

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DA PARAÍBA
CAMPUS CAJAZEIRAS

JOSE AUGUSTO PARNAIBA JUNIOR

**PROPOSIÇÃO DE PROJETO DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO
DA CIDADE DE SANTA HELENA – PB.**

Cajazeiras-PB
09/09/2022

JOSE AUGUSTO PARNAIBA JUNIOR

**PROPOSIÇÃO DE PROJETO DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO
DA CIDADE DE SANTA HELENA – PB.**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba-*Campus* Cajazeiras, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil, sob Orientação do Prof. Bruno de Medeiros Souza.

IFPB / Campus Cajazeiras
Coordenação de Biblioteca
Biblioteca Prof. Ribamar da Silva
Catalogação na fonte: Suellen Conceição Ribeiro CRB-2218

P256p Parnaíba Junior, Jose Augusto

Proposição de projeto do sistema de esgotamento sanitário da cidade de Santa Helena – PB/ Jose Augusto Parnaíba Junior. – Cajazeiras/PB: IFPB, 2022.

79f.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba-IFPB, Campus Cajazeiras. Cajazeiras, 2022.

Orientador(a): Prof. Bruno de Medeiros Souza.

1. Saneamento básico. 2. Estação de tratamento. 3. Qualidade de vida. 4. Santa Helena. 5. Paraíba.

I. Parnaíba Junior, Jose Augusto. II. Título.

CDU: 628 P256p


JOSE AUGUSTO PARNAIBA JUNIOR

**PROPOSIÇÃO DE PROJETO DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO
DA CIDADE DE SANTA HELENA – PB.**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, *Campus* Cajazeiras, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em 30 de Agosto de 2022.

BANCA EXAMINADORA

Documento assinado digitalmente
 BRUNO DE MEDEIROS SOUZA
Data: 12/09/2022 08:09:21-0300
Verifique em <https://verificador.iti.br>

Me. Bruno de Medeiros Souza – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Orientador



Dr. Sebastião Simão da Silva – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Examinador 1



Me. Katharine Taveira de Brito Medeiros – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Examinador 2

Dedico este trabalho aos meus pais e a meus irmãos pelo incentivo e apoio que me permitiram seguir em frente, também aos meus amigos pelo apoio no decorrer do curso.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus por sempre me guiar e me conceder a sabedoria e a coragem para seguir em frente

A minha família que sempre me incentivaram e proporcionaram os recursos para que eu pudesse estudar.

Aos meus professores que me guiaram e proporcionaram desafios para que eu pudesse me superar e aprimorar.

Aos meus colegas do IFPB pelo auxílio com as tarefas desenvolvidas durante o curso e apoio na revisão deste trabalho.

Aos motoristas que me deram carona durante todo o período em que estudei no IFPB, pois me ajudaram a voltar pra casa quando não tinha transporte.

Ao meu orientador Prof. Me. Bruno de Medeiros Sousa pelo auxílio e orientação neste trabalho e também durante todo o curso.

RESUMO

O Brasil é um país que apresenta baixos índices de cobertura quanto aos serviços de saneamento básico. A ausência destes serviços acarreta uma série de problemáticas para a população em geral, principalmente no que concerne a saúde e a qualidade de vida desta população desassistida. O setor de esgotamento sanitário, como uma das partes integrantes dos serviços de saneamento, também apresenta índices reduzidos de cobertura e na maior parte das cidades brasileiras que são contempladas com este serviço, as instalações são deficitárias. Como parte integrante deste quadro deficitário, a cidade de Santa Helena-PB, possui um sistema precário de coleta e não apresenta sistema algum de tratamento. Desta forma, este estudo propõe um projeto de sistema de coleta e tratamento de esgoto sanitário para a cidade de Santa Helena com o objetivo de minimizar os impactos causados pela precariedade/ausência do mesmo. Para realização do estudo, foram efetuados levantamentos diversos em órgãos, sites e “*in loco*”, além de considerações necessárias para a realização dos cálculos (rede coletora, estações elevatórias e estações de tratamento), executados com base nas normas vigentes, bem como na recomendação de autores renomados. Como resultados, para atingir toda a zona urbana atual, são necessários 13,710 km de rede coletora, três estações elevatórias e duas estações de tratamento, cada uma composta por uma lagoa anaeróbia seguida de uma lagoa facultativa.

Palavras-chave: Esgoto sanitário, Santa Helena, estação de tratamento, qualidade de vida, sistema de coleta, estação elevatória.

ABSTRACT

Brazil is a country with low coverage rates for basic sanitation services. The absence of these services causes a series of problems for the general population, especially with regard to the health and quality of life of this unassisted population. The sanitary sewage sector, as one of the integral parts of sanitation services, also has low coverage rates and in most Brazilian cities that are contemplated with this service, the facilities are deficient. As an integral part of this deficit, the city of Santa Helena-PB has a precarious collection system and does not have any treatment system. In this way, this study proposes a project for a sewage collection and treatment system for the city of Santa Helena with the objective of minimizing the impacts caused by the precariousness/absence of it. In order to carry out the study, several surveys were carried out in organs, sites and "in loco", in addition to the necessary considerations for the realization of the calculations (collection network, pumping stations and treatment stations), carried out based on the current regulations, as well as on the recommended by renowned authors. As a result, to reach the entire current urban area, 13,710 km of collection network, three pumping stations and two treatment stations are needed, each consisting of an anaerobic lagoon followed by an optional lagoon.

Keywords: Sanitary sewage, Santa Helena, treatment plant, quality of life, collection system, pumping station.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Localização do município de Santa Helena.....	22
Figura 2 – Área urbana do município de Santa Helena, cidade de Santa Helena.....	23
Figura 3 – Traçado do sistema atual de esgotamento sanitário.....	24
Figura 4 – Manutenção de rede na rua Antônio Soares.....	25
Figura 5 – Manutenção de rede na rua Joana Ferreira de Souza.....	26
Figura 6 – Manutenção de rede na rua Joana Ferreira de Souza.....	26
Figura 7 – Manutenção de rede na rua Joana Ferreira de Souza.....	27
Figura 8 – Sistema arcaico de coleta de esgoto.....	28
Figura 9 – Sistema arcaico de coleta de esgoto e órgão acessório fora do padrão.....	28
Figura 10 – Caixa de passagem com tampa quebrada e sinalização derrubada.....	29
Figura 11 – Trecho com afundamento da pavimentação acima da rede de esgoto.....	29
Figura 12 – Canal a céu aberto de transporte de efluentes próximo a residências e ponto de despejo 1.....	30
Figura 13 – Localização dos pontos de despejo.....	30
Figura 14 – Ponto de despejo de esgoto bruto 2.....	31
Figura 15 – Conformação esquemática de coletores tronco e interceptores, tipo longitudinal...34	
Figura 16 – Conformação esquemática de coletores tronco e interceptores, tipo perpendicular	34
Figura 17 – Conformação esquemática de coletores tronco e interceptores, tipo leque.....	34
Figura 18 – Localização dos coletores na via pública.....	35
Figura 19 – Representação de uma estação elevatória.....	37
Figura 20 – Localização da sub-bacia verde.....	39
Figura 21 – Localização da sub-bacia azul.....	39
Figura 22 – Localização da sub-bacia laranja.....	40
Figura 23 – Tabela para obtenção dos valores de Y/D a partir do K.....	56
Figura 24 – Tabela para obtenção dos valores de β a partir do Y/D.....	56
Figura 25 – Comprimentos equivalentes.....	60
Figura 26 – Determinação da taxa de aplicação volumétrica e remoção de DBO_5	68
Figura 27 – Representação geral do sistema de coleta e tratamento de esgoto proposto.....	72

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Dados de dimensionamento da EEE-01.....	47
Tabela 2 – Dados de dimensionamento da EEE-02.....	47
Tabela 3 – Dados de dimensionamento da EEE-03.....	47
Tabela 4 – Registro populacional do município de Santa Helena-PB.....	52
Tabela 5 – Cotas e alturas EEE-01.....	59
Tabela 6 – Desnível geométrico EEE-01.....	59
Tabela 7 – Cálculo das perdas de carga localizadas EEE-01.....	60
Tabela 8 – Cotas e alturas EEE-02.....	62
Tabela 9 – Desnível geométrico EEE-02.....	63
Tabela 10 – Cálculo das perdas de carga localizadas EEE-02.....	63
Tabela 11 – Cotas e alturas EEE-03.....	66
Tabela 12 – Desnível geométrico EEE-03.....	66
Tabela 13 – Cálculo das perdas de carga localizadas EEE-03	66
Tabela 14 – Comprimento das redes e quantidade de caixas de passagem.....	71
Tabela 15 – Resultados calculados para as EEEs.....	73
Tabela 16 – Resultados calculados para as ETEs.....	73

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

AESA – Agência Executiva de Gestão das Águas do Estado da Paraíba

ANA – Agência nacional de águas

CEAE – Companhias Estaduais de Água e Esgoto

CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente

CP – Caixa de Passagem

DBO – Demanda Bioquímica de Oxigênio

EEE – Estação Elevatória de Esgoto

EEEB – Estação Elevatória de Esgoto Bruto

ETE – Estação de Tratamento de Esgoto

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IDEME – Instituto de Desenvolvimento Municipal da Paraíba

INCT-OM – Instituto Nacional de Ciências e Tecnologia Observatório das Metrôpoles

INPE – Instituto Nacional de pesquisas Espaciais

LNSB – Lei Nacional do Saneamento Básico

MDE – Modelos Digitais de Elevação

NBR – Norma Brasileira

PB – Paraíba

PLANASA – Plano Nacional de Saneamento

PV – Poço de Visita

QGIS – Quantum GIS

SNIS – Sistema Nacional de Informações sobre o Saneamento

TIL – Terminal de Inspeção e Limpeza

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	14
2. OBJETIVOS	17
2.1 OBEJETIVO GERAL	17
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
3. REVISÃO DE LITERATURA	18
3.1 SANEAMENTO BÁSICO NO BRASIL	18
3.1.1 História do saneamento no Brasil	18
3.1.2 Percentuais da cobertura da rede de esgoto no Brasil.....	19
3.1.3 Esgotamento sanitário e aspectos socioambientais.....	20
3.1.4 Município de Santa Helena	21
3.1.4.1 Características e localização	21
3.1.4.2 Clima	22
3.1.4.3 Economia.....	22
3.1.4.4 Situação do sistema esgotamento sanitário.....	23
3.2 ESGOTOS SANITÁRIOS	30
3.2.1 Tipos de sistema de esgotamento sanitário	30
3.2.2 Componentes constituintes de um sistema de esgotamento sanitário.....	31
3.3 NORMAS VIGENTES SOBRE PROJETOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO	32
3.4 ASPECTOS DA REDE COLETORA.....	32
3.4.1 Órgãos acessórios da rede	32
3.4.2 Traçados da rede coletora.....	32
3.4.3 Posicionamento dos coletores	34
3.5 ESTUDO DEMOGRÁFICO	34
3.6 PARÂMETROS PARA O PROCESSO DE CÁLCULO.....	35
3.7 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ESGOTO.....	35
3.8 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO	36
4. METODOLOGIA	37
4.1 DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE COLETA DE ESGOTO	37
4.1.1 Normas técnicas	37
4.1.2 Área de projeto.....	37
4.1.3 Horizonte de projeto.....	39
4.1.4 Traçado da rede Coletora	39
4.1.5 Características da rede projetada	40
4.1.6 Cálculo Populacional.....	40
4.1.7 Coeficiente de retorno(C).....	40
4.1.8 Vazões totais de início e final de plano	41
4.1.9 Cálculo das vazões nos trechos	42
4.1.10 Taxa de infiltração	42
4.1.11 Taxa de contribuição linear	42

4.1.12 Diâmetro.....	43
4.1.13 Declividade.....	44
4.1.14 Tensão trativa.....	44
4.1.15 Velocidade crítica.....	45
4.2 DIMENSIONAMENTO DAS ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS DE ESGOTO	45
4.2.1 Dados do projeto	46
4.2.1.1 volume do poço de sucção	47
4.2.1.2 perdas de carga	47
4.2.1.3 potência do conjunto de bombeamento	48
4.3 DIMENSIONAMENTO DAS ESTAÇÕES DE TRATAMENTO DE ESGOTO	48
5. RESULTADOS E ANALISES	51
5.1 SISTEMA DE COLETA DE ESGOTO	51
5.1.1 Cálculo Populacional.....	51
5.1.2 Parâmetros de projeto.....	52
5.1.3 Cálculo da taxa de contribuição linear	52
5.1.4 Vazão mínima de dimensionamento	54
5.1.5 Determinação do diâmetro e declividade do trecho do coletor de lâmina líquida, tensão trativa e velocidade crítica	54
5.1.6 Profundidade dos coletores	56
5.2 DIMENSIONAMENTO DAS ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS DE ESGOTO	56
5.2.1 EEE-01	56
5.2.1.1 Dimensionamento do volume do poço de sucção	56
5.2.1.2 Cálculo das perdas de carga	58
5.2.1.3 Dimensionamento da bomba: cálculo da potência do conjunto de bombeamento.....	60
5.2.2 EEE-02	60
5.2.2.1 Dimensionamento do volume do poço de sucção	60
5.2.2.2 Cálculo das perdas de carga	61
5.2.2.3 Dimensionamento da bomba: cálculo da potência do conjunto de bombeamento.....	63
5.2.3 EEE-03	63
5.2.3.1 Dimensionamento do volume do poço de sucção	63
5.2.3.3 Dimensionamento da bomba: cálculo da potência do conjunto de bombeamento.....	66
5.3 DIMENSIONAMENTO DAS ESTAÇÕES DE TRATAMENTO DE ESGOTO	66
5.3.1 ETE -01.....	66
5.3.1.1 Dimensionamento da lagoa de estabilização anaeróbia	66
5.3.1.2 Dimensionamento da lagoa facultativa	68
5.3.2 ETE-02.....	69
5.3.2.1 Dimensionamento da lagoa de estabilização anaeróbia	69
5.3.2.2 Dimensionamento da lagoa Facultativa.....	70
5.4.1 Comprimento do traçado, quantidade de CPs e composição geral do sistema.....	71
5.4.2 Estações elevatórias	73
5.4.3 Estação de tratamento.....	73
6. CONCLUSÃO	74

REFERÊNCIAS 76

1. INTRODUÇÃO

Saneamento básico é definido na lei nº 11.445/2007, que veio posteriormente a ser substituída pela lei 14.026/2020, como sendo um conjunto de serviços de cunho público de instalação e infraestrutura de abastecimento de água, esgotamento sanitário, manejo de resíduos sólidos e de águas pluviais. Segundo Salles (2008), após a promulgação da constituição federal de 1988, o Brasil assumiu o saneamento como um bem essencial, tornando seu papel garantir condições necessárias para sua execução.

O saneamento básico é um assunto bastante discutido na atualidade, principalmente porque ainda não foi possível prover condições adequadas de esgotamento sanitário e distribuição de água para todas as pessoas. Em alguns países de primeiro mundo ou até mesmo emergentes, esse problema é bastante reduzido se comparado ao Brasil. um exemplo claro é o Uruguai que, segundo Gomes (2019), mesmo sendo vizinho do Brasil e tendo índices de qualidade de vida semelhantes, cresce cerca de 50% a mais nas áreas de planejamento, manutenção e execução de obras desse setor.

Visando mitigar o problema do saneamento, o Governo Federal promulgou a lei nº11.445/2007 que englobou todas as diretrizes nacionais de saneamento básico. Esta lei veio aprimorar o Plano Nacional de Saneamento (PLANASA) que vigorou durante trinta anos, porém este plano apresentava margens que permitiam a ocorrência de alterações entre os entes federativos (AZEVEDO, 2019).

Segundo o Instituto Nacional de Ciências e Tecnologia Observatório das Metrôpoles (INCT-OM), o Brasil sempre possuiu deficiências na área de saneamento no que diz respeito ao planejamento estratégico em médio e longo prazo, fato que veio a ser alterado a partir da lei de Diretrizes Nacionais de Saneamento Básico, que estabeleceu o dever da união de elaborar o Plano Nacional de Saneamento Básico que deve contemplar um horizonte de 20 anos e revisões a cada quatro anos (AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO, 2019).

O setor do esgotamento sanitário, principalmente, vem se mostrando como uma grande dificuldade no Brasil como um todo, tendo em vista os baixos índices. De acordo com os dados disponíveis por meio do Sistema Nacional de Informações sobre o Saneamento (SNIS), no Brasil, em 2018 apenas pouco mais da metade da população teria acesso a coleta de esgoto e destes, menos da metade tinha seu esgoto tratado. Além de baixos, esses valores são mal distribuídos. Os estados do Norte e Nordeste apresentam índices ainda menores desses indicadores. Usando como exemplo o Nordeste, os dados indicam que menos de um terço da população da região possuem acesso à sistema de esgotamento sanitário (MINISTÉRIO DO

DESENVOLVIMENTO REGIONAL, 2019).

Com base em dados do censo do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2010), a Paraíba, um dos 9 estados da região Nordeste, apresenta um total de 223 municípios, muitos deles de pequeno porte com menos de 20.000 habitantes, quase todos com situação econômica em que a maior parte da verba do estado provém do Governo Federal. Ainda segundo o Instituto, estes municípios no geral apresentam percentual de coleta de esgoto por volta dos 30%, o que caracteriza um dos percentuais mais baixos do país.

Ainda com base no IBGE (2010), Santa Helena é um município do Nordeste localizado no estado da Paraíba, situado na região semiárida, apresenta um total estimado de 5.853 habitantes no ano de 2021. No que diz respeito a esgotamento sanitário, apenas 22,5% da população é assistida por esse serviço, e deste percentual, grande parte do sistema de esgotamento encontra-se em péssimas condições, apresentando constantes extravasamentos verificados pela população. É difícil mensurar exatamente este total de extravasamentos, pois segundo o SNIS, esse dado não tem obrigatoriedade de ser repassado para o diagnóstico (BRASIL, 2019).

O saneamento é importante em vários aspectos, e um deles é o de saúde pública. Pois, segundo Carneiro e Junior (2016), a implantação de sistemas de saneamento no fim do século XIX e início do século XX proporcionaram melhorias na saúde dos beneficiários. No Brasil, a ausência de saneamento acarreta a incidência de doenças, principalmente, de veiculação hídrica, isto é, doenças que se alastram usando a água como vetor (TEIXEIRA; GUILHERMINO, 2006).

A instalação de sistemas de esgotamento sanitário diminui a notificação de doenças vinculadas a sua falta, como avaliado por Azevedo (2019). Desse modo a reestruturação, expansão e o melhoramento destas redes é imprescindível para que se possa conseguir um desenvolvimento social. Não somente as doenças são consequências negativas da falta de saneamento, o despejo inadequado do esgoto, bem como esgotos a céu aberto, também causa poluição visual, e a liberação de mau cheiro (GONÇALVES, 2015), que podem vir a incomodar a população e eventualmente atrapalhar interações socioeconômicas.

A degradação do meio ambiente é uma consequência também da deficiência nas redes de coleta e tratamento de esgoto, uma vez que esgotos não tratados retornam para a natureza, sendo diretamente despejados em rios, ou no solo. Quando despejados de forma inadequada, os dejetos podem chegar a rios elevando a carga orgânica e propiciando a eutrofização daquela água (BERWANGER et al., 2008). Este despejo também tem grande probabilidade de

contaminar os lençóis freáticos (FOLLMANN; FOLETO, 2013). Por isso, a construção de sistemas de esgoto visa também a conservação dos recursos naturais e a eliminação de fontes poluidoras contaminantes (RIBEIRO; ROOKE, 2010 apud LEAL, 2008).

Neste contexto, esse trabalho vem propor um projeto do sistema de esgotamento sanitário para a cidade de Santa Helena – PB, como meio de minimizar os impactos na saúde pública da população (ocasionados pelo déficit atual) e também proporcionar a preservação do meio ambiente.

2. OBJETIVOS

Neste tópicodelineamos os objetivos do Trabalho de Conclusão do Curso.

2.1 OBEJETIVO GERAL

Propor um projeto de sistema de esgotamento sanitário da cidade de Santa Helena-PB, com o intuito de contribuir com melhorias socioambientais para o município.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para atingir o objetivo geral, os objetivos específicos a serem alcançados neste trabalho serão os seguintes:

- Determinar o diagnóstico da situação atual da rede de esgotamento atual da cidade de Santa Helena;
- Estimar a população futura até o ano de 2042 com base em modelos matemáticos de projeções populacionais;
- Elaborar o projeto de esgotamento sanitário da cidade (rede coletora, estações elevatórias e estações de tratamento) através de planilhas eletrônicas e softwares de desenho (CAD).

3. REVISÃO DE LITERATURA

Para permitir melhor compreensão sobre o assunto, foram levantados conceitos e dados de diversas fontes de modo que serão apresentadas definições básicas relativas ao sistema de coleta, transporte e tratamento de esgoto sanitário.

3.1 SANEAMENTO BÁSICO NO BRASIL

O Brasil já possui uma história com o saneamento que retoma até mesmo antes da década de 1950. No entanto, mesmo depois de 70 anos, o país demonstra muitos déficits nessa área.

3.1.1 *História do saneamento no Brasil*

O saneamento é definido na lei nº 11.445/2007 como sendo um conjunto de serviços de cunho público de instalação e infraestrutura de abastecimento de água, esgotamento sanitário, manejo de resíduos sólidos e de águas pluviais. A Constituição Federal de 1988, em seu artigo 200, inciso IV, apresenta o saneamento diretamente relacionado à saúde, de modo que o Sistema Único de Saúde é responsável pelas ações e formulações de políticas de saneamento. Dessa forma, segundo Salles (2008), o Brasil legalmente tem o saneamento como um bem essencial, onde é seu dever prover condições para sua execução.

De acordo com Muller (1986 apud SALLES, 2008), um setor, no que diz respeito à esfera da entidade pública, pode ser entendido como um conjunto de papéis sociais organizados em uma lógica autônoma de atuação dentro da sociedade. Nessa perspectiva, Sanches (1986 apud SALLES, 2008), afirma que o saneamento não existia como setor no Brasil até por volta da década de 50, em virtude de não possuir estruturas capacitadas para mediar a atuação do meio empresarial dentro do aparelho estatal.

Ainda de acordo com Salles (2008), o saneamento só começou de fato a se estruturar no Brasil a partir da década de 1960, quando se pôde realizar investimentos e se ter o planejamento no abastecimento de água. O governo militar teve grande importância para o setor do saneamento, pois na compreensão dos governantes dessa época a falta de saneamento comprometia o desenvolvimento econômico da nação, com isso foram realizados massivos investimentos públicos no setor (SANCHES, 2001 apud SALLES, 2008).

Em 1971 foi criado o Plano Nacional de Saneamento (PLANASA). A partir de sua criação foi estimulado o surgimento de Companhias Estaduais de Água e Esgoto (CEAE), que apesar de serem propriedades de governos estaduais, respondiam às diretrizes federais e tinham

que conseguir concessões dos municípios para poder operar.

Somente em janeiro de 2007, com a promulgação da lei 11.445, que é a Lei Nacional do Saneamento Básico (LNSB), foram estabelecidas as diretrizes nacionais para o saneamento no país, que possuía como base os princípios da universalização, planejamento, sustentabilidade, controle social, regulação, integridade e transparência. A partir dessa lei os municípios passaram a ter titularidade sobre essas questões (AZEVEDO, 2019).

No ano de 2020, houve a substituição da lei 11.445/2007 pela lei 14.026/2020. Dentre os fatores que levaram a essa substituição se destaca o não cumprimento das metas designadas, devido a ausência de agências reguladoras. Além do não cumprimento de metas, houve críticas ao modelo de contrato, pois os mesmos poderiam apenas serem efetuados com empresas públicas. Devido tais fatores, a nova lei foi sancionada mudando esses aspectos, onde a Agência Nacional de Águas (ANA) passou a ser também órgão regulador e a contratação da prestadora de serviços passou a ser por meio de licitação com participação também das empresas privadas.

O Brasil tem um déficit enorme no setor do esgotamento sanitário se comparado com países de primeiro mundo e também se comparado com países vizinhos na América Latina, como por exemplo o Uruguai. De acordo com Gomes (2019), ao se comparar Brasil e Uruguai no que diz respeito a saneamento básico existe uma grande disparidade, pois, embora os índices de qualidade de vida sejam parecidos, o Uruguai chegou a crescer quase 50% a mais no que diz respeito a planejamento, manutenção e expansão de obras no setor.

Ainda conforme Gomes (2019), as diferenças do Brasil para o Uruguai, está no investimento massivo no setor aliado com a constância do corpo técnico envolvido no projeto, mesmo com a troca de legislatura, além do acréscimo de diversas outras leis que ajudavam o Uruguai na manutenção do desenvolvimento do setor de saneamento.

Gomes (2019) ainda traz que, por volta da década de 80, houve um grande processo de separação entre as entidades responsáveis pela saúde e as responsáveis pelo saneamento. No Brasil, diferentemente do que ocorreu no Uruguai, uma forte crise econômica fragilizou as receitas no setor de saneamento, o que desencadeou no fim do PLANASA.

3.1.2 Percentuais da cobertura da rede de esgoto no Brasil

O esgotamento sanitário ainda vem se mostrando uma grande dificuldade no Brasil como um todo, e isso é evidenciado pelos baixos valores dos índices que expõem o percentual de coleta e tratamento do esgoto. De acordo com os dados disponíveis por meio do Sistema Nacional de Informações sobre o Saneamento (SNIS), no Brasil em 2018, apenas pouco mais de 53,2% da população teria acesso a coleta de esgoto e destes, 46,3% tinham seu esgoto

tratado, ou seja, apenas cerca de 24,6% de todo o esgoto coletado eram tratados. Desse modo, além de baixos, esses percentuais são mal distribuídos. Os estados do Norte e Nordeste possuem índices ainda menores desses indicadores, usando como exemplo o Nordeste, os dados indicam que apenas 28% da população da região têm acesso à sistema de esgotamento sanitário (MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO REGIONAL, 2019).

Os índices do estudo de 2020 realizado também pelo SNIS expõem uma leve melhora em relação ao estudo anterior, onde a coleta de esgoto abrange 55% da população e de todo o esgoto gerado apenas 50,8% são tratados. A distribuição da rede de esgotamento sanitário ainda se mostra muito discrepante entre as regiões, com o Sudeste contemplando 80,5% da sua população e o Nordeste, apenas 30,3% (MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO REGIONAL, 2021).

3.1.3 Esgotamento sanitário e aspectos socioambientais

Parte da responsabilidade pela degradação do meio ambiente pode ser atribuída às deficiências ou inexistência de redes coletoras de esgoto e estações de tratamento. Os dejetos efluentes despejados de forma inadequada e sem o devido tratamento podem acarretar sérias consequências ambientais. De acordo com Berwanger et al (2008), o descarte de dejetos de forma inadequada pode, a longo prazo, elevar os níveis de fósforo no solo que pode ser carregado para cursos d'água e causar eutrofização. Além disso, de acordo com Follmann e Foletto (2013) esses resíduos podem acabar chegando aos lençóis freáticos causando a contaminação dos mesmos.

A eutrofização pode levar à mortalidade dos animais que habitam os corpos de água, o que acaba causando um desequilíbrio ambiental na região afetada. Por outro lado, a contaminação dos lençóis freáticos, comprometem as fontes de águas disponíveis para utilização humana.

Outros aspectos relacionados à falta de saneamento são o mau-cheiro e a poluição visual. Esses dois últimos aspectos são retratados por Gonçalves (2015), e eles estão diretamente relacionados a fatores econômicos, como a valorização imobiliária e o conforto de clientes. um esgoto a céu aberto incomoda e afastam os habitantes daquele local, de modo que os empreendimentos ou residências próximas àquele local se desvalorizam.

Também relacionado aos aspectos sociais e econômicos, um local que apresente saneamento básico bem desenvolvido é mais atraente para os empreendedores que querem montar algum negócio ou indústria no local, pois isso facilita sua instalação e operação.

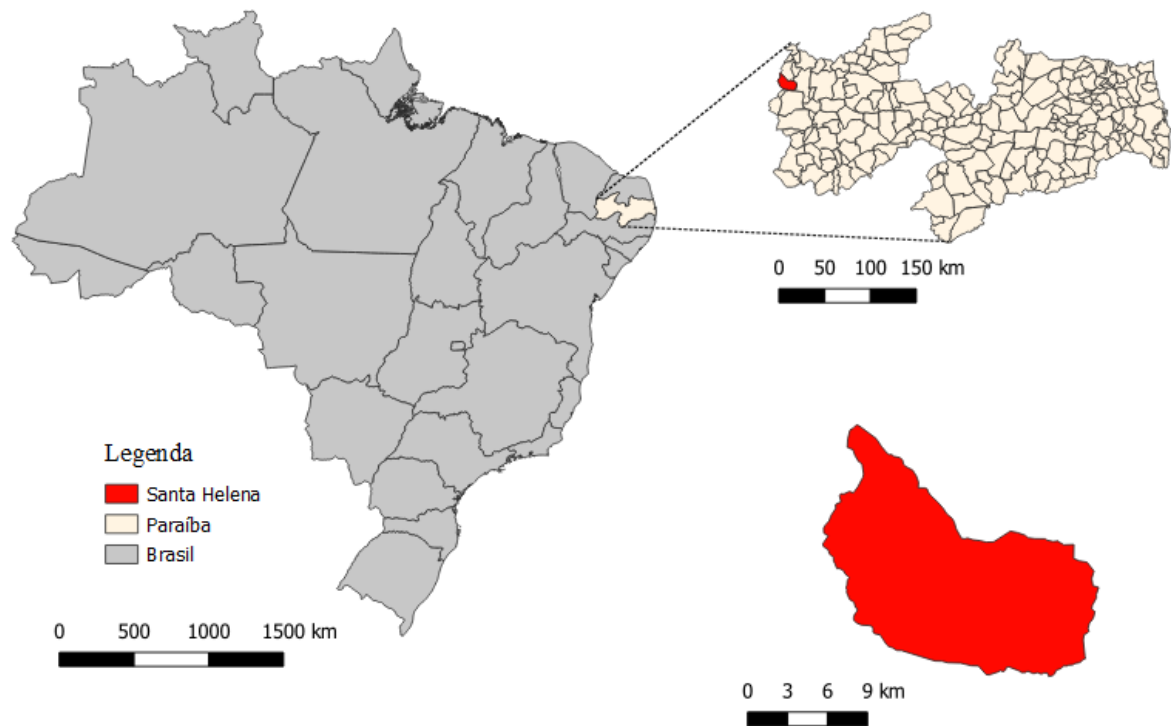
3.1.4 Município de Santa Helena

Neste tópico serão abordados alguns aspectos do município de Santa Helena-PB.

3.1.4.1 Características e localização

Santa Helena é um município localizado no extremo oeste do estado da Paraíba, na região semiárida do Nordeste brasileiro. Segundo dados do IBGE, apresenta uma extensão territorial de 211,143 km² e está a uma distância de aproximadamente 490 km da capital do estado (Figura 1). Santa Helena tem uma população de 5369 habitantes colhidos no último censo em 2010. É estimada uma população de 5853 para o ano de 2021.

Figura 1 - Localização do Município de Santa Helena.



Fonte: Autor (2022)

O município faz divisa na Paraíba com os municípios de São João do Rio do Peixe, Bom Jesus, Cajazeiras e Triunfo e com os municípios de Baixio, Ipaumirim e Umari no Ceará.

Segundo o Instituto de Desenvolvimento Municipal da Paraíba (IDEME), por meio do Atlas do Desenvolvimento Humano do Brasil (2013), a zona urbana do município (Figura 2) apresentava uma população de 2.226 habitantes no ano de 1991, 2.654 habitantes no ano de 2000 e 2.702 no ano de 2010, o que demonstra um leve crescimento no decorrer destes anos.

Figura 2 – Área urbana do Município de Santa Helena (Cidade de Santa Helena).



Fonte: Google Earth, adaptado (2022)

3.1.4.2 *Clima*

O clima da região é semiárido apresentando altas temperaturas durante o ano. As estações se dividem em duas, a chuvosa e a seca, com a estação chuvosa durando em torno de 5 meses, de janeiro a maio, e os demais correspondentes a estação seca, podendo haver variações de ano para ano.

Segundo a Agência Executiva de Gestão das Águas do Estado da Paraíba (AES/A), não se tem o registro histórico de precipitações do município, porém, considerando a série histórica do município vizinho de São João do Rio do Peixe, podemos inferir que a precipitação anual varia em torno de 976,3mm.

3.1.4.3 *Economia*

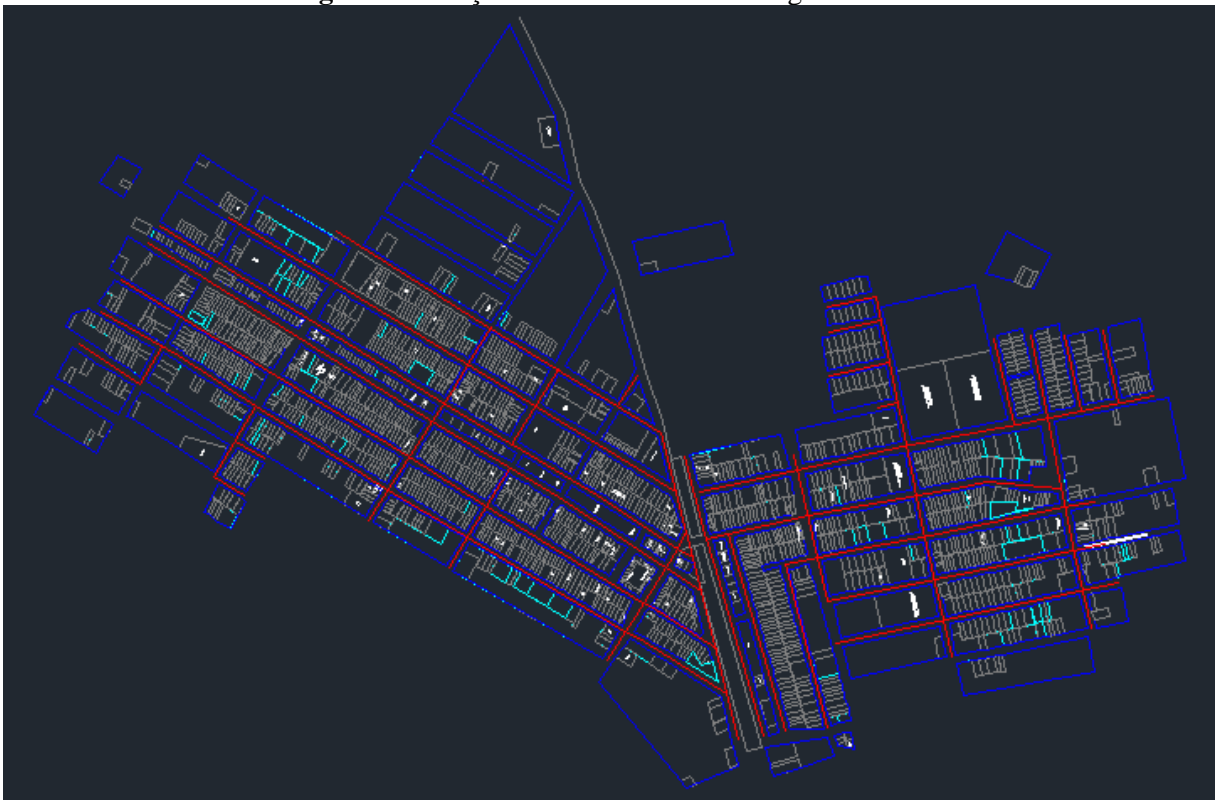
Segundo dados do IBGE, o PIB do município é de R\$ 8.803,85 per capita no ano de 2019, e em comparação com os municípios de todo o país sua posição é 4752º de 5570, ou seja, é um

dos menores no país. Ainda segundo o IBGE, o salário médio mensal para o ano de 2019 era de 1,6 salários mínimos, para os trabalhadores formais. No entanto, o percentual de pessoas ocupadas correspondia apenas a 8,1% da população do município. A maior parte da economia da cidade gira em torno da produção rural de subsistência, dos auxílios governamentais como o Auxílio Brasil e aposentadorias. Outra parte da economia gira em torno de comércios de pequeno porte e cargos públicos. O IBGE ainda aponta que metade da população possuía um rendimento de pelo menos meio salário mínimo.

3.1.4.4 Situação do sistema esgotamento sanitário

No que concerne à rede coletora, segundo dados do IBGE (2010), o percentual de domicílios com atendimento em todo o município é de apenas 22,5%, e no perímetro urbano o sistema coletor não abrange todas as ruas. Isso faz o município ocupar a posição 3.508 entre os 5.570 municípios da federação. O sistema em questão (Figura 3), é operado pela Prefeitura Municipal e não possui estações de tratamento, ou seja, o esgoto sanitário de toda a zona urbana é atualmente lançado de forma “bruta” nos corpos hídricos ou no solo.

Figura 3 – Traçado do sistema atual de esgotamento sanitário



Fonte: Autor (2022)

As linhas vermelhas na Figura 3 correspondem ao traçado dos coletores do sistema de esgotamento já existentes na cidade.

O atendimento ainda se dá de forma precária, pois a zona urbana apresenta um sistema de coleta bastante defasado, sucateado e que sofre manutenções frequentemente, que não resolve definitivamente o problema, e que causam muito incômodo para a população devido aos constantes extravasamentos e conseqüentemente, interdição de ruas. Os problemas ocorrem em vários pontos da rede atual. Esses pontos já são de conhecimento geral, pois os problemas são muito recorrentes.

A Figura 4 retrata uma manutenção de rede realizada em uma das ruas mais movimentadas da cidade. A fotografia, datada de 04 de fevereiro de 2022, expõe a rua interditada. Tal situação perdurou por cerca de mais 15 dias após a data do registro.

Figura 4 –Manutenção de rede na rua Antônio Soares.



Fonte: Acervo do autor (2022)

As Figuras 5, 6 e 7 tratam de manutenções que ocorreram em uma mesma rua em pontos diferentes. Os extravasamentos foram os motivos das manutenções, as quais não foram realizadas simultaneamente, o que acarretou em um maior tempo de interdição da rua.

Figura 5 – Manutenção de rede na rua Joana Ferreira de Souza.



Fonte – Acervo do autor (2022)

Figura 6 – Manutenção de rede na rua Joana Ferreira de Souza.



Fonte – Acervo do autor (2022)

Figura 7 – Manutenção de rede na rua Joana Ferreira de Souza.



Fonte – Acervo do autor (2022).

Os problemas se intensificam durante o período chuvoso, quando as águas pluviais adentram os coletores por meio de falhas de vedação dos órgãos acessórios e também por má vedação entre as junções dos coletores. Além disso, verifica-se que algumas porções do sistema são muito arcaicas, não contendo coletores e com cobertura inferior ao recomendado pela norma. Os problemas de extravasamento, bem como quebras e afundamentos das caixas de passagem são muito recorrentes.

As Figuras 8 e 9 ilustram o quão arcaicas são algumas partes do sistema coletor. As fotografias foram registradas na rua Noemia Ana de Moraes. Esse trecho não apresenta tubos para coleta e transporte, mas sim valas revestidas de pedras granulíticas. Os diâmetros e as profundidades mínimas também estão em desacordo com as normas vigentes.

Figura 8 – Sistema arcaico de coleta de esgoto.



Fonte – Acervo do autor (2022).

Figura 9 – Sistema arcaico de coleta de esgoto e órgão acessório fora do padrão.



Fonte – Acervo do autor (2022).

A Figura 10 evidencia um dos pontos de extravasamento comum e que, também constantemente sofre com o recalque e quebra das tampas da caixa de visita localizado na rua

Projetada.

Figura 10 – Caixa de passagem com tampa quebrada e sinalização derrubada.



Fonte – Acervo do autor (2022).

Problemas também surgem das soluções inadequadas adotadas pelo município. Por exemplo, é comum ocorrerem recalques ao longo das valas no pavimento devido à falta de compactação adequada, em locais que foram submetidos a algum reparo do sistema, como ilustrado na Figura 11 pelo ponto de afundamento localizado na rua Euclides Gomes de Limeira.

Figura 11 – Trecho com afundamento da pavimentação acima da rede de esgoto.



Fonte – Acervo do autor (2022).

Um dos trechos do sistema de esgotamento é constituído por um canal a céu aberto (Figura 12) que emite um forte e desagradável odor, que pode ser sentido nas residências próximas, além de também ser desagradável urbanisticamente. O referido canal é um ponto de deságue do esgoto no solo.

Figura 12 – Canal a céu aberto de transporte de efluentes próximo a residências e ponto de despejo 1.



Fonte – Acervo do autor (2022).

A disposição final do esgoto da cidade também é um grande problema, tendo em vista que não há tratamento e consequentemente, o esgoto “*in natura*” é despejado diretamente no solo em dois pontos nos arredores da cidade. O esgoto se acumula nestes pontos, originando pequenas lagoas de efluentes (Figura 13).

Figura 13 – Localização dos pontos de despejo.



Fonte – Google Earth adaptado (2022).

A Figura 14 ilustra um dos pontos em que ocorre o despejo do esgoto bruto na natureza.

Figura 14 – Ponto de despejo de esgoto bruto 2.



Fonte – Acervo do autor (2022).

3.2 ESGOTOS SANITÁRIOS

Segundo o que o define a NBR 9648 (ABNT, 1986), o esgoto sanitário é o “despejo líquido constituído de esgotos domésticos, industriais, água de infiltração e a contribuição pluvial parasitária”. A mesma norma ainda traz a definição de cada uma das parcelas contribuintes do esgoto sanitário, sendo o esgoto doméstico o proveniente de residências constituído apenas por água usada em higiene e necessidades fisiológicas, o esgoto industrial sendo constituído por efluentes de processos industriais, a água de infiltração que é proveniente do subsolo e a água pluvial parasitária proveniente das chuvas. Tanto a água do subsolo quanto a pluvial adentram no sistema por meio de falhas na vedação e permeabilidade do sistema.

O esgoto doméstico representa grande parte de todo esgoto sanitário, sendo ele composto por dejetos fecais e água servidas oriundas de banheiros e cozinhas e outras instalações como lavanderias.

3.2.1 Tipos de sistema de esgotamento sanitário

Os sistemas de esgoto utilizados em centros urbanos recebem e transportam por meio de

canalizações os efluentes do local, dirigindo-os até o destino final onde eles serão tratados e posteriormente despejados de forma adequada. Dessa forma, os sistemas de esgotamento podem ser de três tipos:

- a) Sistema unitário - É basicamente o sistema onde esgotos domésticos, industriais e águas pluviais são conduzidos no mesmo coletor, sem nenhuma distinção;
- b) Sistema separador parcial - Neste, apenas parte da água da chuva adentra no coletor juntamente com o esgoto sanitário;
- c) Sistema separador absoluto - Este sistema não admite a mistura de águas pluviais com o esgoto sanitário sendo necessários que existam sistemas coletores para ambos separadamente.

3.2.2 Componentes constituintes de um sistema de esgotamento sanitário

Para se projetar um sistema de esgotamento necessita-se saber quais são suas partes constituintes. Segundo Martinelli et al (2011, p. 61-62), essas partes são:

- a) Ligação predial – O trecho que liga o limite do terreno da residência ou estabelecimento ao coletor de esgoto;
- b) Coletor de esgoto – Tubulação que recebe ao longo de seu comprimento o esgoto dos coletores prediais;
- c) Coletor principal – Coletor mais comprido em uma bacia;
- d) Coletor tronco – Coletor que recebe contribuição apenas de outros coletores;
- e) Coletor predial – É a última tubulação que liga os aparelhos sanitários ao coletor de esgoto;
- f) Órgãos acessórios – Dispositivos que apresentam equipamentos mecânicos, como poços de visita (PV) e terminais de inspeção e limpeza (TIL);
- g) Interceptor – São canalizações nos pontos mais baixos da bacia que recebe os efluentes de um poço de visita ligado a coletores tronco;
- h) Emissário – Conduto final do sistema que direciona os efluentes para o tratamento ou para a disposição final;
- i) Sifão invertido – São trechos sob pressão para a transposição de obstáculos;
- j) Estações elevatórias de esgoto – As EEEs são instalações de bombeamento que bombeiam os efluentes até a estação de tratamento ou até outro ponto da rede. Elas são utilizadas quando não se consegue transportar os dejetos por gravidade;
- k) Estações de tratamento de esgoto – As ETEs são as instalações responsáveis por usar

algum método para diminuição da carga orgânica dos efluentes até um nível aceitável para disposição;

- l) Corpo receptor – É qualquer aglomerado de água ou solo que receba o lançamento final do esgoto.

3.3 NORMAS VIGENTES SOBRE PROJETOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) que elabora as mais diversas normas, apresenta também algumas que fixam as condições para o projeto de sistemas de tratamento de esgoto, tais normas são:

- a) NBR 9648 de 1986 – Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário;
- b) NBR 9649 de 1986 – Projetos de redes coletoras de esgoto sanitário;
- c) NBR 12207 de 1992 – Projetos de interceptores de esgoto sanitário;
- d) NBR 12208 de 1992 – Projeto de estação elevatória de esgoto sanitário;
- e) NBR 12209 de 1992 – Projeto de estação de tratamento sanitário.

3.4 ASPECTOS DA REDE COLETORA

As redes de esgoto apresentam aspectos de projeto durante suas concepções que englobam os órgãos acessórios, o tipo do traçado e até o posicionamento da rede na rua.

3.4.1 Órgãos acessórios da rede

Os esgotos frequentemente apresentam a presença de sólidos e minerais misturados aos efluentes líquidos. Esses sólidos podem obstruir a passagem do efluente caso se depositem durante a extensão do traçado. Tendo isso em vista, para proporcionar a inspeção e desobstrução dos coletores, são utilizados os órgãos acessórios que são aparelhos posicionados estrategicamente em interseções de tubulações e também em suas extremidades montantes.

Os dispositivos mais usados são os Poços de Visita (PVs), que são posicionados nas interseções de tubulações e os Terminais de Inspeção e Limpeza (TILs). Os PVs são mais caros do que outros dispositivos como as Caixas de Passagem (CPs). No entanto, para localidades de menor porte, onde a limpeza das redes ainda é feita de forma manual, as CPs são uma melhor opção devido ao seu custo-benefício.

3.4.2 Traçados da rede coletora

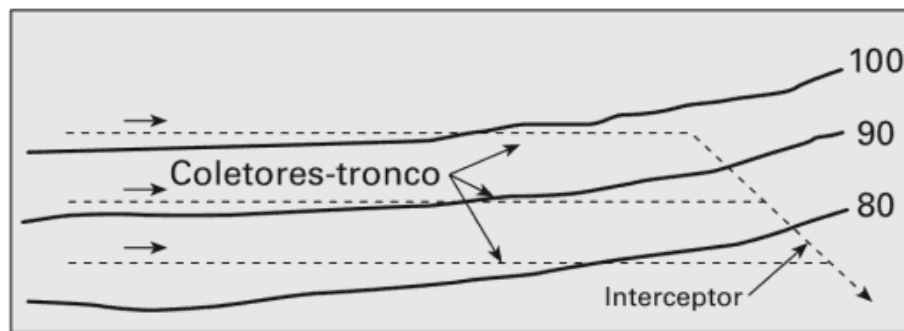
O traçado de uma rede coletora está diretamente ligado à topografia presente na área em que se deseja executá-la. Tendo isso em vista, Martinelli et al (2011, p. 68-69) caracterizam

esses tipos de traçado em:

- a) Longitudinal – quando o traçado urbano acompanha o curso de água, o que ocasiona as ruas seguirem uma mesma curva de nível (Figura 15);
- b) Perpendicular – Quando os talwegues são próximos e com um espaçamento relativamente regular, o traçado da rede passa perpendicularmente aos talwegues (Figura 16);
- c) Leque – quando o terreno é muito irregular e possui várias sub bacias (Figura 17).

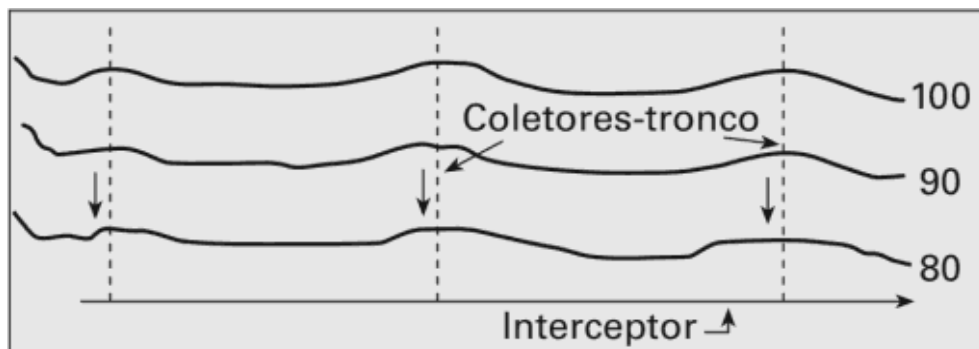
As seguintes figuras ilustram os tipos de traçado e sua disposição.

Figura 15 – Conformação esquemática de coletores tronco e interceptores, tipo longitudinal



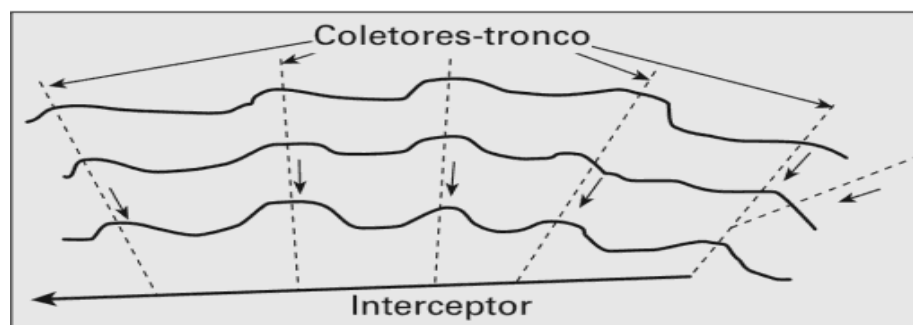
Fonte: Esgoto Sanitário, coleta, transporte, tratamento e reuso agrícola, 2011, p. 69.

Figura 16 – Conformação esquemática de coletores tronco e interceptores, tipo perpendicular



Fonte: Esgoto Sanitário, coleta, transporte, tratamento e reuso agrícola, 2011, p. 69.

Figura 17 – Conformação esquemática de coletores tronco e interceptores, tipo leque.

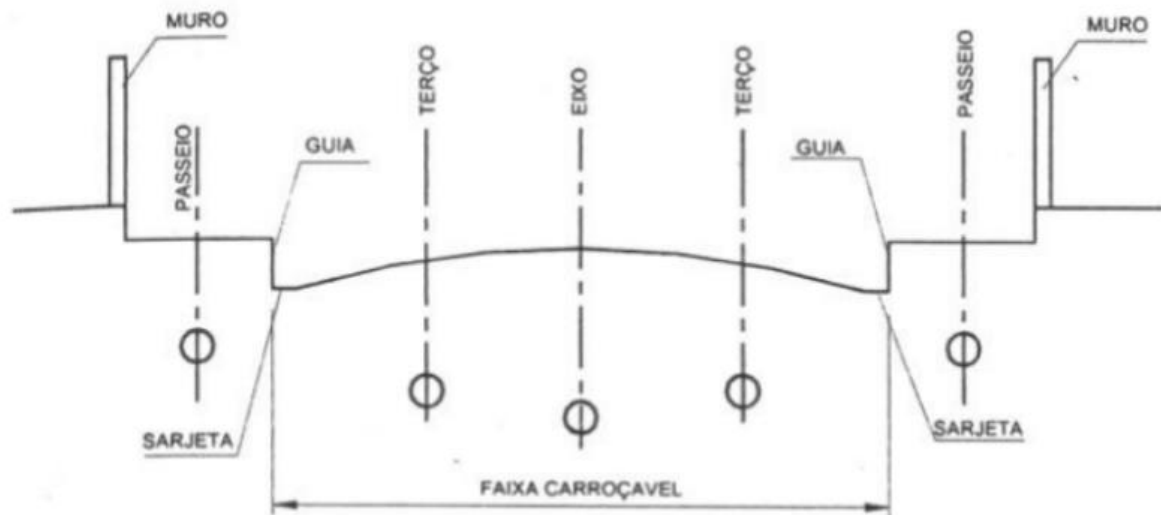


Fonte: Esgoto Sanitário, coleta, transporte, tratamento e reuso agrícola, 2011, p. 69.

3.4.3 Posicionamento dos coletores

De acordo com Sobrinho e Tsutiya (2000, pg. 18), a localização dos coletores da seção da rua podem se dar no eixo, no terço ou no passeio conforme Figura 18.

Figura 18 – Localização dos coletores na via pública



Fonte: Sobrinho e Tsutiya (2000, pg. 19).

No terço, as tubulações são posicionadas normalmente a 0,40 m da linha das sarjetas. A tubulação posiciona-se no eixo da via, quando o terço ou o passeio já estão ocupados com redes de drenagem e no passeio, que teoricamente seria o melhor local para se localizar a rede, podem ser utilizados, quando não houver outras estruturas já existentes, bem como possuam uma largura mínima de 1,50 m e também contemplem residências com recuo e alinhamento. Na realidade de uma cidade de pequeno porte, onde as residências não obedecem aos alinhamentos, as calçadas variam muito em largura e verifica-se presença de muitos obstáculos, a locação da tubulação no terço ou no eixo são preferíveis.

3.5 ESTUDO DEMOGRÁFICO

A população é um dado muito variável que depende de diversos fatores, tornando seu cálculo exato muito trabalhoso e oneroso. Com isso em vista, utiliza-se métodos matemáticos para estimar aproximadamente o crescimento de uma população em determinado período de tempo.

Existem vários métodos utilizados, porém 3 se destacam, sendo estes o método aritmético, o método geométrico e o método logístico.

a) O método aritmético é utilizado para períodos curtos de tempo e seu cálculo é análogo ao

cálculo de uma progressão aritmética, ou seja, admite-se que o crescimento é linear, esse aspecto torna este método pouco útil para projeções de longo período.

- b) O método geométrico admite o logaritmo da população crescendo de forma linear no decorrer do tempo e é indicado para cidades acima de 200.000 habitantes e sendo muito utilizado em projetos de abastecimento de água no Brasil.
- c) O método logístico leva em consideração que a população diminui o seu crescimento com o tempo até chegar a um estado de estagnação, ele utiliza intervalos de tempo iguais entre as amostras para se efetuar o cálculo, utiliza-se três valores de população anterior para se chegar ao cálculo.

3.6 PARÂMETROS PARA O PROCESSO DE CÁLCULO

A rede coletora de esgoto é formada por vários componentes que funcionam juntos para coletar e conduzir os efluentes para o local de tratamento. Consiste de condutos dispostos de forma subterrânea nas ruas e contendo em cada ponto de intersecção de tubulações um órgão acessório (que pode ser um poço de visita, uma caixa de passagem ou outro aparelho com função semelhante) e, nos inícios de cada rede, também existem outros acessórios (como os tubos de inspeção e também, em alguns casos, caixas de inspeção simples).

Os cálculos da rede são feitos levando em conta um tempo de plano, (que seria o período de tempo ao qual a rede será projetada para manter seu funcionamento de forma normal), o comprimento da tubulação da rede, as populações de início e final de plano, o consumo de água *per capita* do local de estudo, os coeficientes de máxima vazão diária K_1 e o de máxima vazão horária K_2 , além do coeficiente de retorno e também a taxa de infiltração. A partir daí, determinando-se a taxa de contribuição linear em l/s.m, que é tida como uniforme para todos os trechos, calcula-se o diâmetro, a declividade, a tensão trativa e a velocidade crítica em cada trecho da rede coletora.

3.7 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ESGOTO

A NBR 12208/92 descreve a estação elevatória de esgoto como uma instalação com função de bombear o esgoto sanitário dos poços de sucção para os pontos de descarga na saída do recalque.

As estações elevatórias são instaladas em pontos do sistema coletor onde o declive do terreno impossibilita o livre escoamento do efluente. Elas bombeiam o esgoto para pontos do

eliminados nas anteriores. A presença de uma lagoa de maturação vai depender de qual objetivo se deseja atender, ou seja, quais parâmetros se objetiva ter no efluente ao final do tratamento.

As lagoas de estabilização funcionam muito bem em lugares de clima quente como no Brasil, especialmente na região onde este trabalho tem seu estudo de caso, ou seja, na região Nordeste, onde a incidência solar é elevada o ano inteiro e as temperaturas se mantêm adequadas para o funcionamento das lagoas.

Para o cálculo do volume de uma lagoa de estabilização é necessário o conhecimento de alguns parâmetros, estes são a Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO), a vazão média de efluentes e a temperatura do local.

A resolução 430/2011 do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA), exige que a quantidade de DBO ao final do tratamento seja de no máximo 120 mg/l, podendo exceder esse número somente quando o sistema de tratamento tiver eficiência mínima de remoção de 60%.

4. METODOLOGIA

O trabalho se constitui de um estudo de caso, com o objetivo de projetar um novo sistema de coleta e tratamento de esgoto para a cidade de Santa Helena no Estado da Paraíba.

Nesta etapa descreve-se o processo metodológico utilizado para se realizar o dimensionamento.

4.1 DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE COLETA DE ESGOTO

Para dimensionar a rede de coleta foram utilizadas planilhas eletrônicas e o software Google Earth na sua versão gratuita. Para os cálculos, criou-se planilhas onde foram inseridas as informações e as fórmulas necessárias.

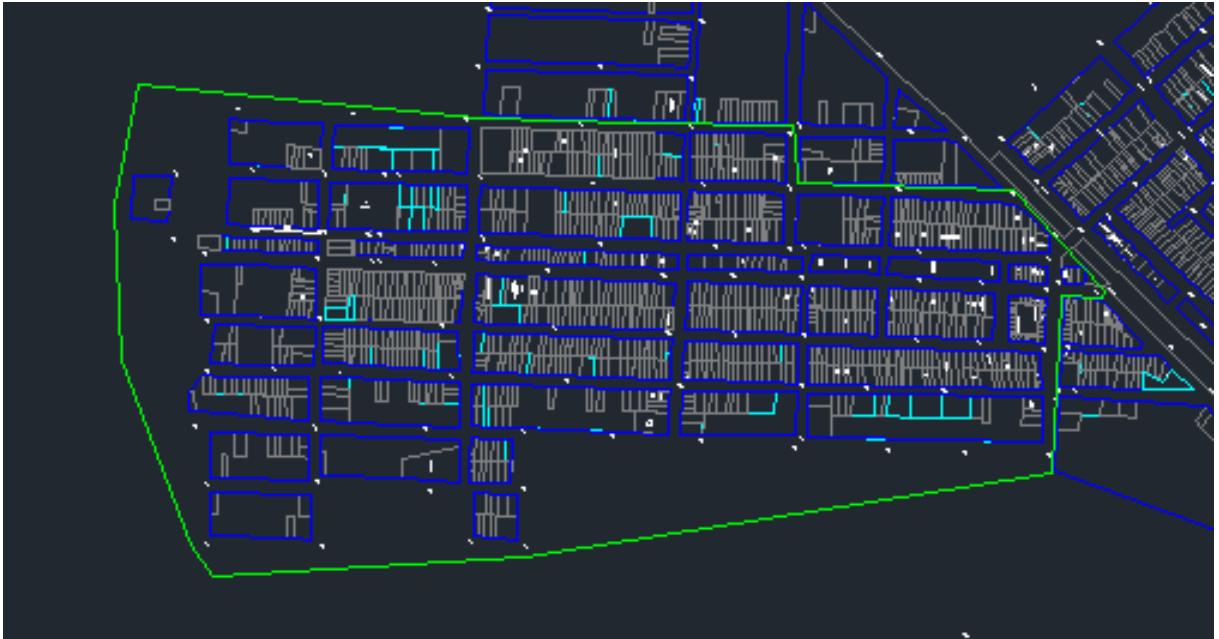
4.1.1 Normas técnicas

O projeto de dimensionamento do sistema de esgotamento sanitário foi desenvolvido de acordo com a NBR 9.649/86 que trata de Redes Coletoras de Esgoto Sanitário.

4.1.2 Área de projeto

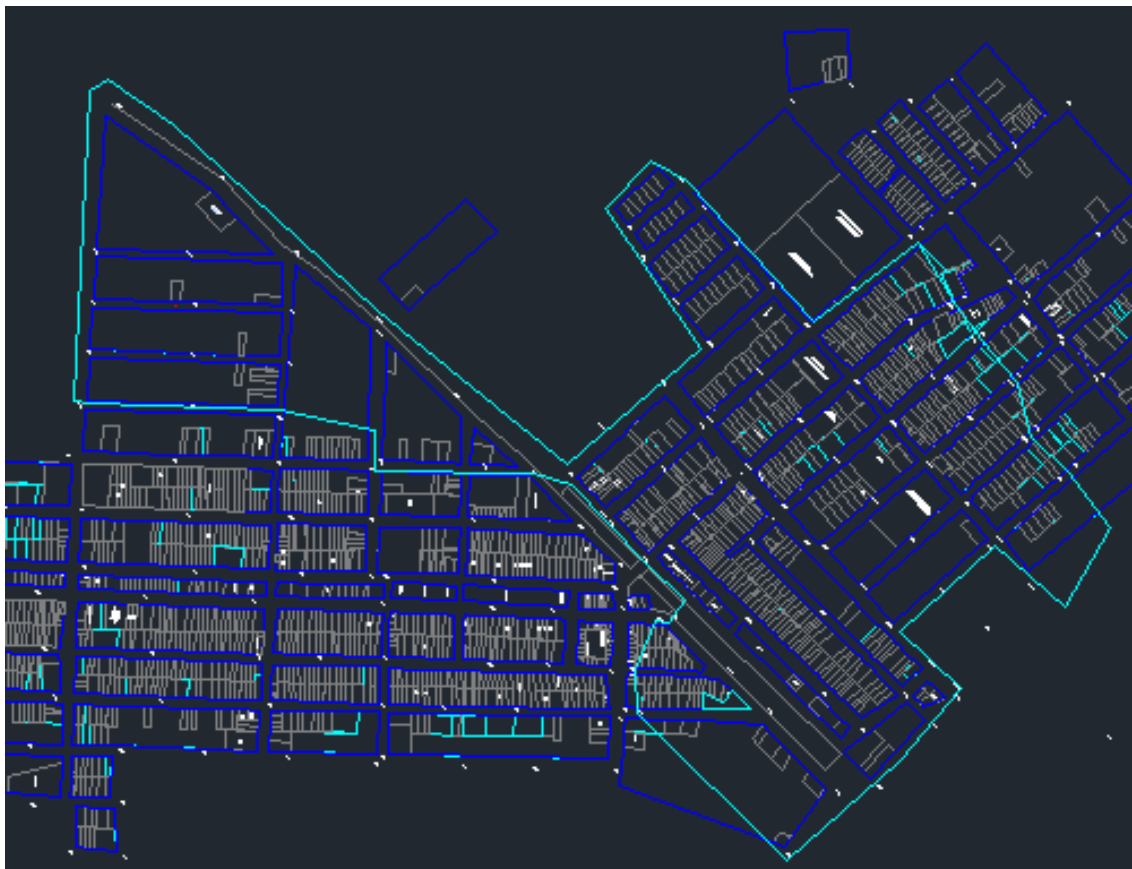
A área do projeto é a cidade de Santa Helena na Paraíba que para fins de projeto foi dividida em três áreas, ou três sub-bacias. Elas foram nomeadas como sub-bacias Verde (Figura 20), Azul (Figura 21) e Laranja (Figura 22).

Figura 20 – Localização da sub-bacia verde.



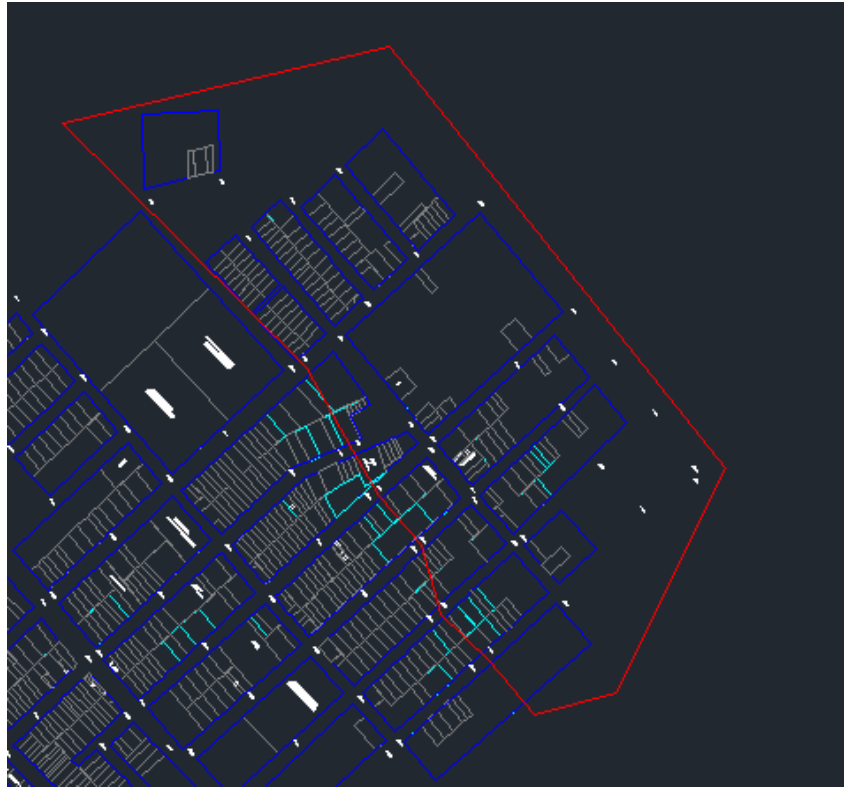
Fonte: Autor (2022).

Figura 21 – Localização da sub-bacia azul



Fonte: Autor (2022).

Figura 22 – Localização da sub-bacia laranja.



Fonte: Autor (2022).

4.1.3 *Horizonte de projeto*

Para a elaboração do projeto do sistema de esgotamento sanitário será adotado um horizonte de projeto de 20 anos.

- a) Início de plano: 2022;
- b) Fim de plano: 2042.

4.1.4 *Traçado da rede Coletora*

O traçado da rede coletora de esgotos teve por base as condições topográficas do seu local de implantação e foram coletadas a partir de Modelos Digitais de Elevação (MDE) adquiridos no banco de dados Topodata, administrado pelo Instituto Nacional de pesquisas Espaciais (INPE), trabalhadas no software de geoprocessamento QGis. Não Existiam dados locais com informações de cota e curvas de níveis.

A rede coletora deverá ser instalada no leito das ruas, alinhadas ao eixo das mesmas, buscando aproximar-se ao máximo do terço da rodovia. Durante o processo de execução da obra, é importante observar a cota de assentamento das demais redes, evitando o cruzamento

em uma mesma cota entre canalizações da rede de abastecimento, rede coletora de águas pluviais e equipamentos de rede elétrica.

4.1.5 *Características da rede projetada*

a) Diâmetro mínimo:

O diâmetro mínimo para coletores em todos os pontos do sistema, incluindo em faixas de passeio que dizem respeito a ligação dos lotes ao sistema principal, é de DN 100, seguindo as recomendações da ABNT NBR 9.648/1986.

b) Recobrimento da rede coletora:

O recobrimento mínimo para os coletores será de 0,9 m, sendo válido ressaltar que para o dimensionamento, todas as profundidades foram iguais ou superiores a mínima estipulada por norma, conforme orienta a NBR 9.648/1986.

c) Caixa de passagem:

As caixas de passagem foram previstas nas seguintes situações:

- Trechos de comprimento superior a 100 m, com uma certa tolerância adotada em determinados trechos, considerando o alcance de equipamentos para desobstrução;
- Nas mudanças de direção dos coletores;
- Nas variações de diâmetro;
- Nas variações de declividade.

d) Estação Elevatória de Esgoto Bruto (EEEB):

Ao longo do traçado foram identificados pontos onde a topografia era desfavorável ao fluxo natural dos efluentes. Deste modo, foram necessárias a adoção de 03 estações elevatórias de esgoto bruto (EEEB, ou simplesmente EEE - Estação Elevatória de Esgoto).

4.1.6 *Cálculo Populacional*

Com relação ao cálculo populacional, foram utilizados os valores das populações da zona urbana do município de Santa Helena dos anos de 1991, 2000 e 2010, para se estimar a população para os anos de 2022 e 2042 que são o ano do início do plano e o ano de final do plano, respectivamente. Para a realização do cálculo, foram comparados os métodos aritmético, geométrico e logístico, para se decidir qual o melhor método.

4.1.7 *Coefficiente de retorno(C)*

Esse coeficiente representa a razão de água que acaba efetivamente deixando o imóvel ou estabelecimento em relação a quantidade de água que entrou pelo sistema de distribuição, ou seja, este coeficiente é o percentual de água que se torna esgoto. A norma NBR 9649/1986, estabelece a recomendação de que o valor de C seja adotado 0,8 quando não existirem os dados do local.

4.1.8 Vazões totais de início e final de plano

De acordo com Tsutiya e Sobrinho (2000), para se realizar o dimensionamento de uma rede de esgoto são necessárias as vazões máximas de final de plano e a máxima horária de um dia qualquer do início do plano, respectivamente para definir a capacidade dos coletores e verificar as condições de auto limpeza do sistema.

Para determinar a vazão total, é necessária a definição de alguns parâmetros e a obtenção de alguns valores. A determinação da população (que pode ser feita através dos métodos matemáticos), bem como os parâmetros de consumo (como o consumo per capita diário, os coeficientes diários K_1 e horário K_2), além dos coeficientes de retorno e infiltração. O consumo per capita varia por região e também por classe social. Uma forma de obtê-lo é adquirindo as informações disponibilizadas pelas empresas de distribuição local sobre consumo médio.

A norma NBR 9649/1986 recomenda, que na ausência de valores locais, os valores do coeficiente do dia de maior consumo (K_1) seja 1,2 e o coeficiente da hora de maior consumo (K_2) seja 1,5.

Com relação aos cálculos de vazão da contribuição doméstica, tem-se as seguintes equações:

a) Vazão máxima do início do plano:

$$Q_{di} = \frac{C \times K_2 \times P_i \times q}{86400} \quad (01)$$

Onde:

Q_{di} : vazão total de início de plano (l/s);

K_2 : Coeficiente de reforço da hora de maior consumo;

P_i : População atendida no início de plano;

q : Consumo per capita.

b) Vazão máxima de final de plano

$$Q_{df} = \frac{C \times K_1 \times K_2 \times P_f \times q}{86400} \quad (02)$$

Onde:

Q_{df} : vazão total de final de plano (l/s);

K_1 : Coeficiente de reforço do dia de maior consumo;

K_2 : Coeficiente de reforço da hora de maior consumo;

P_f : População atendida no final de plano;

q : Consumo per capita.

4.1.9 *Cálculo das vazões nos trechos*

As vazões no trecho do coletor são determinadas do modo como se segue:

- a) Vazão a montante: trata-se da vazão de contribuição proveniente dos trechos a montante, incluindo contribuições localizadas;
- b) Vazão de contribuição no trecho: obtida através do produto entre a taxa de contribuição linear pelo comprimento do trecho;
- c) Vazão a jusante: Resultado da soma entre a vazão de montante e a de contribuição no trecho.

4.1.10 *Taxa de infiltração*

É a taxa que corresponde a entrada de água no sistema de coleta, por meio de infiltração pelas junções das tubulações, pelas frestas dos órgãos acessórios e até pelas próprias paredes dos coletores a depender do material constituinte das mesmas. De acordo com a norma NBR 9649/1986 da ABNT, no caso da ausência de dados locais sobre infiltração deve-se utilizar os valores entre 0,05 e 1,00 l/s.km. O valor escolhido deve ser justificado pela sua importância no cálculo. Neste trabalho adotou-se 0,05 por se tratar de uma região de clima seco com baixos índices pluviométricos.

4.1.11 *Taxa de contribuição linear*

Esta taxa representa a contribuição de efluente por unidade de comprimento dos coletores para áreas de ocupação com características semelhantes, como zonas residenciais e de pequenos comércios.

Para se fazer o cálculo dessa taxa de contribuição linear é preciso levar em consideração os esgotos domésticos e a infiltração. Contribuições pontuais como as de indústrias não devem

ser inseridas no cálculo.

Para o caso de redes simples, levando em conta o comprimento do traçado, consideram-se as seguintes equações para início e final de plano:

a) Taxa de contribuição linear de início de plano (Tx_i)

$$Tx_{inicial} = \frac{Q_{di}}{\sum L} + Tx_{infi} \quad (03)$$

com

$$Q_{di} = \frac{C \times K_2 \times P_i \times q}{86400} \quad (04)$$

Em que:

Q_{di} : vazão total de início de plano (l/s);

K_2 : Coeficiente de reforço da hora de maior consumo;

P_i : População atendida no início de plano;

q : Consumo per capita;

Tx_{infi} : Taxa de infiltração;

L : Comprimento dos trechos;

C : Coeficiente de retorno.

b) Taxa de contribuição linear de final de plano (Tx_f)

$$Tx_{final} = \frac{Q_{df}}{\sum L} + Tx_{infi} \quad (05)$$

com

$$Q_{df} = \frac{C \times K_1 \times K_2 \times P_f \times q}{86400} \quad (06)$$

Em que:

Q_{df} : vazão total de final de plano (l/s);

K_1 : Coeficiente de reforço do dia de maior consumo;

P_f : População atendida no final de plano.

4.1.12 Diâmetro

O diâmetro foi calculado por meio da equação:

$$D = \left(0,0463 \times \frac{Q_f}{\sqrt{I}}\right)^{0,375} \quad (07)$$

Onde os parâmetros presentes na equação são determinados por meio de tabelas e pela análise da declividade do terreno. Os valores de diâmetro adotados são aqueles obtidos de catálogos comerciais, imediatamente superiores aos valores calculados. Quando o valor calculado é menor que o valor mínimo exigido por norma, adotou-se o valor mínimo.

4.1.13 Declividade

A declividade é calculada de modo que está relacionada a auto limpeza do sistema e também a economia de execução, já que quanto maior a inclinação, mais profundos serão os órgãos acessórios e, conseqüentemente, acarretará no aumento de custos de execução.

Para que se garanta a auto limpeza das tubulações, ou seja, para que o efluente que flui pela tubulação seja capaz de carrear qualquer corpo sólido que se encontre em suspensão dentro dele, se faz necessário o cálculo de uma declividade mínima. Essa declividade deve proporcionar uma tensão trativa igual ou superior a 1,0 Pa. A NBR 9649 recomenda que seja utilizada a equação:

$$I_{mín} = 0,0055 \times Q_i^{-0,47} \quad (08)$$

Em que:

$I_{mín}$: declividade mínima (m/m);

Q_i : vazão inicial (l/s).

Também é necessário calcular a declividade máxima para que se possa obter a velocidade máxima em que o esgoto pode fluir pela tubulação. Este é dada pela expressão;

$$I_{máx} = 4,65 \times Q_i^{-0,67} \quad (09)$$

Em que:

$I_{máx}$: declividade máxima (m/m).

4.1.14 Tensão trativa

O esgoto sanitário apresenta em sua composição além da água, vários materiais orgânicos e minerais juntamente também com outras substâncias sólidas de maior dimensão. Todas essas substâncias que estão presentes no esgoto acabam depositando-se no fundo e nas paredes das tubulações. Esses acúmulos acabam atrapalhando o funcionamento da rede e, a

longo prazo, pode causar interrupção do fluxo de esgoto. A tensão trativa atua de forma a impedir o acúmulo desses sólidos promovendo a auto limpeza da tubulação.

Segundo a NBR 9649/86, o critério adotado para tensão trativa mínima é de 1Pa, que seria a força de tração mínima adotada pelo fluido para promover a auto limpeza dos coletores. A mesma é calculada para a vazão inicial e para coeficiente de Manning ($n = 0,013$ para o PVC). A tensão trativa pode ser obtida através da seguinte equação:

$$\sigma_t = \gamma \times R_H \times I_P \quad (10)$$

Onde:

σ_t : tensão trativa;

γ : peso específico da água, adotada como sendo 10^4 N/m^3 ;

R_H : Raio hidráulico;

I_P : Declividade de projeto

4.1.15 *Velocidade crítica*

O aumento de declividade de um sistema de coleta de esgoto influencia na velocidade que o esgoto escoar. Dependendo da velocidade, o efluente pode apresentar fluxo turbulento, o que pode ocasionar a elevação do nível da lâmina d'água.

Deste modo, para garantir que não haverá alterações que prejudiquem o funcionamento do sistema, a NBR 9.648/86 determina que se a velocidade final for maior do que a crítica, a lâmina líquida tem que ser até 50% do diâmetro do coletor, também determina uma velocidade mínima de 1,5m/s para que se garanta a tensão trativa e a velocidade máxima é de 5m/s. A velocidade pode ser calculada com base na seguinte expressão:

$$V_c = 6 \times (g \times R_h)^{0,5} \quad (11)$$

Em que:

g = Aceleração da gravidade (m/s^2)

R_h = Raio Hidráulico (m)

4.2 DIMENSIONAMENTO DAS ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS DE ESGOTO

Para a situação em questão, o sistema de coleta de esgoto necessitou da instalação de três Estações Elevatórias de Esgoto Bruto (EEEB). Instalou-se a primeira após a caixa de passagem 31 no fim da rede Laranja que bombeia para um poço de chegada que despeja na Caixa de Passagem 83 na rede Azul, sendo nomeada como EEE-1. Por sua vez, instalou-se a

segunda no final da rede Azul como destino de bombeamento à Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) 1, sendo designada como EEE-2. Por fim, uma terceira estação elevatória denominada EEE-3, colocada no final da rede Verde para levar o efluente até a ETE 2. A EEE-1 foi necessária para que a tubulação pudesse vencer uma diferença de cota até a Estação de Tratamento 1 sem necessitar de grandes escavações.

Foram consideradas bombas submersíveis nas estações elevatórias, logo, não será necessário o dimensionamento das sucções.

4.2.1 Dados do projeto

Tabela 1 – Dados de dimensionamento da EEE-01.

Vazão de projeto - fim de plano (L/s):		0,973
Hg (m):	Sucção:	0
	Recalque:	2,74
Comprimento (m):	Sucção:	0
	Recalque:	373,3
Tempo de ciclo para a bomba (min):		10
Cálculo da vazão - Fórmula de Bress:		
Diâmetros (mm):	D:	37,42
	DN - Recalque:	55,4

Fonte: Autor (2022)

Tabela 2 – Dados de dimensionamento da EEE-02.

Vazão de projeto - fim de plano (L/s):		2,556
Hg (m):	Sucção:	0
	Recalque:	3,07
Comprimento (m):	Sucção:	0
	Recalque:	107,25
Tempo de ciclo para a bomba (min):		10
Cálculo da vazão - Fórmula de Bress:		
Diâmetros (mm):	D:	60,66
	DN - Recalque:	66

Fonte: Autor (2022)

Tabela 3 – Dados de dimensionamento da EEE-03.

Vazão de projeto - fim de plano (L/s):		2,997
Hg (m):	Sucção:	0
	Recalque:	3,06
Comprimento (m):	Sucção:	0
	Recalque:	216
Tempo de ciclo para a bomba (min):		10

Cálculo da vazão - Fórmula de Bress:		
Diâmetros (mm):	D:	65,69
	DN - Recalque:	79,2

Fonte: Autor (2022)

O diâmetro (D) foi determinado através da relação de Bress: $D = 1,2\sqrt{Q}$. Assim, o diâmetro de recalque é o diâmetro nominal imediatamente superior ao calculado.

4.2.1.1 volume do poço de sucção

Para se dimensionar o volume do poço de sucção, primeiro foi determinado o volume útil por meio da seguinte equação:

$$V_{\text{útil}} = \frac{Q \cdot T}{8} \quad (12)$$

Onde

Q = Vazão de efluente(m³/min)

T = Tempo do ciclo de funcionamento da bomba (adotado 10 min)

Em seguida foi calculado a altura útil mínima, que é a altura da lâmina d'água efetivamente bombeada a cada ciclo de bombeamento, por meio da seguinte equação

$$h_{\text{útil,mínima}} = \frac{V_{\text{útil}}}{A_s} \quad (13)$$

Onde

$V_{\text{útil}}$ = Volume útil (m³)

A_s = Área superficial do poço (m²)

Em sequência, é calculado a altura útil adotando uma folga de 30cm para garantir que a bomba sempre esteja submersa. O cálculo é dado por:

$$h_{\text{útil}} = h_{\text{útil,mínima}} + 0,3 \quad (14)$$

Ainda é calculado a altura efetiva que corresponde a uma altura média de lâmina dentro do poço de sucção por meio da equação:

$$h_{\text{ef}} = \text{folga} + 0,5 h_{\text{útil}} \quad (15)$$

Por fim, é determinado o volume útil por meio da multiplicação da área de superfície do poço pela altura efetiva.

4.2.1.2 perdas de carga

Para o cálculo das perdas de carga é necessário calcular as perdas devido a rugosidade da tubulação e a presença de peças como curvas e registros.

O desvio geométrico é a diferença entre a cota no final do bombeamento e a cota do fundo do poço de sucção.

Para a perda de carga distribuída na tubulação foi utilizado a equação de Hazen-Williams para perda de carga unitária, considerando-se o coeficiente de 140 para o polietileno de alta densidade. Na sequência, multiplicou-se o resultado obtido através da equação pelo somatório do comprimento do recalque e os comprimentos relativos das peças instaladas no recalque determinados por meio de uma tabela. O resultado da multiplicação é a perda de carga devido atrito.

Efetuada o somatório da altura geométrica e a perda de carga devido o atrito determina-se a altura manométrica.

4.2.1.3 *potência do conjunto de bombeamento*

Será dimensionada uma bomba hidráulica optando-se por um período de funcionamento de 5 horas, uma eficiência de 75% e considerando a densidade do esgoto de 1020 (kg/m³). O cálculo será executado por meio da equação:

$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H_T}{75 \cdot \eta} \quad (16)$$

Onde

γ = Densidade do esgoto (kg/m³)

Q = Vazão (m³/s)

H_T = altura manométrica (mca)

η = Eficiência (%)

4.3 DIMENSIONAMENTO DAS ESTAÇÕES DE TRATAMENTO DE ESGOTO

O Tratamento do esgoto sanitário será dado por lagoas de estabilização, assim designadas: Lagoa de Estabilização do tipo Anaeróbia e Lagoa Facultativa. Serão quatro lagoas no total formando dois conjuntos de lagoas, com uma lagoa Anaeróbica e uma Facultativa ligadas em série para cada conjunto. Cada conjunto é uma Estação de Tratamento.

A Estação de Tratamento de Esgoto 01 (ETE-01) se destinará ao tratamento dos efluentes oriundos dos sistemas de coleta microbacias Azul e Laranja, enquanto a Estação de

Tratamento de Esgoto 02 (ETE-02) será responsável por tratar os efluentes oriundos do sistema de coleta Verde.

De acordo com a NBR 12.209, para locais em que não exista dados informando a quantidade de $DBO_5(\%)$ deve-se adotar um valor de 54 g/hab.dia, que foi o valor adotado neste projeto e de acordo com a resolução 430/2011 do Conama, para se despejar o esgoto tratado na natureza, a $DBO_5(\%)$ deve corresponder a no máximo 120 mg/l, podendo ser um pouco superior no caso de tratamento com mínimo de 60% de eficiência.

4.3.1 lagoa de estabilização anaeróbia

- Vazão

A vazão é calculada por meio das Equações (04 e 06), utilizadas também no dimensionamento da rede, no caso da ETE 01, a vazão considerada correspondeu ao somatório das vazões das microbacias Azul e Laranja. Quanto a ETE 02, a sua vazão de dimensionamento corresponde ao da microbacia Verde.

- Remoção de $DBO_5(\%)$

A taxa de aplicação volumétrica e a remoção de $DBO_5(\%)$ serão determinadas com base na literatura consagrada, que tem como critério de cálculo a temperatura média da região. O valor desta taxa (λv) é expresso em g/m³.dia.

- Volume da Lagoa Anaeróbia

O volume da lagoa será calculado por meio da seguinte Equação:

$$Va = \frac{Li \cdot Q}{\lambda v} \quad (17)$$

sendo:

Li = DBO afluente, mg/L (= g/m³)

Q = vazão, m³/dia

Va = volume da lagoa anaeróbia, m³

- Detenção hidráulica

A taxa de detenção hidráulica, que relaciona o volume da lagoa (Va) e a vazão (Q) é expresso em dias e representa o tempo que o esgoto precisa permanecer na lagoa, e é calculado por:

- A área da lagoa

$$Tdh = \frac{Va}{Q} \quad (18)$$

A área da lagoa é calculada pela razão do volume pela altura conforme a equação a seguir.

$$A = \frac{Va}{h} \quad (19)$$

A altura da lagoa é adotada pelo projetista, levando em conta suas características e função.

4.3.2 Lagoa Facultativa

- Área da Lagoa

Para se calcular a área da lagoa é necessário calcular a taxa de aplicação (λ_s), que é em função da temperatura média da localidade (T):

$$\lambda_s = 350 \cdot (1,107 - 0,002T)^{T-25} \quad (20)$$

Para se dimensionar a área da lagoa foi considerada a DBO afluente da lagoa anaeróbia.

A área é dada pela seguinte equação:

$$A_f = 10 \times \frac{Li \cdot Q}{\lambda_s} \quad (21)$$

Onde

Li = DBO efluente da lagoa aeróbia (mg/L)

- Dimensões da lagoa

Foi adotada uma altura mínima de 2,0 m e uma proporção das dimensões de 2:1. Desta forma, a partir da área se determina o comprimento e a largura e multiplicando a área pela altura encontra-se o volume.

- Período de detenção

Foi determinado de forma análoga a utilizada na lagoa anaeróbia, pela relação do volume (V) e vazão (Q), como na equação:

$$T_{dh} = \frac{V}{Q} \quad (22)$$

O resultado é expresso em dias.

5. RESULTADOS E ANALISES

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos por meio dos cálculos que foram executados em planilha digital.

5.1 SISTEMA DE COLETA DE ESGOTO

Após o a elaboração do traçado do projeto, obteve-se os comprimentos das tubulações, os quais resultaram de 5,97 km, 1,852 km e 5,89 km para os sistemas Verde, Laranja e Azul respectivamente. Assim o projeto apresenta em sua totalidade 13,712 km.

O projeto apresenta 89 CPs para o sistema Azul, 31 CPs para o sistema Laranja e 83 CPs para o sistema Verde, totalizando 203 caixas de passagem em todo o projeto. Foi escolhido a utilização apenas de caixas de passagem devido a natureza do terreno, que necessita apenas de escavações em baixas profundidades em quase toda sua extensão.

Na presente seção são abordados os cálculos e os resultados obtidos para o sistema de coleta de esgoto.

5.1.1 Cálculo Populacional

O cálculo da estimativa populacional dos bairros para o ano de 2042, após feitas comparações com outros métodos matemáticos, foi realizada pelo método aritmético de projeção populacional, definido pela equação:

$$r = \frac{P_2 - P_0}{t_2 - t_0} \quad (23)$$

Onde P_0 e P_2 são as populações urbanas do município de Santa Helena, colhidas com diferença de 20 anos, e t_0 e t_2 são os anos em que ocorreram as contagens populacionais. Segundo dados fornecidos pelo Instituto de Desenvolvimento Estadual e Municipal (IDEME) do estado da Paraíba, no Atlas do Desenvolvimento Humano no Brasil (2013), tem-se a população de Santa Helena nos anos de 1991, 2000 e 2010 (Tabela 4):

Tabela 4 - Registro populacional do município de Santa Helena-PB

Ano	População
1991	2226
2000	2654

2010	2702
------	------

Tomando como referência os anos de 1991 e 2010, tem-se então uma razão de:

$$r = \frac{2702 - 2226}{2010 - 1991} = 25,053$$

Assim, a estimativa populacional, segundo esse método, é dada pela fórmula:

$$P_t = P_0 + r(t - t_0) \quad (24)$$

Onde t é o tempo em que se deseja descobrir a população. Portanto, para calcular a população de início de plano, adotando agora a população de 2010 como referência obtém-se:

$$P_{2022} = P_{2010} + 25,053(2022 - 2010)$$

$$\mathbf{P_{2022} = 3002,63 \text{ hab}}$$

Para calcular a população de final de plano, adotando agora a população de 2010 como referência obtém-se:

$$P_{2042} = P_{2010} + 25,053(2042 - 2010)$$

$$\mathbf{P_{2042} = 3503,68 \text{ hab}}$$

5.1.2 Parâmetros de projeto

Para a obtenção das contribuições de esgoto, foram considerados alguns critérios e parâmetros definidos de acordo com as particularidades locais e em conformidade com projetos afins, preconizados pelas normas técnicas pertinentes ao assunto, que são:

- a) Consumo de água per capita (q): 100 L/hab.dia;
- b) Coeficiente do dia de maior consumo (k1): 1,2;
- c) Coeficiente da hora de maior consumo (k2): 1,5;
- d) Coeficiente de retorno esgoto/água (C): 0,8;
- e) População de início de plano (Pi): 3003 hab;
- f) População de final de plano (Pf): 3504 hab;
- g) Taxa de infiltração (Tinf): 0,05 L/s.km;
- h) Coeficiente de Manning (η): 0,013;
- i) Comprimento integral da rede ($\sum L$): 13,712 km.

5.1.3 Cálculo da taxa de contribuição linear

A determinação da taxa de contribuição linear foi para início e final de plano do seguinte modo:

Taxa de contribuição linear inicial

a) Vazão doméstica inicial

$$Q_{di} = \frac{C \times K_2 \times P_i \times q}{86400}$$

Onde:

Q_{di} : vazão total de início de plano (l/s);

K_2 : Coeficiente de reforço da hora de maior consumo;

P_i : População atendida no início de plano;

q : Consumo per capita.

Portanto tem-se que o valor da vazão inicial será

$$Q_{di} = \frac{0,8 \times 1,5 \times 3003 \times 100}{86400} = 4,17 \text{ L/s}$$

A taxa de contribuição linear inicial será dada pela vazão de projeto inicial dividida pelo comprimento integral da rede em km. Será somado a essa parcela a infiltração linear, proveniente da entrada de água pluvial nos condutores e cuja a taxa de infiltração foi considerada de 0,05 L/s.km. Logo, a taxa de contribuição inicial será dada pela equação (03).

Portanto a taxa de contribuição linear inicial da rede é:

$$Tx_{inicial} = \frac{4,17}{13,712} + 0,05 = 0,35417 \text{ L/s. km}$$

Taxa de contribuição linear final:

a) Vazão doméstica final:

$$Q_{df} = \frac{C \times K_1 \times K_2 \times P_f \times q}{86400}$$

Onde:

Q_{df} : vazão total de final de plano (l/s);

K_1 : Coeficiente de reforço do dia de maior consumo;

K_2 : Coeficiente de reforço da hora de maior consumo;

P_f : População atendida no final de plano;

q : Consumo per capita.

Portanto o valor da vazão final será:

$$Q_{df} = \frac{0,8 \times 1,2 \times 1,5 \times 3504 \times 100}{86400} = 5,84 \text{ L/s}$$

A taxa final é dada pela equação (05), logo ela dada por:

$$Tx_{final} = \frac{5,84}{13,712} + 0,05 = 0,47591 \text{ L/s.km}$$

5.1.4 *Vazão mínima de dimensionamento*

Foi utilizada a vazão mínima de 1,5 l/s conforme recomendação da NBR 9.649/1989.

5.1.5 *Determinação do diâmetro e declividade do trecho do coletor de lâmina líquida, tensão trativa e velocidade crítica*

Conhecida em cada trecho a vazão inicial (Q_i) e a vazão final (Q_f), a declividade a ser adotada deverá ser aquela que implique na menor escavação possível e o diâmetro escolhido deverá transportar as vazões Q_f , de modo que a tensão trativa não seja inferior a 1,0Pa (para Q_i), e a altura de lâmina na tubulação não seja superior a 75% do diâmetro (para Q_f) ou inferior à 20%.

A declividade mínima, que satisfaz a tensão trativa de 1,0Pa é dada pela da NBR 9.649/1989 através da equação (08).

A declividade máxima é usada para garantir o atendimento à velocidade máxima estabelecida pela norma, sendo dada pela equação (09).

A declividade de projeto que será usada no dimensionamento será aquela no intervalo entre I_{min} e I_{max} , considerando também a declividade do terreno I_T . Se I_T estiver no intervalo entre I_{min} e I_{max} , é conveniente usar I_T no projeto. Se $I_T < I_{min}$, usa-se I_{min} ; se $I_T > I_{max}$, usa-se I_{max} .

O diâmetro D , em metros, que atende a condição $Y/D \leq 0,75$ foi obtido pela equação (07), sendo adotado o diâmetro comercial superior ao valor obtido no cálculo.

A partir das vazões e declividade de projeto foi possível obter o fator de condutividade (K) e então, por meio de interpolação através da Figura 23, foram obtidos os valores de Y/D .

Figura 23 - Tabela para obtenção dos valores de Y/D a partir do K.

Diâmetros

y/d	100m	150m	200mm	250m	300m	350m	400m	450m	500m	550m	600m	800m	1000m	1500m
	m	m		m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m

Fator de condução $K = Q / I_s^{1/2}$

0,20	0,0045	0,0133	0,0287	0,0521	0,0846	0,1277	0,1823	0,2496	0,3306	0,4263	0,5377	1,1580	2,0995	6,1903
0,25	0,0070	0,0208	0,0449	0,0814	0,1325	0,1998	0,2852	0,3905	0,5172	0,6668	0,8411	1,8114	3,2842	9,6831
0,30	0,0101	0,0298	0,0642	0,1164	0,1893	0,2856	0,4078	0,5583	0,7394	0,9534	1,2032	2,5895	4,6952	13,8431
0,35	0,0135	0,0400	0,0862	0,1563	0,2542	0,3835	0,5475	0,7496	0,9928	1,2802	1,6145	3,4769	6,3042	18,5868
0,40	0,0174	0,0513	0,1105	0,2004	0,3258	0,4915	0,7018	0,9608	1,2724	1,6406	2,0691	4,4562	8,0795	23,8212
0,45	0,0215	0,0634	0,1366	0,2477	0,4028	0,6075	0,8674	1,1875	1,5728	2,0279	2,5575	5,5079	9,9866	29,4439
0,50	0,0258	0,0761	0,1639	0,2973	0,4835	0,7293	1,0412	1,4255	1,8879	2,4341	3,0701	6,6118	11,9879	35,3445
0,55	0,0302	0,0892	0,1921	0,3483	0,5664	0,8543	1,2198	1,6698	2,2116	2,8516	3,5963	7,7452	14,0429	41,4033
0,60	0,0347	0,1023	0,2203	0,3995	0,6496	0,9799	1,3992	1,9155	2,5368	3,2709	4,1252	8,8841	16,1080	47,4917
0,65	0,0390	0,1152	0,2481	0,4498	0,7314	1,1033	1,5752	2,1565	2,8562	3,6827	4,6445	10,0024	18,1355	53,4697
0,70	0,0432	0,1275	0,2745	0,4978	0,8096	1,2212	1,7436	2,3870	3,1614	4,0762	5,1407	11,0712	20,0735	59,1834
0,75	0,0471	0,1388	0,2991	0,5422	0,8818	1,3301	1,8990	2,5998	3,4432	4,4396	5,5990	12,0582	21,8631	64,4596

Fonte: Notas de aula (2021)

Tendo o valor de lâmina d'água em função do diâmetro (Y/D) e foi utilizada a tabela da Figura 24 para encontrar o valor de β através de interpolação e assim obter o valor do raio hidráulico.

Figura 24 – Relação para obtenção dos valores de β a partir do Y/D.

$\frac{Y}{D}$	$\beta = \frac{R_H}{D}$	$\frac{Y}{D}$	$\beta = \frac{R_H}{D}$
0,025	0,016	0,550	0,265
0,050	0,033	0,600	0,278
0,075	0,048	0,650	0,288
0,100	0,064	0,700	0,297
0,125	0,079	0,750	0,302
0,150	0,093	0,775	0,304
0,175	0,107	0,800	0,304
0,200	0,121	0,825	0,304
0,225	0,134	0,850	0,304
0,250	0,147	0,875	0,301
0,300	0,171	0,900	0,299
0,350	0,194	0,925	0,294
0,400	0,215	0,950	0,287
0,450	0,234	0,975	0,277
0,500	0,250	1,000	0,250

Elaborado pelo Prof. Paulo T. Nakayama para o curso de Eng. Civil da FESP

Fonte: Notas de aula (2021)

Dessa forma, o raio hidráulico pode ser obtido multiplicando-se o valor de β pelo valor do diâmetro utilizado. Em posse do raio hidráulico, é possível obter a tração trativa a partir da equação (10):

A velocidade crítica, dada pela equação (11), é calculada tendo conhecimento sobre os valores de raio hidráulico relativo à vazão final (Q_f). Quando a velocidade final (V_f) é superior a crítica (V_c), a maior lâmina admissível deverá ser 50% do diâmetro do coletor. Já a velocidade máxima recomendada pela NBR 9.646/1986 é $V_f = 5\text{m/s}$.

Os cálculos da planilha demonstraram várias velocidades distintas a depender do trecho, porém nenhuma foi superior a velocidade máxima.

5.1.6 Profundidade dos coletores

Com base na literatura consagrada tem-se que a profundidade mínima para atender adequadamente as ligações prediais pode ser determinada pela seguinte equação:

$$P = h_c + h + i \times L + a + D$$

Onde:

h_c : profundidade da caixa de inspeção das edificações que foi considerada uma média de 0,6m;

h : Desnível da via pública, que foi considerada nula;

$i \times L$: declividade vezes a distância entre a caixa de inspeção e a rede de coleta de esgoto, vale salientar que foi utilizada uma média de 5m a distâncias entre o lote e a rede para a determinação de L, e uma inclinação de 2%;

a : peça de conexão do ramal predial à rede, que depende do diâmetro das tubulações onde foi adotado 0,2m;

D : Diâmetro do coletor que em todos os trechos foi adotado o diâmetro de 100mm.

Dessa forma tem-se que o valor da profundidade dos coletores de início de plano foi de:

$$P = 0,6 + 0 + 0,02 \times 5 + 0,2 + 0,1 = 1\text{m}$$

Logo, cada coletor que está em um início de rede terá profundidade de 1m e a profundidade varia na outra extremidade de acordo com a declividade que será adotada.

5.2 DIMENSIONAMENTO DAS ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS DE ESGOTO

As estações elevatórias tiveram seus dimensionamentos executados por meio de planilha digital

5.2.1 EEE-01

Foi dimensionada a Estação Elevatória de Esgoto 1 em planilha digital, de acordo com os cálculos deste módulo.

5.2.1.1 Dimensionamento do volume do poço de sucção

- Volume útil mínimo

Adotou-se um tempo de detenção (T_d) de 10 min, recomendado para bombas com potência inferior a 20 cv. Logo, como já se sabe a vazão, $Q = 0,973 \text{ L/s} = 0,05835744 \text{ m}^3/\text{min}$. tem-se:

$$V_{\text{útil}} = \frac{Q \cdot T}{8} = \frac{0,05835744 \cdot 10}{8} = 0,0729468 \text{ m}^3$$

- Profundidade da elevatória

Para construção da elevatória adotou-se um formato circular com diâmetro de 1 m, resultando em uma área superficial de 0,7853 m². Assim, como já se sabe o volume útil, é possível determinar a profundidade útil mínima para funcionamento da elevatória através da seguinte relação:

$$h_{\text{útil,mínima}} = \frac{V_{\text{útil}}}{A_s} = \frac{0,0729468}{0,7853} = 0,09 \text{ m} = 09 \text{ cm}$$

Adotou-se uma folga mínima de 30 cm acima do fundo da elevatória para a operação da bomba.

A profundidade útil será então:

$$h_{\text{útil}} = 0,09 + 0,3 = 0,39 \text{ m}$$

Conhecendo, também, a cota do coletor que chegará à elevatória (282,65 m), tem-se a seguinte cota para a EEE-01:

$$282,65 - 0,39 = 282,26 \text{ m}$$

Como a profundidade do coletor à montante era de 1,05 m, então a profundidade do poço será:

$$1,05 + 0,39 = 1,44 \text{ m.}$$

- Volume efetivo da elevatória

Como já mencionado anteriormente, o poço possui diâmetro de 1 m. Desta forma, é possível determinar o volume efetivo da elevatória através da altura efetiva dada pela seguinte fórmula:

$$h_{ef} = folga + 0,5 h_{util} = 0,3 + 0,5 \times 0,09 = 0,345 \text{ m}$$

$$V_e = A \times h_{ef} = 0,7853 \times 0,345 = 0,27209 \text{ m}^3$$

- Tempo de detenção:

O tempo de detenção do efluente na elevatória deverá ser o menor possível, não ultrapassando 30 min. A vazão média afluyente na elevatória será:

$$Q_{med} = \frac{C \times P_f \times q}{86400} = \frac{0,8 \times 528 \times 100}{86400} = 0,489 \text{ L/s} = 0,02933 \text{ m}^3/\text{min}$$

Logo, o tempo de detenção será:

$$T_d = \frac{V_e}{Q_{med}} = \frac{0,27209}{0,02933} = 9,27589 \text{ min}$$

5.2.1.2 Cálculo das perdas de carga

- Cotas e alturas

As cotas referentes a Tabela 5 foram colhidas a partir da tabela de dimensionamento. As alturas foram determinadas anteriormente.

Tabela 5 – Cotas e alturas da EEE-01.

Cota de de fundo de poço na EEE-01 (CC) (m):	282,26
Altura útil de líquido na EEE-01 ($h_{util,mínima}$) (m):	0,11
Folga entre o nível máx e a cota de chegada (F) (m):	0,30
Cota do ponto que receberá o bombeamento (m):	285

Fonte: Autor (2022)

- Desnível geométrico

Os desníveis a mostrados na Tabela 6, foram determinados a partir das seguintes relações:

Cota do nível máximo de líquido na EEE-01: $C_{máx} = CC - F$

Cota do nível mínimo de líquido na EEE-01: $C_{mín} = C_{máx} - h_{util,mínima}$

Tabela 6 – Desnível geométrico da EEE-01.

Cota do nível máx de líquido na EEE-01 ($C_{máx}$) (m):	285
Cota do nível mín de líquido na EEE-01 ($C_{mín}$) (m):	282,26
Desnível Geométrico (h_{geo}) (m):	2,74

Fonte: Autor (2022)

- Cálculo das perdas de carga localizadas

Para o cálculo das perdas de carga localizadas, considerando que haverá somente o recalque, já que é uma bomba submersível, tomamos como referências a seguinte tabela:

Figura 25 – Comprimentos equivalentes.

DE (mm)	D. ref. (pol.)	Joelho 90°	Joelho 45°	Curva 90°	Curva 45°	Tê 90° Passagem Direita	Tê 90° Saída de lado	Tê 90° Saída Bilateral	Entrada Normal	Entrada de Borda	Saída de Canalização	Válvula de Pe e Crivo	Válvula de Retenção Tipo Leve	Válvula de Retenção Tipo Pesado	Registro de Globo Aberto	Registro de Gaveta Aberto	Registro de Ângulo Aberto
20	½"	1,1	0,4	0,4	0,2	0,7	2,3	2,3	0,3	0,9	0,8	8,1	2,5	3,6	11,1	0,1	5,9
25	¾"	1,2	0,5	0,5	0,3	0,8	2,4	2,4	0,4	1,0	0,9	9,5	2,7	4,1	11,4	0,2	6,1
32	1"	1,5	0,7	0,6	0,4	0,9	3,1	3,1	0,5	1,2	1,3	13,3	3,8	5,8	15,0	0,3	8,4
40	1¼"	2,0	1,0	0,7	0,5	1,5	4,6	4,6	0,6	1,8	1,4	15,5	4,9	7,4	22,0	0,4	10,5
50	1½"	3,2	1,3	1,2	0,6	2,2	7,3	7,3	1,0	2,3	3,2	18,3	6,8	9,1	35,8	0,7	17,0
60	2"	3,4	1,5	1,3	0,7	2,3	7,6	7,6	1,5	2,8	3,3	23,7	7,1	10,8	37,9	0,8	18,5
75	2½"	3,7	1,7	1,4	0,8	2,4	7,8	7,8	1,6	3,3	3,5	25,0	8,2	12,5	38,0	0,9	19,0
85	3"	3,9	1,8	1,5	0,9	2,5	8,0	8,0	2,0	3,7	3,7	26,8	9,3	14,2	40,0	0,9	20,0
110	4"	4,3	1,9	1,6	1,0	2,6	8,3	8,3	2,2	4,0	3,9	28,6	10,4	16,0	42,3	1,0	22,1

Fonte: Guia da engenharia, Disponível em: <https://www.guiadaengenharia.com/agua-fria-exemplo/> (2022)

Assim, para a bomba utilizada teremos as seguintes peças com os respectivos comprimentos equivalentes:

Tabela 7 – Cálculo das perdas de carga localizadas EEE-01.

Peça:	Quant.	Leq (m):
Curva de 90°	1	3,9
RG aberto	1	0,9
Saída de canalização	1	3,7
Válvula de Retenção	1	9,3
TOTAL (h_L) (mca):		17,8

Fonte: Autor (2022)

- Cálculo das perdas de carga distribuídas

Utilizou-se a equação de Hazen-Williams para determinar a perda de carga unitária e, posteriormente, a perda de carga distribuída ao longo da tubulação.

$$J = 10,643 \times Q^{1,852} \times C^{-1,852} \times D^{-4,87}$$

Optou-se pelo Polietileno de Alta Densidade (PEAD), adotando a linha PN 10 de 63, como material da tubulação, obtendo-se um coeficiente de Hazen-Williams de 140. Conhecendo o diâmetro interno 55,4 mm = 0,0554 m e a vazão (0,973 L/s = 0,00097 m³/s) tem-se:

$$J = 0,0039583 \text{ m/m}$$

Portanto, a perda de carga distribuída será:

$$h_D = 0,0039583 \times (373,3 + 17,8) = 1,548091279 \text{ mca}$$

- Cálculo da Altura manométrica

Desta forma, a altura manométrica total será:

$$h_T = h_{geo} + h_D = 2,74 + 1,548091279$$

$$h_T = 4,29 \text{ mca}$$

5.2.1.3 Dimensionamento da bomba: cálculo da potência do conjunto de bombeamento

Serão utilizadas duas bombas, sendo que uma será de reserva. Optou-se por considerar 5 horas de funcionamento.

Assim, adotando a eficiência (η) de 75%, a densidade do esgoto de (γ) de 1020 (kg/m³) e, conhecendo a vazão (0,973 L/s = 0,00097 m³/s) e a perda de carga total tem-se que:

$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H_T}{75 \cdot \eta}$$

Obtendo assim, P = 0,0709 cv. Portanto serão consideradas duas bombas com potência de 0,5 cv.

5.2.2 EEE-02

Foi dimensionada a Estação Elevatória de Esgoto 2 em planilha digital, de acordo com os cálculos deste módulo.

5.2.2.1 Dimensionamento do volume do poço de sucção

- Volume útil mínimo

Adotou-se um tempo de detenção (Td) de 10 min, recomendado para bombas com potência inferior a 20 cv. Logo, como já se sabe a vazão, Q = 2,556 L/s = 0,153331453 m³/min. tem-se:

$$V_{\text{útil}} = \frac{Q \cdot T}{8} = \frac{0,153331453 \cdot 10}{8} = 0,191664316 \text{ m}^3$$

- Profundidade da elevatória

Para construção da elevatória adotou-se por um formato circular com diâmetro de 1,5 m, resultando em uma área superficial de 1,767 m². Assim, como já se sabe o volume útil, é possível determinar a profundidade útil mínima para funcionamento da elevatória através da seguinte relação:

$$h_{\text{útil,mínima}} = \frac{V_{\text{útil}}}{A_s} = \frac{0,191664316}{1,767} = 0,11 \text{ m} = 11 \text{ cm}$$

Adotou-se uma folga mínima de 30 cm acima do fundo da elevatória para a operação da bomba.

A profundidade útil será então:

$$h_{\text{útil}} = 0,11 + 0,3 = 0,41 \text{ m}$$

Conhecendo, também, a cota do coletor que chegará à elevatória (280,34 m), tem-se a seguinte cota para a EEE-02:

$$280,34 - 0,41 = 279,93 \text{ m}$$

Como a profundidade coletor à montante era de 2,26 m, então a profundidade do poço será:

$$2,26 + 0,41 = 2,67 \text{ m.}$$

- Volume efetivo da elevatória

Como já mencionado anteriormente, o poço possui diâmetro de 1,5 m. Desta forma, é possível determinar o volume efetivo da elevatória através da altura efetiva dada pela seguinte fórmula:

$$h_{ef} = folga + 0,5 h_{util} = 0,3 + 0,5 \times 0,11 = 0,355 \text{ m}$$

$$V_e = A \times h_{ef} = 1,767 \times 0,355 = 0,625975918 \text{ m}^3$$

- Tempo de detenção:

O tempo de detenção do efluente na elevatória deverá ser o menor possível, não ultrapassando 30 min. A vazão média afluente na elevatória na implementação será:

$$Q_{med} = \frac{C \times P_f \times q}{86400} = \frac{0,8 \times 1357 \times 100}{86400} = 1,256 \text{ L/s} = 0,07536814 \text{ m}^3/\text{min}$$

Logo, o tempo de detenção será:

$$T_d = \frac{V_e}{Q_{med}} = \frac{0,625975918}{0,07536814} = 8,3 \text{ min}$$

5.2.2.2 Cálculo das perdas de carga

- Cotas e alturas

As cotas mostradas na Tabela 8 foram colhidas a partir da tabela eletrônica de dimensionamento. As alturas foram determinadas anteriormente.

Tabela 8 – Cotas e alturas da EEE-02.

Cota de de fundo de poço na EEE-01 (CC) (m):	279,93
Altura útil de líquido na EEE-01 ($h_{util,mínima}$) (m):	0,11
Folga entre o nível máx e a cota de chegada (F) (m):	0,30
Cota do ponto que receberá o bombeamento (m):	283

Fonte: Autor (2022)

- Desnível geométrico

Os desníveis apresentados na Tabela 9 foram determinados a partir das seguintes relações:

Cota do nível máximo de líquido na EEE-02: $C_{m\acute{a}x} = CC - F$

Cota do nível mínimo de líquido na EEE-02: $C_{m\acute{i}n} = C_{m\acute{a}x} - h_{\acute{u}til,m\acute{i}nima}$

Tabela 9 – Desnível geométrico da EEE-02.

Cota do nível máx de líquido na EEE-02 ($C_{m\acute{a}x}$) (m):	283
Cota do nível mín de líquido na EEE-02 ($C_{m\acute{i}n}$) (m):	279,93
Desnível Geométrico (h_{geo}) (m):	3,07

Fonte: Autor (2022)

- Cálculo das perdas de carga localizadas

Para o cálculo das perdas de carga localizadas, considerando que haverá somente o recalque, já que é uma bomba submersível, foi tomado como referências a seguinte os dados na Figura 25.

Assim, para a bomba utilizada tem-se as seguintes peças com os respectivos comprimentos equivalentes:

Tabela 10 – Cálculo das perdas de carga localizadas EEE-02.

Peça:	Quant.	L_{eq} (m):
Curva de 90°	1	3,9
RG aberto	1	0,9
Saída de canalização	1	3,7
Válvula de Retenção	1	9,3
TOTAL (h_L) (mca):		17,8

Fonte: Autor (2022)

- Cálculo das perdas de carga distribuídas

Utilizou-se a equação de Hazen-Willians para determinar a perda de carga unitária e, posteriormente, a perda de carga distribuída ao longo da tubulação.

$$J = 10,643 \times Q^{1,852} \times C^{-1,852} \times D^{-4,87}$$

Optou-se pelo Polietileno de Alta Densidade (PEAD), adotando a linha PN 10 de 75, como material da tubulação, obtendo-se um coeficiente de Hazen-Willians de 140. Conhecendo o diâmetro interno 66 mm = 0,066 m e a vazão (2,556 L/s = 0,00256 m³/s) tem-se:

$$J = 0,010097205 \text{ m/m}$$

Portanto, a perda de carga distribuída será:

$$h_D = 0,010097205 \times (107,25 + 17,8) = 1,262655531 \text{ mca}$$

- Cálculo da Altura manométrica

Desta forma, a altura manométrica total será:

$$h_T = h_{geo} + h_D = 3,07 + 1,262655531$$

$$h_T = 4,33 \text{ mca}$$

5.2.2.3 Dimensionamento da bomba: cálculo da potência do conjunto de bombeamento

Serão utilizadas duas bombas, uma delas ficará de reserva. Optou-se por considerar 5 horas de funcionamento.

Assim, adotando a eficiência (η) de 75%, a densidade do esgoto de (γ) de 1020 (kg/m³) e, conhecendo a vazão (2,556 L/s = 0,00256 m³/s) e a perda de carga total tem-se que:

$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H_T}{75 \cdot \eta}$$

Obtendo assim, P = 0,1881660592 cv. Portanto serão consideradas duas bombas com potência de 1 cv.

5.2.3 EEE-03

Foi dimensionada a Estação Elevatória de Esgoto 3 em planilha digital, de acordo com os cálculos deste módulo.

5.2.3.1 Dimensionamento do volume do poço de sucção

- Volume útil mínimo

Adotou-se um tempo de detenção (Td) de 10 min, recomendado para bombas com potência inferior a 20 cv. Logo, como já se sabe a vazão, Q = 2,997 L/s = 0,179849954 m³/min. tem-se:

$$V_{\text{útil}} = \frac{Q \cdot T}{8} = \frac{0,179849954 \cdot 10}{8} = 0,224812443 \text{ m}^3$$

- Profundidade da elevatória

Para construção da elevatória adotou-se por um formato circular com diâmetro de 1,5 m, resultando em uma área superficial de 1,767 m². Assim, como já se sabe o volume útil, é possível determinar a profundidade útil mínima para funcionamento da elevatória através da seguinte relação:

$$h_{\text{útil,mínima}} = \frac{V_{\text{útil}}}{A_s} = \frac{0,224812443}{1,767} = 0,13 \text{ m} = 13 \text{ cm}$$

Adotou-se uma folga mínima de 30 cm acima do fundo da elevatória para a operação da bomba.

A profundidade útil será então:

$$h_{\text{útil}} = 0,13 + 0,3 = 0,43 \text{ m}$$

Conhecendo, também, a cota do coletor que chegará à elevatória (283,365 m), tem-se a seguinte cota para a EEE-03:

$$283,365 - 0,43 = 282,94 \text{ m}$$

Como a profundidade coletor à montante era de 1,635 m, então a profundidade do poço será:

$$1,635 + 0,41 = 2,045 \text{ m.}$$

- Volume efetivo da elevatória

Como já mencionado anteriormente, o poço possui diâmetro de 1,5 m. Desta forma, é possível determinar o volume efetivo da elevatória através da altura efetiva dada pela seguinte fórmula:

$$h_{ef} = folga + 0,5 h_{util} = 0,3 + 0,5 \times 0,13 = 0,365 \text{ m}$$

$$V_e = A \times h_{ef} = 1,767 \times 0,365 = 0,642549982 \text{ m}^3$$

- Tempo de detenção:

O tempo de detenção do efluente na elevatória deverá ser o menor possível, não ultrapassando 30 min. A vazão média afluyente na elevatória na implementação será:

$$Q_{med} = \frac{C \times P_f \times q}{86400} = \frac{0,8 \times 1619 \times 100}{86400} = 1,499 \text{ L/s} = 0,089966825 \text{ m}^3/\text{min}$$

Logo, o tempo de detenção será:

$$T_d = \frac{V_e}{Q_{med}} = \frac{0,642549982}{0,089966825} = 7,14 \text{ min}$$

5.2.3.2 Cálculo das perdas de carga

- Cotas e alturas

As cotas presentes na Tabela 11 foram colhidas a partir da tabela de dimensionamento. As alturas foram determinadas anteriormente.

Tabela 11 – Cotas e alturas da EEE-03.

Cota de de fundo de poço na EEE-03 (CC) (m):	282,94
Altura útil de líquido na EEE-03 ($h_{\text{útil,mínima}}$) (m):	0,11
Folga entre o nível máx e a cota de chegada (F) (m):	0,30
Cota do ponto que receberá o bombeamento (m):	286

Fonte: Autor (2022)

- Desnível geométrico

Os desníveis a seguir (Tabela 12) foram determinados a partir das seguintes relações:

Cota do nível máximo de líquido na EEE-03: $C_{\text{máx}} = CC - F$

Cota do nível mínimo de líquido na EEE-03: $C_{\text{mín}} = C_{\text{máx}} - h_{\text{útil,mínima}}$

Tabela 12 – Desnível geométrico da EEE-03.

Cota do nível máx de líquido na EEE-02 ($C_{\text{máx}}$) (m):	286
Cota do nível mín de líquido na EEE-02 ($C_{\text{mín}}$) (m):	282,94
Desnível Geométrico (h_{geo}) (m):	3,06

Fonte: Autor (2022)

- Cálculo das perdas de carga localizadas

Para o cálculo das perdas de carga localizadas, considerando que haverá somente o recalque, já que é uma bomba submersível, tomamos como referências os dados na Figura 25.

Assim, para a bomba utilizada teremos as seguintes peças com os respectivos comprimentos equivalentes:

Tabela 13 – Cálculo das perdas de carga localizadas EEE-03.

Peça:	Quant.	L_{eq} (m):
Curva de 90°	1	3,9
RG aberto	1	0,9
Saída de canalização	1	3,7
Válvula de Retenção	1	9,3
TOTAL (h_L) (mca):		17,8

Fonte: Autor (2022)

- Cálculo das perdas de carga distribuídas

Utilizou-se a equação de Hazen-Willians para determinar a perda de carga unitária e, posteriormente, a perda de carga distribuída ao longo da tubulação.

$$J = 10,643 \times Q^{1,852} \times C^{-1,852} \times D^{-4,87}$$

Optou-se pelo Polietileno de Alta Densidade (PEAD), adotando a linha PN 10 de 75, como material da tubulação, obtendo-se um coeficiente de Hazen-Williams de 140. Conhecendo o diâmetro interno $66 \text{ mm} = 0,066 \text{ m}$ e a vazão ($2,997 \text{ L/s} = 0,00300 \text{ m}^3/\text{s}$) tem-se:

$$J = 0,005583331 \text{ m/m}$$

Portanto, a perda de carga distribuída será:

$$h_D = 0,005583331 \times (216 + 17,8) = 1,305382803 \text{ mca}$$

- Cálculo da Altura manométrica

Desta forma, a altura manométrica total será:

$$h_T = h_{geo} + h_D = 3,06 + 1,305382803$$

$$h_T = 4,37 \text{ mca}$$

5.2.3.3 Dimensionamento da bomba: cálculo da potência do conjunto de bombeamento

Serão utilizadas duas bombas, onde uma será deixada para reserva. Optou-se por considerar 5 horas de funcionamento.

Assim, adotando a eficiência (η) de 75%, a densidade do esgoto de (γ) de $1020 \text{ (kg/m}^3\text{)}$ e, conhecendo a vazão ($2,997 \text{ L/s} = 0,00300 \text{ m}^3/\text{s}$) e a perda de carga total tem-se que:

$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H_T}{75 \cdot \eta}$$

Obtendo assim, $P = 0,222561952 \text{ cv}$. Portanto serão consideradas duas bombas com potência de 1 cv.

5.3 DIMENSIONAMENTO DAS ESTAÇÕES DE TRATAMENTO DE ESGOTO

O dimensionamento das lagoas de estabilização se deu por meio de planilhas eletrônicas onde se efetuaram os cálculos a seguir.

5.3.1 ETE -01

Foram realizados os cálculos para dimensionar a Estação de Tratamento de Esgoto 1

5.3.1.1 Dimensionamento da lagoa de estabilização anaeróbia

- Vazão considerada

As vazões consideradas foram as vazões médias das áreas que são atendidas pelo sistema de coleta Azul e pelo sistema de coleta Laranja somadas. Logo tem-se:

a) Sistema Azul

$$Q = \frac{C \cdot q \cdot P_f}{86400} + T_{X_{inf}} \times \text{Comprimento da rede} = \frac{0,8 \cdot 100 \cdot 1885}{86400} + 0,05 \times 5,88960$$

$$Q = 1,55096 \text{ L/s}$$

b) Sistema Laranja

Com a mesma fórmula utilizada para o sistema azul tem-se que:

$$Q = 0,5815 \text{ L/s}$$

Portanto a vazão total para o cálculo será de:

$$Q = 1,55815 + 0,5815 = 2,1396 \text{ L/s} = 184,2159 \text{ m}^3/\text{dia}$$

- Taxa de aplicação volumétrica e remoção de DBO_5 (%)

A taxa de aplicação volumétrica e a remoção de DBO_5 (%) serão calculadas conforme indica Figura 26:

Figura 26 – Parâmetros para determinação da taxa de aplicação volumétrica e remoção de DBO_5 .

Temperatura média do mês mais frio do ano (°C)	Taxa de aplicação volumétrica (g $DBO_5 \cdot m^{-3} \cdot d^{-1}$)	Remoção de DBO_5 (%)	Fonte
< 10	100	40	Mara & Pearson (1986) [Ref.2]
10-20	20.T - 100	2T + 20	
> 20	300	60	
	100 a 400 Recomendado: 250		Silva & Mara

T: Temperatura (°C)

Fonte: Mara e Pearson (1986).

Como a temperatura média na região para todos os meses fica acima dos 20 °C tem-se que:

$$\lambda v = 300 \text{ g/m}^3 \cdot \text{dia}$$

E a remoção de DBO_5 foi determinada de:

$$\text{Remoção de } DBO_5 = 60\%.$$

- Volume da Lagoa Anaeróbia

O volume da lagoa será calculado conforme a seguinte equação :

$$\lambda v = \frac{Li \cdot Q}{Va}$$

sendo:

Li = DBO afluente, mg/L (= g/m^3)

Q = vazão, m^3/dia

Va = volume da lagoa anaeróbia, m^3

Isolando Va , tem-se:

$$Va = \frac{Li \cdot Q}{\lambda v}$$

$$Va = \frac{552,4486 \times 184,2159}{300}$$

$$Va = 339,23277 \text{ m}^3$$

- Taxa de detenção hidráulica

$$Tdh = \frac{Va}{Q} = \frac{339,23277}{184,2159} = 1,841495 \text{ dia}$$

A profundidade adotada da lagoa foi de 3 m.

- A área da lagoa será de

$$A = \frac{Va}{h} = \frac{339,23277}{3} = 113,077 \text{ m}^2$$

Adotando uma lagoa de proporção de 2:1 tem-se que as dimensões da lagoa são 7,52 m de largura e 15,04 m de comprimento, adotando os valores de 7,55m m e de 15,05 m, respectivamente.

Fazendo a verificação da taxa de remoção de DBO, temos que a taxa efluente na lagoa anaeróbia é de 220,9794663 mg/L, valor que ainda não atende as necessidades do tratamento solicitado pela norma. Dessa forma se segue o cálculo da lagoa facultativa.

5.3.1.2 Dimensionamento da lagoa facultativa

- Área da Lagoa

Inicialmente, é necessário calcular a taxa de aplicação superficial (λ_s):

$$\lambda_s = 350 \cdot (1,107 - 0,002T)^{T-25}$$

Onde:

T = temperatura em °C.

Portanto adotando a temperatura média da região em torno de 27 °C tem-se que:

$$\lambda_s = 350 \times (1,107 - 0,002 \times 27)^{27-25}$$

$$\lambda_s = 388,08315$$

Para o cálculo da área da lagoa será considerada a DBO afluente correspondente a DBO efluente da lagoa anaeróbia. Portanto, a área será calculada a partir da seguinte equação:

$$A_f = 10 \times \frac{Li \cdot Q}{\lambda_s} = 10 \times \frac{220,9794663 \times 184,2159}{388,08315}$$

$$A_f = 1048,9487 \text{ m}^2$$

- Dimensões da lagoa

Adotando uma altura $h = 2,0$ m e dimensões 2:1, encontra-se uma largura de 22,90 m e comprimento de 45,80 m, sendo adotados os valores de 22,90 m e 45,8 m, respectivamente. O volume calculado foi de $v = 2097,9$ m³.

- Período de detenção

$$T_{dh} = \frac{V}{Q} = \frac{2097,9}{184,2159}$$

$$T_{dh} = 11,39 \text{ dias}$$

5.3.2 ETE-02

Foram realizados os cálculos para dimensionar a Estação de Tratamento de Esgoto 2

5.3.2.1 Dimensionamento da lagoa de estabilização anaeróbia

- Vazão considerada

A vazão considerada foi a vazão média da área que é atendida pelo sistema de coleta Verde. Logo temos:

$$Q = \frac{c \cdot q \cdot P_f}{86400} + T_{x_{inf}} \cdot \text{Comprimento da rede} = \frac{0,8 \cdot 100 \cdot 1619}{86400} + 0,05 \times 5,96989$$

$$Q = 1,80 \text{ L/s} = 155,34215 \text{ m}^3/\text{dia}$$

- Taxa de aplicação volumétrica e remoção de DBO_5 (%)

A taxa de aplicação volumétrica e a remoção de DBO_5 (%) serão calculadas conforme indica Figura 26.

Como a temperatura média na região para todos os meses fica acima dos 20 °C tem-se que:

$$\lambda v = 300 \text{ g/m}^3 \cdot \text{dia}$$

E a remoção de DBO_5 foi determinada de:

$$\text{Remoção de } DBO_5 = 60\%.$$

- Volume da Lagoa Anaeróbia

O volume da lagoa será calculado conforme a seguinte fórmula:

$$\lambda v = \frac{Li \cdot Q}{Va}$$

sendo:

Li = DBO afluente, mg/L (= g/m³)

Q = vazão, m³/dia

V_a = volume da lagoa anaeróbia, m^3

Isolando V_a , tem-se

$$V_a = \frac{Li \cdot Q}{\lambda v}$$

$$V_a = \frac{562,9364 \times 155,34215}{300}$$

$$V_a = 291,4925 \text{ m}^3$$

- Taxa de detenção hidráulica

$$Tdh = \frac{V_a}{Q} = \frac{291,4925}{155,34215} = 1,8764547 \text{ dia}$$

A profundidade adotada da lagoa foi de 3 m.

- A área da lagoa será de

$$A = \frac{V_a}{h} = \frac{291,4925}{3} = 97,16417 \text{ m}^2$$

Adotando uma lagoa de proporção de 2:1 tem-se que as dimensões da lagoa são 6,97 m de largura e 13,94 m de comprimento. Adotando os valores de 7 m e de 14 m, respectivamente.

Fazendo a verificação da taxa de remoção de DBO, temos que a taxa efluente na lagoa anaeróbia é de 225,174564 mg/L, valor que ainda não atende as necessidades do tratamento estabelecido pela norma. Dessa forma, se segue o cálculo da Lagoa Facultativa.

5.3.2.2 Dimensionamento da lagoa Facultativa

- Área da Lagoa

Inicialmente, é necessário calcular a taxa de aplicação superficial (λ_s):

$$\lambda_s = 350 \cdot (1,107 - 0,002T)^{T-25}$$

Onde:

T = temperatura em °C.

Portanto adotando a temperatura média da região em torno de 27 °C tem-se que:

$$\lambda_s = 350 \times (1,107 - 0,002 \times 27)^{27-25}$$

$$\lambda_s = 388,08315$$

Para o cálculo da área da lagoa será considerada a DBO afluente correspondente a DBO efluente da lagoa anaeróbia. Portanto, a área será calculada a partir da seguinte equação:

$$A_f = 10 \times \frac{Li \cdot Q}{\lambda_s} = 10 \times \frac{225,174564 \times 155,34215}{388,08315}$$

$$A_f = 901,33 \text{ m}^2$$

- Dimensões da lagoa

Adotando uma altura $h = 2,0$ m e dimensões 2:1, obtem-se uma largura de 21,23 m e comprimento de 42,46 m, sendo adotados os valores de 21,50 m e 42,5 m, respectivamente. O volume calculado foi de $v = 1827,5$ m³.

- Período de detenção

$$T_{dh} = \frac{V}{Q} = \frac{1827,5}{155,34215}$$

$$T_{dh} = 11,76 \text{ dias}$$

5.4 RESUMO DOS RESULTADOS

Neste tópico tem-se o resumo dos resultados encontrados neste trabalho apresentados em forma de tabelas e a imagem de todo o traçado com seus órgãos acessórios e com as estações de tratamento

5.4.1 Comprimento do traçado, quantidade de CPs e composição geral do sistema.

A Tabela 14 apresenta os resultados encontrados para os comprimentos dos traçados de cada sistema e a quantidade de caixas de passagem.

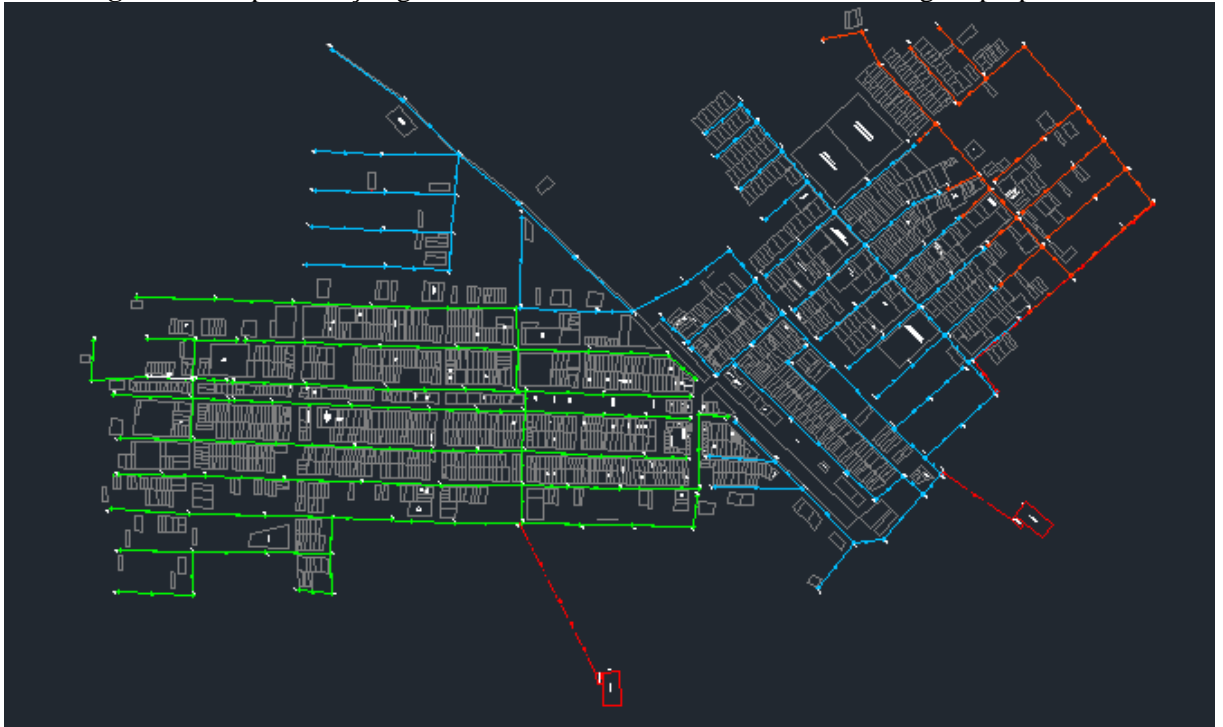
Tabela 14: Comprimento das redes e quantidade de caixas de passagem.

	Verde	Azul	Laranja	Total
Comprimento	5,97 km	5,89 km	1,852 km	13,712 km
Quant./CPs	83	89	31	203

Fonte: Autor, 2022.

A Figura 27 mostra uma visão geral do sistema de tratamento, com os sistemas de coleta, bombeamento e tratamento, localizados na planta do Município.

Figura 27: Representação geral do sistema de coleta e tratamento de esgoto proposto.



Fonte: Autor, 2022.

Representados nas cores Verde, Azul e Laranja, estão os sistemas coletores de cada sub-bacia. Em vermelho, estão representados o sistema de bombeamento e as estações de tratamento.

5.4.2 Estações elevatórias

A Tabela 15 apresenta os resultados encontrados para as estações elevatórias.

Tabela 15: Resultados calculados para as EEEs.

	EEE1	EEE2	EEE3
Profundidade (m)	1,44	2,67	2,045
Diâmetro (m)	1	1,5	1,5
Vol. Efetivo (m ³)	0,27209	0,625975	0,642549
Temp. detenção (min)	9,27	8,3	7,4
Potência calculada (cv)	0,0709	0,188166	0,22256
Potência adotada (cv)	0,5	0,5	0,5
Material do tubo	PEAD PN 10	PEAD PN 10	PEAD PN 10
Diâmetro do recalque (mm)	63	75	90

Fonte: Autor, 2022.

5.4.3 Estação de tratamento

A Tabela 16 apresenta os resultados encontrados para as estações de tratamento.

Tabela 16: Resultados calculados para as ETEs.

Lagoa	ETE1		ETE2	
	Estabilização	Facultativa	Estabilização	Facultativa
Volume da lagoa (m ³)	339,23277	2097,9	291,4925	1827,5
Tx. de detenção (dia)	1,8414	11,39	1,8764	11,76
Profundidade (m)	3	2	3	2
Área da lagoa (m ²)	113,077	1048,9478	97,16417	901,33
Dimensões (m)	7,55 x 15,05	22,9 x 45,80	7 x 14	21,5 x 42,5

Fonte: Autor, 2022.

6. CONCLUSÃO

Este trabalho teve como objetivo principal elaborar um projeto de sistema de coleta e tratamento de esgotamento sanitário para a cidade de Santa Helena – PB, com o intuito de solucionar os problemas causados pelo precário sistema atual.

Foi realizado um diagnóstico do sistema atual por meio de visitas e observações “*in loco*”, onde foi constatada e registrada por meio de fotografias a precária situação e constante manutenção do sistema em vigor. Foram constatados diversos pontos onde o sistema estava em condições arcaicas ou em manutenção, além do descarte inadequado do esgoto em dois pontos da cidade.

Foi determinado que a rede coletora deveria ser separada em três redes menores devido a topografia local, com isso também foi necessário o dimensionamento de três estações elevatórias e duas estações de tratamento.

Foi calculada a população dos anos inicial e final de projeto, obtendo-se os valores de 3002, 63 habitantes para o ano de 2022 e, 3503,68 para o ano de 2042. Esses valores foram estimados pelo método aritmético. O Valor obtidos para a sub-bacia verde foi de 1387 e 1619 habitantes, para s anos de 2022 e 2042 respectivamente, para a sub-bacia Azul, foram obtidos os valores de 1163 e 1357 habitantes, para os mesmos anos e, por fim, para a sub-bacia laranja foram obtidos os valores de 452 e 528 habitantes, também para os anos de 2022 e 2042.

As planilhas digitais foram utilizadas para os dimensionamentos do sistema de coleta, onde se obteve um diâmetro de 100mm para toda a tubulação, também se dimensionou as EEEs e as ETEs. Os softwares de desenho e de geoprocessamento foram utilizados para a elaboração do traçado do sistema de coleta, que apresentou um comprimento total de 13,712 km, e o número de caixas de passagens totalizou 203.

As estações elevatórias obtiveram valores muito baixos de potência para suas bombas, por isso adotou-se bombas cm potência de meio cavalo. Adotou-se duas bombas de sucção para cada estação, onde uma delas fica de reserva.

Para a ETE1, foi determinada uma área de 113,077 m² e, volume de 339,23 m³, para a lagoa anaeróbia, e área de 1048,94 m² e volume de 2097,9 m³ para a lagoa facultativa. Para a ETE2, foi determinada uma área de 97,16 m² e, volume de 291,49 m³, para a lagoa anaeróbia, e área de 901,33 m² e, volume de 1827,5 m³, para a lagoa facultativa.

Apesar das dificuldades encontradas para o levantamento dos dados do município, os resultados apresentados por este trabalho são satisfatórios. O presente trabalho pode ser utilizado como referência para futuros estudos relacionados a área de saneamento.

REFERÊNCIAS

- AGÊNCIA EXECUTIVA DE GESTÃO DAS ÁGUAS.** Disponível em: <http://www.aesa.pb.gov.br/aesa-website/meteorologia-chuvas/climatologia/>. Acesso em: 01 março de 2022.
- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO. Instituto Nacional de Ciências e Tecnologia Observatório das Metrôpoles.** Brasília, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9.648:** Estudo de concepção de sistemas de esgotamento sanitário. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9.649: Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário.** Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12.207: Projeto de interceptores de esgoto sanitário.** Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12.208: Projeto de estação de bombeamento ou estação elevatória de esgoto – Requisitos.** Rio de Janeiro, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12.209: Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários.** Rio de Janeiro, 2011.
- AZEVEDO, R. F. Impacto da implantação do serviço de esgotamento sanitário sobre a mortalidade infantil, no município de Guanambi – Bahia.** 2019. 46 f. Dissertação (Mestrado em Ciências Ambientais e Saúde) – Pontifícia Universidade Católica de Goiás, 2019.
- BERWANGER, A. L.; CERETTA, C. A.; SANTOS, D. R. dos.** Alterações no teor de fósforo no solo com aplicação de dejetos líquidos de suínos. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, v. 32, n. 6, p. 2525-2532, 2008.
- BRASIL. Lei nº 11445, de 5 de janeiro de 2007.** Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico; altera as Leis nºs 6.766, de 19 de dezembro de 1979, 8.036, de 11 de maio de 1990, 8.666, de 21 de junho de 1993, 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; revoga a Lei nº 6.528, de 11 de maio de 1978; e dá outras providências. Brasília, DF: Palácio do Planalto, 2007. Disponível em: https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2007/lei/11445.htm. Acesso em: 03 de janeiro de 2022.
- BRASIL. Lei nº 14026, de 15 de julho de 2020.** Atualiza o 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, [...] para estender seu âmbito de aplicação às microrregiões, e a Lei nº 13.529, de 4 de dezembro de 2017, para autorizar a União a participar de fundo com a finalidade exclusiva de financiar serviços técnicos especializados. Brasília, DF: Palácio do Planalto, 2020. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2019-2022/2020/lei/114026.htm. Acesso em: 03 de janeiro de 2022.

BRASIL. Ministério do Desenvolvimento Regional. Secretaria Nacional de Saneamento – SNS. **Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento: 24º Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos - 2018**. Brasília: SNS/MDR, 2019. 180 p.

BRASIL. Ministério do Desenvolvimento Regional. Secretaria Nacional de Saneamento – SNS. **Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento: Diagnóstico Temático dos Serviços de Água e Esgoto – 2020**. Brasília, DF, 2021. Disponível em: http://www.snis.gov.br/downloads/diagnosticos/ae/2020/DIAGNOSTICO_TEMATICO_VISAO_GERAL_AE_SNIS_2021.pdf. Acesso em: 07 de janeiro de 2022.

CARNEIRO, M. de A.; JÚNIOR, G. B. A. Necessidade de investimento em esgotamento sanitário no Brasil. *In: Congresso Brasileiro de Gestão Ambiental*, 6, 2016, Campina Grande. **Anais [...]** Campina Grande: Instituto Brasileiro de Estudos Ambientais, 2016.

CONAMA. Conselho Nacional do Meio Ambiente. **Resolução nº 430, de 13 de maio de 2011**. Dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes, complementa e altera a Resolução nº 357, de 17 de março de 2005, do Conselho Nacional do Meio Ambiente-CONAMA. Diário Oficial da União. Brasília, 16 de maio de 2011. Disponível em: <https://www.legisweb.com.br/legislacao/?id=114770>. Acesso em: 19 de abril de 2022.

FOLLMANN, F. M.; FOLETO, E. M. Importância de rede coletora de esgoto em área de recarga de aquífero. **Raega-O Espaço Geográfico em Análise**, v. 29, p. 115-134, 2013.

GONÇALVES, A. L. K. Impactos causados pelo esgoto a céu aberto: estudo de caso da avenida xxv de julho de Pelotas–RS. **Revista Querubim Niterói–Rio de Janeiro**, v. 1, n. 26, p. 24-30, 2015.

GOMES, F. D. Aspectos do saneamento básico: Brasil e Uruguai. **Revista Ciências Jurídicas e Sociais**, v. 9, n. 1, p. 53-58, 2019.

IDEME – INSTITUTO DE DESENVOLVIMENTO MUNICIPAL E ESTADUAL DA PARAÍBA. **Atlas do desenvolvimento humano no Brasil 2013**. Disponível em: http://ideme.pb.gov.br/servicos/perfis-do-idhm/atlasidhm2013_perfil_santa-helena_pb.pdf. Acesso em: 02 março de 2022.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Censo Brasileiro de 2010**. Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/pb/santa-helena/panorama>. Acesso em: 01 março de 2022.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Diretoria de Pesquisas, Coordenação de População e Indicadores Sociais, **População estimada: Estimativas da população residente com data de referência 1º de julho de 2020**. Brasília, 2010.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Ministério do Planejamento, Desenvolvimento e Gestão. **Esgotamento sanitário adequado**. Brasília, 2010.

INSTITUTO DE PESQUISAS ESPACIAIS (Brasil). **Adamantina, São Paulo**. São José dos Campos: INPE, 2020. 1 imagem de satélite, modelo digital de elevação. Satélite LANDSAT 5, instrumento MT. Intervalo de tempo: 28 de outubro de 2011. Lat. -6.78463, Long. -38.58398. Disponível em: <http://www.dsr.inpe.br/topodata/acesso.php>. Acesso em: 12 dez. 2020.

MARTINELLI, A.; NUVOLARI, A.; TELLES, D. D.; MIYASHITA, N. J.; RODRIGURS, R. B.; ARAUJO, R. de. Esgoto sanitário: coleta, transporte, tratamento e reuso agrícola. **FATEC – SP CEETEPS**. São Paulo, Blucher, v. 1, n. 1, p. 01-549. 2011. Disponível em: <https://books.google.com.br/books?hl=pt-BR&lr=&id=gCTTDwAAQBAJ&oi=fnd&pg=PA13&dq=Esgoto+sanit%C3%A1rios&ots=V9hnuDQis4&sig=bfv-4jsylq67UIJepngVH-iKhSc#v=onepage&q&f=true>. Acesso em: 15 de março de 2022.

RIBEIRO, J. W.; ROOKE, J. M. S. **Saneamento básico e sua relação com o meio ambiente e a saúde pública**. 2010. 37 p. Trabalho de conclusão de curso (Especialização em Análise Ambiental) - Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora – MG, 2010.

SALLES, M. J. **Política Nacional de Saneamento: percorrendo caminhos em busca da Universalização**. 2008. 176 p. Tese (Doutorado em Saúde Coletiva) - Escola Nacional de Saúde Pública Sérgio Arouca, Rio de Janeiro, 2008.

SNOW, J. **Sobre a maneira de transmissão da cólera**. 2ed. São Paulo: HUCITEC-ABRASCO, 1990.

TEIXEIRA, J. C.; GUILHERMINO, R. L. Análise da associação entre saneamento e saúde nos estados brasileiros, empregando dados secundários do banco de dados indicadores e dados básicos para a saúde 2003-IDB 2003. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, v. 11, n. 3, p. 277-282, 2006.

TSUTIYA, M. T., & SOBRINHO, P. A. **Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário**. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2000.