

**UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**MAYARA CINTHIA DE OLIVEIRA MESQUITA**

**ANÁLISE DE PROJETO DE SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO –  
ESTIMATIVA DE CUSTO PARA DIFERENTES VALORES DE TENSÃO TRATIVA**

**JOÃO PESSOA  
2020**

MAYARA CINTHIA DE OLIVEIRA MESQUITA

**ANÁLISE DE PROJETO DE SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO –  
ESTIMATIVA DE CUSTO PARA DIFERENTES VALORES DE TENSÃO TRATIVA**

Monografia apresentada à Coordenação do Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal da Paraíba – UFPB, como pré-requisito para a obtenção do diploma de Bacharela em Engenharia Civil.

**Orientador:** Prof. Dr. Leonardo Vieira Soares

JOÃO PESSOA  
2020

**Catalogação na publicação  
Seção de Catalogação e Classificação**

M582a Mesquita, Mayara Cinthia de Oliveira.

ANÁLISE DE PROJETO DE SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO  
- ESTIMATIVA DE CUSTO PARA DIFERENTES VALORES DE TENSÃO  
TRATIVA / Mayara Cinthia de Oliveira Mesquita. - João  
Pessoa, 2020.  
147 f.

Orientação: Leonardo Vieira Soares.  
Monografia (Graduação) - UFPB/CT.

1. Sistema de Esgotamento Sanitário. 2. Rede Coletora  
de Esgoto. 3. Tensão Trativa. I. Soares, Leonardo  
Vieira. II. Título.

UFPB/BC

## **FOLHA DE APROVAÇÃO**

**MAYARA CINTHIA DE OLIVEIRA MESQUITA**

### **ANÁLISE DE PROJETO DE SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO – ESTIMATIVA DE CUSTO PARA DIFERENTES VALORES DE TENSÃO TRATIVA**

Trabalho de Conclusão de Curso defendido em 01/04/2020 perante a seguinte Comissão Julgadora:

**Prof. Leonardo Vieira Soares (Orientador)**

APROVADO

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

**Profª. Ana Cláudia F. Medeiros Braga**

APROVADO

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

**Prof. Gilson Barbosa Athayde Júnior**

APROVADO

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

**Profª. Andrea Brasiliano Silva**

Matrícula Siape: 1549557

Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

---

Emitido em 01/04/2020

**FORMULARIO Nº 1/2020 - CT-DECA (11.01.17.13)**  
(Nº do Documento: 1)

(Nº do Protocolo: NÃO PROTOCOLADO)

(Assinado digitalmente em 01/04/2020 16:50 )  
GILSON BARBOSA ATHAYDE JUNIOR  
PROFESSOR DO MAGISTERIO SUPERIOR  
1453010

(Assinado digitalmente em 01/04/2020 18:30 )  
ANDREA BRASILIANO SILVA  
COORDENADOR DE CURSO  
1549557

(Assinado digitalmente em 01/04/2020 17:08 )  
ANA CLAUDIA FERNANDES MEDEIROS BRAGA  
PROFESSOR DO MAGISTERIO SUPERIOR  
1668619

(Assinado digitalmente em 01/04/2020 16:48 )  
LEONARDO VIEIRA SOARES  
PROFESSOR DO MAGISTERIO SUPERIOR  
1680572

Para verificar a autenticidade deste documento entre em <https://sipac.ufpb.br/documentos/> informando seu número: **1**,  
ano: **2020**, documento (espécie): **FORMULARIO**, data de emissão: **01/04/2020** e o código de verificação:  
**18f0cb4f83**

Honro o fechamento deste ciclo dedicando a minha monografia a Deus, criador do nosso Universo, meus pais e, em especial, ao meu avô paterno (*in memorian*), que onde quer que esteja, está orgulhoso de ver sua neta formada em Engenharia Civil.

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente gostaria de agradecer a Deus que permitiu que tudo isso acontecesse ao longo de minha vida, não somente nestes anos como universitária, mas que em todos os momentos é o maior mestre que alguém pode conhecer.

Aos meus pais, Josenilda Oliveira e Márcio Mesquita, bem como minha irmã, Márcia Mesquita, que me deram todos os tipos de apoio possível durante toda a minha vida, me incentivaram nos momentos difíceis e compreenderam a minha ausência, ao longo de todos esses anos de estudo, tal como, enquanto eu me dedicava à universidade e, em especial à realização deste trabalho.

Ao meu namorado Arthur Ferreira, pelo apoio, incentivo, auxílio, paciência, carinho, compreensão, amor e tantas outras palavras que aqui não posso descrever, tal qual sua família que sempre me tratou como parte dela.

À minha grande amiga Fernanda Sampaio e seu marido Sólon, dois seres humanos de uma linda e grande energia, que minha amiga Nathália Vieira, a quem também registro o agradecimento, me presenteou com tanta empolgação.

Aos meus colegas e amigos de estágio da Seção de Engenharia e Arquitetura (SEARQ) do TRE-PB, que me ensinaram grande parte da Engenharia Civil que não conheci na Universidade e que, inclusive, compõe parte deste estudo.

Registro também aqui meus agradecimentos mais sinceros aos meus amigos mais próximos da Universidade, pessoas que me ajudaram a trilhar esse caminho tão difícil que é a graduação, em especial ao meu amigo Jorge Júnior que contribuiu com este trabalho em específico..

Ao meu orientador Dr. Leonardo Soares por todo apoio e paciência ao longo da elaboração desse estudo, bem como pelo ensinamento e dedicação em sua disciplina, ele é pra mim, um grande exemplo de docência.

Por fim, agradeço à Dra. Ana Cláudia Braga e o Dr. Gilson Athayde Júnior, que se dispuseram a compor a banca examinadora e assim contribuir com esta importante etapa da minha vida acadêmica e profissional.

## RESUMO

A crescente concentração de pessoas nas cidades ao longo do tempo trouxe à sociedade problemas até então desconhecidos, como a deficiência da infraestrutura urbana, o acúmulo de resíduos e o despejo inadequado de líquidos, acarretando problemas de saúde pública e ambiental. Atrelado a isso, as cidades começaram a observar a importância do saneamento básico como forma de mitigar a poluição e a transmissão de doenças. Ao passar dos anos percebeu-se que era necessário universalizar os serviços de infraestrutura básica e, nesse aspecto o Brasil adotou uma série de medidas como a promulgação de leis e decretos, a criação de órgãos e, planejamentos a fim de efetivar a realidade do saneamento básico no país. No entanto, este setor continua apresentando o maior déficit em expaço e atendimento, ocorrida pela baixa qualidade dos serviços prestados, atrelado também a falta de investimentos mais consideráveis. Neste sentido, este trabalho justifica-se como um importante auxílio na busca pela universalização dos serviços de saneamento, especialmente no que diz respeito à coleta e transporte de esgoto sanitário de regiões carentes e rurais, que muitas vezes, não tem a devida atenção do governo e das prestadoras de serviço. Para tal, foi realizado a concepção, dimensionamento e análise de um projeto de sistema de esgotamento sanitário para o loteamento público Miguel Arraes de Alencar, localizado na cidade de São Vicente Férrez, em Pernambuco, com o objetivo de colaborar com a diminuição dos despejos desses efluentes no meio ambiente sem nenhum tipo de tratamento. A concepção e o dimensionamento da rede coletora de esgoto foram realizados com o auxílio do software CEsg, já a análise do projeto foi realizada com base na elaboração de 4 alternativas de dimensionamento com diferentes valores de tensão tratativa mínima 0,6 Pa; 1,0 Pa; 1,5 Pa e; 2,0 Pa. A análise e escolha da alternativa mais adequada foi realizada com base em critérios técnicos-econômicos, bem como em critérios relacionados ao custo-benefício do sistema, para isso foram realizados estudos da planilha de resultados e orçamento, disponibilizada pelo CEsg, no qual foi observado que a alternativa 3 (1,5 Pa) se adequou como a melhor alternativa de projeto, já que apresentou um maior equilíbrio com relação aos quantitativos e custos dos tipos de escoramento de vala, em comparação as outras alternativas. Os resultados indicaram que ao se comparar a alternativa 3 com as alternativas 1 e 2, no qual a alternativa 2 é a indicada pela norma vigente, a mesma apresentou uma queda considerável de cerca de 39,34% no seu quantitativo de escoramento de custo mediano e tipo especial, bem como, apenas um pequeno aumento no quantitativo do escoramento de alto custo e tipo mista (67,81%). Com relação à análise dos custos dos principais serviços desse tipo de obra, a alternativa 3 apresentou apenas 21,25% de aumento em relação as 2 primeiras alternativas, dados estes que não foram atingidos pela alternativa 4, que inclusive onerou bastante o custo de sua implantação quando da mudança da tensão tratativa. Logo, foi considerado para projeto a alternativa 3, intermediária, já que, embora um pouco mais cara que as alternativa 1 e 2, a alternativa 3 além de garantir autolimpeza dos condutos, diminui significativamente, as chances de aparecimento de limo e, consequentemente, ataque de sulfetos na tubulação, o que não acontece com a alternativa 2 indicada em norma. A alternativa 3 foi escolhida como a concepção adotada, norteando assim, a elaboração de sua planilha orçamentária, bem como a elaboração dos projetos necessários para o loteamento.

**Palavras-chaves:** Sistema de Esgotamento Sanitário. Rede Coletora de Esgoto. Tensão Trativa.

## ABSTRACT

The increasing concentration of people in cities over time has brought to society problems hitherto unknown, such as the deficiency of urban infrastructure, the accumulation of waste and the inappropriate disposal of liquids, causing public and environmental health problems. Linked to this, cities began to observe the importance of basic sanitation as a way to mitigate pollution and the transmission of diseases. Over the years, it was realized that it was necessary to universalize basic infrastructure services and, in this respect, Brazil adopted a series of measures such as the enactment of laws and decrees, the creation of organs and, planning to effect the reality of basic sanitation in the country. However, this sector continues to present the largest deficit in terms expansion and attendance, due to the low quality of the services provided, connected too to the lack of more considerable investments. In this sense, this work is justified as an important aid in the search for the universalization of sanitation services, especially with regard to the collection and transportation of sanitary sewage from poor and rural regions, which often do not have the proper attention of the government and service providers. For this, it was performed out the conception, dimensioning and analysis of a sanitary sewer system project for the public allotment Miguel Arraes de Alencar, located in the city of São Vicente Férrer, in Pernambuco, with the objective of collaborating with the reduction of the discharge of these effluents into the environment without any type of treatment. The conception and dimensioning of the sewage collection network were performed with assistance of software CEsg, the analysis of the project was perfomed out based on the elaboration of 4 sizing alternatives with different values of minimum tractive tension 0,6 Pa; 1,0 Pa; 1,5 Pa e; 2,0 Pa. The analysis and selection of the most suitable alternative it was made out based on technical-economic criterion, as well as criterion related to the cost-benefit of the system, for that purpose, results and budget worksheet studies were carried out, made available by the CEsg in which it was observed that the alternative 3 (1,5 Pa) was suitable as the best project alternative, since it presented a greater balance in relation to the quantities and costs of the types of trench shoring, in comparison to the other alternatives. The results indicated that when comparing alternative 3 with alternatives 1 and 2, in which alternative 2 is the one indicated by the current regulation, the alternative 3 presented a considerable decrease of about 39,34% in your quantity of shoring of average cost and special type, as well as, only a small increase in the amount of shoring high cost and mixed type (67,81%). As for the analysis of the costs of the main services of this type of construction, the alternative 3 presented an increase of only 21,25% in relation to the first 2 alternatives, data that were not reached by alternative 4 what including considerably increased the cost its implantation when changing the tractive tension. Therefore, alternative 3, intermediate, was considered for the project, because, although a little more expensive than alternatives 1 and 2, an alternative 3, in addition to guaranteeing self-cleaning of the ducts, significantly decreases the chances of the appearance of sludge and, consequently, attack of sulfides in the pipe, what does not happen with alternative 2 indicated in the norm. Alternative 3 was chosen as the concept adopted, thus guiding the elaboration of its budget spreadsheet, as well as the elaboration of the necessary projects required for the allotment.

**Keywords:** Sanitary Sewer System. Sewage Collector Network. Tractive Tension.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Representação do sistema de esgotamento unitário ou combinado	24
Figura 2 – Representação do sistema de esgotamento separador parcial e absoluto	24
Figura 3 – Investimentos em saneamento no Brasil (R\$ bilhões constantes)	27
Figura 4 – Mapa do índice de atendimento urbano de esgoto (IN024) dos municípios	30
Figura 5 – Etapas para a realização de um projeto de sistema de esgotamento sanitário	34
Figura 6 – Perspectiva esquemática de rede coletora de esgoto	36
Figura 7 – Corte esquemático de um PV (sem escala)	38
Figura 8 – Corte esquemático de um TL (sem escala)	39
Figura 9 – Parâmetros de cálculo utilizados na determinação das vazões de esgoto	41
Figura 10 – Métodos de projeção populacional baseados em equações matemáticas	44
Figura 11 – Terminologia da vala de assentamento de um coletor	61
Figura 12 – Custos mais relevantes em obras de esgotamento sanitário	68
Figura 13 – Localização geográfica do município de São Vicente Férrer-PE	70
Figura 14 – Mapa da cidade de São Vicente Férrer-PE	71
Figura 15 – Delimitação do loteamento Miguel Arraes de Alencar	72
Figura 16 – Projeto Arquitetônico do loteamento Miguel Arraes de Alencar-PE	73
Figura 17 – Projeto topográfico do loteamento Miguel Arraes de Alencar-PE	74
Figura 18 – Traçado da rede coletora de esgoto do loteamento no software CEsg	83
Figura 19 – Delimitação das sub-bacias de esgotamento do loteamento	84
Figura 20 – Tipos e localização dos coletores de esgoto na rede do loteamento	85
Figura 21 – Dados gerais para cálculo: dados de consumo	86
Figura 22 – Dados gerais para cálculo: dados gerais	86
Figura 23 – Dados gerais para cálculo: critérios de cálculo	87
Figura 24 – Metodologia de análise das alternativas de dimensionamento	91

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Atendimento de água e esgoto segundo macrorregião e Brasil	29
Tabela 2 – Tipos de destinação do esgoto sanitário em São Vicente Férrer-PE	32
Tabela 3 – Métodos de projeção populacional baseados em quantificação indireta	44
Tabela 4 – Número de habitantes residentes no município São Vicente Férrer-PE	76
Tabela 5 – Consumo efetivo <i>per capita</i> de água para São Vicente Férrer-PE	79
Tabela 6 – Relação entre o diâmetro das tubulações e a distância máxima entre os PV's	80
Tabela 7 – Comparação deresultados das alternativas de dimensionamento 1, 2, 3 e 4	98
Tabela 8 – Planilhas orçamentárias das alternativas de dimensionamento 1 e 2	99
Tabela 9 - Planilhas orçamentárias das alternativas de dimensionamento 3 e 4	100
Tabela 10 – Avaliação percentual dos quantitativos de escoramento	101
Tabela 11 – Volume de aterro e reaterro das alternativas de dimensionamento 1 e 2	102
Tabela 12 – Volume de aterro e reaterro das alternativas de dimensionamento 3 e 4	102
Tabela 13 – Avaliação percentual dos quantitativos de escavação	103

## LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1 - Determinação do consumo efetivo <i>per capita</i> de água	47
Equação 2 – Vazão de esgoto sanitário	48
Equação 3 – Vazão doméstica média inicial	49
Equação 4 – Vazão doméstica média final	49
Equação 5 – Vazão de Infiltração	51
Equação 6 – Vazão jusante de cada trecho do coletor (início de plano)	51
Equação 7 – Vazão jusante de cada trecho do coletor (fim de plano)	51
Equação 8 – Cálculo da vazão de contribuição linear do trecho para início de plano	52
Equação 9 – Cálculo da vazão de contribuição linear do trecho para fim de plano	52
Equação 10 – Taxa de contribuição linear para o início de plano ( $Txi$ )	53
Equação 11 – Taxa de contribuição linear para o fim de plano ( $Txf$ )	53
Equação 12 – Cálculo do diâmetro dos trechos da rede coletora	59
Equação 13 – Profundidade mínima	62
Equação 14 – Cálculo da declividade de terreno de um trecho de coletor qualquer	62
Equação 15 – Cálculo da declividade mínima para $n=0,013$	62
Equação 16 – Cálculo da velocidade crítica	63
Equação 17 – Determinação da tensão trativa	63
Equação 18 – Determinação das cotas dos coletores de montante e jusante	64
Equação 19 – Determinação das cotas de jusante dos coletores (equação auxiliar)	64
Equação 20 – Função exponencial da projeção populacional de São Vicente Férrer-PE	93
Equação 21 – Equação de taxa de crescimento	94
Equação 22 – Estimativa da população do loteamento em 2019	95
Equação 23 – Projeção populacional do loteamento para início e fim de plano de projeto	95

## **LISTA DE GRÁFICOS**

Gráfico 1 – População x Ano: Ajustes por meio de linhas de tendência	_____	93
Gráfico 2 – Comparação dos custos parciais dos principais serviços	_____	104

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

**ABNT** – Associação Brasileira de Normas Técnicas  
**ALE** – Alemanha  
**ALEPE** – Assembleia Legislativa do Estado de Pernambuco  
**ANA** – Agência Nacional de Águas  
**BNH** – Banco Nacional de Habitação  
**BRA** – Brasil  
**CAERN** – Companhia de Água e Esgotos do Rio Grande do Norte  
**CEDAE** – Companhia Estadual de Águas e Esgotos do Rio de Janeiro  
**CETESB** – Companhia Ambiental do Estado de São Paulo  
**CF** – Constituição Federal  
**CNI** – Confederação Nacional da Indústria  
**CNM** – Confederação Nacional dos Municípios  
**COMPESA** – Companhia Pernambucana de Saneamento  
**CONMETRO** – Conselho Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial  
**COPASA** – Companhia de Sanemaneto de Minas Gerais  
**CP** – Caixa de Passagem  
**DBO** – Demanda Bioquímica de Oxigênio  
**EEE** – Estação Elevatória de Esgoto  
**EMASA** – Empresa Municipal de Água e Saneamento  
**EUA** – Estados Unidos da América  
**ETE** – Estação de Tratamento de Esgoto  
**FCTH** – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica  
**FGTS** – Fundo de Garantia do Tempo de Serviço  
**FUNASA** – Fundação Nacional de Saúde  
**IBGE** – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística  
**MDR** – Ministério do Desenvolvimento Regional  
**MME** – Ministério de Minas e Energia  
**NBR's** – Normas Brasileiras  
**OMS** – Organização Mundial de Saúde  
**OPAS** – Organização Pan Americana de Saúde  
**ORSE** – Orçamento de Obras de Sergipe  
**PE** – Pernambuco  
**PLANASA** – Plano Nacional de Saneamento  
**PLANSAB** – Plano Nacional de Saneamento Básico  
**PMSB** – Plano Municipal de Saneamento Básico  
**PV** – Poço de Visita  
**PVC** – Policloreto de Vinila  
**SABESP** - Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo  
**SANEPAR** - Companhia de Saneamento do Paraná  
**SIAB** – Sistema de Informação da Atenção Básica  
**SINAPI** – Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e índices da Construção Civil  
**SNIS** – Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento  
**SNS** – Secretaria Nacional de Saneamento  
**TCPO10** – Tabela de Composições de Preços para Orçamentos  
**TIL** – Tubo de Inspeção e Limpeza  
**TL** – Terminal de Limpeza  
**UNICEF** – Fundo Nacional das Nações Unidas para a Infância

## **LISTA DE SÍMBOLOS**

% – Percentagem ou percentual

R\$ – Moeda brasileira (Real)

$\Sigma$  – Somatório

$\sigma$  – Letra grega sigma

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b>	<b>18</b>
<b>2 OBJETIVOS</b>	<b>20</b>
2.1 OBJETIVO GERAL	20
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	20
<b>3 REVISÃO DE LITERATURA</b>	<b>21</b>
3.1 SANEAMENTO BÁSICO – DEFINIÇÕES E ESTÁTISTICAS	21
<b>3.1.1 Saneamento básico: sistema de esgoto sanitário</b>	<b>22</b>
3.1.1.1 Tipos de sistemas de esgoto sanitário	23
3.2 BREVE EVOLUÇÃO HISTÓRICA - SANEAMENTO E COLETA DE ESGOTO	25
3.3 SANEAMENTO E ESGOTAMENTO SANITÁRIO NO BRASIL	26
3.4 PANORAMA DO ESGOTAMENTAMENTO SANITÁRIO EM PERNAMBUCO	28
3.5 ESGOTAMENTAMENTO SANITÁRIO EM SÃO VICENTE FÉRRER-PE	31
3.6 NORMAS PARA PROJETOS DE SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO	33
3.7 CONCEPÇÃO DE SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO	34
<b>3.7.1 Partes de um sistema de esgoto sanitário</b>	<b>35</b>
3.7.1.1 Tipos de tubulações da rede	35
3.7.1.2 Acessórios da rede	36
<b>3.7.1.2.1 Poços de Visita (PV's)</b>	<b>37</b>
3.7.1.2.1.1 Tubo de queda (TQ)	39
<b>3.7.1.2.2 Terminal de Limpeza (TL)</b>	<b>39</b>
<b>3.7.1.2.3 Distância máxima entre os órgãos acessórios</b>	<b>40</b>
<b>3.7.2 Tipos de contribuição de esgoto sanitário</b>	<b>40</b>
3.7.2.1 Parâmetros de cálculo das contribuições de esgoto	41
<b>3.7.2.1.1 Alcance de projeto</b>	<b>42</b>
<b>3.7.2.1.2 Projeção populacional</b>	<b>42</b>
3.7.2.1.2.1 Métodos para determinação da projeção populacional	43
<b>3.7.2.1.3 Coeficientes de variação de vazão</b>	<b>45</b>
<b>3.7.2.1.4 Coeficiente de retorno (Relação esgoto e água)</b>	<b>46</b>
<b>3.7.2.1.5 Consumo efetivo per capita de água e de esgoto</b>	<b>46</b>

	19
3.7.2.2 Determinação das contribuições de esgoto	47
3.7.2.2.1 <i>Vazão doméstica</i>	48
3.7.2.2.2 <i>Vazão concentrada, singular ou pontual: despejos industriais</i>	49
3.7.2.2.3 <i>Vazão de infiltração</i>	50
3.7.2.3 Determinação das vazões para o dimensionamento de cada trecho	51
3.7.2.3.1 <i>Vazões de contribuição linear do trecho</i>	52
<b>3.7.3 Estudo do traçado da rede coletora de esgoto</b>	<b>54</b>
<b>3.7.4 Critérios e considerações para o dimensionamento da rede coletora de esgoto</b>	<b>54</b>
3.7.4.1 Vazão Mínima	54
3.7.4.2 Considerações sobre o diâmetro mínimo adotado para o dimensionamento da rede	55
3.7.4.3 Autolimpeza dos coletores da rede (tensão trativa)	55
3.7.4.3.1 <i>Tensão trativa e sua relação com o controle de sulfetos</i>	56
3.7.4.4 Velocidade Máxima	57
3.7.4.5 Altura de degrau máxima e mínima	58
<b>3.7.5 Dimensionamento da rede coletora de esgoto</b>	<b>58</b>
3.7.5.1 Diâmetro dos trechos da rede coletora	58
3.7.5.2 Critérios de declividade	59
3.7.5.2.1 <i>Profundidades</i>	60
3.7.5.2.1.1 <i>Profundidade máxima</i>	60
3.7.5.2.1.2 <i>Profundidade Mínima</i>	60
3.7.5.2.1.2.1 Recobrimento	61
3.7.5.2.2 <i>Considerações sobre declividade mínima e declividade de terreno</i>	62
3.7.5.3 Verificações hidráulicas	63
3.7.5.4 Cota dos trechos dos coletores	64
<b>3.8 ORÇAMENTO DE OBRAS</b>	<b>65</b>
<b>3.8.1 Escavação das valas para assentamento das tubulações</b>	<b>65</b>
<b>3.8.2 Escoramento das paredes laterais das valas de assentamento</b>	<b>66</b>
<b>4 METODOLOGIA</b>	<b>69</b>
<b>4.1 CARACTERIZAÇÃO DO MUNICÍPIO DE SÃO VICENTE FÉRRER – PE</b>	<b>69</b>
<b>4.1.1 Localização</b>	<b>70</b>
<b>4.1.2 Aspectos Socioeconômicos</b>	<b>70</b>

	20
<b>4.1.3 Situação da coleta de esgoto sanitário</b>	<b>72</b>
<b>4.2 DELIMITAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO</b>	<b>72</b>
<b>4.3 TOPOGRAFIA</b>	<b>74</b>
<b>4.4 ALCANCE DE PROJETO</b>	<b>75</b>
<b>4.5 PARÂMETROS DE CÁLCULO PARA CONTRIBUIÇÕES DE ESGOTO</b>	<b>75</b>
<b>4.5.1 Projeção populacional de São Vicente Férrer-PE</b>	<b>75</b>
<b>4.5.2 Coeficientes de variação de vazão</b>	<b>77</b>
<b>4.5.3 Coeficiente de retorno</b>	<b>77</b>
<b>4.5.4 Consumo efetivo per capita de água e esgoto</b>	<b>77</b>
<b>4.6 DETERMINAÇÃO DAS CONTRIBUIÇÕES DE ESGOTO</b>	<b>79</b>
<b>4.7 ESTUDO DO TRAÇADO DA REDE COLETORA DO LOTEAMENTO</b>	<b>79</b>
<b>4.7.1 Utilização do software CEsg para o traçado e dimensionamento da rede</b>	<b>81</b>
<b>4.7.2 Concepção do traçado da rede coletora de esgoto do loteamento</b>	<b>82</b>
4.7.2.1 Delimitação das sub-bacias de esgotamento	84
<b>4.8 CRITÉRIOS PARA O DIMENSIONAMENTO DA REDE DO LOTEAMENTO</b>	<b>85</b>
<b>4.8.1 Vazão Mínima</b>	<b>88</b>
<b>4.8.2 Diâmetro mínimo</b>	<b>88</b>
<b>4.8.3 Tensão trativa mínima</b>	<b>88</b>
<b>4.8.4 Velocidade Máxima</b>	<b>89</b>
<b>4.8.5 Altura do degrau máxima e mínima</b>	<b>89</b>
<b>4.9 DIMENSIONAMENTO DA REDE COLETORA DO LOTEAMENTO</b>	<b>89</b>
<b>4.9.1 Recobrimento mínimo</b>	<b>89</b>
<b>4.9.2 Profundidade máxima</b>	<b>89</b>
<b>4.9.3 Declividade mínima construtiva</b>	<b>90</b>
<b>4.9.4 Verificações hidráulicas, declividades de projeto e cotas dos trechos</b>	<b>90</b>
<b>4.9.5 Dados obtidos após definição do traçado e dimensionamento</b>	<b>90</b>
<b>4.9.6 Metodologia utilizada na análise das alternativas de dimensionamento</b>	<b>91</b>
<b>5 RESULTADOS E DISCUSSÕES</b>	<b>92</b>
<b>5.1 ESTIMATIVA POPULACIONAL</b>	<b>92</b>
<b>5.1.1 Projeção populacional do município e do loteamento</b>	<b>94</b>
<b>5.2 ANÁLISE DAS ALTERNATIVAS DE DIMENSIONAMENTO</b>	<b>96</b>

<b>5.2.1 Análise da planilha de resultados das alternativas de dimensionamento</b>	<b>97</b>
<b>5.2.2 Análise da planilha de orçamento das alternativas de dimensionamento</b>	<b>98</b>
5.2.2.1 Análise do orçamento com relação ao escoramento das valas	101
5.2.2.2 Análise do orçamento com relação ao volume de escavação	102
5.2.2.3 Análise do orçamento com relação aos custos parciais	103
<b>5.3 ESTIMATIVA DE CUSTO DA ALTERNATIVA ESCOLHIDA</b>	<b>105</b>
<b>6 CONSIDERAÇÕES FINAIS</b>	<b>106</b>
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	107
<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>109</b>
<b>APÊNDICES</b>	<b>117</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>116</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O saneamento é um conjunto de medidas e procedimentos com o objetivo de preservar o meio ambiente, prevenir ou eliminar alguns tipos de doenças, bem como estabelecer a promoção da saúde com a melhoria de vida da população. Este conjunto de medidas engloba não só o sistema de abastecimento de água e a coleta e tratamento do esgoto sanitário, mas também um conjunto de ações que inclui a coleta e o manejo de resíduos sólidos, bem como serviços de drenagem de águas pluviais urbanas, proporcionando, assim, um ambiente saudável para a população (GARCIA, FERREIRA, 2017).

A falta de planejamento, controle e regularização dos serviços ligados ao saneamento básico resulta em graves problemas ambientais, como por exemplo, poluição do ar, do solo, das águas superficiais e subterrâneas, bem como é fator determinante, muitas vezes, para o surgimento ou aumento de doenças que causam sérios impactos na saúde pública. Outro ponto importante é a sua contribuição para a manutenção das desigualdades sociais, o que também acaba por comprometer a qualidade de vida das populações (GALVÃO JÚNIOR, BASÍLIO SOBRINHO, SAMPAIO, 2010).

Dessa forma, o saneamento básico constitui um dos principais requisito para a manutenção da vida e saúde da população já que sua falta pode exercer efeitos nocivos aos seres humanos, prejudicando seu bem-estar físico, social e mental (RIBEIRO, ROOKE, 2010). Dentre as ações que compõe este serviço, a coleta, transporte e tratamento dos efluentes de esgoto merece destaque.

Em países em desenvolvimento, como é o caso do Brasil, as obras de saneamento, muitas vezes, não são implantadas por falta de recurso dos órgãos correspondentes e no caso específico dos sistemas de abastecimento de água e de esgotamento sanitário, os problemas são ainda maiores (NORO, 2012).

A grande pulverização do setor de saneamento atrelada ao alto número de agentes envolvidos no processo de execução dos investimentos tem tornado a situação ainda mais desafiante visto que, em muitos casos, os municípios encontram dificuldades para desenvolver os projetos de saneamento de maneira qualificada e apta à captação de recursos (CNI, 2017).

A geração de esgoto está diretamente relacionado com as atividades realizadas pela população, dessa forma, os locais que apresentam maiores concentrações de população, naturalmente apresentarão uma maior geração de esgoto. As concentrações populacionais no Brasil estão primordialmente localizadas na área urbana, em especial nas capitais dos estados e

nas metrópoles em seu entorno, já que é nesses locais que existem uma maior disponibilidade de serviços e infraestrutura (BRASIL - ANA, 2017).

No Brasil, estima-se que sejam geradas cerca de 9,1 mil toneladas de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)<sup>1</sup> por dia, dos quais 48% desse total é gerado em cerca de 106 municípios que possuem população acima de 250 mil habitantes (BRASIL - ANA, 2017).

De acordo com o Atlas Esgoto, elaborado pela Agência Nacional de Água (ANA em 2017), as redes coletoras de esgoto do Brasil alcançam cerca de 61,4% da população urbana brasileira, isso significa que cerca de 65,1 milhões de pessoas nas cidades do país ainda não dispõem de um sistema coletivo eficiente de coleta. Além disto, nem todo esgoto coletado é direcionado para um sistema de tratamento, apenas 42,6% da população urbana brasileira possui coleta e sistema de tratamento dos efluentes, isso significa que cerca de 96,7 milhões de pessoas ainda não possuem um sistema de tratamento dos seus esgotos (BRASIL - ANA, 2017).

Uma vez apresentada a relevância acerca do estudo sobre saneamento básico, em específico, sobre o esgotamento sanitário e como isso influencia na saúde e na qualidade de vida da sociedade brasileira, bem como a relação direta da degradação dos corpos hídricos com a falta de um adequado sistema de coleta de esgoto, fica evidenciado a grande importância de estudos e elaboração de projetos para o correto manejo de efluentes provenientes das edificações, que incluem a coleta, o transporte e o tratamento destes.

A partir da elaboração de projetos de esgotamento sanitário, bem como sua consequente execução, é possível aumentar o bem-estar da população residente no local e vizinho a ele e reduzir possíveis problemas de poluição, já que, provavelmente o despejo dos esgotos é realizado de maneira incorreta no solo ou corpos hídricos, quando não apresenta um sistema adequando.

Tendo em vista essa temática, constatou-se a necessidade da elaboração do projeto de sistema de esgotamento sanitário para o loteamento Miguel Arraes de Alencar, localizado no município de São Vicente Férrer, em Pernambuco. A proposta é a elaboração e análise de uma concepção viável técnica e economicamente para o loteamento pernambucano, e que, a princípio, não conta com estudos para elaboração de um sistema de esgotamento sanitário, mas com a adoção de sumidouros individuais e de responsabilidade de cada proprietário do lote. Este estudo contempla a concepção, análise e dimensionamento da rede coletora de esgoto

---

<sup>1</sup> “parâmetro que caracteriza a parcela orgânica dos efluentes provenientes de esgotamento sanitário, usualmente empregado na avaliação de impactos nos corpos receptores e no dimensionamento de processos de tratamento” (BRASIL – ANA, 2017, p. 28).

sanitário, frente algumas alternativas pré estabelecidas, bem como a criação da planilha orçamentária de custos, contribuindo assim para possibilitar a real implantação desse sistema.

## 2 OBJETIVOS

### 2.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste trabalho é dimensionar, com base em critérios técnicos-econômicos e com o auxílio do software para projeto de redes de esgoto sanitário (CEsg), um projeto de sistema de esgotamento sanitário para o Loteamento Miguel Arraes de Alencar, localizado no município de São Vicente Férrer, em Pernambuco, avaliando-se para tal a influência da mudança do parâmetro tensão trativa mínima.

### 2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos são:

- Caracterizar e delimitar a área de estudo, através da coleta de dados do município e do loteamento;
- Estimar a projeção populacional e o consumo efetivo *per capita* de água do loteamento em estudo;
- Dimensionar 4 alternativas para a rede coletora de esgotamento sanitário do loteamento em estudo, com o auxílio do software CEsg, baseado nos princípios normativos brasileiros;
- Analisar a planilha de dimensionamento da rede, bem como a planilha orçamentária básica das 4 alternativas, avaliando em especial, a influência da mudança do valor do parâmetro tensão trativa mínima nestas planilhas;
- Elaborar planilha orçamentária sintética básica para a alternativa escolhida, a fim de detalhar melhor os insumos e serviços principais constantes na execução do projeto, bem como alcançar um custo total mais próximo da realidade.

### 3 REVISÃO DE LITERATURA

Com o propósito de estabelecer uma melhor compreensão do tema abordado nesta monografia, é importante destacar, inicialmente, alguns conceitos, conhecimentos, estudos e estatísticas fundamentais que dizem respeito à temática, principalmente com relação à saneamento básico, com ênfase no sistema de abastecimento de água, rede coletora de esgoto e projeto de sistemas de esgotamento sanitário. Desse modo, será delineado a seguir alguns assuntos considerados pertinentes e importantes.

#### 3.1 SANEAMENTO BÁSICO – DEFINIÇÕES E ESTÁTISTICAS

A Lei Federal nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007, que trata sobre diretrizes nacionais para o saneamento básico, em seu art. 3º, inciso I, alíneas “a”; “b”; “c” e; “d”; define o saneamento básico como o conjunto de serviços públicos, infraestrutura e instalações operacionais que comprehende o abastecimento de água potável, **esgotamento sanitário**, limpeza urbana, drenagem e, manejo de águas pluviais e resíduos sólidos (BRASIL, 2007).

O saneamento básico é um direito dos cidadãos brasileiros, assegurado pela Constituição Federal (CF) de 1988, em seus artigos 23, 196 e 225; que estabelece diretrizes relacionadas ao saneamento, bem como aos serviços de saúde e à proteção ambiental e; nos artigos 21, 25, 30 e 182; que estabelece as competências para a Administração direta - União, Estados, Distrito Federal e Municípios (BRASIL, 1988).

A Lei Federal nº 11.445/2007, também chamada de Lei Federal de Saneamento Básico, além de trazer novas diretrizes, em relação ao que já determinava a CF, também definiu o planejamento dos serviços básicos como premissa principal para alcançar o acesso universal ao saneamento básico no Brasil. Nesta lei, ficou definido que todas as cidades devem formular suas políticas públicas visando a universalização, bem como instrumentos de estratégias e diretrizes, como por exemplo, o Plano Municipal de Saneamento Básico (PMSB) (CONTERATO et al, 2018).

O princípio que orienta as ações de saúde mundialmente é o conceito de *Promoção de Saúde*, que foi estabelecido pela OMS durante a Conferência de Ottawa, ocorrida em 1986. Neste conceito fica orientado que um dos mais importantes fatores determinantes da saúde são as condições ambientais (BRASIL - FUNASA, 2004).

De acordo com a Fundação Nacional de Saúde (2004, p.11) o conceito de saúde pode ser entendido como:

[...]um estado de completo bem-estar físico, mental e social, não restringe o problema sanitário ao âmbito das doenças. Hoje, além das ações de prevenção e assistência, considera-se cada vez mais importante atuar sobre os fatores determinantes da saúde, sendo este o propósito da promoção da saúde, que constitui o elemento principal da proposta da Organização Mundial de Saúde e da Organização Pan-Americana de Saúde (Opas).

A utilização de técnicas de saneamento como instrumento facilitador da promoção da saúde requer a superação de entraves tecnológicos, políticos e gerenciais, que tem dificultado a extensão dos benefícios destes, principalmente, aos residentes de municípios e áreas rurais, bem como os locais de pequeno porte (BRASIL - FUNASA, 2004).

De acordo com o relatório do Programa de Monitoramento Conjunto, intitulado: “*Progress on drinking water, sanitation and hygiene: 2000-2017: Special focus on inequalities*”, elaborado pela OMS e o Fundo Nacional das Nações Unidas para a infância (UNICEF), cerca de 2,2 bilhões de pessoas em todo o mundo não possui serviço de água tratada, 4,2 bilhões – quase o dobro – de pessoas não tem serviços de saneamento adequado e, 3 bilhões não possuem instalações básicas para a higiene das mãos. O relatório informa também que 2 bilhões de pessoas ainda necessitam de saneamento básico, dentre essas, cerca de 70% vivem em áreas rurais onde uma em cada três vive nos países menos desenvolvidos. Este relatório cita ainda que, embora tenham sido observados progressos significativos, para alcançar o acesso universal, ainda existem enormes lacunas na qualidade de prestação dos serviços (OPAS, 2019).

### **3.1.1 Saneamento básico: sistema de esgoto sanitário**

O sistema de esgotamento sanitário, foco deste trabalho, pode ser definido como o conjunto de obras e serviços, que compreende a coleta, o transporte, o tratamento e o destino final adequado dos efluentes gerados pela população de uma localidade, desde as ligações das edificações até o seu destino final nos locais de tratamento (CONTERATO et al, 2018).

A implantação de sistemas de esgotamento sanitário, como já mencionado, é importante por evitar diversos aspectos adversos da sociedade, como por exemplo:

“[...] a poluição do solo e fontes hídricas, possíveis mananciais de sistemas de abastecimento de água, evitar o contato de vetores com dejetos, propiciar higiene à população, promover o conforto, atender à estética da região, evitando dejetos nas ruas e o mau cheiro, aumentar a expectativa de vida da população, através da redução

da mortalidade, gerar acesso à implantação de indústrias na região, além de contribuir bastante para a conservação do meio ambiente.” (BEZERRA, 2011, p. 21).

De acordo com Sperling (1996) os esgotos provenientes das cidades podem ser classificados de acordo com sua origem, são eles: domésticos, águas de infiltração ou despejos industriais. As características desses efluentes variam conforme a utilização da água, mudanças de clima, situação econômica, sazonalidade e hábitos da população.

### 3.1.1.1 Tipos de sistemas de esgoto sanitário

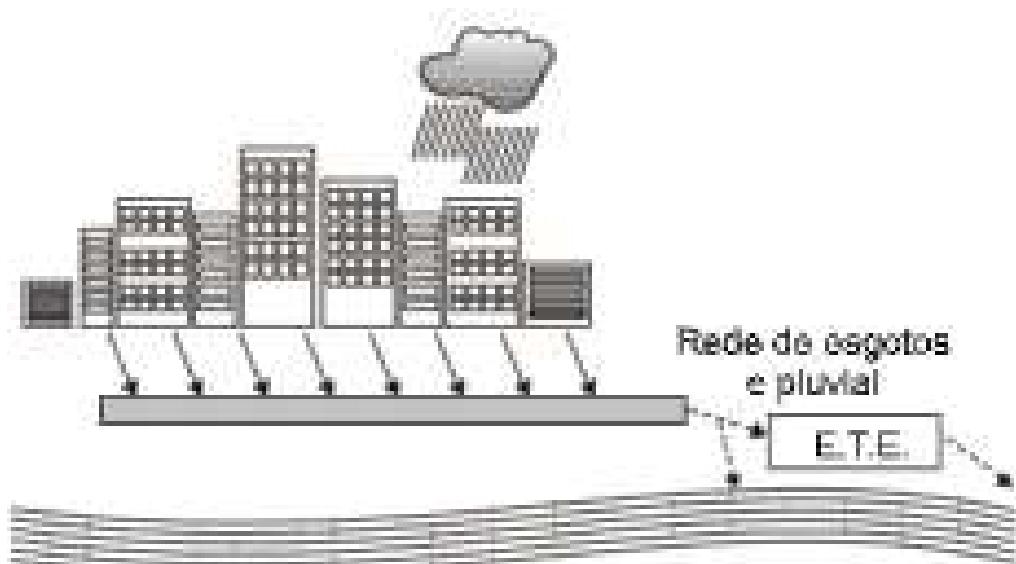
Os sistemas de esgoto se dividem em três tipos principais: sistemas de esgotamento unitário, também chamado por alguns autores como combinado; sistemas de esgotamento separador parcial ou misto e; sistema de esgotamento separador absoluto (TISUTYA, BUENO, 2004).

- **Sistema de esgotamento unitário ou combinado:** Ocorre quando a coleta de esgoto – incluindo o esgoto de infiltração- e água pluvial é realizado na mesma rede de canalização e, portanto, é levado em consideração no dimensionamento da Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) (SPERLING, 1996.).
- **Sistema de estamento separador parcial ou misto:** É denominado quando apenas uma parcela das águas pluviais – a parcela derivada das coberturas residências – são coletadas com o esgoto sanitário na mesma rede de tubulação, enquanto as galerias pluviais recebem apenas as contribuições de chuvas do sistema de drenagem das vias públicas (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 1999). Tsutya e Bueno (2004) orientam que neste sistema, assim como no separador absoluto, também é utilizado duas canalizações
- **Sistema separador absoluto:** É quando as águas pluviais não são coletadas pela mesma rede que o esgoto sanitário, ou seja, os dois são totalmente separados em duas canalizações e, desse modo, não geram contribuição na ETE (SPERLING, 1996).

O sistema utilizado no Brasil atualmente, e implantado desde o século XX, é o sistema separador absoluto que foi adotado por orientação do engenheiro sanitário brasileiro Saturnino de Brito. No entanto, apesar do Brasil ter adotado o referido sistema, o que se percebe na prática, em grande parte dos municípios brasileiros, é a utilização do sistema funcionando como separador parcial (TSUTYA, BUENO, 2004).

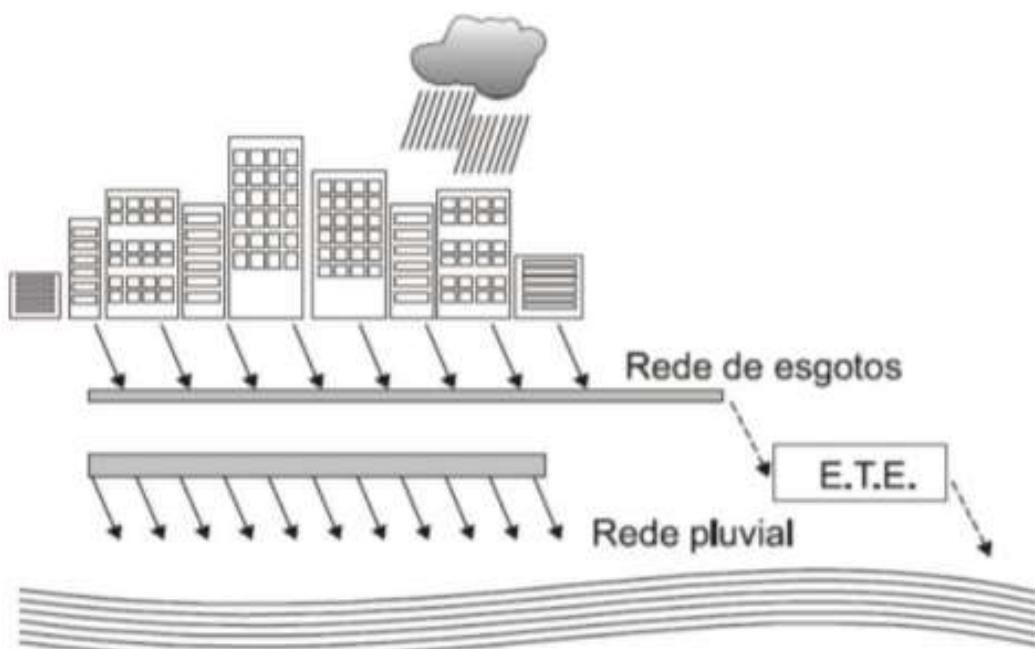
Nas Figuras 1 e 2, pode ser observado, para melhor entendimento, o esquema dos tipos de sistema de esgotamento, lembrando que o sistema separador parcial se comporta, esquematicamente, da mesma maneira que o separador absoluto.

**Figura 1 – Representação do sistema de esgotamento unitário ou combinado**



**Fonte:** Adaptado de SPERLING, 1996.

**Figura 2 – Representação do sistema de esgotamento separador parcial e absoluto**



**Fonte:** Adaptado de SPERLING, 1996.

### 3.2 BREVE EVOLUÇÃO HISTÓRICA - SANEAMENTO E COLETA DE ESGOTO

Os problemas relacionados aos impactos ambientais e à poluição tem acompanhado a humanidade ao longo de muitos anos, estes problemas se tornaram, cada vez mais, evidentes à medida que ocorreu a evolução humana e também tecnológica. Nesse aspecto, durante a Revolução Industrial, em meados de 1700, os problemas relacionados às aglomerações humanas e também aliados à expansão industrial despertou na sociedade preocupações, induzindo assim, a adoção de medidas preventivas e também corretivas para minimizar, preservar e corrigir os possíveis agravos tanto ao meio ambiente, como à saúde da própria sociedade. É neste cenário, que surgem o saneamento e a saúde pública, necessárias para conter, eliminar ou minimizar doenças (ROCHA, 2018).

A coleta das águas servidas, que hoje denominamos esgoto sanitário, foi uma preocupação das civilizações desde o século VI a.C, no qual se tem notícia da construção do canal subterrâneo mais conhecido, denominado Cloaca Máxima de Roma. Este canal recebia esgotos domésticos da região do Fórum Romano, na antiga Roma, porém não havia a conexão direta das residências neste canal, devido ao pouco conhecimento sobre saúde pública e também devido ao fato de que o saneamento obrigatório, naquela época, era considerado uma violação do direito privado (TSUTYA, BUENO, 2004).

No período da Idade Média, entre os séculos V e XV, não se tem notícias com relação às questões ligadas ao saneamento, foi um período sem avanço no que diz respeito ao saneamento básico, principalmente ao esgoto, o que pode ter sido uma das causas das grandes epidemias que ocorreram na Europa entre os séculos XIII e XIX, que coincidiu com o crescimento desordenado de muitas cidades (NUVOLARI, 2011).

Os conhecimentos referente à hidráulica, saneamento e gestão foram escondidos durante toda a Idade Média, nesse período o gerenciamento de água passou a ser dos cidadãos e não do governo, os lixos eram acumulados nas ruas, o que aumentou, consideravelmente, o número de ratos e de problemas de saúde, como a epidemia da peste bubônica<sup>2</sup> ocorrida na Europa e que causou a morte de milhares de pessoas (TRATA BRASIL, 2020).

Ao longo do tempo, com o crescimento maior e mais rápido das cidades, particularmente da Inglaterra, por ter sido o berço da Revolução Industrial - e consequentemente sofrer intensa migração populacional do campo para as cidades, sem a infraestrutura urbana necessária -, a

---

<sup>2</sup> Doença transmitida por pulgas infectadas por ratos e que se tornou uma pandemia na Europa entre os anos de 1345 e 1349 (NUVOLARI, 2011).

disposição dos excretos dos grandes volumes de populações se tornou, cada vez mais, impraticável, levando estes países a darem maior atenção para a coleta de esgotos, já que os mesmos estavam se tornando mais deficientes em infraestrutura urbana e, portanto, mais propício à degradação ambiental e à problemas de saúde pública (TSUTYA, BUENO, 2004).

O acelerado crescimento fez com que algumas cidades como Londres em 1815, na Inglaterra, Hamburgo em 1842, na Alemanha e, Paris em 1880, na França, começassem a iniciar o lançamento de esgotos em galerias de águas pluviais, originando assim o chamado sistema de esgotamento unitário, que já foi discutido anteriormente (NUVOLARI, 2011).

Após o desenvolvimento e aprimoramento das técnicas de esgotamento, a Inglaterra expandiu suas técnicas e aplicou as mesmas em cidades de outros países como: Rio de Janeiro (BRA) e Nova Iorque (EUA), em 1857; Recife (BRA) em 1873; Berlim (GER) em 1874 e São Paulo (BRA) em 1883 (TSUTYA, BUENO, 2004).

A partir disso, outros países começaram a seguir o exemplo da Inglaterra, como os Estados Unidos, que concebeu, pela primeira vez, o sistema separador absoluto, em 1879, na cidade de Memphis, no Tennessee e também construiu, em 1887, a Estação Experimental Lawrence em Massachusetts. Além dos EUA, o Canadá, outros países europeus, a extinta União Soviética e o Japão também começaram a tratar os efluentes de suas cidades (NUVOLARI, 2011).

### 3.3 SANEAMENTO E ESGOTAMENTO SANITÁRIO NO BRASIL

Como informado no item 3.2 anterior, o Brasil, mais especificamente, o Rio de Janeiro, começou a receber técnicas de esgotamento sanitário em 1857, por meio da Inglaterra, no entanto, o maior avanço das cidades brasileiras na área de saneamento se deu durante a década de 70, no qual foi implantado o Sistema Nacional de Saneamento, integrado pelo Plano Nacional de Saneamento (Planasa) por meio do Banco Nacional de Habitação (BNH) e pelo Fundo de Garantia do Tempo de Serviço (FGTS), que na época, era a principal fonte de recursos do Planasa (CNI, 2017).

A implantação deste plano foi a primeira iniciativa do governo para superar *déficits* de atendimento em abastecimento de água e de esgotamento sanitário por meio de sistemas públicos (CNI, 2017).

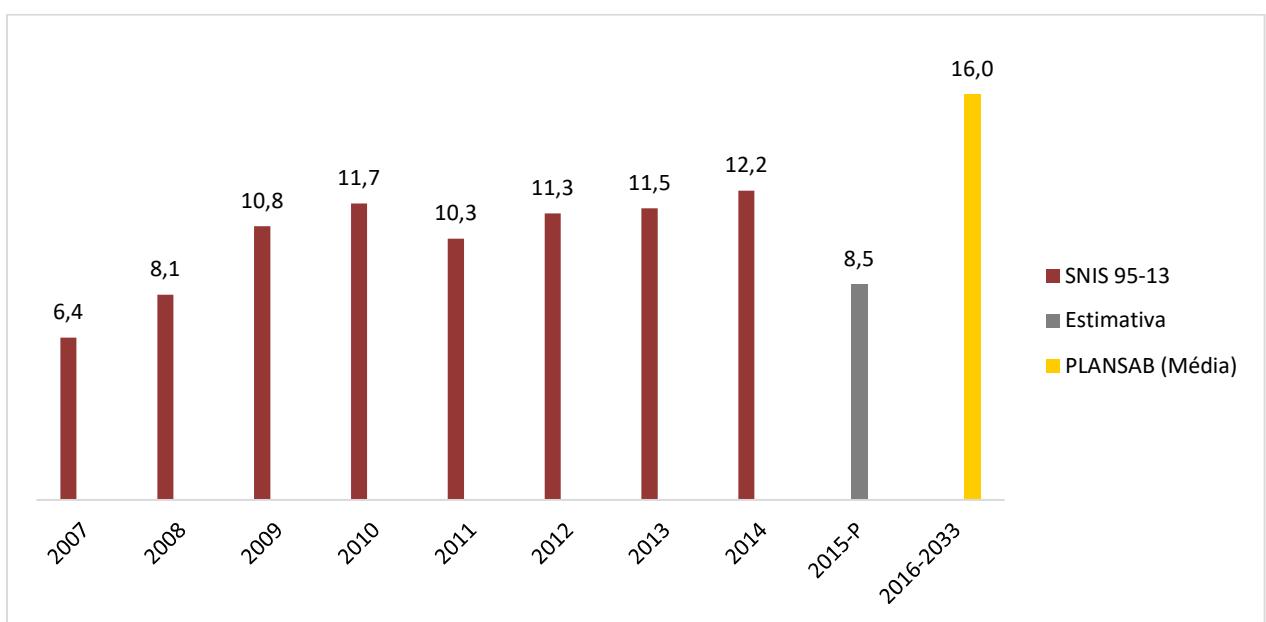
Em 1986, o BNH é extinto, e então, o setor de saneamento básico passa a ficar estagnado na década de 90, no qual não houve investimento nem atenção por parte do governo federal.

No entanto, ainda na década de 1990, a área privada, representada por grandes empreiteiras começa a ter relevância no cenário do saneamento, principalmente com a promulgação da Lei nº 8997/1995, conhecida como Lei de Concessões. Nos anos de 2004 e 2005 foram aprovadas a Lei das Parcerias Público-Privado e a Lei dos Consórcios Públicos que auxiliou ainda mais o segmento privado para adentrar no setor de saneamento, juntamente com a criação da Lei do Saneamento - Lei nº 11.445/2007, como já mencionada anteriormente (PIRES, 2018).

Com relação à infraestrutura brasileira, o setor que possui o maior déficit de atendimento assim como, os maiores desafios para expansão, é o setor de saneamento, devido à baixa qualidade na prestação dos serviços e também à lentidão na expansão das redes. Dentre os fatores que interfere em num melhor desenvolvimento deste setor no país, pode-se destacar a baixa média histórica de investimentos (CNI, 2017).

Na Figura 3, é possível observar que entre os anos de 2009 e 2014, a média nacional de investimento foi de R\$ 9,3 bilhões. O valor estimado pelo Plano Nacional de Saneamento Básico (PLANSAB)<sup>3</sup> para 2014 era de R\$ 26,8 bilhões, ou seja, mais que o dobro do valor realmente obtido. Para universalizar os serviços até 2033, conforme estabelecido no PLANSAB, seria necessário elevar essa média para R\$ 15,2 bilhões anuais (CNI, 2017).

**Figura 3 – Investimentos em saneamento no Brasil (R\$ bilhões constantes)**



**Fonte:** Adaptado de CNI, 2017.

<sup>3</sup> O Plano Nacional de Saneamento Básico (PLANSAB) foi outro plano lançado pelo Ministério das Cidades, em 2013, e que estava previsto na Lei do Saneamento, esse plano tem como objetivo o alcance da universalização dos serviços de saneamento com a adoção e previsão de metas de curto, médio e longo prazo, bem como diretrizes de alcance (PIRES, 2018).

Atualmente, o Governo Federal, por meio da Secretaria Nacional de Saneamento (SNS) vinculada ao Ministério do Desenvolvimento Regional, administra o Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS) que representa o maior e mais importante sistema de informações brasileiro a respeito do setor de saneamento, este sistema possui um banco de dados que contém informações do tipo “[...] institucional, administrativo, operacional, gerencial, econômico-financeiro, contábil e de qualidade sobre a prestação de serviços de água, de esgotos e de manejo de resíduos sólidos urbanos” (BRASIL – MDR, 2020).

Segundo o 24º Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto, elaborado pelo Ministério do Desenvolvimento Regional, no ano de 2018, foi constatado que cerca de 83,6% da população brasileira é atendida com abastecimento de água e 53,2% com rede coletora de esgoto dos quais apenas 21,7% dos esgotos coletados são tratados (BRASIL – MDR, 2019).

É visível que a deficiência dos serviços de saneamento básico ainda existe no Brasil e, em sua grande maioria nos locais de pobreza, ou seja, nas periferias das cidades e também nas zonas rurais e do interior das cidades.

A organização Mundial de Saúde, de acordo com dados divulgados, afirmou que para cada R\$ 1,00 (um real) investido em saneamento, é possível economizar R\$ 4,00 (quatro reais) na área de medicina – saúde (BRASIL – FUNASA, 2004).

### 3.4 PANORAMA DO ESGOTAMENTAMENTO SANITÁRIO EM PERNAMBUCO

Ainda de acordo com o 24º Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos, elaborado pela SNS a partir de dados referentes ao ano de 2018 e publicado no ano de 2019, a região Nordeste apresentou um índice de 28% da população atendida com rede de esgotamento sanitário, incluindo área urbana e rural e; 36,3% dos habitantes urbanos atendidos com este serviço, o que representa, em relação ao ano anterior, um dos maiores crescimentos de percentual de coleta de esgoto sanitário, em comparação com as outras regiões do país, obtendo um aumento de 1,1 ponto percentual para área urbana e rural e 1,5 ponto percentual considerando-se apenas áreas urbanas. Mesmo com esse crescimento, a região nordeste continua sendo a segunda região brasileira com o menor percentual de atendimento de rede coletora de esgoto do Brasil (BRASIL – MDR, 2019).

Os dados referentes às regiões do Brasil no ano de 2018, bem como as médias nacionais relacionadas tanto ao abastecimento de água como a coleta e tratamento de esgoto sanitário, podem ser observados na Tabela 1:

**Tabela 1 – Atendimento de água e esgoto segundo macrorregião e Brasil**

Macrorregião	Índice de atendimento com rede (%)				Índice de tratamento dos esgotos (%)	
	Água		Coleta de esgotos		Esgotos gerados	Esgotos coletados
	Total	Urbano	Total	Urbano	Total	Total
	(IN055)	(IN023)	(IN056)	(IN024)	(IN046)	(IN016)
Norte	57,1	69,6	10,5	13,3	21,7	83,4
Nordeste	74,2	88,7	28,0	36,3	36,2	83,6
Sudeste	91,0	95,9	79,2	83,7	50,1	67,5
Sul	90,2	98,6	45,2	51,9	45,4	95,0
Centro-Oeste	89,0	96,0	52,9	58,2	53,9	93,8
<b>Brasil</b>	<b>83,6</b>	<b>92,8</b>	<b>53,2</b>	<b>60,9</b>	<b>46,3</b>	<b>74,5</b>

Nota: a) Para o cálculo do índice de tratamento dos esgotos gerados (IN046) estima-se o volume de esgoto gerado como sendo igual ao volume de água consumido (AG010), excluindo-se o volume de água tratada exportada (AG019).

**Fonte:** BRASIL – MDR, 2019.

Ainda de acordo com os levantamentos realizado pela SNS em 2018 e publicado em 2019, pode-se perceber que, possivelmente, o aumento nos índices de coleta de esgoto da região nordeste é referente ao aumento no índice de atendimento total de água, causado principalmente pela Companhia Pernambucana de Saneamento (COMPESA) e pela Companhia de Água e Esgotos do Rio Grande do Norte (CAERN), que apresentaram os maiores aumentos de população atendida em valores absolutos (BRASIL – MDR, 2019).

O Estado pernambucano, localizado na região Nordeste do Brasil, apresentou um total de 8.796.448 (oito milhões, setecentos e noventa e seis mil, quatrocentos e quarenta e oito) habitantes, de acordo com último censo demográfico<sup>4</sup>, realizado em 2010 pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), sendo cerca de 80% habitantes de área urbana e 20% de área rural, com densidade demográfica<sup>5</sup> de 89,62 hab./km<sup>2</sup>, e estimativa de 9.496.735 (nove milhões, quatrocentos e noventa e seis mil, setecentos e trinta e cinco) habitantes para o ano de 2018, ano em que foi coletado os dados pela SNS (IBGE, 2010a).

Pernambuco possui 184 municípios, além do distrito estadual de Fernando de Noronha<sup>6</sup>, desse total, 178 municípios (96%) possuem abastecimento de água e 65 cidades possuem coleta de esgoto sanitário (35%), independentemente do prestador de serviço, ou seja, o Estado possui

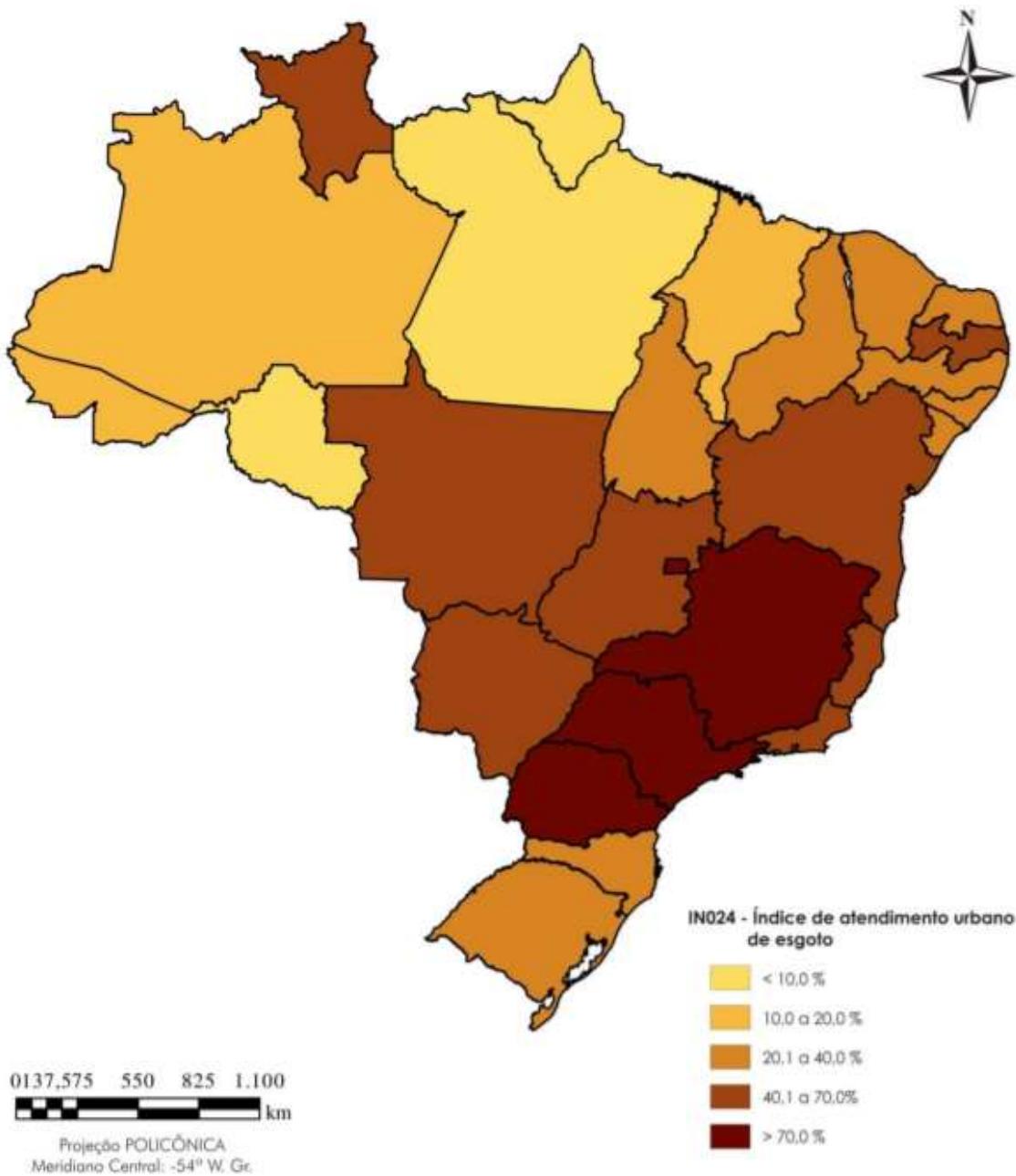
<sup>4</sup> Constitui a principal fonte de referência para o conhecimento das condições de vida da população em todos os municípios do País e em seus recortes territoriais internos, tendo como unidade de coleta a pessoa residente, na data de referência, em domicílio do Território Nacional (IBGE, [1991?]).

<sup>5</sup> Corresponde à distribuição da população em uma determinada área (hab/km<sup>2</sup>).

<sup>6</sup> O Arquipélago de Fernando de Noronha foi instituído como Distrito Federal Estadual conforme Lei estadual nº 11.304, de 28 de dezembro de 1995 (ALEP, 2020).

um índice médio de atendimento urbano com rede coletora de esgotos entre 20% e 40%, conforme pode ser observado na Figura 4, estão nessa faixa de característica mediana mais 8 estados além de Pernambuco, são eles: Rio Grande do Sul, Tocantins, Ceará, Sergipe, Rio Grande do Norte, Alagoas e Santa Catarina e Piauí (BRASIL – MDR, 2019).

**Figura 4 – Mapa do índice de atendimento urbano de esgoto (IN024) dos municípios**



**Fonte:** BRASIL – MDR, 2019.

Atualmente, o abastecimento de água potável e/ou serviços de esgotamento sanitário de grande parte do estado, mais precisamente de 173 municípios (93%), são operados, total ou parcialmente, pela COMPESA, prestadora de serviços de abrangência regional, já os 5

munícipios restantes (3%) - Água Preta, Catende, Gameleira, Palmares e Xéxeu - possuem apenas serviços de abastecimento de água, realizados exclusivamente por suas prefeituras que nesse caso atuam como prestadores de serviço local. É importante ressaltar que a COMPESA opera em parceria com as prefeituras em 36 municípios dos 173 citados acima, dos quais 35 deles é operação referente a abastecimento de água e apenas 2 diz respeito a água e esgoto (BRASIL – MDR, 2019).

A COMPESA foi criada por meio da Lei nº 6307, em 29 de julho de 1971, e totalmente consolidada em 1974, com a extinção das antigas empresas responsáveis por estes serviços na capital Recife e regiões interioranas. Essa companhia é uma autarquia com sociedade anônima e economia mista, possui capital público-privado e está vinculada ao Governo do Estado de Pernambuco por meio da Secretaria de Infraestrutura e Recursos Hídricos (MIRANDA, 2014).

De acordo com os dados do Sistema Nacional de Informações Sanitárias (SNIS), em 2018, a COMPESA realizou uma cobertura de abastecimento de água em 173 municípios, ou seja, em todos os municípios que a mesma opera, seja de forma parcial ou total, e coleta de esgoto sanitário em 31 cidades representando uma cobertura de 16% das cidades do estado, ambas operações de maneira isolada ou em parceria com prefeituras, como já dito anteriormente. Vale salientar também que, esses percentuais não implica a cobertura total de todos os municípios, mas sim, que o mesmo é atendido pela companhia, podendo esse atendimento ser em toda a área territorial da cidade ou apenas em uma parte da mesma. (BRASIL – MDR, 2019).

### 3.5 ESGOTAMENTAMENTO SANITÁRIO EM SÃO VICENTE FÉRRER-PE

O município de São Vicente Férrer possui abastecimento de água em sua totalidade, serviço prestado pela COMPESA, e não tem sistema de coleta de esgoto sanitário. Dessa forma, a disposição e tratamento de efluentes fica restrito às ligações em redes pluviais e tratamentos individuais como fossas sépticas, que muitas vezes são precárias ou até mesmo inexistentes (BRASIL – MDR, 2019).

De acordo com o IBGE (2010 apud INFOSANBAS, 201-), a cidade apresenta 55,8% de seus domicílios com esgotamento sanitário “adequado”, ou seja, com ligação à rede pluvial ou com presença de fossa séptica, ocupando a 49º posição, em relação aos outros municípios de Pernambuco. A Tabela 2 apresenta a relação de domicílios urbanos, rurais e totais com o tipo de destinação dos efluentes:

**Tabela 2 – Tipos de destinação do esgoto sanitário em São Vicente Férrer-PE**

Indicadores de Saneamento Básico - 2010	São Vicente Férrer - Pernambuco					
	Domicílios Urbanos	Percentual urbano	Domicílios Rurais	Percentual rural	Total de Domicílios	Percentual total
Ligados à rede pluvial	1.934	69%	423	23%	2.357	51%
Tanque Séptico	28	1%	221	12%	249	5%
Tanque Rudimentar	645	23%	80	44%	1.454	31%
Vala	56	2%	147	8%	203	4%
Rio ou lago	84	3%	18	1%	102	2%
Outro escoadouro	-	0%	110	6%	110	2%
Sem banheiro ou sanitário	56	2%	110	6%	166	4%
Total de domicílios:	2.803	100%	1.839	100%	4.642	100%

**Fonte:** Adaptado de IBGE apud INFOSANBAS, 2010.

Como pode ser observado na Tabela acima, a maioria dos domicílios destinam seu esgoto por meio de rede pluvial e, por meio de tanque sépticos, prioritariamente, totalizando 56% do domicílios, com já dissertado acima, no entanto, cerca de 39% despejam seus esgotos por meio de tanques rudimentares, valas, corpos hídricos ou outro tipo de escoamento, sem nenhum tipo de tratamento.

O Ministério da Saúde, por meio do Sistema de Informação da Atenção Básica (SIAB), e também com o auxílio de equipes de Saúde da Família e Agentes Comunitários de Saúde, elaborou, em 2013, um levantamento sobre saneamento e moradia, por meio do cadastramento das famílias brasileiras, abrangendo cerca de 111,6 milhões de pessoas ou, aproximadamente, 57,6% da população do país (BRASIL – MINISTÉRIO DA SAÚDE, 2013).

O levantamento indicou que cerca de 2.054 (39,52%) domicílios da cidade pernambucana em questão possuem um sistema de esgotamento individual com fossa séptica, também indica que cerca de 1.004 famílias (19,32%) não apresenta nenhum tipo de disposição do efluente, sendo este jogado a céu aberto. É importante observar que, apesar da importância dos dados, os mesmos não são baseados em 100% da população brasileira, portanto, pode não se referir a toda a população da cidade, o que inclusive explica a discrepância dos dados em relação a porcentagem estabelecida pelo IBGE, e dissertada anteriormente, mesmo quem em anos diferentes (BRASIL – MINISTÉRIO DA SAÚDE, 2013).

A partir do exposto, fica evidenciado a carência que o município apresenta com relação a área de saneamento básico, principalmente, no que diz respeito ao esgotamento sanitário, percebe-se também a grande necessidade de implantação de um sistema eficaz de coleta e tratamento desses efluentes na região.

### 3.6 NORMAS PARA PROJETOS DE SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), é uma entidade privada, fundada em 1940, sem fins lucrativos e reconhecido como único Foro Nacional de Normalização através da Resolução n.º 07 do Conselho Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial (CONMETRO), criada em 24 de agosto de 1992, sendo portanto, o órgão responsável pela gestão do processo de elaboração das Normas Brasileiras (NBR's) no país, normatização técnicas estas destinadas aos mais variados setores. Os trabalhos da ABNT são desenvolvidos, atualmente, por cerca de 58 Comitês Brasileiros (CNM, 2016).

No ano de 1985, a ABNT iniciou a revisão para a realização de normas para o sistema de esgoto sanitário, por meio de comissões técnicas, compostas pelas principais entidades relacionadas a esta área, como por exemplo, a Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (SABESP), Companhia Ambiental do Estado de São Paulo (CETESB), Companhia Estadual de Águas e Esgotos do Rio de Janeiro (CEDAE), Companhia de Saneamento do Paraná (SANEPAR), Companhia de Saneamento de Minas Gerais (COPASA) e etc., originando assim as NBR's que seguem vigentes até hoje e que regem a concepção e o projeto de redes de esgoto em todo o país (TISUTYA, ALEM SOBRINHO, 1999).

Nesse contexto, as normas relacionadas ao esgotamento sanitário, elaboradas pela ABNT e que devem ser usadas para nortear um projeto dessa área, são:

- **NBR 9648** – Estudo de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário, que estabelece terminologias e condições gerais para este tipo de estudo, elaborada em 1986;
- **NBR 9649** – Projeto de Redes Coletoras de Esgoto Sanitário, que estabelece terminologias e critérios de dimensionamento para elaboração de projeto sanitário de redes coletoras de esgoto, também elaborada em 1986;
- **NBR 12207** – Projeto de Interceptores de Esgoto Sanitário, elaborada em 2016;
- **NBR 12208** – Projeto de Estações Elevatórias de Esgoto Sanitário também elaborada em 1992;
- **NBR 12209** – Projeto de Estações de Tratamento de Esgoto Sanitário, elaborada em 2011;
- **NBR 14486** – Sistemas enterrados para condução de esgoto sanitário – Projeto de redes coletoras com tubos de PVC, elaborada em 2000;
- **Norma 16682** – Projeto de linha de recalque para sistema de esgotamento sanitário – Requisitos, elaborada em 2018.

### 3.7 CONCEPÇÃO DE SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

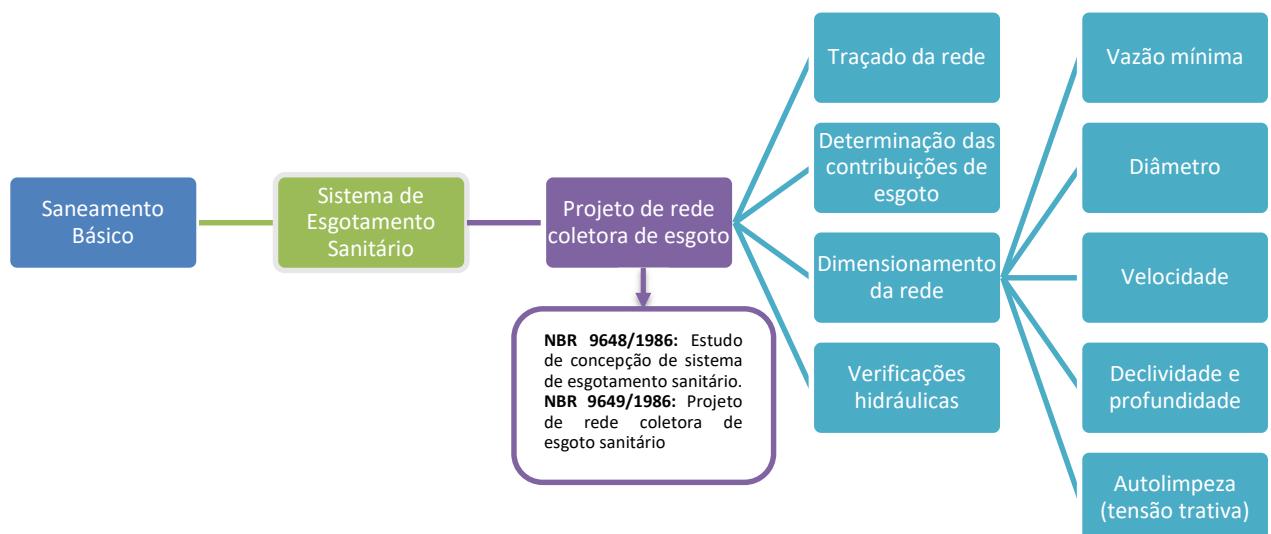
A concepção de um sistema de esgoto sanitário é o primeiro passo para a implantação da rede, de acordo com Tsutya e Alem Sobrinho (1999, p. 5), a concepção pode ser entendida como um conjunto de “diretrizes, parâmetros e definições necessárias e suficientes para a caracterização completa do sistema a projetar.”

A concepção é elaborada na fase inicial de projeto com o objetivo de identificar e quantificar os fatores intervenientes do sistema; diagnosticar o sistema existente em sua situação atual e futura, estabelecendo os parâmetros básicos de projeto; pré-dimensionar as unidades do sistema para as alternativas adotadas para estudo; escolher a alternativa mais adequada por meio de comparações técnico-econômicas e ambiental e; estabelecer as diretrizes gerais de projeto, bem como a estimativa de quantidades de serviços que devem ser executados na fase de projeto. Para a realização da concepção da rede, é necessário também entender suas diversas partes, que serão definidas adiante (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

O objetivo principal deste trabalho é realizar a concepção de um projeto de esgoto sanitário para o loteamento Miguel Arraes de Alencar, localizado no município de São Vicente Férrer-PE, e para tal, é importante discorrer sobre como é realizado o estudo de concepção de um sistema deste tipo, principalmente acerca de alguns conceitos e definições a respeito dos elementos que configuram a concepção de um sistema, o que será feito a seguir.

A Figura 5 demonstra um panorama geral, por meio de um fluxograma resumido, das etapas que compõem a realização de um projeto de sistema de esgotamento sanitário.

**Figura 5 – Etapas para a realização de um projeto de sistema de esgotamento sanitário**



**Fonte:** AUTORA, 2020.

### 3.7.1 Partes de um sistema de esgoto sanitário

A rede coletora de esgoto é o conjunto constituído por tubulações (coletores) e órgãos acessórios (dispositivos fixos) que tem como finalidade receber as contribuições de esgoto das residências, edifícios e outras economias e conduzi-las, por meio dos grandes condutos de transporte, para o local de tratamento adequado (NUVOLARI, 2011).

#### 3.7.1.1 Tipos de tubulações da rede

As tubulações principais que compõe a rede coletora são as que recebem a contribuição predial em qualquer ponto ao longo de seu comprimento, são também chamadas de coletores de esgoto, coletores públicos ou simplesmente coletores e possuem denominações diferentes de acordo com sua localização na rede e com a forma que recebem os efluentes (NUVOLARI, 2011).

Basicamente, a rede é composta por ligações prediais, coletores secundários, coletores troncos, interceptores e, emissários definidos a seguir:

- **Ligaçāo predial:** é uma parte da tubulação coletora predial<sup>7</sup> compreendida entre o limite do terreno e o coletor de esgoto secundário (ABNT, 1986b);
- **Coletor secundário:** são os coletores que recebem diretamente as ligações prediais (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999);
- **Coletor tronco:** é a tubulação principal de uma bacia que recebe apenas as contribuições de outros coletores, conduzindo os efluentes para um interceptor ou emissário, geralmente é a tubulação de maior diâmetro e profundidade (NUVOLARI, 2011);
- **Interceptor:** “canalização que recebe coletores ao longo do seu comprimento, não recebendo ligações prediais diretas” (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999, p. 6);
- **Emissário:** tipo de coletor que recebe esgoto apenas na extremidade de montante, se caracteriza, geralmente por ser o último trecho de um interceptor, trecho que precede e contribui diretamente para uma ETE, Estação Elevatória de Esgoto (EEE) ou até mesmo para descarga na disposição final no corpo receptor (NUVOLARI, 2011).

Algumas publicações também apresentam a definição do coletor principal ou primário que é o coletor de esgoto de maior extensão da rede, podendo haver mais de um de acordo com

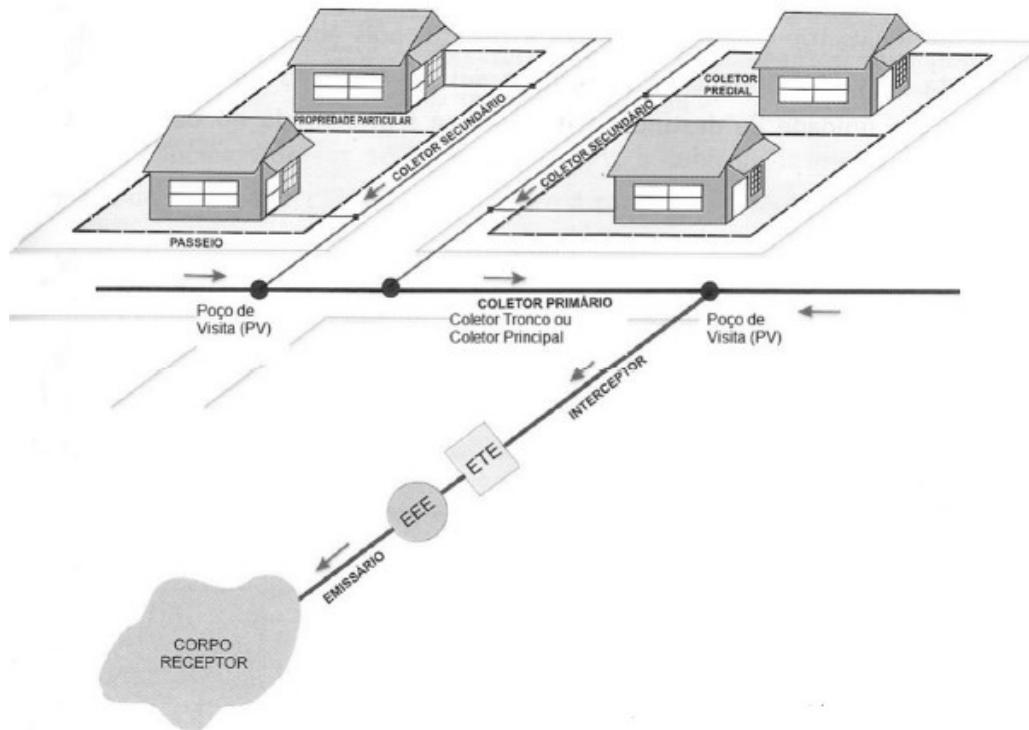
---

<sup>7</sup> “Trecho de tubulação compreendido entre a última inserção de subcoletor, ramal de esgoto ou de descarga, ou caixa de inspeção geral e o coletor público ou sistema particular” (ABNT, 1999, p. 2).

a forma do traçado da rede. Como se caracteriza apenas por seu comprimento, esse coletor de maior extensão pode ser do tipo tronco ou secundário (NUVOLARI, 2011).

Na Figura 6, é demonstrado de maneira esquemática, a distribuição dos tipos de coletores, citados acima, numa rede coletora de esgoto genérica, partindo da saída da economia até a chegada dos efluentes no seu destino final de tratamento.

**Figura 6 – Perspectiva esquemática de rede coletora de esgoto**



**Fonte:** Adaptado de PERERIA, SOARES, 2006.

### 3.7.1.2 Acessórios da rede

Como dito anteriormente, a rede coletora de esgoto compreende todo o conjunto de tubulações - representada pelos mais variados tipos de coletores - e órgãos acessórios, sendo este último, definido como todo e qualquer dispositivo fixo, que não possui a presença de equipamentos mecânicos e que tem como objetivo permitir a inspeção - por meio de técnicos especializados e/ou equipamentos - e a desobstrução da rede, se necessária, bem como auxiliar na garantia da manutenção da pressão atmosférica e consequentemente permitir que a tubulação trabalhe como um conduto livre<sup>8</sup> (NUVOLARI, 2011).

<sup>8</sup> Conduto livre, também chamado de canal, é a denominação referente a todo e qualquer conduto (aberto ou fechado) onde o escoamento do fluido que o atravessa se caracteriza por apresentar uma superfície livre na qual

A necessidade dos órgãos acessórios se justifica pelo fato do efluente, que atravessa a rede de esgoto, possuir grande quantidade de sólidos orgânicos e minerais, nesse sentido, os dispositivos vão auxiliar a eliminar ou minimizar possíveis entupimentos em pontos singulares das tubulações, como em curvas ou pontos de aglomeração de tubos (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986b) os órgãos acessórios devem estar dispostos ao longo da rede em todos os pontos de singularidades, bem como no início e na reunião de coletores, na existência de degraus (desníveis dos coletores ao chegar nos dispositivos) e também nas mudanças de: direção, declividade, diâmetro e material.

Existem, atualmente, 4 tipos de órgãos acessórios que podem ser utilizados na rede de acordo com a finalidade a que se propõe e especificações exigidas. Durante muito tempo o órgão mais utilizado, em toda a rede, foi o Poço de Visita (PV), porém devido a seu alto custo, bem como devido à crescente modernização de equipamentos de limpeza, esse órgão tem sido substituído, em alguns casos específicos, pelos outros 3 tipos de dispositivos de menor custo, que são: o Terminal de Limpeza (TL), a Caixa de Passagem (CP) e o Tubo de Inspeção e Limpeza (TIL) (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

A seguir será dado ênfase apenas a dois tipos de dispositivos, com vistas a esclarecer seus funcionamentos e estrutura, já que os outros tipos não foram utilizados quando do dimensionamento da rede do loteamento como será visto no capítulo 4 deste trabalho.

### ***3.7.1.2.1 Poços de Visita (PV's)***

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986b, p. 2), O poço de visita (PV) é uma “Câmara visitável através de abertura existente em sua parte superior, destinada à execução de trabalhos de manutenção”, e deve ser obrigatoriamente utilizado nos seguintes casos:

- na reunião de mais de dois trechos ao coletor;
- na reunião que exige colocação de tubo de queda;

---

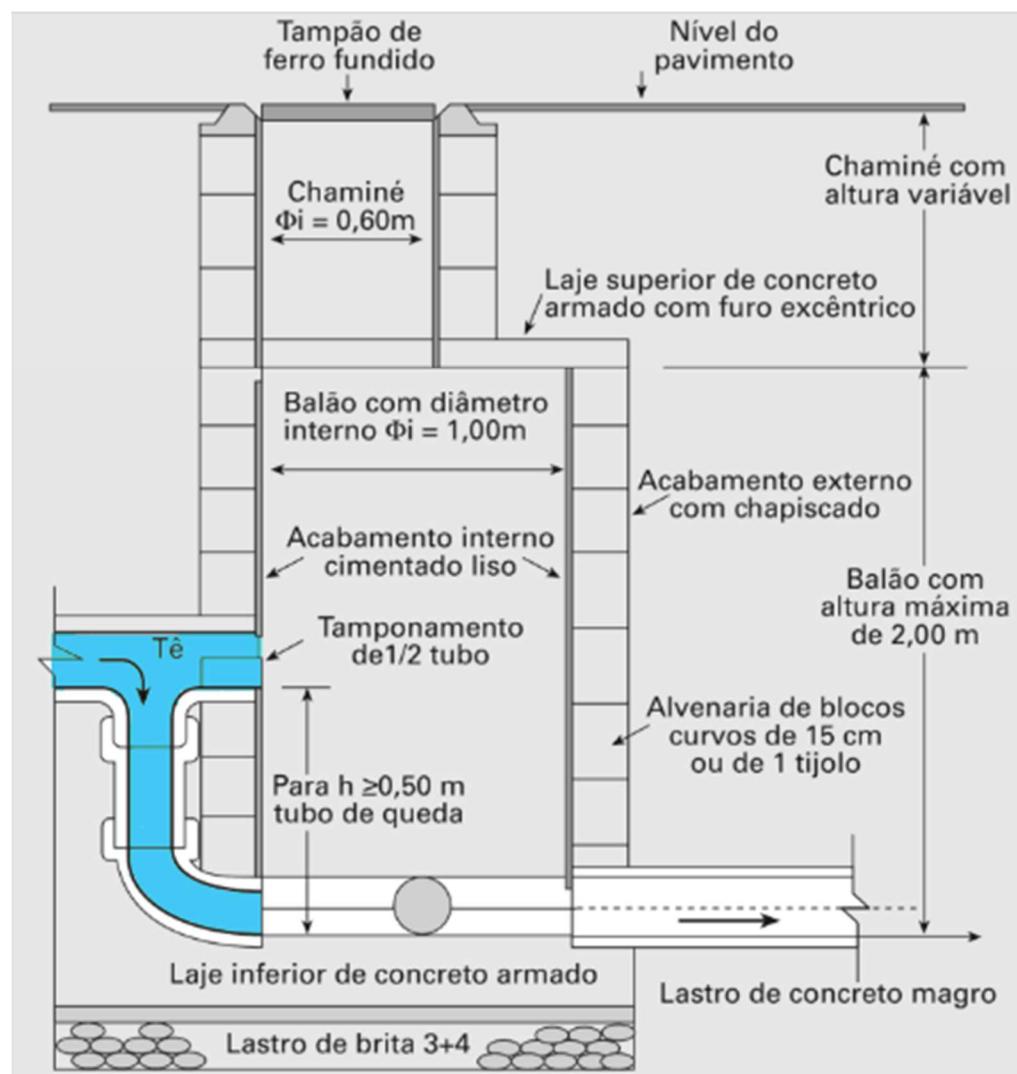
reina a pressão atmosférica, são exemplos deste tipo de conduto os cursos de água naturais, como rios, canais artificiais de irrigação e drenagem, como as sarjetas das ruas e os canais fechados como as tubulações de esgoto (NUVOLARI, 2011).

- nas extremidades de sifões invertidos<sup>9</sup> e passagens forçadas<sup>10</sup>;

A NBR 9649:1986 explica ainda que o PV também deve ser obrigatoriamente utilizado em casos previstos e relacionados ao uso de CP, TIL ou TL, quando estes tiverem profundidade maior ou igual a 3,00 m (ABNT, 1986b).

A Figura 7 demonstra, a critério de exemplo, o corte esquemático de um Poço de Visita executado em Alvenaria de bloco cerâmico e laje de concreto armado, com tampão em ferro fundido, a tubulação em azul será descrita adiante.

**Figura 7 – Corte esquemático de um PV (sem escala)**



**Fonte:** Adaptado de NUVOVOLI, 2011.

<sup>9</sup> Obra de transposição de obstáculos, como córregos, rios, galerias de água pluvial, entre outros, que possui alto custo e é realizada por cima ou por baixo do obstáculo com o intuito de vencê-lo, utilizando técnicas de escoamento em conduto forçado (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

<sup>10</sup> “Trecho com escoamento sob pressão, sem rebaixamento” (ABNT, 1986b, p. 2).

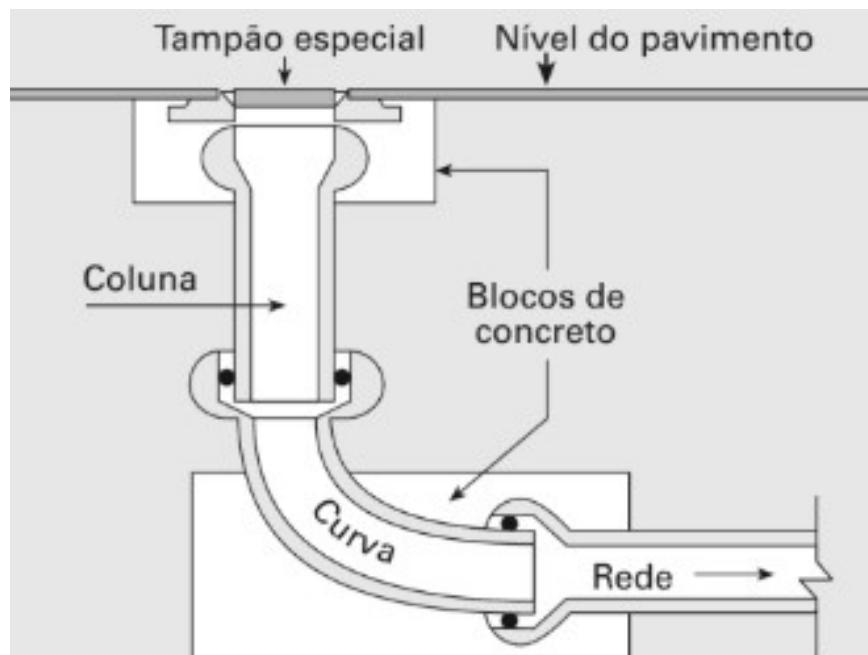
### 3.7.1.2.1.1 *Tubo de queda (TQ)*

Ainda com relação ao dispositivo poço de visita, é importante comentar sobre o tubo de queda (tubulação em cor azul na Figura 7), que é um dispositivo auxiliar, instalado junto ao Poço de Visita para conectar um coletor afluente, que se apresenta em cota mais alta, ao fundo do poço de visita. Este dispositivo auxiliar deve ser executado quando o coletor afluente possuir uma diferença de nível, em relação ao fundo do PV, maior ou igual a 50 cm, com o objetivo de evitar possíveis vazamentos que prejudiquem o trabalho no PV (ABNT, 1986b).

### 3.7.1.2.2 *Terminal de Limpeza (TL)*

O Terminal de Limpeza é o “dispositivo que permite introdução de equipamentos de limpeza, localizado na cabeceira de qualquer coletor” (ABNT, 1986b, p. 2). Pode substituir o PV apenas no início de coletores (local chamado de ponta seca) e também quando a profundidade não for superior a 3,00 m, com já dito anteriormente. Esse órgão não permite entrada de pessoas para inspeção, mas permite a introdução de equipamentos de limpeza (NUVOLARI, 2011). Na Figura 8, tem-se o corte esquemático de um TL, nele é possível observar a utilização de blocos de concreto servindo de ancoragem para a tubulação.

**Figura 8 – Corte esquemático de um TL (sem escala)**



**Fonte:** NUVOLARI, 2011.

O seguimento de coletor localizado entre dois dispositivos sucessivos é chamado de trecho, esses trechos de coletores devem ter um comprimento limitado com o intuito de facilitar a desobstrução e limpeza, essa limitação é realizada com a construção de PV's intermediários ao longo da rede, situação que será tratada a seguir.

### ***3.7.1.2.3 Distância máxima entre os órgãos acessórios***

Para a realização da concepção do traçado da rede coletora de esgoto, é necessário prever a localização da tubulação e também dos PV's, ou outros órgãos que o substitua, principalmente em locais de início e encontro de coletores, que na maioria das vezes se dá no encontro de duas ruas ou mais, como também nos locais obrigatórios, descritos anteriormente.

Nesse sentido a NBR 9649 de 1986, informa em seu item 5.2.6 que a distância entre qualquer tipo de órgão acessório, seja ele PV, TIL ou TL consecutivos, deve ser limitado pelo alcance dos equipamentos de desobstrução, porém a mesma não limita uma distância máxima entre estes dispositivos (ABNT, 1986b). No entanto, alguns autores importantes da área de esgotamento sanitário como Nuvolari (2011) e Alem Sobrinho, Tsutya (1999), informam que a distância máxima entre os órgãos acessórios deve ser de 100 m, valor esse adotado por muitos projetistas no momento da concepção.

Considerando que a Associação Brasileira de Normas Técnicas declara que a distância deve ser adotada em função do alcance dos equipamentos, é importante também, antes da concepção do traçado, obter a orientação definida pela prestadora de serviço da região.

## **3.7.2 Tipos de contribuição de esgoto sanitário**

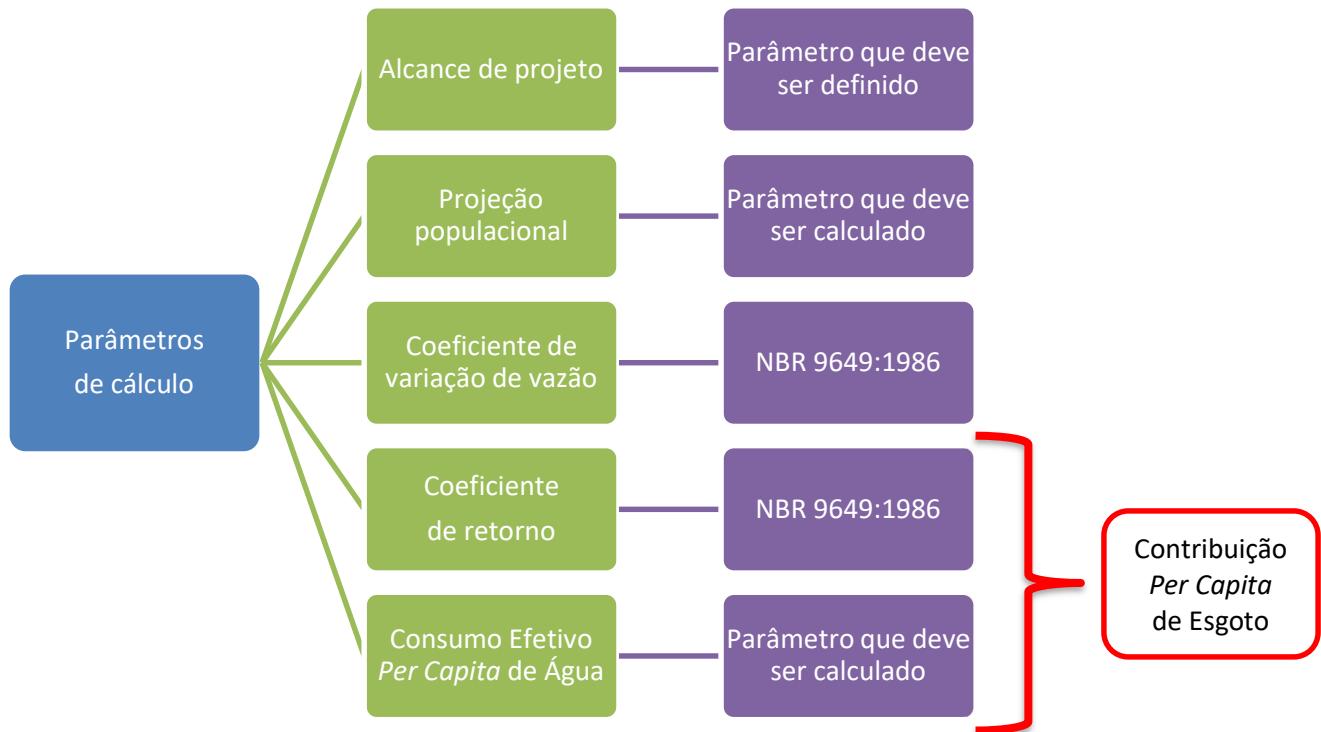
De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas, por meio da NBR 9648: Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário, de novembro de 1986, o esgoto sanitário é todo “Despejo líquido constituído de esgotos doméstico e industrial, água de infiltração e a contribuição pluvial parasitária” (ABNT, 1986a, p. 1). Pode-se dizer então que o esgoto sanitário é um conjunto de, basicamente, 5 tipos de esgoto, são eles: doméstico, industrial, água de infiltração e contribuição pluvial parasitária, logo, faz-se necessário a determinação de cada uma dessas contribuições pois, será o somatório destas que definirá o esgoto sanitário e, consequentemente a vazão média do despejo, que deverá passar na rede coletora de esgoto no período de concepção da rede

No entanto, apesar da contribuição pluvial parasitária ser citada na definição da composição do esgoto sanitário, a mesma não é considerada para efeitos de cálculo da vazão desse esgoto, de acordo com as recomendações da NBR 9649:19886, o que decorre do fato do sistema brasileiro ser do tipo separador, conforme informado no item 3.1.1.1 deste trabalho.

### 3.7.2.1 Parâmetros de cálculo das contribuições de esgoto

Para a realização dos cálculos das vazões que compõe o esgoto sanitário, é necessário o conhecimento, bem como a determinação, de alguns parâmetros (coeficientes) que integram as equações de determinação das vazões, esses parâmetros serão melhor detalhados a seguir. No entanto, a Figura 9 demonstra de maneira geral os 5 parâmetros que devem ser definidos, bem como a maneira de alcancá-lo.

**Figura 9 – Parâmetros de cálculo utilizados na determinação das vazões de esgoto**



**Fonte:** AUTORA, 2020.

### ***3.7.2.1.1 Alcance de projeto***

Para o melhor entendimento das equações que serão definidas a seguir, é importante o conhecimento acerca do alcance de projeto, este é um período que está diretamente relacionado a dois fatores: à durabilidade e, consequentemente, à vida útil das obras de construção civil e dos equipamentos instalados; e à amortização do capital investido no projeto e construção da obra (COSTA, 2013). A população de projeto, bem como algumas determinações de vazões de um sistema de esgotamento sanitário está vinculada à definição de alcance de projeto e, toda rede deve ser projetada para o período no qual o ano inicial refere-se ao início de plano e o ano final ao fim de plano.

### ***3.7.2.1.2 Projeção populacional***

Segundo Vasques (1983 apud BENETTI, 2007), devido a grande diversificação do Brasil, no que diz respeito a cultura, economia e interações sociais, é natural que exista diferentes aglomerações populacionais concentradas em algumas regiões do país, a característica e a quantidade dessas aglomerações mudam de acordo com algumas variáveis, como o tempo por exemplo, e gera, cada vez mais, a demanda de investimentos em infraestrutura nas mais diversas áreas, como a área de transporte e mobilidade urbana, saneamento, saúde, educação, segurança, etc.

Desta forma, à medida que se realiza estudos, na área da construção civil, para a realização de projetos de reforma e/ou implantação em áreas de políticas públicas, que impacte diretamente a população da região, é necessário levar em consideração a perspectiva de crescimento da população futura do local, ou seja, a projeção populacional, já que, na maioria dos casos, o alcance de projeto é de décadas, o que necessariamente, acarreta em características e quantitativo de população futura, diferente da população existente no período de criação projetual (BENETTI, 2007).

De acordo com BENETTI (2007), “A projeção populacional pode ser descrita como sendo uma estimativa da população de um determinado território (país, estado, município ou outro) para certo momento futuro”.

A partir do pressuposto, pode-se dizer que a projeção da população de um determinado local é um processo fundamental e indispensável para a realização dos estudos preliminares de um projeto de esgotamento sanitário, já que, a demanda de água, e consequentemente de coleta

de esgoto, cresce à medida que a população cresce, logo, para que um projeto de esgotamento sanitário seja implantado corretamente e consiga suprir a demanda no tempo de projeto estimado, é necessário estimar a população de fim de plano (população de projeto), bem como sua evolução ao longo do tempo, para estudo de etapa de implantação, pois são essas estimativas que vão servir de “base” para o dimensionamento da rede de esgoto, a partir da estimativas das vazões, que será melhor explicado nas seções seguintes.

A estimativa populacional é estabelecida através de uma equação matemática que permite a previsão de valores de uma ou mais variáveis de resposta. É a partir dessas estimativas que se obtém o crescimento da população, também chamado de crescimento demográfico, que pode ser descrito como uma taxa anual que representa o percentual médio de incremento anual da população (BENETTI, 2007).

#### *3.7.2.1.2.1 Métodos para determinação da projeção populacional*

Segundo SPERLING (2005 apud HELLER, PÁDUA, 2006), existem, atualmente, diversos métodos para determinar a projeção populacional de um determinado local, esses métodos se dividem em dois tipos principais, são eles:

a) Métodos com base em fórmulas matemáticas:

- projeção aritmética;
- projeção geométrica; regressão multiplicativa;
- taxa decrescente de crescimento;
- crescimento logístico;

b) Métodos de quantificação indireta:

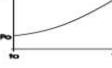
- comparação gráfica entre cidades similares;
- método da razão e correlação;
- método da previsão com base nos empregos e serviços de utilidades.

Na Figura 10 e Tabela 3, é possível entender, de maneira geral e resumida, já que não serão utilizados neste trabalho, como funciona cada método de projeção populacional, suas equações, no caso dos métodos baseados em equações, a descrição de cada método e também a indicação de quando utilizá-lo.

Os métodos com base em fórmulas matemáticas podem ser resolvidos também através da análise estatística da regressão, sendo esta linear ou não linear, essa análise é indicada sempre que possível, pois a mesma permite a incorporação de uma maior série histórica, ao invés de

adotar apenas 2 ou 3 pontos. Os métodos baseados em fórmulas matemáticas com a utilização da análise estatística da regressão são encontrados em grande número de softwares, como as planilhas eletrônicas (Excel) e ferramentas como o Solver (HELLER, PÁDUA, 2006).

**Figura 10 – Métodos de projeção populacional baseados em equações matemáticas**

Método	Descrição	Forma da curva	Taxa de crescimento	Fórmula da projeção	Coefficientes (se não for efetuada análise da regressão)
Projeção aritmética	Crescimento populacional segundo uma taxa constante. Método utilizado para estimativas de menor prazo. O ajuste da curva pode ser também feito por análise da regressão.		$\frac{dP}{dt} = K_a$	$P_t = P_0 + K_a \cdot (t - t_0)$	$K_a = \frac{P_2 - P_0}{t_2 - t_0}$
Projeção geométrica	Crescimento populacional função da população existente a cada instante. Utilizado para estimativas de menor prazo. O ajuste da curva pode ser também feito por análise da regressão.		$\frac{dP}{dt} = K_g \cdot P$	$P_t = P_0 \cdot e^{K_g \cdot (t - t_0)}$ ou $P_t = P_0 \cdot (1 + i)^{(t - t_0)}$	$K_g = \frac{\ln P_2 - \ln P_0}{t_2 - t_0}$ ou $i = e^{K_g} - 1$
Taxa decrescente de crescimento	Premissa de que, na medida em que a cidade cresce, a taxa de crescimento torna-se menor. A população tende assimoticamente a um valor de saturação. Os parâmetros podem ser também estimados por regressão não linear.		$\frac{dP}{dt} = K_d \cdot (P_s - P)$	$P_t = P_0 + (P_s - P_0) \cdot [1 - e^{-K_d \cdot (t - t_0)}]$	$P_s = \frac{2 \cdot P_0 \cdot P_1 \cdot P_2 - P_1^2 \cdot (P_0 + P_2)}{P_0 \cdot P_2 - P_1^2}$ $K_d = \frac{-\ln[(P_s - P_2)(P_s - P_0)]}{t_2 - t_0}$
Crescimento logístico	O crescimento populacional segue uma relação matemática, que estabelece uma curva em forma de S. A população tende assimoticamente a um valor de saturação. Os parâmetros podem ser também estimados por regressão não linear. Condições necessárias: $P_0 < P_1 < P_2$ e $P_0 \cdot P_2 < P_1^2$ . O ponto de inflexão na curva ocorre no tempo $[t_0 - \ln(c)/K_1]$ e com $P_{t_0} = P_s/2$ . Para aplicação das fórmulas, os dados devem ser equidistantes no tempo.		$\frac{dP}{dt} = K_1 \cdot P \left( \frac{P_s - P}{P_s} \right)$	$P_t = \frac{P_s}{1 + c \cdot e^{K_1 \cdot (t - t_0)}}$	$P_s = \frac{2 \cdot P_0 \cdot P_1 \cdot P_2 - P_1^2 \cdot (P_0 + P_2)}{P_0 \cdot P_2 - P_1^2}$ $c = (P_s - P_0)/P_0$ $K_1 = \frac{1}{t_2 - t_1} \cdot \ln \left[ \frac{P_0 \cdot (P_s - P_1)}{P_1 \cdot (P_s - P_0)} \right]$

Fonte: adaptado parcialmente de Qasim (1985)

- $dP/dt$  = taxa de crescimento da população em função do tempo
- $P_0$ ,  $P_1$ ,  $P_2$  = populações nos anos  $t_0$ ,  $t_1$ ,  $t_2$  (as fórmulas para taxa decrescente e crescimento logístico exigem valores equidistantes, caso não sejam baseadas na análise da regressão) (hab)
- $P_t$  = população estimada no ano  $t$  (hab);  $P_s$  = população de saturação (hab)
- $K_a$ ,  $K_g$ ,  $K_d$ ,  $K_1$ ,  $i$ ,  $c$  = coeficientes (a obtenção dos coeficientes pela análise da regressão é preferível, já que se pode utilizar toda a série de dados existentes, e não apenas  $P_0$ ,  $P_1$  e  $P_2$ )

**Fonte:** HELLER, PÁDUA, 2006.

**Tabela 3 – Métodos de projeção populacional baseados em quantificação indireta**

Método	Descrição
Comparação gráfica	O método envolve a projeção gráfica dos dados passados da população em estudo. Os dados populacionais de outras cidades similares, porém maiores, são plotados de tal maneira que as curvas sejam coincidentes no valor atual da população da cidade em estudo. Estas curvas são utilizadas como referências na projeção futura da cidade em questão.
Razão e correlação	Assume-se que a população da cidade em estudo possui a mesma tendência da região (região física ou política) na qual se encontra. Com base nos registros censitários a razão “população da cidade/população da região” é calculada, e projetada para os anos futuros. A população da cidade é obtida a partir da projeção populacional da região (efetuada em nível de planejamento por algum outro órgão) e da razão projetada.
Previsão de emprego e serviços de utilidades	A população é estimada utilizando-se a previsão de empregos (efetuada por algum outro órgão). Com base nos dados passados da população e pessoas empregadas, calcula-se a relação “emprego/população”, a qual é projetada para os anos futuros. A população da cidade é obtida a partir da projeção do número de empregos da cidade. O procedimento é similar ao método da razão. Pode-se adotar a mesma metodologia a partir da previsão de serviços de utilidade, como eletricidade, água, telefone, etc. As companhias de serviços de utilidade normalmente efetuam estudos e projeções de expansão de seus serviços com relativa confiabilidade.

Fonte:Qasim (1985)

Nota: a projeção futura das relações pode ser feita com base na análise da regressão

**Fonte:** Adaptado de HELLER, PÁDUA, 2006.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), por meio da Norma Brasileira (NBR) 12211 de 1992, que trata sobre: Estudos de concepção de sistemas públicos de

abastecimento de água, no entanto, admite em seu item “5.2.5.1” que a população residente<sup>11</sup> pode ser avaliada de acordo com o seguinte critério, dentre outros:

Mediante a extrapolação de tendências de crescimento, definidas por dados estatísticos suficientes para constituir uma **série histórica**, observando-se:

**a) a aplicação de modelos matemáticos (mínimos quadrados) aos dados censitários do IBGE,**

-Deve ser escolhida como curva representativa de crescimento futuro, aquela que melhor se ajustar aos dados censitários [...] (ABNT, 1992).

O método dos mínimos quadrados, de acordo com Miyasaki (2010, p.7) é “uma técnica que procura encontrar o gráfico de melhor ajuste, para um conjunto de pontos dados[...]”. Esse método se comporta como uma eficiente estratégia para estimar os parâmetros da regressão de modo que os desvios entre os valores observados e estimados sejam mínimos.

### **3.7.2.1.3 Coeficientes de variação de vazão**

A vazão doméstica de esgoto, uma das vazões que compõe o que vem a ser a vazão do esgoto sanitário não se comporta de maneira uniforme ao longo do dia, pois a mesma depende da maneira como o usuário consome a água. Esse consumo varia de acordo com a demanda de cada pessoa e também de acordo com o tempo (horas do dia, dias, meses e estações do ano) e é influenciado por vários fatores como o clima, a jornada de trabalho do morador , seus hábitos, entre outros (NUVOLARI, 2011).

Nesse sentido, se faz necessário a utilização, concomitante ou não, de 3 tipos de coeficientes, relacionados as variações diárias e horárias, variações mais importantes dentro do sistema de esgotamento sanitário, são eles:

- $K_1$ , coeficiente de máxima vazão diária - é a relação entre a maior vazão diária verificada no ano e a vazão média diária anual;
- $K_2$ , coeficiente de máxima vazão horária - é a relação entre a maior vazão observada num dia e a vazão média horária do mesmo dia;
- $K_3$ , coeficiente de mínima vazão horária - é a relação entre a vazão mínima e a vazão média anual (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999, p. 53).

A Associação Brasileira de Normas Técnicas, por meio da NBR 9649: Projetos de redes coletoras de esgoto sanitário, de novembro de 1986, recomenda que, na falta de dados obtidos

---

<sup>11</sup> “Aquela formada pelas pessoas que têm o domicílio como residência habitual, mesmo que ausente na data do censo por período inferior a doze meses.” (ABNT, 1992, p. 1).

por meio de medições, seja adotado os valores de 1,20; 1,50 e; 0,50; respectivamente para o coeficiente  $K_1$ ,  $K_2$  e,  $K_3$  (ABNT, 1986b).

### **3.7.2.1.4 Coeficiente de retorno (*Relação esgoto e água*)**

O volume total de água fornecido à população não retorna à rede de esgoto em sua totalidade, parte do consumo de água é utilizado em algumas atividades - lavagem de carros, calçadas, roupas, rega de jardins e horta, entre outros - que naturalmente faz com que a água utilizada seja perdida por evaporação, infiltração no solo ou ainda escoamento superficial, impedindo o retorno da água consumida para a rede coletora de esgoto, deve-se considerar ainda que além do sistema tradicional de abastecimento de água, realizado por concessionárias por meio de tubulações, existe também outras fontes, como poços freáticos, que podem elevar o volume de esgoto substancialmente à valores acima dos valores de água consumida e constante no hidrômetro<sup>12</sup> (NUVOLARI, 2011).

Sendo assim, de acordo com Nuvolari (2003), o coeficiente de retorno “[...] é a relação média entre os volumes de esgoto produzido e a água efetivamente consumida”. Ou seja, um coeficiente utilizado para ponderar a relação entre o consumo de água e o volume esgoto gerado.

Esse coeficiente varia entre 0,5 e 0,9 a depender das condições locais, ou seja, áreas em que pode haver muita dispersão da água consumida, como por exemplo, áreas com muitos jardins, os valores são menores, já em áreas centrais densamente povoadas os valores são maiores (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

A NBR 9649:1986 recomenda que inexistindo dados locais comprovados oriundos de pesquisas, pode ser adotado o valor de 0,8 para o coeficiente de retorno (ABNT, 1986b).

### **3.7.2.1.5 Consumo efetivo per capita de água e de esgoto**

O consumo efetivo *per capita* de água, também chamado de contribuição efetiva *per capita*, é um dado, utilizado em projetos de sistemas de abastecimento de água, obtido a partir do consumo de abastecimento de água, não incluindo as perdas na distribuição, esse parâmetro também é utilizado em sistemas de esgoto para estabelecer a contribuição *per capita* de esgoto (coeficiente utilizado na determinação de vazões domésticas), afinal a contribuição da vazão

---

<sup>12</sup> “O hidrômetro é um aparelho utilizado para medir e registrar o volume de água fornecido ao imóvel, permitindo ao usuário o melhor controle do seu consumo” (EMASA, 2019).

doméstica no esgoto sanitário está totalmente associada a quantidade de água consumida pela população (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

Esse consumo é um parâmetro extremamente variável, pois depende de diversos fatores relacionados à população e à localidade em qual vive, como por exemplo: hábitos higiênicos e cultural da comunidade, saúde, nível social, instalações e serviços de abastecimento de água local, entre outros (NUVOLARI, 2011).

De acordo com a definição de consumo efetivo per capita, determinada anteriormente, tem-se a seguinte Equação 1 a seguir:

**Equação 1 - Determinação do consumo efetivo *per capita* de água**

$$q_e = q * (1 - I)$$

**Fonte:** ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999.

Em que:

$q_e$  - Consumo de água efetivo *per capita* (l/hab.\*dia);

$q$  – Consumo de água *per capita* (l/hab.\*dia);

$I$  – Índice de perdas na rede de distribuição de água (%).

A critério de informação, vale salientar que, multiplicação entre o consumo efetivo *per capita* de água e o coeficiente de retorno, multiplicação essa obtida em algumas equações de vazão que serão determinadas a seguir, origina a definição de contribuição *per capita* de esgoto, comumente discursada em algumas bibliografias importantes da área.

### 3.7.2.2 Determinação das contribuições de esgoto

Conforme mencionado no item 3.7.2 deste trabalho, o esgoto sanitário é composto por 4 tipos principais de esgoto, doméstico, industrial, água de infiltração e contribuição pluvial parasitária, vale salientar que este último não é considerado para efeito de cálculo da vazão de esgoto sanitário, de acordo com as recomendações da NBR 9649:1986, como já mencionado anteriormente, embora a rede geralmente sofra a ação desse tipo de contribuição pelo encaminhamento acidental ou até mesmo irregular de águas pluviais, no entanto, é recomendado o efeito desse tipo de esgoto para o caso de dimensionamento de extravasores dos

interceptores<sup>13</sup> de esgoto sanitário, conforme NB 568 da ABNT, caso que não está contemplado neste trabalho (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

Sendo assim, a vazão de esgoto sanitário em forma equacional é composta das seguintes parcelas (Equação 2):

**Equação 2 – Vazão de esgoto sanitário**

$$Q_{\text{esgoto sanitário}} = Q_d + Q_{\text{inf.}} + Q_c$$

**Fonte:** Adaptado de TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 1999.

Em que:

$Q_{\text{esgoto sanitário}}$  – Vazão de esgoto sanitário (l/s);

$Q_d$  – Vazão doméstica (l/s);

$Q_{\text{inf.}}$  – Vazão de infiltração (l/s);

$Q_c$  – Vazão do tipo industrial, também chamada de concentrada ou singular (l/s).

É importante destacar que, durante a concepção projetual de esgotamento sanitário do loteamento Miguel Arraes, foi utilizado o auxílio de um software, como será observado adiante, que calcula de maneira automática, a partir do levantamento topográfico e dados de entrada (dados esses já determinados no item 3.7.2.1) todos os tipos de vazão que integra a vazão de esgoto sanitário, com exceção da vazão referente ao esgoto industrial que tem ser inserida manualmente no sistema, no ponto em que atua. Sendo assim, será explanado a seguir, de maneira geral, apenas a critério de conhecimento, a metodologia de cálculo dessas vazões.

### 3.7.2.2.1 Vazão doméstica

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 9648:1986, esgoto doméstico é o “Despejo líquido resultante do uso da água para higiene e necessidades fisiológicas humanas.” (ABNT, 1986a).

Essa contribuição depende, basicamente de 3 parâmetros de cálculo: população da área de projeto; coeficientes de variação de vazão ( $K_1$  e  $K_2$ ) e; contribuição *per capita* de esgoto, composto da multiplicação entre a contribuição *per capita* de água e o coeficiente de retorno (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

---

<sup>13</sup> “[...] canalização que recebe coletores ao longo de seu comprimento, não recebendo ligações prediais diretas” (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999, p. 6).

A contribuição média anual da vazão doméstica para início e fim de plano de concepção pode ser expressa pelas seguintes Equações 3 e 4 a seguir:

**Equação 3 – Vazão doméstica média inicial**

$$\overline{Q_{di}} = \frac{P_i * C * q_{e,i}}{86.400}$$

**Fonte:** Adaptado de NUVOLARI, 2011.

**Equação 4 – Vazão doméstica média final**

$$\overline{Q_{df}} = \frac{P_f * C * q_{e,f}}{86.400}$$

**Fonte:** Adaptado de NUVOLARI, 2011.

Em que:

$Q_{di}$  – Vazão doméstica média inicial (l/s);

$P_i$  – População de início de plano (hab.);

C – Coeficiente de retorno;

$q_{e,i}$  – Contribuição efetivo per capita de água inicial (l/hab.\*dia);

$Q_{df}$  – Vazão doméstica média final (l/s);

$P_f$  – População de fim de plano (hab.);

$q_{e,f}$  – Contribuição efetivo per capita de água final (l/hab.\*dia).

Para compor a parcela de vazão doméstica definida na Equação 2, deve-se calcular as vazões expressas nas equações 3 e 4, aplicando-se também os coeficientes de variação de vazão relacionados ao dia de maior consumo ( $K_1$ ), apenas para fim de plano, e da hora de maior consumo ( $K_2$ ), para início e fim de plano. O coeficiente  $K_1$  não é aplicado para a vazão doméstica de início de plano pois, neste cenário busca-se a vazão inicial frequente, ou seja, a vazão máxima de um dia qualquer, essa vazão está associada a verificação das condições de autolimpeza das tubulações (NUVOLARI, 2011).

### **3.7.2.2.2 Vazão concentrada, singular ou pontual: despejos industriais**

O esgoto industrial é a parcela do esgoto sanitário definido como o “Despejo líquido resultante dos processos industriais, respeitados os padrões de lançamento estabelecidos.” (ABNT, 1986a, p.1).

Os despejos industriais podem ser tratados como casos especiais, quando as indústrias lançam uma quantidade substancial de esgoto na rede coletora, ou como casos normais quando

a quantidade de resíduo lançado é relativamente pequena (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999). Nesse sentido, os casos especiais são tratados como vazão de contribuição singular ou concentrada, definida quando a vazão “[..] em um ponto da rede é significativamente maior que o produto da taxa de contribuição por superfície esgotada, pela área responsável por esse lançamento” (ABNT, 1986a, p. 1).

As indústrias que apresentam vazões relativamente maiores e que são adotadas como casos especiais, compreendem, geralmente, áreas ocupadas por hospitais, grandes escolas, universidades, complexos esportivos, *shoppings*, estações rodoviárias, quartéis, grandes estabelecimentos residenciais e indústrias e/ou qualquer outro estabelecimento público-privado de grande porte.

É pertinente destacar a importância de se conhecer antecipadamente a quantidade das indústrias contribuintes em um projeto, bem como seu porte e suas características, além de atentar para os devidos cuidados que esse tipo de efluente deve obedecer para o seu correto lançamento na rede de esgoto, bem como o correto estudo da previsão das vazões dessas áreas (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

### **3.7.2.2.3 Vazão de infiltração**

A infiltração é um termo utilizado para designar toda a água subterrânea advinda do subsolo e que é indesejável a rede, mas que acaba penetrando na mesma ao longo das canalizações, são tidas como contribuições indevidas. A água de infiltração geralmente é originada a partir da construção das tubulações do sistema de esgoto abaixo do nível do lençol freático, sendo este nível alto naturalmente, ou também devido ao excesso de chuva, essa água penetra nas tubulações por meio das juntas, das paredes ou até mesmo através das outras estruturas que compõe a rede como os poços de visita (PV), terminais de limpeza (TL), tubos de inspeção de limpeza, entre outros (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

Nesse sentido, o volume de água infiltrada na rede coletora de esgoto vai depender de fatores como a qualidade e conservação dos materiais empregados para a construção do sistema, assentamento das tubulações e também fatores relacionados às características do solo e nível do lençol freático, que necessita de atenção maior em regiões litorâneas, já que nesses locais o lençol freático apresenta pequena profundidade e solos arenosos, que propiciam a infiltração, diferentemente de regiões altas que possuem lençol freático mais profundo e solo argilosos,

locais em que a água infiltrada a rede tende a ser menor (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

A vazão de infiltração inicial é calculada por meio da Equação 5:

**Equação 5 – Vazão de Infiltração**

$$Q_{inf.} = T_i \times L_{rede}$$

**Fonte:** Adaptado de ABNT, 1986b.

Em que:

$Q_{inf.}$  – Vazão de infiltração de um determinado ano (l/s);

$T_i$  – Taxa de contribuição de infiltração; (l/s\*km);

$L_{rede}$  – Comprimento da rede (km).

De acordo com a ABNT (1986b) a taxa de contribuição de infiltração ( $T_i$ ) depende dos fatores locais, já citados acima, como nível do lençol freático, natureza do subsolo, qualidade da execução da rede, material da tubulação e tipo de junta utilizado devendo possuir valores entre 0,05 a 1,0 l/s\*km, sendo o valor adotado, devidamente justificado.

### 3.7.2.3 Determinação das vazões para o dimensionamento de cada trecho

As vazões de dimensionamento de cada trecho do coletor de uma rede de esgotamento sanitário devem ser realizadas por meio da soma algébrica da vazão de montante, vazão de contribuição do trecho e, o somatório das vazões singulares naquele trecho (se houver), conforme pode ser observado nas Equações 6 e 7 adiante (SOARES, 2018).

No entanto, deve-se atentar as vazões de um ponto de montante do coletor que seja ponta-seca, neste ponto a vazão de dimensionamento do trecho é nulo.

**Equação 6 – Vazão jusante de cada trecho do coletor (início de plano)**

$$Q_{ji} = Q_{mi} + Q_{ti} + \sum Q_{si}$$

**Fonte:** Adaptado da ABNT, 1986b.

**Equação 7 – Vazão jusante de cada trecho do coletor (fim de plano)**

$$Q_{jf} = Q_{mf} + Q_{tf} + \sum Q_{sf}$$

**Fonte:** Adaptado da ABNT, 1986b.

Em que:

$Q_{ji}$  – Vazão de jusante do trecho do coletor em início de plano (l/s);

$Q_{jf}$  - Vazão de jusante do trecho do coletor em fim de plano (l/s);

$Q_{mi}$  – Vazão de montante do trecho do coletor em início de plano (l/s);

$Q_{mf}$  – Vazão de montante do trecho do coletor em fim de plano (l/s);

$Q_{ti}$  – Vazão de contribuição linear do trecho no início do plano de projeto (l/s);

$Q_{tf}$  – Vazão de contribuição linear do trecho no fim do plano de projeto (l/s);

$\sum Q_{si}$  – Somatório das vazões singulares atuante no trecho no início do plano (l/s);

$\sum Q_{sf}$  – Somatório das vazões singulares atuante no trecho no início do plano (l/s).

Entretanto, para realizar os cálculos destas vazões é necessário, primeiramente, calcular vazões de contribuição linear do trecho, que por sua vez necessita do cálculo da taxa de contribuição linear, o que será discutido a seguir.

### 3.7.2.3.1 Vazões de contribuição linear do trecho

As vazões de contribuição do trecho são obtidas por meio da multiplicação entre a taxa de contribuição linear e o comprimento do trecho em questão, conforme Equações 8 e 9 a seguir (SOARES, 2018):

**Equação 8 – Cálculo da vazão de contribuição linear do trecho para início de plano**

$$Q_{ti} = T_{xi} * L_i$$

**Fonte:** Adaptado da ABNT, 1986b.

**Equação 9 – Cálculo da vazão de contribuição linear do trecho para fim de plano**

$$Q_{tf} = T_{xf} * L_f$$

**Fonte:** Adaptado da ABNT, 1986b.

Em que:

$Q_{ti}$  – Vazão de contribuição linear do trecho no início do plano de projeto (l/s);

$Q_{tf}$  - Vazão de contribuição linear do trecho no fim do plano de projeto (l/s);

$T_{xi}$  – Taxa de contribuição linear de início de plano (l/s\*m);

$T_{xf}$  - Taxa de contribuição linear de fim de plano (l/s\*m);

$L_i$  – Comprimento do trecho da rede coletora em início de plano (m);

$L_f$  - Comprimento do trecho da rede coletora em fim de plano (m);

A taxa de contribuição linear se refere à unidade de comprimento dos trechos dos coletores ou à unidade da área esgotada.

Para compor o cálculo da mesma é necessário o conhecimento da vazão de esgoto doméstica de início e fim de plano e da taxa de contribuição de infiltração de início e fim de plano ( $T_{inf}$ ), bem como o conhecimento do tipo da rede, simples ou dupla.

Diante disso, pode existir até 8 equações que determine a taxa de contribuição linear, quatro para cada tipo de rede, das quais duas é referente à unidade de comprimento e duas é referente à unidade de área de esgotamento, a critério de exemplo, será informado a seguir as Equações 10 e 11 referentes à taxa de contribuição linear de início e fim de plano, levando-se em consideração uma rede do tipo simples em função da unidade de comprimento (SOARES, 2018).

**Equação 10 – Taxa de contribuição linear para o início de plano ( $T_{xi}$ )**

$$T_{xi} = \frac{K_2 * \overline{Q}_{di}}{L_i} + T_{infi}$$

**Fonte:** Adaptado da ABNT, 1986b.

**Equação 11 – Taxa de contribuição linear para o fim de plano ( $T_{xf}$ )**

$$T_{xf} = \frac{K_1 * K_2 * \overline{Q}_{df}}{L_f} + T_{inff}$$

**Fonte:** Adaptado da ABNT, 1986b.

Em que:

$T_{xi}$  – Taxa de contribuição linear para início de plano (l/s\*m ou l/s\*km);

$T_{xf}$  – Taxa de contribuição linear para fim de plano (l/s\*m ou l/s\*km);

$K_1$  – Coeficiente de máxima vazão diária;

$K_2$  – Coeficiente de máxima vazão horária;

$\overline{Q}_{di}$  – Vazão doméstica média de início de plano (l/s);

$\overline{Q}_{df}$  – Vazão doméstica média de fim de plano (l/s);

$T_{infi}$  – Taxa de infiltração de início de plano (l/s\*m ou l/s\*km)

$T_{inff}$  – Taxa de infiltração de fim de plano (l/s\*m ou l/s\*km)

$L_i$  – Comprimento da rede coletora de esgoto para início de plano (m ou km);

$L_f$  – Comprimento da rede coletora de esgoto para fim de plano (m ou km);

De posse dos valores da vazão de montante e da taxa de contribuição linear do trecho, pode-se então calcular as vazões de jusante de início e fim de plano, como foi dito anteriormente e de acordo com as Equações 6 e 7.

### **3.7.3 Estudo do traçado da rede coletora de esgoto**

O traçado da rede coletora de esgoto está diretamente relacionado à topografia do local no qual será realizado a inserção do sistema de esgoto, já que o escoamento dos fluídos é realizado por meio do cimento do terreno.

Existem diversos tipos de traçado de rede; como por exemplo: perpendicular, leque ou radial; a escolha da rede a ser utilizada deve ser definida por meio da conformação da rede à topografia e também a partir da disposição da tubulação, realizada pelo projetista no momento da concepção, só após o traçado da rede é que se pode iniciar o dimensionamento da mesma (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

### **3.7.4 Critérios e considerações para o dimensionamento da rede coletora de esgoto**

Para a realização do dimensionamento da rede de esgoto é necessário, anteriormente, determinar alguns critérios (parâmetros) de projeto, no qual todos estes devem estar estabelecidos conforme determina as normas brasileiras, esses critérios serão mencionados adiante.

#### **3.7.4.1 Vazão Mínima**

A vazão de jusante de qualquer trecho da rede coletora é, portanto, a vazão mínima a ser adotada para um projeto de esgotamento sanitário, não pode ser inferior a 1,5 l/s, dado de vazão referente ao pico instantâneo de vazão da descarga de um vaso sanitário, ou seja, sempre que a vazão de jusante for inferior a 1,5 l/s, deve-se utilizar 1,5 l/s como vazão de projetual de jusante do trecho (AZEVEDO NETTO et al, 2015).

### **3.7.4.2 Considerações sobre o diâmetro mínimo adotado para o dimensionamento da rede**

A Associação Brasileira de Normas Técnicas por meio da NBR 9649, de novembro de 1986, estabelece que o diâmetro mínimo a ser adotado em projeto de rede de esgoto é de 100 mm, com diâmetro nominal (DN) 100, logo, deve-se adotar pelo menos o mínimo estabelecido pela norma (ABNT, 1986b).

### **3.7.4.3 Autolimpeza dos coletores da rede (tensão trativa)**

As tubulações que compõe a rede coletora de esgoto são canais fechados por meio dos quais ocorre o transporte de efluentes que por sua vez é composto, prioritariamente, de água, cerca de 99,9%, e sedimentos, cerca de 0,1%, dos quais 70% é material orgânico e 30% é material inorgânico, que em parte é areia na ordem de 0,03 g/l (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

A deposição de sedimentos (materiais sólidos) nas tubulações ocorre devido à gravidade e se dá quando qualquer partícula, que apresenta densidade maior que a da água, fica depositada nas tubulações, o que em casos de grande acúmulo pode gerar a obstrução dos condutos e possíveis entupimentos (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

Deste modo, a fim de minimizar ou até mesmo eliminar essa deposição, é necessário garantir a autolimpeza dos coletores de esgoto, ou seja, tradicionalmente, seria essencial garantir a manutenção de uma velocidade mínima, independentemente do diâmetro do coletor, que fizesse com que esses sedimentos escoassem juntamente com a água, de maneira a não permanecer depositados em nenhum lugar das tubulações. No entanto, como o mecanismo básico de ação da autolimpeza é tida como uma força hidrodinâmica, exercida sobre as paredes do conduto, através do escoamento do efluente, tem sido utilizado o critério da tensão trativa, também chamada tensão de arraste, para o dimensionamento das tubulações, em substituição ao critério da velocidade de autolimpeza, devido à verificação de algumas distorções relacionadas ao critério da velocidade (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

A tensão trativa ou tensão de arraste é definida, matematicamente, segundo Alem Sobrinho e Tsutiya (1999, p. 87) como sendo:

[...] uma tensão tangencial exercida sobre a parede do conduto pelo líquido em escoamento, ou seja, é a componente tangencial do peso do líquido sobre a unidade

de área da parede do coletor e que atua sobre o material sedimentado, promovendo seu arraste.

O estudo e conhecimento de como se deposita as partículas contidas no fluído de esgoto é bastante complexo devido ao fato de que a vazão de esgoto que passa ao longo das tubulações é variável ao longo do tempo. Intuitivamente é possível afirmar que essa deposição é maior nas horas de menor contribuição (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

Nessa situação é necessário a existência de uma tensão trativa crítica, ou seja, uma tensão mínima necessária que inicie o movimento das partículas que estão depositadas na tubulação. O valor dessa tensão mínima é determinado por meio de estudos com pesquisas de campo e/ou laboratório, pois a mesma depende de vários fatores como peso específico da partícula e do líquido, dimensões da partícula e viscosidade do líquido (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

Baseado em diversos estudos e pesquisas, realizadas a fim de obter uma estimativa a respeito da tensão trativa crítica, os estudiosos chegaram a valores entre 1,0 e 2,0 Pa. A partir disto, em 1983, a SABESP passou a recomendar a utilização do critério da tensão trativa em substituição à velocidade de autolimpeza, até então adotada pela norma brasileira da época (PNB 567/1975 da ABNT), ficando definido o valor de 1,0Pa para a tensão trativa mínima, o que em seguida também foi adotado pela norma brasileira NBR 9649:1986, de novembro de 1986, vigente até os dias de hoje (AZEVEDO NETTO et al, 2015).

#### ***3.7.4.3.1 Tensão trativa e sua relação com o controle de sulfetos***

O sulfeto de hidrogênio, representado pela fórmula química H<sub>2</sub>S, é um tipo de gás incolor, de cheiro desagradável, extremamente tóxico e inflamável com solubilidade parcial na presença de água e compostos orgânicos, esse gás é originado na natureza ou em segmentos industriais, como nos sistemas de tratamento de efluentes (MAINIER, VIOLA, 2005).

As redes coletoras de esgoto, geralmente, não apresentam problemas relacionados aos sulfetos de hidrogênio, devido à quantidade considerável de oxigênio dissolvido no esgoto fresco, todavia, à medida que ocorre a passagem do esgoto em baixa velocidade pelas tubulações de grandes comprimentos, o oxigênio tende a baixar, favorecendo condições anaeróbicas no esgoto e propiciando o aparecimento dos sulfetos, observado pelo surgimento da película de limo que se forma na região submersa da parede dos condutos (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

O desenvolvimento da película de limo, nas paredes de esgoto, e consequentemente dos sulfetos, está relacionado também, de acordo com alguns estudos, com a tensão trativa e, existe um limite crítico da tensão no qual não se formaria essa película, bem como os sulfetos (PAINTAL, 1977 apud, ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

Estudos e pesquisas realizados por Machado Neto e Tsutiya (1985 apud ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999) apontaram que a tensão trativa de 1,0 Pa, tensão considerada pela norma NBR 9649 vigente atualmente, não previne as tubulações quanto à geração dos sulfetos, principalmente tubulações que apresentam diâmetros menores que 500mm, caso das tubulações de esgoto geralmente, no entanto, como já dito anteriormente, a rede coletora não tem tendência a geração de sulfetos devido a considerável presença de oxigênio . A determinação de tensão em 1,5 Pa, praticamente elimina a formação de sulfetos em coletos com diâmetros acima de 500 mm.

No que diz respeito a autolimpeza, os estudos realizados por Machado Neto e Tsutiya (1985 apud ALEM SOBRINHO; TSUTIYA, 1999) confirmaram que a tensão trativa de 1,0 Pa atende o sistema, tanto para os coletores da rede, como para os interceptores.

Nesse sentido, partido dos estudos, pesquisas e pressupostos acima, bem como devido a impotância do parâmetro tensão trativa mínima no dimensionamento da rede coletora de esgoto, no que diz respeito a autolimpeza dos condutos e também a diminuição ou até mesmo eliminação da presença de limo, e consequentemente de sulfetos, ao longo da tubulação, é importante analisar, quando possível, o valor a ser adotado para a tensão trativa no projeto, bem como avaliar o impacto que a mudança deste valor, diferente do que recomenda a norma vigente, acarreta no orçamento da obra do SES.

### **3.7.4.4 Velocidade Máxima**

A NBR 9649, de novembro de 1986, considera que a declividade máxima admissível é aquela correspondente à velocidade final de 5 m/s, esse valor é recomendado com vista a evitar a erosão da tubulação embora, alguns trabalhos citem que não se tem observado erosão em tubulações com velocidade maiores que a recomendada (AZEVEDO NETTO et al, 2015).

### **3.7.4.5 Altura de degrau máxima e mínima**

A existência de degrau – diferença de nível entre o coletor e o fundo do PV - está condicionada à chegada do coletor no dispositivo com cota inferior a 50 cm e, nessa situação o coletor afluente vai lançar seu esgoto diretamente no PV, no caso de desniveis menores que 20 cm, o degrau pode-se eliminado e o coletor afundado (ABNT, 1986b).

### **3.7.5 Dimensionamento da rede coletora de esgoto**

Ainda com relação à realização do dimensionamento da rede, estabelecida a partir da adoção dos critérios comentados anteriormente, deve-se também determinar, por meio de cálculos, os diâmetros dos coletores e as declividades, bem como definir os pontos de órgãos acessórios e o mais importante, realizar as verificações hidráulicas do sistema, para então considerar o dimensionamento perfeitamente aceito, logo, é importante entender a definição destes, bem como sua maneira de determinação. A seguir, será descrito breves comentários a respeito da definição e determinação destes elementos, que são definidos após o processo de dimensionamento do sistema.

#### **3.7.5.1 Diâmetro dos trechos da rede coletora**

A equação que determina o cálculo dos diâmetros dos trechos dos coletores da rede de esgoto sanitário é derivada da equação de Manning, uma das fórmulas mais conhecidas em dimensionamento de escoamentos livres usada no Brasil, Estados Unidos e demais países de língua inglesa (TOMAZ, 2011).

A equação para determinação do diâmetro é determinada, basicamente, levando-se em consideração, duas variáveis, são elas: a vazão de jusante de fim de plano (já definida e explicada no item 3.7.2.3) e a declividade de projeto (definida no item 3.7.5.2 abaixo e que requer um estudo para sua determinação). Além das variáveis citadas, o cálculo do diâmetro é determinado também adotando-se um valor para o coeficiente de atrito de Kutter, também chamado coeficiente de Manning ( $n$ ), e adotando um limite máximo para a altura da lâmina de esgoto ( $Y$ ) (NUVOLARI, 2011)

O coeficiente de Manning ( $n$ ) varia de acordo com a natureza das paredes do conduto. Conforme afirma Nuvolari (2011, p.55) para projetos de rede de esgoto o valor recomendado

do coeficiente de Manning é de  $n = 0,013$ , independente do material do tubo a ser escolhido para a rede, em razão das várias singularidades que geralmente ocorre na rede (NUVOLARI, 2011, p. 28).

Esse coeficiente é estabelecido a princípio para “canais com reboco de cimento não muito alisado e pequenos depósitos no fundo; revestidos de maneira não aplainada; ou de alvenaria construída com esmero; ou de terra sem vegetação” (NUVOLARI, 2011, p. 28).

De modo a permitir e garantir que os condutos que transportam esgoto sanitário funcionem sempre em escoamento livre, deve-se restringir a altura da lâmina de água ( $Y$ ) a certos valores, para que assim, a parte superior possa fornecer uma ventilação para o sistema, bem como, suportar imprevisões e aumento dos níveis de esgoto devido a flutuação excepcional. O valor máximo adotado para a lâmina deve ser de 75% em função do diâmetro da tubulação (ALEM SOBRINHO, TSUTYA, 1999).

Partindo desses pressupostos, o diâmetro que atende a condição  $Y/D=0,75$  e  $n=0,013$  pode ser calculado pela Equação 12 a seguir:

**Equação 12 – Cálculo do diâmetro dos trechos da rede coletora**

$$D = \left( 0,0463 * \frac{Q_{jf}}{\sqrt{I_p}} \right)^{0,375}$$

**Fonte:** ALEM SOBRINHO, TSUTYA, 1999.

Em que:

$D$  – Diâmetro (m);

$Q_{jf}$  – Vazão de jusante em fim de plano (l/s);

$I_p$  – Declividade de projeto (m/m);

### 3.7.5.2 Critérios de declividade

A declividade é um critério bastante importante para o dimensionamento de uma rede de esgoto, sua determinação errada pode gerar muitos problemas para a rede, desde de entupimentos até a necessidade de custos maiores de implantação do sistema (NUVOLARI, 2011).

Diante disso, é importante determinar uma declividade de projeto – declividade efetivamente adotada para os trechos dos coletores - que garanta ao mesmo tempo a autolimpeza dos condutos, em condições de vazões máximas, o que confere a declividade, neste caso, a

denominação de declividade mínima, assim como evite o afundamento desnecessário dos coletores na rede, denominação dada pela declividade econômica (NUVOLARI, 2011).

A escolha da declividade de projeto é obtida por meio do confronto entre a declividade mínima e econômica, adotando-se sempre a maior entre elas, que fará com que a rede esteja em conformidade nas duas situações (NUVOLARI, 2011).

É importante tratar neste momento acerca da definição de alguns outros critérios como: profundidade de montante/jusante e profundidade mínima, a fim de se obter um melhor entendimento a respeito da determinação das declividades.

### ***3.7.5.2.1 Profundidades***

A profundidade do coletor é fundamental no processo de assentamento da tubulação de esgoto, sua determinação se faz mediante a análise e reconhecimento do solo e lençol freático da região, a adoção de uma profundidade adequada auxilia na proteção da tubulação e da ligação predial das edificações, as profundidades máximas e mínimas são estabelecidas entre o nível do terreno e a geratriz inferior do coletor (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

#### ***3.7.5.2.1.1 Profundidade máxima***

A profundidade máxima está diretamente relacionada à economia orçamentária do sistema, já que a mesma influência diretamente nas condições de execução e manutenção da rede e dos coletores. Um valor indicado a ser considerado para a profundidade máxima é de 4,5 metros, que pode ser ligeiramente ultrapassado em trechos de pequenos comprimentos, para evitar instalações de recalque e também evitar o crescimento exponencial dos custos (AZEVEDO NETTO et al, 2015).

#### ***3.7.5.2.1.2 Profundidade Mínima***

As profundidades mínimas de assentamento dos tubos de uma rede de esgoto sanitário, por sua vez, são definidas visando atender às condições de recobrimento mínimo indicado pela NBR 9649:1986, e também garantir a proteção da tubulação e a adequada execução da ligação predial (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

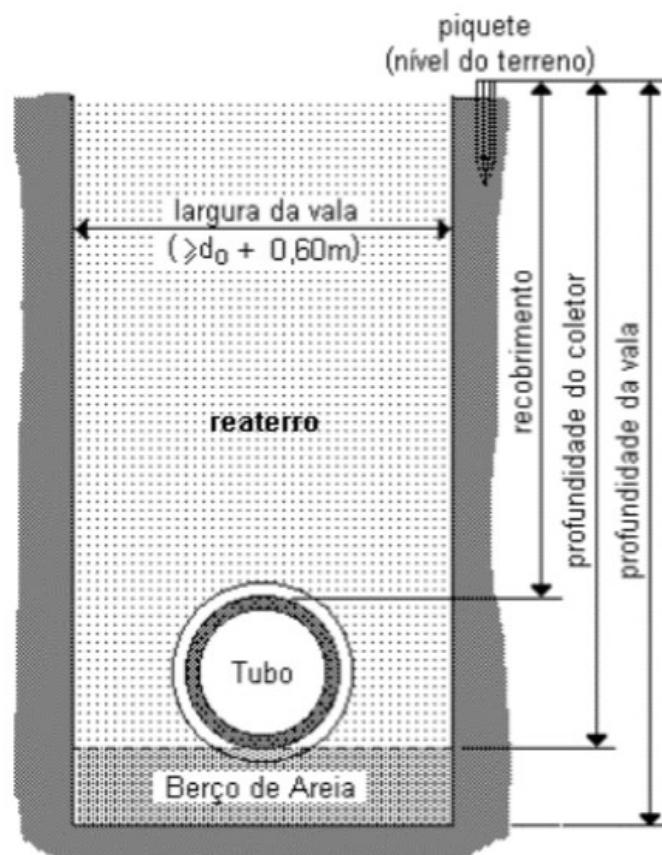
### 3.7.5.2.1.2.1 Recobrimento

Conforme a Associação Brasileira de Normas Técnicas, por meio da NBR 9649, de novembro de 1986, o recobrimento é a “diferença de nível entre a superfície do terreno e a geratriz superior externa do coletor” (ABNT, 1986b, p. 2). A profundidade, no entanto, é a “diferença de nível entre a superfície do terreno e a geratriz superior externa do coletor” (ABNT, 1986b, p. 2).

Com relação ao recobrimento a NBR 9649:1986 preconiza que o mesmo não deve ser menor que 90 cm, no caso de coletores assentados no leito da via de tráfego ou menor que 65 cm para casos em que os coletores são assentados no passeio (ABNT, 1986b).

A critério de conhecimento, a Figura 11 demonstra a demarcação das dimensões do recobrimento e profundidade do coletor e da vala na região de assentamento do coletor.

**Figura 11 – Terminologia da vala de assentamento de um coletor**



**Fonte:** Adaptado de MAIA, 2019.

Em resumo, a profundidade mínima, é o mínimo valor que a tubulação do trecho pode estar assentada de acordo com o maior diâmetro do trecho anterior, ela é dada pela soma

algébrica do recobrimento e o valor do diâmetro do coletor anterior, conforme Equação 13 a seguir:

**Equação 13 – Profundidade mínima**

$$P = \text{recobrimento mínimo} + \text{diâmetro do coletor anterior}$$

**Fonte:** AUTORA, 2020.

A profundidade do coletor, de montante e jusante, por sua vez, tem sua equação semelhante a Equação 13 acima, no entanto a soma algébrica é dada entre o recobrimento no ponto de montante/jusante e o diâmetro do coletor (ABNT, 1986b).

### 3.7.5.2.2 Considerações sobre declividade mínima e declividade de terreno

A declividade do terreno pode ser entendida como a razão entre a diferenças das cotas do trecho do coletor a montante e a jusante e a extensão do trecho, conforme demonstrado na Equação 14, a mesma varia de acordo com essa variáveis para cada trecho.

**Equação 14 – Cálculo da declividade de terreno de um trecho de coletor qualquer**

$$I_T = \frac{C_{TM} - C_{TJ}}{L_{trecho}}$$

**Fonte:** AUTORA, 2020.

Em que:

$I_T$  – Declividade do terreno (m/m);

$C_{TM}$  – Cota do terreno de montante (m);

$C_{TJ}$  – Cota do terreno de jusante (m);

$L_{trecho}$  – Comprimento do trecho da rede (m).

Já a declividade mínima, como já explicado anteriormente, deve ser a declividade que proporciona a rede a tensão trativa mínima estabelecida para a tubulação escolhida, de modo a assegura a autolimpeza, ela deve ser calcula de acordo com a Equação 15 a seguir:

**Equação 15 – Cálculo da declividade mínima para n=0,013**

$$I_{mín} = 0,0055 * Q_{ji}^{-0,47}$$

**Fonte:** Adaptado de TSUTYA, ALEM SOBRINHO, 1999.

Em que:

$I_{mín}$  – Declividade do mínima (m/m);

$Q_{ji}$  – Vazão de jusante do trecho no início de plano (l/s).

A fim de determinar a maior declividade, que será a declividade de projeto do sistema e que vai atender as duas condições – autolimpeza e custo-benefício- é necessário determinar a declividade mínima e também a declividade econômica, a primeira, como já dito, é determinada pela Equação 15 acima, já a segunda é determinada avaliando-se alguns casos de estudo, entre as declividades do terreno e econômica e, as profundidades mínima e de montante do trecho.

### 3.7.5.3 Verificações hidráulicas

As verificações hidráulicas consistem em, conhecido as vazões de jusante de início e fim de plano, o diâmetro e a declividade de projeto, determinar a lâmina máxima de esgoto em início e fim de plano que - como já foi dito anteriormente, não deve ultrapassar 75% em relação ao diâmetro da tubulação - admita o valor da tensão trativa mínima estabelecida nas condições iniciais, bem como implique em uma velocidade de início e fim de plano, que deve estar dentre os limites especificados em norma e também não ultrapasse os valores de velocidade crítica para o final de plano (NUVOLARI, 2011).

Após verificações da lâmina de esgoto bem como das velocidades iniciais e finais, como dito acima faz-se necessário verificar a velocidade crítica. A NBR 9649/1986 em seu item 5.1.5.1 afirma que: "Quando a velocidade final  $V_f$  é superior a velocidade crítica  $V_c$ , a maior lâmina admissível deve ser de 50% do diâmetro do coletor, assegurando-se a ventilação do trecho[...]" (ABNT, 1986b, p.3).

A velocidade crítica é determinada conforme Equação 16 abaixo:

#### Equação 16 – Cálculo da velocidade crítica

$$V_c = 6\sqrt{g * R_h}$$

**Fonte:** Adaptado de ABNT, 1986b.

Em que:

$V_c$  – Velocidade crítica (m/s);

$g$  - Aceleração da gravidade ( $m/s^2$ );

$R_h$  – Raio hidráulico (m).

Já a verificação da tensão trativa é realizada por meio da Equação 17 abaixo:

#### Equação 17 – Determinação da tensão trativa

$$\sigma = \gamma * I_p * R_h$$

**Fonte:** Adaptado de ABNT, 1986b.

Em que:

$\sigma$  - Tensão trativa ( $P_a$ )

$\gamma$  - Peso específico do líquido, no caso da água que equivale a  $10^4$  N/m<sup>3</sup> (N/m<sup>3</sup>);

$I_p$  - Declividade de projeto da tubulação (m/m);

$R_h$  - Raio hidráulico (m).

### 3.7.5.4 Cota dos trechos dos coletores

No que diz respeito ao dimensionamento da rede, a última etapa consiste na determinação das cotas de montante e jusante dos coletores de cada trecho. Isto é feito com o dado da declividade de projeto e/ou das profundidades do coletor, conforme Equações 18 e 19 adiante, no qual a última é uma equação auxiliar que pode ser usada para determinar as cotas de jusante dos coletores:

**Equação 18 – Determinação das cotas dos coletores de montante e jusante**

$$C_{CM} = C_{TM} - P_M$$

ou

$$C_{CJ} = C_{TJ} - P_J$$

**Fonte:** AUTORA, 2020.

Em que:

$C_{CM}$  – Cota do coletor de montante (m);

$C_{CJ}$  – Cota do coletor de jusante (m);

$C_{TM}$  – Coletor terreno de montante (m);

$C_{TJ}$  – Coletor terreno de jusante (m);

$P_M$  – Profundidade de montante (m);

$P_J$  – Profundidade de jusante (m).

**Equação 19 – Determinação das cotas de jusante dos coletores (equação auxiliar)**

$$C_{CJ} = C_{CM} - I_p * L_{trecho}$$

**Fonte:** AUTORA, 2020.

Em que:

$C_{CJ}$  – Cota do coletor de jusante (m);

- $C_{TM}$  – Coletor terreno de montante (m);  
 $I_P$  – Declividade de projeto (m/m);  
 $L_{trecho}$  – Comprimento do trecho da rede (m).

### 3.8 ORÇAMENTO DE OBRAS

Segundo Limmer (1997, p. 86) o orçamento é “a determinação dos gastos necessários para a realização de um projeto, de acordo com o plano de execução previamente estabelecido, gastos esses traduzidos em termos quantitativos”.

O aspecto custo é de especial importância para qualquer tipo de projeto, visto que uma obra é iminentemente uma atividade de caráter econômico, nesse sentido, determinar os custos prováveis de execução de uma obra é fundamental para concebê-la (MATTOS, 2006).

Um orçamento só pode ser realizado se a obra que será orçada possuir um projeto com nível de detalhamento suficiente, de modo a possibilitar o levantamento de quantitativos, bem como a definição dos métodos construtivos e dos serviços que serão executados (BAETA, 2012)

O orçamento analítico, também chamado de detalhado, é o tipo de orçamento realizado na fase de projeto básico, o mesmo é elaborado em função das composições de custos unitários<sup>14</sup> e extensa pesquisa de preços dos insumos, geralmente esse tipo de orçamento chega a valores bem próximos do custo “real” da obra, com uma pequena margem de incerteza (BAETA, 2012)

Nos items seguintes será tratado acerca de dois serviços bastante importantes na composição de uma planilha orçamentária para projetos de sistema de esgotamento sanitário, no qual a partir deles, pode ser analisado a viabilidade ou não de um projeto do ponto de vista dos custos.

#### 3.8.1 Escavação das valas para assentamento das tubulações

A execução de obras de sistema de esgotamento sanitário é significativamente uma obra de escavação de vala e assentamento de tubulação, sendo assim, deve-se ter bastante cuidado quando da preparação para a construção das redes de esgotamento, visto que podem existir, no

---

<sup>14</sup> É definido como o valor financeiro a ser dependido na execução de uma unidade do respectivo serviço e é elaborada com base em coeficiente de produtividade, de consumo e de aproveitamento de insumos, cujo os preços são coletados no mercado ou em bases de referências (BAETA, 2012).

momento da escavação das valas, algumas interferências, como por exemplo, outros tipos de redes, como água, luz, gás, entre outros (NUVOLARI, 2011).

Existem, hoje em dia, diversas formas de realizar as escavações das valas de assentamento, as mesmas podem ser a céu aberto, método destrutivo; no qual a vala fica aberta desde a superfície do terreno até o ponto onde será assentado os tubos de esgoto, sendo esta, a forma mais utilizada, muito embora cause transtornos a população; ou do tipo não destrutivo, que são utilizados em obras especiais (NUVOLARI, 2011).

Com relação a forma de escavação, as mesmas podem ser realizadas de forma, manual ou mecânica, no qual a primeira é feita com ferramentas como enxada, pá, picareta e etc, e a segunda é realizada por meio de máquinas como escavadeiras, retroescavadeiras, dentre outras, a depender do tipo de solo que será escavado, a escavação mecânica é a alternativa mais barata (NUVOLARI, 2011).

### **3.8.2 Escoramento das paredes laterais das valas de assentamento**

Cabe, neste momento, uma rápida explicação acerca dos escoramentos das paredes laterais utilizados para a escavação das valas, no qual serão assentadas as tubulações de esgoto.

O escoramento é fundamental para evitar a ruptura do solo, que se ocorrer pode causar transtornos ao serviço, assim como risco à vida dos funcionários do local, existe atualmente uma portaria do Ministério do Trabalho (Portaria nº 46) que determina que todas as valas que possuírem profundidades maiores que 1,25 m devem ser escoradas a fim de evitar que uma possível ruptura de solo cause acidentes. Existem diversos tipos de escoramento, que se diferenciam de acordo com o material, a indicação do tipo de escoramento a ser utilizado é feito de acordo com a profundidade de vala que se deve escorar e o tipo de solo, não existe atualmente nenhuma norma vigente que trate a respeito dos escoramentos de valas, no entanto, são adotados as recomendações dos estudos da SABESP e de autores que estudam esse tipo de assunto (NUVOLARI, 2011).

Os principais tipos de escoramento são:

- **Escoramento de vala tipo pontaleamento:** Utilizado para valas de até 2,0 metros de profundidade e em terrenos argilosos e de boa qualidade, neste tipo o solo é escorado por meio de pranchas de madeiras (peroba) com espaçamentos de 1,35 m, travadas transversalmente por estroncas de eucalipto (NUVOLARI, 2011);

- **Escoramento de vala tipo descontínuo:** Utilizado em terrenos firmes que não possuem a presença de lençol freático e em valas com profundidade de até 3,0 metros, também é constituído de pranchas de madeira (peroba), porém com espaçamentos de 16 cm entre elas, e travas transversais em estroncas de eucalipto, além de travamento longitudinal em longarinas de peroba (NUVOLARI, 2011);
- **Escoramento de vala tipo contínuo:** Este escoramento pode ser utilizado em valas de até 4,00 m de profundidade e para qualquer tipo de solo, com exceção dos arenosos na presença de lençol freático. Também é composto por pranchas de madeira (peroba), porém, sem espaçamento, ou seja, as pranchas devem estar encostadas umas às outras, além de ser travada transversalmente por estroncas de eucalipto e longitudinalmente por longarinas de vigas de peroba (NUVOLARI, 2011);
- **Escoramento de vala tipo especial:** Pode ser utilizado, quando as valas de assentamento possuírem profundidade de até 4,0 metros e para qualquer tipo de solo, inclusive os arenosos na presença de lençol freático, também pode ser utilizado em substituição ao escoramento contínuo no qual a profundidade está acima de 4 metros. Neste tipo de escoramento as pranchas também são em madeira, mas com o diferencial de apresentar um encaixe macho-fêmea, que não permite a passagem de solo junto com água, seu travamento é feito com longarinas de peroba longitudinalmente e estroncas de eucalipto transversalmente (NUVOLARI, 2011);
- **Escoramento de vala tipo misto (metálico-madeira):** Utilizado para valas com profundidade até 7,5 metros ou mais, é composto por vigas de peroba encaixadas em perfis metálicos do tipo “duplo-T”, a contenção dos perfis é feita por longarinas metálicas do tipo “duplo-T”, que por sua vez, são travadas por estroncas, também metálicas do tipo “duplo-T”. Vale salientar que, o material escavado deve ser colocado a uma distância, no mínimo, igual a profundidade da vala (NUVOLARI, 2011);
- **Escoramento de vala do tipo atirantado:** é utilizado geralmente para valas de grande largura, que por algum motivo, necessite de todo o espaço entre as paredes da vala para a execução dos trabalhos, a estrutura geralmente é do tipo

metálico-madeira, porém, obviamente, sem as estroncas de travamento, que são substituídas por tirantes (NUVOLARI, 2011);

De acordo com os estudos realizados em 1980 pela SABESP, no qual foi realizado um levantamento sobre os custos de construção de redes de esgoto na Região Metropolitana de São Paulo, foi concluído que os fatores de maior expressão no custo total de uma obra são os observado na Figura 12 (ALEM SOBRINHO, TSUTYA, 1999):

**Figura 12 –Custos mais relevantes em obras de esgotamento sanitário**



**Fonte:** Adaptado de TSUTYA, ALEM SOBRINHO, 1999.

Ou seja, a definição dos escoramentos das valas, que necessariamente, é baseada na profundidade da rede e que, por sua vez, é crucial para o custo final da obra, é bastante importante para a realização de um orçamento de sistema de esgotamento sanitário e nesse sentido o mesmo deve ser avaliado com bastante cautela para que não só todos os critérios de economia, mas também de segurança sejam satisfeitos.

## 4 METODOLOGIA

A fim de alcançar os objetivos deste trabalho, será discorrido a seguir a metodologia de estudo adotada para o traçado e o dimensionamento do sistema de esgotamento sanitário do loteamento Miguel Arraes de Alencar, localizado na cidade de São Vicente Férrer-PE, também será tratado neste capítulo acaracterização da cidade e as alternativas adotas para analisar o projeto com o propósito de escolher, no capítulo 5, a mais viável do ponto vista técnico-econômico.

Assim, este capítulo versará inicialmente sobre a caracterização e identificação do local escolhido para a elaboração do projeto, bem como da cidade em que fica localizado, em seguida será definido o cálculo das contribuições de esgoto e sua determinação, logo depois, com o auxílio do software adotado, será realizado o estudo do traçado, definido os critérios para o dimensionamento, culminando no dimensionamento e na formulação das alternativas a serem estudadas.

### 4.1 CARACTERIZAÇÃO DO MUNICÍPIO DE SÃO VICENTE FÉRRER – PE

São Vicente Férrer é um município brasileiro do estado de Pernambuco. A cidade é formada pelos distritos de: Sijiri e por povoados como a Chã do Esquecido e também sítios/povoados como Mirim, Condado, Mundo Novo, Mata Limpa, Chã de Rosa, Chã do Aleixo, Sipo Branco, Estreito, Oito porcos, dentre outros (PREFEITURA DE SÃO VICENTE FÉRRER, 2020).

O município pernambucano é conhecido como a “terra da banana”, conferido por meio de lei estadual que a considerou como a capital estadual da banana, tornando o município mundialmente famoso por sua cultura e festas tradicionais, advinda do plantio e cultivo da fruta (PREFEITURA DE SÃO VICENTE FÉRRER, 2020).

A cidade teve, teve seu povoamento iniciado por volta de 1852, quando alguns cidadãos decidiram estabelecer uma feira livre próximo a uma árvore, existente ao redor da região que hoje pertence ao município. A partir do desenvolvimento do povoado, foi construída uma igreja em homenagem a São Vicente, um santo do catolicismo, nas proximidades do local.

Em 11 de setembro de 1928 foram criadas as vilas de São Vicente e Bom Jardim, porém, após alguns acontecimentos relacionados à mudança de sede e também de denominação dos distritos, foi sancionada a Lei estadual nº 1818, em 30 de dezembro de 1953, transformando

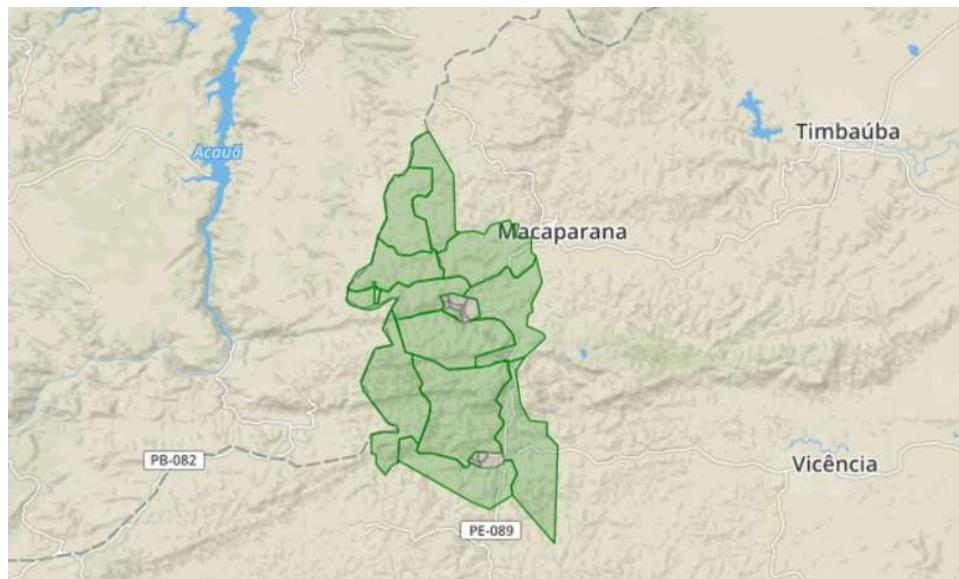
estes locais em um cidade, que obteve o nome do santo padroeiro, ficando o município São Vicente Férrer (IBGE, 2017).

#### **4.1.1 Localização**

A cidade de São Vicente Férrer-PE fica localizada na mesorregião Agreste e na microrregião Médio Capibaribe do estado de Pernambuco, a cerca de 85 km da capital Recife, tendo como cidades vizinhas os municípios de Vicência (ao leste), Orobó-PB (ao oeste), Machados (ao sul) e, Macaparana (ao norte), está última fica situado a 7 km de São Vicente Férrer e representa a maior cidade das redondezas (BRASIL - MME, 2005; CIDADE BRASIL, 2019).

Na Figura 13, é possível observar melhor a localização geográfica do município, bem como sua área delimitante. Atualmente a cidade ocupa 119,7 km<sup>2</sup> de área municipal, o que representa 0,12% da área do estado a qual faz parte, o acesso a cidade é realizado pela BR-232/408 e PE-090/089 (BRASIL - MME, 2005).

**Figura 13 – Localização geográfica do município de São Vicente Férrer-PE**



**Fonte:** INFOSANBAS, 2010.

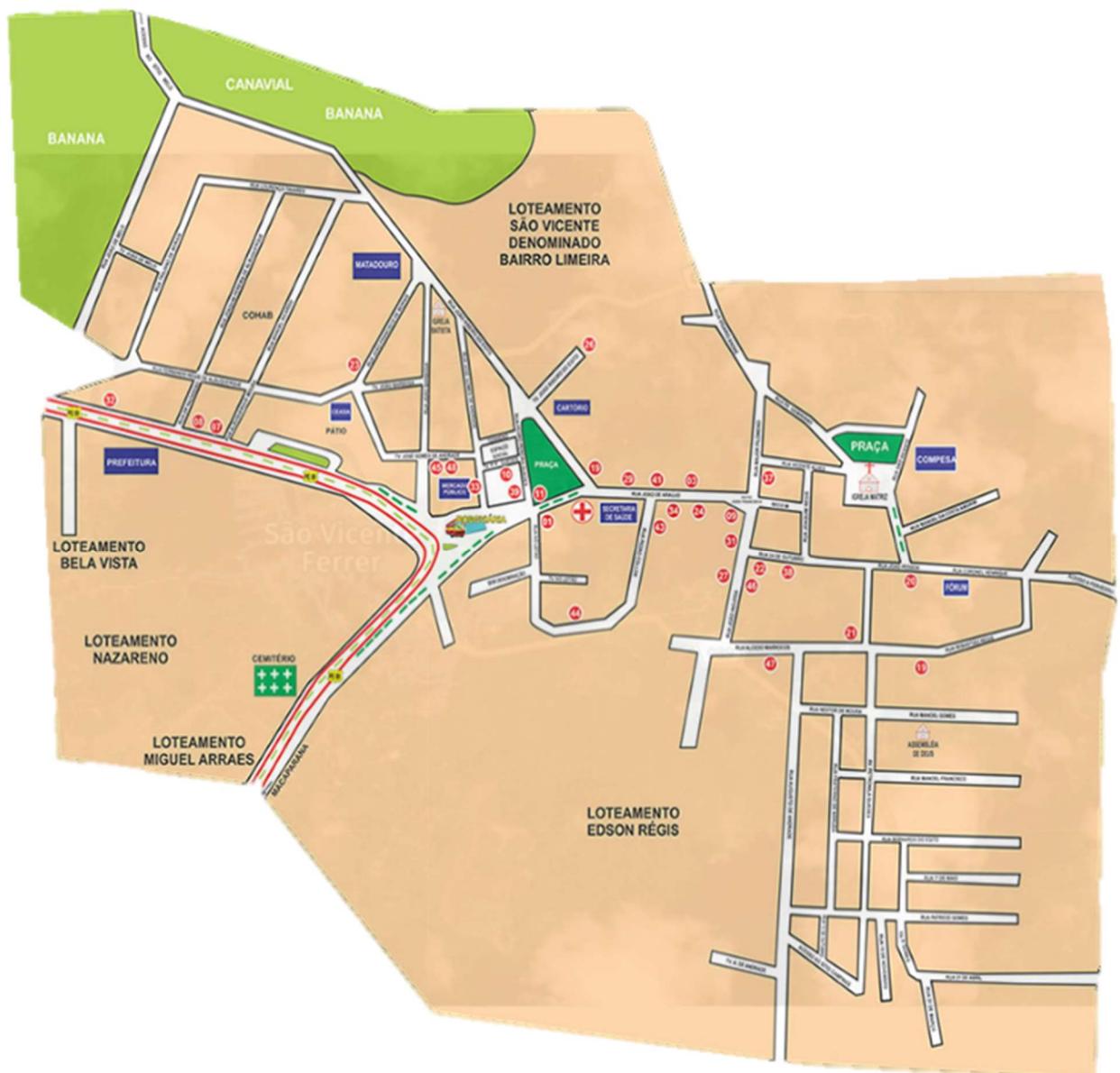
#### **4.1.2 Aspectos Socioeconômicos**

De acordo com o censo demográfico do IBGE, realizado em 2010, a população residente total é de 17.000 pessoas, sendo 11.221 (66%) habitantes residentes na área urbana e 5.799

(34%) residentes na área rural. A cidade possuía uma densidade demográfica de 149,14 hab./km<sup>2</sup>. O Índice de Desenvolvimento Humano Municipal (IDH-M) em 2010 era de 0,0549, o que situa a cidade em 185º no ranking estadual e em 5570º no nacional (IBGE, 2010b).

A Figura 14, demonstrada anteriormente, apresenta o mapa da cidade pernambucana, com indicações, por exemplo, dos diversos loteamento que compõe a mesma, entre eles o loteamento Miguel Arraes de Alencar, loteamento de interesse do estudo, bem como a localização das instalações da COMPESA e de outros órgãos importantes da cidade, como o Hospital, a Prefeitura, o cartório, a Secretaria de Saúde, o cemitério, o matadouro da região e os locais de cultivo e plantio de bananas.

**Figura 14 – Mapa da cidade de São Vicente Férrer-PE**



**Fonte:** TELEREGIÃO, 2017.

#### 4.1.3 Situação da coleta de esgoto sanitário

O local, objeto deste projeto e, que delimita o loteamento Miguel Arraes de Alencar é oriunda de uma situação de esgotamento sanitário inexistente, devido a não habitação do local anteriormente. No que diz respeito às regiões circunvizinhas, também não existe coleta de esgoto no município logo, todo o despejo de esgoto da população da cidade é realizada de maneira individual para rede pluvial, tanque sépticos ou do tipo rudimentar, valas, ou outro tipo de escoadouro, como já foi mencionado no item 3.5 deste trabalho.

#### 4.2 DELIMITAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A implantação do projeto de rede de esgotamento sanitário estudada abrange o Loteamento Miguel Arraes de Alencar, localizado às margens da Rodovia estadual PE-089 (Figura 15) na zona rural da cidade de São Vicente Férrer em Pernambuco, e que tem como gestor a prefeitura municipal da cidade.

**Figura 15 – Delimitação do loteamento Miguel Arraes de Alencar**



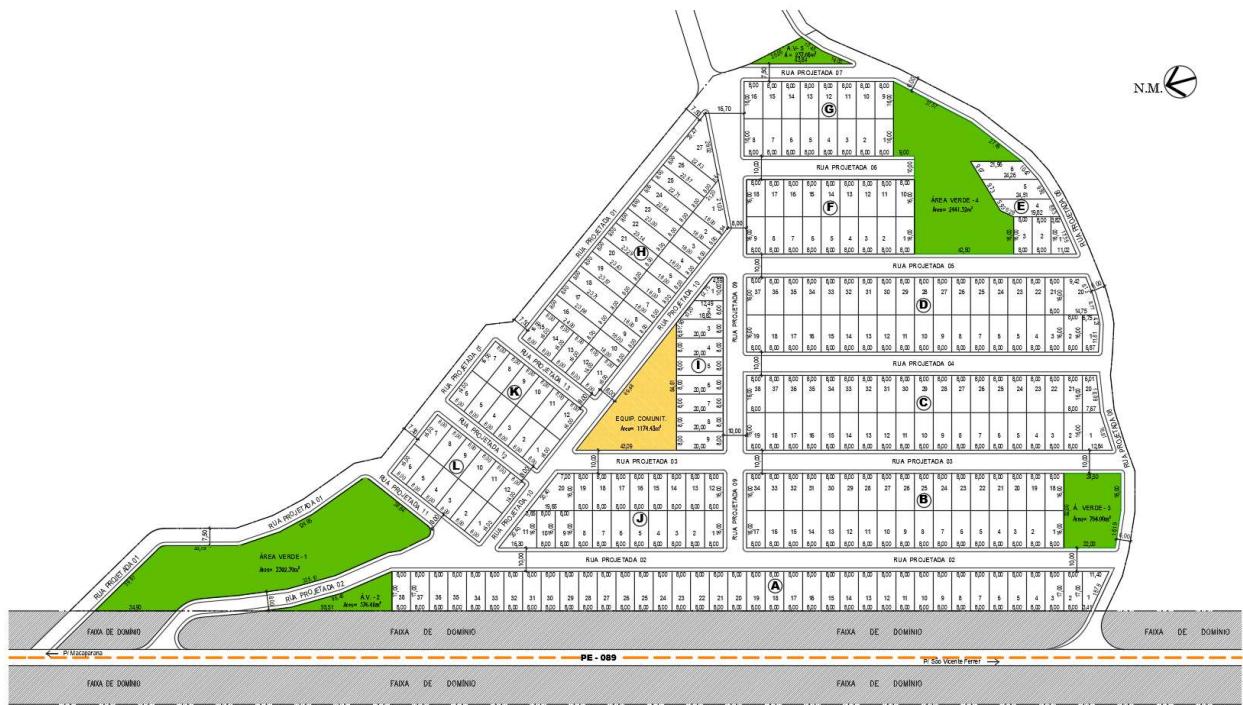
**Fonte:** AUTORA, 2020.

O loteamento Miguel Arraes de Alencar foi projetado com uma área total de 63.580,46 m<sup>2</sup>, ou seja aproximadamente 6,3 hectares, limitando-se ao norte e ao leste com propriedades

privadas, ao sul com o cemitério municipal da cidade, em parte, e também com propriedade privada e ao oeste com as margens da Rodovia PE-089. O Miguel Arraes de Alencar é organizado em 12 quadras identificadas por ordem alfabética de “A” a “L”, como pode ser visto na Figura 16, possuindo 267 lotes (economias) no total, que juntos somam uma área de 35.806,49 m<sup>2</sup>, representando cerca de 56,32% da área total. Os lotes possuem uma área média de 128,00 m<sup>2</sup> com uso previsto para área do tipo residencial.

Além disso, esta propriedade conta ainda com ambientes de caráter público, são eles: áreas verdes em solo natural que ocupam cerca de 7.121,85 m<sup>2</sup> (11,20%), áreas de vias de circulação representando cerca de 19.477,69 m<sup>2</sup> (30,63%) e áreas de equipamentos comunitários com uma área próxima de 1.174,43 m<sup>2</sup> (1,85%). Na Figura 16 pode-se observar de maneira geral o projeto arquitetônico do loteamento em questão, com a demarcação de seus lotes, quadras, áreas verdes, área de equipamento comunitário e as margens da rodovia, o projeto também consta nos Anexo A deste trabalho em escala menor para visualização mais detalhada.

**Figura 16 – Projeto Arquitetônico do loteamento Miguel Arraes de Alencar-PE**



**Fonte:** AUTORA, 2020.

Ao se estudar as alternativas para a concepção do projeto de esgotamento sanitário de uma região, é interessante delimitar as bacias sanitárias, denominadas como o conjunto de áreas esgotadas esgotáveis na qual o esgoto flui para um único ponto de concentração (ABNT, 1986a). Desse modo, dentro da área de projeto foi realizado a divisão em sub-bacias de

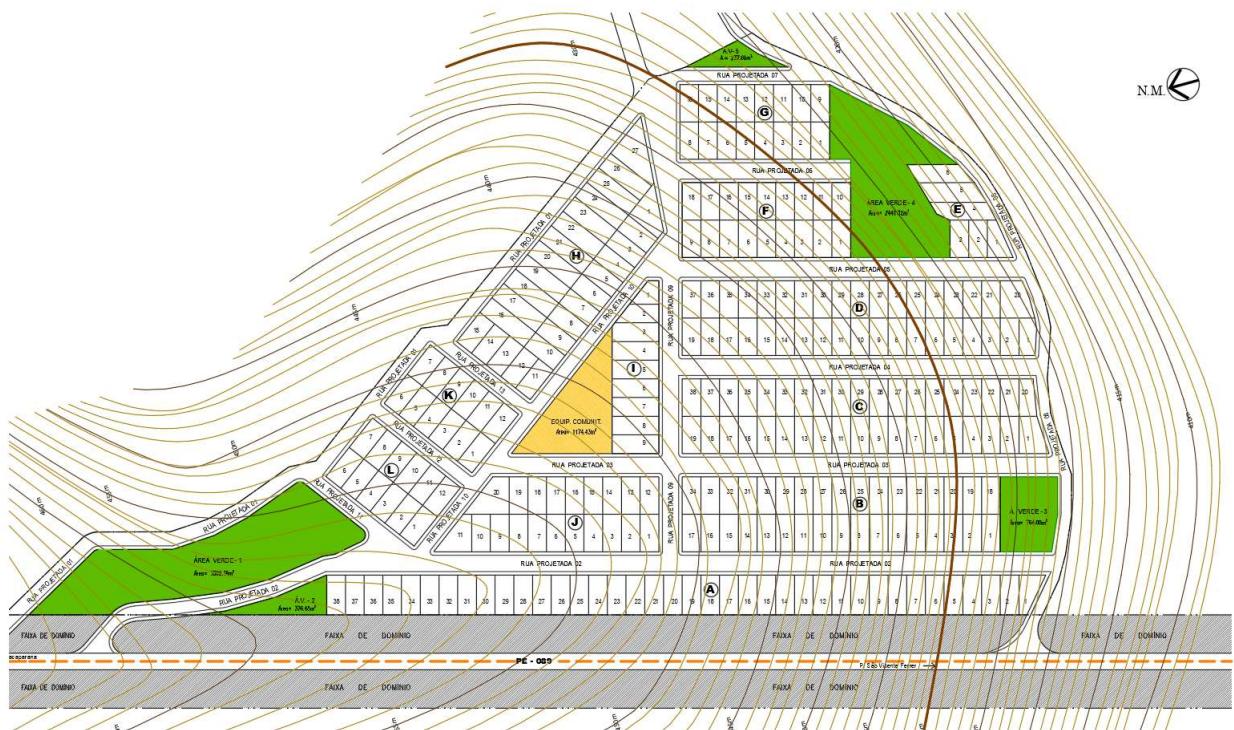
esgotamento, definição essa realizada de acordo com a topografia do local, e também de acordo com a localização da tubulação e orientação do escoamento do esgoto, como será observado adiante.

## 4.3 TOPOGRAFIA

O levantamento e projeto topográfico do loteamento foi realizado por empresa terceirizada, por meio do software AutoCAD, e após concluído, foi disponibilizado no formato dwg (Figura 17). Este projeto é de extrema importância para a concepção de projeto e execução de obras de saneamento. O projeto possui todos os seus pontos georreferenciados e acompanha curvas de nível (principal e secundária), distantes um metro entre si, bem como, o levantamento das cotas topográficas dos pontos ao longo dos arruamentos.

A partir da planta topográfica e de todas as informações constantes no projeto foi possível delimitar, a localização das tubulações, a orientação do escoamento dos efluentes, o traçado da rede, as sub-bacias e também a localização dos dispositivos de limpeza.

**Figura 17 – Projeto topográfico do loteamento Miguel Arraes de Alencar-PE**



**Fonte:** AUTORA, 2020.

A Figura 17 pode ser melhor visualizada na prancha topográfica fornecida pela Prefeitura de São Vicente Férrer que se encontra no Anexo A deste trabalho.

#### 4.4 ALCANCE DE PROJETO

O sistema do loteamento Miguel Arraes foi projetado considerando-se um alcance (horizonte) de projeto de 30 anos, compreendido entre os anos de 2020 e 2050, já que a COMPESA (2019) determina em sua Norma Interna GPE-NI-00-01, que trata sobre diretrizes gerais para elaboração dos projetos de rede coletora de esgoto, um alcance mínimo de 25 anos contados a partir da implantação do sistema projetado.

#### 4.5 PARÂMETROS DE CÁLCULO PARA CONTRIBUIÇÕES DE ESGOTO

Como já indicado, para a determinação das contribuições de esgoto que passarão na rede ao longo de sua operação, é necessário predefinir alguns parâmetros de cálculo. No que diz respeito a elaboração do projeto do loteamento pernambucano, foi realizado um estudo da população local, de modo a obter uma estimativa populacional coerente a fim de utilizar os dados para alimentar o software de dimensionamento de rede, também foi adotado valores, de acordo com determinação da norma vigente, para os coeficientes de vazão e de retorno, conforme será demonstrado a seguir.

##### 4.5.1 Projeção populacional de São Vicente Férrer-PE

O método escolhido e aplicado para a projeção populacional, no que diz respeito ao projeto de esgotamento sanitário do loteamento Miguel Arraes de Alencar, foi o método dos mínimos quadrados, devido à grande complexidade em se obter outros dados do município São Vicente Férrer-PE e de outros loteamentos, dados esses, necessários para a adoção dos métodos indicados por Heller, Pádua (2006), com exceção da série histórica obtida por meio do IBGE, e apresentada a seguir, série histórica essa que, como indicado pela NBR 12211:1992 pode ser utilizada na aplicação do método dos mínimos quadrados.

É importante destacar que, para o estudo da população do loteamento, a regressão é do tipo linear, pois a estimativa do valor da população é dependente apenas do tempo, ou seja, uma única variável independente. Alguns tipos de funções, podem ser utilizadas para estimar os parâmetros pelo método dos mínimos quadrados, sendo eles: função linear; função potencial; função exponencial; função logarítmica.

Para estabelecer a projeção populacional e também a taxa de crescimento do município foi realizado, inicialmente, a coleta de dados referente ao número de habitantes por meio dos dados censitários do IBGE.

A Tabela 4 apresenta o número de habitantes, referente ao município de São Vicente Férrer, e seu respectivo ano. Vale lembrar que os anos de 2018 e 2019 apresenta dados estimadas pelo IBGE.

**Tabela 4 – Número de habitantes residentes no município São Vicente Férrer-PE**

Ano	Número de habitantes
2000	16.004
2010	17.000
2018	17.950
2019	18.018

**Fonte:** Adaptado do IBGE, 2010b.

A partir dos dados da Tabela 4, foi realizado então, por meio do software de planilha eletrônica Excel, o método dos mínimos quadrados e assim obteve-se as curvas do tipo linear, potencial, exponencial e logarítmica, cada curva, ajustada por meio de uma linha tendência; além das linhas tendências também foi obtido as equações de cada e a partir da comparação dos coeficientes de determinação ( $R^2$ ), foi feito a escolha da função que melhor se ajustou ao conjunto de dados censitários uma vez que garantiu o maior coeficiente de determinação ( $R^2$ ), medida de ajustamento do modelo estatístico linear generalizado.

A patir da equação da curva que melhor se ajustou aos pontos dos dados censitários foi obtido a estimativa populacional da cidade para os anos de início e fim de plano do projeto. Em seguida foi determinado a estimativa populacional do loteamento, levando em consideração que o loteamento cresce na mesma proporção que a cidade, já que embora a população do loteamento a princípio seja constante e o mesmo seja de caráter público, podem existir construções irregulares nos lotes, devido ao aumento da família ou até mesmo lotes que apresentem quantidades de habitantes não uniforme.

Os resultados referentes a estimativa populacional da cidade e do loteamento estão expostos no item 5.1 deste trabalho.

#### **4.5.2 Coeficientes de variação de vazão**

Devido a inexistência de dados medidos em campo para o loteamento de estudo, foram adotados, para a elaboração do projeto de esgotamento sanitário de Miguel Arraes de Alencar, os valores preconizados pela norma vigente NBR 9649:1986 , são eles: 1,20 e 1,50, respectivamente, para o coeficiente  $K_1$  e  $K_2$ .

#### **4.5.3 Coeficiente de retorno**

No projeto de esgotamento sanitário do loteamento Miguel Arraes de Alencar, foi adotado um coeficiente de retorno de 0,8, conforme recomendação da NBR 9649:1986, que indicado este valor para casos em que inexiste dados locais oriundos de pesquisas, que é o caso de São Vicente Férrer-PE.

#### **4.5.4 Consumo efetivo per capita de água e esgoto**

Sendo um parâmetro bastante variável, a maneira de determiná-lo também varia de acordo com os dados adotados pelo projetista. Atualmente, alguns livros e estudos bibliográficos determinam valores médios de consumo efetivo *per capita* de água para algumas cidades, no entanto, no caso de cidades como São Vicente Férrer, esse consumo não está estabelecido e deve ser estimado para que o coeficiente seja estimado de maneira correta no projeto.

Dessa forma, a metodologia adotada para determinação do consumo efetivo *per capita* da cidade pernambucana foi baseada a partir da análise dos dados obtidos no SNIS e também na documentação da principal prestadora de serviço do Estado, a COMPESA, que apresenta em seu site algumas normas, dentre elas, a Norma de Projetos de Engenharia (NPE-002-02), que estabelece diretrizes gerais para estimativa de consumo *per capita* de água.

A norma NPE-002-02 da Compesa ([2018?]) estabelece em seu item 3.1.1 que deve-se adotar o valor de 150 l/hab.\*dia para o consumo de água *per capita* em municípios que apresente entre 4.000 e 50.000 habitantes em fim de plano, caso da cidade pernambucana de São Vicente Férrer, que apresentará 21.922 habitantes em 2050, segundo estimativas obtidas no momento da projeção populacional da cidade ( item 5.1.1)

Para a determinação do consumo efetivo *per capita* de água, a partir do dado de consumo *per capita* de água da COMPESA, definido acima, é importante determinar também uma porcentagem média das perdas na distribuição<sup>15</sup>, este dado pode ser estimado, ou ainda determinado com base nos dados do SNIS, no entanto, como os valores constantes no SNIS são altos, entre 50% e 60%, e o mesmo é referente à cidade e não ao loteamento, bem como levando em consideração que o projeto é referente à um loteamento récem-construído, o que consequentemente acarretará em perdas mais reduzidas, foi estimado para este projeto um índice de perdas de 25%.

O SNIS, como dito anteriormente, também apresenta dados referente ao consumo médio efetivo *per capita* de água<sup>16</sup> da cidade, dados estes que também poderiam ser utilizados para o loteamento, porém, analisando esses dados, foi observado que utilizar o dado orientado pela COMPESA traria um consumo efetivo *per capita* maior e consequentemente uma pior situação para o projeto.

Diante das justificativas acima, o consumo efetivo *per capita* de água do loteamento, para início e fim de plano, foi estimado por meio da equação 1, conforme observado a seguir:

$$\begin{aligned} q_e &= q * (1 - I) \\ q_e &= 150 * \left(1 - \frac{25}{100}\right) \\ q_e &= \mathbf{112,5 \text{ l/hab.* dia}} \end{aligned}$$

A critério de análise, a Tabela 5 apresenta os possíveis valores que o consumo efetivo *per capita* de água poderia admitir ao se adotar apenas os dados do SNIS 2018, os dados médios do SNIS de 2006 a 2018 ou, o dado de consumo da COMPESA com a utilização de 25% de perdas na distribuição. Qualquer um dos valores poderia ser utilizado como o consumo efetivo *per capita* da rede, já que estão baseados em órgãos estimadores desse tipo de parâmetro.

No entanto, como a estimativa foi realizada para o loteamento e não para o município como um todo, então foi arbitrariado uma perda de 25% para a rede, considerando que a rede do loteamento será nova e não apresentará muitas perdas na distribuição, e adotou-se o consumo *per capita* de água estabelecido na própria prestadora de serviço. É possível observar, em vermelho, na Tabela 5, a estimativa adotada para o projeto.

---

<sup>15</sup> A perda na distribuição “[...] informa o percentual do volume de água distribuído que é perdido até a apuração do volume consumido pelos usuários, seja por questões técnicas (vazamentos) ou comerciais (fraudes, hidrometria deficiente etc.)” (ARES-PCJ, 2014, p. 21). Este parâmetro pode ser obtido por meio do IN049 do SNIS.

<sup>16</sup> O consumo médio *per capita* de água é representado pelo indicador IN022 do SNIS, esse indicador “[...] é a média diária, por indivíduo, dos volumes utilizados para satisfazer os consumos domésticos, comercial, público e industrial” (BRASIL- MDR, 2016, p. 38).

**Tabela 5 –Consumo efetivo *per capita* de água para São Vicente Férrer-PE**

Consumo per capita de água (l/hab.*dia)	Índice de perdas na distribuição (%)	Consumo efetivo per capita de água (l/hab.*dia)
-	-	83,70 (SNIS 2018-IN022)
-	-	94,18 (Média SNIS 2006/2018-IN022)
<b>150 (COMPESA)</b>	<b>25,00</b>	<b>112,50</b>

**Fonte:** AUTORA, 2020.

#### 4.6 DETERMINAÇÃO DAS CONTRIBUIÇÕES DE ESGOTO

Todas as contribuições de esgoto, bem como as vazões de dimensionamento de cada trecho foram calculadas automaticamente com o auxílio do software CEsg, a partir da definição de todos os parâmetros de cálculo e critérios de dimensionamento, como que será melhor detalhado a seguir.

É importante destacar nesse momento que, no que diz respeito ao loteamento pernambucano, para que fosse possível determinar a vazão de infiltração do sistema, por meio do CEsg, foi adotado o valor arbitrário de 0,1 l/s\*km para a taxa de contribuição de infiltração devido a insuficiência de informações determinantes para estabelecer dados mais precisos, como a falta de um laudo de sondagem da área (laudo de estudo e reconhecimento do subsolo para efeito de implantação de uma estrutura). Com relação ao comprimento da rede ( $L_{rede}$ ) o valor é estimado mediante o traçado da rede coletora de esgoto no próprio software.

A critério de conhecimento, os valores das vazões de esgoto sanitário foram respectivamente 1,30 l/s e 1,86 l/s para início e fim de plano, já considerando os respectivos coeficientes nas vazões domésticas.

#### 4.7 ESTUDO DO TRAÇADO DA REDE COLETORA DO LOTEAMENTO

A seguir será detalhado a metodologia que foi realizada para a definição do traçado e dimensionamento da rede coletora de esgoto do loteamento Miguel Arraes de Alencar, concebido conforme as normas brasileiras vigentes e com o auxílio de um software de computador destinado para tal.

Neste cenário, **quatro alternativas de concepção** foram elaboradas e, posteriormente, estudadas para definir o projeto em questão, no qual foi escolhido apenas uma concepção, a melhor dentre as analisadas em relação ao custo benefício, para compor o projeto. Estas alternativas de concepção se diferenciam pela adoção de valores diferentes do parâmetro tensão trativa mínima, que será melhor explanado adiante e que é um importante critério na concepção de redes de esgoto, devido sua grande importância para o funcionamento do sistema.

Dito isso, em relação ao traçado da rede de esgotamento, é importante definir primeiramente a distância máxima que deve ser atendida entre os órgãos acessórios. Nessa perspectiva, a COMPESA, prestadora de serviços do município de Pernambuco, em sua Norma Interna SOP 092, que estabelece critérios e procedimentos para a elaboração e acompanhamento de estudos e projetos de sistema de Esgotamento Sanitário (SES), esclarece seu item 5.3.2.2.2.3 que a distância máxima entre PV's deve seguir a Tabela 6:

**Tabela 6 – Relação entre o diâmetro das tubulações e a distância máxima entre os PV's**

Diâmetro (mm)	Distância máxima entre PV's (m)
150/200	80
250/300	90
350/500	100
550/700	110
>700	120

**Fonte:** Adaptado da COMPESA, 2004.

É importante destacar aqui que, inicialmente, no momento de traçado da rede coletora de esgoto do loteamento foi utilizado como distância máxima entre PV's o valor de 100 m, para que primeiro fosse possível observar a ordem de grandeza do diâmetro que iria ser calculada na planilha de resultados do programa, posteriormente, após observar que os diâmetros da rede ficaram em 150 mm, foi realizado ajustes no traçado da rede e considerado em projeto a distância máxima entre os PV's como sendo 80 m (valor em vermelho na Tabela 6), que é a distância determinada pela COMPESA em Pernambuco para o diâmetro calculado.

#### 4.7.1 Utilização do software CEsg para o traçado e dimensionamento da rede

Para o traçado e dimensionamento da rede coletora de esgoto do loteamento Miguel Arraes de Alencar foi utilizado o software computacional CEsg, versão 7.0.1 (jan/2002), desenvolvido pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH) para a empresa Tubos e Conexões Tigre Ltda, com o objetivo de dimensionar redes urbanas de esgotamento sanitário, o programa opera no ambiente Windows e tem compatibilidade com o AutoCAD<sup>17</sup>, possui interface bastante intuitiva e de fácil compreensão, além de obedecer às normas brasileiras de dimensionamento. É um pacote aberto ao público e tanto seu acesso como sua utilização são gratuitos (FCTH, 2006).

O CEsg é um dentre os 3 softwares mais conhecidos do mercado brasileiro destinado ao dimensionamento de redes de esgoto sanitário, e também indicado por alguns autores importantes da área, quando o assunto é dimensionamento. É importante destacar aqui que para a realização dimensionamento de qualquer rede coletora de esgoto no país, não deve ser utilizados softwares internacionais pois a grande maioria, a exceção dos países latinos americanos, não adotam os conceitos de tensão tratativa e de velocidade crítica, conceitos importantes para dimensionamento da rede em nosso país e que serão tratados adiante (ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999).

O software CEsg foi utilizado com o objetivo de realizar o traçado da rede coletora, bem como determinar os seguintes elementos:

- a) **Elementos Hidráulicos:** vazão nos trechos da rede, velocidade, e relação entre lâmina d'água e diâmetro.
- b) **Elementos Construtivos:** cotas dos coletores de montante e jusante, cotas do terreno de montante e jusante de cada trecho, profundidade e largura da vala de assentamento da tubulação, recobrimento do coletor, desniveis, declividades, seções e tipos de escoramento.

Além de dimensionar a rede e ajudar, consequentemente, na realização de simulações e ensaios que permite a seleção da melhor alternativa a ser escolhida, o CEsg também possui o diferencial de permitir que o usuário gere as planilhas de dimensionamento e orçamento, que

---

<sup>17</sup> Software criado, desde de 1982, e desenvolvido pela Autodesk utilizado para diversas áreas como a construção civil e indústria automobilística, com o objetivo de auxiliar e facilitar a criação de desenhos técnicos e desenvolvimento de projetos em duas ou três dimensões. Utilizada uma tecnologia do tipo CAD (Computer Aided Design ou projeto assistido por computador) (AMARAL, 2019).

podem ser exportadas para o Excel, bem como plantas e perfis longitudinais dos coletores, que podem ser exportados para o AutoCAD.

O sistema de esgotamento sanitário do loteamento localizado em Pernambuco foi projetado para ser implementado em uma etapa única e para atender a população de final de plano (2050) com a utilização de tubulações do tipo PVC<sup>18</sup> e em superfícies sem revestimento, ou seja, ruas em solo natural.

#### **4.7.2 Concepção do traçado da rede coletora de esgoto do loteamento**

Com relação à concepção do traçado da rede do loteamento pernambucano, realizado no sistema CEsg, foi feito, inicialmente, a preparação da planta baixa do loteamento no AutoCAD, que consistiu em uma limpeza e supressão de *layers*<sup>19</sup>, textos e cotas do projeto topográfico, fornecido pela prefeitura de São Vicente Férrer, e que para o projeto de sistema da rede de esgoto eram dispensáveis.

O projeto permaneceu contendo apenas os elementos necessários para a exportação no CEsg, ou seja, foi exportado apenas os *layers* referentes às curvas de nível principais e secundárias – com seus devidos pontos referenciados –, os lotes, as quadras, a estrada, as ruas e o equipamento comunitário, a exportação foi feita com o arquivo de AutoCAD em extensão do tipo DXF (drawing interchange file)<sup>20</sup>, extensão compatível com o CEsg.

O traçado do loteamento pernambucano no software foi idealizado com o intuito de iniciar a rede nos pontos que possuem cotas mais elevadas e, finalizar nos pontos de cotas mais baixas, de acordo com as curvas de nível, a fim de que o escoamento dos fluídos seguisse por meio gravitacional. O traçado seguiu ainda, sempre que possível, as declividades do terreno, de modo a evitar as declividades que fossem contrárias a topografia, com exceção de trechos curtos, ou trechos de passagem do coletor tronco, no qual não se obteve outra opção.

Após a exportação da planta em DXF, foi realizado todo o traçado da rede no sistema, conforme o arranjo topográfico idealizado e explicado acima, bem como com a determinação da localização dos poços de visita, de modo a não exceder a distância máxima adotada, como

---

<sup>18</sup> O policloreto de vinila (PVC) é um material polímero do tipo termoplástico utilizado para diversas finalidades, principalmente para a produção de tubulações e conexões de água e esgoto.

<sup>19</sup> Os layers, que em português significa camadas, é método principal para organizar os objetos em um desenho por função ou finalidade (AUTODESK, 2018).

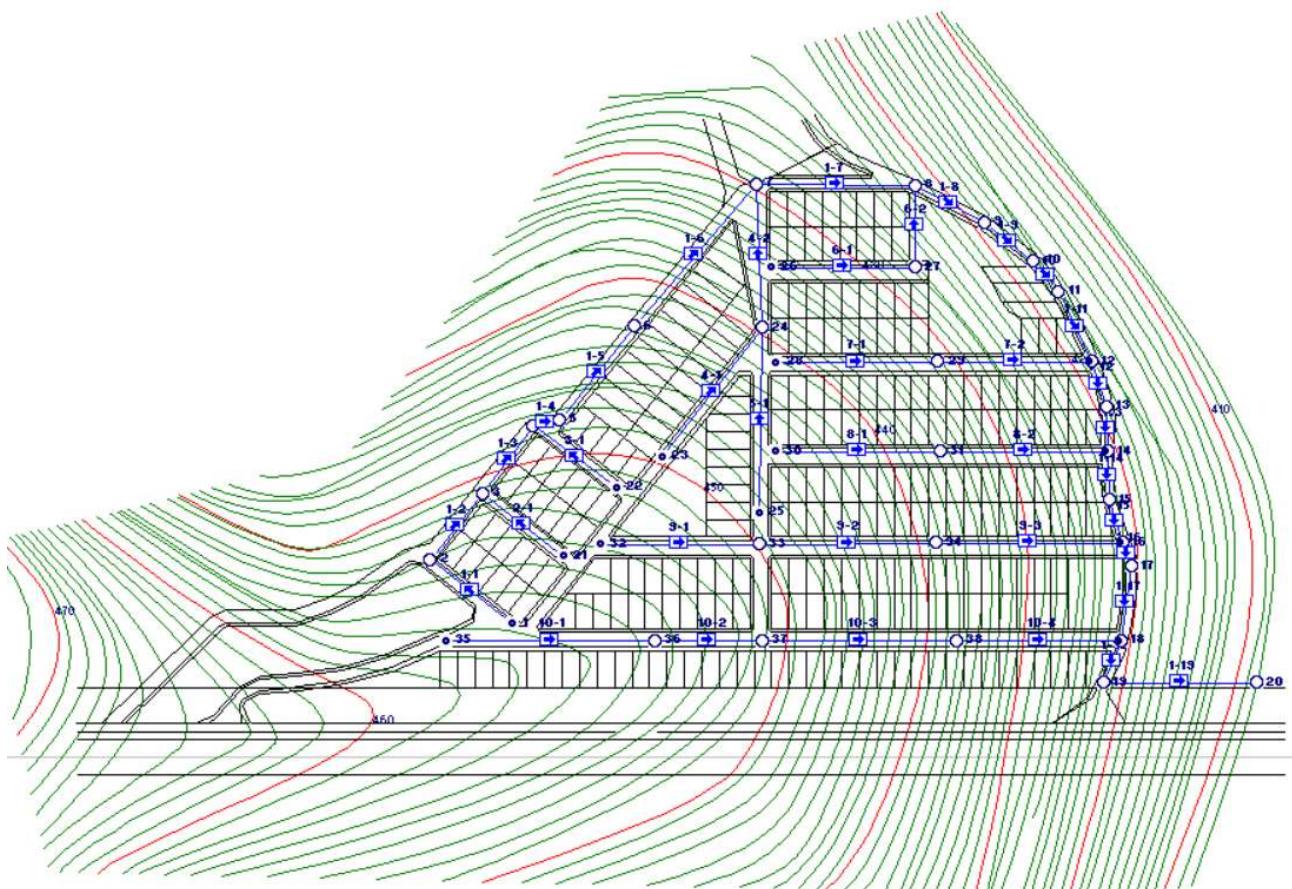
<sup>20</sup> O formato DXF foi desenvolvido pela Autodesk com o intuito de permitir a interoperabilidade de dados do arquivo entre o AutoCAD e outros programas (ANDRÉ, 2017).

já explicado anteriormente, de 80 metros, concomitantemente a isto, foi definido também os trechos e o sentido de escoamento do esgoto.

A Figura 18 apresenta as curvas de nível principais (em vermelho) e secundárias (em verde); os lotes, quadras, estrada, ruas e equipamento comunitário (em preto); além dos poços de visita (círculos azuis) e trechos do traçado (linhas azuis) com o sentido de escoamento do fluido, ambos desenhados pelo software. Também é possível visualizar melhor o traçado da rede no projeto final apresentado no Apêndice G e H deste trabalho.

Considerando os aspectos até agora mencionados e, realizado os estudos necessários, pode-se dizer que foi obtido uma rede do tipo leque, também chamada espinha de peixe, esse tipo de traçado, segundo Alem Sobrinho e Tsutiya (1999) é apropriado para terrenos acidentados, no qual o coletor tronco se localiza na parte baixa da bacia e a partir dele incidem os coletores secundários compondo um formato em tipo de leque, caso do projeto em questão.

**Figura 18 – Traçado da rede coletora de esgoto do loteamento no software CEsg**

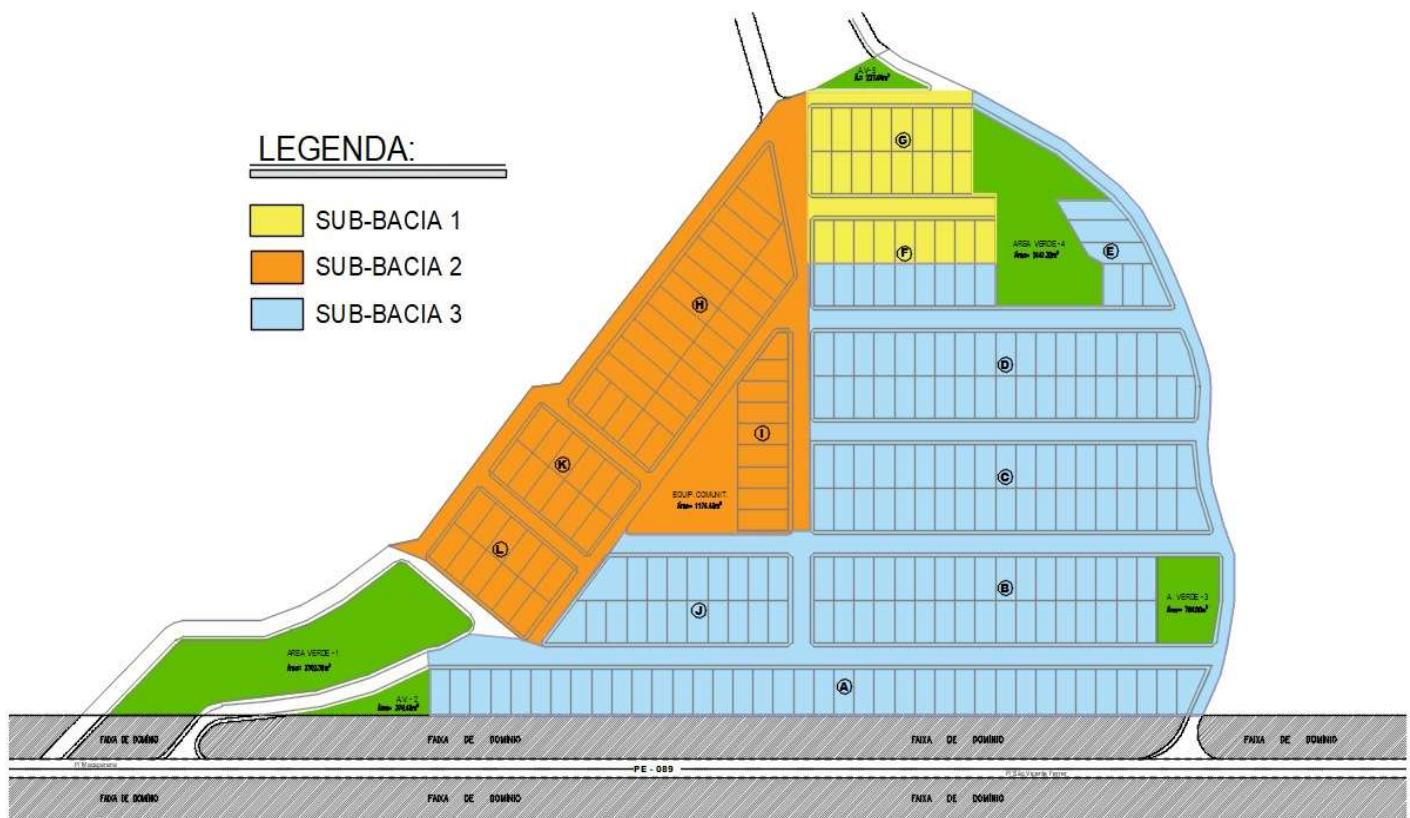


**Fonte:** Adaptada do CEsg, 2020.

#### 4.7.2.1 Delimitação das sub-bacias de esgotamento

A rede traçada possibilitou a origem de três sub-bacias na composição da bacia de esgotamento do loteamento, as sub-bacias foram definidas de modo que o conjunto de tubulação que a compreende esteja direcionando o esgoto para um único ponto, a delimitação das sub-bacias podem ser observadas na Figura 19, de acordo com sua cor correspondente.

**Figura 19 – Delimitação das sub-bacias de esgotamento do loteamento**

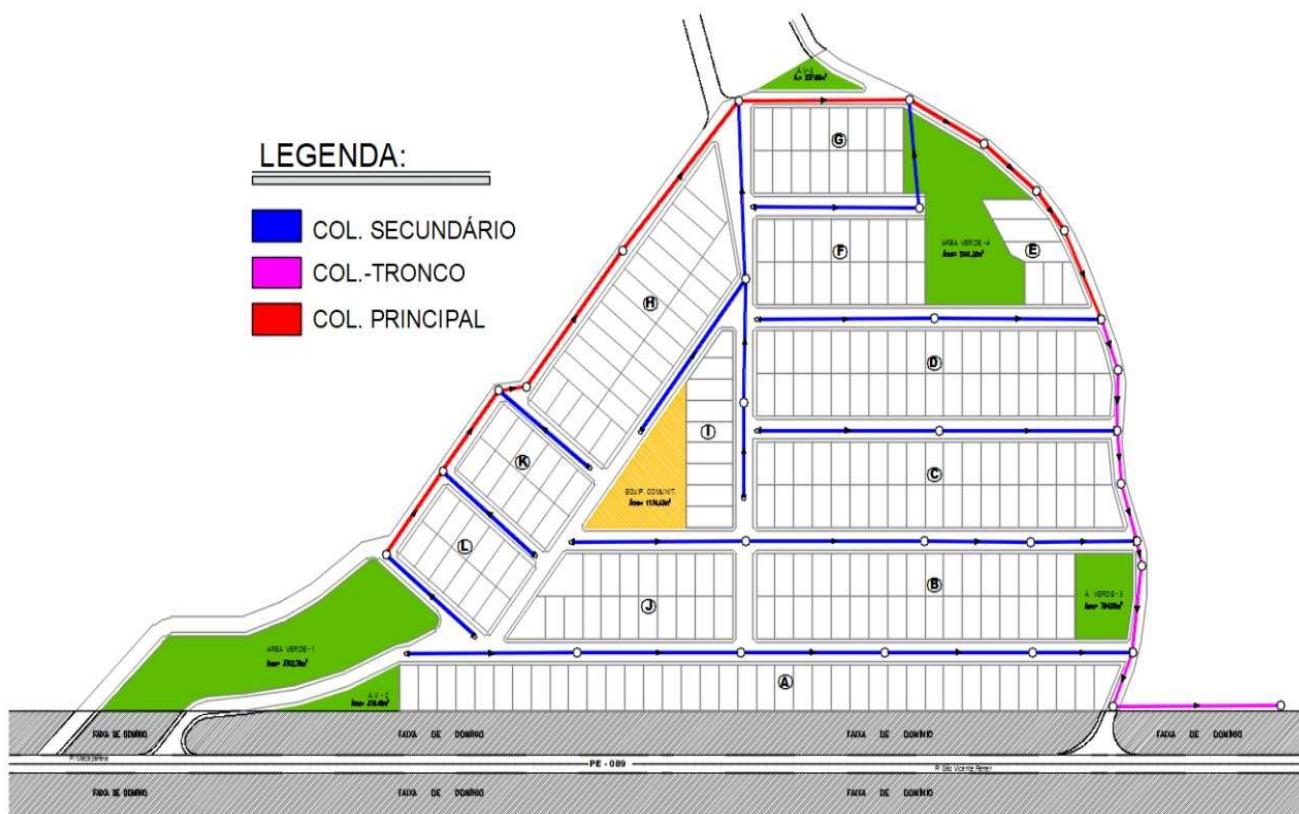


**Fonte:** AUTORA, 2020.

Já na Figura 20 também pode ser observado a localização e os tipos de coletores de esgoto que compõe o traçado da rede, conforme denominações já explicadas anteriormente no item 3.7.1.1.

Com relação ao assentamento e localização das tubulações de esgoto na via pública, foi considerado que as tubulações serão assentadas no leito da via de tráfego, também chamada eixo do leito carroçável (eixo central da rua) a fim adotar o recobrimento mínimo de maior valor (90 cm), ou seja, a pior situação para o projeto em questões de custo, esse assunto será melhor comentado adiante. O projeto constitui ainda uma rede do tipo simples, ou seja, quando é assentado apenas uma tubulação por via.

**Figura 20 – Tipos e localização dos coletores de esgoto na rede do loteamento**



**Fonte:** AUTORA, 2020.

#### 4.8 CRITÉRIOS PARA O DIMENSIONAMENTO DA REDE DO LOTEAMENTO

Após realização do traçado da rede coletora no software, o CEsg exige que o projetista insira dados gerais de entrada para que o software calcule e dimensione a rede. Estes dados de entrada são critérios ou parâmetros específicos do projeto e que devem ser previamente determinados com base nas normas, em dados da prestadora de serviço e também em dados estimados e ou estudados pelo projetista. O dimensionamento foi realizado após a informação destes dados, que por sua vez, se dividem em três abas no programa.

A primeira aba de entrada é referente aos dados de consumo para início e fim de plano, como pode ser observado na Figura 21. Nesta aba tem que ser especificada a população estimada, o consumo efetivo *per capita* de água estimado, além dos coeficientes de vazão ( $K_1$ ,  $K_2$ ) e dos coeficientes de retorno (C) adotados. Todos estes dados já foram definidos para o loteamento Miguel Arraes de Alencar, conforme items 5.1.1, 4.5.2, 4.5.3 e, 4.5.4 deste trabalho, seus valores também podem ser observados na Figura 21.

**Figura 21 – Dados gerais para cálculo: dados de consumo**

Dados de consumo		Dados Gerais	Critérios de Cálculo
<b>Início de Plano</b>		<b>Fim de Plano</b>	
População (hab):	<b>1100</b>	População (hab):	<b>1300</b>
Consumo efetivo per capita (l/hab/dia):	<b>112,5</b>	Consumo efetivo per capita (l/hab/dia):	<b>112,5</b>
Coeficiente de retorno:	<b>0,80</b>	Coeficiente de retorno:	<b>0,80</b>
K1:	<b>1,20</b>	K1:	<b>1,20</b>
K2:	<b>1,50</b>	K2:	<b>1,50</b>

**Arquivo de Resultados:** Não será gravado.

**Fonte:** Adaptada do CEsg, 2020.

A segunda aba, apresentada na Figura 22, no entanto, está direcionada a dados mais gerais. Neste campo o projetista precisa informar qual a vazão mínima considerada, diâmetro mínimo adotado, taxa de infiltração, recobrimento mínimo e profundidade máxima, tensão trativa mínima, velocidade máxima, altura máxima e mínima do degrau e declividade mínima construtiva. Todos esses critérios serão definidos adiante, mas os valores adotados para o projeto do loteamento já podem ser observados na Figura 22, com exceção do parâmetro tensão trativa mínima, que por ser objeto de análise deste trabalho e possuir diversos valores adotados, será melhor discutido adiante.

É importante observar também que há um campo, que pode ser ativado, para numeração automática de nós (dispositivos fixos) e trechos.

**Figura 22 – Dados gerais para cálculo: dados gerais**

Dados de consumo		Dados Gerais	Critérios de Cálculo
<b>Condições de Cálculo</b>			
Vazão Mínima (l/s):	<b>1,50</b>	Tensão Trativa Mínima (Pa):	<b>1</b>
Diâmetro Mínimo (mm):	<b>150</b>	Velocidade Máxima (m/s):	<b>5,00</b>
Taxa de Infiltração (l/s/km):	<b>0,10</b>	Alt. de Degrau Mínima (cm):	<b>20</b>
Recobrimento Mínimo (m):	<b>0,90</b>	Alt. de Degrau Máxima (cm):	<b>50</b>
Profundidade Máxima (m):	<b>8,00</b>	Declividade Mínima Construtiva (m/m):	<b>0,0050</b>
<input checked="" type="checkbox"/> <u>Numeração automática de nós e trechos</u>			

**Arquivo de Resultados:** Ainda não definido

**Fonte:** Adaptada do CEsg, 2020.

A terceira e última aba (Figura 23) que precisa ser alimentada para a execução do dimensionamento pelo software é a aba referente aos critérios de cálculo que o projetista deseja adotar para dimensionamento. Nesta aba existe três subdivisões, são elas:

- **Método de cálculo:** no qual o projetista escolhe o método a ser utilizado no dimensionamento, para o projeto em questão foi adotada a fórmula de Manning, critério mais adotado em dimensionamentos (FCTH, 2006);
- **Ajuste de rugosidade pela velocidade:** critério em que a rugosidade da tubulação é estimada por meio da velocidade calculada no dimensionamento, pode ser adotado um ajuste inferior ou superior, para o projeto foi adotado o inferior, por ser mais otimista (FCTH, 2006);
- **Ajuste de cotas intermediárias:** nesta opção é definido o critério a ser adotado para o cálculo de cotas no dimensionamento dos coletores, o ajuste por meio das curvas de nível é mais preciso e, desse modo, foi adotado para o dimensionamento do loteamento (FCTH, 2006).

Nesta aba também fica disponível as marcações para adoção de rede 100% plástico; que deve estar obrigatoriamente ativada, já que o programa foi projetado apenas para o dimensionamento de rede com tubulações do tipo plástico e; a marcação para a definição automática de escoramento, no qual o sistema escolhe qual o escoramento deve ser adotado para cada trecho de vala, baseado na profundidade da mesma.

**Figura 23 – Dados gerais para cálculo: critérios de cálculo**



**Fonte:** Adaptada do CEsg, 2020.

A seguir serão definidos alguns parâmetros de projeto que devem ser inseridos na segunda aba de dados de entrada, e são definidos como dados gerais.

#### **4.8.1 Vazão Mínima**

Para fins de cálculo, a vazão em um trecho nunca deverá ser inferior a 1,5 l/s, como preconiza a NBR 9649:1986, dessa forma, foi utilizado este valor para o dimensionamento da rede coletora de Miguel Arraes de Alencar.

#### **4.8.2 Diâmetro mínimo**

Embora a NBR 9649:1986 adote como diâmetro mínimo 100mm, a COMPESA (2019) determina em sua Norma Interna GPE-NI-003-01, que trata sobre diretrizes gerais para elaboração dos projetos de rede coletora de esgoto, que o diâmetro nominal mínimo para as redes deve ser de 150 mm, deste modo, o diâmetro mínimo adotado para o projeto do loteamento foi de 150 mm (DN 150).

#### **4.8.3 Tensão trativa mínima**

Diante das circunstâncias discorridas no item 3.7.4.3 deste trabalho, visando obter a melhor alternativa em relação ao custo-benefício, bem como a adoção de um valor para a tensão trativa mínima que atenda às condições de autolimpeza e também de prevenção de geração de sulfetos, foi considerado a utilização de 4 valores de tensão trativa para o projeto de esgotamento sanitário do loteamento Miguel Arraes, com o intuito de estudar o comportamento da mudança deste valores frente aos custos de implantação do sistema. Os 4 valores de tensão trativa utilizados, determinaram 4 alternativas a serem estudadas, são elas:

- **Alternativa 1:** consideração do valor de 0,6 Pa para a tensão trativa, valor que é baseado para um coeficiente de manning de 0,010 (Tubos de PVC), mas que, no entanto, está abaixo do mínimo exigido em norma, atualmente;
- **Alternativa 2:** consideração do valor de 1,0 Pa para a tensão trativa, valor que é baseado no valor mínimo que a norma vigente (NBR 9649/1986) exige;
- **Alternativa 3:** consideração do valor de 1,5 Pa para a tensão trativa, valor que é baseado em critérios práticos, bem como valor que, segundo estudos inibe a formação de sulfetos em coletores acima de 500mm de diâmetro, e que também está dentro do intervalo estabelecido por alguns autores como sendo o intervalo que propicia a autolimpeza dos condutos;

- **Alternativa 4:** consideração do valor de 2,0 Pa para a tensão trativa, valor que também é baseado em critérios práticos e que também está dentro do intervalo estabelecido por alguns autores como sendo o intervalo que propicia a autolimpeza dos condutos;

O estudo das alternativas citadas acima, que compreende o objetivo principal deste trabalho será melhor discutido no momento da discussão dos resultados obtidos no dimensionamento das alternativas de implantação do sistema de esgotamento sanitário do loteamento, localizado no capítulo 5 deste trabalho.

#### **4.8.4 Velocidade Máxima**

No projeto concebido para o loteamento pernambucano foi adotado a velocidade final (velocidade máxima) de 5 m/s conforme preconiza a norma.

#### **4.8.5 Altura do degrau máxima e mínima**

A altura de degrau máxima adotada para o projeto foi de 50 cm e a mínima foi de 20 cm, conforme solicita a NBR 9649:1986.

### **4.9 DIMENSIONAMENTO DA REDE COLETORA DO LOTEAMENTO**

#### **4.9.1 Recobrimento mínimo**

Para a localização do assentamento das tubulações de esgoto do projeto do loteamento, foi considerado o leito da via de tráfego, a fim de adotar o maior valor permitido em norma para o recobrimento mínimo e assim trabalhar na pior situação para o projeto, então foi definido o valor de 90cm.

#### **4.9.2 Profundidade máxima**

Apesar de Azevedo Netto, et al (2015) indicar que uma profundidade máxima indicada deva ser em torno de 4,00 metros, no projeto em questão foi adotado o valor de 7,80m para

todas as alternativas, que foi o mínimo valor que a rede aceitou para a alternativa 4 em alguns pontos do coletor-tronco, visto que nessa alternativa as profundidades, neste local, obtiveram valores um pouco mais elevados que as outras, porém sem grandes discrepâncias, já que este valor é alto em função da topografia do local e não do dimensionamento da rede em si o que será melhor discutido no item 6 deste trabalho.

Esse valor de 7,80m não necessariamente foi o valor adotado para a alternativa da rede, mas sim para que o dimensionamento de todas as alternativas passasse no programa com um mesmo valor de partida.

#### **4.9.3 Declividade mínima construtiva**

A declividade mínima construtiva considerada para a concepção do projeto de esgotamento sanitário do loteamento Miguel Arraes de Alencar foi de 0,005 m/m, sendo este valor um dado estimativo.

#### **4.9.4 Verificações hidráulicas, declividades de projeto e cotas dos trechos**

Todas as verificações hidráulicas, bem como a determinação das cotas e declividades de projeto da rede foram determinadas automaticamente pelo software adotado para auxiliar no dimensionamento da rede.

#### **4.9.5 Dados obtidos após definição do traçado e dimensionamento**

Após o processo de dimensionamento da rede no programa CEsg algumas informações já são possíveis destacar, a rede projetada possui cerca de 1.996 metros de extensão e teve em toda a rede um diâmetro único de 150 mm (DN 150), conta ainda com 17 poços de visita, 10 terminais de limpeza e 4 tubos de queda. A quantidade de trechos indicados na rede é 40, além de 10 pontas-secas.

Todos os projetos referentes à rede de esgotamento sanitário do loteamento Miguel Arraes de Alencar, para a alternativa a ser escolhida de acordo com o capítulo 5 a seguir, encontra-se nos apêndices G, H, I, J, K e, L deste trabalho, nele é possível observar todos as informações aqui citadas.

#### 4.9.6 Metodologia utilizada na análise das alternativas de dimensionamento

Para a escolha da melhor alternativa para o projeto de esgotamento sanitário do loteamento foi realizada a análise técnica-econômica de duas planilhas geradas pelo CEsg para cada alternativa, são elas: planilha de resultados (dimensionamento) e a planilha de custos (planilha orçamentária resumida).

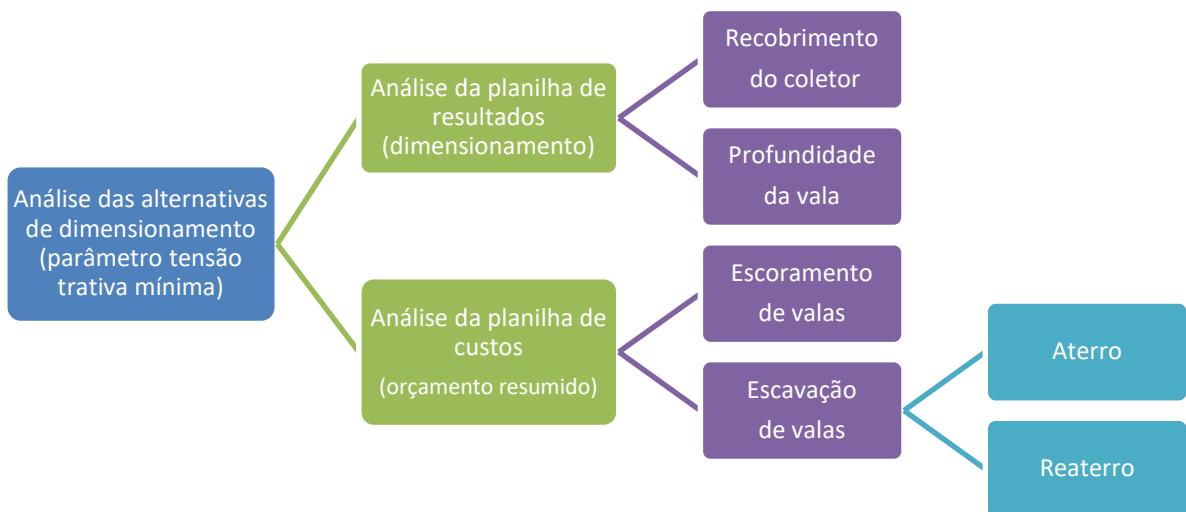
No que diz respeito a planilha de resultados, foi avaliado todos os dados gerados e verificado se a alteração da tensão trativa mínima resultou em alguma alteração no diâmetro da rede, recobrimento da tubulação e, profundidade de vala.

Com relação a planilha de custos foi avaliado as mudanças nos quantitativos e custos de cada alternativa, quando da alteração do valor da tensão trativa mínima, bem como de quanto foi o acréscimo ou descréscimo de insumo e/ou serviço de uma alternativa para a outra.

Ao final, também foi realizado uma análise com relação aos serviços mais onerosos da obra que tiveram mudanças de quantitativos e, consequentemente, de custos, afim de avaliar frente às questões de durabilidade e autolimpeza da tubulação, qual alternativa apresentou um melhor custo-benefício para o loteamento.

A Figura 24 apresenta um fluxograma da metodologia utilizada para realizar a análise, bem como, quais foram os elementos específicos analisados em cada planilha, ou seja, os elementos que apresentaram diferenças quando da mudança do valor da tensão trativa nas alternativas.

**Figura 24 – Metodologia de análise das alternativas de dimensionamento**



**Fonte:** AUTORA, 2020.

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo será apresentados os resultados derivados da estimativa da projeção populacional da cidade e do loteamento, com vistas a contribuir para o dimensionamento do projeto de esgotamento sanitário do loteamento.

Também será abordado e discutido os resultados das quatro alternativas de dimensionamentos que foram realizadas para o loteamento Miguel Arraes de Alencar, no qual foi considerado a variação do parâmetro tensão trativa mínima.

Por fim será realizado a discussão da planilha orçamentária resumida, que é fornecida pelo CEsg, após o dimensionamento da rede, com o objetivo de debater a melhor alternativa de concepção, por meio de uma comparação técnico-econômica das alternativas de dimensionamento estudadas.

Para a alternativa escolhida, será realizado a elaboração da planilha orçamentária de custos sintética básica, que será baseada, primordialmente na base de dados da COMPESA e do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e índices da Construção Civil (SINAPI) da Caixa Econômica Federal e, se caso necessário do Orçamento de Obras de Sergipe (ORSE) e também na base de dados da SANEPAR, a fim de proporcionar uma estimativa de custos atual e mais detalhada que a proposta pelo software CEsg.

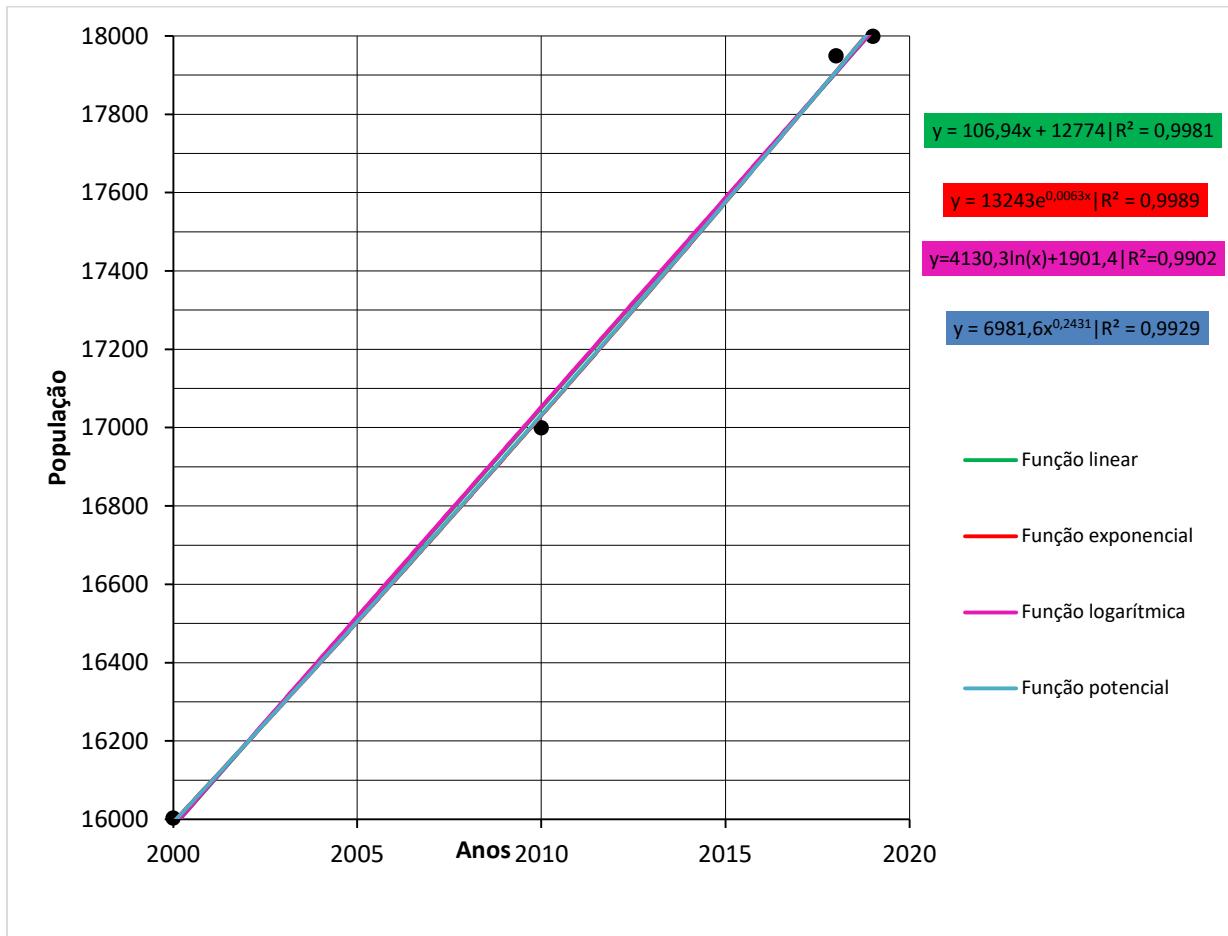
### 5.1 ESTIMATIVA POPULACIONAL

Como dito anteriormente, a partir dos dados da Tabela 4 , foi realizado então, por meio do software Excel, o método dos mínimos quadrados e assim obteve-se as curvas do tipo linear, potencial, exponencial e logarítmica, cada curva, ajustada por meio de uma linha tendência, que podem ser observadas, de acordo com a sua cor, no gráfico 1 a seguir, no qual a incógnita “x” é referente à diferença de tempo, entre o ano que se deseja saber a população futura e o primeiro ano da série histórica (1970), obtida por meio do IBGE e que serviu de “base” para a produção do Gráfico 1. Já a incógnita “y” é a incógnita referente a população do respectivo ano.

A partir do método, observou-se que a função que melhor se ajustou ao conjunto de dados censitários para o estudo foi a exponencial ( $Y = a * e^x$ ), uma vez que garantiu o maior coeficiente de determinação ( $R^2$ ), medida de ajustamento do modelo estatístico linear generalizado. Sendo assim, a equação exponencial foi a escolhida para determinar a projeção

populacional da cidade e, por conseguinte, do loteamento. A linha tendência que representa a função exponencial, bem como sua equação está em vermelho no Gráfico 1.

**Gráfico 1 – População x Ano: Ajustes por meio de linhas de tendência**



**Fonte:** AUTORA, 2020.

A equação apresentada em vermelho no gráfico pode ser visualizada na Equação 20 a seguir, a equação, como já dito anteriormente, representa a população em função do ano e portanto determina o crescimento populacional da cidade em qualquer ano futuro.

**Equação 20 – Função exponencial da projeção populacional de São Vicente Férrer-PE**

$$y = 13.243 * e^{0,0063*x}$$

**Fonte:** AUTORA, 2020.

Em que:

$y$  – população do respectivo ano (hab.);

$x$  – diferença de tempo, entre o ano que se deseja saber a população futura e o primeiro ano da série histórica (1970), obtida por meio do IBGE e que serviu de “base” para a produção do Gráfico 1.

$e$  – constante de Euler.

### 5.1.1 Projeção populacional do município e do loteamento

Para a realização do dimensionamento da população do loteamento, é necessário primeiro, que seja estimado a população total nos anos de 2019, 2020 e 2050 da cidade, para que em seguida seja obtido sua taxa de crescimento e, posteriormente, as populações de início e fim de plano do loteamento. Sendo assim, através da Equação 1, desenvolvida acima, pode-se obter as populações de São Vicente Férrer nos anos de interesse.

$$y = 13.243 * e^{0,0063*x}$$

$$Pop_{São Vicente Férrer (ano)} = 13.243 * e^{0,0063*x}$$

$$Pop_{São Vicente Férrer (2019)} = 13.243 * e^{0,0063*x} = 13.243 * e^{0,0063*(2020-1970)} = \mathbf{18.032 \text{ hab.}}$$

$$Pop_{São Vicente Férrer (2020)} = 13.243 * e^{0,0063*x} = 13.243 * e^{0,0063*(2020-1970)} = \mathbf{18.146 \text{ hab.}}$$

$$Pop_{São Vicente Férrer (2050)} = 13.243 * e^{0,0063*x} = 13.243 * e^{0,0063*(2050-1970)} = \mathbf{21.922 \text{ hab.}}$$

A taxa de crescimento do loteamento Miguel Arraes de Alencar foi definido por meio da taxa de crescimento do município São Vicente Férrer, ou seja, foi estabelecido que o loteamento cresce na mesma proporção do município, muito embora saiba-se que a população do local deva ser constante, já que trata-se de um loteamento com um número específico de residências e consequentemente de habitantes.

No entanto, para este projeto foi adotado o critério de taxa de crescimento, visando estimar uma quantidade maior de habitantes já que não se sabe ao certo a quantidade de moradores por domicílio, nem se esse valor é homogêneo, assim como estima-se que pelo fato do loteamento ser público, e a população ser de baixa renda, muitas vezes os moradores acabam tendo filhos, que casam-se e continuam a morar com seus pais, aumentando a quantidade de habitantes por lote e consequentemente a população do loteamento, inicialmente constante.

Sendo assim a partir da projeção populacional da cidade é possível obter a taxa de crescimento da mesma, por meio da Equação 21 abaixo:

#### Equação 21 – Equação de taxa de crescimento

$$Taxa\ de\ crescimento\ (ao\ ano) = \left( \frac{P_t}{P_o} \right)^{[1/(t-t_o)]} - 1$$

**Fonte:** AUTORA.

Em que:

$t$  – Tempo final (ano);  
 $t_o$  – Tempo inicial (ano);  
 $P_t$  – População no tempo  $t$  (hab);  
 $P_o$  – População no tempo  $t_o$  (hab).

Dessa forma, por meio da equação 2, a taxa de crescimento obtida para a cidade com as populações estimadas na projeção populacional dos anos 2019 e 2050 foi de:

$$\text{Taxa de crescimento} = \left| \left( \frac{P_t}{P_o} \right)^{[1/(t-t_o)]} - 1 \right|$$

$$\text{Taxa de crescimento} = \left| \left( \frac{18.032}{21.922} \right)^{[1/(2050-2019)]} - 1 \right|$$

$$\text{Taxa de crescimento} = |-6,28 * 10^{-3}| = \mathbf{0,63\% \text{ ao ano}}$$

Como foi considerado que o loteamento crescerá na proporção da cidade, então pode-se dizer que a taxa de crescimento do loteamento é de 0,63% ao ano.

Considerando ainda que, o loteamento possui 267 lotes, como descrito no item 4.2 deste trabalho, dado este que foi obtido por meio do memorial descritivo e projeto do loteamento fornecido pela prefeitura e, considerando também que a taxa de ocupação domiciliar é de 4,0 hab./domicílio, média estabelecida a partir dos dados de número de habitantes e de domicílio fornecidos no censo de 2010 elaborado pelo IBGE, tem-se que a estimativa populacional do loteamento no ano de 2019, pode ser obtida por meio da Equação 22 a seguir:

#### **Equação 22 – Estimativa da população do loteamento em 2019**

$$\text{Pop}_{\text{loteamento}}(2019) = (\text{nº domicílios}) * (\text{taxa de ocupação domiciliar})$$

**Fonte:** AUTORA, 2020.

Sendo assim, partindo-se da Equação 22 tem-se:

$$\text{Pop}_{\text{loteamento}}(2019) = (267) * (4,0)$$

$$\text{Pop}_{\text{loteamento}}(2019) = \mathbf{1.068 \text{ hab.}}$$

Já para os anos de 2020 e 2050, foram utilizados a taxa de crescimento de 0,63% e também a Equação 20 referente à projeção populacional, além da Equação 23 a seguir, referente à projeção populacional em função da taxa de crescimento, a partir do ano desejado, obtendo assim, finalmente, a população estimada (projeção populacional) do loteamento no início e fim de plano de projeto.

#### **Equação 23 – Projeção populacional do loteamento para início e fim de plano de projeto**

$$\text{Pop}_{\text{loteamento}}(\text{ano}) = P_0 * (1 + \text{taxa de crescimento})^n$$

**Fonte:** AUTORA, 2020.

Em que:

$Pop_{loteamento(ano)}$  – População estimada do loteamento no ano desejado (hab.);

$P_0$  – População inicial do loteamento no ano de 2019 (hab.);

*Taxa de crescimento* – Taxa de crescimento do loteamento (%), que conforme, informado anteriormente, se dá da mesma forma que no município de São Vicente Férrer-PE, devendo ser adotado então o valor de 0,63%;

n – Diferença dos anos correspondentes à população final e inicial;

Sendo assim, partindo-se da Equação 4 tem-se:

$$Pop_{loteamento(2020)} = 1.068 * (1 + 0,0063)^{(2020-2019)} = 1.075 \text{ hab.}$$

$$Pop_{loteamento(2050)} = 1.068 * (1 + 0,0063)^{(2050-2019)} = 1.298 \text{ hab.}$$

Para efeitos de arredondamento, adotou-se a população de 1.100 habitantes em início de plano (2020) e 1.300 em fim de plano (2050).

## 5.2 ANÁLISE DAS ALTERNATIVAS DE DIMENSIONAMENTO

Após a realização do traçado e dimensionamento da rede de esgotamento sanitário, foi obtido, por meio do CEsg, a planilha de resultados e de orçamento, dentre outras, das quatro alternativas de dimensionamento, objeto de análise deste trabalho, que leva em consideração a alternância do parâmetro tensão trativa mínima em 0,6 Pa; 1,0 Pa; 1,5 Pa e; 2,0 Pa, de modo a observar os critérios de custo-benefício ao se adotar um destes valores, conforme explicado nos items 3.7.4.3 e 4.8.3

Ainda no que diz respeito a análise inicial das planilhas fornecidas pelo software cabe destacar que, com relação a planilha de orçamento o software calcula de modo automático os quantitativos de todos os materiais e serviços principais para a execução do projeto, como já mencionado anteriormente; estes quantitativos são baseados no livro: Tabela de Composições de Preços para Orçamentos (TCPO10) e também em consultas à profissionais experiente da área de construção civil; no entanto, no que diz respeito aos poucos custos unitários dos insumos e serviços disponibilizados pelo programa, estes são obtidos por meio de referência de preços de mercado e de acordo com o manual do CEsg, devem ser atualizados em planilha orçamentária, essa atualização pode ser feita dentro do próprio programa, em seu banco de dados ou manualmente, após exportação para o Excel (FCTH, 2006).

No intuito de realizar a análise geral dos custos das alternativas de dimensionamento, baseado nos custos atuais dos insumos e serviços, foi considerado para os os custos unitários da planilha orçamentária do CEsg, os valores constantes, primordialmente na tabela de composições da COMPESA (ref.: Abr/2017) e, quando necessário na tabela de composições da SANEPAR (ref.: Jun/2019), os valores adotados foram selecionados de acordo com a especificação mais coerente e adequada para cada serviço.

A análise inicial da planilha de resultados e orçamento das quatro alternativas demonstrou preliminarmente que não houve nenhuma diferença entre a alternativa 1 (0,6 Pa) e 2 (1,0 Pa) de dimensionamento em nenhum dos parâmetros de projeto, quer seja diâmetro, declividades, profundidades, recobrimento e cotas, bem como em nenhum quantitativo de orçamento, ou seja, a mudança no valor da tensão trativa mínima foi desprezível para o dimensionamento nestes dois casos. Isso se deve a fato de que, quando da mudança da tensão trativa, não houve alteração na declividade de projeto dos trechos. Mesmo assim, as duas alternativas foram avaliadas com as outras alternativas, como será observado a seguir.

### **5.2.1 Análise da planilha de resultados das alternativas de dimensionamento**

No que diz respeito à análise da planilha de resultados das alternativas de dimensionamento, foi constatado diferenças consideráveis entre elas apenas nas dimensões relacionadas ao recobrimento do coletor e, por conseguinte, na profundidade da vala de assentamento da tubulação. Estas diferenças foram observadas em 12 dos 40 trechos que compõe a rede, ou seja, 30% dos trechos da rede tiveram alterações, no recobrimento do coletor e profundidade da vala, associadas às mudanças do valor da tensão trativa mínima, já os outros 70% permaneceram com dimensões de recobrimento de coletor e profundidade de vala inalterados, todos estes, com valores de 0,75 m e 1,05 m respectivamente, em todas as alternativas.

Ainda com relação ao recobrimento da tubulação e a profundidade da vala, vale destacar que, dos 12 trechos que sofreram alterações de dimensões, 9 trechos pertencem ao coletor tronco, que é já é tida como o coletor de maior profundidade da rede e destes, 7 apresentaram profundidade de vala entre 5 e 8 metros em todas as alternativas de dimensionamento analisadas.

A Tabela 7 demonstra apenas os 12 trechos da rede que tiveram alterações de dimensões em relação ao recobrimento do coletor e à profundidade da vala quando da mudança da tensão

trativa mínima, mediante as alternativas de dimensionamento, com exceção dos trechos 1-4 – PV 8 e 1-10 – PV 1 (trechoa tachados) que não sofreram alteração, mas estão presentes na tabela apenas para entendimento do trecho 1-4 – PV 9 e 1-10 – PV 2, servindo também como exemplo para a visualização dos valores que os outros 28 trechos apresentaram.

**Tabela 7 – Comparação deresultados das alternativas de dimensionamento 1, 2, 3 e 4**

Col.	Trecho	PV ini e PV fim	Ext. (m)	Alternativa 1: Resultados para tensão trativa=0,6 Pa		Alternativa 1: Resultados para tensão trativa=1,0 Pa		Alternativa 1: Resultados para tensão trativa=1,5 Pa		Alternativa 1: Resultados para tensão trativa=2,0 Pa	
				Rec. Col. (m) mon/jus	Prof. Vala (m) mon/jus						
C1	1-4	8	12,13	0,75	1,05	0,75	1,05	0,75	1,05	0,75	1,05
		9		1,1	1,25	1,1	1,25	1,13	1,28	1,17	1,32
C1	1-5	9	65,8	0,95	1,25	0,95	1,25	0,98	1,28	1,02	1,32
C1	1-10	4	49,16	0,75	1,05	0,75	1,05	0,75	1,05	0,75	1,05
		2		0,9	1,05	0,9	1,05	0,91	1,06	0,97	1,12
C1	1-11	38	36,85	0,75	1,05	0,75	1,05	0,76	1,06	0,82	1,12
		39		2,21	2,36	2,21	2,36	2,32	2,47	2,52	2,67
C1	1-12	26	20,46	2,06	2,36	2,06	2,36	2,17	2,47	2,37	2,67
		25		2,86	3,01	2,86	3,01	3,03	3,18	3,29	3,44
C1	1-13	25	23,09	2,71	3,01	2,71	3,01	2,88	3,18	3,14	3,44
		7		5,02	5,17	5,02	5,17	5,24	5,39	5,59	5,74
C1	1-14	28	19,92	4,87	5,17	4,87	5,17	5,09	5,39	5,44	5,74
		8		5,72	5,87	5,72	5,87	6	6,15	6,42	6,57
C1	1-15	29	22,72	5,57	5,87	5,57	5,87	5,85	6,15	6,27	6,57
		30		5,08	5,23	5,08	5,23	5,42	5,57	5,91	6,06
C1	1-16	36	9,38	4,93	5,23	4,93	5,23	5,27	5,57	5,76	6,06
		16		4,89	5,04	4,89	5,04	5,26	5,41	5,79	5,94
C1	1-17	39	32,83	4,74	5,04	4,74	5,04	5,11	5,41	5,64	5,94
		40		5,21	5,36	5,21	5,36	5,67	5,82	6,31	6,46
C1	1-18	41	21,95	5,06	5,36	5,06	5,36	5,52	5,82	6,16	6,46
		18		6,41	6,56	6,41	6,56	6,91	7,06	7,62	7,77
C1	1-19	40	71,65	6,26	6,56	6,26	6,56	6,76	7,06	7,47	7,77

**Fonte:** AUTORA, 2020.

### 5.2.2 Análise da planilha de orçamento das alternativas de dimensionamento

A planilha de orçamento, elaborada pelo software, como já dito antes, é uma planilha básica geral, que contém a descrição e o quantitativo dos principais materiais (insumos) e serviços determinantes para a implantação e execução de uma obra de sistema de esgotamento sanitário, como também alguns custos.

Com relação aos custos, inicialmente, cabe destacar que para os custos referente ao volume de escavação foi considerado que até 20% do volume total de escavação de cada

alternativa seria realizada de forma manual (profundidades entre 2 e 4m e; entre 4 e 6m) e o restante (80%) seria realizado de forma mecânica. A especificação detalhada referente a cada insumo e serviço poderá ser observada na planilha orçamentária sintética básica da alternativa escolhida.

As Tabelas 8 e 9 demonstram o orçamento básico fornecido pelo CEsg das 4 alternativas de dimensionamento consideradas neste estudo, já com a inserção dos custos principais – escoramentos e volume de escavação -, obtidos das tabelas da COMPESA e SANEPAR.

**Tabela 8 – Planilhas orçamentárias das alternativas de dimensionamento 1 e 2**

Alternativa 1: Orçamento para tensão trativa = 0,6 Pa					Alternativa 2: Orçamento para tensão trativa = 1,0 Pa						
Descrição	Qtd.	Un.	Custo unitário	Custo Total	Descrição	Qtd.	Un.	Custo unitário	Custo Total		
Trechos:					Trechos:						
PVC vinilfort Tigre - NBR7362 - ø150	1996,0	m	0	0,00	PVC vinilfort Tigre - NBR7362 - ø150	1996,0	m	0,00	0,00		
Poços de Visita e similares:					Poços de Visita e similares:						
Poço de Visita (PV)	27	un	0,00	0,00	Poço de Visita (PV)	27	un	0,00	0,00		
PV com tubo de queda (TQ)	4	un	0,00	0,00	PV com tubo de queda (TQ)	4	un	0,00	0,00		
Comprimento dos Trechos de queda:	13,9	m			Comprimento dos Trechos de queda:	13,9	m				
Escoramento:					Escoramento:						
Contínuo	235,8	m <sup>2</sup>	37,58	8.860,97	Contínuo	235,8	m <sup>2</sup>	37,58	8.860,97		
Especial	1098,8	m <sup>2</sup>	60,67	66.663,50	Descontínuo	1098,8	m <sup>2</sup>	60,67	66.663,50		
Metálico e Madeira	807,2	m <sup>2</sup>	110,73	89.380,90	Metálico e Madeira	807,2	m <sup>2</sup>	110,73	89.380,90		
Sem escoramento	3631,3	m <sup>2</sup>	0,00	0,00	Sem escoramento	3631,3	m <sup>2</sup>	0,00	0,00		
Sub-Total:					164.905,37	Sub-Total:					164.905,37
Acessórios:					Acessórios:						
Curva PVC 90° diâm. 150 mm:	10	un	0,00	0,00	Curva PVC 90° diâm. 150 mm:	10	un	0,00	0,00		
Tampão PVC diâm. 150 mm:	10	un	0,00	0,00	Tampão PVC diâm. 150 mm:	10	un	0,00	0,00		
Volume Escavação:					Volume Escavação:						
0 a 2 m:	1.858,04	m <sup>3</sup>	9,70	18.022,99	0 a 2 m:	1.858,04	m <sup>3</sup>	9,70	18.022,99		
2 a 4 m:	322,64	m <sup>3</sup>	59,84	19.306,78	2 a 4 m:	322,64	m <sup>3</sup>	59,84	19.306,78		
4 a 6 m:	128,55	m <sup>3</sup>	69,41	8.922,65	4 a 6 m:	128,55	m <sup>3</sup>	69,41	8.922,65		
Acima de 6m:	0,00	m <sup>3</sup>	0,00	0,00	Acima de 6m:	0,00	m <sup>3</sup>	0,00	0,00		
Volume total de Aterro:	2.309,23	m <sup>3</sup>			Volume total de Aterro:	2.309,23	m <sup>3</sup>				
Sub-Total:					46.252,42	Sub-Total:					46.252,42
Volume total de Reaterro:	1.581,19	m <sup>3</sup>	12,48	19.733,25	Volume total de Reaterro:	1.581,19	m <sup>3</sup>	12,48	19.733,25		
Sub-Total:					19.733,25	Sub-Total:					19.733,25

**Fonte:** Adaptada do CEsg, 2020.

**Tabela 9 - Planilhas orçamentárias das alternativas de dimensionamento 3 e 4**

Alternativa 3: Orçamento para tensão trativa = 1,5 Pa					Alternativa 4: Orçamento para tensão trativa = 2,0 Pa				
Descrição	Qtd.	Un.	Custo unitário	Custo Total	Descrição	Qtd.	Un.	Custo unitário	Custo Total
Trechos:					Trechos:				
PVC vinilfort Tigre - NBR7362 - ø150	1996,0	m	0,00	0,00	PVC vinilfort Tigre - NBR7362 - ø150	1996,0	m	0,00	0,00
Poços de Visita e similares:					Poços de Visita e similares:				
Poço de Visita (PV)	27	un	0,00	0,00	Poço de Visita (PV)	27	un	0,00	0,00
PV com tubo de queda (TQ)	4	un	0,00	0,00	PV com tubo de queda (TQ)	4	un	0,00	0,00
Comprimento dos Trechos de queda:	15,0	m			Comprimento dos Trechos de queda:	16,7	m		
Escoramento:					Escoramento:				
Contínuo	244,5	m <sup>2</sup>	37,58	9.188,31	Contínuo	264,1	m <sup>2</sup>	37,58	9.924,88
Especial	666,5	m <sup>2</sup>	60,67	40.436,55	Especial	211,7	m <sup>2</sup>	60,67	12.843,84
Metálico e Madeira	1.354,6	m <sup>2</sup>	110,73	150.327,05	Metálico e Madeira	1.992,5	m <sup>2</sup>	110,73	224.614,52
Sem escoramento	3633,8	m <sup>2</sup>	0,00	0,00	Sem escoramento	3.638,5	m <sup>2</sup>	0,00	0,00
Sub-Total: 199.951,91					Sub-Total: 247.383,24				
Acessórios:					Acessórios:				
Curva PVC 90° diâm. 150 mm:	10	un	0,00	0,00	Curva PVC 90° diâm. 150 mm:	10	un	0,00	0,00
Tampão PVC diâm. 150 mm:	10	un	0,00	0,00	Tampão PVC diâm. 150 mm:	10	un	0,00	0,00
Volume Escavação:					Volume Escavação:				
0 a 2 m:	1.860,50	m <sup>3</sup>	9,70	18.046,85	0 a 2 m:	1.866,33	m <sup>3</sup>	9,70	18.103,40
2 a 4 m:	335,75	m <sup>3</sup>	59,84	20.091,28	2 a 4 m:	339,63	m <sup>3</sup>	59,84	20.323,46
4 a 6 m:	156,36	m <sup>3</sup>	69,41	10.852,95	4 a 6 m:	204,67	m <sup>3</sup>	69,41	14.206,14
Acima de 6m:	487,10	m <sup>3</sup>	12,83*	6.249,50	Acima de 6m:	1.330,04	m <sup>3</sup>	12,83*	17.064,41
Volume total de Aterro:	2.839,72	m <sup>3</sup>			Volume total de Aterro:	3.740,20	m <sup>3</sup>		
Sub-Total: 55.240,58					Sub-Total: 69.697,41				
Volume total de Reaterro:	1.952,53	m <sup>3</sup>	12,48	24.367,57	Volume total de Reaterro:	2.583,20	m <sup>3</sup>	12,48	32.238,34
Sub-Total: 24.367,57					Sub-Total: 32.238,34				

\*Custos retirados da tabela de composições da SANEPAR.

**Fonte:** Adaptada do CEsg, 2020.

Vale destacar que, quando do dimensionamento das alternativas de projeto, foi considerado o aterro em forma compactada no software, o que de certa forma influênciou nos quantitativos presentes tanto no volume de aterro, quanto no volume de reaterro das Tabelas 8 e 9, anteriores.

As diferenças mais expressivas, observadas nos orçamentos das alternativas, dizem respeito aos quantitativos e, consequentemente aos custos, dos escoramentos e volumes de escavação, que consequentemente, está diretamente relacionado à profundidade da rede, já discutido antes. Inicialmente é importante destacar, como já informado anteriormente, que não

houve nenhuma diferença de quantitativo e custo entre as alternativas 1 e 2, resultado advindo do fato de que também não houve diferenças nas planilhas de resultados de dimensionamento, no entanto, existem diferenças significativas entre estas duas alternativas e as alternativas 3 e 4, expostas a seguir.

### 5.2.2.1 Análise do orçamento com relação ao escoramento das valas

Quando da análise do orçamento apena em relação ao escoramento das valas, é possível observar que houve diferenças significativas, nos quantitativos de área referente aos tipos de escoramento da rede. Isto se deve ao fato de que à medida que a profundidade da vala da rede aumentou, foi necessário a utilização de tipos de escoramento que atendessem essas profundidades cada vez maiores, ocasionado devido à imposição da mudança da tensão trativa mínima.

No entanto, analisando os dados das Tabelas 8 e 9 de maneira percentual, por meio da Tabela 10, é possível analisar que o acréscimo obtido nas alternativas 3 e 4, tendo como base os escoramentos das alternativas 1 e 2 – que são idênticos –, é respectivamente: 67,81% e 146,84% no escoramento tido como mais caro para esta rede, que é o escoramento do tipo misto (metálico e madeira); 3,69% e 12,00% no escoramento contínuo que é o tipo mais barato e; decréscimo de 39,34% e 80,73% no escoramento especial que é um tipo de custo mediano.

**Tabela 10 – Avaliação percentual dos quantitativos de escoramento**

Descrição do tipo de escoramento	Avaliação percentual do quantitativo de escoramento com base nas alternativas 1 e 2		Avaliação percentual do quantitativo de escoramento da alternativa 4 com base na alternativa 3
	Alternativa 3 (1,5 Pa)	Alternativa 4 (2,0 Pa)	
Contínuo	3,69 %	12,00 %	8,02 %
Especial	-39,34 %	-80,73 %	-68,24 %
Metálico e Madeira	67,81 %	146,84 %	47,09 %
Sem escoramento	0,07 %	0,20 %	0,13 %

**Fonte:** AUTORA, 2020.

Estes aumentos percentuais, com relação ao escoramento contínuo (mais barato) não são tão altos, já o escoramento misto possui um aumento de custo significativo, principalmente na alternativa 4, no entanto há um relativo decréscimo no escoramento de custo mediano (escoramento especial), o que, de certa forma, equilibra um pouco a questão dos custos, principalmente entre as alternativas 1/2 e a alternativa 3, o mesmo raciocínio pode ser observado entre a alternativa 4 e a alternativa 3.

Se for levado em consideração que as alternativas 3 e 4 impõe uma maior segurança com relação a autolimpeza e prevenção dos surgimentos dos sulfetos de hidrogênio na tubulação. O aumento destas áreas, obviamente, gera um custo maior para a implantação da rede, no entanto, isto pode ser compensado pelo fato de que está sendo imposto uma maior durabilidade a mesma, naturalmente estabelecida com o aumento da tensão trativa.

### 5.2.2.2 Análise do orçamento com relação ao volume de escavação

O volume de escavação da rede também está ligado à profundidade dos coletores, quanto mais profundo for o assentamento do coletor, maior será a quantidade de aterro que deverá, deverá ser retirado para a execução da vala e consequentemente, maior será também, o volume de reaterro destas valas.

Neste quesito, as Tabela 11 e 12, oriundas também das Tabelas 8 e 9, apresenta o volume de aterro e reaterro de acordo com as alternativas de dimensionamento, demonstrando também que houve diferenças nestes temas. Vale destacar aqui, que no momento do dimensionamento foi estimado o aterro de modo compactado.

**Tabela 11 – Volume de aterro e reaterro das alternativas de dimensionamento 1 e 2**

Alternativa 1 (0,6 Pa)			Alternativa 2 (1,0 Pa)		
Descrição	Qtd.	Un.	Descrição	Qtd.	Un.
0 a 2 m:	1.858,04	m <sup>3</sup>	0 a 2 m:	1.858,04	m <sup>3</sup>
2 a 4 m:	322,64	m <sup>3</sup>	2 a 4 m:	322,64	m <sup>3</sup>
4 a 6 m:	128,55	m <sup>3</sup>	4 a 6 m:	128,55	m <sup>3</sup>
Acima de 6m:	0,00	m <sup>3</sup>	Acima de 6m:	0,00	m <sup>3</sup>
<b>Volume total de Aterro:</b>	<b>2.309,23</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>Volume total de Aterro:</b>	<b>2.309,23</b>	<b>m<sup>3</sup></b>
<b>Volume total de Reaterro:</b>	<b>1.581,19</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>Volume total de Reaterro:</b>	<b>1.581,19</b>	<b>m<sup>3</sup></b>

**Fonte:** AUTORA, 2020.

**Tabela 12 – Volume de aterro e reaterro das alternativas de dimensionamento 3 e 4**

Alternativa 3 (1,5 Pa)			Alternativa 4 (2,0 Pa)		
Descrição	Qtd.	Un.	Descrição	Qtd.	Un.
0 a 2 m:	1.860,50	m <sup>3</sup>	0 a 2 m:	1.866,33	m <sup>3</sup>
2 a 4 m:	335,75	m <sup>3</sup>	2 a 4 m:	339,63	m <sup>3</sup>
4 a 6 m:	156,36	m <sup>3</sup>	4 a 6 m:	204,67	m <sup>3</sup>
Acima de 6m:	487,10	m <sup>3</sup>	Acima de 6m:	1.330,04	m <sup>3</sup>
<b>Volume total de Aterro:</b>	<b>2.839,72</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>Volume total de Aterro:</b>	<b>3.740,20</b>	<b>m<sup>3</sup></b>
<b>Volume total de Reaterro:</b>	<b>1.952,53</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>Volume total de Reaterro:</b>	<b>2.583,20</b>	<b>m<sup>3</sup></b>

**Fonte:** AUTORA, 2020.

Averiguando as Tabelas 11 e 12 anteriores, por meio de percentuais (Tabela 13), da mesma maneira que o escoramento das valas do item anterior, é possível observar que o acréscimo obtido nas alternativas 3 e 4, tendo como base os volumes de aterro e reaterro das alternativas 1 e 2 – que são idênticos –, é respectivamente de 22,97% e 61,97% com relação ao volume de aterro e; 23,48% e 63,37% com relação ao volume de reaterro das valas.

No que diz respeito ao aumento percentual dos volumes entre as alternativas 3 e 4, é possível observar que a alternativa 4 teve um aumento de 31,71% no volume de aterro com relação a alternativa 3 e; 32,30% com relação ao volume de reaterro.

**Tabela 13 – Avaliação percentual dos quantitativos de escavação**

Descrição	Percentual de acréscimo do volume de aterro e reaterro com base nas alternativas 1 e 2		Percentual de acréscimo do volume de aterro e reaterro da alternativa 4 com base na alternativa 3
	Alternativa 3 (1,5 Pa)	Alternativa 4 (2,0 Pa)	
Volume de aterro	22,97 %	61,97 %	31,71 %
Volume de reaterro	23,48 %	63,37 %	32,30 %

**Fonte:** AUTORA, 2020.

É perceptível que a alternativa 3 apesar de utilizar uma tensão trativa mínima maior que as alternativas 1 e 2 ainda assim se apresentou com percentuais próximos as mesmas. Já a alternativa 4 apresentou percentuais acima de 50% maior com relação as alternativas 1 e 2 e um percentual considerável em torno de 30% com relação a alternativa 3.

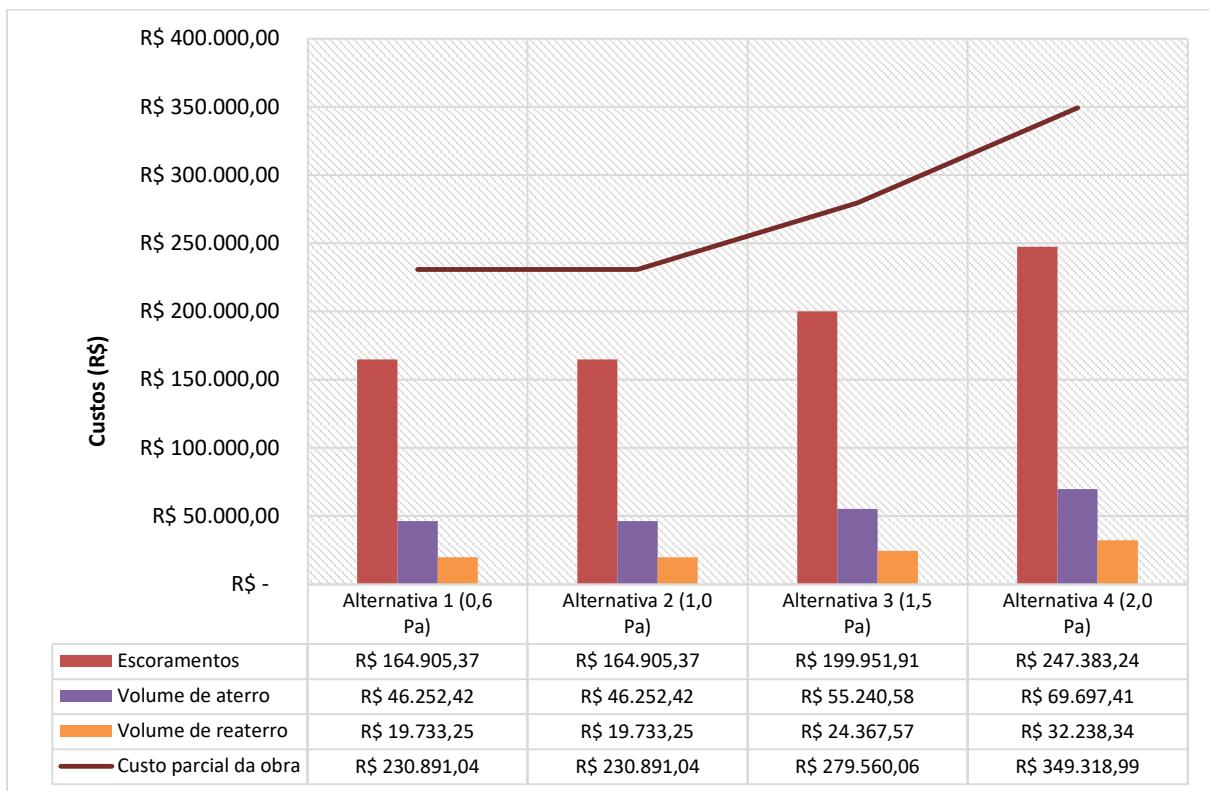
### 5.2.2.3 Análise do orçamento com relação aos custos parciais

No que diz respeito aos custos parciais da obra, a análise será realizada, como já informado anteriormente, de maneira parcial, com o intuito inicial apenas de verificar a melhor opção custo-benefício de alternativa de dimensionamento, a fim de que, a partir disto, possa ser elaborado uma estimativa de custo mais detalhada da alternativa escolhida para concepção do projeto de esgotamento sanitário do loteamento Miguel Arraes de Alencar.

As Tabelas 8 e 9, descremadas no item 5.2.2, possuem diferenças de quantitativos apenas nos títulos relacionados a escoramento e volume de escavação das valas, desse modo, a variação de custo da obra parcial é obtida de acordo com a diferenciação destes quantitativos, não sendo necessário assim, analisar os custos dos outros serviços e insumos constantes na planilha resumida do CEsg, já que as mesmas não apresentaram nenhuma variação quantitativa expressiva de uma alternativa para a outra e, portanto, não apresentariam diferenças de custos.

O Gráfico 2 a seguir, é bastante importante para o entendimento e análise dos custos parciais, bem como para determinar a escolha da alternativa que melhor se adequa, do ponto de vista técnico-econômico, ao loteamento.

**Gráfico 2 – Comparaçāo dos custos parciais dos principais serviços**



**Fonte:** AUTORA, 2020.

É interessante observar que, a partir destes custos, juntamente com as questões observadas na planilha de resultados, ressaltada no item 5.2.1, as alternativas 1 e 2 possuem os mesmos custos, de maneira que a tensão trativa mínima em nada influenciou na mudança de um pra outro, já que suas declividades se mantiveram constantes.

Outro ponto importante é que, como comentado durante as considerações a respeito da tensão trativa, de acordo com os estudos de Machado Neto e Tsutiya (1985 apud ALEM SOBRINHO, TSUTIYA, 1999) tubulações que apresentam tensão trativa de 1,0 Pa, embora consiga garantir a autolimpeza dos condutos, ainda pode apresentar pontos de surgimento de limo e ataque de sulfetos de hidrogênio, o que aponta que, o valor ideal de tensão trativa para redes coletoras de esgoto deve ser acima de 1,0 Pa, se o projetista quiser eliminar de maneira ainda mais considerável o surgimento de limo e ataque de sulfetos de hidrogênio.

Desse modo, observando o Gráfico 2, percebendo que a diferença de custos da alternativa 3 para a 1 e a 2, sendo esta última a recomendada pela NBR 9649:1986, é de apenas 21,07% e, levando em considerado os estudos relacionados a tensão trativa, bem como

observando, por meio do Gráfico 2, que a alternativa 4 já fica bem mais onerosa, cerca de 51,29% mais cara, é considerável adotar a alternativa 3 como a alternativa mais indicada para o loteamento, já que, embora um pouco mais cara que a alternativa 1 e 2, esse custo será disseminado na duração de atuação da rede e também garantirá uma maior segurança ao sistema no que diz respeito ao surgimento de limo e consequente ataque de sulfetos de hidrogênio.

As planilhas completas da alternativa 3, alternativa escolhida para o dimensionamento da rede de esgoto do loteamento Miguel Arraes, podem ser encontradas ao fim deste trabalho nos Apêndices A, B, C, D e, E. Já o projeto da rede de esgotamento sanitário do loteamento está nos Apêndices G e H.

### 5.3 ESTIMATIVA DE CUSTO DA ALTERNATIVA ESCOLHIDA

A partir da escolha da alternativa 3 (1,5 Pa) como alternativa para dimensionamento da rede do loteamento, é interessante realizar a elaboração de um orçamento de custo sintético, a fim de obter um custo final mais aproximado da realidade, no entanto, para a realização de uma planilha completa se faz necessário, além do projeto básico aqui estudado, a definição de algumas diretrizes com a empresa que irá executar os serviços (definição de sinalização, locação e demarcação da obra, etc.), bem como a realização de projetos complementares ao projeto de sistema de esgotamento sanitário, como por exemplo, o projeto de canteiro de obras e instalações provisórias, se necessário for, e ainda a realização de ensaios, como por exemplo, ensaios de sondagem, nesse sentido, foi elaborado uma planilha orçamentária sintética básica para este projeto, composta pelos principais e mais caros serviços que devem ser realizados no momento da execução, no entanto, esta planilha serve apenas de forma expositiva, e pra sua correta utilização, precisa ser melhor definida e finalizada, através da resolução das intercorrências aqui discorridas.

Devido a extensão da planilha, a mesma encontra-se no Apêndice F deste trabalho, o custo total da obra resultou no valor de R\$ 379.407,45 (Trezentos e setenta e nove mil, quatrocentos e sete reais e, quarenta e cinco centavos), no qual deve-se atentar que, muito embora, a mesma apresente um orçamento mais detalhado e próximo da realidade que o orçamento entregue pelo CEsg, a supressão involuntária de algumas composições, conforme esclarecimentos já delineados, requer a necessidade de sua completa verificação, bem como atualização de referência de preços antes de sua utilização para qualquer outro fim que não seja de análise.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os serviços de saneamento básico são indispensáveis para a qualidade de vida da população, assim como para a diminuição de doenças causadas por vetores. O Brasil carece de obras de rede de esgoto em todos os estados, porém devido ao alto custo da concepção e implantação destes sistemas, muitas regiões, inclusive as mais distantes e localizadas em áreas rurais, acabam ficando desprovidas destes serviços, como é o caso da cidade de São Vicente Férrer-PE.

No desenvolvimento deste trabalho, ficaram evidentes à inexistência de sistemas de coleta e transporte de esgotos em municípios ao longo do Brasil. As hipóteses prováveis para não implantação do sistema são, em sua grande maioria, a falta de recursos financeiros.

O objetivo geral deste trabalho é dimensionar, com base em critérios técnicos-econômicos e com o auxílio do software para projeto de redes de esgoto sanitário (CEsg), um projeto de sistema de esgotamento sanitário para o Loteamento Miguel Arraes de Alencar, localizado no município de São Vicente Férrer, em Pernambuco, avaliando-se para tal a influência da mudança do parâmetro tensão trativa mínima.

Para alcançar o objetivo de maneira satisfatória foram realizadas algumas etapas, processos estes que compõe os objetivos específicos deste estudo.

Inicialmente foi realizado um estudo minucioso da situação do Estado de Pernambuco e da cidade São Vicente Férrer, no que diz respeito aos sistemas de abastecimento de água e sistema de esgotamento sanitário assim como foi realizado a caracterização do loteamento Miguel A. de Alencar.

Posteriormente foi realizado o cálculo de alguns parâmetros, como por exemplo a estimativa populacional do bairro, bem como a estimativa do coeficiente *per capita* de água da cidade, além disso, foi realizado também o traçado e o dimensionamento da rede para 4 valores diferentes de tensão trativa mínima, a partir do qual foram realizadas análise no que diz respeito as planilhas de resultados e de custos.

Com base nos estudos abordados acerca da tensão trativa mínima, bem como de posses das análises das planilhas elaboradas pelo CEsg foi escolhida a alternativa 3, que foi dimensionada com tensão trativa mínima de 1,5 Pa, para compor o projeto de esgotamento sanitário do loteamento Miguel Arraes de Alencar, já que estima-se que a mesma obtenha uma durabilidade maior para o sistema e seja uma alternativa que garanta a quase eliminação do aparecimento de limo e ataque de sulfetos, conforme estudos realizados por alguns autores.

Os resultados apresentados para a alternativa escolhida atenderam às normas vigentes desse tipo de projeto, e também atenderam de maneira satisfatória a relação custo-benefício da implantação, além do mais, o sistema deverá atender a população do loteamento nos próximos 30 anos, sem a necessidade de ampliações neste período e também sem grandes problemas no que diz respeito ao possível ataque de sulfetos, já que esta situação foi eliminada com a utilização de uma tensão trativa maior que a definida em norma.

Ainda com relação a alternativa escolhida foi realizada a elaboração de uma planilha orçamentária sintética básica contendo os principais insumos e serviços constantes numa obra de rede coletora de esgoto a fim de se atualizar os custos destes serviços e também estabelecer uma noção geral do valor da obra com relação a estes serviços assim permitir, posteriormente, a análise de viabilidade de projeto.

Ao decorrer do estudo, é importante destacar que se verificou também a deficiência de dados de reconhecimento e caracterização do solo (laudo de sondagem) da região do loteamento. Na realização de um projeto executivo e consequente execução da obra, a falta deste documento, inevitavelmente, elevaria o seu custo final e até, talvez, alteraria o dimensionamento da rede em algum aspecto, desse modo, seria interessante, de posse desse laudo, re-analisar o dimensionamento da rede realizado neste trabalho.

Em relação ao dimensionamento da rede de esgotamento sanitário, cabe aqui ressaltar a importância do software CEsg como ferramenta para o auxílio e rapidez no dimensionamento, que além de ser baseado nas normas vigentes, apresenta chances mínima de erros de cálculo – se os dados de entrada forem utilizados corretamente. O software possibilitou ainda simulações imprescindíveis à escolha da melhor alternativa de concepção, aumentando assim, a confiabilidade dos resultados aqui apresentados.

Por fim, este estudo serve como importante suporte para o posterior projeto executivo e implantação deste sistema de esgotamento no loteamento, contribuindo também para o avanço da infraestrutura de saneamento básico da cidade e, consequentemente, para a melhoria da qualidade de vida e a recuperação do meio ambiente.

## 6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Esta pesquisa não tem por objetivo encerrar as discussões no que diz respeito a elaboração do projeto do loteamento, mas sim, contribuir, de forma técnica, para as futuras tomadas de decisões naquela região, nesse sentido, sugere-se:

- Realizar a análise do dimensionamento de posse dos dados do laudo de sondagem da região, utilizando assim no momento do dimensionamento um valor mais específico para a taxa de infiltração da rede;
- Analisar o dimensionamento com base na alteração do valor da vazão mínima estabelecida em norma;
- Realizar o projeto executivo de sistema de esgotamento sanitário do loteamento;
- Ampliar o estudo para as demais áreas do município;
- Realizar o dimensionamento da Estação de Tratamento de Esgoto para a região;
- Quantificar os custos de implantação e operação do sistema, levando em consideração as particularidades do município, o projeto executivo, outros projetos pertinentes a execução do sistema, ensaios, dentre outros.

## REFERÊNCIAS

**AMARAL, L.** **Conheça tudo sobre o software AutoCAD e suas funções.** Arquiteto Leandro Amaral. 2019. Disponível em: <<https://arquitetoleandroamaral.com/autocad-o-que-e-o-que-faz-e-para-que-servi/>>. Acesso em: 16 jan. 2020.

**ANDRÉ, L.** **Formatos de arquivo no AutoCAD.** Qualificad. 2017. Disponível em: <<https://qualificad.com.br/formatos-de-arquivo-no-autocad/>>. Acesso em: 16 fev. 2020.

**ARES-PCJ.** **Relatório de avaliação de desempenho (minuta).** 2014. Disponível em: <[http://www.arespcj.com.br/arquivos/58949\\_Relat%C3%B3rio\\_de\\_Avalia%C3%A7%C3%A3o\\_de\\_Desempenho\\_-\\_Retrato2014\\_12\\_30.pdf](http://www.arespcj.com.br/arquivos/58949_Relat%C3%B3rio_de_Avalia%C3%A7%C3%A3o_de_Desempenho_-_Retrato2014_12_30.pdf)>. Acesso em: 18 fev. 2020.

**ASSEMBLEIA LEGISLATIVA DO ESTADO DE PERNAMBUCO (ALEPE).** **LEI N° 11.304, DE 28 DE DEZEMBRO DE 1995.** 2020. Disponível em: <<http://legis.alepe.pe.gov.br/texto.aspx?id=2249&tipo=TEXTOATUALIZADO>>. Acesso em 03 fev. 2020.

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT).** **ABNT NBR 12211:** Estudos de concepção de sistemas públicos de abastecimento de água. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 14486:** Sistemas enterrados para condução de esgoto sanitário – projeto de redes coletoras com tubos de PVC. Rio de Janeiro: ABNT, mar. 2000.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 7229:** Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos. Rio de Janeiro: ABNT, set. 1993.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 8160:** Sistemas prediais de esgoto sanitário – projeto e execução. Rio de Janeiro: ABNT, set. 1999.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 9648:** Estudos de concepção de sistemas de esgoto sanitário. Rio de Janeiro: ABNT, nov. 1986a.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 9649:** Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário. Rio de Janeiro: ABNT, nov. 1986b.

**AUTODESK.** **Sobre camadas.** 2018. Disponível em: <<https://knowledge.autodesk.com/pt-br/support/autocad/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/2018/PTB/AutoCAD->>

Core/files/GUID-6B3E3B5D-3AE2-4162-A5FE-CFE42AB0743B-htm.html>. Acesso em: 10 fev. 2020.

AZEVEDO NETTO et al. **Manual de Hidráulica**. 9. ed. São Paulo: Blucher, 2015. Disponível em :<[https://www.academia.edu/30379994/Manual\\_de\\_Hidraulica\\_-\\_Azevedo\\_Neto\\_8a\\_edi%C3%A7%C3%A3o?auto=download](https://www.academia.edu/30379994/Manual_de_Hidraulica_-_Azevedo_Neto_8a_edi%C3%A7%C3%A3o?auto=download)>. Acesso em: 09 mar. 2020.

BAETA, A. P. **Orçamento e controle de preços de obras públicas**. São Paulo: Pini. 2012.

BENETTI, Joana Kirchner. **A Utilização da Projeção Populacional na Elaboração de Projetos de Saneamento Básico: Estudo De Caso, Ijuí, Rs.** 2007. 58 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2007. Disponível em: <<http://www.projetos.unijui.edu.br/petegc/wp-content/uploads/2010/03/TCC-Joana-Kirchner-Benetti.pdf>>. Acesso em: 07 jan. 2020.

BEZERRA, A. A. **Dimensionamento hidráulico de redes coletores de esgoto sanitário usando o critério de atendimento crítico**. 2011. 152 fls. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2011. Disponível em: <<http://www.lahc.ufc.br/md/Rede-Esgoto-UFC.pdf>>. Acesso em: 20 mar. 2020.

BRASIL. AGÊNCIA NACIONAL DEÁGUAS. **Atlas Esgotos: Despoluição de bacia hidrográficas**. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental, Brasília: ANA, 2017. Disponível em: <[http://arquivos.ana.gov.br/imprensa/publicacoes/ATLASesGOTOSDespoluicaodeBaciasHidrograficas-ResumoExecutivo\\_livro.pdf](http://arquivos.ana.gov.br/imprensa/publicacoes/ATLASesGOTOSDespoluicaodeBaciasHidrograficas-ResumoExecutivo_livro.pdf)>. Acesso em: 13 abri. 2020.

\_\_\_\_\_. **Constituição** (1988). Constituição da Repúblíca Federativa do Brasil. Brasília, DF: Senado Federal: Centro Gráfico, 1988. Disponível em: <[http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/constiticao/constituicacomilado.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/constiticao/constituicacomilado.htm)>. Acesso em: 12 mar. 2020.

\_\_\_\_\_. FUNDAÇÃO NACIONAL DE SAÚDE (FUNASA). **Manual de saneamento**. 3º ed. Brasília: Fundação Nacional de Saúde. 2004. Disponível em: <[http://bvsms.saude.gov.br/bvs/publicacoes/manual\\_saneamento\\_3ed\\_rev\\_p1.pdf](http://bvsms.saude.gov.br/bvs/publicacoes/manual_saneamento_3ed_rev_p1.pdf)>. Acesso em: 16 jan. 2020.

\_\_\_\_\_. **Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007**. Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico. 2007. Disponível em: <[http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/\\_ato2007-2010/2007/lei/l11445.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2007/lei/l11445.htm)>. Acesso em: 28 jan. 2020.

\_\_\_\_\_. MINISTÉRIO DA SAÚDE. **Sistema de Informação de Atenção Básica – SIAB:** Situação de Saneamento – Brasil. 2013. Disponível em: <<http://tabnet.datasus.gov.br/cgi/deftohtm.exe?siab/cnv/SIABCbr.def>>. Acesso em: 06 fev. 2020.

\_\_\_\_\_. MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA (MME). **Projeto cadastro de fontes de abastecimento por água subterrânea:** Diagnóstico do município de São Vicente Férrer. Recife: CPRM/PRODEEM, 2005. Disponível: <[http://rigeo.cprm.gov.br/xmlui/bitstream/handle/doc/16870/Rel\\_S%C3%A3o%20Vicente%20Ferrer.pdf?sequence=1](http://rigeo.cprm.gov.br/xmlui/bitstream/handle/doc/16870/Rel_S%C3%A3o%20Vicente%20Ferrer.pdf?sequence=1)>. Acesso em: 28 fev. 2020.

\_\_\_\_\_. MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO REGIONAL (MDR). Secretaria Nacional de Saneamento - SNS. **Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento:** 20º Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos-2014. 2016. Brasília: SNS/MDR. 212 p. 2016. Disponível em: <[http://www.epsjv.fiocruz.br/upload/Diagnostico\\_AE2014.pdf](http://www.epsjv.fiocruz.br/upload/Diagnostico_AE2014.pdf)>. Acesso em 02 fev. 2020.

\_\_\_\_\_. MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO REGIONAL (MDR). Secretaria Nacional de Saneamento - SNS. **Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento:** 24º Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos -2018. 2019. Brasília: SNS/MDR. 180 p. 2019. Disponível em: <[http://www.snis.gov.br/downloads/diagnosticos/ae/2018/Diagnostico\\_AE2018.pdf](http://www.snis.gov.br/downloads/diagnosticos/ae/2018/Diagnostico_AE2018.pdf)>. Acesso em 02 fev. 2020.

\_\_\_\_\_. MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO REGIONAL (MDR). **SNIS – Série Histórica:** Conheça o SNIS. 2020. Brasília. Disponível em: <<http://app4.mdr.gov.br/serieHistorica/>>. Acesso em 02 fev. 2020.

CIDADE BRASIL. **Município de São Vicente Férrer.** 2019. Disponível em: <<https://www.cidade-brasil.com.br/municipio-sao-vicente-ferrer-pe.html>>. Acesso em: 10 mar. 2020.

COMPANHIA PERNAMBUCANA DE SANEAMENTO (COMPESA). **Esgotamento Sanitário.** Recife, 2020. Disponível em: <<https://servicos.compresa.com.br/historia-e-perfil/>>. Acesso em: 03 de fev. 2020.

\_\_\_\_\_. **Norma de Projeto de Engenharia NPE-002-02:** Diretrizes gerais para estimativa de consumo de água (Consumo Per Capita). COMPESA. nov. [2018?]. Disponível em: <<https://servicos.compresa.com.br/wp-content/uploads/2018/11/NPE-002-Consumo-Per-Capita-Revis%C3%A3o-2.pdf>>. Acesso em: 22 fev. 2020.

\_\_\_\_\_. **Norma Interna GPE-NI-003-01:** Diretrizes gerais para elaboração dos projetos de rede coletora de esgoto. 2019. Disponível em: <[https://servicos.compresa.com.br/wp-content/uploads/2019/01/GPE-NI-003-01\\_Projetos-de-Rede-Coletora-de-Esgoto.pdf](https://servicos.compresa.com.br/wp-content/uploads/2019/01/GPE-NI-003-01_Projetos-de-Rede-Coletora-de-Esgoto.pdf)>. Acesso em: 09 mar. 2020.

\_\_\_\_\_. **Proposta de Atualização da Norma Interna SOP – 092:** Comissão CM Nº 016/2004 – DT Nº 005/2004. COMPESA. dez. 2004. Disponível em: <<https://servicos.compresa.com.br/wp-content/uploads/2018/11/NORMA-INTERNA-SOP-092-final.pdf>>. Acesso em: 07 mar. 2020.

\_\_\_\_\_. **Tabela de custos unitários para obras e serviços de engenharia:** sem desoneração e com encargos complementares. 2017. Disponível em: <<https://servicos.compresa.com.br/wp-content/uploads/2016/02/TABELA-COMPESA-2017-1-SEM-DESEONERA%C3%87%C3%83O-E-COM-ENCARGOS.pdf>>. Acesso em 24 mar. 2020  
**CONFEDERAÇÃO NACIONAL DA INDÚSTRIA. Investimentos em saneamento com recursos do fundo de garantia do tempo de serviço (FGTS):** uma agenda de simplificação e otimização. Brasilia: CNI, 2017. 58 p. Disponível em: <<http://www.tratabrasil.org.br/uploads/estudo-investimentos-em-saneamento-com-recursos-do-fgts.pdf>>. Acesso em: 04 mar. 2020.

**CONFEDERAÇÃO NACIONAL DE MUNÍCIPIOS (CNM). Dicionário Ambiental:** ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – Definição oficial. 2016. Disponível em: <<https://www.cnm.org.br/areastecnicas/itemdicionario/abnt-associacao-brasileira-de-normas-tecnicas>>. Acesso em: 18 mar. 2020.

CONTERATO et al, E. **Saneamento** [recurso eletrônico]. Porto Alegre: SAGAH, 2018.

COSTA, B. V. **Sistema de esgotamento sanitário – estudo de caso:** Treviso/SC. 2013. 98 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2013. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/bitstream/handle/123456789/125163/TCC%20-%20Beatriz%20Veras.pdf?sequence=1&isAllowed=y>>. Acesso em: 13 jan. 2020.

**EMPRESA MUNICIPAL DE ÁGUA E SANEAMENTO (EMASA). Serviço EMASA:** saiba como solicitar o deslocamento de hidrômetro. set. 2019. Disponível em: <<http://www.emasa.com.br/emasa/noticias/-servico-emasa:-saiba-como-solicitar-o-deslocamento-de-hidrometro>>. Acesso em: 09 mar. 2020.

**FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRAÚLICA (FCTH). CEsg:** Software para projeto de redes de esgoto sanitário – manual do usuário. 2006.

GALVÃO JÚNIOR, A. C; BASÍLIO SOBRINHO, G.; SAMPAIO, G. B. **A informação no contexto dos planos de saneamento básico.** Fortaleza: Expressão Gráfica Editora, 2010. 288 p.

GARCIA, M. S. D.; FERREIRA. M. P. Saneamento básico: meio ambiente e dignidade humana. **Dignidade Re-Vista**, v. 2, n. 3, p. 12, jul 2017. ISSN 2525-698X. Disponível em: <<http://periodicos.puc-rio.br/index.php/dignidaderevista/article/view/393>>. Acesso em: 13 abr. 2020.

HELLER, L. PÁDUA, V. L. De. **Abastecimento de água para consumo humano.** Belo Horizonte: Editora UFMG, 2006.

INFOSANBAS. **Saneamento:** São Vicente Férrer, PE. 201-. Disponível em: <<https://infosanbas.org.br/municipio/sao-vicente-ferrer-pe/>>. Acesso em: 08 fev. 2020.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTÁTISTICA (IBGE). **Censo demográfico:** o que é?. [1991?]. Disponível em: <<https://www.ibge.gov.br/estatisticas/sociais/populacao/25089-censo-1991-6.html?=&t=o-que-e>>. Disponível em: 09 mar. 2020

\_\_\_\_\_. **Panorama:** Pernambuco. 2010a. Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/pe/panorama>>. Acesso em: 04 fev. 2020.

\_\_\_\_\_. **Panorama:** São Vicente Férrer-PE. 2010b. Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/pe/sao-vicente-ferrer/panorama>>. Acesso em: 14 fev. 2020.

\_\_\_\_\_. **São Vicente Férrer-PE.** 2017. Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/pe/sao-vicente-ferrer/panorama>>. Acesso em: 14 fev. 2020.

LIMMER, C. V. **Planejamento, Orçamentação e Controle de Projetos e Obras.** Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. 1997.

MAIA, V. **Saneamento:** História. 2019. Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/pe/sao-vicente-ferrer/historico>>. Acesso em: 08 mar. 2020.

MAINIER, F. B.; VIOLA, E. D. M. O sulfeto de hidrogênio ( $H_2S$ ) e o meio ambiente. In: II SIMPÓSIO DE EXCELÊNCIA EM GESTÃO E TECNOLOGIA, 2005, Rio de Janeiro. **Anais** [...]. Rio de Janeiro: Associação Educacional Dom Bosco, 2005. Disponível em: <[https://www.aedb.br/seget/arquivos/artigos05/261\\_H2S.pdf](https://www.aedb.br/seget/arquivos/artigos05/261_H2S.pdf)>. Acesso em: 09 mar. 2020.

MATTOS, A. D. **Como preparar orçamentos de obras:** dicas para orçamentistas. São Paulo: Editora Pini, 2006.

MIRANDA, G. C. A. DE. **Saneamento básico na cidade do Recife:** entre a idealidade do planejamento e a realidade da execução. 2014. 172 fls. Dissertação (Mestrado em Desenvolvimento Urbano) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2014. Disponível em:  
[https://repositorio.ufpe.br/bitstream/123456789/23855/1/Disserta%C3%A7%C3%A3o%20-%20Saneamento%20B%C3%A1sico%20na%20Cidade%20do%20Recife\\_%20entre%20a%20idealidade%20do%20planejamento%20e%20a%20realidade%20da%20execu%C3%A7%C3%A3o-Georgia~1.pdf](https://repositorio.ufpe.br/bitstream/123456789/23855/1/Disserta%C3%A7%C3%A3o%20-%20Saneamento%20B%C3%A1sico%20na%20Cidade%20do%20Recife_%20entre%20a%20idealidade%20do%20planejamento%20e%20a%20realidade%20da%20execu%C3%A7%C3%A3o-Georgia~1.pdf). Acesso em: 03 fev. 2020.

MIYASAKI, C. A. H. **Método dos mínimos quadrados:** aspectos teóricos e suas aplicações. 2010. 40 fls. Monografia (Especialização em Ciências) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campos Mourão, 2010. Disponível em: <[http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/703/1/CM\\_ESPMAT\\_I\\_2011\\_03.pdf](http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/703/1/CM_ESPMAT_I_2011_03.pdf)>. Acesso em: 14 fev. 2020.

NORO, E. A. **Sistema combinado de esgotamento sanitário:** Alternativa viabilizadora de sistemas de esgotos. 2012. 78 fls. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012. Disponível em:  
<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/63204/000861997.pdf?sequence=1>. Acesso em: 20 amr. 2020.

NUVOLARI, A. **Esgoto Sanitário:** Coleta Transporte, Tratamento e Reuso Agrícola. Editora Edgard Blücher, São Paulo, Brasil, 2<sup>a</sup> edição, 2011. Disponível em: <[https://books.google.com.br/books?id=gCTTDwAAQBAJ&pg=PA66&lpg=PA66&dq=figura+4.2+nuvolari+corte+esquematico+de+um+PV&source=bl&ots=V8lnrJMgz5&sig=ACfU3U1HLhuoGr5BsTNu-HpU3hZCCweo1w&hl=pt-BR&sa=X&ved=2ahUKewjM3\\_jv1ofoAhVRH7kGHXPZBCMQ6AEwCnoECAoQAQ#v=o nepage&q&f=false](https://books.google.com.br/books?id=gCTTDwAAQBAJ&pg=PA66&lpg=PA66&dq=figura+4.2+nuvolari+corte+esquematico+de+um+PV&source=bl&ots=V8lnrJMgz5&sig=ACfU3U1HLhuoGr5BsTNu-HpU3hZCCweo1w&hl=pt-BR&sa=X&ved=2ahUKewjM3_jv1ofoAhVRH7kGHXPZBCMQ6AEwCnoECAoQAQ#v=o nepage&q&f=false)>. Acesso em: 09 mar. 2020.

OPAS. **Uma em cada três pessoas no mundo não tem acesso a água potável, revela novo relatório do UNICEF e da OMS.** 2019. Disponível em:  
[https://www.paho.org/bra/index.php?option=com\\_content&view=article&id=5970:uma-em-cada-tres-pessoas-no-mundo-nao-tem-acesso-a-agua-potavel-revela-novo-relatorio-do-unicef-e-da-oms&catid=845&Itemid=839](https://www.paho.org/bra/index.php?option=com_content&view=article&id=5970:uma-em-cada-tres-pessoas-no-mundo-nao-tem-acesso-a-agua-potavel-revela-novo-relatorio-do-unicef-e-da-oms&catid=845&Itemid=839). Acesso em: 10 mar. 2020.

PEREIRA, J. A. R.; SOARES, J. M. **Rede coletora de esgoto sanitário:** projeto, construção e operação. 1<sup>a</sup> Edição – Belém: NUMA. UFPA, EDUFPA, GPHS/CT, 2006. 296 p.

PIRES, F. M. B. **Sistema de esgotamento sanitário:** estudo de caso – Maré. 2018. 157 fls. Projeto de Graduação – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

Disponível em: <<http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopolis10023811.pdf>>. Acesso em: 05 fev. 2020.

PREFEITURA DE SÃO VICENTE FÉRRER. **Nossa cidade**. 2020. Disponível em: <[http://saovicenteferrer.pe.gov.br/portal/?page\\_id=991](http://saovicenteferrer.pe.gov.br/portal/?page_id=991)>. Acesso em: 10 mar. 2020.

RIBEIRO, J. W.; ROOKE, J. M. S. **Saneamento básico e sua relação com o meio ambiente e a saúde pública**. 2010. 36 fls. Monografia (Graduação) – Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2010. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/analiseambiental/files/2009/11/TCC-SaneamentoeSa%C3%BAde.pdf>>. Acesso em: 25 fev. 2020.

ROCHA, A. A. **Histórias do Saneamento**. [livro eletrônico]. 1º ed. São Paulo: Blucher, 2018. 152 p.

SANEPAR. **Tabelas de preços unitários compostos**. 2019. Disponível em: <[http://site.sanepar.com.br/sites/site.sanepar.com.br/files/informacoes-tecnicas/tabelas-de-precos/junho2019\\_-\\_sem\\_bdi\\_-\\_contratos\\_com\\_mos\\_4a\\_edicao\\_-\\_versao\\_00.pdf](http://site.sanepar.com.br/sites/site.sanepar.com.br/files/informacoes-tecnicas/tabelas-de-precos/junho2019_-_sem_bdi_-_contratos_com_mos_4a_edicao_-_versao_00.pdf)>. Acesso em: 24 mar. 2020.

SOARES, L. V. **Rede coletora de esgoto: critérios de projeto**. 2018. 14 Slides.

TELEREGIÃO. **Telemapa**: Mapa de São Vicente Férrer. 2017. Disponível em: <http://www.maparegiao.com.br/sao-vicente-ferrer/>. Acesso em: 19 mar. 2020.

TISAKA, M. **Orçamento na construção civil: consultoria, projeto e execução**. São Paulo: Editora Pini, 2006. 369 p.

TOMAZ, P. **Capítulo 50 - Fórmula de Manning e Canais**. Curso de manejo de águas pluviais. 2011. Disponível em: <[https://www.academia.edu/33338767/Capitulo\\_50\\_formula\\_de\\_manning\\_galerias\\_e\\_canais](https://www.academia.edu/33338767/Capitulo_50_formula_de_manning_galerias_e_canais)>. Acesso em: 23 jan. 2020.

INSTITUTO TRATA BRASIL. **A origem do saneamento básico**. 2020. Disponível em: <<http://www.tratabrasil.org.br/blog/2020/01/07/a-origem-do-saneamento-basico/>>. Acesso em:

\_\_\_\_\_ . **Saneamento**: Principais estatísticas do Brasil. 2018. Disponível em: <<http://www.tratabrasil.org.br/saneamento/principais-estatisticas/no-brasil/esgoto>>. Acesso em: 20 mar. 2020.

TSUTIYA, M. T.; BUENO, R. C. R. Contribuição de águas pluviais em sistemas de esgoto sanitário no Brasil. **Revista Água Latinoamericana**, Tucson, v. 4, n.4, p. 20-25, jul/ago.

2004. Disponível em: <<https://docplayer.com.br/19604458-Contribuicao-de-aguas-pluviais-em-sistemas-de-esgoto-sanitario-no-brasil.html>>. Acesso em: 10 mar. 2020.

TSUTIYA, M. T.; SOBRINHO, P. A. **Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário.** 1º ed. Rio de Janeiro: ABES – Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 1999, 547 p.

SPERLING, M. V. **Princípios do tratamento biológico de águas residuárias.** 2º ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – Universidade Federal de Minas Gerais, 1996, 238 p.

## APÊNDICES

**APÊNDICE A** – Planilha de Trechos

**APÊNDICE B** – Planilha de Nós

**APÊNDICE C** – Planilha de Dimensionamento

**APÊNDICE D** – Planilha de Quantitativos

**APÊNDICE E** – Planilha de Resultados

**APÊNDICE F** – Planilha Orçamentária Sintética Básica

**APÊNDICE G** – Prancha 01: Projeto de Esgotamento Sanitário com curvas de nível -

Loteamento Miguel Arraes de Alencar

**APÊNDICE H** – Prancha 02: Projeto de Esgotamento Sanitário - Loteamento Miguel Arraes de Alencar

**APÊNDICE I** – Prancha 03: Perfil longitudinal de trechos - Projeto de Esgotamento Sanitário - Loteamento Miguel Arraes de Alencar

**APÊNDICE J** – Prancha 04: Perfil longitudinal de trechos - Projeto de Esgotamento Sanitário - Loteamento Miguel Arraes de Alencar

**APÊNDICE K** – Prancha 05: Perfil longitudinal de trechos - Projeto de Esgotamento Sanitário - Loteamento Miguel Arraes de Alencar

**APÊNDICE L** – Prancha 06: Perfil longitudinal de trechos - Projeto de Esgotamento Sanitário - Loteamento Miguel Arraes de Alencar

## APÊNDICE A – Planilha de Trechos

Coletor	Nó inicial	Nó final	Extensão (m)	Nome do trecho	Diâmetro (mm)	Cota de montante (m)	Cota de jusante (m)
C1	1	2	48,97	1-1	150	455,839	452,839
	2	3	39,78	1-2	150	452,839	449,95
	3	4	38,55	1-3	150	449,95	447,314
	4	5	12,13	1-4	150	447,314	447,22
	5	6	65,8	1-5	150	447,22	440,7
	6	7	74,88	1-6	150	440,7	428,617
	7	8	72,68	1-7	150	428,617	421,075
	8	9	36,09	1-8	150	421,075	417,807
	9	10	28,33	1-9	150	417,807	416,236
	10	11	19,16	1-10	150	416,236	416,087
	11	12	36,85	1-11	150	416,087	415,801
	12	13	20,46	1-12	150	415,801	415,643
	13	14	23,09	1-13	150	415,643	415,464
	14	15	19,92	1-14	150	415,464	415,309
	15	16	22,72	1-15	150	415,309	415,133
	16	17	9,38	1-16	150	415,133	415,061
	17	18	32,83	1-17	150	415,061	414,809
	18	19	21,95	1-18	150	414,809	414,657
	19	20	71,65	1-19	150	414,657	406,726
C2	21	3	51,07	2-1	150	453,617	449,95
C3	22	4	48,64	3-1	150	450,728	447,314
C4	23	24	36,19	4-1	150	447,35	444,35
	24	25	46,43	4-2	150	444,35	438,75
	25	7	67,32	4-3	150	438,75	428,617
C5	26	25	72,76	5-1	150	448,586	438,75
C6	27	28	71,01	6-1	150	434,283	424,95
	28	8	40,74	6-2	150	424,95	421,075
C7	29	30	75,84	7-1	150	440,405	430,379
	30	12	70,94	7-2	150	430,379	417,223
C8	31	32	77,72	8-1	150	444,768	434,617
	32	14	75,84	8-2	150	434,617	419,807
C9	33	34	74,5	9-1	150	452,95	448,617
	34	35	76,11	9-2	150	448,617	438,07
	35	36	45,56	9-3	150	438,07	428,954
	36	16	45,09	9-4	150	428,954	419,657
C10	37	38	72,9	10-1	150	456,367	455,452
	38	39	69,94	10-2	150	455,452	450,263
	39	40	61,1	10-3	150	450,263	441,527
	40	41	63,25	10-4	150	441,527	428,385
	41	18	42,57	10-5	150	428,385	419,579

## APÊNDICE B – Planilha de Nós

Coletor	Nó	Coordenada N (m)	Coordenada E (m)	Cota do terreno (m)	Q pontual inicial (l/s)	Q pontual final (l/s)	Tipo do nó
C1	1	59,36	2220,26	456,889	0	0	TL
	2	90,18	2182,21	453,889	0	0	PV
	3	121,81	2206,33	451	0	0	PV
	4	152,1	2230,18	448,364	0	0	PV
	5	153,44	2242,24	448,5	0	0	PV
	6	204,9	2283,24	441,75	0	0	PV
	7	261,22	2332,58	429,667	0	0	PV
	8	261,5	2405,26	422,125	0	0	PV
	9	244,9	2437,31	418,857	0	0	PV
	10	227,45	2459,63	417,286	0	0	PV
	11	212,54	2471,67	417,143	0	0	PV
	12	179,08	2487,1	418,273	0	0	TQ
	13	159,91	2494,25	418,818	0	0	PV
	14	136,82	2493,88	420,857	0	0	TQ
	15	116,98	2495,68	421,462	0	0	PV
	16	95,23	2502,26	420,707	0	0	TQ
	17	86,07	2504,26	420,472	0	0	PV
	18	53,45	2500,54	420,629	0	0	TQ
	19	33,13	2492,25	421,72	0	0	PV
	20	33,48	2563,9	407,776	0	0	PV
C2	21	89,64	2245,99	454,667	0	0	TL
	3	121,81	2206,33	451	0	0	PV
C3	22	122,93	2269,1	451,778	0	0	TL
	4	152,1	2230,18	448,364	0	0	PV
C4	23	111,35	2334,69	448,4	0	0	TL
	24	147,54	2334,69	445,4	0	0	PV
	25	193,96	2335,44	439,8	0	0	PV
	7	261,22	2332,58	429,667	0	0	PV
C5	26	136,55	2290,74	449,636	0	0	TL
	25	193,96	2335,44	439,8	0	0	PV
C6	27	221,25	2338,45	435,333	0	0	TL
	28	220,98	2409,46	426	0	0	PV
	8	261,5	2405,26	422,125	0	0	PV
C7	29	178,9	2340,32	441,455	0	0	TL
	30	179,17	2416,16	431,429	0	0	PV
	12	179,08	2487,1	418,273	0	0	TQ
C8	31	137,09	2340,32	445,818	0	0	TL
	32	137,09	2418,04	435,667	0	0	PV
	14	136,82	2493,88	420,857	0	0	TQ
C9	33	95	2261	454	0	0	TL
	34	95,27	2335,5	449,667	0	0	PV

Coletor	Nó	Coordenada N (m)	Coordenada E (m)	Cota do terreno (m)	Q pontual inicial (l/s)	Q pontual final (l/s)	Tipo do nó
C10	35	95,27	2411,61	439,12	0	0	PV
	36	95	2457,17	430,004	0	0	PV
	16	95,23	2502,26	420,707	0	0	TQ
	37	52,92	2190,78	457,417	0	0	TL
	38	53,19	2263,68	456,502	0	0	PV
	39	53,46	2333,62	451,313	0	0	PV
	40	53,46	2394,72	442,577	0	0	PV
	41	53,46	2457,97	429,435	0	0	PV
	18	53,45	2500,54	420,629	0	0	TQ

## APÊNDICE C – Planilha de Dimensionamento

Col.	Nó inicial	Nó final	Extensão (m)	Nome do trecho	Recobrimento mínimo (m)	Profundidade máxima (m)	Situação	Crit. Interpolação
C1	1	2	48,97	1-1	0,9	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível
	2	3	39,78	1-2	0,9	0	Coletor Principal	Curvas de Nível
	3	4	38,55	1-3	0,9	0	Coletor Principal	Curvas de Nível
	4	5	12,13	1-4	0,9	0	Coletor Principal	Curvas de Nível
	5	6	65,8	1-5	0	0	Coletor Principal	Curvas de Nível
	6	7	74,88	1-6	0,9	0	Coletor Principal	Curvas de Nível
	7	8	72,68	1-7	0,9	0	Coletor Principal	Curvas de Nível
	8	9	36,09	1-8	0,9	0	Coletor Principal	Curvas de Nível
	9	10	28,33	1-9	0,9	0	Coletor Principal	Curvas de Nível
	10	11	19,16	1-10	0	0	Coletor Principal	Curvas de Nível
	11	12	36,85	1-11	0,9	0	Coletor Principal	Curvas de Nível
	12	13	20,46	1-12	0,9	0	Coletor Tronco	Curvas de Nível
	13	14	23,09	1-13	0,9	0	Coletor Tronco	Curvas de Nível
	14	15	19,92	1-14	0,9	0	Coletor Tronco	Curvas de Nível
	15	16	22,72	1-15	0,9	0	Coletor Tronco	Curvas de Nível
	16	17	9,38	1-16	0,9	0	Coletor Tronco	Curvas de Nível
	17	18	32,83	1-17	0,9	0	Coletor Tronco	Curvas de Nível
	18	19	21,95	1-18	0,9	0	Coletor Tronco	Curvas de Nível
	19	20	71,65	1-19	0,9	0	Coletor Tronco	Curvas de Nível
C2	21	3	51,07	2-1	0,9	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível
C3	22	4	48,64	3-1	0,9	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível
C4	23	24	36,19	4-1	0	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível
	24	25	46,43	4-2	0,9	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível
	25	7	67,32	4-3	0,9	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível
C5	26	25	72,76	5-1	0,9	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível

Col.	Nó inicial	Nó final	Extensão (m)	Nome do trecho	Recobrimento mínimo (m)	Profundidade máxima (m)	Situação	Crit. Interpolação
C6	27	28	71,01	6-1	0,9	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível
	28	8	40,74	6-2	0,9	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível
C7	29	30	75,84	7-1	0,9	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível
	30	12	70,94	7-2	0,9	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível
C8	31	32	77,72	8-1	0,9	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível
	32	14	75,84	8-2	0,9	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível
C9	33	34	74,5	9-1	0,9	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível
	34	35	76,11	9-2	0	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível
	35	36	45,56	9-3	0	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível
	36	16	45,09	9-4	0,9	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível
C10	37	38	72,9	10-1	0	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível
	38	39	69,94	10-2	0,9	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível
	39	40	61,1	10-3	0	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível
	40	41	63,25	10-4	0	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível
	41	18	42,57	10-5	0	0	Coletor secundário ou predial	Curvas de Nível

## APÊNDICE D – Planilha de Quantitativos

Coletor	Nó inicial	Nó final	Extensão (m)	Nome do trecho	Material	Tipo de superfície	Tipo de escoramento
C1	1	2	48,97	1-1	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	2	3	39,78	1-2	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	3	4	38,55	1-3	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	4	5	12,13	1-4	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	5	6	65,8	1-5	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	6	7	74,88	1-6	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	7	8	72,68	1-7	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	8	9	36,09	1-8	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	9	10	28,33	1-9	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	10	11	19,16	1-10	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	11	12	36,85	1-11	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Contínuo
	12	13	20,46	1-12	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Contínuo
	13	14	23,09	1-13	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Especial
	14	15	19,92	1-14	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Metálico e Madeira
	15	16	22,72	1-15	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Metálico e Madeira
	16	17	9,38	1-16	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Especial
	17	18	32,83	1-17	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Especial
	18	19	21,95	1-18	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Metálico e Madeira
	19	20	71,65	1-19	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Metálico e Madeira
C2	21	3	51,07	2-1	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
C3	22	4	48,64	3-1	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
C4	23	24	36,19	4-1	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	24	25	46,43	4-2	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	25	7	67,32	4-3	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
C5	26	25	72,76	5-1	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
C6	27	28	71,01	6-1	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	28	8	40,74	6-2	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
C7	29	30	75,84	7-1	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	30	12	70,94	7-2	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
C8	31	32	77,72	8-1	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	32	14	75,84	8-2	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
C9	33	34	74,5	9-1	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	34	35	76,11	9-2	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	35	36	45,56	9-3	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	36	16	45,09	9-4	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
C10	37	38	72,9	10-1	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	38	39	69,94	10-2	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	39	40	61,1	10-3	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	40	41	63,25	10-4	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento
	41	18	42,57	10-5	PVC vinilfort Tigre - NBR7362	Sem revestimento	Sem escoramento

## APÊNDICE E – Planilha de Resultados

Coletor	Trecho	PV ini PV fim	Ext. (m)	Cont. Lin. (l/s/km) ini/fim	Cont.Tre. (l/s) ini/fim	Q pontual (l/s)	Q Mont. (l/s) ini/fim	Q Jus. (l/s) ini/fim	Diâm. (mm)	Decliv. (m/m)	Cota Ter. (m)	Cota Col. (m)	Rec. Col. (m) mont/jus	Prof. Vala (m) mont/jus	y/D ini/fim	V (m/s) ini/fim	Arr. In (Pa) Vc (m/s)	n Manning	Larg. Vala (m)
C1	1-1	2	48,97	0,97	0,047	0	0	0,047	150	0,0613	456,9	456	0,75	1,05	0,12	1,27	6,73	0,01	0,8
		3		1,33	0,065	0	0	0,065			453,9	452,8	0,9	1,05	0,12	1,27	1,99	0,01	
C1	1-2	3	39,78	0,97	0,039	0	0,047	0,086	150	0,0726	453,9	453	0,75	1,05	0,11	1,36	7,64	0,01	0,8
		4		1,33	0,053	0	0,065	0,118			451	450	0,9	1,05	0,11	1,37	1,94	0,01	
C2	2-1	4	51,07	0,97	0,049	0	0	0,049	150	0,0718	454,7	453,8	0,75	1,05	0,11	1,35	7,58	0,01	0,8
		5		1,33	0,068	0	0	0,068			451	450	0,9	1,05	0,11	1,36	1,95	0,01	
C1	1-3	6	38,55	0,97	0,037	0	0,135	0,173	150	0,0684	451	450,1	0,75	1,05	0,12	1,32	7,31	0,01	0,8
		7		1,33	0,051	0	0,186	0,237			448,4	447,3	0,9	1,05	0,11	1,33	1,96	0,01	
C3	3-1	7	48,64	0,97	0,047	0	0	0,047	150	0,0702	451,8	450,9	0,75	1,05	0,11	1,34	7,45	0,01	0,8
		8		1,33	0,065	0	0	0,065			448,4	447,3	0,9	1,05	0,11	1,35	1,95	0,01	
C1	1-4	8	12,13	0,97	0,012	0	0,22	0,232	150	0,0078	448,4	447,5	0,75	1,05	0,22	0,52	1,49	0,012	0,8
		9		1,33	0,016	0	0,302	0,318			448,5	447,2	1,13	1,28	0,22	0,52	2,63	0,012	
C1	1-5	9	65,8	0,97	0,064	0	0,232	0,295	150	0,0991	448,5	447,4	0,98	1,28	0,1	1,54	9,61	0,009	0,8
		10		1,33	0,088	0	0,318	0,406			441,8	440,7	0,9	1,05	0,1	1,56	1,86	0,009	
C1	1-6	10	74,88	0,97	0,073	0	0,295	0,368	150	0,1614	441,8	440,9	0,75	1,05	0,09	1,91	13,6	0,009	0,8
		11		1,33	0,1	0	0,406	0,506			429,7	428,6	0,9	1,05	0,09	1,93	1,74	0,009	
C4	4-1	11	36,19	0,97	0,035	0	0	0,035	150	0,0829	448,4	447,5	0,75	1,05	0,11	1,43	8,43	0,01	0,8
		12		1,33	0,048	0	0	0,048			445,4	444,4	0,9	1,05	0,11	1,44	1,91	0,01	
C4	4-2	12	46,43	0,97	0,045	0	0,035	0,08	150	0,1206	445,4	444,5	0,75	1,05	0,1	1,68	11,05	0,009	0,8
		13		1,33	0,062	0	0,048	0,11			439,8	438,8	0,9	1,05	0,1	1,72	1,8	0,009	
C5	5-1	13	72,76	0,97	0,07	0	0	0,07	150	0,1352	449,6	448,7	0,75	1,05	0,09	1,77	11,98	0,009	0,8
		14		1,33	0,097	0	0	0,097			439,8	438,8	0,9	1,05	0,09	1,81	1,77	0,009	

Coletor	Trecho	PV ini PV fim	Ext. (m)	Cont. Lin. (l/s/km) ini/fim	Cont.Tre. (l/s) ini/fim	Q pontual (l/s)	Q Mont. (l/s) ini/fim	Q Jus. (l/s) ini/fim	Diâm. (mm)	Decliv. (m/m)	Cota Ter. (m)	Cota Col. (m)	Rec. Col. (m) mont/jus	Prof. Vala (m) mont/jus	y/D ini/fim	V (m/s) ini/fim	Arr. In (Pa) Vc (m/s)	n Manning	Larg. Vala (m)
C4	4-3	14	67,32	0,97	0,065	0	0,15	0,216	150	0,1505	439,8	438,9	0,75	1,05	0,09	1,86	12,94	0,009	0,8
		15		1,33	0,09	0	0,207	0,297			429,7	428,6	0,9	1,05	0,09	1,88	1,75	0,009	
C1	1-7	15	72,68	0,97	0,07	0	0,584	0,654	150	0,1038	429,7	428,8	0,75	1,05	0,1	1,57	9,93	0,009	0,8
		16		1,33	0,097	0	0,802	0,899			422,1	421,1	0,9	1,05	0,1	1,59	1,85	0,009	
C6	6-1	16	71,01	0,97	0,069	0	0	0,069	150	0,1314	435,3	434,4	0,75	1,05	0,1	1,75	11,74	0,009	0,8
		17		1,33	0,095	0	0	0,095			426	425	0,9	1,05	0,09	1,79	1,78	0,009	
C6	6-2	17	40,74	0,97	0,039	0	0,069	0,108	150	0,0951	426	425,1	0,75	1,05	0,11	1,51	9,33	0,009	0,8
		18		1,33	0,054	0	0,095	0,149			422,1	421,1	0,9	1,05	0,1	1,53	1,87	0,009	
C1	1-8	18	36,09	0,97	0,035	0	0,762	0,797	150	0,0905	422,1	421,2	0,75	1,05	0,11	1,48	9	0,01	0,8
		19		1,33	0,048	0	1,048	1,096			418,9	417,8	0,9	1,05	0,11	1,5	1,88	0,01	
C1	1-9	19	28,33	0,97	0,027	0	0,797	0,825	150	0,0555	418,9	418	0,75	1,05	0,12	1,22	6,27	0,01	0,8
		20		1,33	0,038	0	1,096	1,134			417,3	416,2	0,9	1,05	0,12	1,22	2,01	0,01	
C1	1-10	1	19,16	0,97	0,019	0	0,825	0,843	150	0,0078	417,3	416,4	0,75	1,05	0,22	0,52	1,5	0,012	0,8
		2		1,33	0,026	0	1,134	1,159			417,1	416,1	0,91	1,06	0,22	0,52	2,63	0,012	
C1	1-11	38	36,85	0,97	0,036	0	0,843	0,879	150	0,0078	417,1	416,2	0,76	1,06	0,22	0,52	1,49	0,012	0,8
		39		1,33	0,049	0	1,159	1,208			418,3	415,8	2,32	2,47	0,22	0,52	2,63	0,012	
C7	7-1	21	75,84	0,97	0,073	0	0	0,073	150	0,1322	441,5	440,6	0,75	1,05	0,1	1,75	11,79	0,009	0,8
		3		1,33	0,101	0	0	0,101			431,4	430,4	0,9	1,05	0,09	1,79	1,78	0,009	
C7	7-2	22	70,94	0,97	0,069	0	0,073	0,142	150	0,1854	431,4	430,5	0,75	1,05	0,09	2,03	15,06	0,009	0,8
		4		1,33	0,094	0	0,101	0,195			418,3	417,2	0,9	1,05	0,09	2,03	1,71	0,009	
C1	1-12	26	20,46	0,97	0,02	0	1,021	1,041	150	0,0078	418,3	416	2,17	2,47	0,22	0,52	1,49	0,012	0,8
		25		1,33	0,027	0	1,404	1,431			418,8	415,6	3,03	3,18	0,22	0,52	2,63	0,012	
C1	1-13	25	23,09	0,97	0,022	0	1,041	1,063	150	0,0078	418,8	415,8	2,88	3,18	0,22	0,52	1,49	0,012	0,8
		7		1,33	0,031	0	1,431	1,462			420,9	415,5	5,24	5,39	0,22	0,52	2,63	0,012	

Coletor	Trecho	PV ini PV fim	Ext. (m)	Cont. Lin. (l/s/km) ini/fim	Cont.Tre. (l/s) ini/fim	Q pontual (l/s)	Q Mont. (l/s) ini/fim	Q Jus. (l/s) ini/fim	Diâm. (mm)	Decliv. (m/m)	Cota Ter. (m)	Cota Col. (m)	Rec. Col. (m) mont/jus	Prof. Vala (m) mont/jus	y/D ini/fim	V (m/s) ini/fim	Arr. In (Pa) Vc (m/s)	n Manning	Larg. Vala (m)
C8	8-1	24	77,72	0,97	0,075	0	0	0,075	150	0,1306	445,8	444,9	0,75	1,05	0,1	1,74	11,69	0,009	0,8
		25		1,33	0,103	0	0	0,103			435,7	434,6	0,9	1,05	0,09	1,78	1,78	0,009	
C8	8-2	27	75,84	0,97	0,073	0	0,075	0,149	150	0,1953	435,7	434,8	0,75	1,05	0,09	2,06	15,67	0,009	0,8
		28		1,33	0,101	0	0,103	0,204			420,9	419,8	0,9	1,05	0,09	2,06	1,7	0,009	
C1	1-14	28	19,92	0,97	0,019	0	1,212	1,231	150	0,0078	420,9	415,6	5,09	5,39	0,22	0,52	1,49	0,012	0,8
		8		1,33	0,027	0	1,666	1,693			421,5	415,3	6	6,15	0,23	0,54	2,7	0,012	
C1	1-15	29	22,72	0,97	0,022	0	1,231	1,253	150	0,0078	421,5	415,5	5,85	6,15	0,22	0,52	1,49	0,012	0,8
		30		1,33	0,03	0	1,693	1,723			420,7	415,1	5,42	5,57	0,24	0,54	2,71	0,012	
C9	9-1	30	74,5	0,97	0,072	0	0	0,072	150	0,0582	454	453,1	0,75	1,05	0,12	1,24	6,48	0,01	0,8
		12		1,33	0,099	0	0	0,099			449,7	448,6	0,9	1,05	0,12	1,25	2	0,01	
C9	9-2	31	76,11	0,97	0,074	0	0,072	0,146	150	0,1386	449,7	448,8	0,75	1,05	0,09	1,79	12,19	0,009	0,8
		32		1,33	0,101	0	0,099	0,201			439,1	438,1	0,9	1,05	0,09	1,83	1,77	0,009	
C9	9-3	32	45,56	0,97	0,044	0	0,146	0,19	150	0,2001	439,1	438,2	0,75	1,05	0,08	2,08	15,97	0,009	0,8
		14		1,33	0,061	0	0,201	0,261			430	429	0,9	1,05	0,08	2,08	1,7	0,009	
C9	9-4	33	45,09	0,97	0,044	0	0,19	0,234	150	0,2062	430	429,1	0,75	1,05	0,08	2,1	16,35	0,009	0,8
		34		1,33	0,06	0	0,261	0,321			420,7	419,7	0,9	1,05	0,08	2,1	1,69	0,009	
C1	1-16	36	9,38	0,97	0,009	0	1,487	1,496	150	0,0078	420,7	415,3	5,27	5,57	0,22	0,53	1,48	0,012	0,8
		16		1,33	0,012	0	2,044	2,057			420,5	415,1	5,26	5,41	0,26	0,57	2,82	0,012	
C1	1-17	39	32,83	0,97	0,032	0	1,496	1,528	150	0,0077	420,5	415,2	5,11	5,41	0,22	0,53	1,48	0,012	0,8
		40		1,33	0,044	0	2,057	2,1			420,6	414,8	5,67	5,82	0,26	0,57	2,84	0,012	
C10	10-1	23	72,9	0,97	0,071	0	0	0,071	150	0,0125	457,4	456,5	0,75	1,05	0,19	0,64	2,13	0,012	0,8
		24		1,33	0,097	0	0	0,097			456,5	455,5	0,9	1,05	0,19	0,64	2,47	0,012	
C10	10-2	35	69,94	0,97	0,068	0	0,071	0,138	150	0,0742	456,5	455,6	0,75	1,05	0,11	1,37	7,77	0,01	0,8
		36		1,33	0,093	0	0,097	0,19			451,3	450,3	0,9	1,05	0,11	1,38	1,94	0,01	

Coletor	Trecho	PV ini PV fim	Ext. (m)	Cont. Lin. (l/s/km) ini/fim	Cont.Tre. (l/s) ini/fim	Q pontual (l/s)	Q Mont. (l/s) ini/fim	Q Jus. (l/s) ini/fim	Diâm. (mm)	Decliv. (m/m)	Cota Ter. (m)	Cota Col. (m)	Rec. Col. (m) mont/jus	Prof. Vala (m) mont/jus	y/D ini/fim	V (m/s) ini/fim	Arr. In (Pa) Vc (m/s)	n Manning	Larg. Vala (m)
<b>C10</b>	10-3	37	61,1	0,97	0,059	0	0,138	0,198	150	0,143	451,3	450,4	0,75	1,05	0,09	1,82	12,47	0,009	0,8
		38		1,33	0,081	0	0,19	0,272			442,6	441,5	0,9	1,05	0,09	1,85	1,76	0,009	
<b>C10</b>	10-4	34	63,25	0,97	0,061	0	0,198	0,259	150	0,2078	442,6	441,7	0,75	1,05	0,08	2,11	16,45	0,009	0,8
		35		1,33	0,084	0	0,272	0,356			429,4	428,4	0,9	1,05	0,08	2,11	1,69	0,009	
<b>C10</b>	10-5	5	42,57	0,97	0,041	0	0,259	0,3	150	0,2069	429,4	428,5	0,75	1,05	0,08	2,1	16,39	0,009	0,8
		6		1,33	0,057	0	0,356	0,412			420,6	419,6	0,9	1,05	0,08	2,1	1,69	0,009	
<b>C1</b>	1-18	41	21,95	0,97	0,021	0	1,828	1,849	150	0,0069	420,6	415	5,52	5,82	0,25	0,54	1,48	0,012	0,8
		18		1,33	0,029	0	2,513	2,542			421,7	414,7	6,91	7,06	0,29	0,59	2,99	0,012	
<b>C1</b>	1-19	40	71,65	0,97	0,069	0	1,849	1,918	150	0,1107	421,7	414,8	6,76	7,06	0,11	1,82	11,29	0,009	0,8
		41		1,33	0,095	0	2,542	2,637			407,8	406,7	0,9	1,05	0,13	2	2,06	0,009	

## **APÊNDICE F – Planilha Orçamentária Sintética**

**PROPRIETÁRIO**

PREFEITURA DE SÃO VICENTE FÉRRER-PE  
LOTEAMENTO MIGUEL ARRAES DE ALENCAR

**PROJETO**

PROJETO DE SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

**TÍTULO**

PLANILHA ORÇAMENTÁRIA SINTÉTICA - BÁSICA

0	Mayara Mesquita	08/04/2020	Remessa Inicial
Rev.	Por	Data	Descrição

**PLANILHA ORÇAMENTÁRIA SINTÉTICA BÁSICA**

**Referência:**  
**ORSE (ref.:Dez/2019)**  
**COMPESA (ref.:Abri/2017)**  
**SANEPA (ref.: Jun/2019)**

**Data-base: Abr/2020**

ITEM	REF.	DESCRIÇÃO	UD	QD	PREÇO UNITARIO (sem BDI) (R\$)	PREÇO TOTAL (sem BDI) (R\$)
<b>1</b>	<b>Movimento de Terra</b>					<b>89.369,13</b>
<b>1.1</b>	<b>Escavação manual em material de primeira e/ou segunda categoria</b>					<b>30.944,23</b>
1.1.1	COMPESA_7001020002	Escavação manual de valas em material de 1ª e/ou 2ª categorias acima de 2,00 m e até 4,00 m de profundidade.	M <sup>3</sup>	335,75	59,84	20.091,28
1.1.2	COMPESA_7001020003	Escavação manual de valas em material de 1ª e/ou 2ª categorias acima de 4,00 m e até 6,00 m de profundidade.	M <sup>3</sup>	156,36	69,41	10.852,95
<b>1.2</b>	<b>Escavação mecanizada em material de primeira e/ou segunda categoria</b>					<b>24.296,34</b>
1.2.1	COMPESA_7001020013	Escavação mecanizada de valas em material de 1ª e/ou 2ª categorias até 2,00 m de profundidade.	M <sup>3</sup>	1.860,50	9,70	18.046,85
1.2.2	SANEPA_04204	Escavação mecânica de valas em qualquer tipo desolo, exceto rocha, com até 8,00 m de profundidade.	M <sup>3</sup>	487,10	12,83	6.249,49
<b>1.3</b>	<b>Regularização de fundo de vala</b>					<b>2.920,20</b>
1.3.1	COMPESA_7001020211	Regularização manual de fundo de valas 0,15cm com material proveniente da escavação, ( para assentamento de tubulação ).	M <sup>3</sup>	884,91	3,30	2.920,20
<b>1.4</b>	<b>Reaterro/Compactação</b>					<b>24.367,57</b>
1.4.1	COMPESA_7001020407	Reaterro compactado mecanicamente em camadas de 0,20 m com aproveitamento do material escavado	M <sup>3</sup>	1.952,53	12,48	24.367,57
<b>1.5</b>	<b>Construção de caminho de serviço</b>					<b>6.840,78</b>
1.5.1	COMPESA_7001020118	Construção e manutenção de caminho de serviço com 4,0 m de largura, inclusive canaletas de drenagem a céu aberto na sua extensão.	KM	2,00	3.420,39	6.840,78
<b>2</b>	<b>ESCORAMENTO DE VALAS</b>					<b>199.619,72</b>
2.1	ORSE_07302	Escoramento de valas do tipo contínuo simples	M <sup>3</sup>	244,50	37,58	9.188,31
2.2	ORSE_04553	Escoramento de valas do tipo contínuo especial	M <sup>3</sup>	666,50	60,67	40.436,56
2.3	SANEPA_050301	Escoramento misto (metálico-madeira) tipo hamburguês	M <sup>3</sup>	1.354,60	110,73	149.994,86
<b>3</b>	<b>REDE DE ESGOTO</b>					<b>90.418,60</b>
<b>3.1</b>	<b>Assentamento das tubulações da rede de esgoto</b>					<b>7.405,16</b>
3.1.1	COMPESA_7001220188	Assentamento de tubulação ponta e bolsa em PVC ou PRFV ou RPVC ou CPRFV com conexões e peças especiais - DN - 150 mm, inclusive carga, transporte e descarga	M	1.996,00	3,71	7.405,16
<b>3.2</b>	<b>Assentamento das tubulações dos tubos de queda</b>					<b>55,65</b>
3.2.1	COMPESA_7001220188	Assentamento de tubulação ponta e bolsa em PVC ou PRFV ou RPVC ou CPRFV com conexões e peças especiais - DN - 150 mm, inclusive carga, transporte e descarga	M	15,00	3,71	55,65
<b>3.3</b>	<b>Construção depoços de visita (PV)</b>					<b>82.214,95</b>
3.3.1	COMPESA_7001190004	Construção de poço de visita com tampão e caixilho fornecidos pela contratada com DN - 1,20m e profundidade até 2,0m.	UNID.	9,00	2.885,25	25.967,25
3.3.2	COMPESA_7001190005	Construção de poço de visita com tampão e caixilho fornecido pela contratada com DN - 1,20m com profundidade acima de 2,00m até 4,00m.	UNID.	2,00	5.190,14	10.380,28

PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO VICENTE FÉRRER-PE	 <b>SÃO VICENTE FÉRRER</b> <i>Nosso povo, nossa bandeira</i>
LOTEAMENTO MIGUEL ARRAES DE ALENCAR	
PROJETO DE SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO	
PLANILHA ORÇAMENTÁRIA SINTÉTICA BÁSICA	Referência: ORSE (ref.:Dez/2019) COMPESA (ref.:Abri/2017) SANEPAR (ref.: Jun/2019)
	Data-base: Abr/2020

ITEM	REF.	DESCRIÇÃO	UD	QD	PREÇO UNITARIO (sem BDI) (R\$)	PREÇO TOTAL (sem BDI) (R\$)
3.3.3	COMPESA_7001190006	Construção de poço de visita com tampão e caixilho fornecido pela contratada com DN - 1,20m com profundidade acima de 4,00m até 6,00m.	UNID.	6,00	7.644,57	45.867,42
<b>3.4</b>	<b>Instalação de tubos de inspeção e limpeza (TL) e tubos de queda (TQ)</b>					
3.4.1	SANEPAR_091302	Instalação de terminal de limpeza (TL) do tipo PVC JE DN 150	UNID.	10,00	35,42	354,20
3.4.2	SANEPAR_091402	Instalação de tubo de queda (TQ) do tipo PVC JE DN 150	UNID.	4,00	97,16	388,64
<b>PREÇO TOTAL (SEM B.D.I.)</b>						<b>379.407,45</b>

\*ATENÇÃO: Esta planilha não apresenta a estimativa de preço absoluto total para a referida obra, sendo necessário, a inserção de outros serviços/insumos, que não foram elencados nesta, devido à insuficiência de outros projetos, bem como laudos e ensaios, além do desconhecimento dos quantitativos de alguns serviços. Portanto, a planilha serve apenas para caráter consultivo e expositivo, no que diz respeito aos principais e mais caros serviços de execução da obra de esgotamento do loteamento.

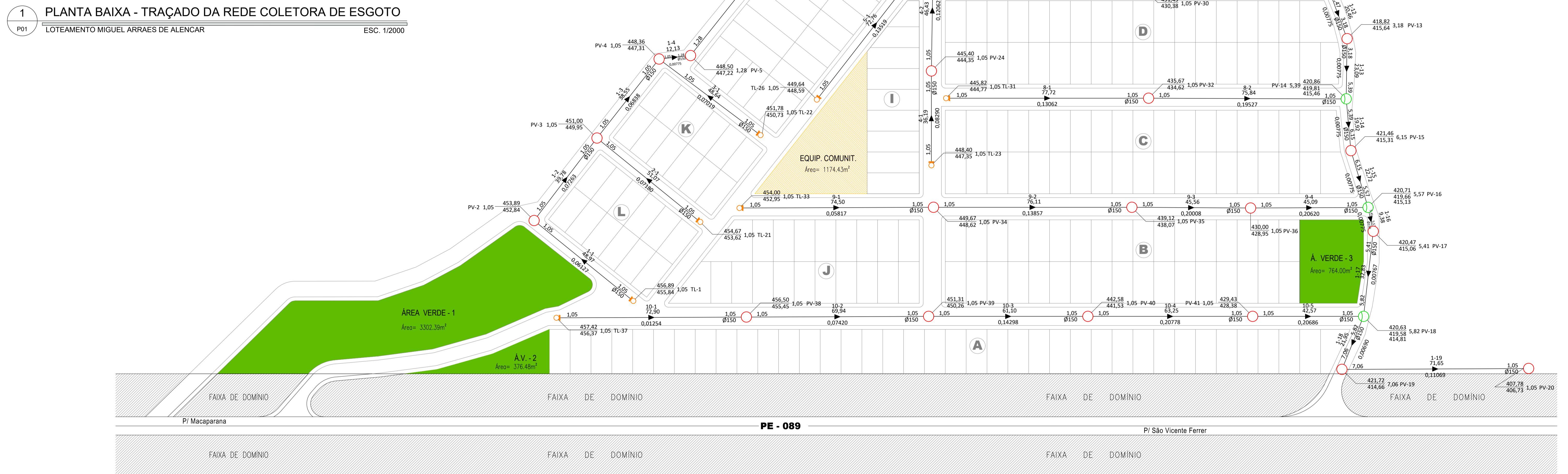
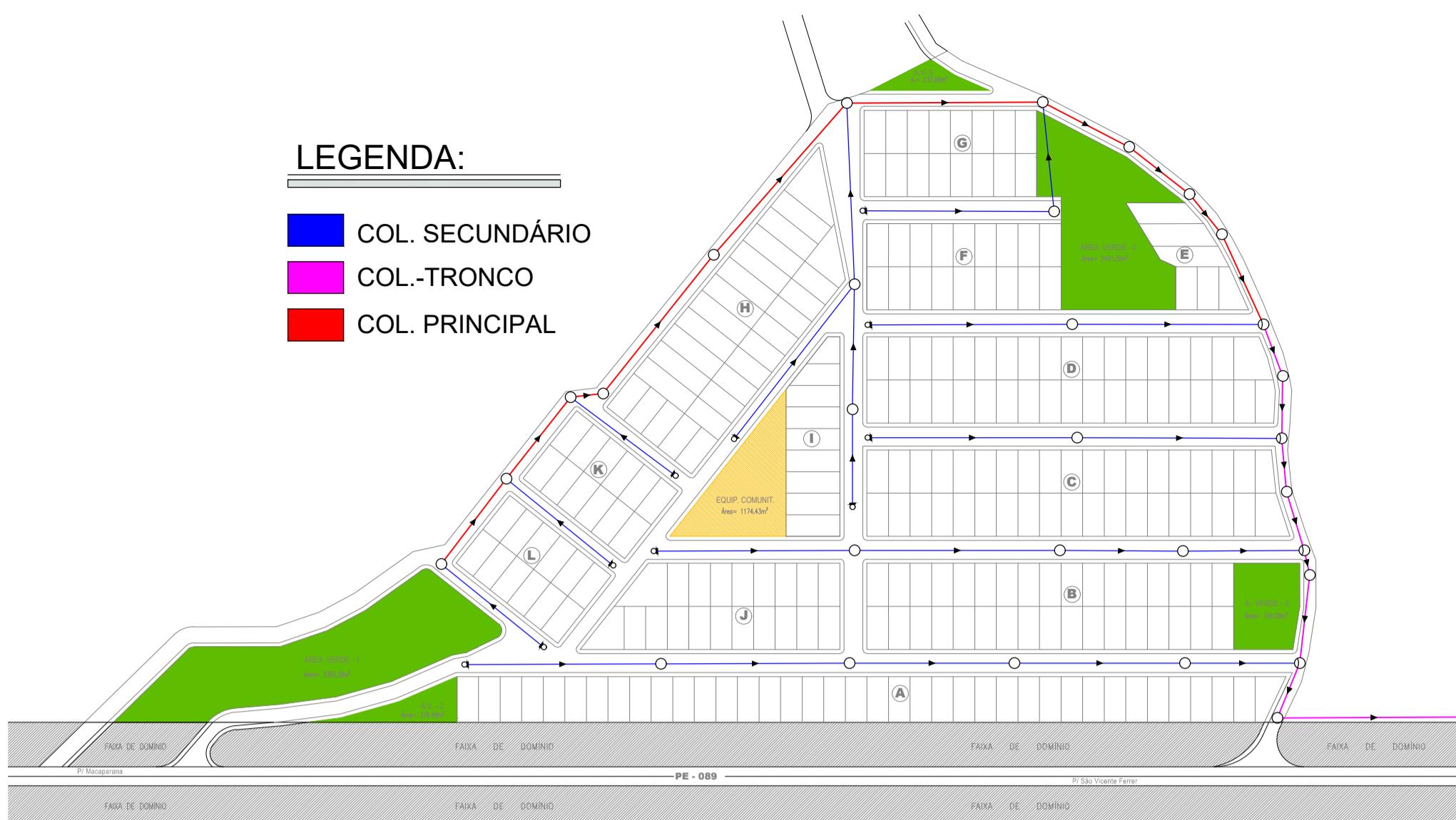
**APÊNDICE G – Prancha 01: Projeto de Esgotamento Sanitário com curvas de nível -**  
**Loteamento Miguel Arraes de Alencar**



**APÊNDICE H** – Prancha 02: Projeto de Esgotamento Sanitário - Loteamento Miguel Arraes  
de Alencar

**LEGENDA:**

- TERMINAL DE LIMPEZA (TL)
- POÇO DE VISITA (PV)
- POÇO DE VISITA (PV) C/ TUBO DE QUEDA (TQ)
- TUBULAÇÃO PVC Ø150MM



**PLANTA BAIXA - PROJETO DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO**  
LOTEAMENTO MIGUEL ARRAES DE ALENCAR  
PE - 089  
ESC. 1/750

N.M.

PROPRIETÁRIO:

PROJETO:

CONSTRUÇÃO:

FOLHA  
**P02**  
/06

PROJETO DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO E CURVAS DE NÍVEL  
LOCAL: LOT. MIGUEL A. DE ALENCAR - SÃO VICENTE FÉRRER-PE  
PROPRIETÁRIO:

RESPONSÁVEL	INSC. NA P.M.S.V.F.	RUBRICA
DESENHO		
CÓPIA		
VISTO		

ESCALAS: 1:2000 / 1:750

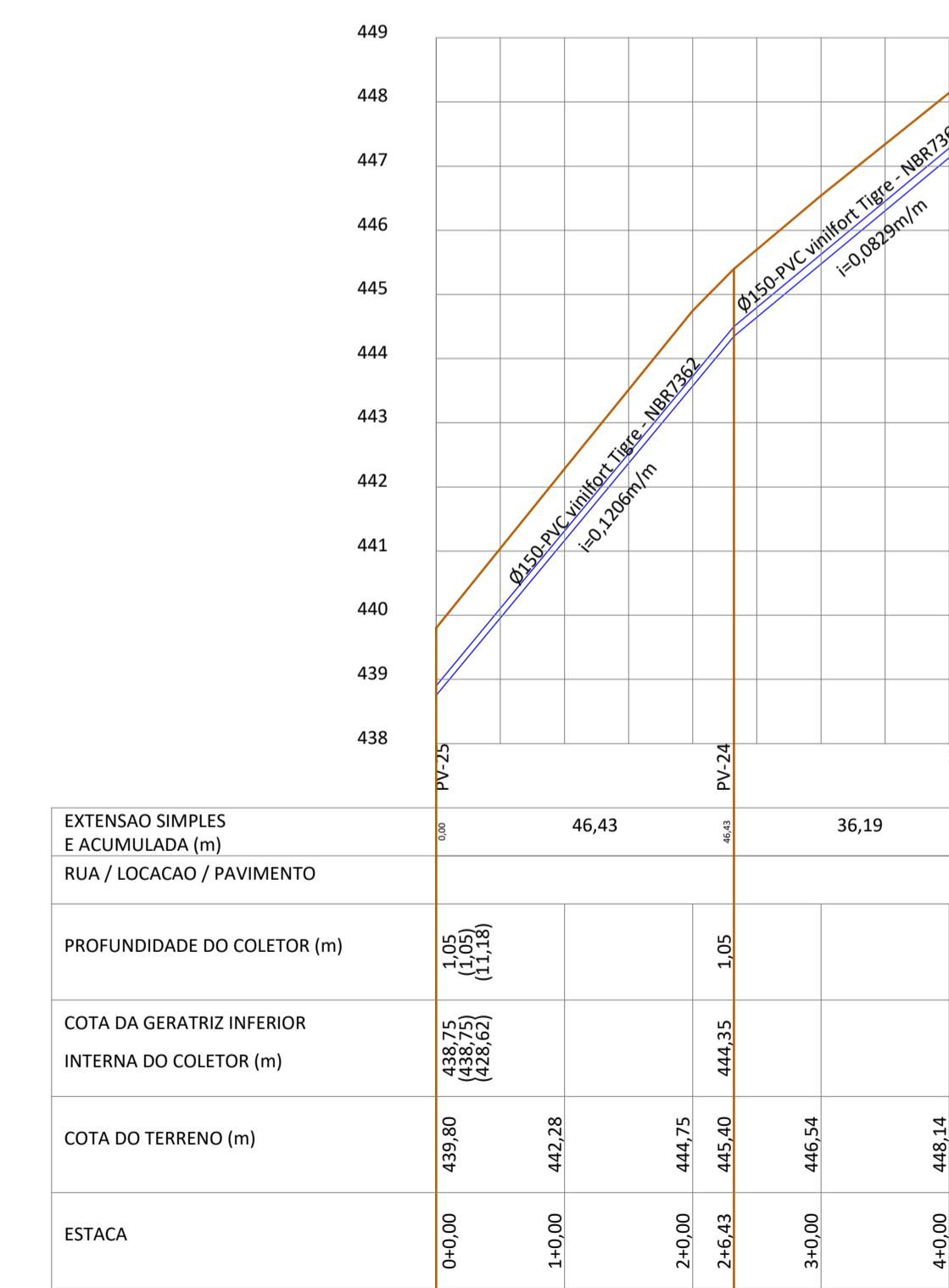
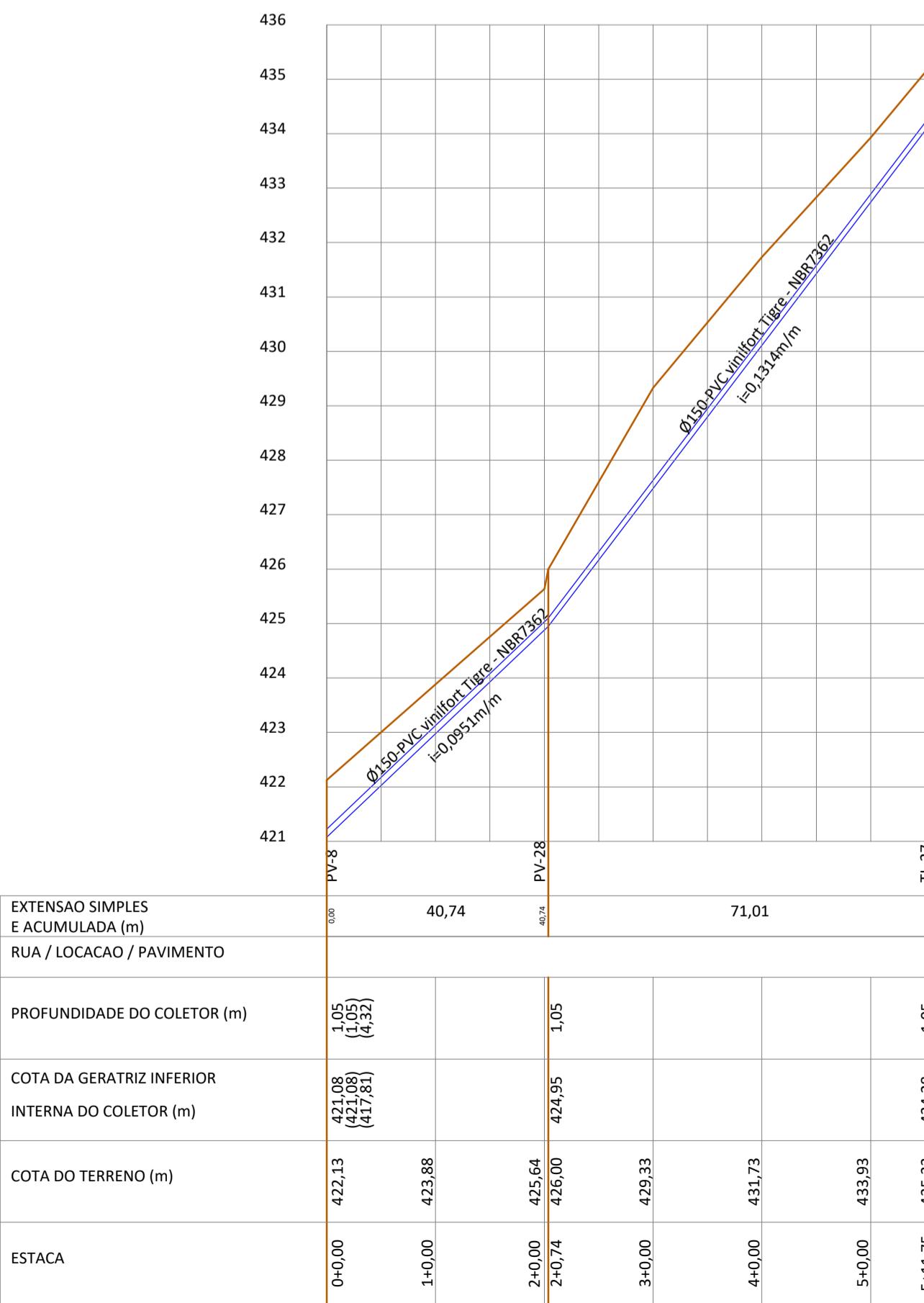
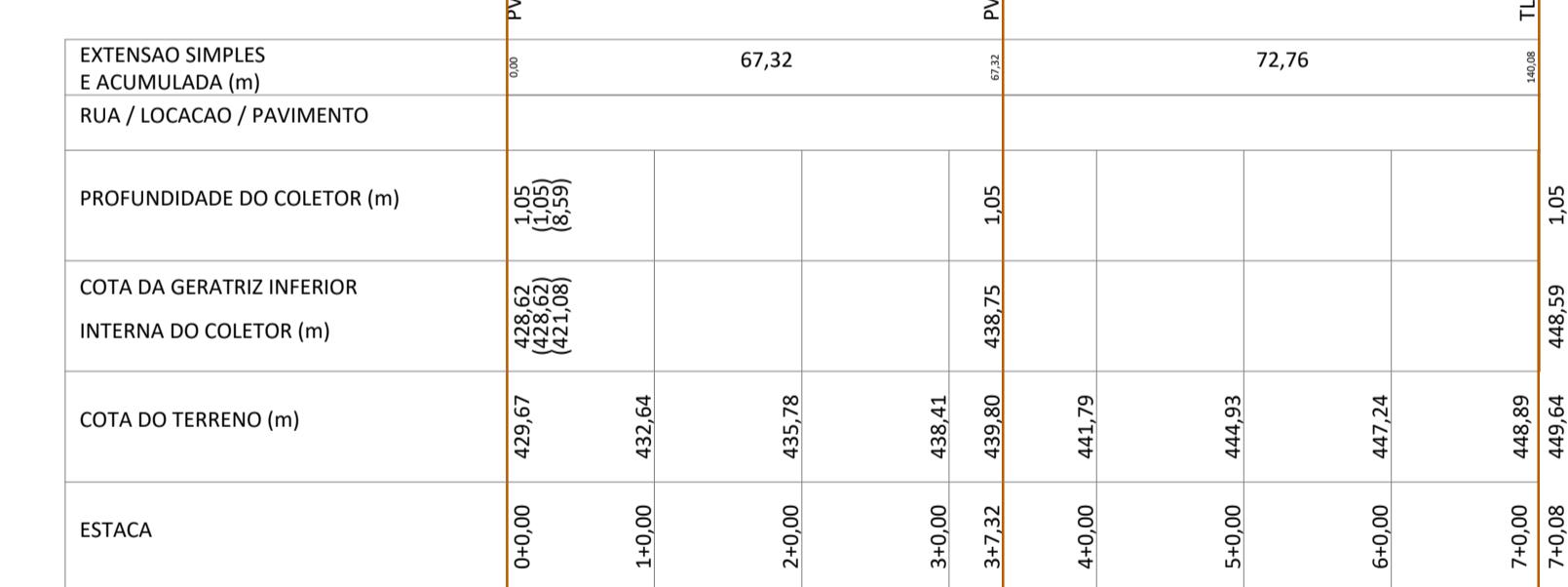
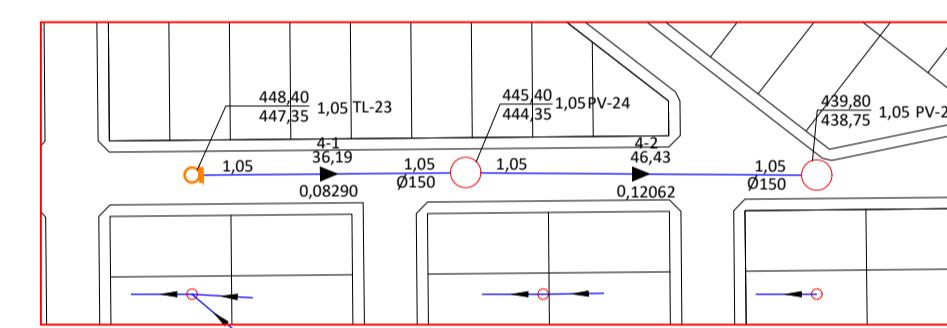
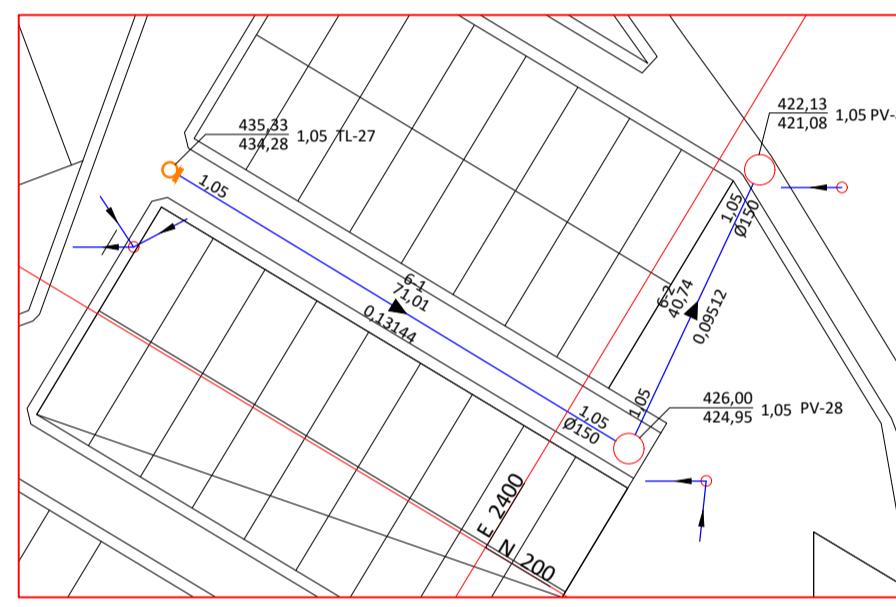
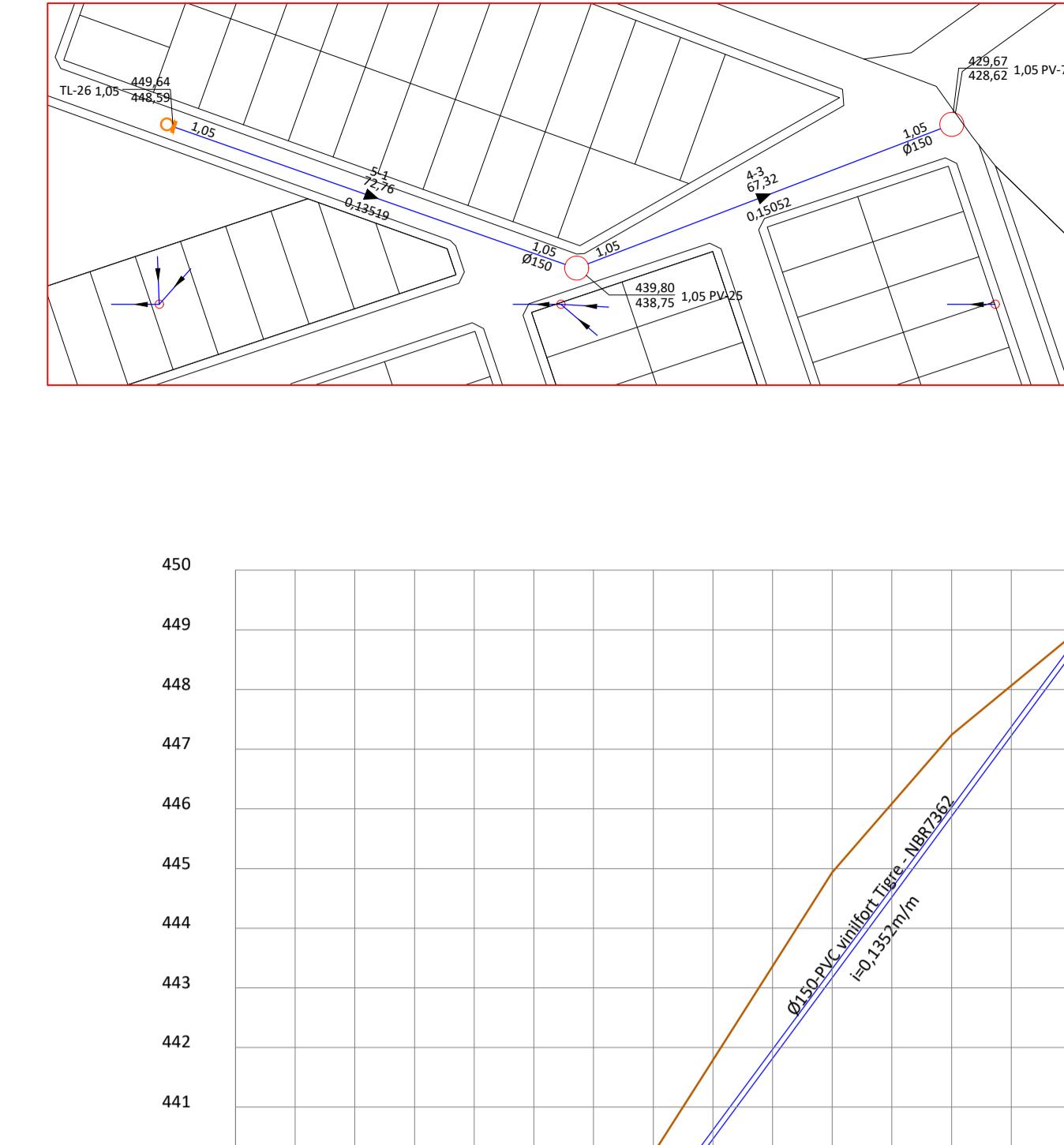
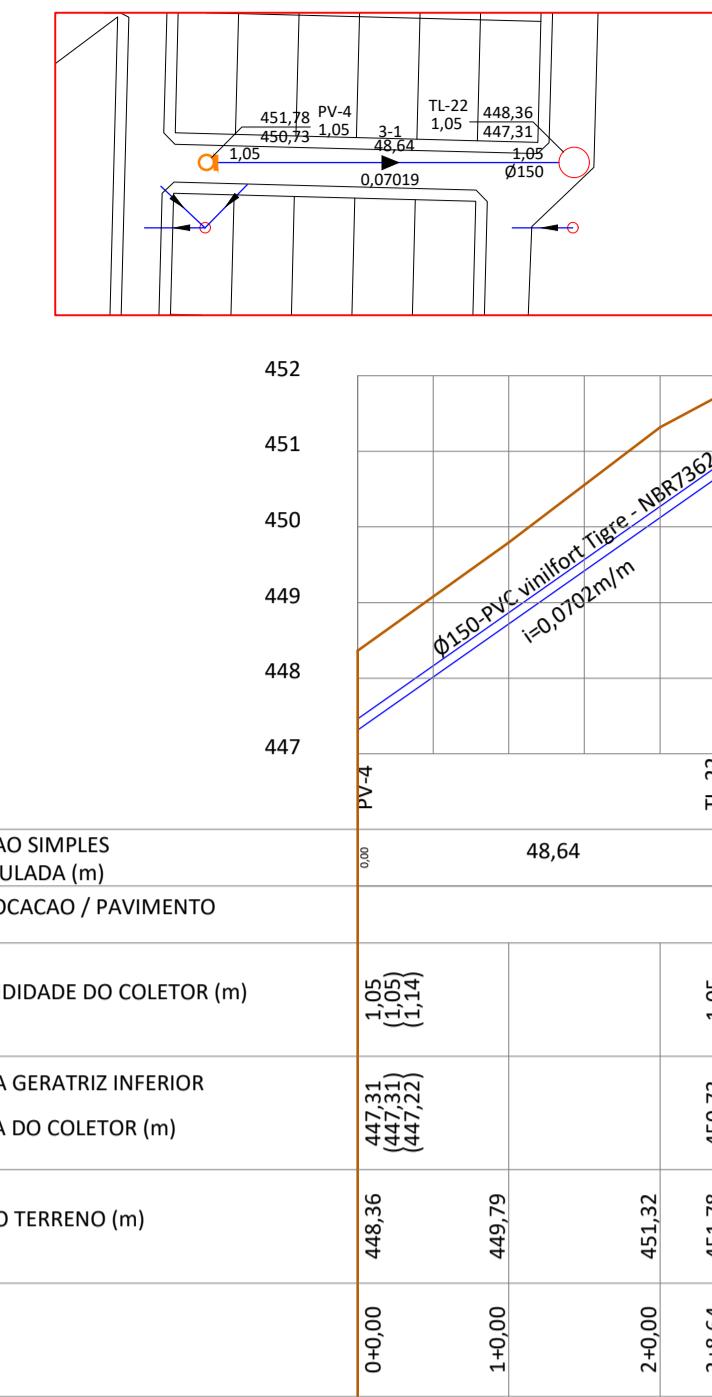
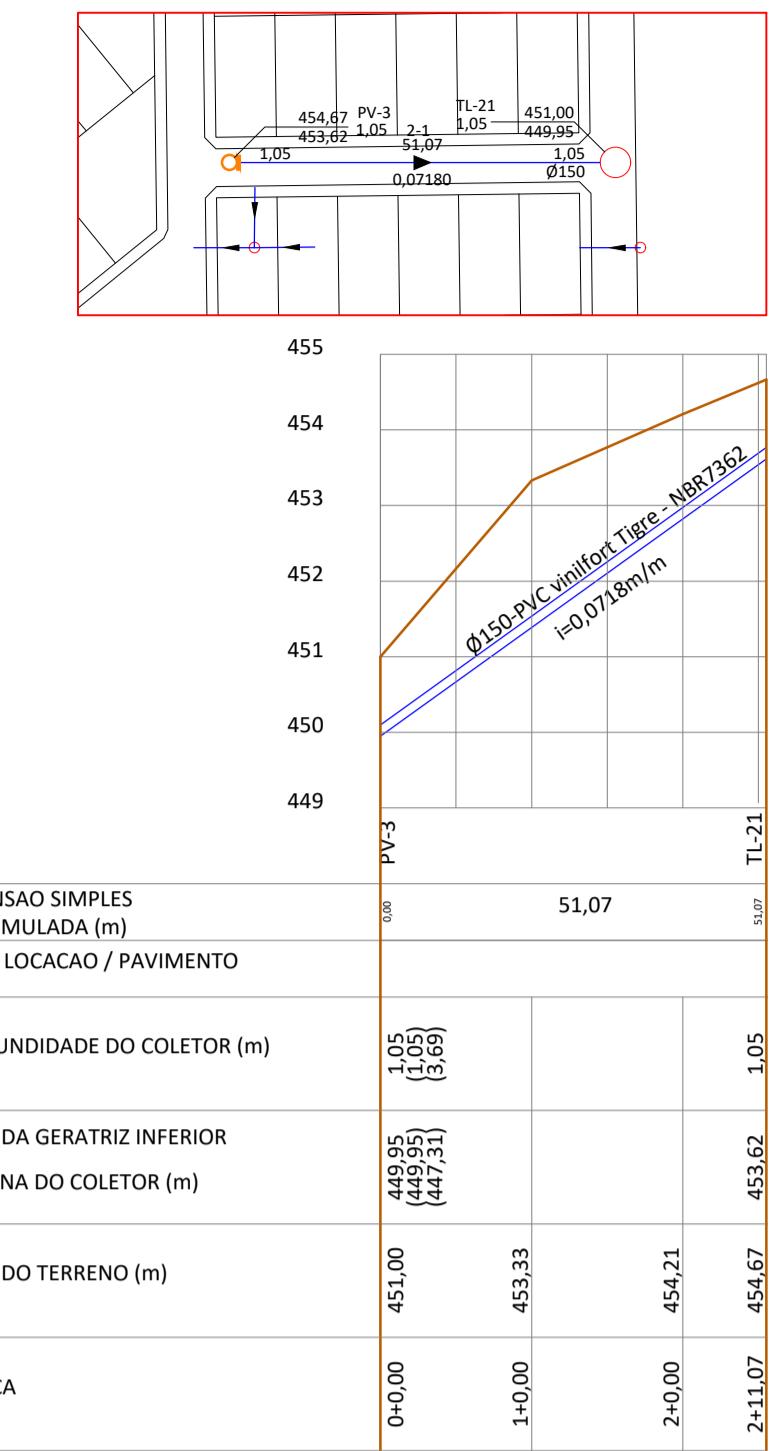
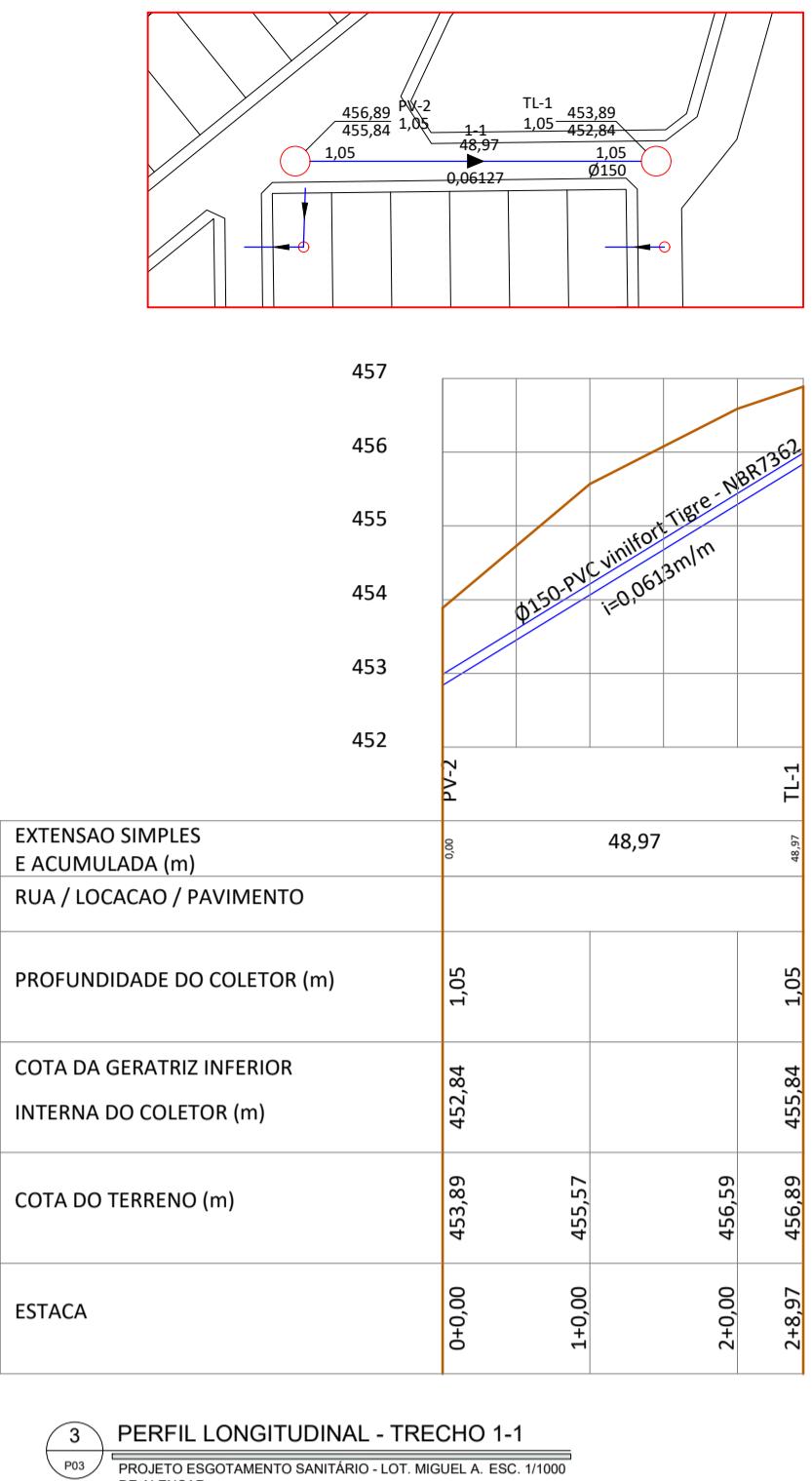
DESENHO(S): TRACADO DA REDE COLETORA DE ESGOTO - LOT. MIGUEL A. DE ALENCAR

PROJETO DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO - LOT. MIGUEL A. DE ALENCAR

ÁREA DE TERRENO:  
ÁREA DE CONST.:  
T.O.C.:  
ÍNDICE DE APROV.:

INSC. NA P.M.S.V.F.

**APÊNDICE I** – Prancha 03: Perfil longitudinal de trechos - Projeto de Esgotamento Sanitário  
- Loteamento Miguel Arraes de Alencar



---

**PROPRIETÁRIO:**

---

**PROJETO:**

CONSTRUÇÕES

---

FOLHA

P03  
1/2

\_\_\_\_\_

DESENHO

VISTO

---

1:1000

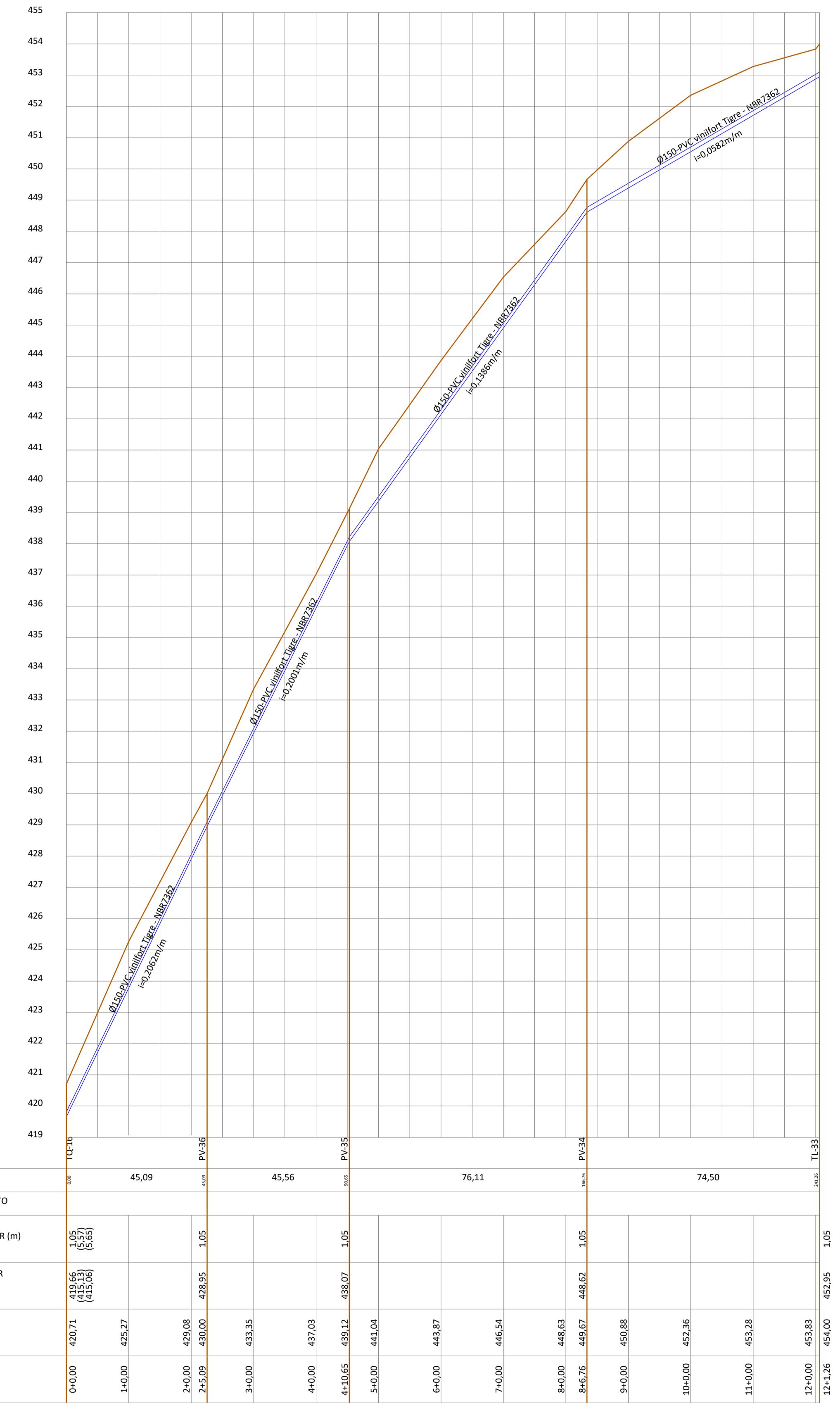
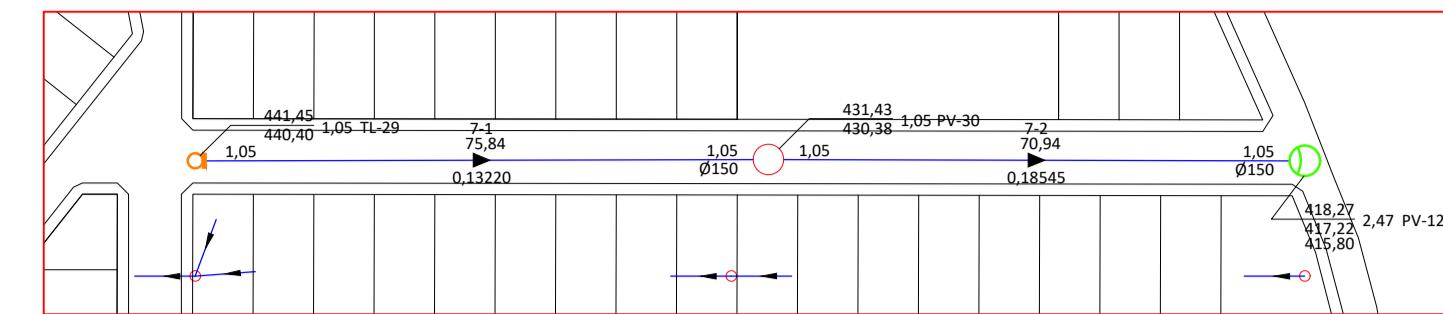
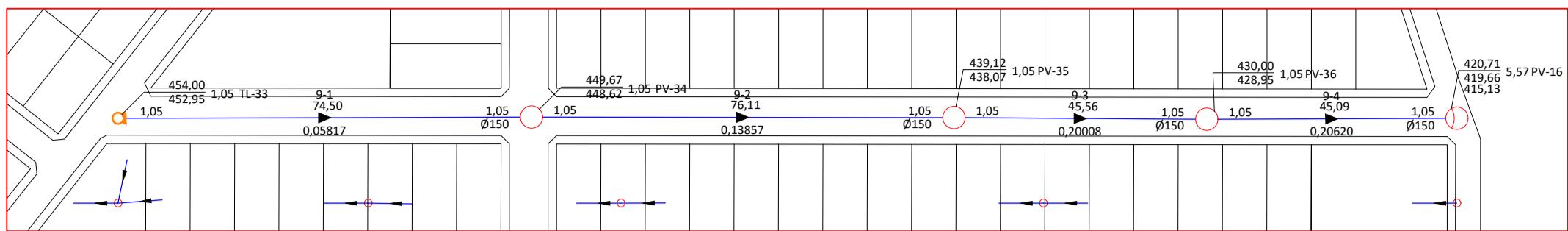
**PROJETO DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO  
LOCAL: LOT. MIGUEL A. DE ALENCAR - SÃO VICENTE FÉRRER-PE  
CORPO D'ÁGUA:**

ESPONSBÁVEL	INSC. NA P.M.S.V.F.	RUBRICA	

Table 1. Summary of the main characteristics of the three groups of patients.

**PERFIL LONGITUDINAL DE TRECHOS -  
ESTEAMENTO MIGUEL A. DE ALENCAR**

**APÊNDICE J** – Prancha 04: Perfil longitudinal de trechos - Projeto de Esgotamento  
Sanitário - Loteamento Miguel Arraes de Alencar



9) PERFIL LONGITUDINAL - TRECHO 9.1 até 9.4  
PROJETO ESGOTAMENTO SANITÁRIO - LOT. MIGUEL A. DE ALENCAR - SÃO VICENTE FÉRRER-PE  
ESC. 1/1000

EXTENSÃO SIMPLES E ACUMULADA (m)		RUA / LOCACAO / PAVIMENTO	
		1Q-12	70,94
0+0.00 418,27	417,22 (415,68) [2,33]	1,05	75,84
1+0,00 421,96			
2+0,00 425,34			
3+0,00 429,61			
3+10,94 431,43	430,38	1,05	PV-30
4+0,00 432,64			
5+0,00 438,14			
7+0,00 441,00			
7+6,78 441,45	440,40	1,05	TL-29

PROFUNDIDADE DO COLETOR (m)

COTA DA GERATRIZ INFERIOR INTERNA DO COLETOR (m)

COTA DO TERRENO (m)

ESTACA

10) PERFIL LONGITUDINAL - TRECHO 7-1 e 7-2  
PROJETO ESGOTAMENTO SANITÁRIO - LOT. MIGUEL A. DE ALENCAR - SÃO VICENTE FÉRRER-PE  
ESC. 1/1000

PROPRIETÁRIO:

PROJETO:

CONSTRUÇÃO:

FOLHA P04 /06  
PROJETO DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO  
LOCAL: LOT. MIGUEL A. DE ALENCAR - SÃO VICENTE FÉRRER-PE  
PROPRIETÁRIO:

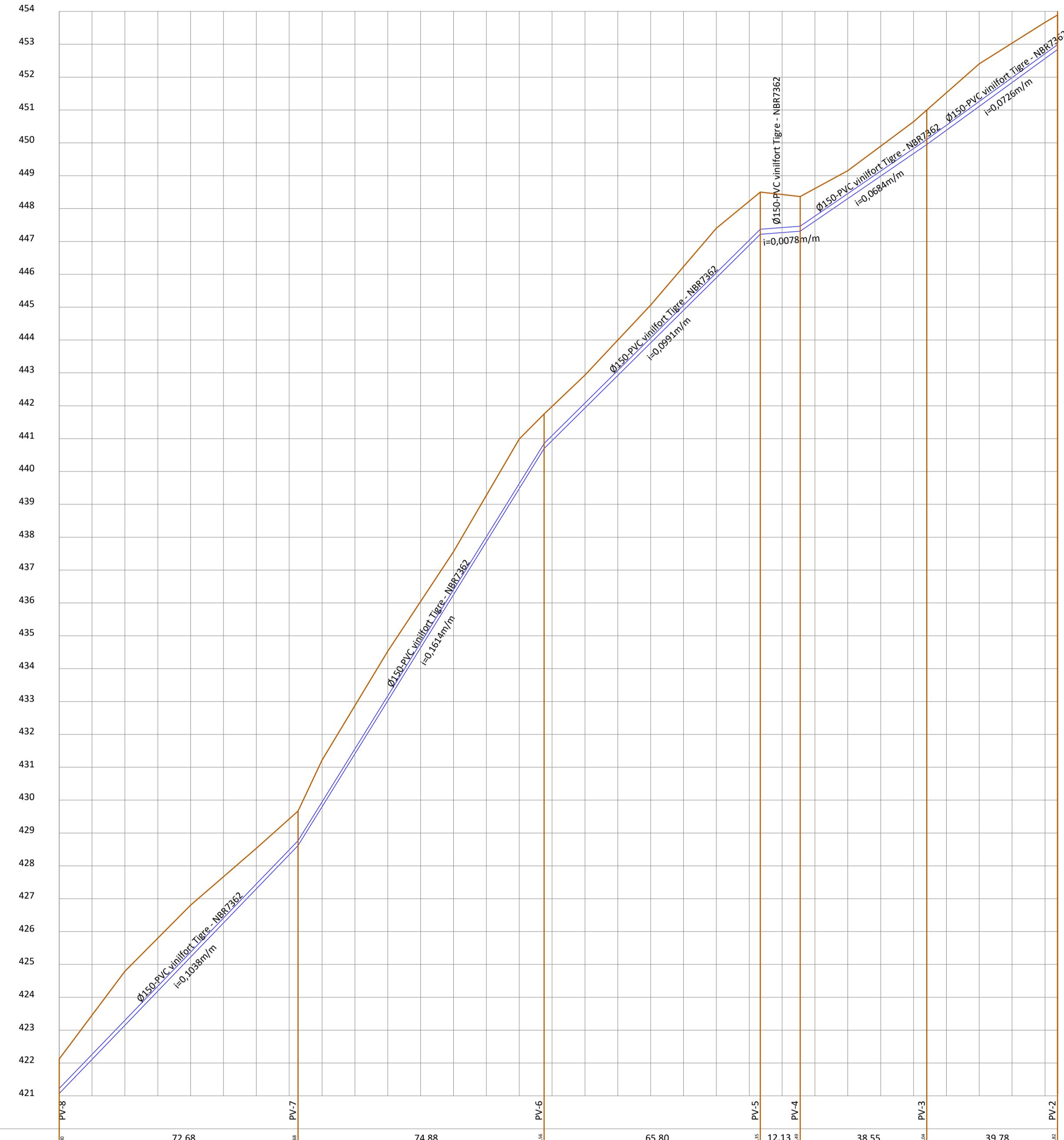
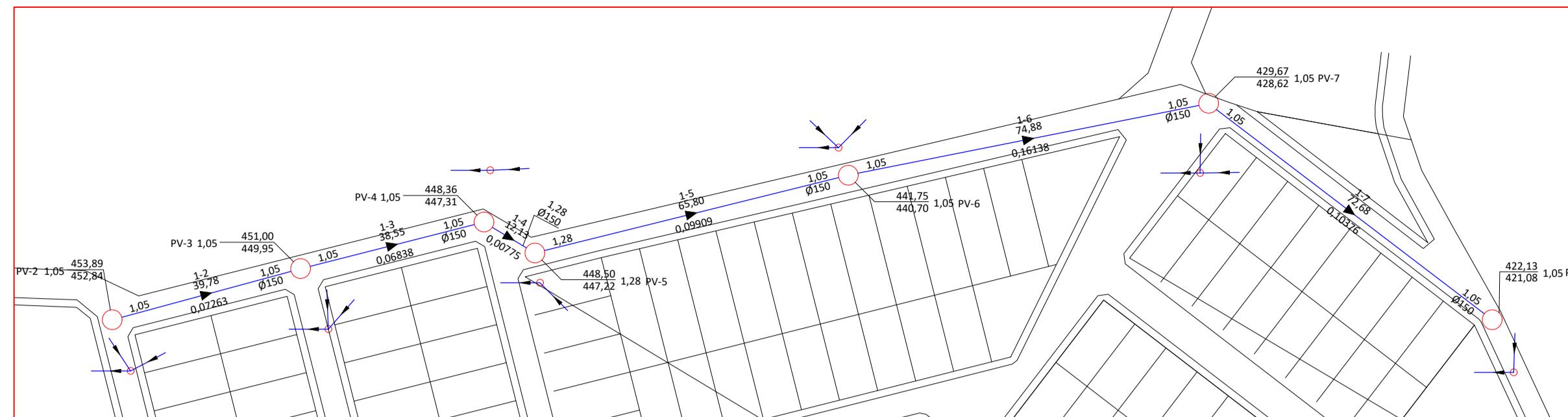
RESPONSAVEL	INSC. NA P.M.S.V.F.	RUBRICA
DESENHO		
CÓPIA		
VISTO		

ESCALAS 1:1000	DESENHO(S) PERFIL LONGITUDINAL DE TRECHOS - LOTEAMENTO MIGUEL A. DE ALENCAR	ÁREA DE TERRENO: ÁREA DE CONST.: TÍP. DE OCUPAÇÃO: ÍNDICE DE APROV.: INSC. NA P.M.S.V.F.	ÁREA DE PROJEÇÃO: ÁREA PERMEÁVEL:

**APÊNDICE K** – Prancha 05: Perfil longitudinal de trechos - Projeto de Esgotamento  
Sanitário - Loteamento Miguel Arraes de Alencar



**APÊNDICE L** – Prancha 06: Perfil longitudinal de trechos - Projeto de Esgotamento  
Sanitário - Loteamento Miguel Arraes de Alencar



EXTENSÃO SIMPLES E ACUMULADA (m)	RUA / LOCACAO / PAVIMENTO
0,00 00 432,13 [421,88] 1,05 (421,88) [1,05]	
1,00 00 434,79 2,00 00 436,81	
5,00 00 434,53	
6,00 00 437,56	
3,12,68 429,67 428,62 1,05 4,00 00 431,22	
7,00 00 440,99 7,71,56 441,75 440,70 1,05 10,13,35 448,50 447,72 1,28 11,40,00 448,43 447,31 1,05 11,45,49 448,36 447,31 1,05 12,40,00 449,15	
9,00 00 445,06 13,40,04 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41	
15,41,82 453,67 453,89 452,84 1,05 15,82 453,67 453,89 452,84 1,05	
10,40,00 447,40 12,13 448,43 447,31 1,05 13,40,00 450,64 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
7,00 00 440,99 7,71,56 441,75 440,70 1,05 10,13,35 448,50 447,72 1,28 11,40,00 448,43 447,31 1,05 11,45,49 448,36 447,31 1,05 12,40,00 449,15	
13,40,04 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
10,40,00 447,40 12,13 448,43 447,31 1,05 13,40,00 450,64 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
13,40,04 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
10,40,00 447,40 12,13 448,43 447,31 1,05 13,40,00 450,64 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
13,40,04 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
10,40,00 447,40 12,13 448,43 447,31 1,05 13,40,00 450,64 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
13,40,04 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
10,40,00 447,40 12,13 448,43 447,31 1,05 13,40,00 450,64 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
13,40,04 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
10,40,00 447,40 12,13 448,43 447,31 1,05 13,40,00 450,64 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
13,40,04 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
10,40,00 447,40 12,13 448,43 447,31 1,05 13,40,00 450,64 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
13,40,04 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
10,40,00 447,40 12,13 448,43 447,31 1,05 13,40,00 450,64 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
13,40,04 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
10,40,00 447,40 12,13 448,43 447,31 1,05 13,40,00 450,64 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
13,40,04 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
10,40,00 447,40 12,13 448,43 447,31 1,05 13,40,00 450,64 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
13,40,04 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
10,40,00 447,40 12,13 448,43 447,31 1,05 13,40,00 450,64 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
13,40,04 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
10,40,00 447,40 12,13 448,43 447,31 1,05 13,40,00 450,64 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
13,40,04 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
10,40,00 447,40 12,13 448,43 447,31 1,05 13,40,00 450,64 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
13,40,04 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
10,40,00 447,40 12,13 448,43 447,31 1,05 13,40,00 450,64 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
13,40,04 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
10,40,00 447,40 12,13 448,43 447,31 1,05 13,40,00 450,64 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
13,40,04 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
10,40,00 447,40 12,13 448,43 447,31 1,05 13,40,00 450,64 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
13,40,04 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453,67 453,89 452,84 1,05	
10,40,00 447,40 12,13 448,43 447,31 1,05 13,40,00 450,64 451,00 449,95 1,05 14,40,00 452,41 15,40,00 453	

**ANEXO A** – Projeto topográfico (planimétrico) do loteamento Miguel Arraes de Alencar



**PROPRIETÁRIO:**

BSP, TÉCNICO PELO PROJETO:

NTA: ABSOLUTETÔNICA

ARQUITETO

NCHA:  
61

01 / 01

• 170

ENHO:

# ANTA BAIXA E LOCAÇÃO

ΔΔΔ:

1/1.000

NTAMENTO PLANIMÉTRICO DE UMA ÁREA ONDE ESTÁ  
LIZADA O **LOTEAMENTO MIGUEL ARRAES**, SITUADA ÀS  
ENS DA RODOVIA PE - 089 - MUNICÍPIO DE SÃO VICENTE  
PE.

---

---

6):

ÁREA TOTAL

ÁREAS VÉRTICE

ÁREA DE I

**EAMENTO MIGUEL ARRAES, SITUADA ÀS  
DIA PE - 089 - MUNICÍPIO DE SÃO VICENTE**