm}^2$$

Alternativa 2

$$Q2_{\max} = 0,01236 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Au2 = 0,0206 \text{ m}^2 = 206 \text{ cm}^2$$

Equação 21

$$At = \frac{Au}{E}$$

Alternativa 1

$$A_{t1} = \frac{0,04359 \text{ m}^2}{0,72}$$

$$A_{t1} = 0,060806 \text{ m}^2 = 608,1 \text{ cm}^2$$

Alternativa 2

$$A_{t2} = \frac{0,0206 \text{ m}^2}{0,72}$$

$$A_{t2} = 0,02873 = 287,3 \text{ cm}^2$$

A largura (b) do canal da grade foi estimada com a Equação 22, foi utilizada a $h_{m\acute{a}x}$ calculada na Calha Parshall.

Equação 22

$$b = \frac{A_t}{h_{m\acute{a}x}}$$

Alternativa 1

$$h_{1m\acute{a}x} = 0,2161 \text{ m}$$

$$b_1 = 0,2813 \text{ m} = 28,13 \text{ cm}$$

Alternativa 2

$$h_{2m\acute{a}x} = 0,1346 \text{ m}$$

$$b_2 = 0,2135 \text{ m} = 21,35 \text{ cm}$$

Assim, conforme Tabela 10 abaixo, foi feita verificação das velocidades (V).

Tabela 10 - Verificação velocidade gradeamento.

Verificação velocidade						
Alternativa 1	Q (m ³ /s)	h(m)	At = b * h (m ²)	Au = At * E (m ²)	V = Q/Au (m/s)	Verificação
Qmin	0,0109	0,090	0,0252	0,0181	0,6	OK
Qmed	0,2171	0,183	0,0515	0,0369	0,59	OK
Qmax	0,2614	0,216	0,0608	0,0436	0,6	OK
Alternativa 2						
Qmin	0,0047	0,051	0,0110	0,0079	0,6	OK
Qmed	0,0094	0,106	0,0226	0,0162	0,58	OK
Qmax	0,0124	0,135	0,0287	0,0206	0,6	OK

Fonte: Elaborado pelo autor.

Verificadas as velocidades, continuou-se para o cálculo da perda de carga (hf), considerando obstruo máxima de 50% da grade. Como há uma diminuio de duas vezes da área do gradeamento, a velocidade com obstruo de 50% ($V = 1,20 \text{ m/s}$)  o dobro da velocidade ($V_0 = 0,60 \text{ m/s}$) utilizada para estimativas iniciais.

A velocidade (v)  montante da grade foi calculada com a seguinte Equao 23:

Equao 23

$$v = E \times V_0 = 0,72 \times 0,60 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v = 0,43 \frac{m}{s}$$

Dessa forma, a perda de carga (hf) foi calculada com a Equação 24, onde g é igual a aceleração da gravidade em $\frac{m}{s^2}$:

Equação 24

$$hf = 1,43 \times (V^2 - v^2) \times 2 \times g = 1,43 \times (1,2^2 - 0,43^2) \times 2 \times 9,98$$

$$hf = 8,99 \text{ cm}$$

Porém, a NBR 12209/2011 determina que a perda mínima da limpeza manual deve ser de 0,15 metros. Assim, este valor será adotado para a continuação dos cálculos.

Com a perda de carga definida, utilizou-se a Equação 25 para determinar o comprimento da grade (h_v). Considerou-se o diâmetro de 150 mm para a tubulação de chegada. Foi somado valor de 0,10 metros para prevenção.

Equação 25

$$h_v = h_{m\acute{a}x} + hf + D + 0,10 \text{ (m)}$$

Alternativa 1

$$h_{v1} = 0,2161 \text{ m} + 0,15 \text{ m} + 0,15 \text{ m} + 0,10 \text{ m}$$

$$h_{v1} = 0,6161 \text{ m} = 61,61 \text{ cm}$$

Alternativa 2

$$h_{v2} = 0,1346 \text{ m} + 0,15 \text{ m} + 0,15 \text{ m} + 0,10 \text{ m}$$

$$h_{v2} = 0,5346 \text{ m} = 53,46 \text{ cm}$$

Com isso, foi possível calcular o comprimento (X) da barra com a Equação 26, onde α é o ângulo de inclinação da barra:

Equação 26

$$X = \frac{h_v}{\text{sen } \alpha}$$

Alternativa 1

$$X = \frac{0,6161}{\text{sen } 45}$$

$$X = 0,8713 \text{ m} = 87,13 \text{ cm}$$

Alternativa 2

$$X = \frac{0,5346}{\text{sen } 45}$$

$$X = 0,7560 \text{ m} = 75,60 \text{ cm}$$

Por último, foi definida a quantidade de barras (n) necessária com a Equação 27:

$$n = \frac{b}{(t + a)}$$

Alternativa 1

$$n = \frac{281,33 \text{ mm}}{(7,9 \text{ mm} + 20 \text{ mm})}$$

$$n = 10,08 \text{ barras}$$

Alternativa 2

$$n = \frac{213,46 \text{ mm}}{(7,9 \text{ mm} + 20 \text{ mm})}$$

$$n = 7,65 \text{ barras}$$

Logo, serão necessárias 10 barras para a alternativa 1 e 7 barras para a alternativa 2 no gradeamento.

Desarenador

Assim como para o gradeamento, o desarenador deve possuir limpeza mecanizada quando a vazão de dimensionamento for igual ou superior a 250 L/s conforme NBR 12209/2011. Dessa forma, foram feitos cálculos considerando a limpeza manual dessa unidade. Vale ressaltar, que serão apresentados cálculos para uma unidade de desarenador, porém deve se prever a construção de duas estruturas idênticas em paralelo, possibilitando limpeza alternada entre os canais do desarenador e evitando paradas totais da ETE.

Primeiro passo do dimensionamento, foi o cálculo da largura (b) do desarenador através da Equação 28. Foi considerada uma velocidade (V) de 0,3 m/s mantida nos canais. Esta velocidade deve se manter na faixa de 0,15-0,40 m/s, pois velocidades baixas permitem a deposição de matéria orgânica e velocidades acima permitem a passagem de areia.

$$b = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{h_{m\acute{a}x} \times V}$$

Alternativa 1

$$b_1 = \frac{0,0262 \frac{m^3}{s}}{0,2161 m \times 0,3 \frac{m}{s}}$$

$$b_1 = 0,4033 m = 40,33 cm$$

Alternativa 2

$$b_2 = \frac{0,01236 \frac{m^3}{s}}{0,1346 m \times 0,3 \frac{m}{s}}$$

$$b_2 = 0,3060 m = 30,60$$

Após, conforme a NBR 12.209 (ABNT, 2011) que menciona a necessidade de se observar as velocidades de escoamento na seção transversal do desarenador, foram calculadas as velocidades de acordo com a Tabela 11. O mínimo estabelecido para que não haja precipitação de matéria orgânica é de 0,24 m/s, pode-se observar que todas velocidade calculadas ficaram acima deste parâmetro.

Tabela 11 - Verificação de velocidade para a seção transversal do o desarenador.

Verificação velocidade					
Alternativa 1	Q (m ³ /s)	H(m)	At = H * b (m ²)	V = Q/A (m/s)	Verificação
Qmin	0,0109	0,090	0,0362	0,30	OK
Qmed	0,0217	0,183	0,0738	0,29	OK
Qmax	0,0262	0,216	0,0872	0,30	OK
Alternativa 2					
Qmin	0,0047	0,051	0,0157	0,30	OK
Qmed	0,0094	0,106	0,0323	0,29	OK
Qmax	0,0124	0,135	0,0412	0,30	OK

Fonte: Elabora do pelo autor.

Prosseguindo com as determinações das medidas do desarenador, utilizou-se a Equação 28 para dimensionamento do comprimento (L):

Equação 29

$$L = 22,5 \times h_{m\acute{a}x}$$

Alternativa 1

$$L_1 = 22,5 \times 0,2161 m$$

$$L_1 = 4,86 m$$

Alternativa 2

$$L_2 = 22,5 \times 0,1346 m$$

$$L_2 = 3,03 m$$

A relação entre L/b deve ser superior a 4, dessa forma realizou-se a verificação:

Alternativa 1

$$\frac{L_1}{b_1} = \frac{4,86 \text{ m}}{0,4033 \text{ m}}$$

$$\frac{L_1}{b_1} = 12,1 > \text{OK}$$

Alternativa 2

$$\frac{L_2}{b_2} = \frac{3,03 \text{ m}}{0,3060 \text{ m}}$$

$$\frac{L_2}{b_2} = 9,9 > \text{OK}$$

Assim, seguiu-se para a verificação do escoamento superficial (I) que deve se manter entre 600 e 1300 $\frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \times \text{dia}}$ através da Equação 30:

Equação 30

$$I = \frac{Q_{\text{méd}}}{L \times b}$$

Alternativa 1

$$I_1 = \frac{1875 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}}{4,86 \text{ m} \times 0,4033 \text{ m}}$$

$$I_1 = 956 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \times \text{dia}}$$

Alternativa 2

$$I_2 = \frac{813 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}}{3,03 \text{ m} \times 0,3060 \text{ m}}$$

$$I_2 = 878 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \times \text{dia}}$$

Para calcular o rebaixo do fundo da caixa de areia (H_{arm}), foi necessário primeiro estimar o volume para 14 dias de armazenamento de areia ($V_{14\text{dias}}$) através da Equação 31:

Equação 31

$$V_{14\text{dias}} = \frac{Q_{\text{méd}} \times 14 \text{ dias} \times 0,041 \frac{L \times \text{min}}{\text{m}^3}}{1000 L}$$

Alternativa 1

$$V1_{14\text{dias}} = \frac{1875 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}} \times 14 \times 0,041}{1000 L}$$

$$V1_{14\text{dias}} = 1,08 \text{ m}^3$$

Alternativa 2

$$V2_{14\text{dias}} = \frac{813 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}} \times 14 \times 0,041}{1000}$$

$$V2_{14\text{dias}} = 0,47 \text{ m}^3$$

Por último, estimou-se a o rebaixo de fundo pela Equação 31:

$$H_{\text{arm}} = \frac{V_{14\text{dias}}}{L \times b}$$

Alternativa 1

$$H1_{arm} = \frac{1,08}{4,86 \text{ m} \times 0,4033 \text{ m}}$$

$$H1_{arm} = 0,5489 \text{ m} = 54,89 \text{ cm}$$

Alternativa 2

$$H2_{arm} = \frac{0,47}{3,03 \text{ m} \times 0,3060 \text{ m}}$$

$$H2_{arm} = 0,5040 \text{ m} = 50,40 \text{ cm}$$

Como o volume real (V_{real}) é calculado através da multiplicação do comprimento (L), da largura (b) e do rebaixo do fundo (H_{arm}). Neste caso, o volume real é igual ao volume para 14 dias de armazenamento de areia (V_{14dias}).

5.4.2.2 Lagoa de Estabilização

O dimensionamento da lagoa facultativa depende das características do efluente líquido de entrada na ETE. Conforme, Von Sperling (2009) a área superficial (AS) necessária para a lagoa é calculada pela taxa de aplicação superficial (L_s) da carga de DBO através da Equação 32. Ainda de acordo com Von Sperling (2009), em regiões com invernos e insolação moderados, a taxa de aplicação superficial varia entre 120 a 240 $\frac{kgDBO}{ha \times dia}$. Neste trabalho, será considerado o valor mais conservador. As cargas de DBO afluente foram calculadas a partir do somatório da mistura de vazões de projeto, conforme já mostrado nas Tabelas 8 e 9.

Equação 32

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

Alternativa 1

$$AS_1 = \frac{178 \frac{kgDBO}{dia}}{120 \frac{kgDBO}{ha \times dia}}$$

$$AS_1 = 1,48 \text{ ha} = 14851 \text{ m}^2$$

Alternativa 2

$$AS_2 = \frac{82 \frac{kgDBO}{dia}}{120 \frac{kgDBO}{ha \times dia}}$$

$$AS_2 = 0,69 \text{ ha} = 6860 \text{ m}^2$$

É recomendado que a relação de comprimento por largura (L/B) da lagoa facultativa seja de 2 a 4. Assim, considerando a área superficial calculada, optou-se pela instalação de duas lagoas de 60 metros por 124 metros para a alternativa 1 e duas lagoas de 40 metros por 86 metros para a segunda alternativa.

Além da dimensão física, foi calculado o tempo de detenção (t) através da Equação 33, onde V é o volume da lagoa e Q é a vazão diária de entrada de efluentes. Para estimativa de volume considerou-se a área superficial calculada e uma altura de 2 metros.

Equação 33

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

Alternativa 1

$$t = \frac{(2 \text{ m} \times 14851 \text{ m})}{1876 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}}$$

t = 15,83 dias

Alternativa 2

$$t = \frac{(2 \text{ m} \times 6860 \text{ m})}{814 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}}$$

t = 16,86 dias

A Tabela 12 apresenta as estimativas de eficiência para lagoas facultativas sugeridas por Von Sperling (2009). Com base nestes valores, estimou-se a eficiência do processo de lagoas considerando as características de efluente de média concentração apresentadas na referência bibliográfica.

Tabela 12 - Estimativa de eficiência da lagoa facultativa.

Eficiência do tratamento	
Remoção de DBO	80%
Remoção de SST	75%
Remoção DQO	80%
Remoção Coliformes	90-99%

Fonte: Adaptado de Von Sperling, 2009

A Tabela 13 apresenta as características de saída da lagoa facultativa.

Tabela 13 - Características do efluente de saída da lagoa projetada.

Características Efluente Lagoa Facultativa				
	Alternativa 1		Alternativa 2	
	Entrada	Saída	Entrada	Saída
SST (mg/L)	210	53	238,31	62
DBO (mg/L)	190	38	199,23	40
DQO (mg/L)	430	86	456,6	93

Fonte: Autor.

5.5 ESCOLHA ÁREA DE IMPLANTAÇÃO

Após o dimensionamento do sistema de tratamento, observou-se que a área disponível na localização designada para a construção da ETE, conforme proposto no projeto da Ambiental Metrosul, não era adequada para a instalação do tratamento proposto. Considerando apenas a lagoa facultativa da **alternativa 2** seriam necessários 6.860 m², enquanto a área proposta apresentou cerca de 1.250 m² e sem muitos espaços para ampliação. Para a **alternativa 1**, seriam necessários 14.851 m² apenas de lagoas. Além das áreas de lagoas facultativas, é preciso considerar extensão de tratamento primário, unidades de armazenamento e operação, assim como áreas livres para circulação.

Assim, ao examinar as áreas circunvizinhas, foi possível identificar uma extensão com potencial para a instalação do sistema de tratamento, apresentando uma disponibilidade para as extensões necessárias para ambas as alternativas. E com possibilidade de expansão, caso seja necessário futuramente. A Figura 27 a seguir exhibe os locais, com suas áreas estimadas: o retângulo em amarelo corresponde à região indicada no projeto da Ambiental Metrosul (1.250 m²), enquanto o retângulo vermelho indica a proposição de área para a **alternativa 1** (17.135 m²) e o retângulo verde indica a proposição de área para a **alternativa 2** (8.447 m²).

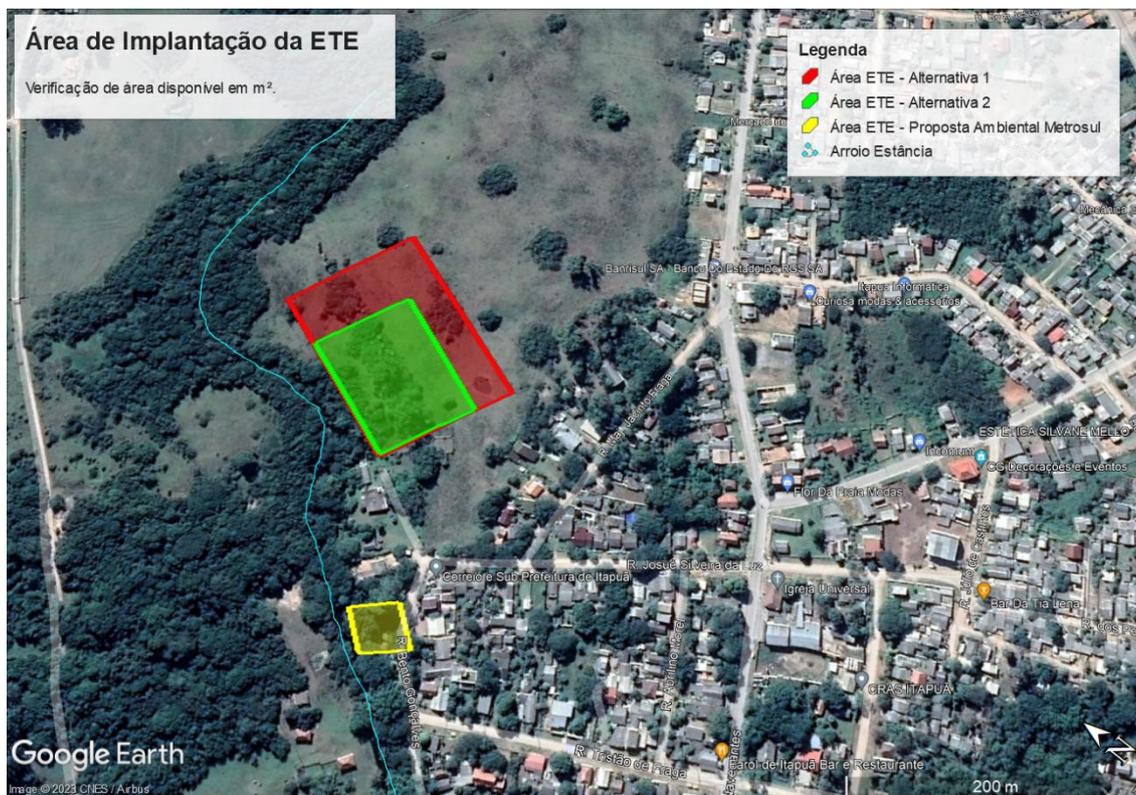


Figura 27 - Localização de área propostas para instalação do sistema de tratamento.

Fonte: Imagem gerada pelo autor através do Google Earth Pro em 27/08/2023.

As novas áreas propostas também estão localizadas próximas ao Arroio Estância, com isso entende-se que não haveria grandes modificações no projeto proposto para a área urbana pela empresa. Ainda, embora a cota das novas áreas esteja pouco acima do previsto anteriormente, compreende-se que isto não seria impeditivo, visto que já está prevista a instalação de estação de bombeamento ao final das redes coletoras enviando o efluente para tratamento.

5.6 CORPO RECEPTOR

No estado do Rio Grande do Sul, a Resolução nº 355 do CONSEMA estabelece diretrizes para a liberação de efluentes líquidos em corpos d'água superficiais. Dentro desta resolução, são estipulados critérios específicos conforme a origem do efluente, diferenciando entre fontes industriais e sanitárias. No caso dos efluentes líquidos de natureza sanitária, a resolução requer que a Equação 2 seja atendida para que não haja comprometimento do corpo hídrico.

$$\frac{Q_{chr}}{Q_e} \geq \frac{\text{Padrão de emissão}}{\text{Concentração na classe}}$$

Considerando que a vazão máxima de projeto da **alternativa 1** é de 2246,6 m³/dia, os critérios de liberação adotados correspondem à categoria (5) de vazão, como verificado na Tabela 14 - Padrões de emissão em função da vazão para efluentes líquidos sanitários nas águas superficiais do RS. Em relação a **alternativa 2**, a vazão máxima de projeto calculada é de 1056 m³/dia. Assim, esta proposta enquadra-se na categoria (4) de vazão do efluente. Em ambas as alternativas o efluente final previsto atingiu os padrões de emissão da respectiva categoria.

Tabela 14 - Padrões de emissão em função da vazão para efluentes líquidos sanitários nas águas superficiais do RS.

Faixa de vazão do efluente (m ³ /d)	DBO ₅ (mg/L)	DQO (mg/L)	SST (mg/L)	Coliformes Termotolerantes	
				NMP/ 100 mL	Eficiência
(1) Q < 200	120	330	140	-	-
(2) 200 ≤ Q < 500	100	300	100	10 ⁶	90%
(3) 500 ≤ Q < 1.000	80	260	80	10 ⁵	95%
(4) 1.000 ≤ Q < 2.000	70	200	70	10 ⁵	95%
(5) 2.000 ≤ Q < 10.000	60	180	60	10 ⁴	95%
(6) 10.000 ≤ Q	40	150	50	10 ³	95%

Fonte: CONSEMA 355/2017.

Conforme a Resolução nº 207 do Conselho de Recursos Hídricos do Rio Grande do Sul (RS, 2016), o Arroio Estância enquadra-se como corpo hídrico Classe II. Dessa forma, assim que obtidos os dados de vazão do arroio, será possível, através da Equação 1, determinar se o efluente da ETE poderá ou não ser disposto no mesmo.

5.7 ESTIMATIVA DE CUSTOS

5.7.1 Custos do Licenciamento Ambiental

Os custos referentes ao licenciamento ambiental do sistema proposto foram retirados do sistema SOL da FEPAM na sessão de simulação de processos. A instalação do sistema enquadrou-se na atividade “3512,1 - SISTEMAS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO (INTERCEPTORES, TRONCO COLETORES, TRATAMENTO E/OU EMISSÁRIOS)” que é definida como atividade de alto potencial poluidor. Entretanto, devido às vazões de projeto, o SES enquadrou-se como unidade de porte mínimo, vazões até 4000 m³/dia. Além disso, foi estipulado um custo de serviço de licenciamento. A Tabela 15 apresenta os valores.

Tabela 15 - Valores do processo de Licenciamento Ambiental.

Valores para Serviços de Licenciamento Ambiental	
Porte	Mínimo
Potencial Poluidor	Alto
Licença Prévia	R\$ 489
Licença de Instalação	R\$ 489
Licença de Operação	R\$ 489
Serviço de Licenciamento	R\$ 15.000
Valor total	R\$ 16.467

5.7.2 Custos de implantação do sistema de tratamento

A estimativa de custos de instalação do sistema de tratamento por lagoas facultativas foi realizada com base na literatura de Von Sperling (2016). Com base em custos operacionais, Von Sperling (2016) apresenta que sistema de lagoa facultativa apresenta custos de implantação que variam de R\$121,00 a R\$194,00 por habitante. Dessa forma, optou-se por utilizar o valor mais baixo e trazer para valor presente considerando a inflação (39,62%) de janeiro de 2017 a julho de 2023.

Como a estimativa proposta é realizada por habitante, mas as vazões de projeto das alternativas consideradas são diferentes, decidiu-se calcular o custo de implantação da alternativa 1 considerando a população total do distrito de Itapuã. Para a alternativa 2, considerou-se apenas a população da área urbana, inclusive tendo em vista a

representatividade baixa das vazões de LFTS em relação à vazão total de projeto da segunda alternativa. A Tabela 16 apresenta os resultados.

Tabela 16 - Custos de implantação do sistema de tratamento.

Tratamento Coletivo		
	Alternativa 1	Alternativa 2
Custo implantação lagoas facultativas (R\$/hab)	R\$ 168,94	R\$ 168,94
População (hab)	6675	4416
Custo total (R\$)	R\$ 1.127.675	R\$ 746.039

5.7.3 Custos de operação

Os custos relativos à mão de obra necessária para a operação do sistema proposto estão descritos na Tabela 17. Considerou-se a necessidade de três funcionários para a estação de tratamento: um técnico em química; um operador de ETE; e um agente operacional. As remunerações mensais foram definidas com base nos salários da CORSAN.

Tabela 17 - Custos operacionais.

Custos com Salários	
Função	Salário
Técnico em Química	R\$ 4.058
Operador de ETE	R\$ 2.917
Agente Operacional	R\$ 2.583
Total Mensal	R\$ 9.558
Total anual (12 salários + férias + 13^º)	R\$ 133.812

5.7.4 Custos de operação e limpeza das fossas

A estimativa do custo de limpeza de fossas foi calculada com base no custo por hora de serviço de limpeza de fossa com caminhão tanque de 12000 litros disposto no SINAPI, código 92106, de julho de 2023. Como para o dimensionamento do LFTS foi considerado caminhão de 15 m³, realizou-se o cálculo do custo por litro para o caminhão de 12 m³ em relação ao valor do SINAPI. Assim, estimou-se o valor para o caminhão de 15 m³ ajustando à realidade do trabalho. Importante destacar que o valor SINAPI considera a mão de obra inclusa. Os resultados são apresentados na Tabela 18 - Custo de operação e limpeza das fossas.

Tabela 18 - Custo de operação e limpeza das fossas.

Custo de operação e limpeza das fossas	
Período entre coletas	7 dias
Número total de coletas em 2 anos	104 dias
Número de horas de serviço por dia	6 horas
sucção, tanque 12000 L (Código SINAPI: 92106)	R\$ 307,66
Custo por L	R\$ 25,64
Custo caminhão 15000 L	R\$ 384,58
Custo anual	R\$ 119.987
Custo até 2055	R\$ 3.839.597

5.7.5 Custos das redes coletoras

Os custos relacionados à implantação de redes coletoras de esgoto apresentam os valores mais significativos em obras de SES. Neste trabalho, para a estimativa de custos com redes coletoras foi utilizada a planilha CORSAN de dimensionamento dos quantitativos (ANEXO C). Com a entrada de algumas variáveis como tipo e recobrimento de solo, extensão de redes, quantidades de poços de visita, quantidades de ligações é possível estimar custos com base nos valores do SINAPI.

Para o projeto previsto da área urbana considerou-se a execução das redes em pavimento de paralelepípedo com extensão de 11,44 km com valas de profundidade de 1,5 metros. Conforme projeto, foram estimados valores para 1172 ligações prediais com extensão de 5 metros e 148 poços de visita.

No traçado de redes coletoras proposto para a área rural foi realizada distinção entre redes por gravidade e linhas de recalque. Foram estimados custos para 13,7 km de redes por gravidade com profundidade de 1,5 metros e 7,2 km de condutos forçados com profundidade de 1,0 metro. Estimou-se custos para 600 ligações prediais e 79 poços de visita.

A Tabela 19 apresenta os custos para as redes coletoras com BDI aplicado de 24% para serviços técnicos e de 16,5% para materiais.

Tabela 19 - Custos estimados com a implantação de redes coletoras.

Custos estimados com a implantação de redes coletoras		
	Custo total	R\$/m
Rede coletora área urbana	R\$ 4.623.653	R\$ 267
Rede coletora área rural + recalques	R\$ 5.586.364	R\$ 234

5.7.6 Custos das estações elevatórias

Os custos relacionados a estações elevatórias de esgoto podem ser determinantes para a viabilidade econômica de projetos. Assim, as estimativas de custos com EEEs neste trabalho foram realizadas com base em dois orçamentos da empresa *Engbombas*. Um orçamento de estação elevatória com vazão de 5,5 L/s e pressão de recalque de 16 mca no valor de R\$ 286.500,00. E outro orçamento de EEE de capacidade de 2 a 3 L/s e 10 mca no valor de R\$ 178.500,00. Conforme apresentado no decorrer deste trabalho, estão previstas duas estações de bombeamento no projeto da área urbana (EEB1 e EEB2) e seis EEEs na proposição de rede coletora da alternativa 1. A EEB2 e cinco estações elevatórias propostas na alternativa 1 apresentam vazão necessária menor de 3 L/s, dessa forma considerou-se a utilização da bomba de menor vazão da empresa *Engbombas*. Para a EEB 1 e para a sexta bomba da proposta para a área rural, as quais estimou-se vazão necessária de 11,05 L/s e 9,14 L/s respectivamente, considerou-se a utilização de duas bombas de 5,5 L/s da *Engbombas* para cada uma. Com isso, a estimativa de custos com estações elevatórias de esgoto é apresentada na Tabela 20.

Tabela 20 - Estimativa de custos com estações elevatórias.

Custo Estações Elevatórias de Esgoto	
EBE Engbombas, 2 a 3 L/s, 10 mca.	R\$ 178.500
EBE Engbombas, 5,5 L/s, 16 mca.	R\$ 286.500
EEB 1 - 11,05 L/s	R\$ 573.000
EEB 2 - 1,25 L/s	R\$ 178.500
Custo estações elevatórias área urbana	R\$ 751.500
EEE 1 - 1,51 L/s	R\$ 178.500
EEE 1.1 - 1,74 L/s	R\$ 178.500
EEE 2 - 2,98 L/s	R\$ 178.500
EEE 3 - 1,44 L/s	R\$ 178.500
EEE 4 - 1,09 L/s	R\$ 178.500
EEE principal - 9,14 L/s	R\$ 573.000
Custo estações elevatórias área rural alternativa 1	R\$ 1.465.500

5.7.7 Estimativa de custos para tanque pulmão

Para atendimento da alternativa 2 estudada é necessário a instalação de tanque pulmão de 15.000 litros (capacidade de coleta do caminhão a cada 9 dias). Buscou-se na literatura estimativas de custo para tal estrutura, porém sem êxito. Assim, optou-se por realizar estimativa de preço com base em valores encontrados para tanques menores no site MFRural. Foi encontrado orçamento de no valor de R\$ 22.000,00 para tanque pulmão cilíndrico com capacidade de 6.000 litros. Dessa forma, realizou-se uma estimativa para um tanque de 15.000 litros.

Tabela 21 - Estimativa de custos do tanque pulmão.

Estimativa custos tanque pulmão	
Tanque cilindro pulmão compressor 6.000 L NR13 C2629	R\$ 22.000
Custo do litro de tanque	3,67
Tanque pulmão de 15.000 L	R\$ 55.000

5.7.8 Custos totais

Contudo, o somatório dos custos totais para cada alternativa estudada é apresentado na Tabela 22.

Tabela 22 - Estimativa de custos totais.

Estimativa de custos totais		
	Alternativa 1	Alternativa 2
Licenciamento Ambiental	R\$ 16.467	R\$ 16.467
Implantação do sistema de tratamento	R\$ 1.127.675	R\$ 746.039
Operação da estação de tratamento	R\$ 133.812	R\$ 133.812
Operação dos tanques/fossas sépticas até 2055	R\$ -	R\$ 3.839.597
Rede coletora área urbana	R\$ 4.623.653	R\$ 4.623.653
Rede coletora área rural	R\$ 5.586.364	R\$ -
Estações elevatórias urbanas	R\$ 751.500	R\$ 751.500
Estações elevatórias rurais	R\$ 1.465.500	R\$ -
Tanque pulmão	R\$ -	R\$ 55.000
Custo total	R\$ 13.704.971	R\$ 10.166.068

5.8 ANÁLISE TÉCNICA DAS DUAS PROPOSTAS

A partir da caracterização da situação atual do esgotamento sanitário do distrito e das referências bibliográficas estudadas, foi possível propor duas alternativas para a universalização do esgoto da região. A primeira proposição foi a instalação de rede coletora do tipo separador absoluto na área rural interligado ao sistema projetado para a área urbana, e a segunda proposta foi de gerenciamento de resíduos de fossas para a área rural e rede coletora na área urbana.

Para ambas as alternativas, se optou por tratamento natural de lagoas facultativas, devido ao seu baixo custo de implantação e de operação, precedido por tratamento preliminar de gradeamento e desarenador. Em relação às diferenças apresentadas pelas duas alternativas, destacam-se a implantação de redes coletoras e estações de bombeamento na primeira hipótese e a coleta e limpeza das fossas séptica na segunda.

Com base na bibliográfica consultada, foi possível observar que os dois sistemas propostos têm condições de apresentar eficiência de tratamento em acordo com as legislações vigentes. Entretanto, necessita-se da caracterização do efluente líquido de entrada no tratamento e da obtenção de dados de vazão do corpo receptor para definição mais assertiva de vazões e parâmetros de saída do efluente.

Nos projetos de SES, as redes coletoras, costumeiramente, representam os maiores custos percentuais do projeto. Isto foi representado na alternativa 1, em que a implantação de sistemas coletores representou cerca de 75% da estimativa de custos, sendo que a proposição de redes da área rural resultou em 41% do custo total. Além disso, a ideia inicial da interligação da região através de redes por gravidade, se mostrou inviável, e foi necessário a adoção de 6 estações de bombeamento elevando os custos totais ainda mais.

Na alternativa 2, retirado o SES projetado para área urbana, que deverá ser implantado, o gerenciamento de resíduos de tanques e fossas sépticas possui os custos mais significativos. Embora exija um investimento inicial mais baixo, quando projetado para o período de contrato da concessão o valor se torna considerável. Importante se destacar que a logística de coleta, a cada 9 dias em casas pré-determinadas, e a necessidade coordenação da operação com moradores podem ser dificultadores do processo.

Quanto ao dimensionamento do sistema de tratamento destacam-se os elevados valores de vazão de infiltração do sistema, principalmente na alternativa 1, onde a vazão de infiltração representou 75 % da vazão de projeto. Entende-se que tal característica é comum para sistemas de baixa densidade demográfica, mas também que a adoção do coeficiente de taxa de contribuição de infiltração adotado, conforme CORSAN (2016), é fator determinante nestes resultados. Tal situação tem capacidade comprometer o funcionamento do tratamento proposto, resultando em baixa eficiência e pode ser prejudicial na operação e manutenção de redes coletoras de esgoto. Além, estimativas elevadas de vazão podem resultar na projeção de uma ETE com custos superestimados. No caso da alternativa 2, o tratamento em conjunto do LFTS com esgoto sanitário deve condicionar efluentes mais equilibrados em relação a primeira alternativa.

Por fim, entende-se que a alternativa 2, sistema descentralizado de tratamento de esgoto para área rural de Itapuã em conjunto com o sistema centralizado para a área urbana, mostrou-se a opção mais viável a ser aplicada na área total do distrito. Tanto devido ao menor custo de implantação, quanto a operacionalidade técnica do sistema. A alta estimativa de custos com redes coletoras e estações de bombeamento, assim como a elevada taxa de infiltração na rede proposta para a área rural, inviabilizam a primeira hipótese.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Durante a realização do presente trabalho foi possibilitada a realização de análise aprofundada em relação aos sistemas de tratamento de esgoto sanitário propostos para Itapuã. Assim, diante do exposto considera-se que:

- A alternativa 1 de sistema de tratamento de esgoto sanitário mostrou-se viável tecnicamente, porém não como se projetava inicialmente. Na proposição de redes coletoras para a área rural estimou-se uma extensão de 20,88 Km, sendo 7,2 Km de recalques. Em virtude da topografia do terreno, foi verificada a necessidade de instalação de 6 estações de bombeamento. Além do mais, destaque-se a estimativa de vazão de infiltração representando 75% da vazão de projeto.

- A proposição de sistema descentralizado de tratamento de esgoto para a área rural através da coleta e gerenciamento dos LFTS também se apresentou viável tecnicamente. Estimou-se uma limpeza de fossa a cada dois anos por imóvel resultando na necessidade de visitas em imóveis pré-determinados a cada 9 dias para coleta do lodo. Neste cenário fez-se necessário o acréscimo na ETE de tanque pulmão para armazenamento do LFTS, dessa forma estimou-se a vazão diária de entrada de lodo em 1,67 m³/dia. Dentro dos parâmetros projetadas, manteve-se a eficiência no tratamento.

- Na estimativa de custos foram consideradas diferentes partes de implantação das alternativas propostas, algumas inclusive necessárias para ambas as proposições. Foram considerados valores de licenciamento ambiental, implantação do sistema, operação da estação de tratamento, operação dos tanques/fossas sépticas, custos com redes coletoras e estações elevatórias, além de estimativa para o tanque pulmão. Dentro do cenário analisado, a alternativa 2 mostrou-se mais viável economicamente apresentando um custo estimado de R\$ 1, enquanto a primeira opção teve custo calculado de R\$ 13.704.971.

- A alternativa 2, compreendendo sistema descentralizado de gerenciamento de LFTS para área rural combinado com sistema centralizado de redes coletoras para área urbana, mostrou-se proposição mais adequada e equilibrada para a realidade do distrito de Itapuã.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALÉM SOBRINHO, Pedro; TSUTIYA, Milton Tomoyuki. **Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário**. São Paulo: Epusp, 1999.

ANDREOLI, Cleverson Vitório. **Lodo de fossa e tanque séptico: caracterização, tecnologias de tratamento, gerenciamento e destino final**. PROSAB - Programa de Pesquisa em Saneamento Básico, [s. l.], 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7229: Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos**. Rio de Janeiro, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9648: Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9649: Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12208: Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12209: Projeto de estações de tratamento de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

ATLAS SOCIOECONÔMICO DO RIO GRANDE DO SUL. **Clima, temperatura e precipitação**. Disponível em: <https://atlassocioeconomico.rs.gov.br/clima-temperatura-e-precipitacao>. Acesso em: 26/07/2023.

AZEVEDO NETO, João de. **Manual de Hidráulica**. 8. ed. São Paulo: Editora Blucher, 1998.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente. Resolução CONAMA nº 357, de 17 de março de 2005. **Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências**. Diário Oficial da União, Brasília, DF, 18 mar. 2005. Disponível em: http://pnqa.ana.gov.br/Publicacao/RESOLUCAO_CONAMA_n_357.pdf. Acesso em: 02/07/2023.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente. Resolução CONAMA nº 430, de 13 de maio de 2011. **Dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes, complementa e altera a Resolução CONAMA nº 357/2005, e dá outras providências.** Diário Oficial da União, Brasília, DF, 16 maio 2011. Disponível em: <<https://www.legisweb.com.br/legislacao/?id=114770>>. Acesso em: 02/07/2023.

BRASIL. **Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007.** Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico; altera as Leis nº 6.766, de 19 de dezembro de 1979, nº 8.036, de 11 de maio de 1990, nº 8.666, de 21 de junho de 1993, nº 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; revoga a Lei nº 6.528, de 11 de maio de 1978; e dá outras providências. **Diário Oficial da União**, Brasília, DF, 8 jan. 2007. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2007/lei/L11445compilado.htm>. Acesso em: 28/05/2023.

BRASIL. **Lei nº 14.026, de 15 de julho de 2020.** Estabelece o novo marco legal do saneamento básico e altera a Lei nº 9.984, de 17 de julho de 2000, para atribuir à Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA) competência para editar normas de referência sobre o serviço de saneamento; e a Lei nº 10.768, de 19 de novembro de 2003, para alterar as atribuições do cargo de Especialista em Recursos Hídricos. **Diário Oficial da União**, Brasília, DF, 16 jul. 2020. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2019-2022/2020/Lei/L14026.htm#art7>. Acesso em: 28/05/2023.

CHERNICHARO, Carlos Augusto de Lemos. **Reatores anaeróbios.** Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, UFMG, 1997.

CIDADE BRASIL. **Município de Viamão.** Disponível em: <https://www.cidade-brasil.com.br/municipio-viamao.html>. Acesso em: 19/07/2023.

COAPOA - Associação dos Moradores e Amigos de Itapuã. **Parque Estadual de Itapuã.** Disponível em: <https://coapoa.org/parque-estadual-de-itapua/>. Acesso em: 19/07/2023.

COMPANHIA RIOGRANDENSE DE SANEAMENTO (CORSAN). **Diretrizes Técnicas para o Setor de Saneamento - Anexo E.** Porto Alegre, 2016. Disponível em: <https://www.corsan.com.br/upload/arquivos/201607/29114315-anexo-e-diretrizes-tecnicas-ago-2016.pdf>. Acesso em: 11 ago. 2023.

COMPANHIA RIOGRANDENSE DE SANEAMENTO (CORSAN). **Solutrat**. Porto Alegre, 2023. Disponível em <https://www.corsan.com.br/solutrat>

CONSELHO DE RECURSOS HÍDRICOS DO RIO GRANDE DO SUL (RS). **Resolução nº 207, de 2016**. Diário Oficial do Estado do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 28 de novembro de 2016.

DEPARTAMENTO MUNICIPAL DE ÁGUA E ESGOTO DE PORTO ALEGRE. **Informações sobre esgoto cloacal**. Disponível em: <https://prefeitura.poa.br/dmae/informacoes-esgoto-cloacal>. Acesso em: 26/06/2023.

FUNASA. BRASIL. Ministério da Saúde. **Operação e manutenção de tanques sépticos-lodo: manual de boas práticas e disposição do lodo acumulado em filtros plantados com macrófitas e desinfecção por processo térmico**. Brasília: Funasa, 2014. Disponível em: http://bvsmms.saude.gov.br/bvs/publicacoes/operacao_manutencao_tanques_septicos_lodo_manual_praticas.pdf. Acesso em: 14/08/2023.

FUNDAÇÃO ESTADUAL DO MEIO AMBIENTE DE MINAS GERAIS (FEAM). **Orientações básicas para operação de estações de tratamento de esgoto - ETEs**. Belo Horizonte: FEAM, 2006.

FUNDAÇÃO NACIONAL DE SAÚDE (FUNASA). **Manual do Saneamento**. Brasília: FUNASA, 2018.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). **Censo 2010**. Disponível em: <https://censo2010.ibge.gov.br/painel/?nivel=st>. Acesso em: 24/07/2023.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). Censo 2022. Disponível em: <https://censo2022.ibge.gov.br/panorama/mapas.html?localidade=43>. Acesso em: 24/07/2023.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). **Viamão - Rio Grande do Sul**. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/rs/viamao.html>. Acesso em: 19/07/2023.

JORDÃO, Eduardo Pacheco; PESSÔA, Constantino Arruda. **Tratamento de Esgotos Domésticos**. 6ª ed. Rio de Janeiro: ABES, 2011.

MADEIRO, CARLOS. **Com queda nos investimentos, a universalização do saneamento atrasa.** UOL Notícias, 9 jul. 2020. Disponível em: <https://noticias.uol.com.br/meio-ambiente/ultimas-noticias/redacao/2020/07/09/com-queda-nos-investimentos-universalizacao-do-saneamento-atrasa.htm?cmpid=copiaecola>. Acesso em: 18/06/2023.

MENDONÇA, Sérgio Rolim; MENDONÇA, Luciana Coêlho. **Sistemas Sustentáveis de Esgoto.** 2. ed. rev. São Paulo: Blucher, 2018.

METCALF, R. L.; EDDY, G. E. **Wastewater Engineering: Treatment and Reuse.** 4th ed. New York: McGraw-Hill, 2004.

MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO REGIONAL. **SNIS 2021 - Painel de Saneamento.** Disponível em: http://appsnis.mdr.gov.br/indicadores/web/agua_esgoto/mapa-agua. Acesso em: 11 ago. 2023.

NASCIMENTO, D. T. (2016). **Panorama dos sistemas de classificação climática e as diferentes tipologias climáticas referentes ao estado de Goiás e ao Distrito Federal, Brasil.** Disponível em: https://www.researchgate.net/profile/Diego-Tarley-Nascimento/publication/326957342_Panorama_dos_sistemas_de_classificacao_climatic_a_e_as_diferentes_tipologias_climaticas_referentes_ao_estado_de_Goias_e_ao_Distrito_FederalBrasil/links/5b6d98df299bf14c6d98adb2/Panorama-dos-sistemas-de-classificacao-climatica-e-as-diferentes-tipologias-climaticas-referentes-ao-estado-de-Goias-e-ao-Distrito-Federal-Brasil.pdf. Acesso em: 23/07/2023.

NUVOLARI, Ariovaldo (coord.). **Esgoto Sanitário: coleta, transporte, tratamento e reuso agrícola.** 2. ed. São Paulo: Blücher LTDA, 2011.

ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS. **Objetivo de Desenvolvimento Sustentável 6.** Nações Unidas no Brasil. Disponível em: <https://brasil.un.org/pt-br/sdgs/6>.

ORGANIZAÇÃO PAN-AMERICANA DA SAÚDE. **Objetivos de Desenvolvimento Sustentável.** Disponível em: <https://www.paho.org/pt/topicos/objetivos-desenvolvimento-sustentavel#:~:text=Os%20Objetivos%20de%20Desenvolvimento%20Sustent%C3%A1vel,planeta%20e%20para%20a%20prosperidade>>. Acesso em: 28/05/2023.

PAGANINI, Wanderley; BOCCHIGLIERI, Miriam. **O Novo Marco Legal do Saneamento: universalização e saúde pública**. Revista USP, São Paulo, n. 128, p. 45-60, jan./fev./mar. 2021.

PREFEITURA MUNICIPAL DE VIAMÃO. **Sistema de Esgotamento Sanitário**. Disponível em: https://www.viamao.rs.gov.br/arquivos/sistema_de_esgotamento_sanitArio_29023957.pdf. Acesso em: 18/07/2023.

RIO GRANDE DO SUL. **Relatório Executivo do Plano da Bacia Hidrográfica do Lago Guaíba. Revisão**. Brasil: Porto Alegre, 02 de julho de 2016.

RIO GRANDE DO SUL. Secretaria do Ambiente e Desenvolvimento Sustentável. Resolução CONSEMA n° 355, de 27 de dezembro de 2017. **Dispões sobre os critérios e padrões de emissão de efluentes líquidos para as fontes geradoras que lancem efluentes em águas superficiais no Estado do Rio Grande do Sul**. Diário Oficial do Estado, Porto Alegre. Disponível em: <<https://www.sema.rs.gov.br/upload/arquivos/201707/19110149-355-2017-criterios-e-padroes-de-emissao-de-efluentes-liquidos.pdf>>. Acesso em: 02/07/2023.

RIO GRANDE DO SUL. Secretaria do Ambiente e Desenvolvimento Sustentável. Resolução CONSEMA n° 245, de 2017. **Dispõe sobre a fixação de procedimentos para o licenciamento de Sistemas de Esgotamento Sanitário, considerando etapas de eficiência, a fim de alcançar progressivamente os padrões de emissão e os padrões das Classes dos corpos hídricos receptores, em conformidade com os Planos de Saneamento e de Recursos Hídricos**. Diário Oficial do Estado, Porto Alegre. Disponível em: <<https://www.sema.rs.gov.br/upload/arquivos/201612/02112136-resolucao-245-10-efluentes-liquidos.pdf>>. Acesso em: 02/07/2023.

SECRETARIA DO MEIO AMBIENTE E INFRAESTRUTURA DO RIO GRANDE DO SUL (SEMA/RS). **Bacias Hidrográficas**. Disponível em: <https://www.sema.rs.gov.br/bacias-hidrograficas>. Acesso em: 27/07/2023.

SECRETÁRIA NACIONAL DE SANEAMENTO AMBIENTAL - SNSA. **Processos de tratamento de esgotos: guia profissional em treinamento: nível 1**. Brasília: Ministério das Cidades, 2008.

SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE RECURSOS HÍDRICOS.

HidroWeb: Apresentação. Disponível em:
<https://www.snirh.gov.br/hidroweb/apresentacao>. Acesso em: 26/08/2023.

TRATA BRASIL. **Painel de Saneamento. Evolução dos indicadores de saneamento.** **Localidade: Viamão.** Disponível em:
<https://www.painelsaneamento.org.br/localidade/evolucao?id=432300&L%5Bg%5D=0&L%5Bs%5D=1&L%5Bi%5D=POP>. Acesso em: 18/06/2023.

TRATA BRASIL. **Painel do Saneamento. Localidade: Brasil.** Disponível em:
<https://www.painelsaneamento.org.br/localidade?id=0>. Acesso em: 18/06/2023.

VIAMÃO ANTIGO. **Bairro Itapuã.** Disponível em:
<https://www.viamaoantigo.com.br/bairro-itapua.html>. Acesso em: 19/07/2023.

VIAMÃO. Prefeitura Municipal. **Decreto Executivo nº 087/2015.** Regulamenta a Política de Saneamento e estabelece as diretrizes técnicas para implantação de sistemas individuais e coletivos de tratamento de efluente sanitário no município de Viamão. Viamão, RS. Disponível em:
<http://viamao.rs.gov.br/files/DECRETO_EXECUTIVO_N_087-2015.pdf>. Acesso em: 17/08/2023.

VON SPERLING, Marcos. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos.** Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; UFMG, 1996.

VON SPERLING, Marcos. **Lagoas de Estabilização-Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias.** 2. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da Universidade Federal de Minas Gerais (DESA/UFMG), 2009.

VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgoto.** 4. Ed. – Belo Horizonte: Editora UFMG, 2014. 472p– (Princípios do tratamento biológico de águas residuárias; v.1).

ANEXO A – TABELAS DA NBR 7229/1993

Tabela 1 - Contribuição diária de esgoto (C) e de lodo fresco (Lf) por tipo de prédio e de ocupante

Unid.: L			
Prédio	Unidade	Contribuição de esgotos (C) e lodo fresco (Lf)	
1. Ocupantes permanentes			
- residência			
padrão alto	pessoa	160	1
padrão médio	pessoa	130	1
padrão baixo	pessoa	100	1
- hotel (exceto lavanderia e cozinha)	pessoa	100	1
- alojamento provisório	pessoa	80	1
2. Ocupantes temporários			
- fábrica em geral	pessoa	70	0,30
- escritório	pessoa	50	0,20
- edifícios públicos ou comerciais	pessoa	50	0,20
- escolas (externatos) e locais de longa permanência	pessoa	50	0,20
- bares	pessoa	6	0,10
- restaurantes e similares	refeição	25	0,10
- cinemas, teatros e locais de curta permanência	lugar	2	0,02
- sanitários públicos ^(A)	bacia sanitária	480	4,0

^(A) Apenas de acesso aberto ao público (estação rodoviária, ferroviária, logradouro público, estádio esportivo, etc.).

Tabela 2 - Período de detenção dos despejos, por faixa de contribuição diária

Contribuição diária (L)	Tempo de detenção	
	Dias	Horas
Até 1500	1,00	24
De 1501 a 3000	0,92	22
De 3001 a 4500	0,83	20
De 4501 a 6000	0,75	18
De 6001 a 7500	0,67	16
De 7501 a 9000	0,58	14
Mais que 9000	0,50	12

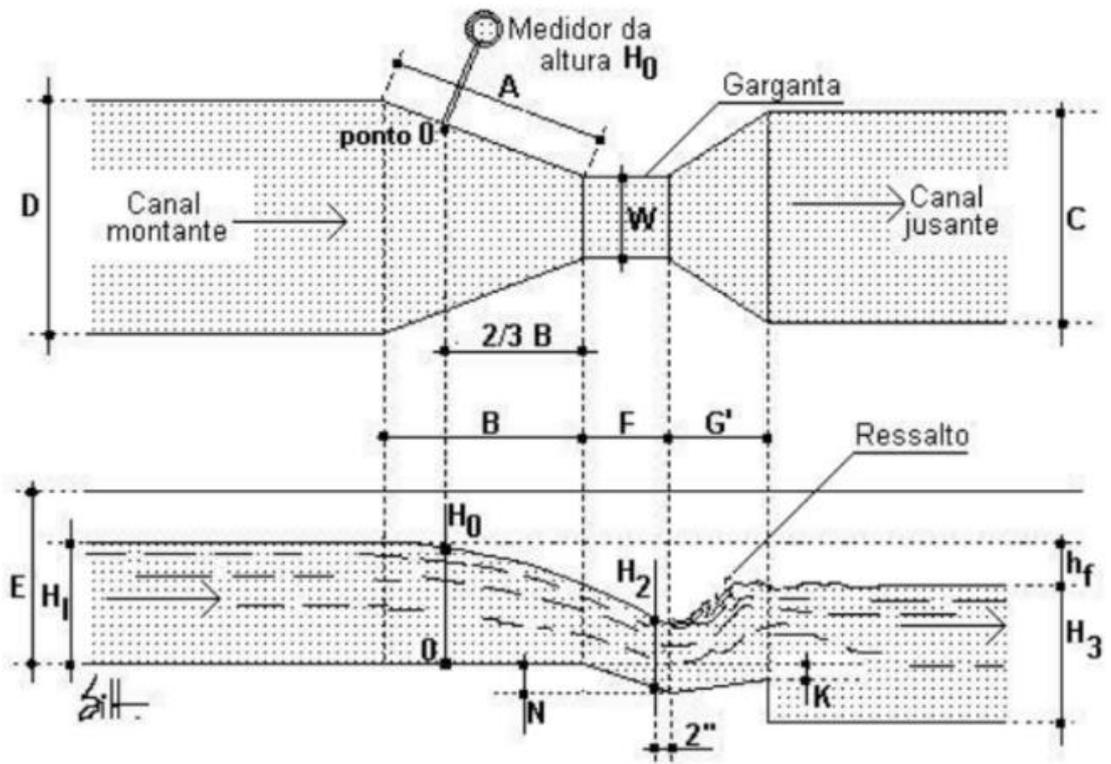
Tabela 3 - Taxa de acumulação total de lodo (K), em dias, por intervalo entre limpezas e temperatura do mês mais frio

Intervalo entre limpezas (anos)	Valores de K por faixa de temperatura ambiente (t), em °C		
	t ≤ 10	10 ≤ t ≤ 20	t > 20
1	94	65	57
2	134	105	97
3	174	145	137
4	214	185	177
5	254	225	217

ANEXO B – DIMENSÕES MEDIDOR PARSHALL

W	W (cm)	A (cm)	B (cm)	C (cm)	D (cm)	E (cm)	F (cm)	G (cm)	K (cm)	N (cm)	λ	n	Vol. Max.(l/s)	Vol. Min.(l/s)
1"	2,5	36,3	35,6	9,3	16,8	22,9	7,6	20,3	1,9	2,9	-	-	-	-
3"	7,6	46,6	45,7	17,8	25,9	38,1	15,2	30,5	2,5	5,7	0,176	1,547	0,850	53,802
6"	15,2	62,3	61,0	39,4	40,3	61,0	30,5	61,0	7,6	11,4	0,381	1,580	1,416	110,436
9"	22,9	88,1	86,4	38,1	57,5	76,2	30,5	45,7	7,6	11,4	0,535	1,530	2,549	252,020
1'	30,5	137,1	134,4	61,0	84,5	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	0,690	1,522	3,115	455,901
1,5'	45,7	144,8	142,0	76,2	102,6	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	1,054	1,538	4,248	696,594
2'	61,0	152,3	149,3	91,5	120,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	1,426	1,550	11,893	937,288
3'	91,5	167,5	164,2	122,0	157,2	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	2,182	1,566	17,273	1427,169
4'	122,0	182,8	179,2	152,5	193,8	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	2,935	1,578	36,812	1922,714
5'	152,5	198,0	194,1	183,0	230,3	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	3,728	1,587	45,307	2423,922
6'	183,0	213,3	209,1	213,5	266,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	4,515	1,595	73,624	2930,794
7'	213,5	228,6	224,0	244,0	303,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,306	1,601	84,951	3437,665
8'	244,0	244,0	239,0	274,5	340,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	6,101	1,606	99,109	3950,200
10'	305,0	274,5	260,8	366,0	475,9	122,0	91,5	183,0	15,3	34,3	-	-	200,0	5660,000

Fonte: Nuvolari (2011)



Fonte: Nuvolari (2011)

**ANEXO C – PLANILHA CORSAN DE DIMENSIONAMENTO DOS
QUANTITATIVOS**



Excluir Linhas em Branco

TUBULAÇÃO				PROFUNDIDADE									LARGURA				ESCORAMENTO		ESCAVAÇÃO							
Trecho	PV's		DN (mm)	Material do tubo	Extensão			Altura do pav. (m)	h1 (m)	h2 (m)	h3 (m)	Profundidade da Vala (m)	DE (m)	SL (m)	ESC (m)	ACR (m)	Largura da Vala (m)	Área (m2)	Tipo	Tipo de Escavação (MEC Mecânica (MAN) Manual)	Volume total (m3)	Volume Solo (m3)	Volume Rocha Decomp. (m3)			
	Montante	Jusante			Inicial (m)	Final (m)	Média (m)																			
1			150	PVC	13672,50	1,50	1,50	1,500	0	0,10	0,47	0,88	1,60	0,17	0,55	0,20	0	0,92	43.752,0	BL	MEC	20.125,92	20125,92	0,00		
TOTAL					-	-	13672,50	1,50	1,50	1,50	0,00	0,10	0,47	0,88	1,60	0,17	0,55	0,20	0,00	0,92	43752,00	0,00	0,00	20125,92	20125,92	0,00

COMPANHIA RIOGRANDENSE DE SANEAMENTO
Planilha de Quantitativos

SONDAGEM				PAVIMENTAÇÃO							REATERRO											
Volume Rocha Branda	Volume Rocha Dura	Volume Rocha (B + D)	Tipo de Solo	Número da Sondagem	Nível de água Cota	Volume de Esgotamento (m3)	Limite Escavação Solo Cota	Início Rocha Decomp. Cota	Limite Rocha Decomp. Cota	Início Rocha (branda ou dura) Cota	Largura (m)	Área (m2)	Tipo	Base do pavimento (m3)	Base na Vala (m3)	Volume do Tubo (m3)	Lastro de Brita (m3)	Lastro de Solo (m3)	Reench. Manual (m3)	Reench. Mecânico (m3)	Limite Reench. Mecânico Nível	Solo Disponível (m3)
0,00	0,00	0,00	Argila	1,00	0,70	11320,83	1,600				0,92	12578,7	5	0	0	310,3385	1257,87	0	5601,65	11069,26	1,03	18239,12
0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,70	11320,83	1,60	0,00	0,00	0,00	0,92	12578,70	1	0,00	0,00	310,34	1257,87	0,00	5601,65	11069,26	1,03	18239,12

EMPRESTIMO E BOTA-FORA

Empréstimo H3 (-) Bota-fora (+)	Empréstimo para H2	Solo Não Utilizável	Bota-fora Rocha Decomp.	Bota-fora Asfalto	Bota-fora Rocha
(m3)	(m3)	(m3)	(m3)	(m3)	(m3)
7169,86	5601,65	1886,81	0,00	0	0,00
7169,86	5601,65	1886,81	0,00	0,00	0,00



COMPANHIA RIOGRANDENSE DE SANEAMENTO
Quantitativos de Peças Pré-Moldadas para os PV's

PV's						TAMPÃO	LAJE	ANEIS P/ CHAMINÉ (SOBRE LAJE) Di=0,60M		CONE	ANEIS P/ CHAMINÉ (SOBRE CONE/ ANEL) Di=0,60M		ANÉIS P/ BALÃO Di=1,00 ou 1,20m				Fundo de PV	
PV's	TRECHO	TIPO	Profundidade do PV (m)	Diam. Saída (mm)	Z (m)	0,18 m	0,18 m	0,20 m	0,25 m	1,00 m	0,10 m	0,15 m	0,20 m	0,50 m	0,75 m	1,00 m	UN.	
						UN.	UN.	UN.	UN.	UN.	UN.	UN.	UN.	UN.	UN.	UN.	UN.	
0	0	1	Colar nessa coluna a profundidade do PV a montante	Até DN 600! Para DN > 600, ver projeto.	1,50 1,50	1 1	1 1	0 0	1 1	0 0	0 1	0 0	0 1	0 0	0 0	0 0	1 1	
TOTAL DE PEÇAS PARA PV DO TIPO "N"						1	1	0	1	0	1	0	1	0	0	0	0	1
TOTAL DE PEÇAS PARA PV DO TIPO "NS" 800						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOTAL DE PEÇAS PARA PV DO TIPO "S"						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Comprimento total das peças (m) = m						0,18	0,15	0,00	0,25	0,00	0,10	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,65	
TOTAL DE IT =						1												

Código	Peças	Quantidade
18.10.03.01	Anel p/ PV tipo "N" e "S", PB, JE, anel de borracha, DN 600, h=10 cm - GEM 7738	1 pç
18.10.03.02	Anel p/ PV tipo "N" e "S", PB, JE, anel de borracha, DN 600, h=15 cm - GEM 7739	1 pç
18.10.04.01	Anel p/ PV tipo "N", PB, JE, anel de borracha, DN 1000, h=20 cm - GEM 14111	1 pç
18.10.04.02	Anel p/ PV tipo "N", PB, JE, anel de borracha, DN 1000, h=50 cm - GEM 14112	0 pç
18.10.04.03	Anel p/ PV tipo "N", PB, JE, anel de borracha, DN 1000, h=75 cm - GEM 14113	0 pç
18.10.04.04	Anel p/ PV tipo "N", PB, JE, anel de borracha, DN 1000, h=100 cm	0 pç
18.10.04.05	Fundo de PV tipo "N", JE, DN 1000, h=75 cm - GEM 12979	1 pç
18.10.04.11	Anel p/ PV tipo "S", PB, JE, anel de borracha, DN 1200, h=20 cm - GEM 12701	0 pç
18.10.04.12	Anel p/ PV tipo "S", PB, JE, anel de borracha, DN 1200, h=50 cm - GEM 12702	0 pç
18.10.04.13	Anel p/ PV tipo "S", PB, JE, anel de borracha, DN 1200, h=75 cm - GEM 12703	0 pç
18.10.04.14	Anel p/ PV tipo "S", PB, JE, anel de borracha, DN 1200, h=100 cm - GEM 12700	0 pç
18.10.04.15	Fundo de PV tipo "S", JE, DN 1200, h=110 cm - GEM 12987	0 pç
18.10.05.02	Cone excêntrico, PB, JE, anel de borracha, DN 1000 x 600, h = 100cm - GEM 13024	0 pç
18.10.05.03	Cone excêntrico, PB, JE, anel de borracha, DN 1200 x 600, h = 100cm - GEM 12690	0 pç
18.10.06.01	Laje excêntrica, junta rígida, DN 1000/DE 1200, Ø interno = 600 mm - GEM 7804	1 pç
18.10.06.02	Laje excêntrica, junta rígida, DN 1200/DE 1400, Ø interno = 600 mm - GEM 7805	0 pç
18.10.08.01	Anel de fundo DN 800 mm, altura 750mm, PB, JE, EA2	0 pç
18.10.08.02	Anel DN 800 mm, altura 1000mm, PB, JE, EA2	0 pç
18.10.08.03	Anel DN 800 mm, altura 750mm, PB, JE, EA2	0 pç
18.10.08.04	Cone excêntrico DN 800/600 mm, altura 1.000 mm, PB, JE, EA2	0 pç
18.15.01.01	Tampão de ferro fundido dúctil, articulado, com travamento automático, DN 600	1 pç
18.15.02.01	Tampão de ferro fundido dúctil, com corrente e travamento, DN 230	1 pç

COMPANHIA RIOGRANDENSE DE SANEAMENTO									
QUANTITATIVOS DAS REDES COLETORAS									
MUNICÍPIO: Cachoeirinha									
OBRA: Execução da rede coletora, ramais prediais, EBE's e emissário do bairro Vila Cachoeirinha									
Código	Descrição	Un.	Quantidade	CUSTO		B. D. I. APLICADO	PREÇO MÁXIMO ADMISSÍVEL		
				(SEM B.D.I.)			(COM B.D.I.)		
				UNITÁRIO	TOTAL		UNITÁRIO	TOTAL	
02.00.00.00	SERVIÇOS TÉCNICOS								
02.02.00.00	Controle Tecnológico								
02.02.01.10	Teste hidráulico em rede de esgoto com bola de isopor	m	13673	R\$ 1,86	R\$ 25.431,78	24,00%	R\$ 2,31	R\$ 31.535,41	
02.04.00.00	Locação e Cadastro								
02.04.01.20	Locação e nivelamento para obras de condutos livres	m	13673	R\$ 1,35	R\$ 18.458,55	24,00%	R\$ 1,67	R\$ 22.888,60	
02.04.02.20	Cadastro e desenho para obras de condutos livres	m	13673	R\$ 0,90	R\$ 12.305,70	24,00%	R\$ 1,12	R\$ 15.259,07	
03.00.00.00	SERVIÇOS PRELIMINARES								
03.02.00.00	Trânsito e Segurança								
03.02.00.10	Sinalização com cavaletes, placas e cones	m	9571	R\$ 1,25	R\$ 11.963,75	24,00%	R\$ 1,55	R\$ 14.835,05	
03.02.00.20	Sinalização luminosa com cavaletes, placas e cones	m	4102	R\$ 2,79	R\$ 11.444,58	24,00%	R\$ 3,46	R\$ 14.191,28	
03.02.00.35	Tela plástica (PVC/PEAD) laranja, para sinalização e isolamento, incluso estrutura de fixação	m	27345	R\$ 1,47	R\$ 40.197,15	24,00%	R\$ 1,82	R\$ 49.844,47	
03.02.00.50	Passadinho de aço, espessura 3/4" - 2,00 x 1,00 m	un.	68	R\$ 261,00	R\$ 17.748,00	24,00%	R\$ 323,64	R\$ 22.007,52	
03.02.00.60	Instalações sanitárias móveis para obras lineares	m	13673	R\$ 1,01	R\$ 13.809,73	24,00%	R\$ 1,25	R\$ 17.124,07	
03.06.00.00	Remanejamento de Interferência								
03.06.00.21	Execução de tampa de boca de lobo	un	2	R\$ 76,47	R\$ 152,94	24,00%	R\$ 94,82	R\$ 189,65	
03.06.00.22	Remanejamento de rede de água	m	69	R\$ 91,84	R\$ 6.336,96	24,00%	R\$ 113,88	R\$ 7.857,83	
03.06.00.23	Conserto de rede de água	m	6	R\$ 57,73	R\$ 346,38	24,00%	R\$ 71,59	R\$ 429,51	
03.06.00.24	Conserto de ramal de água	m	21	R\$ 28,80	R\$ 604,80	24,00%	R\$ 35,71	R\$ 749,95	
03.06.00.25	Execução de caixa de pluvial	un	1	R\$ 2.757,47	R\$ 2.757,47	24,00%	R\$ 3.419,26	R\$ 3.419,26	
03.06.00.27	Remanejamento de rede pluvial DN 400	m	5	R\$ 442,77	R\$ 2.213,85	24,00%	R\$ 549,03	R\$ 2.745,17	
04.00.00.00	MOVIMENTO DE SOLO								
04.02.00.00	Escavação de Solo Valas								
04.02.02.42	Escavação de valas mecânica, solo 0-2 m	m3	20126	R\$ 12,53	R\$ 252.178,78	24,00%	R\$ 15,54	R\$ 312.701,69	
04.09.00.00	Aterro, Reaterro, Lastro, Espalhamento e Nivelamento								
04.09.02.02	Reenchimento manual apiloado	m3	5602	R\$ 25,41	R\$ 142.346,82	24,00%	R\$ 31,51	R\$ 176.510,06	
04.09.02.03	Areia para aterro/reaterro (inclusive carga e descarga)	m3	5602	R\$ 53,12	R\$ 297.578,24	24,00%	R\$ 65,87	R\$ 368.997,02	
04.09.02.22	Reenchimento mecânico e compactação mecânica 0-2 m	m3	11069	R\$ 20,69	R\$ 229.017,61	24,00%	R\$ 25,66	R\$ 283.981,84	
04.09.03.02	Lastro de brita - material, compactação, carga e descarga	m3	1258	R\$ 153,29	R\$ 192.838,82	24,00%	R\$ 190,08	R\$ 239.120,14	
04.10.00.00	Carga, Transporte, Descarga								
04.10.01.38	Transporte de solo para empréstimo até 30km	m3xkm	13720	R\$ 2,96	R\$ 40.611,20	24,00%	R\$ 3,67	R\$ 50.357,89	
04.10.02.01	Carga e descarga de solo para boca-fora	m3	9057	R\$ 6,71	R\$ 60.772,47	24,00%	R\$ 8,32	R\$ 75.357,86	
04.10.02.08	Transporte de solos para boca-fora até 30km	m3xkm	18114	R\$ 2,96	R\$ 53.617,44	24,00%	R\$ 3,67	R\$ 66.485,63	
05.00.00.00	ESCORAMENTO								
05.02.00.00	Escoramento Metálico								
05.02.00.40	Escoramento contínuo metálico, blindagem leve, valas até 2 m	m2	43752	R\$ 21,93	R\$ 959.481,36	24,00%	R\$ 27,19	R\$ 1.189.756,89	
06.00.00.00	ESGOTAMENTO								
06.01.00.00	Esgotamento com Bombas								
06.01.00.10	Esgotamento com bomba auto-escorvante 3,5 HP, a gasolina	h	3931	R\$ -	R\$ -	24,00%	R\$ -	R\$ -	
08.00.00.00	FUNDAÇÃO E ESTRUTURA								
08.03.00.00	Lastro								
08.03.00.14	Lastro de brita nº 2	m3	1	R\$ 101,16	R\$ 101,16	24,00%	R\$ 125,44	R\$ 125,44	
08.10.00.00	Caixas e Poços								
08.10.04.10	Montagem, carga, descarga e transporte de lâmpão de ferro para PV	un	1	R\$ 79,27	R\$ 79,27	24,00%	R\$ 98,29	R\$ 98,29	
08.10.04.20	Montagem, carga, descarga e transporte de pré-moldados de concreto para PV	m	2	R\$ 118,06	R\$ 236,12	24,00%	R\$ 146,39	R\$ 292,79	
08.10.04.30	Laje de concreto para lâmpão de ferro fundido tipo IT	un	1	R\$ 133,02	R\$ 133,02	24,00%	R\$ 164,94	R\$ 164,94	
08.10.04.40	Laje de concreto para lâmpão de ferro fundido DN 600	un	1	R\$ 352,31	R\$ 352,31	24,00%	R\$ 436,86	R\$ 436,86	
08.10.07.00	Junta argamassada de poço de visita/caixa de calçada								
08.10.07.15	Junta argamassada entre tubo DN 150 e PV	un	3	R\$ 34,02	R\$ 102,06	24,00%	R\$ 42,18	R\$ 126,55	
09.00.00.00	ASSENTAMENTO, CARGA, DESCARGA E TRANSPORTE								
09.01.00.00	Assentamento, Carga, Descarga e Transporte de Tubulação								
09.01.05.04	Assentamento, carga, descarga e transporte de tubos de PVC DN 150	m	13673	R\$ 6,07	R\$ 82.995,11	24,00%	R\$ 7,53	R\$ 102.913,94	
10.00.00.00	PAVIMENTAÇÃO								
10.02.00.00	Recomposição de Pavimentos, Guias e Sarjetas								
10.02.00.01	Recomposição de pavimento de saibro	m2	12579	R\$ 13,08	R\$ 164.533,32	24,00%	R\$ 16,22	R\$ 204.021,32	
18.00.00.00	FORNECIMENTO DE MATERIAIS								
18.05.00.00	Tubos e Peças de PVC Coletor de Esgoto								
18.05.01.15	Tubo de PVC coletor de esgoto, JEI/JERI, DN 150	m	13673	R\$ 46,73	R\$ 638.939,29	16,50%	R\$ 54,44	R\$ 744.364,27	
18.05.08.15	Kit inspeção tubular de PVC, DN 150 (tubo coletor + curva)	cj	1	R\$ 241,21	R\$ 241,21	16,50%	R\$ 281,01	R\$ 281,01	
18.10.00.00	Tubos e Peças Pré-moldadas de Concreto								
18.10.03.01	Anel p/ PV tipo "N" e "S", PB, JE, anel de borracha, DN 600, h=10 cm - GEM 7738	pç	79	R\$ 209,00	R\$ 16.511,00	16,50%	R\$ 243,49	R\$ 19.235,32	
18.10.03.02	Anel p/ PV tipo "N" e "S", PB, JE, anel de borracha, DN 600, h=15 cm - GEM 7739	pç	79	R\$ -	R\$ -	16,50%	R\$ -	R\$ -	
18.10.04.01	Anel p/ PV tipo "N", PB, JE, anel de borracha, DN 1000, h=20 cm - GEM 14111	pç	79	R\$ 409,00	R\$ 32.311,00	16,50%	R\$ 476,49	R\$ 37.642,32	
18.10.04.05	Fundo de PV tipo "N", JE, DN 1000, h=75 cm - GEM 12979	pç	79	R\$ 880,00	R\$ 69.520,00	16,50%	R\$ 1.025,20	R\$ 80.990,80	
18.10.06.01	Laje excêntrica, junta elástica, DN 1000/DE 1200, Ø interno = 600 mm - GEM 7804	pç	79	R\$ 892,00	R\$ 70.468,00	16,50%	R\$ 1.039,18	R\$ 82.095,22	
18.15.00.00	Tampões de Ferro Fundido								
18.15.01.01	Tampão de ferro fundido dúctil, articulado, com travamento automático, DN 600	pç	1	R\$ 480,00	R\$ 480,00	16,50%	R\$ 559,20	R\$ 559,20	
18.15.02.01	Tampão de ferro fundido dúctil, com corrente e travamento, DN 230	pç	1	R\$ 242,00	R\$ 242,00	16,50%	R\$ 281,93	R\$ 281,93	

