

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Carlos Henrique Garbin**

**SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE  
MAÇAMBARÁ/RS: DESENVOLVIMENTO DO  
ANTEPROJETO**

Porto Alegre  
julho 2016

**CARLOS HENRIQUE GARBIN**

**SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE  
MAÇAMBARÁ/RS: DESENVOLVIMENTO DO  
ANTEPROJETO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de  
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal  
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do  
título de Engenheiro Civil

**Orientador: Dieter Wartchow**

Porto Alegre  
julho 2016

**CARLOS HENRIQUE GARBIN**

**SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE  
MAÇAMBARÁ/RS: DESENVOLVIMENTO DO  
ANTEPROJETO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela banca examinadora da atividade de ensino Trabalho de Conclusão de Curso II da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, julho de 2016

Prof. Dieter Wartchow  
Dr. pela Universidade de Stuttgart  
Orientador

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Luiz Fernando de Abreu Cybis (UFRGS)**  
Pós-Dr. pela Iowa State University

**Prof. Dieter Wartchow (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade de Stuttgart

**Eng. José Vilmar Viegas**  
Mst. pela Universidade Federal de Santa Maria

Dedico este trabalho a meus pais, Rogério e Marina,  
minha avó, Dalva, e minha namorada, Maysa.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Prof. Dieter Wartchow, orientador deste trabalho, pela confiança e apoio oferecidos durante todo o trabalho.

Agradeço à Profa. Carin Maria Schmitt pela disponibilidade e orientação, fundamentais na etapa inicial do trabalho.

Agradeço aos meus pais, Rogério e Marina, pela dedicação e esforço durante toda a minha vida.

Agradeço a minha namorada, Maysa, pela paciência, apoio e incentivo.

Agradeço aos meus amigos e colegas pela ajuda e materiais cedidos.

A ciência, como um todo, não é nada mais do que um  
refinamento do pensar diário.

*Albert Einstein*

## RESUMO

Menos da metade da população brasileira conta com coleta e transporte de esgoto sanitário, sendo que uma porcentagem ainda menor conta com tratamento deste esgoto. Devido ao alto grau de investimento necessário para a realização de um sistema de esgotamento sanitário (SES) adequado, os municípios de menor porte são os principais atingidos por essa falta de infraestrutura básica, cabendo a Funasa, neste caso, financiar tal infraestrutura. Além disso, os municípios de menor porte contam com uma deficiência maior de informações e corpo técnico, dificultando a elaboração e avaliação de projetos de sistema de esgotamento sanitário adequados. Diante deste contexto, o presente trabalho elabora um anteprojeto de sistema de esgotamento sanitário para um município de pequeno porte, Maçambará, na fronteira oeste do Rio Grande do Sul, em conformidade com as normas vigentes para um sistema do tipo separador absoluto, e com os parâmetros de anteprojeto e operação de acordo com a responsável pelo sistema de água e esgoto deste município. A partir da revisão bibliográfica, apresentaram-se os principais componentes de um SES tipo separador absoluto, detalhando os relevantes para este anteprojeto, desde como escolher a concepção do sistema até o pré-dimensionamento das estruturas da rede coletora, estações elevatórias de esgoto bruto e estação de tratamento de efluentes sanitários. Logo após, aplicou-se isso para o caso de Maçambará, analisando suas características locais, determinando uma concepção de anteprojeto, pré-dimensionando e implantando suas estruturas, para então estimar um custo total. Por fim, apresentaram-se as dificuldades encontradas ao longo da realização do trabalho e a dificuldade do município pequeno em executar uma infraestrutura básica de tal valor, como a apresentada no anteprojeto elaborado.

Palavras-chave: Sistema de Esgotamento Sanitário. Elaboração de Anteprojeto. Sistema Separador Absoluto. Pequenos Municípios.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas do trabalho .....	19
Figura 2 – Cronograma do trabalho .....	20
Figura 3 – Traçado de rede perpendicular, em leque e distrital .....	29
Figura 4 – Área de projeto e respectivos setores censitários .....	45
Figura 5 – Divisão das bacias hidrossanitárias .....	46
Figura 6 – Concepção escolhida para o anteprojeto, sem escala .....	50
Figura 7 – Planta baixa de estação elevatória de baixa vazão padrão Corsan .....	52
Figura 8 – Corte de estação elevatória de baixa vazão padrão Corsan .....	52
Figura 9 – Terreno proposto para a estação de tratamento .....	53
Figura 10 – Configurações da rotina de dimensionamento no SANCAD .....	56
Figura 11 – Implantação da EEB 2 em escala 1:400 .....	59
Figura 12 – Implantação da EEB 3 em escala 1:400 .....	60
Figura 13 – Implantação proposta para a estação de tratamento em escala 1:600 .....	66



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Índice de atendimento e tratamento de esgotos no Brasil em 2013 .....	21
Tabela 2 – Dados demográficos por setor censitário .....	47
Tabela 3 – População de 2010 por bacia hidrossanitária .....	47
Tabela 4 – Resultado da projeção populacional .....	48
Tabela 5 – Parâmetros de cálculo das vazões .....	55
Tabela 6 – Evolução anual das vazões domésticas médias .....	55
Tabela 7 – Dimensionamentos e verificações das EEBs 2 e 3 .....	61
Tabela 8 – Vazões médias afluentes à ETE .....	63
Tabela 9 – Vazões máximas afluentes à ETE .....	64

## LISTA DE SIGLAS

Consema – Conselho Estadual do Meio Ambiente

Corsan – Companhia Riograndense de Saneamento

DN – Diâmetro Nominal

ETE – Estação de Tratamento de Esgotos

FBAS – Filtro Biológico Aerado Submerso

Funasa – Fundação Nacional da Saúde

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IPH – Instituto de Pesquisas Hidráulicas

PMSB – Plano Municipal de Saneamento Básico

PV – Poço de Visita

RAFA – Reator Anaeróbico de Fluxo Ascendente

SES – Sistema de Esgotamento Sanitário

SNIS – Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento

TL – Terminal de Limpeza

*UASB – Upflow Anaerobic Sludge Blanket* (reator anaeróbico de manta de lodo)

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

BH – Bacia Hidrossanitária

EEB – Elevatória de Esgoto Bruto

PEAD – Polietileno de Alta Densidade

Sabesp – Companhia de Saneamento Básico de São Paulo

## LISTA DE SÍMBOLOS

$Q_{d,i}$  = vazão média inicial de esgoto doméstico (l/s)

$Q_{d,f}$  = vazão média final de esgoto doméstico (l/s)

$C$  = coeficiente de retorno

$P_i$  = população inicial (hab)

$P_f$  = população final (hab)

$q_i$  = consumo de água efetivo *per capita* inicial (l/hab.dia)

$q_f$  = consumo de água efetivo *per capita* final (l/hab.dia)

$k_1$  = coeficiente de máxima vazão diária

$k_2$  = coeficiente de máxima vazão horária

$k_3$  = coeficiente de mínima vazão horária

$Q_i$  = vazão inicial de um trecho da rede (l/s)

$Q_f$  = vazão final de um trecho da rede (l/s)

$Q_{inf}$  = contribuição de infiltração (l/s)

$Q_{c,i}$  = contribuição singular inicial (l/s)

$Q_{c,f}$  = contribuição singular final (l/s)

$T_{xi}$  = taxa de contribuição linear inicial para uma área esgotada de ocupação uniforme (l/s.km)

$T_{xf}$  = taxa de contribuição linear final para uma área esgotada de ocupação uniforme (l/s.km)

$L$  = extensão de rede coletora no trecho (m)

$\sigma_t$  = tensão trativa média (Pa)

$\gamma$  = peso específico da água (N/m<sup>3</sup>)

$R_h$  = raio hidráulico (m)

$I_o$  = declividade (m/m)

$v_f$  = velocidade final (m/s)

$v_c$  = velocidade crítica (m/s)

$A_{m,f}$  = área molhada de escoamento final (m<sup>2</sup>)

$g$  = aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>)

$A_m$  = área molhada (m<sup>2</sup>)

$P_m$  = perímetro molhado (m)

$V_{u,mín}$  = volume útil mínimo do poço de sucção (m<sup>3</sup>)

$Q_b$  = capacidade da bomba (m<sup>3</sup>/min)

$T$  = intervalo de tempo entre duas partidas sucessivas de uma bomba (tempo de ciclo) (min)

$t_{op}$  = tempo necessário para esvaziar o poço desde o nível máximo até o mínimo (min)

$t_p$  = tempo necessário para encher o poço do nível mínimo ao máximo (min)

$V_u$  = volume útil do poço de sucção, compreendido entre o nível máximo (nível de partida) e o nível mínimo (nível de parada) (m<sup>3</sup>)

$Q_a$  = vazão afluyente ao poço (m<sup>3</sup>/min)

$D$  = diâmetro (m)

$K$  = coeficiente de Bresse

$Q$  = vazão (m<sup>3</sup>/s)

$Q_{méd,f}$  = vazão média final de um trecho da rede (l/s)

$P$  = potência de um conjunto elevatório (cv)

$\gamma$  = peso específico do esgoto bruto (1000 kgf/m<sup>3</sup>)

$H_{\text{man}}$  = altura manométrica (m)

$\eta$  = rendimento global do conjunto elevatório (%)

A = área (m<sup>2</sup>)

v = velocidade (m/s)

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	15
<b>2 DIRETRIZES DA PESQUISA</b> .....	17
2.1 QUESTÃO DA PESQUISA .....	17
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA .....	17
<b>2.2.1 Objetivo Principal</b> .....	17
<b>2.2.2 Objetivos Secundários</b> .....	17
2.3 PRESSUPOSTOS .....	17
2.4 DELIMITAÇÕES .....	18
2.5 LIMITAÇÕES .....	18
2.6 DELINEAMENTO .....	18
<b>3 SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO NO BRASIL</b> .....	21
3.1 SES EM MUNICÍPIOS COM MENOS DE 50 MIL HABITANTES .....	21
3.2 SES NO RIO GRANDE DO SUL .....	22
<b>4 ANTEPROJETO DE SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO</b> .....	24
4.1 O SISTEMA SEPARADOR ABSOLUTO .....	24
4.2 ESGOTO SANITÁRIO .....	25
<b>4.2.1 Bacias Hidrossanitárias</b> .....	25
<b>4.2.2 Esgoto Doméstico</b> .....	26
4.2.2.1 População de projeto.....	27
4.2.2.2 Contribuição <i>per capita</i> e coeficientes de retorno e variação da vazão .....	27
<b>4.2.3 Infiltração</b> .....	28
4.3 REDE COLETORA .....	28
<b>4.3.1 Traçado e Localização da Rede Coletora</b> .....	29
<b>4.3.2 Acessórios da Rede Coletora</b> .....	30
<b>4.3.3 Dimensionamento Hidráulico da Rede Coletora</b> .....	30
4.3.3.1 Vazões de projeto .....	31
4.3.3.2 Tensão trativa e autolimpeza dos coletores .....	32
4.3.3.3 Critérios de dimensionamento .....	33
<b>4.3.4 O Software SANCAD</b> .....	35
4.4 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA .....	36
<b>4.4.1 Dimensionamento do Poço de Sucção</b> .....	37
<b>4.4.2 Dimensionamento dos Condutos</b> .....	39
<b>4.4.3 Perda de Carga no Recalque e Potência da Elevatória</b> .....	40

4.5 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO .....	41
<b>4.5.1 Vazão Afluente de Projeto da ETE .....</b>	<b>42</b>
<b>4.5.2 Implantação da ETE .....</b>	<b>43</b>
<b>5 CONCEPÇÃO DO ANTEPROJETO .....</b>	<b>44</b>
5.1 CARACTERIZAÇÃO LOCAL .....	44
5.2 ÁREA DE PROJETO E ANÁLISE POPULACIONAL .....	45
<b>5.2.1 Delimitação das Bacias Hidrossanitárias .....</b>	<b>46</b>
<b>5.2.2 Análise Populacional .....</b>	<b>46</b>
5.2.2.1 Determinação da população para o ano de 2010 .....	47
5.2.2.2 Projeção populacional .....	48
5.3 ESCOLHA DE ALTERNATIVAS PARA O ANTEPROJETO DO SES .....	48
<b>5.3.1 Tipo de Rede Coletora Escolhida .....</b>	<b>51</b>
<b>5.3.2 Estação Elevatória Escolhida .....</b>	<b>51</b>
<b>5.3.3 Estação de Tratamento Escolhida .....</b>	<b>53</b>
<b>5.3.4 Alternativas para o Emissário Final .....</b>	<b>54</b>
<b>6 IMPLANTAÇÃO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO .....</b>	<b>55</b>
6.1 REDE COLETORA .....	56
<b>6.1.1 BH-01 .....</b>	<b>57</b>
<b>6.1.2 BH-02 .....</b>	<b>57</b>
<b>6.1.3 BH-03 .....</b>	<b>58</b>
6.2 ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS .....	58
<b>6.2.1 Dimensionamentos e Verificações .....</b>	<b>60</b>
<b>6.2.2 Previsão de Potência Instalada .....</b>	<b>61</b>
6.3 ETE .....	62
<b>7 ESTIMATIVA DE CUSTOS DO ANTEPROJETO .....</b>	<b>67</b>
<b>8 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>69</b>
REFERÊNCIAS .....	71
APÊNDICE A .....	74
APÊNDICE B .....	83
ANEXO A .....	88





## 1 INTRODUÇÃO

O sistema de esgotamento sanitário (SES) é composto pela coleta, transporte, tratamento e disposição final de águas residuárias, ou seja, esgotos sanitários domésticos e industriais. Este tipo de infraestrutura é considerada de grande importância para a saúde pública e ambiental.

O serviço de coleta e transporte de esgotos sanitários, através de redes públicas, surgiu para solucionar problemas de saúde relacionados à higiene. Inicialmente foram utilizadas as já existentes galerias e condutos pluviais, misturando as águas residuais e as pluviais, no que viria a ser conhecido como sistema unitário ou misto.

Com a necessidade econômica de um projeto de menor custo para a cidade de Memphis, nos Estados Unidos, surgiu, em 1879, um sistema chamado de separador absoluto, no qual as águas residuárias são conduzidas com exclusividade por condutos até tratamento adequado, com vazões inferiores e, logo, estruturas menores e mais baratas (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, p. 2).

A tecnologia de tratamento de esgotos evoluiu com o passar do tempo, apesar de ainda ser pouco utilizada no Brasil. Existem atualmente diversas opções, desde pequenas fossas sépticas até estruturas de tratamento para grandes cidades inteiras, com características variadas. No Rio Grande do Sul, a responsável pelo esgotamento sanitário na maior parte dos municípios é a Companhia Riograndense de Saneamento (Corsan).

Grande parte dos sistemas brasileiros ainda são do tipo misto e sem tratamento, com disposição direta nos corpos hídricos. Ainda mais grave, a maior parte da população brasileira não conta com coleta e tratamento. Segundo o Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS), em 2014, apenas 49,8% da população brasileira contava com coleta e transporte de esgotos sanitários, enquanto apenas 40,8% dos esgotos sanitários gerados possuíam qualquer tipo de tratamento (BRASIL, 2016, p. 24).

Isto é explicado pelo alto custo de investimento em um sistema de esgotamento sanitário, cujo retorno financeiro é desfavorável, principalmente em cidades horizontais e de menor porte, porque existe um menor número de habitantes por metro de rede coletora de esgotos.

Somado ao alto custo de investimento, existe a dificuldade de conscientização da população quanto à importância ambiental que, tendo a rede coletora de esgoto disponível em via pública, deve arcar com a ligação de sua propriedade até a mesma. Isto ocorre apesar da Lei 11.520 (RIO GRANDE DO SUL, 2000, p. 31) definir:

Art. 137 – Todos os esgotos deverão ser tratados previamente quando lançados no meio ambiente.

Parágrafo único – Todos os prédios situados em logradouros que disponham de redes coletoras de esgotos sanitários deverão ser obrigatoriamente ligados a elas, às expensas dos proprietários, excetuando-se da obrigatoriedade prevista no “caput” apenas as situações de impossibilidade técnica, que deverão ser justificadas perante os órgãos competentes.

Diante da situação deficitária exposta, este trabalho propõe o desenvolvimento do anteprojeto de esgotamento sanitário para o município de Maçambará-Rio Grande do Sul, devido à inexistência de um sistema de esgotamento sanitário local e sua importância social, de saúde e ambiental para a população urbana.

## 2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

### 2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: para o município de Maçambará, qual um anteprojeto adequado para o sistema de esgotamento sanitário?

### 2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

#### 2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a apresentação de um anteprojeto de sistema de esgotamento sanitário.

#### 2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários do trabalho são:

- a) apresentação das etapas de um anteprojeto de sistema de esgotamento sanitário em um município de pequeno porte;
- b) apresentação do *software* SANCAD, específico para dimensionamento de redes coletoras de esgoto sanitário.

### 2.3 PRESSUPOSTOS

O trabalho tem por pressupostos que as estruturas padrão Corsan implantadas no anteprojeto estão corretas e que o *software* SANCAD é adequado para o dimensionamento de redes coletoras de esgoto sanitário.

## 2.4 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao aglomerado urbano do distrito de Maçambará, no município de Maçambará.

## 2.5 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) a estação de tratamento de esgotos (ETE) será apenas implantada, padrão Corsan, composta por reator anaeróbico de fluxo ascendente (RAFA ou UASB), filtro biológico aerado submerso (FBAS), decantador e leitos de secagem;
- b) o trabalho se limita a parte hidráulica de um anteprojeto de esgotamento sanitário;
- c) as redes coletoras de esgoto serão dimensionadas com o *software* SANCAD;
- d) não será feito um orçamento específico, mas sim um custo aproximado, baseado na bibliografia e em projetos semelhantes;
- e) o sistema de esgotamento sanitário será do tipo separador absoluto;
- f) a estação elevatória de esgoto bruto (EEB) será padrão Corsan, com poço úmido e conjunto motor-bomba submerso, sendo a bomba de tipo centrífuga;
- g) os dados populacionais serão retirados do censo de 2010 do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), enquanto a taxa de crescimento populacional será retirada do Plano Municipal de Saneamento Básico (PMSB)<sup>1</sup>;
- h) o tratamento será apenas de esgotos domésticos, esgotos industriais devem ser pré-tratados.

## 2.6 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 1, e são descritas nos próximos parágrafos:

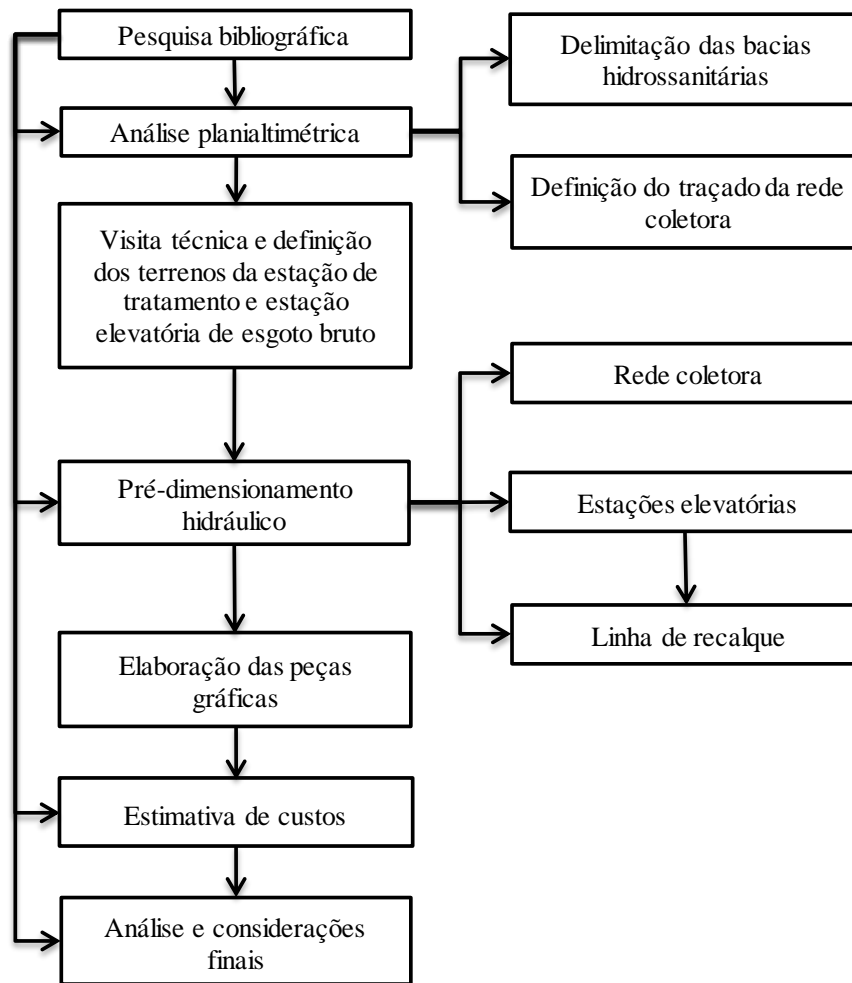
- a) pesquisa bibliográfica;
- b) análise planialtimétrica;
- c) visita técnica e definição de terrenos;
- d) pré-dimensionamento hidráulico;

---

<sup>1</sup> O Plano Municipal de Saneamento Básico de Maçambará está sendo elaborado pela equipe do IPH/UFRGS.

- e) elaboração das peças gráficas;
- f) estimativa de custos;
- g) análise e considerações finais.

Figura 1 – Diagrama das etapas do trabalho



(fonte: elaborado pelo próprio autor)

A pesquisa bibliográfica fornece fundamentação teórica para o trabalho, através do estudo de livros, normas, publicações, manuais técnicos, leis e resoluções. Os assuntos pesquisados foram: as características de projetos de esgotos sanitários no Brasil, a concepção, componentes e dimensionamento de redes coletoras do tipo separador absoluto, da estação elevatória e estação de tratamento fornecidas pela Corsan.

A análise planialtimétrica da zona urbana de Maçambará foi feita a partir da topografia realizada junto ao PMSB do município, determinando os limites das bacias hidrossanitárias e

o traçado preliminar da rede coletora de esgotos sanitários. Com esta análise, a visita técnica serviu para inspecionar possíveis locais para a ETE e as estações elevatórias, indicando com coordenadas e figuras os terrenos necessários ao anteprojeto, onde estas estruturas serão implantadas. Enfim, foram feitos os pré-dimensionamentos hidráulicos da rede coletora e seus componentes, das partes da estação elevatória padrão Corsan que são editáveis, como a altura do poço de sucção e a linha de recalque responsável por transportar o esgoto sob pressão.

Para representar melhor o anteprojeto, foram elaboradas na fase seguinte peças gráficas, no formato A1, com o auxílio do *software* AutoCAD Civil 3D. Dentre estas peças, estão uma planta geral do anteprojeto, plantas de implantação da rede coletora, estação elevatória, linha de recalque e estação de tratamento.

A última parte da elaboração do anteprojeto é uma estimativa de custo para o mesmo. Não foi feito um orçamento específico, detalhado para este trabalho, mas sim uma aproximação com base na bibliografia existente e em projetos similares padrão Corsan. Com todas estas etapas terminadas, foi analisado o anteprojeto realizado, as escolhas de estruturas e as soluções adotadas para um município de pequeno porte, com as respectivas considerações finais para o término do trabalho.

O cronograma do trabalho é apresentado no diagrama de Gantt da figura 2.

Figura 2 – Cronograma do trabalho

<b>Etapa</b>	<b>set./15</b>	<b>out./15</b>	<b>nov./15</b>	<b>dez./15</b>	<b>jan./16</b>	<b>fev./16</b>	<b>mar./16</b>	<b>abr./16</b>	<b>mai/16</b>
Pesquisa bibliográfica									
Análise planialtimétrica									
Visita técnica e definição dos terrenos da estação de tratamento e estação elevatória de esgoto bruto									
Pré-dimensionamento hidráulico									
Elaboração das peças gráficas									
Estimativa de custos									
Análise e considerações finais									

(fonte: elaborado pelo próprio autor)

### 3 SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO NO BRASIL

No Brasil, existe uma grande deficiência na coleta e transporte de esgotamento sanitário, mas principalmente no tratamento dos esgotos produzidos. Segundo dados do SNIS, com ano base em 2014, apenas 57,6% da população urbana era atendida por coleta e transporte em rede pública, de qualquer sistema e, considerando toda água consumida como esgoto gerado, apenas 40,8% dos esgotos gerados foram tratados (BRASIL, 2016, p. 24). A tabela 1 representa este dado para cada região do país.

Tabela 1 – Índice de atendimento e tratamento de esgotos no Brasil em 2014

Região	Índice de atendimento com rede (%)				Índice de tratamento dos esgotos (%)	
	Água		Coleta de esgotos		Esgotos gerados	Esgotos coletados
	Total	Urbano	Total	Urbano	Total	Total
	(IN <sub>055</sub> )	(IN <sub>023</sub> )	(IN <sub>056</sub> )	(IN <sub>024</sub> )	(IN <sub>046</sub> )	(IN <sub>016</sub> )
Norte	54,5	67,8	7,9	9,9	14,4	78,2
Nordeste	72,9	89,5	23,8	31,1	31,4	78,5
Sudeste	91,7	96,8	78,3	83,3	45,7	65,4
Sul	88,2	97,3	38,1	44,4	36,9	84,1
Centro-Oeste	88,9	96,7	46,9	51,7	46,4	91,1
Brasil	83,0	93,2	49,8	57,6	40,8	70,9

(fonte: BRASIL, 2016, p. 24)

#### 3.1 SES EM MUNICÍPIOS COM MENOS DE 50 MIL HABITANTES

Nos municípios menores, de até 50 mil habitantes, a situação é ainda pior que a média nacional. Para tentar melhorar esta grave situação, foi definida que a responsável pelas melhorias no sistema de esgotamento sanitário nestas cidades é a Fundação Nacional de Saúde, Funasa (BRASIL, c2012) conforme:

A **Funasa**, por meio do Departamento de Engenharia de Saúde Pública, financia a implantação, ampliação e/ou melhorias em sistemas de esgotamento sanitário nos municípios com população de até 50.000 habitantes.

Esta ação tem como objetivo fomentar a implantação de sistemas de coleta, tratamento e destino final de esgotos sanitários visando o controle de doenças e

outros agravos, assim como contribuir para a redução da morbimortalidade provocada por doenças de veiculação hídrica e para o aumento da expectativa de vida e da melhoria na qualidade de vida da população.

Nesta ação, são financiadas a execução de serviços tais como rede coletora de esgotos, interceptores, estação elevatória de esgoto, estação de tratamento de esgoto, emissários, ligações domiciliares, etc..

Os projetos de esgotamento sanitário deverão seguir as orientações técnicas contidas no manual “Apresentação de Projetos de Sistemas de Esgotamento Sanitário”, disponível na página da **Funasa** na internet [...].

Este manual da Funasa define que estudos de concepção são o “[...] conjunto de estudos e conclusões referentes ao estabelecimento de todas as diretrizes, parâmetros e definições necessárias e suficientes para a caracterização completa do sistema a projetar [...]” e lista seus objetivos como sendo (BRASIL, 2006, p. [9]):

- identificação e qualificação de todos os fatores intervenientes como o sistema de esgotos;
- diagnóstico do sistema existente, considerando a situação atual e futura;
- estabelecimento de todos os parâmetros básicos de projeto;
- pré-dimensionamento das unidades dos sistemas, para as alternativas selecionadas;
- escolha da alternativa mais adequada mediante a comparação técnica, econômica e ambiental, entre as alternativas, levantando os impactos negativos e positivos;
- estabelecimento das diretrizes gerais de projeto e estimativa das quantidades de serviços que devem ser executados na fase de projeto.

### 3.2 SES NO RIO GRANDE DO SUL

No Rio Grande do Sul, até 2008, apenas 201 dos 496 municípios possuía em parte ou totalidade rede coletora, sendo que destes, 75 tratavam o esgoto coletado, dos quais apenas 11 iam até o tratamento terciário (INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, [2008b?]).

Para auxiliar neste processo, o Conselho Estadual do Meio Ambiente (Consema), fixa procedimentos para licenciamento dos SES, considerando etapas de eficiência, através da Resolução n. 245 (RIO GRANDE DO SUL, 2010, p. 2) onde resolve:

Art 1º. – Fixar procedimentos para o licenciamento de Sistemas de Esgotamento Sanitário (SES) considerando etapas de eficiência, a fim de alcançar progressivamente os padrões de emissão e os padrões das Classes dos corpos



hídricos receptores, em conformidade com os Planos de Saneamento e de Recursos Hídricos.

A Resolução n. 245 (RIO GRANDE DO SUL, 2010, p. 2) também define:

Art 2º. – Para os efeitos desta Resolução, são adotadas as seguintes definições:

- I. Etapas de Eficiência: parâmetros de qualidade de efluentes, a fim de se alcançar progressivamente, por meio do aperfeiçoamento dos sistemas e processos de tratamento, o atendimento às classes dos corpos hídricos;
- II. Esgotos Sanitários: efluentes líquidos domésticos; despejo líquido resultante do uso da água para higiene e necessidades fisiológicas humanas;
- III. Estação de Tratamento de Efluentes (ETE): conjunto de unidades implantadas com a finalidade de reduzir a carga poluidora e consequente adequação aos padrões de emissão fixados;
- IV. Interceptores: canalização que recebe coletores ao longo de seu comprimento, não recebendo ligações prediais diretas;
- V. Metas Progressivas de Corpos Hídricos: desdobramento do enquadramento em objetivos de qualidade de água intermediários para corpos receptores, com cronograma pré-estabelecido, a fim de atingir a meta final de enquadramento;
- VI. Padrão de Emissão: valor máximo permitido, atribuído a cada parâmetro passível de controle, para lançamento de efluentes líquidos, a qualquer momento, direta ou indiretamente, em águas superficiais;
- VII. Sistema de Esgotamento Sanitário (SES): conjunto de equipamentos que propiciam a coleta, o afastamento, o tratamento e a destinação final dos esgotos sanitários gerados na área de abrangência;
- VIII. Sistema Separador Absoluto: sistema cuja rede coletora é concebida para receber exclusivamente esgotos sanitários, fazendo-se o esgotamento das águas pluviais em sistema próprio e independente.

## 4 ANTEPROJETO DE SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

A NBR 9.648, que normatiza o estudo de concepção de SES do tipo separador absoluto, impõe alguns requisitos para a realização deste estudo, sendo alguns os citados (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986a, p. 2-4):

- a) planta topográfica com escala e precisão compatível para o estudo;
- b) dados dos recursos hídricos e interferências (superficiais ou subterrâneas) que possam interessar ou mudar a concepção do sistema;
- c) sistemas existentes de água, drenagem e resíduos sólidos e suas características;
- d) dados demográficos disponíveis.

Além dos requisitos, esta norma determina as atividades referentes a um anteprojeto de sistema de esgotamento sanitário, dos quais se cita (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986a, p. 4):

- a) delimitação da área de projeto e suas bacias de esgotamento, estimando a população para cada bacia ano a ano e a respectiva vazão, até o final de plano determinado;
- b) caracterização inicial do esgoto e dos possíveis corpos receptores;
- c) estabelecimento das concepções e seu pré-dimensionamento;
- d) fixação de critérios e estimativa dos custos envolvidos;
- e) descrição da concepção básica, através de plantas gráficas.

### 4.1 O SISTEMA SEPARADOR ABSOLUTO

Os sistemas de esgoto sanitário do tipo separador absoluto podem compreender diversas partes, dependendo da situação e do local, sendo estas a rede coletora de esgotos, o interceptor, o emissário, o corpo de água receptor, a estação de tratamento, a estação elevatória e o sifão invertido (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, p. 5-6).

Este tipo de sistema, segundo Tsutiya e Alem Sobrinho (2000, p. 4), apesar de exigir o cuidado de se evitar que as águas pluviais sejam encaminhadas indevidamente junto às residuárias, possui diversas vantagens, como:

- a) menor custo na aquisição de tubos, pelo material empregado ser mais barato (normalmente PVC) e o diâmetro ser menor;
- b) possibilidade de execução da rede coletora em etapas, de acordo com as prioridades de projeto;

Para o bom funcionamento das tubulações deste sistema, Tsutiya e Alem Sobrinho (2000, p. 6) define:

As canalizações dos coletores e interceptores devem ser projetadas para funcionarem sempre como condutos livres. Os sifões e linhas de recalque das estações elevatórias funcionam como condutos forçados. Os emissários podem funcionar como condutos livres ou forçados, não recebendo contribuições em marcha; são condutos forçados no caso de linhas de recalque e emissários submarinos.

Condutos livres podem ter seção aberta, como rios e canais a céu aberto, ou fechada, como a rede coletora de esgoto. O que define este escoamento é que, em algum ponto de sua seção, a pressão que atua sobre ele é a pressão atmosférica (AZEVEDO NETTO et al., 1998, p. 361). Já os condutos forçados são os que possuem seção plena, totalmente preenchida pelo escoamento e cuja pressão interna difere da atmosférica (AZEVEDO NETTO et al., 1998, p. 205).

## 4.2 ESGOTO SANITÁRIO

Segundo a NBR 9.648 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986a, p. 1), o esgoto sanitário é o “Despejo líquido constituído de esgotos doméstico e industrial, águas de infiltração e a contribuição pluvial parasitária.” Mas Jordão e Pessôa (2011, p. 41) afirmam que esta última parcela é desconsiderada no cálculo do sistema separador absoluto em praticamente todas estruturas, ao não ser nos extravasores. A vazão concentrada ou singular, de acordo com Tsutiya e Alem Sobrinho (2000, p. 61), pode ser doméstica, como em casos de shopping centers, ou industrial, sendo caracterizada pela grande vazão lançada à rede coletora em um ponto, quando comparada com as outras vazões normalmente lançadas ao longo destes coletores.

### 4.2.1 Bacias Hidrossanitárias

As chamadas bacias hidrossanitárias ou bacias de esgotamento são o “Conjunto de áreas esgotadas e esgotáveis, cujo esgoto flui para um único ponto de concentração.”, local onde

toda a vazão sanitária local se acumulará (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986a, pg. 2).

Conforme as atividades exigidas em um estudo de concepção de sistema de esgotamento sanitário, pela NBR 9.648, é necessário que, dentro da área de projeto, se defina os limites das bacias de esgotamento. Ainda, esta definição de limites deve seguir apenas as questões geológicas locais, desconsiderando divisões de outras naturezas. Estas bacias são determinadas e apresentadas a partir de plantas topográficas locais (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986a, p. 4-5)

#### 4.2.2 Esgoto Doméstico

Esgoto doméstico é o “Despejo líquido resultante do uso da água para higiene e necessidades fisiológicas humanas.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986a, p. 1). Segundo Tsutiya e Alem Sobrinho (2000, p. 37):

A contribuição de esgoto sanitário depende dos seguintes fatores:

- a) população da área de projeto;
- b) contribuição per capita;
- c) coeficiente de retorno esgoto/água;
- d) coeficientes de variação da vazão.

As fórmulas 1 e 2 são utilizadas para o cálculo da vazão de esgoto doméstico a partir da população e seu consumo *per capita* (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, p. 68):

$$Q_{d,i} = \frac{C * P_i * q_i}{86400} \quad (\text{fórmula 1})$$

$$Q_{d,f} = \frac{C * P_f * q_f}{86400} \quad (\text{fórmula 2})$$

Sendo:

$Q_{d,i}$  = vazão média inicial de esgoto doméstico, em litros por segundo (l/s);

$Q_{d,f}$  = vazão média final de esgoto doméstico, em litros por segundo (l/s);

$C$  = coeficiente de retorno;

$P_i$  = população inicial, em habitantes (hab);

$P_f$  = população final, em habitantes (hab);

$q_i$  = consumo de água efetivo *per capita* inicial, em litros por habitante por dia (l/hab.dia);

$q_f$  = consumo de água efetivo *per capita* final, em litros por habitante por dia (l/hab.dia).

#### 4.2.2.1 População de projeto

A população de projeto compreende desde a população inicial, do ano inicial, até a população final, que é a atendida ao final de plano, sendo este o ano previsto para o sistema operar em plena capacidade. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986a, p. 2). A NBR 9.648 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986a, p. 5) ainda define:

4.3 A estimativa das populações e sua distribuição espacial deve ser feita com base em dados censitários e informações locais e regionais.

4.3.1 Para início de plano, devem ser determinadas as densidades populacionais das zonas de ocupação homogêneas, segundo as classes residencial, comercial, industrial e pública.

A projeção de população pode ser feita por métodos matemáticos, calculados com base em parâmetros baseados em dados censitários já conhecidos. Os principais métodos de projeção matemática são: aritmético, geométrico, curva logística e taxa de crescimento decrescente, sendo este último apenas para populações com previsão de declínio (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, p. 41-42).

#### 4.2.2.2 Contribuição *per capita* e coeficientes de retorno e variação da vazão

Define-se que “A contribuição *per capita* de esgoto é o consumo de água **efetivo** *per capita* multiplicado pelo coeficiente de retorno.” (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, pg. 49, grifo do autor).

Apenas uma parte do volume de água que chega nas residências acaba por virar esgoto doméstico no sistema separador absoluto. A água utilizada para outros meios, como lavagem de calçadas, acaba tendo outra destinação final. Coeficiente de retorno é a relação entre esta

água que vira esgoto doméstico e a água total que chega à residência (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, pg. 52).

Existem três variações de vazão normatizadas. Jordão e Pessoa (2011, p. 40) definem elas como:

- a) *variação máxima diária*: caracterizada por um coeficiente de variação anual  $k_1$  igual ao resultado da divisão da vazão máxima diária registrada no período de um ano pela vazão média diária anual [...]
- b) *variação máxima horária*: caracterizada por um coeficiente de variação  $k_2$  igual ao resultado da divisão da vazão máxima horária pela vazão média horária registrada no mesmo dia [...]
- c) *variação mínima horária*: caracterizada por um coeficiente de variação  $k_3$  igual ao resultado da divisão da vazão mínima horária pela vazão média horária registrada no mesmo dia [...]

A NBR 9.649 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986b, p. 7) define que, na falta de dados confiáveis, adota-se:

**A-8.1** C, Coeficiente de retorno 0,8

**A-8.2**  $k_1$ , Coeficiente de máxima vazão diária 1,2 (ou 1,0)

**A-8.3**  $k_2$ , Coeficiente de máxima vazão horária 1,5

**A-8.4**  $k_3$ , Coeficiente de mínima vazão horária 0,5

### 4.2.3 Infiltração

Esse tipo de vazão indevida ocorre pela entrada de água nas estruturas de transporte do esgoto sanitário. A quantidade de água localizada que infiltra depende dos materiais e processos construtivos destas estruturas e das características do solo onde estas se localizam. O cálculo desta vazão é feito pela extensão de rede, sendo independente dos parâmetros utilizados no cálculo do esgoto doméstico, com valor de 0,05 até 1,0 litros por segundo por quilômetro de rede (JORDÃO; PESSÔA, 2011, p. 41).

## 4.3 REDE COLETORA

Segundo a NBR 9.649 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986b, p. 1), rede coletora é o “Conjunto constituído por ligações prediais, coletores de esgoto, e seus

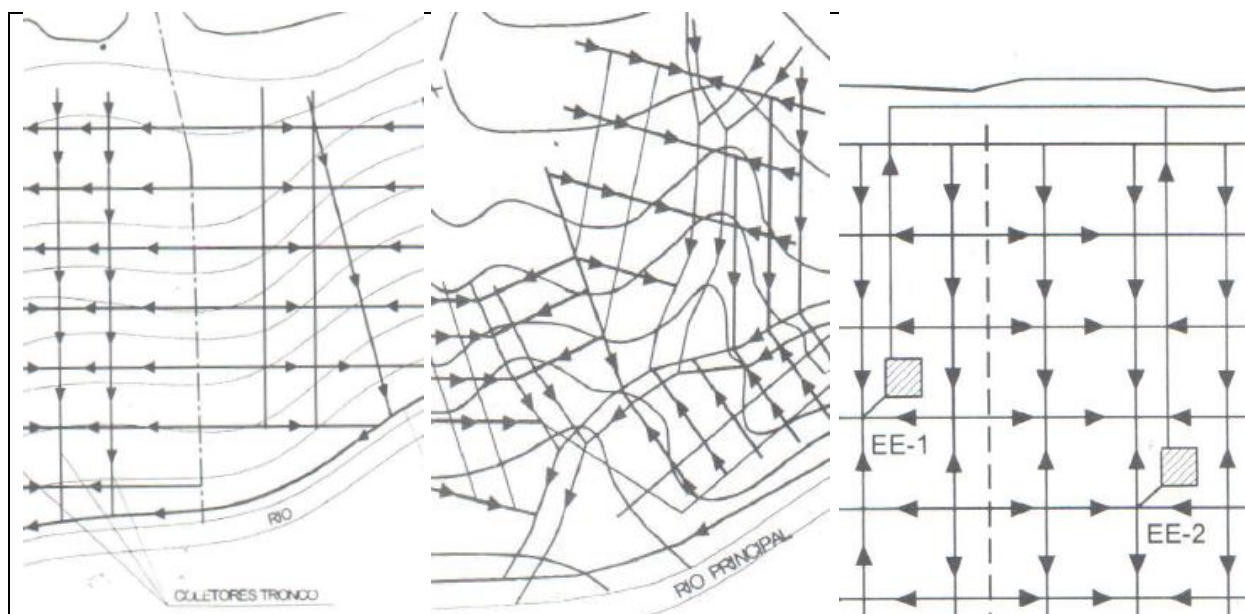
órgãos acessórios.”. A NBR 9.649 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986b, p. 1) ainda afirma que estes coletores podem ser divididos em coletores de esgoto, tubulação que recebe o esgoto vindo de seus produtores, como residências, o coletor principal, maior coletor de esgoto dentro de uma bacia e o coletor tronco, que apenas recebe os esgotos de outros coletores, sem contribuição de ligações prediais diretamente.

A tubulação da rede no material poli cloreto de vinila (PVC) com junta elástica oferecem alta resistência à corrosão, sendo uma alternativa usual em solos com nível do lençol freático próximo à superfície, acima dos coletores (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, p. 114).

### 4.3.1 Traçado e Localização da Rede Coletora

Existem três tipos de traçados para o caminhamento da rede coletora, dependendo do tipo de topografia da área de projeto. O traçado perpendicular, utilizado em cidades com cursos de água atravessando ou ao redor da mesma, onde coletores tronco levam o esgoto até um interceptor na beira do curso de água, o traçado em leque, usual em áreas acidentadas, com coletores tronco na parte baixa das bacias, e o traçado radial ou distrital, utilizado em áreas basicamente planas, com auxílio de elevatórias de esgoto bruto (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, p. 15). Estes traçados estão exemplificados na figura 3.

Figura 3 – Traçado de rede perpendicular, em leque e distrital



(fonte: adaptado de TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, p. 16-17)

A rede coletora pode ser implantada em cinco pontos diferentes da via pública, no eixo da rua, nos terços e nos passeios, dependendo de fatores como profundidade nos coletores, tráfego, interferências, largura da rua, dentre outros. Caso o eixo esteja disponível e a rede à ser implantada for única, pode-se locar no mesmo. Caso esteja ocupado, recomenda-se executar a rede coletora em um dos terços, distando a partir do eixo da via, 1/3 da largura entre eixo e meio fio (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, p. 18-19).

Nos casos de rede coletora executada no passeio, a profundidade mínima entre o nível do terreno e o topo do tubo é de 0,65 metro. Para os terços ou eixo da rua, esta profundidade mínima é de 0,90 metro (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986b, p. 3).

### **4.3.2 Acessórios da Rede Coletora**

Junto ao líquido do esgoto sanitário, existem sólidos que podem causar entupimento em pontos singulares, como curvas. Para evitar isto, nestas singularidades, são necessários acessórios que possibilitem a entrada de pessoas ou equipamentos (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, p. 14). Tsutiya e Alem Sobrinho (2000, p. 110) ainda afirmam que a distância máxima entre estes acessórios é o alcance dos equipamentos de limpeza, normalmente 100 metros.

A NBR 9.649 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986b, p. 2, grifo do autor) define que o poço de visita (PV) é “[...] visitável através de abertura existente em sua parte superior, destinada à execução de trabalhos de manutenção.” e que o terminal de limpeza (TL) “[...] permite introdução de equipamentos de limpeza, localizado na **cabeceira** de qualquer coletor.”.

### **4.3.3 Dimensionamento Hidráulico da Rede Coletora**

A NBR 9.649, que fala sobre o projeto de rede coletoras de esgoto sanitário, determina todas as condições do dimensionamento hidráulico dos coletores de esgoto da rede coletora. Algumas destas condições e variáveis são (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986b, p. 3):



- a) vazão;
- b) diâmetro;
- c) declividade;
- d) tensão trativa;
- e) velocidade;
- f) lâmina d'água;
- g) controle de remanso.

#### 4.3.3.1 Vazões de projeto

São duas as vazões que interessam no dimensionamento das redes coletoras. A vazão máxima horária de início de plano, sem  $k_1$ , para verificação da autolimpeza do coletor, e a vazão máxima de final de plano, para determinação da vazão que o coletor deve suportar (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, p. 67). A NBR 9.649 recomenda que a vazão mínima adotada para um trecho, na falta de dados sólidos, seja de 1,5 l/s, e determina o cálculo das vazões inexistindo medições de vazão utilizáveis conforme (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986b, p. 3-6):

$$Q_i = (k_2 * Q_{d,i}) + Q_{inf} + \sum Q_{ci} \quad (\text{fórmula 3})$$

$$Q_f = (k_1 * k_2 * Q_{d,f}) + Q_{inf} + \sum Q_{cf} \quad (\text{fórmula 4})$$

Sendo:

$Q_i$  = vazão inicial de um trecho da rede, em litros por segundo (l/s);

$Q_f$  = vazão final de um trecho da rede, em litros por segundo (l/s);

$Q_{d,i}$  = contribuição média inicial de esgoto doméstico, em litros por segundo (l/s);

$Q_{d,f}$  = contribuição média final de esgoto doméstico, em litros por segundo (l/s);

$Q_{inf}$  = contribuição de infiltração, em litros por segundo (l/s);

$Q_{ci}$  = contribuição singular inicial, em litros por segundo (l/s);

$Q_{cf}$  = contribuição singular final, em litros por segundo (l/s);

$k_1$  = coeficiente de máxima vazão diária;

$k_2$  = coeficiente de máxima vazão horária.

Para determinar estas vazões de dimensionamento inicial e final para cada trecho, deve-se calcular a contribuição do próprio trecho, através de sua extensão e da taxa de contribuição linear, e somar com a vazão de montante (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, p. 77). A NBR 9.649 define o cálculo da taxa de contribuição linear inicial e final nas fórmulas 5 e 6 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986b, p. 6).

$$T_{xi} = \frac{Q_i - \sum Q_{ci}}{L} \quad (\text{fórmula 5})$$

$$T_{xf} = \frac{Q_f - \sum Q_{cf}}{L} \quad (\text{fórmula 6})$$

Sendo:

$T_{xi}$  = taxa de contribuição linear inicial para uma área esgotada de ocupação uniforme, em litros por segundo por quilômetro (l/s.km);

$T_{xf}$  = taxa de contribuição linear final para uma área esgotada de ocupação uniforme, em litros por segundo por quilômetro (l/s.km);

$Q_i$  = vazão inicial de um trecho na rede, em litros por segundo (l/s);

$Q_f$  = vazão final de um trecho na rede, em litros por segundo (l/s);

$Q_{ci}$  = contribuição singular inicial, em litros por segundo (l/s);

$Q_{cf}$  = contribuição singular final, em litros por segundo (l/s);

$L$  = comprimento de ruas, em quilômetros (km).

#### 4.3.3.2 Tensão trativa e autolimpeza dos coletores

A autolimpeza dos coletores é determinada pela tensão trativa no Brasil, como Tsutiya e Alem Sobrinho (2000, p. 86) explicam:

Devido ao fato de que o mecanismo básico da ação de autolimpeza é uma força hidrodinâmica exercida sobre as paredes do conduto pelo escoamento do esgoto, tem sido utilizada a tensão trativa ou de arraste para o dimensionamento das tubulações, em substituição ao critério da velocidade de autolimpeza.

A norma que trata disto é a NBR 9.649, que determina que, para um coeficiente de Manning de 0,013, que deve ser justificado caso seja diferente, e vazão inicial, todos os trechos devem

ter tensão trativa média maior que 1,0 Pa (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986a, p. 3). A fórmula 7 trata da tensão trativa (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986a, p. 7):

$$\sigma_t = \gamma * R_h * I_o \quad (\text{fórmula 7})$$

Sendo:

$\sigma_t$  = tensão trativa média, em pascal (Pa);

$\gamma$  = peso específico da água =  $10^4$  newton por  $m^3$  ( $N/m^3$ );

$R_h$  = raio hidráulico, em metros (m);

$I_o$  = declividade, em metros por metros (m/m).

#### 4.3.3.3 Critérios de dimensionamento

Sobre o regime hidráulico de escoamento nas tubulações da rede coletora, Tsutiya e Alem Sobrinho (2000, p. 102) definem que “As redes coletoras são projetadas para funcionar como conduto livre em regime permanente e uniforme, de modo que a declividade da linha de energia equivale à declividade da tubulação e é igual à perda de carga unitária.”.

Admitindo isso, a NBR 9.649, portanto, define alguns critérios de dimensionamento. O diâmetro nominal (DN) da tubulação tem que ser de no mínimo 100 milímetros, enquanto a lâmina d'água máxima dentro desta tubulação, para a vazão final no trecho, não pode ser maior que 75% do diâmetro do coletor. A exceção é quando a velocidade final do escoamento, dada pela fórmula 8, é maior que a velocidade crítica, dada pela fórmula 9, neste caso a lâmina d'água deve ser igual ou menor que 50% do diâmetro do coletor, garantindo a ventilação do trecho (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986b, p. 3-7).

$$v_f = \frac{Q_f}{A_{m,f}} \quad (\text{fórmula 8})$$

$$v_c = 6 * (g * R_h)^{1/2} \quad (\text{fórmula 9})$$

Sendo:

$v_f$  = velocidade final, em metros por segundo (m/s);

$v_c$  = velocidade crítica, em metros por segundo (m/s);

$Q_f$  = vazão final de um trecho de rede, em litros por segundo (l/s);

$A_{m,f}$  = área molhada de escoamento, final, em metros quadrados (m<sup>2</sup>);

$g$  = aceleração da gravidade, em metros por segundo ao quadrado (m/s<sup>2</sup>);

$R_h$  = raio hidráulico, em metros (m).

A área molhada da tubulação, segundo Azevedo Netto et al. (1998, p. 366) é a “[...] área útil de escoamento numa seção transversal.”, enquanto o perímetro molhado é definido por Azevedo Netto et al. (1998, p. 367) como “[...] a linha que limita a área molhada junto às paredes e ao fundo do conduto. Não abrange, portanto, a superfície livre das águas.”. A relação entre a área molhada e o perímetro molhado é o raio hidráulico, como mostra a fórmula 10 (AZEVEDO NETTO et al., 1998, p. 367).

$$R_h = \frac{A_m}{P_m} \quad (\text{fórmula 10})$$

Sendo:

$R_h$  = raio hidráulico, em metros (m);

$A_m$  = área molhada, em metros quadrados (m<sup>2</sup>);

$P_m$  = perímetro molhado, em metros (m).

Para o critério de tensão trativa média mínima ser atendido no trecho, existe uma declividade mínima, tal que torne o valor da tensão trativa média igual a 1 Pa. A fórmula desta declividade mínima muda conforme o coeficiente de Manning, logo, o material do tubo. A declividade máxima do trecho é aquela para qual a velocidade final no trecho atinge 5 m/s (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986b, p. 3).

Sobre o controle do remanso na rede coletora, a NBR 9.649 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986b, p. 3) define que “Sempre que a cota do nível d’água na saída de qualquer PV ou TIL está acima de qualquer das cotas dos níveis d’água de entrada, deve ser verificada a influência do remanso no trecho de montante.”.

#### 4.3.4 O *Software* SANCAD

O *software* SANCAD é um programa da SANEGRAPH de dimensionamento de redes coletoras com integração gráfica, conforme o manual do programa (SANEGRAPH, [2014], p. 1) descreve:

O Sistema **SANCAD** é um aplicativo de 32 bits para projeto e dimensionamento de redes coletoras de esgotos sanitários pelas normas brasileiras NBR 9649/86 (critério da tensão trativa), desenvolvido para ser utilizado em conjunto com o *software* gráfico **AutoCAD** (produto da Autodesk Inc. com distribuidores em diversos países e em quase todos os Estados do Brasil).

[...]

A metodologia de trabalho propiciada ao usuário do **SANCAD** é uma abordagem nova e é bem diferente do método tradicional de projeto e cálculo, consistindo em lançar graficamente a rede sobre a planta topográfica no **AutoCAD**, gerar arquivo de exportação de dados em formato neutro (DXF), ler o arquivo no aplicativo de cálculo para montar automaticamente a planilha (matriz de dados/dimensionamento), calcular a rede sob os aspectos hidráulicos, gerar os arquivos de retorno das informações do cálculo para o **AutoCAD** também via DXF e obter a planta final e perfis longitudinais, tudo num processo rápido, automatizado e orientado por menus, ícones e rotinas especialmente desenvolvidas para esta finalidade.

Este *software* é composto por seis janelas principais.

- a) arquivo, onde se importa o traçado da rede coletora em formato dxf, carregam-se arquivos usados anteriormente e exportam-se dados da rede coletora e perfis longitudinais, também em formato dxf;
- b) dados diversos, janela onde se inserem os dados hidráulicos da bacia hidrossanitária e os dados relevantes por trecho de rede coletora, como as vazões concentradas, tipo de pavimentação, órgãos acessórios, tipo de contribuição, estaqueamento, interferências, soleiras baixas, dentre outros;
- c) cálculo, janela onde se configura e roda o cálculo das redes coletoras, conforme figura 10;
- d) utilitários, onde se alteram configurações do sistema do SANCAD, como formato de geração de dados, obedecendo padrões, como o da SABESP;
- e) quantitativos, onde se geram tabelas com todos quantitativos da rede coletora;

- f) relatórios, onde se geram planilhas de dados iniciais e finais com todos resultados, como as planilhas de dados finais do apêndice A.

#### 4.4 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA

A estação elevatória de esgoto é uma estrutura utilizada sempre que não for possível utilizar o escoamento por gravidade. Serve para lançar o esgoto, normalmente, em uma cota mais alta, transmitindo a energia necessária para o escoamento chegar ao destino (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, p. 267).

A NBR 12.208 possui alguns requisitos para o projeto de estações elevatórias de esgoto com bombas centrífugas, como localização da estação e do ponto de descarga da linha de recalque, e topografia do local da elevatória e do caminho de recalque (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1992, p. 2).

Ainda, a NBR 12.208 define como atividades de projeto, o dimensionamento do poço de sucção e dos condutos, a seleção dos conjuntos motor-bomba (no mínimo duas unidades, uma delas reserva) e a apresentação do projeto e relatório (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1992, p. 2-3).

As bombas centrífugas, usualmente utilizadas em estações elevatórias de esgoto, são caracterizadas (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, p. 269-270):

[...] por possuírem um elemento rotativo dotado de pá (rotor), que fornece ao líquido o trabalho mecânico para vencer o desnível necessário.

A bomba centrífuga é composta fundamentalmente de duas partes: o rotor e a carcaça.

As pás do rotor impulsionam o líquido em direção à carcaça, proporcionando-lhe um acréscimo de pressão e velocidade. A carcaça, que na maioria das vezes tem a forma de espiral, possui entre outras funções a de receber o líquido que sai do rotor, transformando parte de sua energia cinética em energia potencial de pressão.

É comum, dentre os tipos de elevatórias de esgoto, usar a de poço úmido com conjunto motor-bomba submerso para instalações de pequeno e médio porte. Este tipo de elevatória possui vantagens, como não exalar para a superfície os odores do esgoto, ser enterrada, de estrutura simples e área necessária menor, mas principalmente por poder funcionar em zonas alagáveis devido ao seu conjunto motor-bomba ser submerso (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, p. 324-326).

Para o dimensionamento das elevatórias, a NBR 12.208 exige o conhecimento prévio das vazões afluentes, inicial e final, conforme calculado pela NBR 9.649 [ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986b], e determina que a vazão média de início de plano é a vazão afluente inicial, desconsiderando-se o parâmetro  $k_2$ , e que a vazão de recalque da bomba selecionada deve levar estas vazões afluentes em consideração (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1992, p. 1-2).

#### 4.4.1 Dimensionamento do Poço de Sucção

O poço de sucção é definido por Tsutiya e Alem Sobrinho (2000, p. 343) como “[...] uma estrutura de transição que recebe as contribuições dos esgotos afluentes e as coloca à disposição das unidades de recalque.”.

O volume útil é o “Volume compreendido entre os níveis máximo e mínimo de operação das bombas.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1992, p. 1). Este volume determinado deve ser maior que o mínimo, calculado a partir da vazão da bomba e do tempo de ciclo, conforme mostra a fórmula 11 (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, p. 346-348).

$$V_{u,\text{mín}} = \frac{Q_b * T}{4} \quad (\text{fórmula 11})$$

Sendo:

$V_{u,\text{mín}}$  = volume útil mínimo do poço de sucção, em metros cúbicos ( $\text{m}^3$ );

$Q_b$  = capacidade da bomba, em metros cúbicos por minuto ( $\text{m}^3/\text{min}$ );

$T$  = intervalo de tempo entre duas partidas sucessivas de uma bomba (tempo de ciclo), em minutos (min).

O tempo de ciclo (fórmula 12) é a soma do tempo que, com a bomba ligada, leva para o poço esvaziar do nível máximo para o mínimo (fórmula 13), quando ela desliga, com o tempo que, com a bomba desligada, leva o poço para encher do nível mínimo até o máximo (fórmula 14), quando a bomba liga (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, p. 346-348).

$$T = t_p + t_{op} \quad (\text{fórmula 12})$$

$$t_{op} = \frac{V_u}{Q_b - Q_a} \quad (\text{fórmula 13})$$

$$t_p = \frac{V_u}{Q_a} \quad (\text{fórmula 14})$$

Sendo:

$T$  = intervalo de tempo entre duas partidas sucessivas de uma bomba (tempo de ciclo), em minutos (min);

$t_{op}$  = tempo necessário para esvaziar o poço desde o nível máximo até o mínimo, em minutos (min);

$t_p$  = tempo necessário para encher o poço do nível mínimo ao máximo, em minutos (min);

$V_u$  = volume útil do poço de sucção, compreendido entre o nível máximo (nível de partida) e o nível mínimo (nível de parada), em metros cúbicos ( $m^3$ );

$Q_b$  = capacidade da bomba, em metros cúbicos por minuto ( $m^3/\text{min}$ );

$Q_a$  = vazão afluyente ao poço, em metros cúbicos por minuto ( $m^3/\text{min}$ ).

Apesar desta vazão afluyente ao poço variar, “[...] o tempo decorrido entre duas partidas sucessivas é mínimo, quando a vazão afluyente é a metade da vazão da bomba.” (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, p. 347-348), ou seja, o tempo de ciclo deve ser verificado para uma vazão afluyente igual à metade da vazão de recalque escolhida.

O tempo de detenção, de acordo com a NBR 12.208, deve ser menor que 30 minutos. Esta norma ainda define (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1992, p. 1-2):

### 3.3 Volume efetivo do poço de sucção

Volume compreendido entre o fundo do poço e o nível médio de operação das bombas.



### 3.4 Tempo de detenção média

Relação entre o volume efetivo e a vazão média de início de plano afluente ao poço de sucção.

### 3.5 Vazão média de início de plano

Vazão afluente inicial ( $Q_i$ ), avaliada conforme critério da NBR 9.649 [ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986b] [...], desprezada a variabilidade horário do fluxo ( $k_2$ ).

## 4.4.2 Dimensionamento dos Condutos

Os condutos são divididos em sucção e recalque. A velocidade dos condutos de recalque recomendada fica entre 0,6 metros por segundo e 3,0 metros por segundo (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1992, p. 2). A tubulação de sucção vêm junto da bomba escolhida e não será dimensionada.

O dimensionamento da tubulação de recalque deve atentar para os custos, seja de implantação ou de manutenção, como consumo de energia das bombas, pois estes variam conforme a escolha do seu diâmetro em relação à vazão de escoamento. A fórmula de Bresse dimensiona o recalque levando em conta estes (AZEVEDO NETTO et al., 1998, p. 288-290). Esta fórmula leva a resultados aceitáveis em elevatórias com recalques de menor porte, com diâmetro calculado conforme a fórmula 15 (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, p. 397-398).

$$D = K\sqrt{Q} \quad (\text{fórmula 15})$$

Sendo:

D = diâmetro, em metros (m);

K = coeficiente de Bresse;

Q = vazão, em metros cúbicos por segundo ( $m^3/s$ ).

Com o diâmetro escolhido, a velocidade na tubulação pode ser calculada pela fórmula 16 (AZEVEDO NETTO et al., 1998, p. 149).

$$Q = A * v \quad \text{(fórmula 16)}$$

Sendo:

Q = vazão, em metros cúbicos por segundo (m<sup>3</sup>/s);

A = área, em metros quadrados (m<sup>2</sup>);

v = velocidade, em metros por segundo (m/s).

#### 4.4.3 Perda de Carga no Recalque e Potência da Elevatória

A perda de carga em canalizações ocorre quando um fluido é transportado de um ponto até outro, tendo parte de sua energia inicial dissipada em forma de calor. As perdas de carga ainda podem ser classificadas como contínuas ou lineares, que ocorrem por resistência ao escoamento ao longo do conduto, uniformemente, ou localizadas, provocadas por singularidades e acessórios das tubulações (AZEVEDO NETTO et al., 1998, p. 114-115)

Uma maneira de determinar estas perdas lineares é pela fórmula de Hazen-Williams, conforme a fórmula 16 (AZEVEDO NETTO et al., 1998, p. 149).

$$J = 10,643 * Q^{1,85} * C^{-1,85} * D^{-4,87} \quad \text{(fórmula 17)}$$

Sendo:

J = perda de carga unitária, em metros por metros (m/m);

Q = vazão, em metros cúbicos por segundo (m<sup>3</sup>/s);

C = coeficiente adimensional que depende do material do tubo;

D = diâmetro do tubo, em metros (m).

Para a determinação da potência, é necessário o conhecimento da vazão da bomba, o rendimento desta e a altura manométrica que deve ser recalçada. Esta altura manométrica é a soma da altura geométrica entre o início e o final do recalque com as perdas de carga durante o percurso do escoamento. Com estes dados, a fórmula 17 determina a potência do conjunto elevatório (AZEVEDO NETTO et al., 1998, p. 270).

$$P = \frac{\gamma * Q * H_{man}}{75 * \eta} \quad (\text{fórmula 18})$$

Sendo:

P = potência de um conjunto elevatório, em cavalos (cv);

$\gamma$  = peso específico do esgoto bruto, mil quilograma força por metro cúbico (1000 kgf/m<sup>3</sup>);

Q = vazão, em metros cúbicos por segundo (m<sup>3</sup>/s);

H<sub>man</sub> = altura manométrica, em metros (m);

$\eta$  = rendimento do conjunto elevatório, em porcentagem (%).

A bibliografia recomenda ainda que para, elevatórias de até 2 HP (ou seja, 2,03 cv), seja adotada uma folga de 50% na potência instalada em relação à calculada (AZEVEDO NETTO et al., 1998, p. 271).

#### 4.5 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO

As novas estações de tratamento de esgotos sanitários são concebidas, atualmente, incorporando exigências e preocupações de diversas fontes, principalmente exigências econômicas e tecnológicas, somadas aos anseios da comunidade local onde a ETE será implantada (JORDÃO; PESSÔA, 2011, p. 135).

Os esgotos domésticos são constituídos basicamente das águas utilizadas para higiene humana e lavagens domiciliares, adicionadas dos despejos fisiológicos humanos. O conhecimento da vazão deste esgoto doméstico e suas variações é fundamental para o dimensionamento das estruturas de tratamento (JORDÃO; PESSÔA, 2011, p. 37-38).

Ainda segundo Jordão e Pessôa (2011, p. 93-94) sobre os processos de tratamento deste esgoto doméstico:

Os processos de tratamento dos esgotos são formados, em última análise, por uma série de operações unitárias, empregadas para a remoção de substâncias indesejáveis, ou para a transformação destas substâncias em outras de forma aceitável.

As mais importantes destas operações unitárias, empregadas nos sistemas de tratamento são:

- a) Troca de gás [...]
- b) Gradeamento [...]
- c) Sedimentação [...]
- d) Flotação [...]
- e) Coagulação química [...]
- f) Precipitação química [...]
- g) Filtração [...]
- h) Desinfecção [...]
- i) Oxidação biológica [...]

As instalações de tratamento responsáveis por estas operações unitárias e suas fases de tratamento podem ser classificadas em: tratamento preliminar, tratamento primário, tratamento secundário e tratamento terciário (JORDÃO; PESSÔA, 2011, p. 98).

#### 4.5.1 Vazão Afluente de Projeto da ETE

Existem dois tipos de vazão sanitária afluente a serem consideradas em projetos de estações de tratamento de esgotos sanitários. A vazão máxima é a vazão final calculada conforme a norma NBR 9.649 [ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986b], referente às redes coletoras, na ausência de interceptores. A vazão média é a vazão final, desconsiderando-se os coeficientes de variação da vazão máxima diária  $k_1$  e variação da vazão máxima horária  $k_2$  (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 7).

Baseando-se na fórmula 4 e ignorando as variações  $k_1$  e  $k_2$ , podemos determinar a vazão média de final de plano conforme:

$$Q_{\text{méd},f} = (Q_{d,f}) + Q_{\text{inf}} + \sum Q_{cf} \quad (\text{fórmula 19})$$

Sendo:

$Q_{\text{méd},f}$  = vazão média final de um trecho da rede, em litros por segundo (l/s);

$Q_{d,f}$  = contribuição média final de esgoto doméstico, em litros por segundo (l/s);

$Q_{inf}$  = contribuição de infiltração, em litros por segundo (l/s);

$Q_{cf}$  = contribuição singular final, em litros por segundo (l/s);

#### **4.5.2 Implantação da ETE**

Existem algumas dificuldades na implantação da ETE em uma localidade. Em primeiro lugar, é uma estrutura que exige grandes quantidades de área, em localização adequada. Além disso, é costumeiro que a população próxima ao local escolhido para a ETE proteste, pois a ETE pode gerar, entre outros, odores, ruídos, tráfego. Somado a isto, existe o medo de desvalorização na terra próxima (JORDÃO; PESSOA, 2011, p. 145-146).

Além das questões da população local e de áreas, existe outro fator de alta relevância: o custo de implantação de uma ETE. Estes custos variam muito conforme a escolha de tipo de tratamento adotado, topografia e geologia locais. Os terrenos afastados e próximos aos corpos hídricos são uma escolha comum, mas podem aumentar o custo de implantação pelas suas características locais (JORDÃO; PESSOA, 2011, p. 915).

## 5 CONCEPÇÃO DO ANTEPROJETO

A elaboração de um anteprojeto adequado de um sistema de esgotamento sanitário passa, fundamentalmente, por um bom conhecimento prévio das características locais, como as características físicas, a possível existência de interferências, como drenagem ou um sistema de esgotamento já instalado.

O conhecimento destas, em conjunto com a determinação da área de projeto e sua consequente análise populacional e topográfica, permite determinar um conjunto de estruturas que satisfaça a necessidade imposta neste anteprojeto.

### 5.1 CARACTERIZAÇÃO LOCAL

Maçambará é um município localizado na fronteira oeste do Rio Grande do Sul, próximo a Itaqui e São Borja, aproximadamente 589 quilômetros de Porto Alegre. A empresa responsável pelo sistema de água e esgoto do município é a Corsan.

Segundo o PMSB<sup>2</sup>, este município é caracterizado por uma temperatura média de 18 graus Celsius e uma precipitação média anual de 1700 mm, geologicamente estando no fim da região de derramamento basáltico. O PMSB indica a existência de algumas estruturas de drenagem pluvial, embora não haja diretrizes para o dimensionamento e distribuição da drenagem no município, ou mesmo um cadastro destas estruturas, assim como existe deficiência no cadastro das tubulações de abastecimento de água. O mesmo indica que a captação de água é feita através de poços, devido à inexistência de corpos hídricos superficiais adequados e que não existe um sistema de esgotamento sanitário implantado, sendo o esgoto parte destinado a uma fossa rudimentar, parte a rede pluvial e parte para fossas sépticas.

Os rios existentes no município e nas proximidades são de pequeno porte, com barramento apenas para o uso da água na agricultura. Do ponto de vista dos possíveis corpos receptores para o efluente tratado da estação de tratamento de esgotos, isto gera uma complicação, pois limita o número de alternativas para este efluente.

---

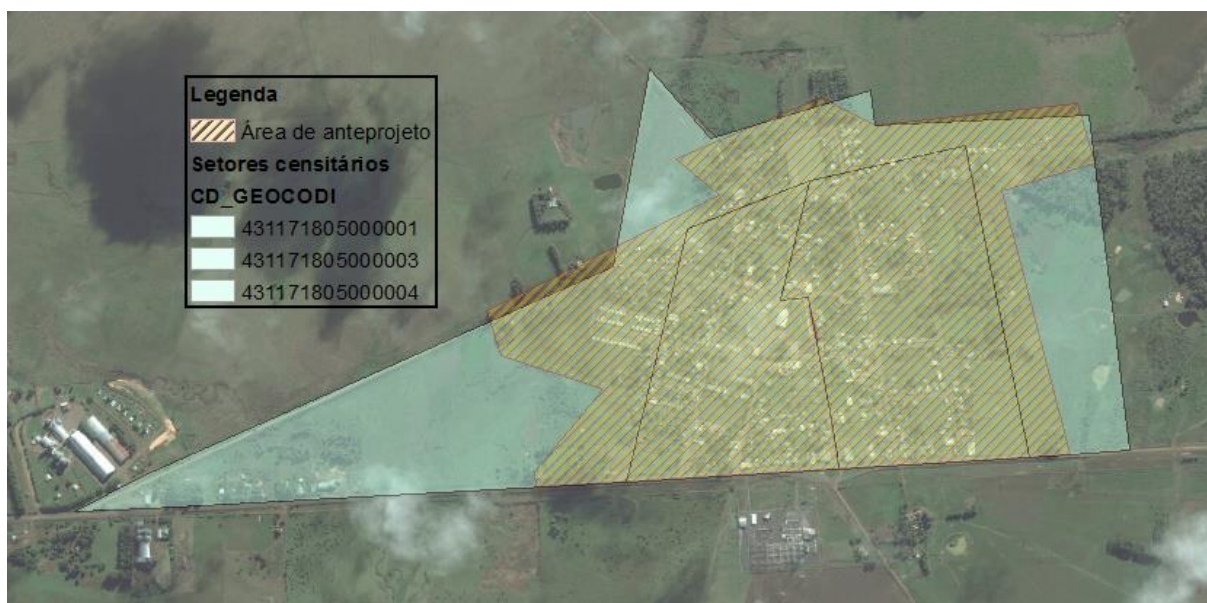
<sup>2</sup> O Plano Municipal de Saneamento Básico de Maçambará está sendo elaborado pela equipe do IPH/UFRGS.

Em visita técnica realizada no município em novembro de 2015, em conjunto com o professor Dieter Wartchow e o bolsista Márcio Nicking, confirmou-se a disponibilidade de energia elétrica nos locais escolhidos para a estação de tratamento de esgotos e as estações elevatórias de esgoto bruto. Nesta visita, também se notou que o município possui relevo praticamente plano, com pouca variação de cotas na zona urbana, o que foi confirmado mais tarde, no estudo topográfico local.

## 5.2 ÁREA DE PROJETO E ANÁLISE POPULACIONAL

A área de projeto deste trabalho deve atender o aglomerado urbano do distrito de Maçambará, no município de mesmo nome. Este aglomerado urbano é constituído, no censo de 2010 do IBGE, por três setores censitários, que são os de código 431171805000001, 431171805000003 e 431171805000004 (INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, [2010?]). Os dois primeiros estão inseridos totalmente na área de projeto, enquanto o terceiro possui parte fora, conforme mostra a figura 4.

Figura 4 – Área de projeto e respectivos setores censitários



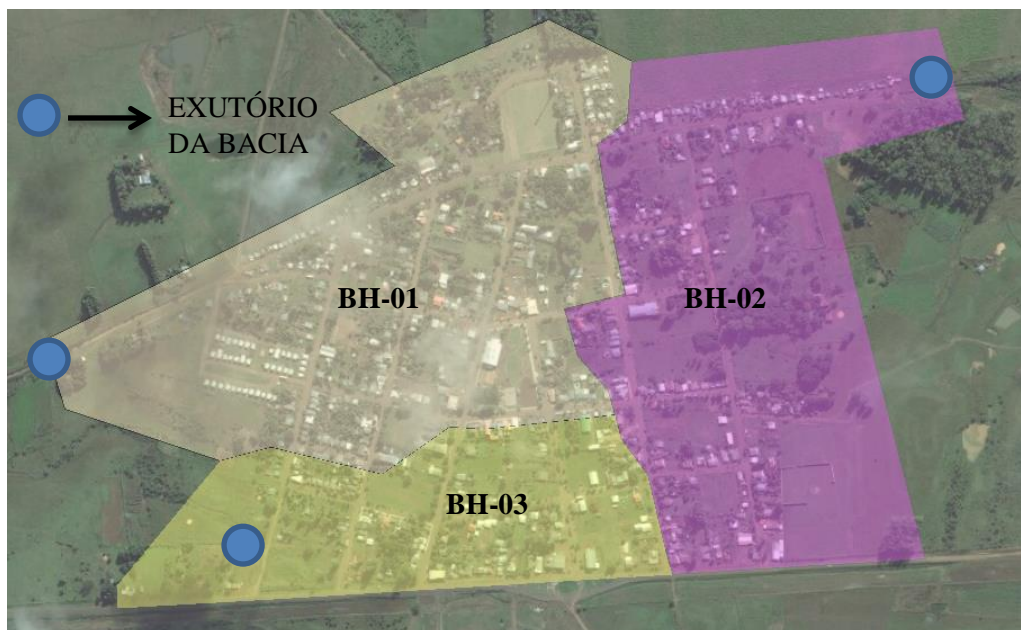
(fonte: elaborado pelo próprio autor)

Ressalta-se que o limite sul da área de anteprojeto é a RS-529, pois a área do outro lado da rodovia pertence ao município de Itaquí.

### 5.2.1 Delimitação das Bacias Hidrossanitárias

A divisão da área de projeto em bacias hidrossanitárias ocorreu através da análise do estudo topográfico local, contratado pelo departamento IPH/UFRGS. O resultado foi a divisão em três bacias hidrossanitárias, denominadas BH-01, BH-02 e BH-03, conforme a figura 5.

Figura 5 – Divisão das bacias hidrossanitárias



(fonte: elaborado pelo próprio autor)

Como se pode notar nos exutórios marcados na figura, nas bacias BH-01 e BH-03, o líquido por gravidade tende a escoar para o lado esquerdo da bacia, enquanto na BH-02, tende a escoar para nordeste da bacia.

A bacia BH-01 é a maior, com área de 0,401 km<sup>2</sup>, seguido pela BH-02, com 0,369 km<sup>2</sup>, e por fim, a BH-03, com 0,226 km<sup>2</sup>.

### 5.2.2 Análise Populacional

O IBGE, através de seus censos, oferece os dados demográficos necessários para a realização das análises populacionais da área de projeto e das bacias hidrossanitárias. O último censo divulgado foi o de 2010, necessitando, portanto, que após a determinação das populações pelos dados do IBGE, se utilize de métodos de projeção populacional para obter as populações de anos posteriores.



### 5.2.2.1 Determinação da população para o ano de 2010

Acessando os dados populacionais dos setores censitários<sup>3</sup> pertencentes ao projeto, obtêm-se os dados demográficos necessários por setor, conforme a tabela 2 resume.

Tabela 2 – Dados demográficos por setor censitário

<b>Código do setor</b>	<b>População do setor (hab)</b>	<b>Densidade demográfica do setor (hab/km<sup>2</sup>)</b>	<b>Domicílios</b>	<b>Média de habitantes por domicílio</b>
431171805000001	517	1.641,53	203	2,55
431171805000003	551	2.382,04	227	2,43
431171805000004	540	719,16	200	2,70

(fonte: elaborado pelo próprio autor)

Para dividir essa população nas três bacias hidrossanitárias delimitadas, foi utilizado o *software* ArcGIS. Com o auxílio das ferramentas de análise deste, foi calcula-se a área que cada setor censitário possui dentro de cada bacia e, utilizando a densidade demográfica dos setores, além de considerar que a distribuição espacial dos habitantes é uniforme dentro do mesmo setor, foi determinada a população contribuinte de cada setor para cada bacia.

Como foi ressaltado anteriormente, parte do 431171805000004 ficou fora da área do anteprojeto. Foi estimado, através de uma análise de imagens de satélite do município, no ArcGIS, que cerca de 41 domicílios deste setor ficaram de fora. Utilizando a média de habitantes por domicílio referente, que é de 2,7, determina-se que 111 habitantes deste setor não estão incluídos no anteprojeto. Destes, 18 domicílios, ou seja, 49 habitantes foram excluídos da BH-01, enquanto os outros 23 domicílios, logo, 62 habitantes, ficaram de fora da BH-03. O resultado deste cálculo é mostrado na tabela 3.

Tabela 3 – População de 2010 por bacia hidrossanitária

<b>Bacia</b>	<b>Habitantes em 2010</b>
BH-01	532
BH-02	564
BH-03	401
Total	1.497

(fonte: elaborada pelo próprio autor)

<sup>3</sup> Na página da sinopse por setores, com os setores de Maçambará já abertos, conforme instruções nas referências, selecione um setor censitário, em seguida localizando e selecionando o item <Dados adicionais>, por fim localizando e selecionando o item <Dados detalhados por setor>.

### 5.2.2.2 Projeção populacional

Os dados demográficos utilizados possibilitaram o cálculo da população base em 2010, mas o ano de início de plano é 2016, necessitando, portanto que seja feita uma projeção populacional. Além disso, é necessário projetar o número de habitantes até o ano de final de plano, escolhido como sendo 2045.

Normalmente se utilizam métodos estatísticos para esta análise, mas o PMSB<sup>4</sup> determina que se utilize uma taxa de crescimento diferenciada de 2% a.a. para a zona urbana do município, o que foi seguido neste trabalho. A projeção foi feita por bacia e para toda área de projeto, como mostra a tabela 4.

Tabela 4 – Resultado da projeção populacional

PROJEÇÃO DA POPULAÇÃO POR BACIA					PROJEÇÃO DA POPULAÇÃO POR BACIA						
ANO	Taxa Cresc. (%a.a.)	Bacias de Projeto			População Total	ANO	Taxa Cresc. (%a.a.)	Bacias de Projeto			População Total
		Bacia 1	Bacia 2	Bacia 3				Bacia 1	Bacia 2	Bacia 3	
2010	-	532	564	401	1497	2028	2,0%	760	806	573	2138
2011	2,0%	543	575	409	1527	2029	2,0%	775	822	584	2181
2012	2,0%	553	587	417	1557	2030	2,0%	791	838	596	2224
2013	2,0%	565	599	426	1589	2031	2,0%	806	855	608	2269
2014	2,0%	576	610	434	1620	2032	2,0%	822	872	620	2314
2015	2,0%	587	623	443	1653	2033	2,0%	839	889	632	2361
2016	2,0%	599	635	452	1686	2034	2,0%	856	907	645	2408
2017	2,0%	611	648	461	1720	2035	2,0%	873	925	658	2456
2018	2,0%	623	661	470	1754	2036	2,0%	890	944	671	2505
2019	2,0%	636	674	479	1789	2037	2,0%	908	963	684	2555
2020	2,0%	649	688	489	1825	2038	2,0%	926	982	698	2606
2021	2,0%	661	701	499	1861	2039	2,0%	945	1002	712	2658
2022	2,0%	675	715	509	1899	2040	2,0%	964	1022	726	2712
2023	2,0%	688	730	519	1937	2041	2,0%	983	1042	741	2766
2024	2,0%	702	744	529	1975	2042	2,0%	1003	1063	756	2821
2025	2,0%	716	759	540	2015	2043	2,0%	1023	1084	771	2878
2026	2,0%	730	774	550	2055	2044	2,0%	1043	1106	786	2935
2027	2,0%	745	790	561	2096	2045	2,0%	1064	1128	802	2994

(fonte: elaborado pelo próprio autor)

## 5.3 ESCOLHA DE ALTERNATIVAS PARA O ANTEPROJETO DO SES

Devido à distribuição espacial das bacias hidrossanitárias dentro da área de projeto, pode-se escolher a concepção de tratar individualmente o esgoto bruto de cada bacia, ou então levar

<sup>4</sup> O Plano Municipal de Saneamento Básico de Maçambará está sendo elaborado pela equipe do IPH/UFRGS.

todo o esgoto para um único ponto, onde uma única estação seria responsável por todo o tratamento.

Na primeira opção, seriam necessárias três áreas distintas de implantação para unidades de tratamento, que necessitam de grandes áreas de implantação, enquanto na segunda opção, levando todo o esgoto para um único ponto, o terreno da estação de tratamento é único, mas são necessárias duas estações elevatórias de esgoto bruto de pequeno porte.

A segunda alternativa foi escolhida, pela disponibilidade da bacia BH-01 de levar o esgoto por gravidade até um terreno mais afastado do aglomerado urbano, necessitando de um terreno único para a ETE, sendo os terrenos necessários para as EEBs de pequeno porte.

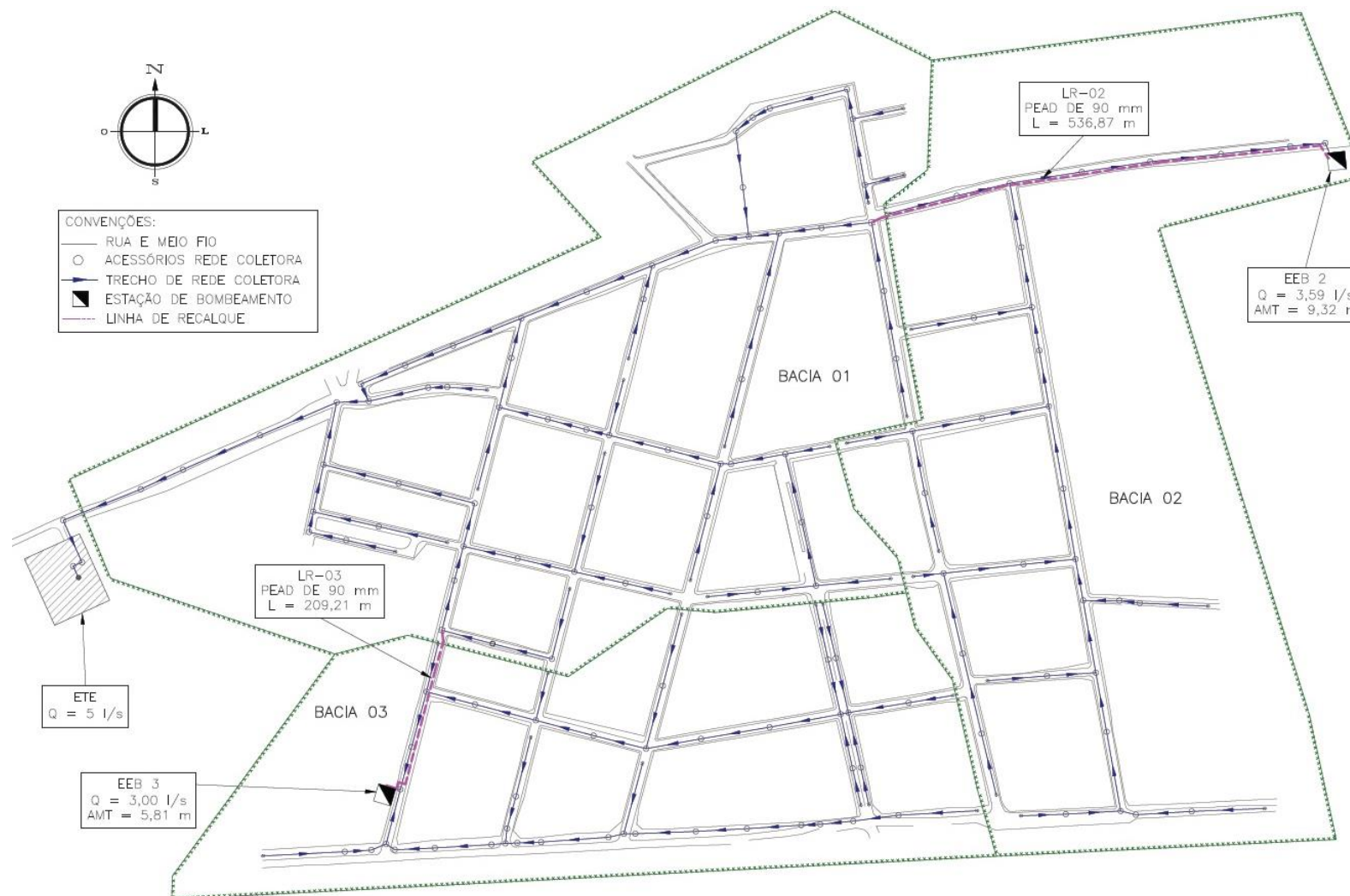
Portanto, a alternativa escolhida de concepção para este anteprojeto de sistema de esgotamento sanitário é detalhada da seguinte forma:

- a) o esgoto nas bacias BH-02 e BH-03 é transportado pela rede coletora por gravidade até o exutório da respectiva bacia, onde serão implantadas estações elevatórias de esgoto bruto de pequeno porte, que transportam o esgoto, por linhas de recalque, até a bacia BH-01;
- b) o esgoto da bacia BH-01, em conjunto com os esgotos provenientes de outras bacias, é transportado por gravidade pela rede coletora da BH-01, juntando-se no lado oeste desta, onde a tubulação se estende pela Rua Norberto Costa até a entrada da ETE;
- c) todo o transporte por conduto livre será feito por coletores, sem emissários ou interceptores, pois toda a extensão da rede coletora possuirá coleta, inclusive no terreno ao lado do local previsto para a ETE;
- d) o tratamento do esgoto doméstico da cidade será feito em unidade única, implantada no lado oeste da BH-01, com entrada para a Rua Norberto Costa;

Esta concepção escolhida para o anteprojeto é mais bem representada na figura 6, cujos diâmetros, vazões, alturas manométricas serão demonstrados no capítulo 6, referente ao pré-dimensionamento hidráulico das estruturas.

A escolha agora é do tipo de estruturas individualmente, para a rede coletora, EEBs, ETE e emissário final.

Figura 6 – Concepção escolhida para o anteprojeto, sem escala



(fonte: elaborado pelo próprio autor)

### 5.3.1 Tipo de Rede Coletora Escolhido

O sistema de coleta escolhido é o separador absoluto, utilizando tubulação de material PVC, pelo menor custo e a inexistência de informações geológicas que desaconselhem o uso deste material.

Sua locação na via foi majoritariamente em um dos terços, conforme planta da rede coletora. Ressalta-se que nos trechos ao longo da RS-529, na existência de uma rua auxiliar ou adjacente à rodovia, foi utilizada esta. Já na inexistência, com obrigação de levar a tubulação ao longo da rodovia, a rede coletora foi locada no passeio norte, pois só haverá coleta de esgoto doméstico deste lado, já que o lado sul da RS-529 pertence ao município de Itaqui.

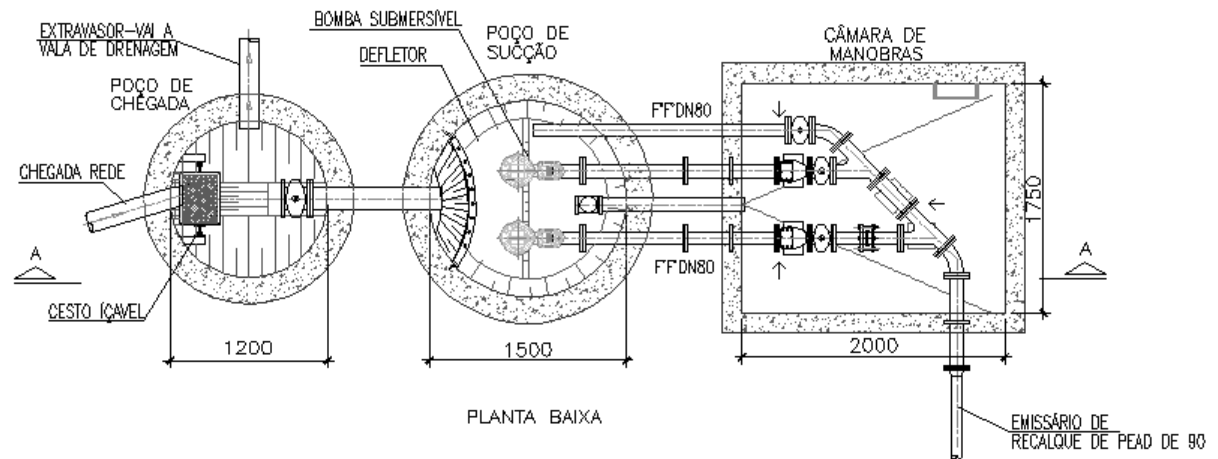
Os órgãos acessórios utilizados são de três tipos:

- a) nas cabeceiras de rede coletora, em geral, são utilizados terminais de limpeza (TL). Devido à inexistência de um cadastro de divisão de lotes na topografia realizada, para melhor atendimento de todos os lotes, a regra para locação destes terminais foi de uma distância de doze metros da esquina, cadastrada pela topografia;
- b) nos pontos de singularidade, em geral, foram locados poços de visita (PV). Estes são circulares, normalmente em anéis de concreto pré-moldado;
- c) nas cabeceiras ou pontos de singularidade que recebem esgoto bruto proveniente de outra bacia, através de uma linha de recalque pressurizada, é locado um PV dissipador, um tipo especial de PV projetado de tal maneira que o escoamento sob pressão dissipe esta energia, seguindo o regime de escoamento do restante da rede coletora.

### 5.3.2 Estação Elevatória Escolhida

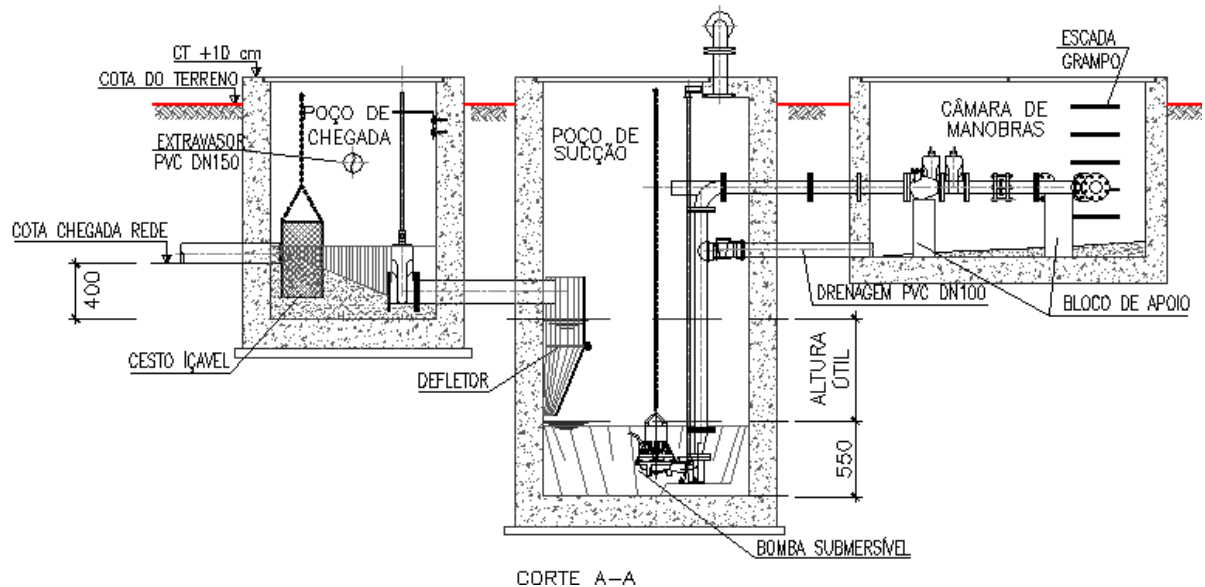
A estação elevatória é dividida em duas partes, a estrutura onde fica os equipamentos e a linha de recalque, tubulação que leva o esgoto pressurizado. A primeira será padrão Corsan, pois é a companhia responsável pela operação deste. Esta estrutura padrão, neste caso de pequeno porte, é composta por três partes, que são ligadas sequencialmente e que foram implantadas dentro de um terreno neste trabalho, conforme as figuras 7 e 8, cujas dimensões estão em milímetros.

Figura 7 – Planta baixa de estação elevatória de baixa vazão padrão Corsan



(fonte: fornecido pela Corsan)

Figura 8 – Corte A de estação elevatória de baixa vazão padrão Corsan



(fonte: fornecido pela Corsan)

A primeira parte é um poço circular, chamado de poço de chegada, aonde chega o tubo de esgoto da rede coletora. Ele contém um cesto coletor, responsável pela retenção de sólidos, uma válvula gaveta e um extravasor.

A segunda parte da estrutura é o chamado poço de sucção, circular, com diâmetro interno de 1,50 metros, onde ficam as bombas centrífugas submersíveis e o início da linha de recalque.

Na entrada do poço, é instalado um defletor e esta estrutura fica sempre com um nível mínimo de esgoto bruto.

A última parte é a câmara de manobras, retangular, onde ficam as válvulas e acessórios da saída da linha de recalque da estação elevatória. Esta câmara é seca, ao contrário das duas primeiras, e é responsável pelas manobras manuais da linha de recalque, possuindo acesso por escada.

A linha de recalque será verificada para o diâmetro indicado, sendo o material escolhido o PEAD, iniciando na saída da câmara de manobras e indo até a entrada no PV dissipador.

### 5.3.3 Estação de Tratamento Escolhida

A estação de tratamento padrão Corsan para a vazão do anteprojeto, que é de baixo porte, será implantada em um terreno localizado cerca de 350 metros a oeste da saída do aglomerado urbano de Maçambará, em um terreno de campo aberto e relativamente plano, conforme foto tirada na visita técnica na cidade, na figura 9.

Figura 9 – Terreno proposto para a estação de tratamento



(fonte: foto do autor)

Quanto às estruturas de tratamento, começa-se por um uma elevatória de esgoto bruto, como a EEB padrão, mas sem câmara de manobras e com cesto no poço de bombas, que leva o esgoto, passando por uma grade para remoção dos sólidos grosseiros que sobraram, até uma caixa de areia, com calha Parshall para medição de vazão. Desta, o esgoto vai para o reator anaeróbico de fluxo ascendente (RAFA ou *UASB*). O biogás resultante deste tratamento é encaminhado para um biofiltro de carvão ativado. O tratamento secundário é feito por um filtro biológico aeróbico submerso, depois o efluente passa para um decantador secundário, para enfim ser encaminhado pelo emissário final até destino adequado. Esta unidade de tratamento garante um padrão de efluente dentro das normas vigentes.

O lodo proveniente destas unidades de tratamento é coletado por tubulações e enviado até um conjunto de leitos de secagem, onde o lixiviado deste volta ao PV de chegada, para ser tratado novamente, e o lodo seco é removido e levado por caminhão para destino adequado.

Além da unidade de tratamento e dos leitos de secagem, esta unidade padrão contempla uma guarita, para a entrada de pessoas e veículos, e um laboratório. As unidades da ETE são padrão, mas o projeto de implantação destas unidades no terreno foi feito neste anteprojeto.

### **5.3.4 Alternativas para o Emissário Final**

Existe uma falta de corpos hídricos superficiais adequados para o lançamento do efluente tratado da ETE, o que limita as opções de solução para este. O efluente tratado pode ser infiltrado, mas isto geraria uma necessidade adicional de área próximo à estação de tratamento.

Uma segunda alternativa seria disponibilizar este efluente para os agricultores da região, para utilizar na irrigação das plantações. Este projeto necessita de negociação com os agricultores e um estudo de viabilidade financeira.

Diante deste cenário, a segunda alternativa é a escolhida, pois além de gerar uma economia para a operadora do sistema, pode beneficiar os agricultores da região. Esta solução é apenas indicada e não será aprofundada, devido a, como já mencionado, uma necessidade de aprofundamento através de estudos de viabilidade, além da dificuldade em conseguir licença ambiental para operar tal sistema.



## 6 IMPLANTAÇÃO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

Os parâmetros de cálculo para as vazões de dimensionamento são de fontes variadas. O  $k_1$  e *per capita* líquido foram retirados de um estudo de demanda feito pela Corsan para o abastecimento de água de Maçambará, conforme pode ser visualizado no anexo A. Os outros parâmetros necessários foram definidos por norma e pelo autor, conforme mostra a tabela 5.

Tabela 5 – Parâmetros de cálculo das vazões

Parâmetro	valor	unidade
$k_1$	2,02	-
$k_2$	1,50	-
Consumo <i>per capita</i>	105,04	l/hab.dia
Coefficiente de retorno C	0,80	
Coefficiente de infiltração - rede coletora	0,50	l/s.km
Coefficiente de infiltração - ETE	0,25	l/s.km

(fonte: elaborado pelo próprio autor)

Utilizando a fórmula 1, a evolução das vazões domésticas médias, não considerando vazões oriundas de outras bacias, infiltração e outros parâmetros, por ano e bacia, segue, na tabela 6.

Tabela 6 – Evolução anual das vazões domésticas médias

Ano	Vazão doméstica média (l/s)			Ano	Vazão doméstica média (l/s)		
	BH-01	BH-02	BH-03		BH-01	BH-02	BH-03
2016	0,58	0,62	0,44	2031	0,78	0,83	0,59
2017	0,59	0,63	0,45	2032	0,80	0,85	0,60
2018	0,61	0,64	0,46	2033	0,82	0,86	0,62
2019	0,62	0,66	0,47	2034	0,83	0,88	0,63
2020	0,63	0,67	0,48	2035	0,85	0,90	0,64
2021	0,64	0,68	0,48	2036	0,87	0,92	0,65
2022	0,66	0,70	0,49	2037	0,88	0,94	0,67
2023	0,67	0,71	0,50	2038	0,90	0,96	0,68
2024	0,68	0,72	0,51	2039	0,92	0,97	0,69
2025	0,70	0,74	0,52	2040	0,94	0,99	0,71
2026	0,71	0,75	0,54	2041	0,96	1,01	0,72
2027	0,72	0,77	0,55	2042	0,98	1,03	0,73
2028	0,74	0,78	0,56	2043	0,99	1,05	0,75
2029	0,75	0,80	0,57	2044	1,01	1,08	0,76
2030	0,77	0,82	0,58	2045	1,03	1,10	0,78

(fonte: elaborado pelo próprio autor)

## 6.1 REDE COLETORA

O dimensionamento da rede coletora é feito por bacia hidrossanitária, individualmente, conforme fórmulas 3 a 10, utilizando o *software* SANCAD. Foram definidos alguns parâmetros adicionais, além dos já citados, pelo autor, em comum para todas as bacias:

- o material das tubulações será de PVC, sendo que este possui um coeficiente de Manning de 0,010 (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, p. 80), mas a tensão tratativa mínima de cálculo será 1,0 Pa, conforme norma;
- o diâmetro nominal mínimo dos coletores será de 150 milímetros;
- não serão consideradas interferências na rede, devido à deficiência de cadastro;
- o estaqueamento do terreno para cada trecho será feito de 20 em 20 metros, contando a partir de montante do trecho.

As configurações gerais da rotina de dimensionamento utilizada, para as três bacias, pelo SANCAD, são visualizadas na figura 8, onde o campo trecho final deve ser ignorado, pois é uma figura genérica, não específica para determinada bacia.

Figura 10 – Configurações da rotina de dimensionamento no SANCAD

(fonte: SANEGRAPH)

O resultado completo do dimensionamento hidráulico das redes coletoras de todas as bacias encontra-se no Apêndice A, enquanto a planta da rede coletora resultante deste dimensionamento encontra-se fraccionada em figuras no Apêndice B, ambas colocadas fora do texto devido ao seu preciosismo acima do necessário em um anteprojeto e também sua extensão, porém um resumo para cada bacia encontra-se abaixo.

### **6.1.1 BH-01**

Com uma extensão de rede coletora projetada de 4.781 metros, é a principal bacia hidrossanitária em extensão e vazão, pois reúne todo o esgoto doméstico da área do anteprojeto, tendo como ponto final o PV de chegada da ETE.

O diâmetro nominal das tubulações varia de 150 até 200 mm, sendo a vazão inicial no trecho final da rede coletora, calculada pela fórmula 3, de 9,85 l/s, enquanto a vazão final, calculada pela fórmula 4, de 12,12 l/s.

Contribuem para esta bacia os esgotos domésticos concentrados provenientes da BH-02 e da BH-03, através de estações elevatórias de esgoto bruto. A vazão da EEB 2 é de 3,59 l/s, enquanto a vazão da EEB 3 é de 3,00 l/s, conforme capítulo 6.2.

A profundidade da rede coletora varia entre 1,05 e 2,93 metros, com média de 1,32 metros, ou seja, com profundidades, em média, próximas da mínima.

### **6.1.2 BH-02**

Bacia mais populosa do anteprojeto, conta com extensão de rede coletora projetada de 2.744 metros, com diâmetro nominal constante de 150 mm.

Seu trecho final termina no poço de chegada da estação elevatória de esgoto bruto EEB 2, contando com vazão inicial no trecho, calculada pela fórmula 3, de 2,30 l/s, e vazão final no trecho, calculada pela fórmula 4, de 4,69 l/s.

A profundidade da rede coletora varia entre 1,05 e 3,58 metros, com profundidade média de 1,74 metros, constituindo uma rede coletora, em média, com certo aprofundamento em relação à mínima profundidade, principalmente devido aos longos trechos de baixa declividade do terreno, aprofundando os coletores.

### 6.1.3 BH-03

Com a menor população e extensão de rede, 2.569 metros, a bacia ao sul do anteprojeto possui a menor vazão das três, com diâmetro nominal sempre mínimo, 150 mm.

Sua vazão no trecho final, no poço de chegada da EEB 3, é de 1,94 l/s inicialmente, conforme fórmula 3, e de 3,65 l/s no final de plano, conforme fórmula 4.

A profundidade da rede coletora varia entre 1,05 e 1,76 metros, com profundidade média de 1,19 metros, portanto, com profundidade média muito próxima da mínima, sendo considerada uma bacia com profundidade rasa.

## 6.2 ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS

O anteprojeto, como já citado, contempla a implantação de duas estações elevatórias de esgoto bruto padrão Corsan, uma na bacia BH-02 e outra na BH-03. Por ser um projeto padrão para baixas vazões, não serão alteradas as características físicas internas destas estruturas, excetuando-se pelas características de níveis de esgoto bruto dentro do poço de sucção.

As vazões afluentes às elevatórias são as vazões calculadas na rede coletora, mas retirando a variação horária  $k_2$  da vazão inicial, conforme o capítulo 4.4. Na EEB 2, a vazão inicial é de 1,99 l/s e a final de 4,69 l/s, enquanto que na EEB 3, a vazão inicial é de 1,72 l/s, e a final de 3,65 l/s.

Ainda segundo o capítulo 4.4, a vazão escolhida de recalque das bombas deve levar estas vazões em consideração. Se a escolha for uma bomba para a vazão final, ela funcionará a pleno apenas no horário de pico do dia de máxima vazão, ou seja, trabalhará na maior parte do tempo com muita folga, enquanto se a escolha for para a vazão média, a bomba não dará conta de elevar o esgoto bruto quando a vazão aumentar muito, extravasando o esgoto bruto.

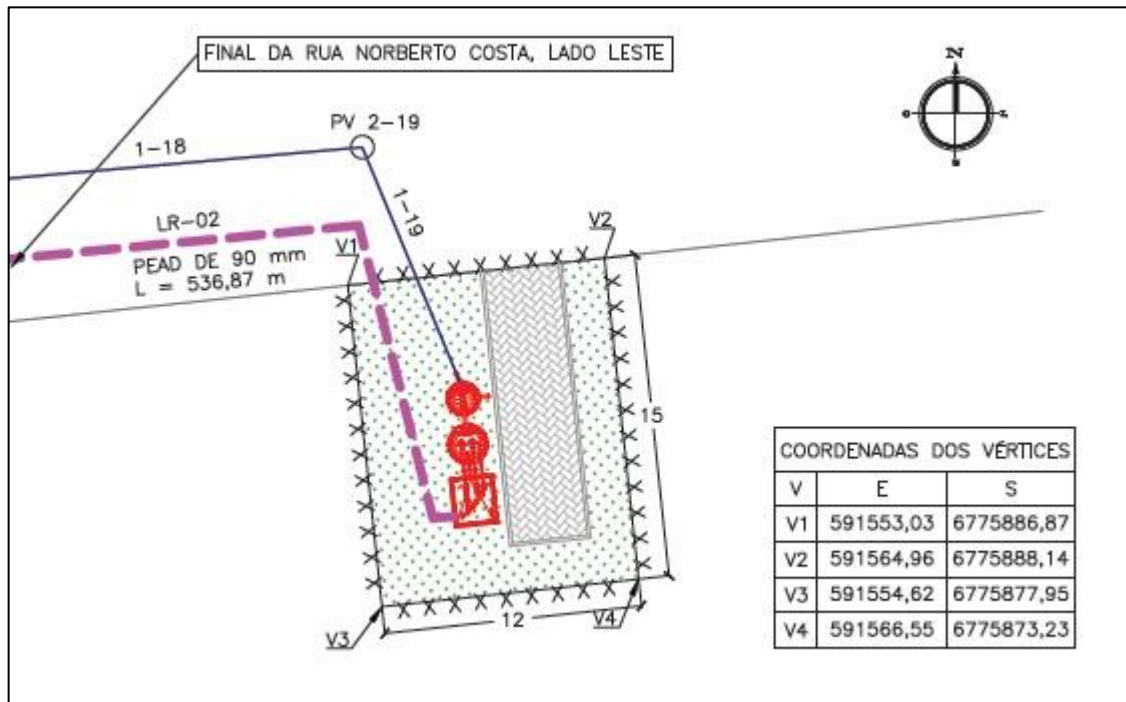
Diante desta situação, a escolha da vazão da bomba se deu de maneira intermediária, levando em conta a vazão final, mas desconsiderando o parâmetro de máxima vazão horária  $k_2$  desta, levando em conta apenas a máxima vazão diária  $k_1$ . Estas vazões tem valor de 3,59 l/s para a EEB 2 e de 2,86 l/s para a EEB 3. Para que a velocidade de recalque dentro da estação elevatória fique com velocidade permitida por norma, acima de 0,60 m/s, conforme capítulo

4.4.2 e fórmula 16, será escolhida uma vazão mínima de recalque de 3 litros por segundo para a EEB 3, já que a tubulação interna à elevatória é de diâmetro fixo, a estrutura é padrão.

As vazões de recalque escolhidas para as elevatórias são, resumidamente, de 3,59 l/s para a EEB 2, e de 3,00 l/s para a EEB 3.

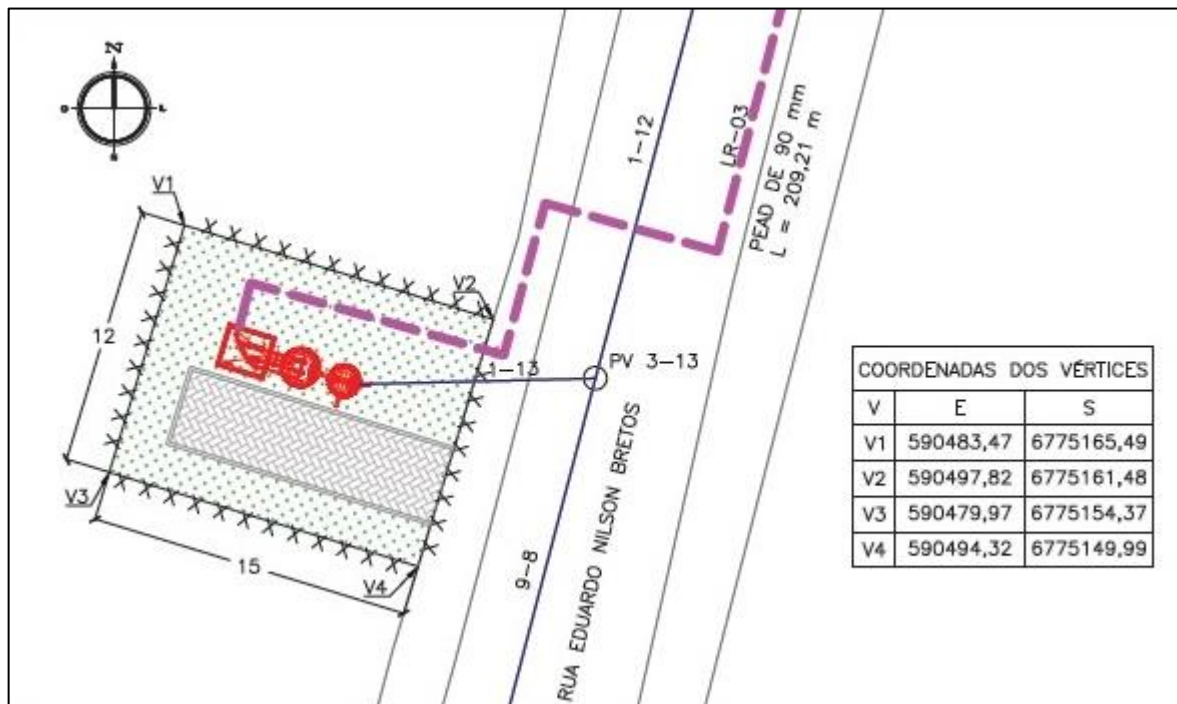
As implantações das estações elevatórias 2 e 3 são mostradas nas figuras 11 e 12. Em ambas as implantações, a rua de acesso é de pavimento pavi-s, com cinco metros de largura, adicionada de um meio fio com 15 centímetros de largura e altura. O resto do pavimento do terreno é de grama, sendo este cercado por tela e tendo acesso por um portão lateral.

Figura 11 – Implantação da EEB 2 em escala 1:400



(fonte: elaborado pelo próprio autor)

Figura 12 – Implantação da EEB 3 em escala 1:400



(fonte: elaborado pelo próprio autor)

### 6.2.1 Dimensionamentos e Verificações

Como o diâmetro interno do poço de sucção é fixo e com valor de 1,50 metros para ambas as estruturas elevatórias, a área superficial interna de ambas é idêntica, variando apenas a altura útil a ser escolhida para cada uma, que deve ser tal que o volume útil do poço de sucção seja maior que o mínimo.

Para o cálculo do volume útil mínimo, conforme fórmula 12, o tempo de ciclo mínimo foi determinado como sendo de 10 minutos, valor utilizado pela companhia de saneamento básico do estado de São Paulo, a SABESP (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 2000, p. 345). O resultado oferece o valor da altura útil mínima a ser escolhida para cada poço.

Utilizando o respectivo valor de altura útil escolhido, determina-se o volume útil do poço de sucção e, portanto, verifica-se o tempo de ciclo para esta vazão de bomba neste poço calculado, conforme fórmulas 13 a 15.

Este valor de altura útil também determina a altura e volume efetivo, pois, conforme citado no capítulo 4.4.1, o volume efetivo é compreendido entre o fundo do poço e o nível médio de operação das bombas, e conforme a figura 8, a altura entre o nível mínimo e o fundo do poço,

nesta estrutura, é de 0,55 metros. Este mesmo capítulo cita, através da respectiva norma, que o tempo de detenção média deve ser maior que 30 minutos, sendo a razão entre o volume efetivo e a vazão média afluyente ao poço. Os resultados destas verificações se encontram na tabela 7.

Tabela 7 – Dimensionamentos e verificações das EEBs 2 e 3

<b>Descrição</b>	<b>EEB 2</b>	<b>EEB 3</b>
<b>T ciclo</b>		
Diâmetro interno do poço de sucção (m)	1,50	1,50
Área superficial do poço de sucção (m <sup>2</sup> )	1,77	1,77
Volume útil mínimo do poço de sucção	0,54	0,45
Altura útil mínima (m)	0,30	0,25
Altura útil escolhida (m)	0,35	0,30
Volume útil calculado (m <sup>3</sup> )	0,62	0,53
t,op (minutos)	5,74	5,89
tp (minutos)	5,74	5,89
T ciclo (minutos)	11,49	11,78
<b>Tempo de detenção média</b>		
Altura efetiva (m)	0,73	0,70
Volume efetivo (m <sup>3</sup> )	1,28	1,24
Tempo de detenção média (minutos)	10,73	11,99

(fonte: elaborado pelo próprio autor)

Como o tempo de ciclo está acima de 10 minutos e o tempo de detenção média está abaixo de 30 minutos para ambos os poços, ambos estão adequados.

Com relação aos condutos de recalque, existe uma indicação na estrutura padrão de um recalque em PEAD, com diâmetro externo de 90 milímetros. Utilizando a fórmula 16, com diâmetro interno de 79,2 milímetros (FGS BRASIL, [2016?]), verifica-se que a linha de recalque da EEB 2 terá velocidade de 0,73 m/s, enquanto a da EEB 3 será de 0,61 m/s. Como ambas as velocidades estão logo acima do mínimo da norma, ocasionando em baixa perda de carga, serão mantidas as indicações da estrutura padrão.

## 6.2.2 Previsão de Potência Instalada

Para a indicação de uma potência a ser instalada adequada, são necessários os dados de vazão a ser recalçada pela bomba, e a altura manométrica a ser vencida pelo escoamento, que é a

soma da altura geométrica com a perda de carga que o escoamento sofre no trajeto entre o ponto inicial e final do recalque.

A altura geométrica máxima será a diferença de cota entre o nível mínimo operacional e a cota de topo do tubo de recalque chegando ao PV dissipador, que será de 0,90 metros abaixo da cota de terreno do mesmo. A cota do nível mínimo operacional é obtida subtraindo-se 40 centímetros mais a altura útil em relação à cota de chegada da rede coletora, conforme figura 8. A cota de chegada da rede e a cota do terreno do PV dissipador são obtidas nas tabelas de dimensionamento hidráulico do apêndice A. O valor da altura geométrica para a linha de recalque (LR) 2 é de 5,59 metros, enquanto para a LR 3 é de 4,77 metros.

A perda de carga singular pode ser ignorada, por se tratar de um anteprojeto em tubulações não curtas. Sobra então a perda de carga linear, calculada pela fórmula 17. O coeficiente C para o material PEAD, em tubos novos, teve valor considerado de 150, resultando em uma perda de carga de 0,00694 m/m para a LR 2, e 0,00498 m/m para a LR 3.

Como a extensão de linha de recalque é de 536,87 e 209,21 metros, respectivamente, a altura manométrica a ser vencida pela elevatória 2 é de 9,32 metros, enquanto a da elevatória 3 é de 5,81 metros.

Considerando um rendimento esperado do grupo motobomba de 60%, a potência prevista calculada pela fórmula 18 é de 0,74 e 0,39 cv, para as elevatórias 2 e 3. Adicionando os 50% de folga, conforme o capítulo 4.4.3, a previsão de potência instalada é de 1,11 e 0,58 cv, respectivamente. Estas potências são uma previsão, no projeto executivo podem ser encontrados grupos motobomba com potências maiores ou menores para estas situações.

### 6.3 ETE

O pré-dimensionamento da estação de tratamento de esgotos restringe-se à escolha do tamanho desta, dentre os modelos padrão da Corsan. Esta escolha é feita unicamente pela vazão afluyente de projeto da ETE.

Conforme citado no capítulo 4.5.1, dois tipos de vazão sanitária afluyente devem ser levadas em consideração. A primeira, a vazão média de final de plano, desconsiderando as variações  $k_1$  e  $k_2$  de fluxo. A segunda, a vazão máxima, é a vazão da rede coletora no final de plano,



com as variações de fluxo, porém como a infiltração determinada para o cálculo da rede coletora e da ETE são diferentes, deve ser recalculado. Apesar de a norma exigir o cálculo apenas para final de plano, foram calculadas ambas as vazões ano a ano, do início de plano, em 2016, até final de plano, em 2045, pois pode haver a alternativa de modulação da estação de tratamento em etapas de implantação.

Para o cálculo da vazão média, é usada a fórmula 19, sendo os valores de vazão doméstica  $Q_d$  dos anos calculados os da tabela 6, e os valores de vazão de infiltração  $Q_{inf}$  constantes ano a ano, assim como os calculados para a rede coletora, com as mesmas extensões de rede, mas com coeficiente de infiltração de 0,25 l/s.km, conforme tabela 5. As vazões médias para estes anos são demonstradas na tabela 8.

Tabela 8 – Vazões médias afluentes à ETE

Ano	BH-01 (l/s)			BH-02 (l/s)			BH-03 (l/s)			Qméd
	Qd	Qinf	Qméd	Qd	Qinf	Qméd	Qd	Qinf	Qméd	Total
2016	0,58	1,20	1,78	0,62	0,69	1,30	0,44	0,64	1,08	4,16
2017	0,59	1,20	1,79	0,63	0,69	1,32	0,45	0,64	1,09	4,20
2018	0,61	1,20	1,80	0,64	0,69	1,33	0,46	0,64	1,10	4,23
2019	0,62	1,20	1,81	0,66	0,69	1,34	0,47	0,64	1,11	4,26
2020	0,63	1,20	1,83	0,67	0,69	1,35	0,48	0,64	1,12	4,30
2021	0,64	1,20	1,84	0,68	0,69	1,37	0,48	0,64	1,13	4,33
2022	0,66	1,20	1,85	0,70	0,69	1,38	0,49	0,64	1,14	4,37
2023	0,67	1,20	1,86	0,71	0,69	1,40	0,50	0,64	1,15	4,41
2024	0,68	1,20	1,88	0,72	0,69	1,41	0,51	0,64	1,16	4,44
2025	0,70	1,20	1,89	0,74	0,69	1,42	0,52	0,64	1,17	4,48
2026	0,71	1,20	1,91	0,75	0,69	1,44	0,54	0,64	1,18	4,52
2027	0,72	1,20	1,92	0,77	0,69	1,45	0,55	0,64	1,19	4,56
2028	0,74	1,20	1,93	0,78	0,69	1,47	0,56	0,64	1,20	4,60
2029	0,75	1,20	1,95	0,80	0,69	1,49	0,57	0,64	1,21	4,64
2030	0,77	1,20	1,96	0,82	0,69	1,50	0,58	0,64	1,22	4,69
2031	0,78	1,20	1,98	0,83	0,69	1,52	0,59	0,64	1,23	4,73
2032	0,80	1,20	2,00	0,85	0,69	1,53	0,60	0,64	1,25	4,77
2033	0,82	1,20	2,01	0,86	0,69	1,55	0,62	0,64	1,26	4,82
2034	0,83	1,20	2,03	0,88	0,69	1,57	0,63	0,64	1,27	4,87
2035	0,85	1,20	2,04	0,90	0,69	1,59	0,64	0,64	1,28	4,91
2036	0,87	1,20	2,06	0,92	0,69	1,60	0,65	0,64	1,29	4,96
2037	0,88	1,20	2,08	0,94	0,69	1,62	0,67	0,64	1,31	5,01
2038	0,90	1,20	2,10	0,96	0,69	1,64	0,68	0,64	1,32	5,06
2039	0,92	1,20	2,11	0,97	0,69	1,66	0,69	0,64	1,33	5,11
2040	0,94	1,20	2,13	0,99	0,69	1,68	0,71	0,64	1,35	5,16
2041	0,96	1,20	2,15	1,01	0,69	1,70	0,72	0,64	1,36	5,21
2042	0,98	1,20	2,17	1,03	0,69	1,72	0,73	0,64	1,38	5,27
2043	0,99	1,20	2,19	1,05	0,69	1,74	0,75	0,64	1,39	5,32
2044	1,01	1,20	2,21	1,08	0,69	1,76	0,76	0,64	1,41	5,38
2045	1,03	1,20	2,23	1,10	0,69	1,78	0,78	0,64	1,42	5,44

(fonte: elaborado pelo próprio autor)

A análise de resultados da vazão média afluyente à ETE define que uma estação de tratamento padrão com vazão média de 5 litros por segundo é o ideal, sem modulação em etapas, pois a diferença de vazão média inicial e final é muito pequena.

O mesmo processo é utilizado para a determinação da vazão máxima nestes anos, através da fórmula 4, com os parâmetros  $k_1$  e  $k_2$  conforme a tabela 5. Os resultados estão na tabela 9.

Tabela 9 – Vazões máximas afluentes à ETE

Ano	BH-01 (l/s)			BH-02 (l/s)			BH-03 (l/s)			Qf Total
	$k_1*k_2*Q_d$	$Q_{inf}$	$Q_f$	$k_1*k_2*Q_d$	$Q_{inf}$	$Q_f$	$k_1*k_2*Q_d$	$Q_{inf}$	$Q_f$	
2016	1,77	1,20	2,96	1,87	0,69	2,56	1,33	0,64	1,97	7,49
2017	1,80	1,20	3,00	1,91	0,69	2,60	1,36	0,64	2,00	7,59
2018	1,84	1,20	3,03	1,95	0,69	2,63	1,38	0,64	2,03	7,69
2019	1,87	1,20	3,07	1,99	0,69	2,67	1,41	0,64	2,05	7,80
2020	1,91	1,20	3,11	2,03	0,69	2,71	1,44	0,64	2,08	7,90
2021	1,95	1,20	3,14	2,07	0,69	2,75	1,47	0,64	2,11	8,01
2022	1,99	1,20	3,18	2,11	0,69	2,79	1,50	0,64	2,14	8,12
2023	2,03	1,20	3,22	2,15	0,69	2,84	1,53	0,64	2,17	8,23
2024	2,07	1,20	3,26	2,19	0,69	2,88	1,56	0,64	2,20	8,34
2025	2,11	1,20	3,31	2,24	0,69	2,92	1,59	0,64	2,23	8,46
2026	2,15	1,20	3,35	2,28	0,69	2,97	1,62	0,64	2,26	8,58
2027	2,20	1,20	3,39	2,33	0,69	3,01	1,65	0,64	2,30	8,70
2028	2,24	1,20	3,43	2,37	0,69	3,06	1,69	0,64	2,33	8,82
2029	2,28	1,20	3,48	2,42	0,69	3,11	1,72	0,64	2,36	8,95
2030	2,33	1,20	3,52	2,47	0,69	3,16	1,76	0,64	2,40	9,08
2031	2,38	1,20	3,57	2,52	0,69	3,21	1,79	0,64	2,43	9,21
2032	2,42	1,20	3,62	2,57	0,69	3,26	1,83	0,64	2,47	9,34
2033	2,47	1,20	3,67	2,62	0,69	3,31	1,86	0,64	2,51	9,48
2034	2,52	1,20	3,72	2,67	0,69	3,36	1,90	0,64	2,54	9,62
2035	2,57	1,20	3,77	2,73	0,69	3,41	1,94	0,64	2,58	9,76
2036	2,62	1,20	3,82	2,78	0,69	3,47	1,98	0,64	2,62	9,91
2037	2,68	1,20	3,87	2,84	0,69	3,52	2,02	0,64	2,66	10,05
2038	2,73	1,20	3,92	2,89	0,69	3,58	2,06	0,64	2,70	10,20
2039	2,78	1,20	3,98	2,95	0,69	3,64	2,10	0,64	2,74	10,36
2040	2,84	1,20	4,04	3,01	0,69	3,70	2,14	0,64	2,78	10,51
2041	2,90	1,20	4,09	3,07	0,69	3,76	2,18	0,64	2,83	10,67
2042	2,95	1,20	4,15	3,13	0,69	3,82	2,23	0,64	2,87	10,84
2043	3,01	1,20	4,21	3,19	0,69	3,88	2,27	0,64	2,91	11,00
2044	3,07	1,20	4,27	3,26	0,69	3,94	2,32	0,64	2,96	11,17
2045	3,14	1,20	4,33	3,32	0,69	4,01	2,36	0,64	3,01	11,35

(fonte: elaborado pelo próprio autor)

O resultado da variabilidade de fluxo leva a uma vazão máxima afluyente muito maior que a média, muito pelo parâmetro  $k_1$ , cujo valor é 2,02, um valor bem acima do 1,20, valor indicado pela norma na ausência de dados comprovados (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986b, p. 7). Porém, mantém-se a ideia de utilizar um único módulo

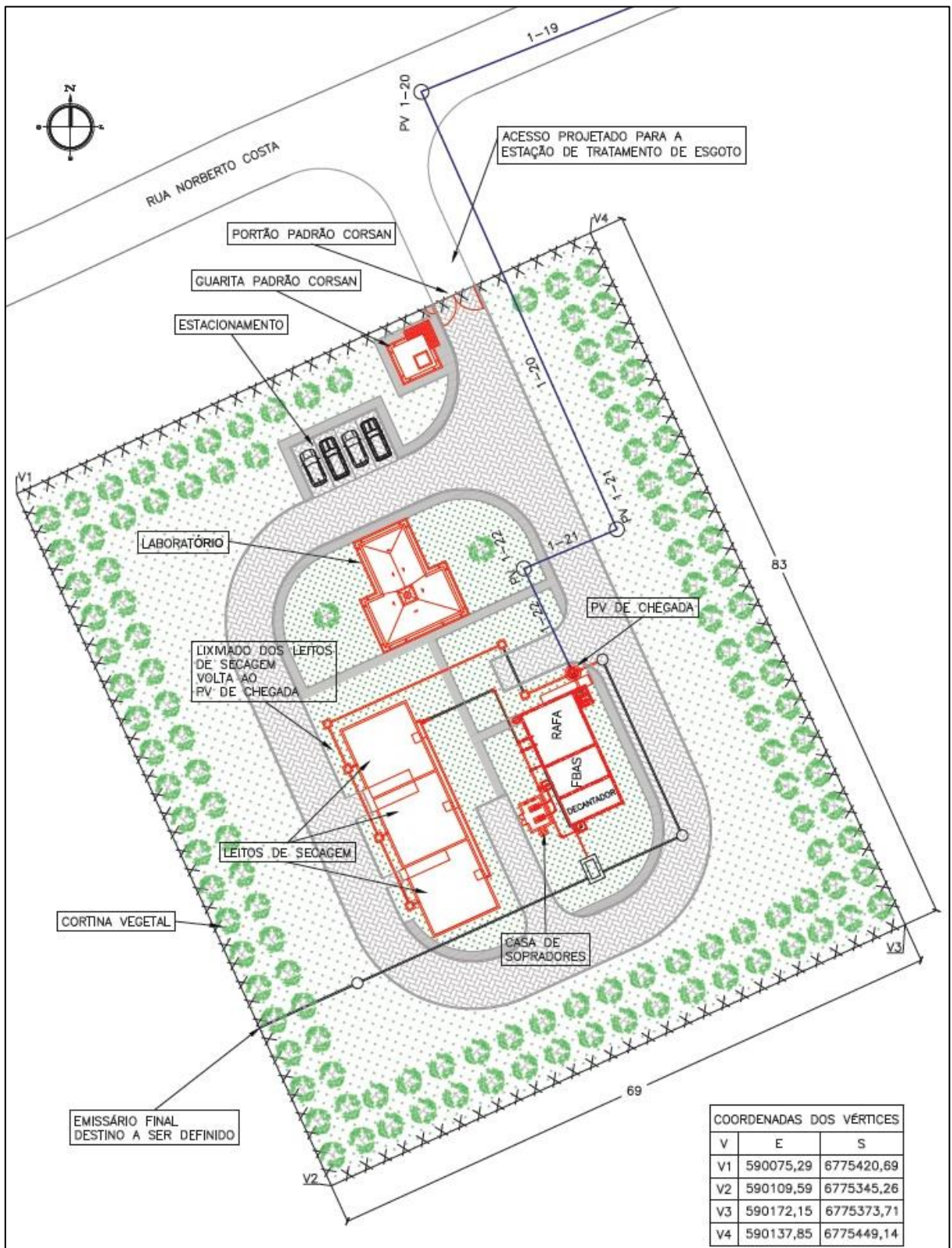
de ETE padrão Corsan de 5 litros por segundo, pois esta é a vazão média da ETE, as estruturas comportam vazões maiores.

Na questão de pavimentação, foram previstas calçadas em concreto com largura de 1 metro, ruas em pavimento PAVI-S de cinco metros de largura, com meio fio de largura e altura de 15 centímetros e curvas com raios internos de nove metros, para que sobre espaço para qualquer veículo de maior porte que venha retirar o lodo ou abastecer o laboratório trafegar sem problemas. Foram previstos também acessos para a elevatória de chegada e para a casa de sopradores, facilitando manutenção dos mesmos, além de acesso para todas as estruturas, por vias e calçadas.

O resto do pavimento é de grama, com uma cortina vegetal ao redor da cerca do terreno. Nenhuma unidade de tratamento se encontra a menos de 20 metros do limite do terreno.

A implantação da ETE encontra-se na figura 13.

Figura 13 – Implantação proposta para a estação de tratamento em escala 1:600



(fonte: elaborado pelo próprio autor)

## **7 ESTIMATIVA DE CUSTOS DO ANTEPROJETO**

A estimativa de custos do anteprojeto foi feita com base em projetos similares licitados. Para editais antigos, utilizou-se uma inflação de 5,91% para 2013, 6,41% para 2014 e 10,67% para 2015, a partir da data do edital, não do projeto. Todos os orçamentos utilizados contém BDI.

Para o orçamento da rede coletora, foram considerados os orçamentos completos, incluindo ramais prediais, fazendo-se uma relação de custo por metro de rede coletora. Utilizaram-se os orçamentos dos editais de concorrência nº 130/13, 001/14 e 003/16 da Corsan, referentes exclusivamente à execução de rede coletora em Santo Ângelo (COMPANHIA RIOGRANDENSE DE SANEAMENTO, 2013a), Ijuí (COMPANHIA RIOGRANDENSE DE SANEAMENTO, 2014) e Santa Rosa (COMPANHIA RIOGRANDENSE DE SANEAMENTO, 2016), respectivamente.

Os itens são apresentados individualmente nos editais, desde os serviços preliminares até fornecimento de materiais, então se somaram os valores e se dividiu pela extensão de rede coletora a ser executada no orçamento. Isto resultou em um custo por metro linear de rede coletora, atualizado com a inflação mencionada, de R\$ 389,94 para Santo Ângelo, R\$ 234,58 para Ijuí e R\$ 354,17 para Santa Rosa. A média destes três valores é de R\$ 326,23.

Como a extensão de rede coletora projetada em Maçambará é de 10.094 metros, o custo estimado para toda a rede coletora é de R\$ 3.292.870,83.

As unidades padrão, por sua pouca idade, possuem uma menor oferta de licitações em projetos parecidos com o proposto neste e, portanto, só serão usados um orçamento para cada estrutura, o que é aceitável por se tratar de uma estimativa de custo em um anteprojeto.

Para as estações elevatórias, utilizou-se o edital nº 068/15, de Cruz Alta (COMPANHIA RIOGRANDENSE DE SANEAMENTO, 2015), cujas características da EBE-01 são de vazão 3 l/s e altura manométrica de 16,90 metros. Esta elevatória estava orçada em 2015 em R\$ 173.497,57 e sua linha de recalque teve um custo de R\$ 400,62 por metro linear.

Considerando que neste anteprojeto são duas elevatórias, com uma extensão de linha de recalque total de 746,08 metros, os custos atualizados são de R\$ 384.019,52 para as duas EEBs e R\$ 330.785,48 para as linhas de recalque, totalizando R\$ 714.805,00.

Para a estação de tratamento padrão 5 l/s, utilizou-se partes diferentes de dois projetos licitados. A parte principal é do edital nº 01/2015 da prefeitura de Erval Grande (ERVAL GRANDE, 2015), que é uma estação de 5 l/s praticamente igual à implantada neste anteprojeto, com custo de R\$ 914.343,59 em 2015.

Adiciona-se um laboratório padrão, ausente no projeto de Erval Grande, retirado do edital nº 097/13 da Corsan, de uma ETE do município de Erval Seco (COMPANHIA RIOGRANDENSE DE SANEAMENTO, 2013a). O custo deste laboratório, em 2013, era de R\$ 45.820,61. Atualizando ambos os valores para 2016 e somando-os, o custo estimado para a ETE de Maçambará é de R\$ 1.068.258,82.

O emissário final não teve custo estimado, já que não foi determinado neste anteprojeto, conforme capítulo 5.3.4.

O custo total estimado de execução do sistema de esgotamento sanitário para Maçambará conforme este anteprojeto é de R\$ 5.075.934,65, o equivalente a um valor de R\$ 1.695,37 por pessoa beneficiada em final de plano.

Este custo, considerado elevado, pode ser reduzido significativamente se procuradas outras soluções para as estruturas elevatórias e de tratamento, fora dos padrões Corsan, principalmente no tratamento dos esgotos domésticos. Poderia ser considerado, em um projeto fora dos padrões da Corsan, por exemplo, uma estação de tratamento compacta metálica, com custo muito menor do que a implantada neste anteprojeto, com tecnologia tão avançada, ou semelhante, quanto à aplicada neste caso, com o, além do menor custo, benefício de necessitar de uma área menor de implantação.

## 8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No desenvolvimento do trabalho, ficaram evidentes as dificuldades de municípios de pequeno porte em conseguir implantar um sistema de esgotamento sanitário adequado.

Durante a pesquisa e captação de dados, deflagrou-se uma deficiência de cadastros importantes, como tubulações de abastecimento de água e de drenagem pluvial. Na realização de um projeto executivo e consequente execução da obra, a falta de cadastro destas interferências com a rede coletora provocaria, inevitavelmente, encontro entre a rede coletora e estas interferências, gerando remanejamento *in loco* que seria desnecessário com um cadastro apropriado.

Verificou-se também, talvez pela pouca idade do município, que se emancipou de Itaqui em 1995, uma deficiência nos dados geográficos e estatísticos de Maçambará. Outros dados só foram possíveis de se obter graças ao Plano Municipal de Saneamento Básico<sup>5</sup>, um trabalho recente, elaborado em parceria entre o município e a UFRGS, mais especificamente o Instituto de Pesquisas Hidráulicas, junto ao Prof. Dieter Wartchow.

Para a implantação do SES, existe também dificuldade financeira, pois valor de investimento inicial, em comparação com o número de pessoas beneficiadas, também diminui a possibilidade de uma infraestrutura básica como esta sair do papel. Como demonstrado anteriormente, o custo estimado para o anteprojeto elaborado foi de R\$ 5.075.934,65, ou seja, R\$ 1.695,37 por pessoa beneficiada em final de plano.

Parte deste valor alto é explicado pela horizontalidade das residências, um problema comum em municípios de pequeno porte, pois, como demonstrado nesta estimativa, a maior parte do custo de implantação de um sistema de esgotamento sanitário em sistema separador absoluto é a rede coletora, sendo neste caso responsável por aproximadamente 65% do custo total. Essa característica de residências gera um menor número de ligações por metro linear de rede coletora, gerando uma menor receita para a operadora do sistema e um valor maior de investimento inicial por pessoa beneficiada.

Além disso, a estrutura padrão de tratamento da Corsan para baixas vazões possui um alto custo, possuindo uma exigência tecnológica que talvez seja exagerada para o porte do

---

<sup>5</sup> O Plano Municipal de Saneamento Básico de Maçambará está sendo elaborado pela equipe do IPH/UFRGS.

município, aumentando o valor de investimento inicial e tornando a obra ainda mais proibitiva. A análise de alternativas mais baratas, de menor exigência tecnológica, poderia ser feita pela operadora do sistema de esgotos.

O autor sugere, por exemplo, que nesse tipo de caso, de municípios de menor porte, a exigência da Corsan de estrutura padrão de tratamento de efluentes domésticos seja eliminada, podendo ser utilizada, por exemplo, uma estação de tratamento compacta metálica, com avançada tecnologia de tratamento, mas com custo muito menor, também exigindo uma área menor de implantação.

Mesmo que se mantenha a estrutura padrão de tratamento, pode-se pensar em diminuir a quantidade de unidades componentes desta estrutura em municípios de menor porte, reduzindo, por exemplo, a necessidade de um laboratório deste tamanho para essa vazão em um município com essas características.

Esta redução de custos, se possível, dentro de uma exigência mínima de nível de tratamento, é fundamental para que municípios, especialmente de pequeno porte como este, consigam implantar um sistema de esgotamento sanitário adequado.

A elaboração do anteprojeto utilizou as estruturas padrão da responsável pelo sistema de esgotamento sanitário e seguiu as respectivas normas vigentes, sendo estas a norma para estudos de concepção de sistemas de esgotamento sanitário, NBR 9.648 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986a), a norma de projeto de redes coletoras no sistema separador absoluto, NBR 9.649 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986b), a norma de estações elevatórias de esgoto bruto, NBR 12.208 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1992) e a norma para estações de tratamento de esgotos sanitários, NBR 12.209 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011). Sendo assim, o anteprojeto desenvolvido foi considerado adequado tecnicamente.

Concluindo, o autor espera que o anteprojeto elaborado seja útil para o município de Maçambará, e que o município possa, em conjunto com a operadora responsável, implantar um sistema de esgotamento sanitário adequado, pois se trata de uma infraestrutura básica de suma importância para a população.



## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9.648**: estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário. Rio de Janeiro, 1986a.

\_\_\_\_\_. **NBR 9.649**: projeto de redes coletoras de esgoto sanitário. Rio de Janeiro, 1986b.

\_\_\_\_\_. **NBR 12.208**: projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário. Rio de Janeiro, 1992.

\_\_\_\_\_. **NBR 12.209**: elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários. Rio de Janeiro, 2011.

AZEVEDO NETTO, J. M.; FERNANDEZ, M. F.; ARAUJO, R.; ITO, A. E. **Manual de Hidráulica**. 8. ed. (12. reimpr.) São Paulo: Edgard Blücher, 1998 (reimpr. 2013).

BRASIL. Ministério da Saúde. Fundação Nacional de Saúde. **Apresentação de Projetos de Sistemas de Esgotamento Sanitário**: Orientações Técnicas. 3. ed. (1. reimpr.). Brasília, 2006 (reimpr. 2008). Disponível em: <[http://www.funasa.gov.br/site/wp-content/uploads/2012/05/eng\\_esgot2.pdf](http://www.funasa.gov.br/site/wp-content/uploads/2012/05/eng_esgot2.pdf)>. Acesso em: 05 nov. 2015.

\_\_\_\_\_. Ministério da Saúde. Fundação Nacional de Saúde. **Sistema de Esgotamento Sanitário**. Brasília, c2012. Disponível em: <<http://www.funasa.gov.br/site/engenharia-de-saude-publica-2/sistema-de-esgotamento-sanitario/>>. Acesso em: 05 nov. 2015.

\_\_\_\_\_. Ministério das Cidades. Secretaria Nacional do Saneamento Ambiental. Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento. **Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos: 2014**. Brasília, 2016. Disponível em: <<http://www.snis.gov.br/diagnostico-agua-e-esgotos/diagnostico-ae-2014>><sup>6</sup>. Acesso em: 15 jun. 2016.

COMPANHIA RIOGRANDENSE DE SANEAMENTO. **Edital 097/13**: execução da ETE padrão de 10 l/s, na localidade de Erval Seco/RS. Porto Alegre, 2013a. Disponível em: <<http://www.editais.corsan.com.br/index.php?op=1&edital=1820>><sup>7</sup>. Acesso em: 14 abril 2016.

\_\_\_\_\_. **Edital 130/13**: execução da rede coletora e ramais prediais nas ruas Marechal Deodoro e Venâncio Aires para ampliação do SES em Santo Ângelo/RS. Porto Alegre, 2013b. Disponível em: <<http://www.editais.corsan.com.br/index.php?op=1&edital=1960>><sup>8</sup>. Acesso em: 14 abril 2016.

\_\_\_\_\_. **Edital 001/14**: execução da rede coletora e ramais prediais da bacia 8 para ampliação do SES no município de Ijuí/RS. Porto Alegre, 2014. Disponível em:

---

<sup>6</sup> entrando no site <<http://www.snis.gov.br/diagnostico-agua-e-esgotos/diagnostico-ae-2014>>, localize e selecione o item <Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto 2014>.

<sup>7</sup> entrando no site <<http://www.editais.corsan.com.br/index.php?op=1&edital=1820>>, localize e selecione o item <EDITAL>.

<sup>8</sup> entrando no site <<http://www.editais.corsan.com.br/index.php?op=1&edital=1960>>, localize e selecione o item <EDITAL>.

<<http://www.editais.corsan.com.br/index.php?op=1&edital=1952>><sup>9</sup>. Acesso em: 14 abril 2016.

\_\_\_\_\_. **Edital 068/15**: execução das redes coletoras, ramais prediais, EBE e emissários, por recalque do sistema de esgotamento sanitário do município de Cruz Alta/RS – Vila Brenner. Porto Alegre, 2015. Disponível em:

<<http://www.editais.corsan.com.br/index.php?op=1&edital=2621>><sup>10</sup>. Acesso em: 14 abril 2016.

\_\_\_\_\_. **Edital 003/16**: execução das obras de ampliação da rede coletora de esgoto das áreas 1, 2 e 3 no município de Santa Rosa/RS. Porto Alegre, 2016. Disponível em:

<<http://www.editais.corsan.com.br/index.php?op=1&edital=2694>><sup>11</sup>. Acesso em: 14 abril 2016.

ERVAL GRANDE. **Licitações**: anexos concorrência 01-2015. Erval Grande, 2015.

Disponível em: <<http://www.ervalgrande.rs.gov.br/pg.php?area=LICITACOES>><sup>12</sup>. Acesso em: 14 abril 2016.

FGS BRASIL. **Tube PEAD Saneamento**. São Paulo, [2016?]. Disponível em:

<<http://www.fgsbrasil.com.br/produtos/tubos-de-poli-etileno-pead/tubo-pead-saneamento.htm>>. Acesso em: 14 abril 2016.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Pesquisa Nacional de Saneamento Básico 2008**: tabelas completas esgotamento sanitário. Rio de Janeiro, [2008a?]. Disponível em:

<[http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/condicaodevida/pnsb2008/defaulttabpdf\\_esgot\\_san.shtm](http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/condicaodevida/pnsb2008/defaulttabpdf_esgot_san.shtm)><sup>13</sup>. Acesso em: 02 nov. 2015.

\_\_\_\_\_. **Pesquisa Nacional do Saneamento Básico 2008**: tabelas completas esgotamento sanitário. Rio de Janeiro, [2008b?]. Disponível em:

<[http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/condicaodevida/pnsb2008/defaulttabpdf\\_esgot\\_san.shtm](http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/condicaodevida/pnsb2008/defaulttabpdf_esgot_san.shtm)><sup>14</sup>. Acesso em: 02 nov. 2015.

<sup>9</sup> entrando no site <<http://www.editais.corsan.com.br/index.php?op=1&edital=1952>>, localize e selecione o item <EDITAL>.

<sup>10</sup> entrando no site <<http://www.editais.corsan.com.br/index.php?op=1&edital=2621>>, localize e selecione o item <EDITAL>.

<sup>11</sup> entrando no site <<http://www.editais.corsan.com.br/index.php?op=1&edital=2694>>, localize e selecione o item <EDITAL>.

<sup>12</sup> entrando no site <<http://www.ervalgrande.rs.gov.br/pg.php?area=LICITACOES>>, localize e selecione o item <ANEXOS CONCORRÊNCIA 01-2015 – Fazer Download>.

<sup>13</sup> entrando no site: <[http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/condicaodevida/pnsb2008/defaulttabpdf\\_esgot\\_san.shtm](http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/condicaodevida/pnsb2008/defaulttabpdf_esgot_san.shtm)>, localize e selecione o item <Tabela 51>.

<sup>14</sup> entrando no site: <[http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/condicaodevida/pnsb2008/defaulttabpdf\\_esgot\\_san.shtm](http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/condicaodevida/pnsb2008/defaulttabpdf_esgot_san.shtm)>, localize e selecione o item <Tabela 56>.

\_\_\_\_\_. **Sinopse por Setores**. Rio de Janeiro, [2010?]. Disponível em: <<http://www.censo2010.ibge.gov.br/sinopseporsetores/>><sup>15</sup>. Acesso em: 14 abril 2016.

JORDÃO, E. P.; PESSÔA, C. A. **Tratamento de Esgotos Domésticos**. 6. ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2011.

RIO GRANDE DO SUL. Assembléia Legislativa. **Lei n. 11.520**, de 03 de agosto de 2000. Institui o Código Estadual do Meio Ambiente do Estado do Rio Grande do Sul e dá outras providências. Porto Alegre, 2000. Disponível em: <<http://www.al.rs.gov.br/legiscomp/arquivo.asp?idNorma=11&tipo=pdf>>. Acesso em: 14 set. 2015.

\_\_\_\_\_. Secretaria do Meio Ambiente. Conselho Estadual do Meio Ambiente. **Resolução n. 245**, de 20 de agosto de 2010. Dispõe sobre a fixação de procedimentos para o licenciamento de Sistemas de Esgotamento Sanitário, considerando etapas de eficiência, a fim de alcançar progressivamente os padrões de emissão e os padrões das Classes dos corpos hídricos receptores, em conformidade com os Planos de Saneamento e de Recursos Hídricos. Porto Alegre, 2010. Disponível em: <<http://www.sema.rs.gov.br/upload/Resolucao%20CONSEMA%20245-2010.pdf>>. Acesso em: 31 out. 2015.

SANEGRAPH. **Manual de Instalação e Utilização do software SANCAD**: versão FOX. Curitiba, [2014?]. Disponível em: <[http://www.sanegrph.com.br/dados/manual\\_sancad\\_fox.pdf](http://www.sanegrph.com.br/dados/manual_sancad_fox.pdf)>. Acesso em: 14 abril 2016.

TSUTIYA, M. T.; ALEM SOBRINHO, P. **Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário**. 2. ed. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2000.

---

<sup>15</sup> entrando no site < <http://www.censo2010.ibge.gov.br/sinopseporsetores/>>, localize e selecione o item <Setor>, em seguida selecione as áreas <RS> e <Maçambará>. Por fim, escolha o banco de dados <Sinopse do Censo 2010> e abaixo <Pessoas residentes>.

**APÊNDICE A – Tabelas completas de dimensionamento hidráulico da rede  
coletora**

O resultado do dimensionamento hidráulico da rede coletora para o anteprojeto é dividido por bacia hidrossanitária. Nas tabelas A.1, A.2 e A.3, encontram-se, respectivamente, os resultados do dimensionamento das bacias BH-01, BH-02 e BH-03.

As páginas foram colocadas em orientação paisagem, devido à largura das tabelas, além destas serem contínuas, devido à sua extensão, repetindo apenas a linha de identificação, para melhor entendimento dos dados.

As siglas nas tabelas significam:

- a) mont: montante;
- b) jus: jusante;
- c) L: extensão de rede coletora no trecho;
- d) Ct: cota do terreno;
- e) Cc: cota do cano;
- f) Na: nível de água dentro da tubulação;
- g) Prof: profundidade;
- h) D: diâmetro da tubulação no trecho;
- i) Io: declividade da tubulação no trecho;
- j)  $Q_{c,i}$ : vazão concentrada inicial no trecho;
- k)  $Q_{c,f}$ : vazão concentrada final no trecho;
- l)  $Q_i$ : vazão inicial no trecho;
- m)  $Q_f$ : vazão final no trecho;
- n)  $V_i$ : velocidade inicial no trecho;
- o)  $V_f$ : velocidade final no trecho;
- p)  $V_c$ : velocidade crítica no trecho;
- q)  $\sigma_t$ : tensão trativa no trecho;
- r)  $L_{a,i}$ : lâmina de água inicial, dentro da tubulação, no trecho;
- s)  $L_{a,f}$ : lâmina de água final, dentro da tubulação, no trecho;
- t) TQ: tubo de queda;
- u) DG: degrau.

Tabela A.1 – Resultado do dimensionamento da rede coletora da bacia BH-01

Coletor	PV mont	PV jus	L (m)	Ct mont (m)	Ct jus (m)	Cc mont (m)	Cc jus (m)	Na mont (m)	Na jus (m)	Prof mont (m)	Prof jus (m)	D (mm)	Io (m/m)	Qc,i (l/s)	Qc,f (l/s)	Qi (l/s)	Qf (l/s)	Vi (m/s)	Vf (m/s)	Vc (m/s)	σt (Pa)	La,i	La,f	OBS
018-001	1-079	1-080	70,05	101,90	101,00	100,85	99,95	100,88	99,98	1,05	1,05	150	0,0129	0	0	0,05	0,08	0,72	0,72	2,38	2,06	18%	18%	
018-002	1-080	1-009	39,45	101,00	100,48	99,95	99,43	99,98	99,46	1,05	1,05	150	0,0132	0	0	0,08	0,13	0,73	0,73	2,37	2,10	17%	17%	TQ 1.222
017-001	1-076	1-077	79,57	102,75	102,32	101,70	101,27	101,73	101,30	1,05	1,05	150	0,0054	0	0	0,06	0,10	0,53	0,53	2,62	1,05	22%	22%	DG 0.036
017-002	1-077	1-078	82,87	102,32	101,90	101,23	100,81	101,27	100,85	1,09	1,09	150	0,0051	0	0	0,11	0,20	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
017-003	1-078	1-006	88,23	101,90	101,72	100,81	100,37	100,85	100,41	1,09	1,35	150	0,0050	0	0	0,18	0,30	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	DG 0.331
016-001	1-075	1-067	21,08	102,30	102,15	101,25	101,10	101,28	101,13	1,05	1,05	150	0,0071	0	0	0,01	0,03	0,59	0,59	2,54	1,30	20%	20%	DG 0.283
015-001	1-074	1-068	58,94	101,58	101,60	100,53	100,24	100,56	100,27	1,05	1,37	150	0,0050	0	0	0,04	0,07	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
014-001	1-066	1-067	46,51	102,10	102,15	101,05	100,82	101,08	100,85	1,05	1,33	150	0,0050	0	0	0,03	0,06	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
014-002	1-067	1-068	76,26	102,15	101,60	100,82	100,44	100,85	100,47	1,33	1,16	150	0,0050	0	0	0,10	0,17	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	DG 0.201
014-003	1-068	1-069	34,16	101,60	101,35	100,24	100,06	100,27	100,10	1,37	1,29	150	0,0050	0	0	0,17	0,29	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
014-004	1-069	1-070	90,37	101,35	100,90	100,06	99,61	100,10	99,65	1,29	1,29	150	0,0050	0	0	0,22	0,36	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
014-005	1-070	1-071	21,82	100,90	100,68	99,61	99,50	99,65	99,54	1,29	1,18	150	0,0050	0	0	0,23	0,38	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
014-006	1-071	1-072	24,83	100,68	100,21	99,50	99,16	99,53	99,19	1,18	1,05	150	0,0138	0	0	0,25	0,40	0,74	0,74	2,36	2,18	17%	17%	
014-007	1-072	1-073	64,57	100,21	100,50	99,16	98,84	99,19	98,87	1,05	1,66	150	0,0050	0	0	0,29	0,48	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
014-008	1-073	1-007	56,42	100,50	101,48	98,84	98,56	98,87	98,59	1,66	2,93	150	0,0050	0	0	0,33	0,55	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	DG 0.005
013-001	1-065	1-049	85,65	103,15	103,05	102,10	101,67	102,13	101,71	1,05	1,38	150	0,0050	0	0	0,06	0,10	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	DG 0.144
012-001	1-063	1-064	75,68	103,20	102,95	102,15	101,77	102,18	101,81	1,05	1,18	150	0,0050	0	0	0,05	0,09	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
012-002	1-064	1-053	61,68	102,95	102,90	101,77	101,46	101,81	101,50	1,18	1,44	150	0,0050	0	0	0,09	0,14	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	TQ 1.076
011-001	1-062	1-058	96,5	98,30	97,80	97,25	96,75	97,28	96,78	1,05	1,05	150	0,0052	0	0	0,07	0,12	0,52	0,52	2,63	1,02	22%	22%	
010-001	1-061	1-051	51,64	102,75	102,78	101,70	101,44	101,73	101,48	1,05	1,34	150	0,0050	0	0	0,04	0,06	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	TQ 0.682
009-001	1-060	1-055	65,23	102,00	101,86	100,95	100,62	100,98	100,66	1,05	1,24	150	0,0050	0	0	0,05	0,08	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	TQ 0.889
008-001	1-047	1-048	57,56	103,20	103,00	102,15	101,86	102,18	101,90	1,05	1,14	150	0,0050	0	0	0,04	0,07	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
008-002	1-048	1-049	66,77	103,00	103,05	101,86	101,53	101,90	101,56	1,14	1,52	150	0,0050	0	0	0,09	0,15	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
008-003	1-049	1-050	73,81	103,05	102,85	101,53	101,16	101,56	101,19	1,52	1,69	150	0,0050	0	0	0,19	0,32	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
008-004	1-050	1-051	79,76	102,85	102,78	101,16	100,76	101,19	100,79	1,69	2,02	150	0,0050	0	0	0,24	0,39	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
008-005	1-051	1-052	62,7	102,78	102,85	100,76	100,45	100,79	100,48	2,02	2,40	150	0,0050	0	0	0,31	0,50	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
008-006	1-052	1-053	11,88	102,85	102,90	100,45	100,39	100,48	100,42	2,40	2,51	150	0,0050	0	0	0,32	0,52	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
008-007	1-053	1-054	61,9	102,90	102,65	100,39	100,08	100,42	100,11	2,51	2,57	150	0,0050	0	0	0,45	0,74	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
008-008	1-054	1-055	68,73	102,65	101,86	100,08	99,74	100,11	99,77	2,57	2,13	150	0,0050	0	0	0,50	0,82	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	

Coletor	PV mont	PV jus	L (m)	Ct mont (m)	Ct jus (m)	Cc mont (m)	Cc jus (m)	Na mont (m)	Na jus (m)	Prof mont (m)	Prof jus (m)	D (mm)	Io (m/m)	Qc,i (l/s)	Qc,f (l/s)	Qi (l/s)	Qf (l/s)	Vi (m/s)	Vf (m/s)	Vc (m/s)	$\sigma$ (Pa)	La,i	La,f	OBS
008-009	1-055	1-056	26,84	101,86	101,00	99,74	99,60	99,77	99,63	2,13	1,40	150	0,0050	0	0	0,57	0,93	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
008-010	1-056	1-057	45,28	101,00	99,00	99,60	97,95	99,62	97,97	1,40	1,05	150	0,0365	0	0	0,60	0,99	1,04	1,04	2,12	4,64	14%	14%	
008-011	1-057	1-058	56,67	99,00	97,80	97,95	96,75	97,97	96,77	1,05	1,05	150	0,0212	0	0	0,64	1,05	0,86	0,86	2,25	3,04	16%	16%	
008-012	1-058	1-059	57,76	97,80	97,80	96,75	96,46	96,78	96,49	1,05	1,34	150	0,0050	0	0	0,74	1,24	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
008-013	1-059	1-011	46,55	97,80	97,82	96,46	96,23	96,49	96,26	1,34	1,59	150	0,0050	0	0	0,78	1,30	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	DG 0.017
007-001	1-044	1-045	45,73	97,60	97,15	96,55	96,10	96,58	96,13	1,05	1,05	150	0,0098	0	0	0,03	0,06	0,66	0,66	2,45	1,68	19%	19%	
007-002	1-045	1-046	21,75	97,15	97,00	96,10	95,95	96,13	95,98	1,05	1,05	150	0,0069	0	0	0,05	0,08	0,58	0,58	2,55	1,27	20%	20%	DG 0.009
007-003	1-046	1-015	69,32	97,00	96,65	95,94	95,59	95,97	95,62	1,06	1,06	150	0,0051	0	0	0,10	0,17	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	DG 0.327
006-001	1-042	1-043	52,74	103,40	102,93	102,35	101,88	102,38	101,91	1,05	1,05	150	0,0089	0	0	0,04	0,06	0,63	0,63	2,48	1,55	19%	19%	
006-002	1-043	1-025	59,62	102,93	101,25	101,88	100,20	101,90	100,22	1,05	1,05	150	0,0282	0	0	0,08	0,14	0,95	0,95	2,18	3,80	14%	14%	DG 0.148
005-001	1-040	1-041	80,35	98,30	97,45	97,25	96,40	97,28	96,43	1,05	1,05	150	0,0106	0	0	0,06	0,10	0,67	0,67	2,43	1,77	18%	18%	DG 0.100
005-002	1-041	1-039	76,21	97,45	96,65	96,30	95,50	96,33	95,53	1,15	1,15	150	0,0105	0	0	0,11	0,19	0,67	0,67	2,43	1,76	18%	18%	DG 0.193
004-001	1-036	1-037	57,89	97,80	97,10	96,75	96,05	96,78	96,08	1,05	1,05	150	0,0121	0	0	0,04	0,07	0,71	0,71	2,40	1,97	18%	18%	DG 0.075
004-002	1-037	1-038	43,15	97,10	96,55	95,98	95,43	96,00	95,45	1,13	1,13	150	0,0128	0	0	0,07	0,12	0,72	0,72	2,38	2,05	18%	18%	
004-003	1-038	1-039	23,52	96,55	96,65	95,43	95,31	95,46	95,34	1,13	1,34	150	0,0050	0	0	0,09	0,15	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
004-004	1-039	1-030	54,8	96,65	96,48	95,31	95,03	95,34	95,07	1,34	1,45	150	0,0050	0	0	0,23	0,41	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	DG 0.002
003-001	1-031	1-032	82,53	101,30	100,40	100,25	99,35	100,28	99,38	1,05	1,05	150	0,0109	0	0	0,06	0,10	0,68	0,68	2,42	1,82	18%	18%	DG 0.054
003-002	1-032	1-033	69,6	100,40	99,45	99,30	98,35	99,32	98,37	1,10	1,10	150	0,0137	0	0	0,11	0,18	0,74	0,74	2,37	2,16	17%	17%	
003-003	1-033	1-034	59,43	99,45	99,20	98,35	98,05	98,38	98,08	1,10	1,15	150	0,0050	0	0	0,15	0,26	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
003-004	1-034	1-035	58,44	99,20	99,00	98,05	97,85	98,10	97,90	1,15	1,15	150	0,0035	3,00	3,00	3,19	3,33	0,56	0,57	3,26	1,02	36%	37%	
003-005	1-035	1-027	40,06	99,00	98,65	97,85	97,60	97,89	97,65	1,15	1,05	150	0,0062	0	0	3,22	3,38	0,69	0,70	3,08	1,62	31%	32%	DG 0.058
002-001	1-023	1-024	64,01	101,80	101,50	100,75	100,43	100,78	100,46	1,05	1,07	150	0,0050	0	0	0,04	0,08	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
002-002	1-024	1-025	75,54	101,50	101,25	100,43	100,05	100,46	100,09	1,07	1,20	150	0,0050	0	0	0,10	0,17	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
002-003	1-025	1-026	66,26	101,25	99,35	100,05	98,30	100,07	98,32	1,20	1,05	150	0,0264	0	0	0,22	0,39	0,93	0,93	2,20	3,62	15%	15%	DG 0.058
002-004	1-026	1-027	63,13	99,35	98,65	98,24	97,54	98,27	97,57	1,11	1,11	150	0,0111	0	0	0,27	0,46	0,68	0,68	2,42	1,84	18%	18%	
002-005	1-027	1-028	50,44	98,65	98,35	97,54	97,30	97,60	97,36	1,11	1,05	150	0,0048	0	0	3,52	3,90	0,65	0,67	3,25	1,38	35%	36%	DG 0.161
002-006	1-028	1-029	89,26	98,35	97,33	97,14	96,12	97,18	96,16	1,21	1,21	150	0,0114	0	0	3,58	4,01	0,89	0,92	2,99	2,75	28%	29%	DG 0.013
002-007	1-029	1-030	88,01	97,33	96,48	96,11	95,42	96,16	95,47	1,22	1,06	150	0,0078	0	0	3,64	4,11	0,78	0,81	3,13	2,06	31%	33%	DG 0.386
002-008	1-030	1-016	72,29	96,48	96,35	95,03	94,81	95,10	94,87	1,45	1,55	150	0,0031	0	0	3,93	4,61	0,57	0,60	3,51	1,02	41%	45%	

Coletor	PV mont	PV jus	L (m)	Ct mont (m)	Ct jus (m)	Cc mont (m)	Cc jus (m)	Na mont (m)	Na jus (m)	Prof mont (m)	Prof jus (m)	D (mm)	Io (m/m)	Qc,i (l/s)	Qc,f (l/s)	Qi (l/s)	Qf (l/s)	Vi (m/s)	Vf (m/s)	Vc (m/s)	σt (Pa)	La,i	La,f	OBS
001-001	1-001	1-002	67,13	102,55	102,45	101,50	101,16	101,53	101,20	1,05	1,29	150	0,0050	0	0	0,05	0,08	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
001-002	1-002	1-003	78,11	102,45	102,37	101,16	100,77	101,20	100,81	1,29	1,60	150	0,0050	0	0	0,10	0,18	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
001-003	1-003	1-004	79,1	102,37	102,22	100,77	100,38	100,81	100,41	1,60	1,84	150	0,0050	0	0	0,16	0,27	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
001-004	1-004	1-005	57,27	102,22	101,90	100,38	100,20	100,44	100,26	1,84	1,70	150	0,0032	3,59	3,59	3,78	3,91	0,57	0,58	3,40	1,02	40%	41%	
001-005	1-005	1-006	48,67	101,90	101,72	100,20	100,04	100,26	100,10	1,70	1,68	150	0,0032	0	0	3,81	3,95	0,57	0,58	3,40	1,03	40%	41%	
001-006	1-006	1-007	34,69	101,72	101,48	100,04	99,94	100,11	100,00	1,68	1,55	150	0,0031	0	0	4,01	4,29	0,57	0,58	3,47	1,02	42%	43%	TQ 1.385
001-007	1-007	1-008	38,01	101,48	101,25	98,55	98,44	98,62	98,51	2,93	2,81	150	0,0030	0	0	4,36	4,87	0,58	0,59	3,57	1,02	44%	47%	
001-008	1-008	1-009	77,22	101,25	100,48	98,44	98,21	98,51	98,28	2,81	2,27	150	0,0030	0	0	4,41	4,96	0,58	0,60	3,58	1,03	45%	48%	DG 0.001
001-009	1-009	1-010	80,31	100,48	99,00	98,21	97,95	98,28	98,02	2,27	1,05	150	0,0032	0	0	4,55	5,19	0,60	0,62	3,58	1,12	44%	48%	DG 0.060
001-010	1-010	1-011	80,07	99,00	97,82	97,89	96,71	97,94	96,76	1,11	1,11	150	0,0147	0	0	4,60	5,29	1,05	1,09	3,08	3,74	30%	32%	DG 0.499
001-011	1-011	1-012	83,83	97,82	97,10	96,21	95,99	96,30	96,08	1,61	1,11	150	0,0027	0	0	5,44	6,69	0,59	0,62	3,82	1,02	52%	59%	DG 0.006
001-012	1-012	1-013	58,93	97,10	96,52	95,98	95,46	96,05	95,53	1,12	1,06	150	0,0088	0	0	5,48	6,76	0,91	0,97	3,42	2,68	37%	42%	
001-013	1-013	1-014	54,51	96,52	96,49	95,46	95,32	95,55	95,41	1,06	1,17	150	0,0026	0	0	5,52	6,82	0,59	0,62	3,83	1,02	52%	60%	
001-014	1-014	1-015	21,33	96,49	96,65	95,32	95,26	95,41	95,35	1,17	1,39	150	0,0026	0	0	5,53	6,85	0,59	0,62	3,84	1,02	53%	60%	
001-015	1-015	1-016	36,47	96,65	96,35	95,26	95,17	95,36	95,26	1,39	1,18	150	0,0026	0	0	5,65	7,06	0,59	0,62	3,86	1,02	53%	62%	DG 0.364
001-016	1-016	1-017	94,69	96,35	95,42	94,81	94,37	94,91	94,48	1,55	1,05	150	0,0046	0	0	9,65	11,78	0,83	0,86	3,98	1,95	63%	73%	
001-017	1-017	1-018	95,95	95,42	94,00	94,37	92,95	94,44	93,02	1,05	1,05	150	0,0148	0	0	9,71	11,90	1,29	1,36	3,63	5,11	44%	50%	
001-018	1-018	1-019	52,93	94,00	93,62	92,95	92,57	93,04	92,66	1,05	1,05	150	0,0072	0	0	9,75	11,96	0,98	1,03	3,87	2,85	55%	62%	DG 0.079
001-019	1-019	1-020	94,82	93,62	93,00	92,49	91,87	92,59	91,97	1,13	1,13	150	0,0065	0	0	9,82	12,08	0,95	1,00	3,91	2,64	57%	65%	
001-020	1-020	1-021	52,28	93,00	91,00	91,87	89,95	91,93	90,01	1,13	1,05	150	0,0367	0	0	9,84	12,10	1,80	1,91	3,33	10,60	35%	39%	DG 0.050
001-021	1-021	1-022	11	91,00	91,00	89,90	89,88	90,02	89,99	1,10	1,12	200	0,0020	0	0	9,85	12,11	0,61	0,64	4,39	1,01	51%	58%	
001-022	1-022	FIM	11,92	91,00	91,00	89,88	89,85	89,99	89,97	1,12	1,15	200	0,0020	0	0	9,85	12,12	0,61	0,64	4,39	1,01	51%	58%	FIM

(fonte: elaborado pelo próprio autor)





Coletor	PV mont	PV jus	L (m)	Ct mont (m)	Ct jus (m)	Cc mont (m)	Cc jus (m)	Na mont (m)	Na jus (m)	Prof mont (m)	Prof jus (m)	D (mm)	Io (m/m)	Qc,i (l/s)	Qc,f (l/s)	Qi (l/s)	Qf (l/s)	Vi (m/s)	Vf (m/s)	Vc (m/s)	$\sigma$ (Pa)	La,i	La,f	OBS
001-008	2-008	2-009	81,23	102,00	102,05	100,12	99,72	100,16	99,76	1,88	2,34	150	0,0050	0	0	1,14	2,33	0,52	0,59	2,91	1,00	22%	28%	
001-009	2-009	2-010	95,06	102,05	102,24	99,72	99,24	99,76	99,28	2,34	3,00	150	0,0050	0	0	1,22	2,49	0,52	0,60	2,95	1,00	22%	29%	
001-010	2-010	2-011	64,47	102,24	102,35	99,24	98,93	99,29	98,98	3,00	3,42	150	0,0049	0	0	1,59	3,24	0,52	0,64	3,13	1,00	23%	33%	
001-011	2-011	2-012	49,79	102,35	101,80	98,93	98,69	98,98	98,74	3,42	3,11	150	0,0048	0	0	1,63	3,33	0,52	0,64	3,15	1,00	23%	34%	
001-012	2-012	2-013	69,26	101,80	101,64	98,69	98,37	98,74	98,43	3,11	3,27	150	0,0046	0	0	1,80	3,69	0,53	0,65	3,23	1,00	25%	36%	
001-013	2-013	2-014	73,83	101,64	101,62	98,37	98,04	98,43	98,10	3,27	3,58	150	0,0045	0	0	1,87	3,81	0,53	0,65	3,26	1,00	25%	37%	
001-014	2-014	2-015	82,79	101,62	100,84	98,04	97,69	98,10	97,74	3,58	3,16	150	0,0043	0	0	2,05	4,20	0,54	0,65	3,34	1,01	27%	39%	
001-015	2-015	2-016	78,58	100,84	100,08	97,69	97,35	97,75	97,41	3,16	2,73	150	0,0042	0	0	2,12	4,33	0,54	0,66	3,37	1,01	27%	40%	
001-016	2-016	2-017	80,95	100,08	99,27	97,35	97,02	97,41	97,08	2,73	2,25	150	0,0042	0	0	2,19	4,47	0,54	0,66	3,39	1,01	28%	41%	
001-017	2-017	2-018	79,25	99,27	98,30	97,02	96,69	97,08	96,75	2,25	1,61	150	0,0041	0	0	2,25	4,61	0,54	0,66	3,42	1,01	29%	42%	
001-018	2-018	2-019	40,04	98,30	98,00	96,69	96,53	96,75	96,59	1,61	1,47	150	0,0041	0	0	2,29	4,67	0,54	0,66	3,43	1,01	29%	42%	
001-019	2-019	FIM	11,81	98,00	98,00	96,53	96,48	96,59	96,54	1,47	1,52	150	0,0041	0	0	2,30	4,69	0,54	0,66	3,44	1,01	29%	42%	FIM

(fonte: elaborado pelo próprio autor)

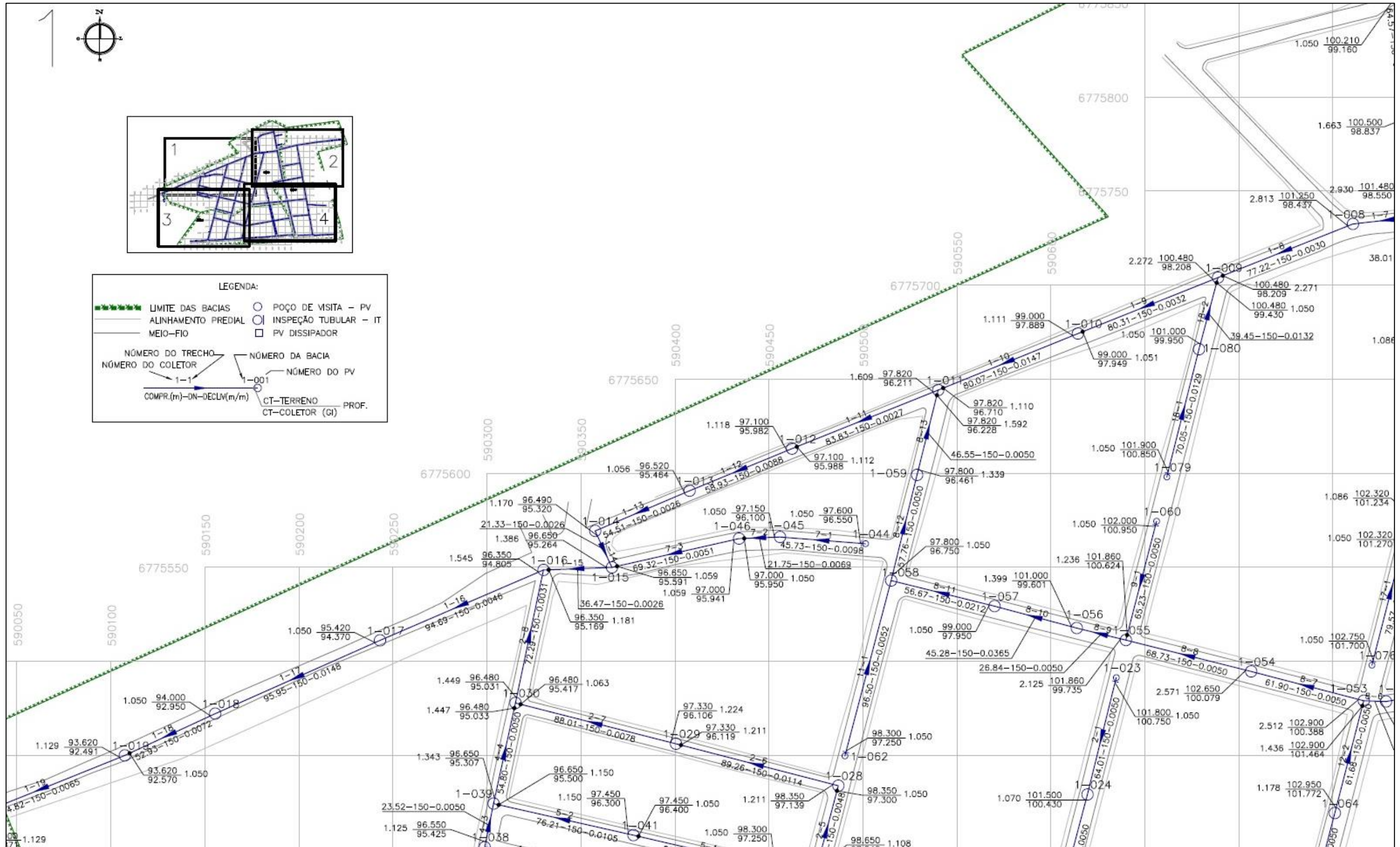


Coletor	PV mont	PV jus	L (m)	Ct mont (m)	Ct jus (m)	Cc mont (m)	Cc jus (m)	Na mont (m)	Na jus (m)	Prof mont (m)	Prof jus (m)	D (mm)	Io (m/m)	Qc,i (l/s)	Qc,f (l/s)	Qi (l/s)	Qf (l/s)	Vi (m/s)	Vf (m/s)	Vc (m/s)	$\sigma$ (Pa)	La,i	La,f	OBS
005-002	3-021	3-004	62,98	103,10	102,82	101,98	101,67	102,02	101,70	1,12	1,15	150	0,0050	0	0	0,07	0,12	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	TQ 0.500
004-001	3-018	3-019	43,35	103,28	103,14	102,23	102,01	102,26	102,05	1,05	1,13	150	0,0050	0	0	0,03	0,05	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
004-002	3-019	3-003	64,09	103,14	102,84	102,01	101,69	102,05	101,73	1,13	1,15	150	0,0050	0	0	0,07	0,12	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	DG 0.480
003-001	3-016	3-017	64,01	102,90	102,82	101,85	101,53	101,88	101,56	1,05	1,29	150	0,0050	0	0	0,04	0,07	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
003-002	3-017	3-003	63,48	102,82	102,84	101,53	101,21	101,56	101,25	1,29	1,63	150	0,0050	0	0	0,09	0,14	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
002-001	3-014	3-015	64,51	102,90	102,85	101,85	101,53	101,88	101,56	1,05	1,32	150	0,0050	0	0	0,04	0,07	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
002-002	3-015	3-004	63,70	102,85	102,82	101,53	101,21	101,56	101,24	1,32	1,61	150	0,0050	0	0	0,09	0,14	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	DG 0.041
001-001	3-001	3-002	51,63	103,35	103,10	102,30	102,04	102,33	102,08	1,05	1,06	150	0,0050	0	0	0,04	0,09	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
001-002	3-002	3-003	69,21	103,10	102,84	102,04	101,70	102,08	101,73	1,06	1,14	150	0,0050	0	0	0,10	0,21	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	DG 0.483
001-003	3-003	3-004	9,02	102,84	102,82	101,21	101,17	101,25	101,20	1,63	1,65	150	0,0050	0	0	0,27	0,48	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
001-004	3-004	3-005	82,05	102,82	102,52	101,17	100,76	101,20	100,79	1,65	1,76	150	0,0050	0	0	0,49	0,89	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
001-005	3-005	3-006	79,13	102,52	101,95	100,76	100,36	100,79	100,40	1,76	1,59	150	0,0050	0	0	0,56	1,03	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	
001-006	3-006	3-007	63,40	101,95	101,48	100,36	100,05	100,40	100,08	1,59	1,44	150	0,0050	0	0	0,61	1,14	0,52	0,52	2,64	1,00	22%	22%	DG 0.011
001-007	3-007	3-008	61,62	101,48	100,68	100,03	99,62	100,07	99,65	1,45	1,06	150	0,0067	0	0	0,80	1,52	0,57	0,58	2,57	1,25	21%	21%	
001-008	3-008	3-009	67,76	100,68	99,38	99,62	98,33	99,64	98,36	1,06	1,05	150	0,0190	0	0	0,86	1,64	0,83	0,85	2,33	2,80	16%	17%	DG 0.126
001-009	3-009	3-010	71,34	99,38	98,73	98,20	97,55	98,24	97,59	1,18	1,18	150	0,0091	0	0	0,97	1,87	0,64	0,68	2,60	1,58	19%	21%	
001-010	3-010	3-011	57,03	98,73	98,12	97,55	97,07	97,59	97,10	1,18	1,05	150	0,0085	0	0	1,02	1,97	0,62	0,67	2,65	1,49	19%	22%	DG 0.345
001-011	3-011	3-012	65,15	98,12	95,92	96,73	94,53	96,75	94,55	1,40	1,40	150	0,0338	0	0	1,12	2,18	1,01	1,13	2,32	4,37	14%	17%	
001-012	3-012	3-013	49,68	95,92	95,55	94,53	94,28	94,57	94,32	1,40	1,27	150	0,0050	0	0	1,16	2,27	0,52	0,58	2,89	1,00	22%	27%	
001-013	3-013	FIM	10,95	95,55	95,30	94,28	94,23	94,33	94,28	1,27	1,07	150	0,0044	0	0	1,94	3,65	0,53	0,64	3,24	1,00	26%	36%	FIM

(fonte: elaborado pelo próprio autor)

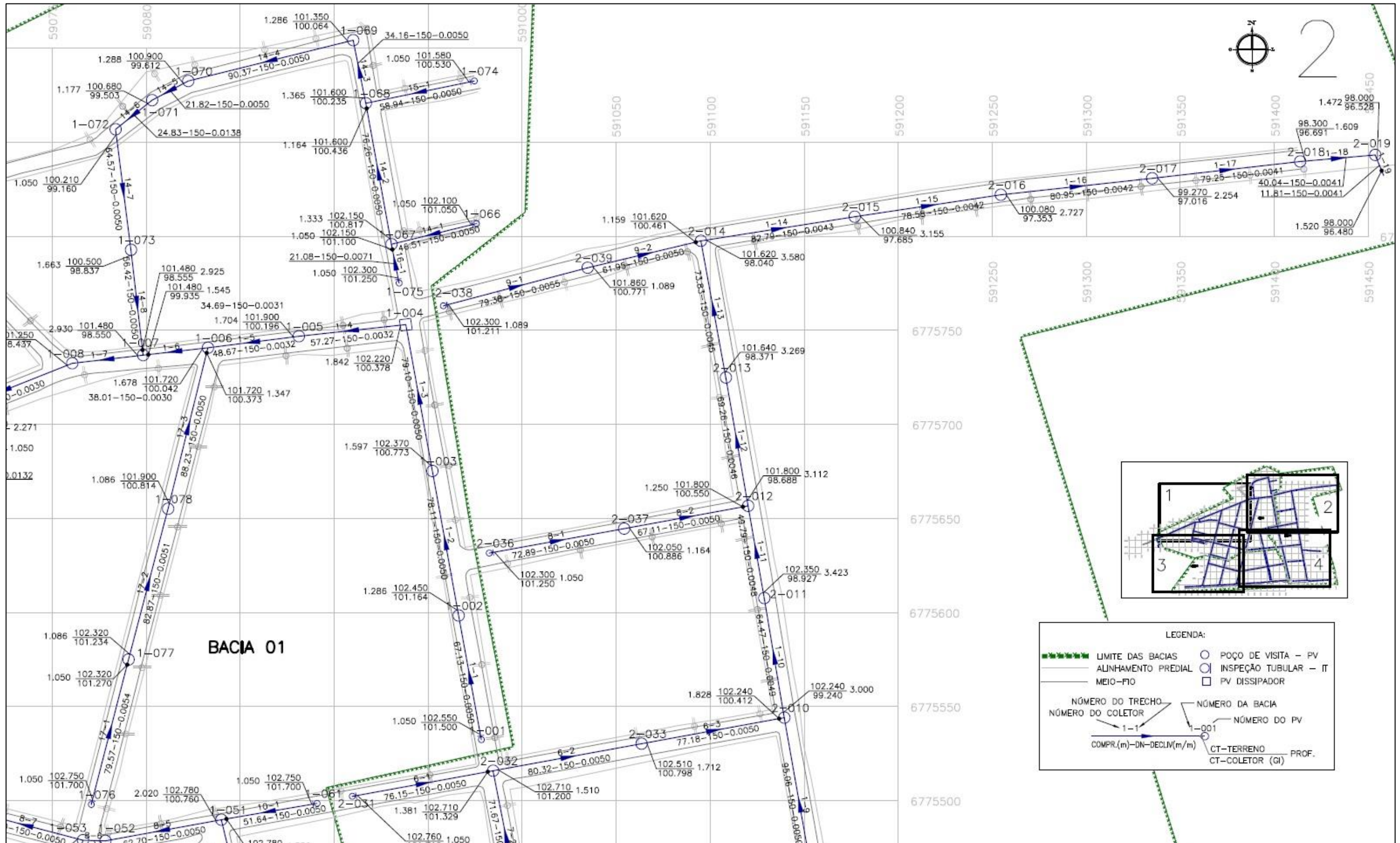
## **APÊNDICE B – Plantas do dimensionamento hidráulico da rede coletora**

Figura B.1 – Planta da rede coletora em escala 1:2000, parte 1/4



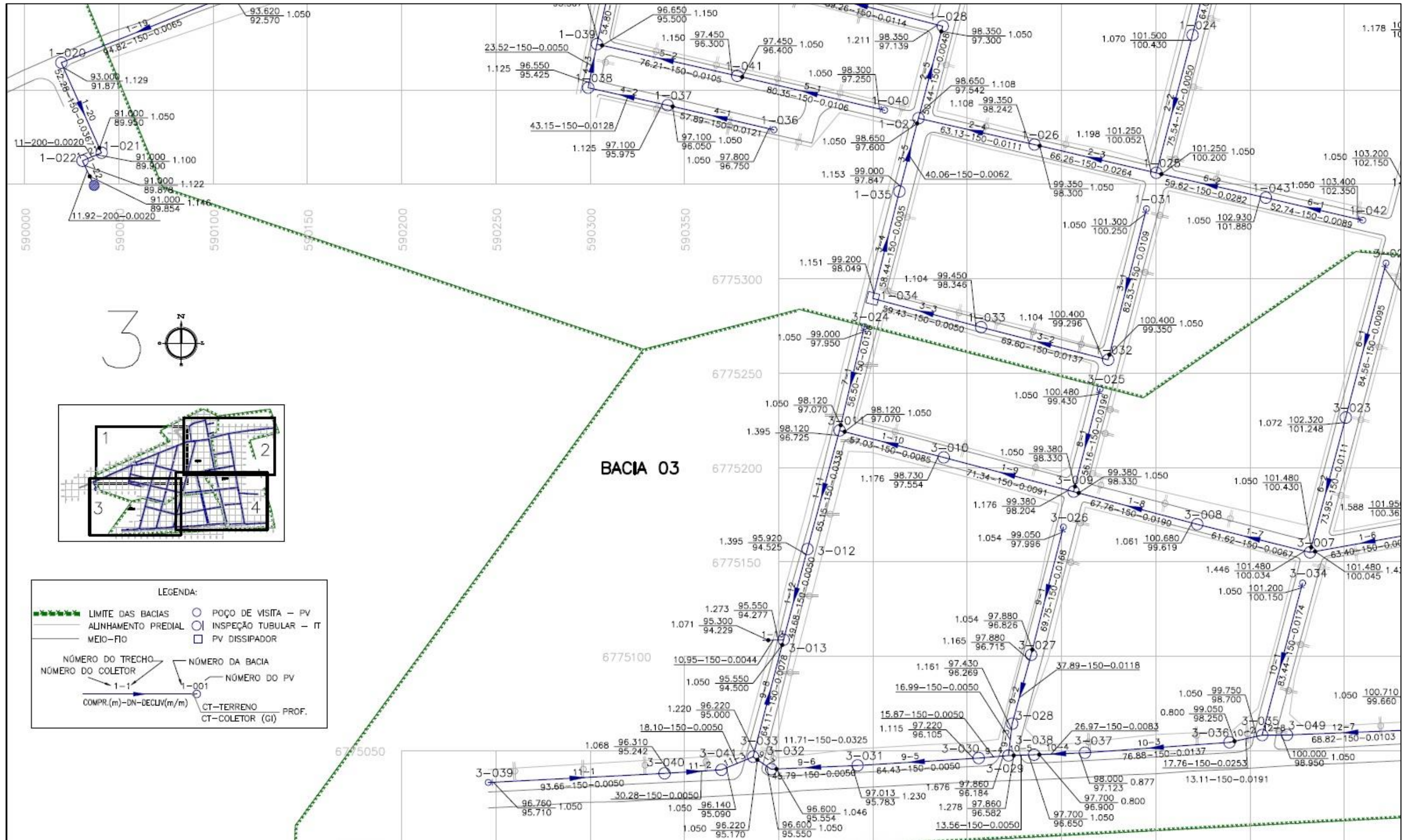
(fonte: elaborado pelo próprio autor)

Figura B.2 – Planta da rede coletora em escala 1:2000, parte 2/4



(fonte: elaborado pelo próprio autor)

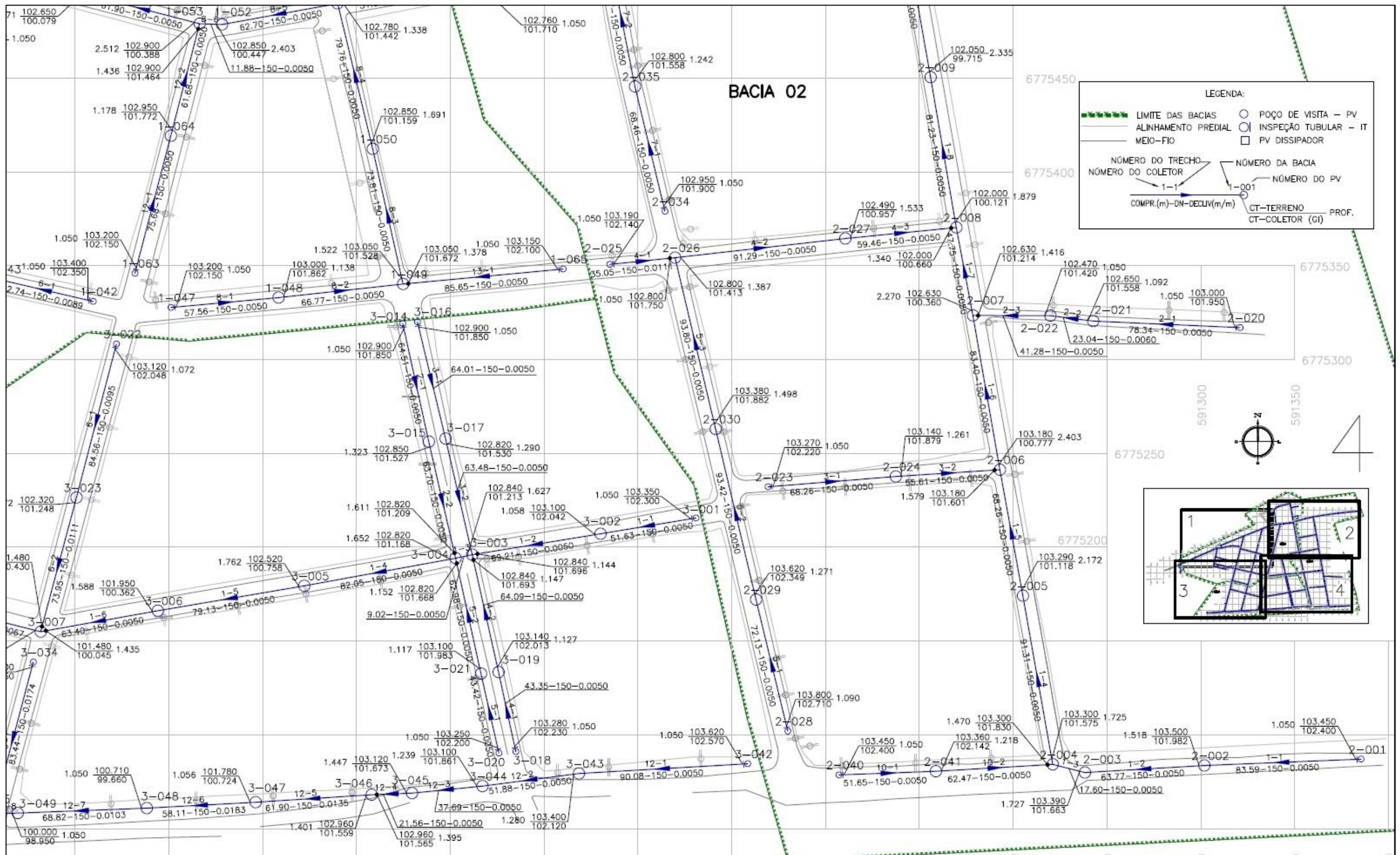
Figura B.3 – Planta da rede coletora em escala 1:2000, parte 3/4



(fonte: elaborado pelo próprio autor)



Figura B.4 – Planta da rede coletora em escala 1:2000, parte 4/4



(fonte: elaborado pelo próprio autor)

**ANEXO A – Estudo de demanda Corsan para o sistema de abastecimento  
de água de Maçambará**

