



**Universidade Federal do Pará**  
**Instituto de Tecnologia**  
**Programa de Pós-Graduação em engenharia civil**  
**Linha de Pesquisa: Saneamento Ambiental e Infraestrutura Urbana**

Davi Edson Sales de Souza

Análise do limite da capacidade de escoamento de esgoto  
sanitário em tubulação interceptora assentada em área  
urbana

Belém–Pará  
2013

Davi Edson Sales de Souza

Análise do limite da capacidade de escoamento de esgoto  
sanitário em tubulação interceptora assentada em área  
urbana

Dissertação apresentada para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará.

Área de concentração: Recursos hídricos e Saneamento Ambiental.

Linha de pesquisa: Saneamento e sistemas de infraestrutura urbana.

Orientador: Prof. Dr. José Almir Rodrigues Pereira.

Belém–Pará  
2013

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)

---

Souza, Davi Edson Sales de, 1986-  
Análise do limite da capacidade de  
escoamento de esgoto sanitário em tubulação  
interceptora assentada em área urbana / Davi  
Edson Sales de Souza. - 2013.

Orientador: José Almir Rodrigues Pereira.  
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal  
do Pará, Instituto de Tecnologia, Programa de  
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Belém, 2013.

1. Esgotos - Belém (PA). 2. Águas residuais -  
Eliminação. I. Título.

CDD 23. ed. 628.2098115

---

Davi Edson Sales de Souza

Análise do limite da capacidade de escoamento de esgoto  
sanitário em tubulação interceptora assentada em área  
urbana

Dissertação apresentada para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará.

Área de concentração: Recursos hídricos e Saneamento Ambiental.

Linha de pesquisa: Saneamento e sistemas de infraestrutura urbana.

Orientador: Prof. Dr. José Almir Rodrigues Pereira.

Data de aprovação: \_\_\_\_\_ / \_\_\_\_\_ / 2013

Banca Examinadora:

---

Prof. Dr. José Almir Rodrigues Pereira – Orientador  
Doutor em Hidráulica e Saneamento  
Universidade Federal do Pará

---

Prof. Dr. Rui Guilherme Cavaleiro de Macêdo Alves  
Doutor em Engenharia Ambiental  
Universidade do Federal do Pará

---

Prof.<sup>a</sup> Dr. Lucy Anne Cardoso Lobão Gutierrez  
Doutora em Hidrogeologia  
Universidade do Estado do Pará



A minha Mãe, **Maria do Socorro**,  
por me apresentar a bondade em  
meus 27 ano de existência.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus por ter me proporcionado uma chance de sonhar e poder estar aqui hoje, com saúde e muita felicidade.

A toda minha família, principalmente meus pais, Maria do Socorro e Edson Vicente, por, ao longo da minha criação, me mostrar o caminho certo, abrindo mão da violência, sendo meus grandes amigos. Ao meu irmão por está lá sempre quando eu precisei e se dispôr em seu momento de cansaço, ressaltando o papel da família.

Ao meu grande amor, Mirian Carmo, que ingressou em minha vida de forma tão repentina e arrebatadora, com toda sua doçura e compreensão, permitindo que eu cuidasse e deixasse ser cuidado. Minha melhor amiga, que me auxiliou em muitas etapas da minha vida e do meu trabalho.

Ao meu Orientador, José Almir Rodrigues Pereira, por sempre ter acreditado que alcançaria esse feito e pela amizade e companheirismo.

Aos meus amigos, João Henrique e Jason Nelson, por mostrar que amizade nasce naturalmente, sem interesse algum, mostrando que, apesar da distancia, ainda são meus grandes amigos.

A Nafaele Freitas, Bruna Driele e Luana Nely, pela dedicação e companheirismo no momento que mais precisei. Por mostrar que a amizade de vocês merece minha luta.

Aos amigos José Claudio, Luciano Louzada e Augusto Rego pela participação efetiva em meu trabalho e pela energia positiva que sempre me passaram, independentemente das circunstâncias.

Aos companheiros do GPHS, Raynner Lopes, Karina Castro, Gleiciane Moraes, Maycol Souza, Priscila Cavalcante, Jéssica Nery, Laís Siqueira, Ana Carolina Santana, Dionantan Luz, Carolina Ventura, Julie Souza,

Amanda Santos, Ananda Fróes, Jairo Passos, Beatriz Brito, Heitor Capela, Fábio Paiva e Jéssica Cristina, pela ajuda imensurável em minha pesquisa, por aturar minhas brincadeiras (que não foram poucas) e por sempre demonstrarem afeto, em todas as situações.

Aos meus amigos-irmãos, Paulo Apeú, Diego Prado, Clédisson, Bruna Lira, Thiago Moura, Leandro Moura, Anderson Paulo e Emerson Paulo, que sem a participação e a força de todos, este trabalho não teria sido executado.

Aos meus amigos, Fábio Pinheiro e Sandro Lima, que demonstraram sua amizade no momento que mais precisei. Nunca vou esquecer o que fizeram por mim.

E, por fim, a minha Fonoaudióloga, Liana Fonseca, que me criou novamente, fazendo-me lutar contra o tempo, proporcionando as ferramentas para alcançar o que perdi temporariamente.

A Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo financiamento da bolsa de estudo.

Ao coordenador do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGEC), Claudio Blanco, pela paciência e contribuição em meu trabalho. Agradeço também a Senhora Cleide, secretária do PPGEC, pelas vezes que solicitei sua ajuda e fui atendido.

## SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS .....	10
LISTA DE FIGURAS .....	11
LISTA DE ESQUEMAS .....	12
LISTA DE EQUAÇÕES .....	13
LISTA DE MAPAS .....	14
LISTA DE SIGLAS .....	15
RESUMO.....	16
ABSTRACT .....	17
1 INTRODUÇÃO .....	18
2 JUSTIFICATIVA .....	20
3 OBJETIVOS .....	21
3.1 OBJETIVO GERAL .....	21
3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	21
4 REVISÃO DA LITERATURA .....	22
4.1 PLANEJAMENTO URBANO .....	22
4.2 DEFICIÊNCIA NO PLANEJAMENTO EM SISTEMAS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO .....	25
4.3 SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO.....	27
4.3.1 Características e composição dos esgotos sanitários.....	30
4.3.2 Sistema de coleta de esgoto sanitário.....	31
4.3.2.1 Sistema Individual .....	32
4.3.2.2 Sistema Coletivo .....	34
4.3.2.3 Sistema Convencional de Esgoto.....	39
4.3.2.4 Sistema Condominial de Esgoto .....	40
4.3.2.5 Órgãos acessórios do SES .....	43
4.4 INTERCEPTOR DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO.....	47
4.4.1 Localização dos interceptores .....	47
4.4.2 Materiais utilizados em interceptores .....	49
4.4.3 Órgãos acessórios dos Interceptores.....	50
4.4.4 NBR's utilizadas para o dimensionamento dos Interceptores .....	51
4.5 DETERMINAÇÕES DA CAPACIDADE LIMITE DE INTERCEPTORES DE ESGOTO SANITÁRIO.....	51
4.5.1 Vazão .....	52
4.5.2 Declividade.....	53
4.5.3 Diâmetro.....	54
4.5.4 Lâmina líquida .....	54
4.5.5 Velocidade final .....	55
4.5.6 Tensão trativa.....	56
4.5.7 Velocidade crítica .....	57

5 MATERIAIS E METÓDOS.....	59
5.1 ÁREA DE ESTUDO.....	59
5.2 ETAPAS DA PESQUISA.....	60
5.2.1 Etapa 1: Levantamento de informações da evolução do sistema de esgotamento sanitário no município de Belém.....	62
5.2.1.1 Bacia de Esgotamento 5 (BE 5) – Área 2.....	62
5.2.1.2 Interceptor da BE 5.....	62
5.2.2.1 Determinação da população no período de 2010 a 2030 da Área 1 e sua produção de esgoto para o mesmo período.....	63
5.2.2.2 População e cálculo da produção de esgoto da BE 5 (Área 2) para o período de 2010 a 2030.....	66
5.2.3 Etapa 3: Avaliação da saturação do interceptor da BE 5 (Área 2).....	66
5.2.3.1 Análise da saturação dos 100m finais do interceptor de esgoto sanitário da BE 5.....	68
6 RESULTADOS.....	73
6.1 ETAPA 1: LEVANTAMENTO DE INFORMAÇÕES DA EVOLUÇÃO DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO NO MUNICÍPIO DE BELÉM.....	73
6.1.1 Bacia de Esgotamento 5 (BE 5).....	89
6.1.2 Interceptor da BE 5.....	90
6.2 ETAPA 2: DETERMINAÇÃO DA POPULAÇÃO E DA PRODUÇÃO DE ESGOTO SANITÁRIO CONTRIBUINTE PARA O SISTEMA DE COLETA E TRANSPORTE DA BE 5 (2010- 2030).....	93
6.2.1 Determinação da população no período de 2010 a 2030 da Área 1 e sua produção de esgoto para o mesmo período.....	95
6.2.1.1 População Base da Área 1 para o ano de 2010.....	95
6.2.1.2 Estimativa populacional para o período de 2011 a 2030 e cálculo da produção de esgoto da Área 1.....	97
6.2.2 População e cálculo da produção de esgoto da BE 5 (Área 2) para o período de 2010 a 2030.....	99
6.3 ETAPA 3: AVALIAÇÃO DA SATURAÇÃO DO INTERCEPTOR DA BE 5 (Área 2).....	101
6.3.1 Análise da saturação dos 100m finais do interceptor de esgoto sanitário da BE 5.....	103
6.3.1.1 Fase 1: Dimensionamento dos 100m finais do interceptor considerando a população e a produção de esgoto da Área 1 (2010-2030).....	104
6.3.1.2 Fase 2: Dimensionamento dos 100m finais do interceptor considerando a população e a produção de esgoto da Área 2 (2010-2030).....	115
7 CONCLUSÕES.....	134
REFERÊNCIAS.....	136

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Raio hidráulico.....	71
Tabela 2 – Projeto <i>Douglas Fox &amp; Partner</i> características da concepção inicial e final.....	75
Tabela 3 – População e produção de esgoto da Área 1 para o período de 2011 a 2030.....	99
Tabela 4 – População e produção de esgoto da Área 2 (2010-2013).....	100
Tabela 5 – Resumo das informações populacionais e de produção de esgoto (2010 - 2030).....	101
Tabela 6 – Raio Hidráulico .....	105
Tabela 7 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 1 da BE 5, considerando a declividade de 0,0020 m/m (2011 – 2030)..	108
Tabela 8 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 1 da BE 5, considerando a declividade de 0,0011 m/m (2011 – 2030)..	109
Tabela 9 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 1 da BE 5, considerando a declividade de 0,0010 m/m (2011 – 2030)..	110
Tabela 10 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 1 da BE 5, considerando a declividade de 0,0009 m/m (2011 – 2030)..	111
Tabela 11 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 1 da BE 5, considerando a declividade de 0,0008 m/m (2011 – 2030)..	112
Tabela 12 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 1 da BE 5, considerando a declividade de 0,0007 m/m (2011 – 2030)..	113
Tabela 13 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 1 da BE 5, considerando a declividade de 0,0006 m/m (2011 – 2030)..	114
Tabela 14 – Raio Hidráulico .....	116
Tabela 15 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 2 (BE 5) e a declividade de 0,0020 m/m (2011 – 2030).....	118
Tabela 16 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 2 (BE 5) e a declividade de 0,0011 m/m (2011 – 2030).....	119
Tabela 17 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 2 (BE 5) e a declividade de 0,0010 m/m (2011 – 2030).....	120
Tabela 18 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 2 (BE 5) e a declividade de 0,0009 m/m (2011 – 2030).....	121
Tabela 19 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 2 (BE 5) e a declividade de 0,0008 m/m (2011 – 2030).....	122
Tabela 20 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 2 (BE 5) e a declividade de 0,0007m/m (2011 – 2030).....	123
Tabela 21 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 2 (BE 5) e a declividade de 0,0006 m/m (2011 – 2030).....	124
Tabela 22 – Variação da lâmina líquida pelo tempo (Área 1).....	126
Tabela 23 – Variação da lâmina líquida pelo tempo (Área 2).....	129

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Processo de planejamento.....	22
Figura 2 – Sistema de esgotamento com funcionamento ideal.....	28
Figura 3 – Tanque séptico de uma residência.....	33
Figura 4– Sistema de esgoto unitário.....	37
Figura 5 – Sistema separador parcial de esgoto.....	38
Figura 6 –Sistema separador absoluto de esgoto.....	39
Figura 7 – Sistema convencional de esgoto.....	40
Figura 8 – Sistema condominial fundo de lote.....	42
Figura 9 – Sistema condominial frente de lote.....	42
Figura 10 – Sistema condominial tipo passeio.....	43
Figura 11 – Poço de visita.....	45
Figura 12 – Tubo de inspeção e limpeza.....	46
Figura 13 – Terminal de limpeza.....	46
Figura 14 – Localização de interceptores em fundo de vale canalizados.....	48
Figura 15 – Localização de interceptores em fundo de vale tratados.....	49
Figura 16 – Lâmina líquida máxima admissível.....	55
Figura 17 – Esquema de concepção do PDES apresentado em 1987.....	81
Figura 18 – Compatibilização de <i>shapes</i> .....	96
Figura 19 – População Base da área de coleta e transporte de esgoto sanitário (2010).....	97
Figura 20 – Perfil dos 100 m finais do interceptor de esgoto da BE 5.....	102
Figura 21 – Perfil dos 100m finais do interceptor de esgoto (BE 5).....	107

## LISTA DE ESQUEMAS

Esquema 1 – Alternativas de tratamento complementar e disposição final de tanques sépticos. ....	34
Esquema 2 – Tipos de sistemas coletivos .....	36
Esquema 3 – Fases da pesquisa .....	61



## LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1 .....	53
Equação 2 .....	53
Equação 3 .....	53
Equação 4 .....	54
Equação 5 .....	56
Equação 6 .....	57
Equação 7 .....	65
Equação 8 .....	65
Equação 9 .....	65
Equação 10 .....	69
Equação 11 .....	69
Equação 12 .....	69
Equação 13 .....	70
Equação 14 .....	71
Equação 15 .....	71
Equação 16 .....	71
Equação 17 .....	72
Equação 18 .....	72
Equação 19 .....	72
Equação 20 .....	97
Equação 21 .....	98
Equação 22 .....	98
Equação 23 .....	104
Equação 24 .....	104
Equação 25 .....	104
Equação 26 .....	105
Equação 27 .....	105
Equação 28 .....	105
Equação 29 .....	106
Equação 30 .....	106
Equação 31 .....	106
Equação 32 .....	115
Equação 33 .....	115
Equação 34 .....	115
Equação 35 .....	116
Equação 36 .....	116
Equação 37 .....	117

## LISTA DE MAPAS

Mapa 1 – Localização da área de estudo.....	59
Mapa 2 – Área de cobertura com rede coletora até 1915. ....	76
Mapa 3 – Divisão de Bacias de Esgotamento realizada pela <i>Byington e Cia</i> ..	77
Mapa 4 – Situação da RMB após as intervenções no SES.....	85
Mapa 5 – Divisão do município de Belém em Bacias de Esgotamento.....	87
Mapa 6 – Bacia de Esgotamento 5. ....	89
Mapa 7 – Áreas com coleta e transporte de esgoto até a EEE do Una. ....	92
Mapa 8 – Área de coleta e transporte de esgoto sanitário da BE 5 .....	94

## LISTA DE SIGLAS

BE	Bacias de Esgotamento
CC	Cota do Coletor
CCj	Cota do Coletor de jusante
CCm	Cota do Coletor de montante
CETESB	Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental
CI	Caixa de Inspeção
COHAB	Companhia de Habitação do Estado do Pará
COSANPA	Companhia de Saneamento do Pará
CT	Cotas de Terreno
CTj	Cota do Terreno de jusante
CTm	Cota do Terreno de montante
DAE	Departamento de Água e Esgoto
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio
EEE	Estação Elevatória de Esgoto
ETE	Estação de Tratamento de Esgoto
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
PCj	Profundidade do Coletor de jusante
PCm	Profundidade do Coletor a montante
PDSSES	Plano Diretor de Esgotamento Sanitário
PSj	Profundidade da Singularidade de Jusante
PV	Poços de visita
RH	Raio Hidráulico
RMB	Região Metropolitana de Belém
SES	Sistema de Esgoto Sanitário
TIL	Tubo de Inspeção e Limpeza
TL	Terminal de Limpeza
VC	Velocidade Crítica
VF	Velocidade Final

## RESUMO

O objetivo deste trabalho foi analisar o limite da capacidade de escoamento de esgoto sanitário em tubulação interceptora assentada na área urbana do município de Belém – PA. Para isso, foram considerados a Bacia de Esgotamento 5 (BE 5), as projeções populacionais e de produção de esgoto (2010-2030) da área oficial com coleta e transporte de esgoto da BE 5 (Área 1) e da área total dessa Bacia (Área 2), os 100m (cem) do interceptor assentado na BE 5 (chegada da Estação Elevatória de Esgoto do Una), bem como as informações identificadas dessa tubulação e a alteração de declividade proposta neste trabalho. Foi executado o dimensionamento hidráulico e verificou-se que na Área 1, para todas as declividades escolhidas, o interceptor terá capacidade de escoamento no período de 2010-2030, chegando a lâmina líquida máxima de 0,225 em 2030. No entanto, para a Área 2 verificou-se que a capacidade de escoamento terá comprometimento, quando utilizamos três das sete declividades estimadas, chegando a lâmina líquida máxima de 0,950 em 2030, indo de encontro ao recomendado na NBR 9649/1986 Projeto de Rede Coletora de Esgoto Sanitário (0,750). Recomenda-se, neste caso, a reestruturação/ampliação do sistema de coleta e transporte de esgoto da BE 5, em virtude do aumento populacional e de produção de esgoto, resultante da nova divisão de Bacias de Esgotamento realizado no PDSES (2010).

**Palavras-chave:** Interceptor de esgoto; Capacidade de escoamento; Lâmina líquida

## **ABSTRACT**

The objective of this study was to analyze the capacity limit for disposal of sanitary sewer interceptor pipe seated in the urban area of the municipality of Belém - PA . For this, we considered the Basin Depletion 5 (BE 5), population and production wastewater (2010-2030) the official area with sewage collection and transportation of BE 5 (Area 1) and the total area of this bowl projections (area 2), the 100 (one hundred) of the interceptor seated in BE 5 (arrival of Sewage Pumping Station Una), and the information identified this pipe and slope changes proposed in this paper. Hydraulic sizing was performed and it was found that the first area for all selected slope, the interceptor will be able to flow over the period from 2010 to 2030, reaching a maximum water depth of 0,225 in 2030. However, for Area 2 it was found that the flow capacity will compromise when used three of the seven estimated slopes, the maximum water depth reaching 0,950 in 2030, going against type recommended by the NBR 9649/1986 Draft Catch Network Sanitary Sewer (0.750). It is recommended, in this case, the restructuring/expansion of sewage collection and transportation of BE 5, due to population increase and production of sewage resulting from the new division Basin Depletion held at PDSES (2010 ) system.

**Keywords:** Interceptor Sewer; Drainage capacity; liquid Blade

## 1 INTRODUÇÃO

A ausência de infraestrutura para atender às demandas da sociedade resulta na realização de ações pontuais de pequena abrangência e que atendem por longo prazo certa comunidade.

Os planos diretores setoriais, que envolvem áreas específicas do conhecimento, tentam suprir a ausência dessas demandas infraestruturais, a partir do momento em que organizam as informações diagnosticadas em levantamento e elaboram cenários futuros para os municípios brasileiros.

Esses cenários futuros estão relacionados, entre outros fatores, ao crescimento populacional que, por sua vez, dependem de variantes locais e precisam de estudos específicos em sua determinação, pois serão de grande importância na elaboração de cálculos diversos nas fases de elaboração do Plano.

O Plano setorial de esgoto sanitário é um grande exemplo disso. Em sua elaboração a estimativa da população dos anos futuros é fator primordial nos cálculos da produção de esgoto sanitário, da capacidade das unidades que compõem esse sistema e dos gastos com a execução das obras.

Em casos de sistemas já implantados, é importante realizar avaliação periódica, dentro do tempo determinado para a operação do sistema, que geralmente é de vinte anos. Essa avaliação indica se as unidades estão operando corretamente como planejado e no tempo determinado no projeto.

No caso da coleta e do transporte de esgoto sanitário, as condições de operação devem ser atendidas, conforme sugestão da NBR 12207/1992 – Projeto de Interceptor de Esgoto Sanitário, da NBR 9648/1986 – Estudo de Concepção de Sistema de Esgotamento Sanitário e da NBR 9649/1986 – Projeto de Sistema de Esgoto Sanitário, para que não ocorram problemas futuros na construção/reestruturação das unidades ou diminua seu tempo de operação.

Nesse contexto, o objetivo deste trabalho é verificar a saturação do interceptor de esgoto sanitário assentado na BE 5, em função de duas situações:

A primeira considerando a estimativa populacional e a produção de esgoto da área de coleta e transporte dessa Bacia, no período de 2010 a 2030 (Área 1) e a segunda considerando a estimativa populacional e a produção de esgoto da área total da BE 5 (Área 2), para o mesmo período.

Esse trabalho é uma atualização periódica, a qual pode ser aplicada em qualquer projeto de esgoto sanitário, visando seu completo funcionamento, fator essencial para a conservação da saúde pública e a manutenção do equilíbrio ecológico.

## 2 JUSTIFICATIVA

O SES é dimensionado em condições hidráulicas ideais, para uma determinada população de sua respectiva produção de esgoto, em certo tempo. Essas condições hidráulicas dependem, além de outros fatores, da lâmina líquida de esgoto dentro da tubulação, sendo fator limitante nesse processo.

A ampliação de determinada área de coleta e transporte de esgoto, pode ocasionar situação inadequada de operação para o sistema de coleta e transporte existente, em virtude do planejamento pensado para a área inicial, o qual teve como resultado a implantação dos coletores para o atendimento de uma população e sua respectiva produção de esgoto.

Com a elaboração do Plano Diretor do Sistema de Esgotamento Sanitário (PDSES, 2010) a Região Metropolitana de Belém (RMB) foi dividida em Bacias de Esgotamento (BE). A partir disso, a Área 1, que corresponde a 21,54% da Área 2 (BE 5), receberá acréscimo populacional e, conseqüentemente, produção de esgoto diferente da inicial, pois na divisão realizada no PDSES (2010), a BE 5 passará a contribuir para a coleta e o transporte de esgoto sanitário.

Assim, este trabalho realizará a análise do limite da capacidade de escoamento de esgoto sanitário em tubulação interceptora assentada na Área 1 e na Área 2, com o intuito de examinar se o acréscimo populacional pode provocar prejuízos hidráulicos ao sistema, reduzindo seu tempo de operação.



### **3 OBJETIVOS**

#### **3.1 OBJETIVO GERAL**

Analisar o limite da capacidade de escoamento de esgoto sanitário em tubulação interceptora assentada na BE 5, do município de Belém, em função da sua estimativa populacional e da produção de esgoto no período de 2010 a 2030, da área oficial de coleta e transporte de esgoto sanitário da BE 5 (Área 1) e da área total dessa Bacia (Área 2).

#### **3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

❖ Levantar informações da evolução do sistema de esgotamento sanitário no município de Belém;

❖ Determinar a população e a produção de esgoto sanitário contribuintes à Área 1 e a Área 2, no período de 2010 a 2030.

❖ Avaliar a saturação da tubulação interceptora assentada na BE 5.

## 4 REVISÃO DA LITERATURA

### 4.1 PLANEJAMENTO URBANO

Em qualquer atividade desenvolvida pelo homem, o planejamento é fator fundamental para o alcance de resultados satisfatórios, pois, a partir dele, pode-se tentar prever as consequências daquilo que se pretende alcançar.

Segundo Borja (2009), planejamento é um processo onde se avalia o estado presente, por meio de um diagnóstico que envolve diferentes sujeitos, para que sejam estabelecidas transformações, as quais propiciem chegar a um estado desejado (Figura 1), sendo instituídos princípios, objetivos, metas, diretrizes, programas e projetos e, por fim, processos de avaliação.

Figura 1 – Processo de planejamento.



Fonte: Adaptado de Borja (2009).

Ferrari (1979) define planejamento como um “método de aplicação, contínuo e permanente, destinado a resolver, racionalmente, os problemas que afetam uma sociedade situada em determinado espaço, em determinada época, através de uma ordenada capaz de antecipar suas ulteriores consequências”.

O planejamento, portanto, deve ser entendido como um processo, que deve acontecer com constante retroalimentação, garantindo, assim, sua continuidade e dinamismo, baseado na integração de diversas áreas envolvidas (HARDT, 2000).

Esse processo pode ser considerado uma saída estratégica para solucionar as questões de urbanização acelerada, principalmente no caso das ocupações desordenadas, as quais refletem diversos problemas para o ordenamento territorial e, conseqüentemente, para a vida dos cidadãos, pois, na maioria das vezes, essas ocupações do espaço urbano têm causado prejuízos ao desenvolvimento sustentável das cidades e dos sistemas de infraestrutura urbana (SANTOS; FERREIRA, 2004).

Para Vieira (2008), o planejamento é a preparação para a ação, ou seja, é o pensamento que antecede a ação, sendo peça fundamental na elaboração e implantação de planos infraestruturais na área do saneamento, já que as ações nessa área interferem de maneira efetiva na saúde, na educação e no desenvolvimento econômico e social da população.

Por outro lado, é um instrumento capaz de oferecer suporte à gestão urbana e importante para atrair investimentos externos, aparece como novidade para as empresas ou concessionárias, inclusive as de saneamento, como o planejamento estratégico, que é instrumento valioso de desenvolvimento e gestão.

Sendo assim, o planejamento no meio urbano, em seu sentido estrito, é a formulação, mais ou menos explícita, da intervenção do Estado na produção e reprodução sociais, na dialética do Estado e do mercado, se desenvolvendo especialmente no estágio de evolução intensiva com a ampliação da atuação do Estado e da colocação do interesse coletivo no centro da ideologia da social democracia e, da necessidade de ordenamento e estruturação das grandes aglomerações urbanas (VERBETES, 2010).

Assim, no processo de planejamento, devem ser consideradas as viabilidades econômicas, técnicas, política e institucional, tendo papel arduo

na promoção da infraestrutura urbana, com suas etapas dependendo das dinâmicas locais, da capacidade técnica do município, do nível de organização social, dos recursos disponíveis para o processo (viabilidade econômica), dos interesses que estão em jogo e da própria filtração da administração local (BORJA, 2009).

A viabilidade econômica é o conjunto de estudos feitos por meio de levantamentos criteriosos cujos resultados demonstram, claramente, a economicidade de trabalho (PROJECT NEGÓCIOS, 2010). Já a viabilidade técnica consiste em determinar, por meio de estudo técnico, as vantagens, do ponto de vista técnico, de determinado projeto (KNOOW, 2010).

Por sua vez, as viabilidades política e institucional estão ligadas a análise e aprovação externa de determinada atividade ou projeto, geralmente por parte do contratante, o qual almeja um resultado de acordo com suas necessidades e organização financeira e institucional.

Neste sentido, os municípios dispõem de diversos mecanismos legais de planejamento, os quais estão expressos na Constituição Federal, a exemplo do Plano Diretor como instrumento básico da ação urbanística, Plano Plurianual, Diretrizes Orçamentárias, Orçamento Anual, bem como os planos setoriais, todos estes organismos efetivos de planejamento urbano (BARROS, 1995).

No contexto da importância do planejamento urbano, sua visão setorializada é de extrema importância, considerando os aspectos relacionados com os diferentes componentes infraestruturais, integrando-os com o solo urbano.

Dentre esses componentes, dá-se destaque para o SES, pois suas funcionalidades estão ligadas diretamente com a manutenção da saúde pública e a conservação do meio ambiente, tendo em vista sua eficiência na coleta e transporte das contribuições de esgoto, evitando assim o contato entre os rejeitos e os cidadãos, além do tratamento adequado antes de seu destino final.

## 4.2 DEFICIÊNCIA NO PLANEJAMENTO EM SISTEMAS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

A finalidade dos projetos de esgotamento sanitário atualmente tem saído de sua concepção sanitária clássica, com uma tendência a conservação da qualidade ambiental, visando promover a saúde do homem e a manutenção do meio físico e biótipo (SOARES; BERNARDES; CORDEIRO, 2002).

Segundo os mesmos autores, o processo de avaliação ambiental dos efeitos desse sistema na infraestrutura de um município qualquer, consolidou-se como etapa importante no planejamento urbano, auxiliando na seleção de alternativas e na elaboração de projetos dessa natureza.

Verifica-se, portanto, certa ausência de instrumentos de planejamento dentro das atividades executadas nas cidades brasileiras, as quais estão relacionadas à saúde pública, constituindo uma lacuna a ser combatida em programas governamentais na área do esgotamento sanitário (HELLER, 1995).

De acordo com Barros (1995), a ausência do planejamento ou sua deficiência afetam diretamente a população e o meio ambiente. Porém, a descontinuidade da atuação administrativa é a causa definitiva para o colapso de qualquer concepção, quando o processo de priorização das atividades locais de interesse público é fragmentado, ocasionando o distanciamento entre o governo e a população.

São vários os instrumentos legais de planejamento que o município dispõe, expressos pela Constituição Federal: Plano Diretor como instrumento básico da ação urbanística, Plano Plurianual, Diretrizes Orçamentárias, Orçamento Anual e, mais recente, a Lei do Saneamento. Ainda assim, os municípios brasileiros têm tido grande dificuldade em assumir seu papel efetivo na responsabilidade da gestão dos serviços de infraestrutura urbana, e com o SES não é diferente.

Dados referentes a esse serviço público revelam que, apenas 37,9% da população brasileira são atendidas com sistema completo de esgoto de

esgoto (BRASIL, 2010). Ainda assim, no geral as estações de tratamento de esgotos atendem uma pequena parcela da população, sofrendo com a ineficiência do serviço e com problemas operacionais constantes (BARROS, 1995).

Modernamente, a oferta de saneamento e, especialmente, de SES é relacionada á construção de equipamentos infraestruturais físicos (obras e equipamentos) e uma estrutura educacional, legal e institucional (BARROS, 1995).

Nesse contexto, os gestores públicos, engenheiros e outros profissionais devem entender o SES como um dos sistemas integrantes da infraestrutura urbana, tendo a percepção de que a unidade de coleta de esgoto é, na maioria das vezes, a que demanda maior investimento (PEREIRA; SILVA, 2010). Assim, antes de qualquer intervenção para a execução desse sistema, deve haver um planejamento detalhado, uma concepção criteriosa, para que os investimentos direcionados essa área sejam divididos corretamente, sem prejuízo a nenhuma unidade do SES.

Pela falta de planejamento e uma visão setorizada da maioria dos profissionais da área, algumas cidades chegam a implantar a rede de esgotamento sanitário (sem tratamento), mas direcionam as águas residuárias coletadas para uma rede de drenagem pluvial mais próxima, prejudicando a eficiência desse projeto e colaborando para o colapso do meio ambiente.

A maioria desses profissionais prefere adotar soluções estruturais inadequadas ou economicamente inviáveis. Falta, na verdade, a capacidade gerencial desses profissionais, para que possam intervir no SES de maneira correta, evitando problemas maiores na infraestrutura (BRASIL, 2006).

A implantação do SES em qualquer área, bem como sua correta operação, são formas de assegurar a igualdade e os direitos previstos na Constituição Federal Brasileira, podendo ser utilizado como forma de medição das taxas de crescimento, desenvolvimento e progresso dos municípios brasileiros (PEREIRA *et al.*, 2003).

Essas são as principais dificuldades na implantação e operação desse tipo de sistema, de tal sorte que os problemas causados giram em torno dos mesmos pontos, ou seja, ausência ou deficiência no planejamento e dificuldade, por parte da administração municipal, em assumir seu papel de gestor.

Os projetistas devem trabalhar em parceria com o pessoal responsável pelas informações específicas de cada setor, para estarem bem informados da situação atual e estarem prontos no momento do dimensionamento do SES, com uma visão setorizada nas decisões.

Desse modo, é preciso entender as características, os diferentes tipos e as partes componentes do sistema de esgotamento sanitário, bem como a importância e os impactos desse serviço para a infraestrutura urbana.

#### 4.3 SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

O atendimento com sistema de esgotamento sanitário, ainda é realizado de forma precária no Brasil. Segundo dados de Brasil (2011), somente 37,5% dos municípios brasileiros dispõem de sistema de esgotamento sanitário, sendo que apenas 48,1% da população são atendidas com coleta de esgoto.

Brasil (2011) cita que os números são menores na região Norte, com 9,6% da população dispondo de sistema de coleta de esgoto e, deste esgoto coletado, somente 12,7% é encaminhado para sistema de tratamento.

O SES tem a função de receber e afastar, o mais rápido possível, as águas residuárias que coleta ao longo de seu trajeto, levando-a para uma estação de tratamento de esgotos, evitando assim, a proliferação de doenças relacionadas à veiculação hídrica, além de conservar a saúde pública da população beneficiada por este serviço.

De acordo com Jordão e Pessoa (1995), o líquido proveniente de uma comunidade, ou seja, as águas residuárias de uma população, bem como a própria tubulação condutora deste, costumava ser chamado de esgoto. No

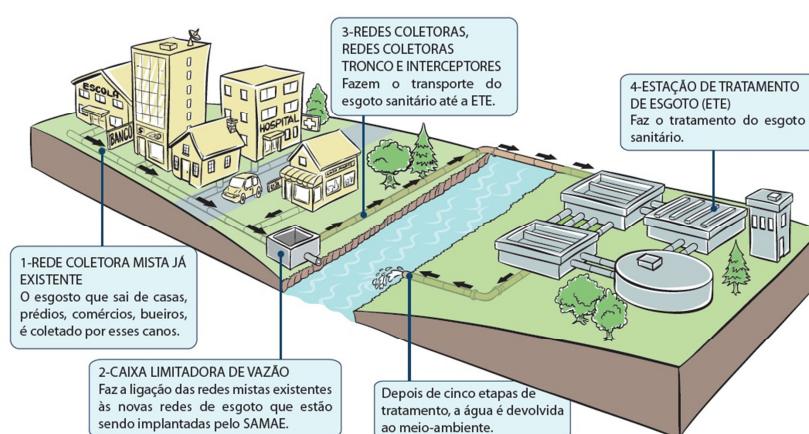
entanto, essa palavra também é utilizada para caracterizar o resíduo de diversos usos de águas, sejam de origem doméstica, industrial, comercial, infiltração no solo, de áreas agrícolas, pluviais ou de outros efluentes sanitários.

Geralmente, é adotado que 80% do volume de água utilizada para as atividades diárias da população, acabam retornando ao meio ambiente, na forma de esgotos sanitários, que se não receberem tratamento adequado, poluem o solo, contaminando as águas superficiais e subterrâneas, além de se constituírem em perigosos focos de doenças, em virtude de acabem escoando a céu aberto (VON SPERLING *et al.*, 1995).

O SES é o serviço utilizado para o condicionamento de líquidos provenientes das atividades humanas, sendo o seu uso não adequado antes do tratamento (FERNANDES, 1997).

Segundo Sobrinho e Tsutiya (1999), este sistema é composto pelas unidades de Coleta, Estação Elevatória, Estação de Tratamento e Emissário. A Figura 2 exemplifica o funcionamento de um sistema de esgotamento sanitário, desde a coleta até o destino final, com seu funcionamento ideal.

Figura 2 – Sistema de esgotamento com funcionamento ideal



Fonte: <http://www.samaecaxias.com.br/esgoto>

Segundo Von Sperling *et al.* (1995), as características dos esgotos gerados por uma comunidade são em função dos usos que as água de



abastecimento foram submetidas, os quais variam com o clima, situação social e econômica e hábitos da população.

Jordão e Pessoa (1995) consideram que os esgotos se classificam em dois grupos: esgotos sanitários e os industriais. Em outro cenário, Von Sperling (1996) cita que os esgotos são constituídos por esgotos domésticos, águas de infiltração e despejos industriais.

Para este trabalho, adotou-se a classificação dos esgotos sugerida por Alem Sobrinho e Tsutiya (2000), sendo:

❖ **Domésticos ou domiciliar:** compreendem a água servida aos vasos sanitários, banheiros, pias de cozinha, tanques e máquinas de lavar roupa;

❖ **Industrial:** constituído dos diversos tipos de água de que são utilizadas para fins industriais que acabem por se diferenciarem umas das outras em função de seus usos, portanto, os resíduos das indústrias devem ser estudados caso a caso;

❖ **Águas de infiltração:** são as águas do subsolo que penetram indevidamente nas tubulações por meio de junções mal feitas nos tubos ou nos órgãos acessórios.

A implantação do SES se faz necessária dado o grande volume de esgotos sanitários que são produzidos todos os anos nas grandes cidades e lançados, comumente, de forma “*in natura*” nos corpos d’água, acarretando diversos prejuízos para a população atendida por esse sistema, bem como para o meio ambiente.

Nessa ótica, Von Sperling *et al.* (1995) afirma que o estabelecimento do SES tem a função controlar e prevenir doenças relacionadas às águas contaminadas por poluentes, melhorar as condições sanitárias dos locais, conservar os recursos naturais, evitar problemas estéticos desagradáveis,

eliminar os focos de poluição e contaminação, melhorar o potencial produtivo do ser humano e o aumento da vida eficiente dos indivíduos.

#### **4.3.1 Características e composição dos esgotos sanitários**

O termo “aguas residuárias” tem sido utilizada por alguns autores, em virtude da aversão injustificada do termo “esgoto”. O primeiro termo expressa a tradução literal da palavra “*wastewater*” utilizada na língua inglesa, substituindo o termo rejeitado “*sawage*” (JORDÃO; PESSOA, 2011).

Os esgotos domésticos são resultados de instalações de banheiros, lavanderias, cozinha ou qualquer outro dispositivo que utilizem água com fins domésticos, provendo principalmente de residências, edifícios comerciais e instituições, sendo composto por água de banho, urina, papel, resto de comida, fezes, sabão e águas de lavagem (JORDÃO; PESSOA, 2011).

Já os esgotos industriais têm suas características definidas em função do processo industrial empregado, a partir da utilização da água para esse fim. Estes adquirem especificidade própria, devendo ser separados posteriormente ao processo produtivo.

Por sua vez, as águas de infiltração são contribuições que penetram nas tubulações da rede de coletora, por junções mal executadas, sendo importante acrescentá-las no dimensionamento da rede coletora.

Como foi observado, as contribuições de esgotos dependem de fatores como a região atendida, atividades desenvolvidas, atividades industriais, hábitos de higiene, nível socioeconômico, nível de cultura, entre outros, destacando que essa produção está condicionada a disponibilidade de água oferecida a população atendida.

Deste modo, independentemente das características dos esgotos, se este for resultado de processos industriais, de residências ou decorrência de atos inconsequentes da população, seja qual for seu nível de classe social, torna-se necessário a implantação desse serviço de infraestrutura urbana, pois é bem evidente a relação entre saúde pública e o SES, partindo do princípio de

que, quando mais houver coleta e destinação final das águas residuárias, mais as pessoas terão aumentadas a qualidade e a expectativa de vida.

#### **4.3.2 Sistema de coleta de esgoto sanitário**

Durante muito tempo o esgoto produzido e dispensado nas residências ficava de alguma forma, acondicionado onde era despejado, mesmo com a preocupação inicial em colocar esse esgoto o mais longe possível do seu local de geração. Em muitos casos, essas águas residuárias ficavam estagnadas, devido à diminuição da capacidade de absorção natural do solo, trazendo consequências ruins as famílias (como doenças), ocorrendo à necessidade imediata de afastamento desses esgotos.

Como consequência disso, imaginava-se o lançamento em corpos d'água, porém nem sempre era possível, pela distância que os mesmos se encontravam das habitações (MENDES, 2003). Logo, as comunidades urbanas passaram a adotar soluções individuais e coletivas para a coleta, tratamento e destino final de suas águas residuárias.

Com o passar do tempo, o sistema coletivo tem sofrido melhoras significativas em detrimento ao individual, devido sua importância para sociedade urbana, em virtude da carência que este sistema exerce sobre a sociedade e das consequências que ele desempenha sobre a saúde pública.

Atualmente, a rede de coleta de esgoto sanitário é formada pelas tubulações que recebe e transporta o esgoto gerado em diversos pontos, ligado aos coletores prediais até a estação de tratamento ou destino final.

Esse coletor predial pode ser dividido em duas partes: a instalação predial, que é localizada na parte interna do prédio até uma caixa de inspeção (CI) (costuma estar dentro ou no limite do lote), e a ligação predial, que é localizada na área pública e vai da última CI até a rede coletora (PEREIRA; SILVA, 2010).

A ligação predial é compreendida como o trecho do coletor predial que fica entre o limite do terreno e a rede coletora de esgoto, de acordo com a

NBR 9648 (1986) - Projeto de Redes Coletoras de Esgoto Sanitário. A ligação predial deve ter no mínimo 100 mm de diâmetro, tendo como características o rápido escoamento do esgoto, não apresentar vazamento de esgoto e saída de gases, não acumular ou reter sólidos, não ter passagem de animais, possibilitar a inspeção e desobstrução em toda a instalação e não prejudicar a qualidade da água de abastecimento em hipótese alguma (PEREIRA; SOARES, 2010).

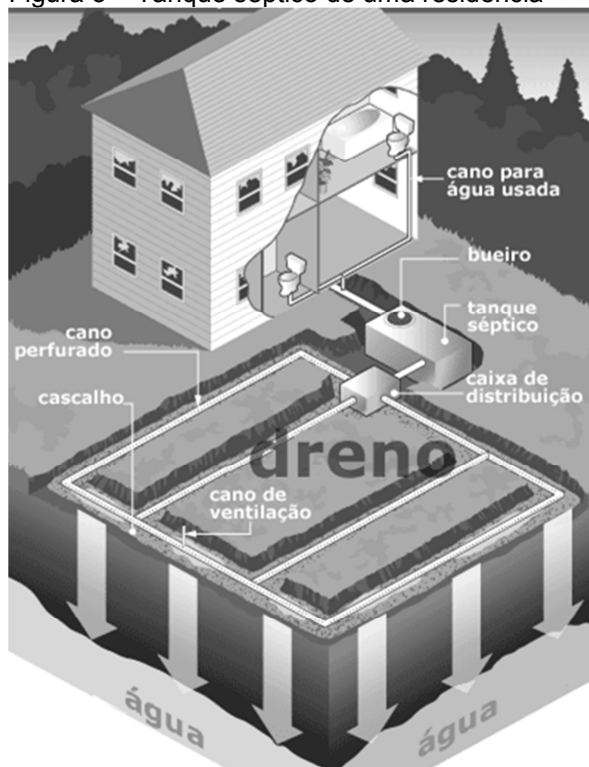
Esse pedaço de tubulação, referente à ligação predial, está posicionado de forma perpendicular a rede coletora de esgotamento sanitário, a qual deve estar implantada no passeio ou na própria rua, de acordo como especificado no projeto. Essa rede, usualmente, recebe três tipos de contribuição, que dá características próprias a essa tubulação, além de classificar o sistema coletivo pelo tipo de contribuição.

#### 4.3.2.1 Sistema Individual

O Sistema Individual é implantado, normalmente, em locais desprovidos de rede coletora de esgoto, caracterizado pela coleta e tratamento de pequenas contribuições de esgoto sanitário, os quais podem vir de residências, prédios comerciais e públicos, tendo como produto principal o lodo.

Como a remoção é baixa nesse sistema para a Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO), nutrientes e patogênicos, torna-se necessário à existência de tratamento complementar para a destinação final dos efluentes líquidos. São construídos tanques sépticos para o tratamento primário dos esgotos gerados (CHERNICHARO, 1997). Na Figura 3 é mostrado um tanque séptico recebendo esgoto gerado em uma residência.

Figura 3 – Tanque séptico de uma residência



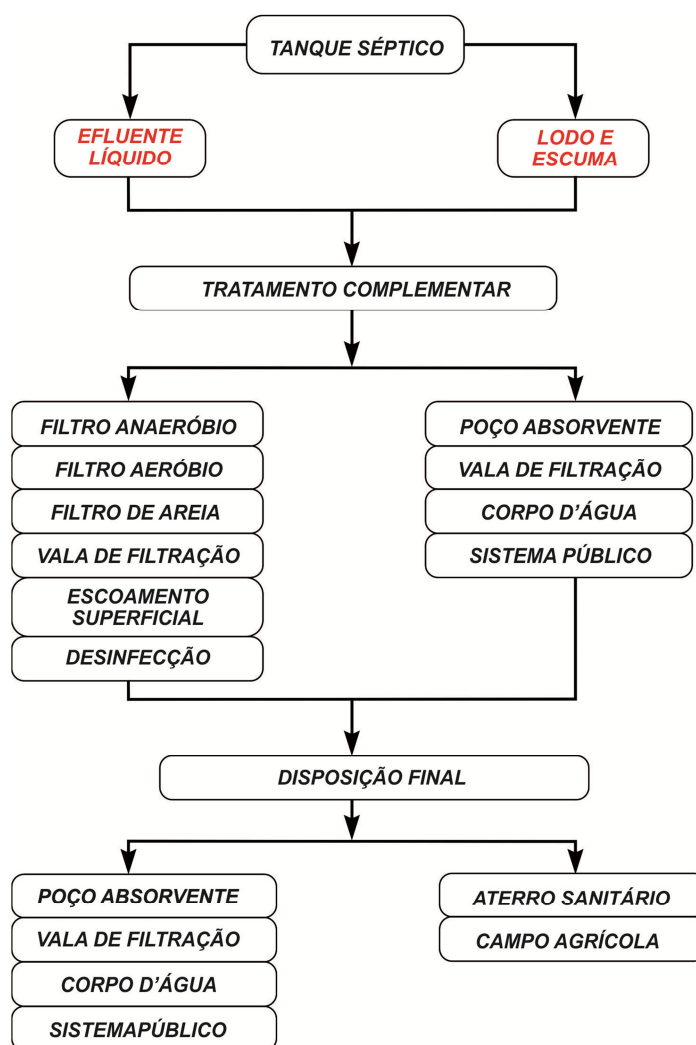
Fonte: <http://bionomiassapiens.blogspot.com.br/>

Segundo a NBR 7229/1993 - Projeto, Construção e Execução de Sistemas de Tanques Sépticos, o tratamento de esgotos no tanque séptico, acontece por processos de sedimentação e digestão, sendo uma unidade estanque, cilíndrica ou prismática retangular, de fluxo horizontal.

Mesmo sendo bem operado e projetado, seu efluente possui de 30 a 40% de sólidos em suspensão e uma DBO não inferior a 30% dos valores referentes ao esgoto afluente, tendo bastante perigo por conter bactérias patogênicas, ovos de vermes e cistos, os quais não são digeridos em função do tempo de detenção no interior do tanque (DACACH, 1990).

De acordo com a NBR 7729 (1993), são recomendadas algumas alternativas de tratamento complementar e de disposição final de efluentes líquidos de fossas sépticas, como pode ser observado no Esquema 1.

Esquema 1 – Alternativas de tratamento complementar e disposição final de tanques sépticos.



Fonte: Adaptado da NBR 7729 (1993).

#### 4.3.2.2 Sistema Coletivo

##### ❖ Partes componentes do sistema coletivo

O sistema coletivo de esgotamento sanitário visa coletar, transportar, tratar e devolver o esgoto para a natureza, de acordo com que as normas técnicas estabelecem, evitando assim a poluição do meio ambiente e a conservação da saúde pública.

Segundo Pereira e Soares (2004), este sistema tem sua composição feita pelas seguintes unidades:

a) Coleta: tem como finalidade o rápido afastamento do esgoto sanitário de sua geração, sendo formada pelas ligações prediais, coletores, interceptores e dispositivos acessórios, devendo ser considerada como parte do sistema, ou seja, é necessário definir o que coletar, como transportar, em que local tratar e como destinar os subprodutos de tratamento (PEREIRA; SILVA, 2010). Ressalta-se, que essas tubulações devem ser instaladas para propiciar o escoamento por gravidade da massa líquida (MENDES, 2003).

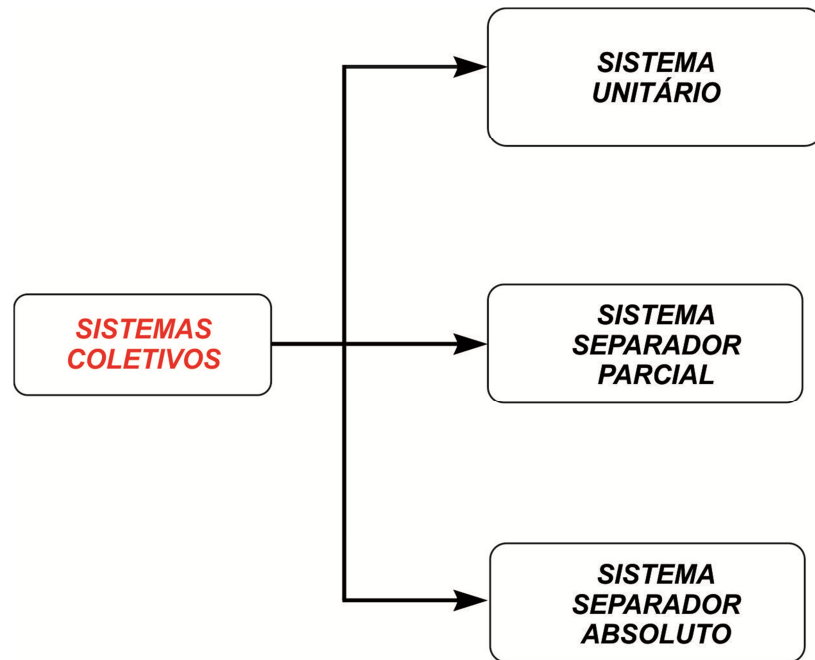
b) Elevação (EEE): equipamentos eletromecânicos, tendo grande facilidade de transpor o esgoto por meio de conjuntos moto-bomba. São podem ser localizadas no meio ou no fim da rede coletora. É importante observar que, em projetos nos quais é possível utilizar esse tipo de equipamento, devem-se diminuir o número excessivo de Elevatórias, evitando gastos com energia elétrica.

c) Tratamento: é uma unidade baseada em operações físicas acertadas com os processos químicos e biológicos, com a responsabilidade de remover todos os compostos poluentes ou, pelo menos, parte deles (MENDES, 2003). Sua importância está em evitar a poluição e ou contaminação de corpos d'água e possíveis riscos a saúde pública.

d) Destino final: é formada pelos dispositivos e tubulações destinadas ao recebimento, transporte e lançamento de esgoto, bruto ou tratado, no corpo receptor, tendo, normalmente, um canal de acesso com medidor de vazão, EEE, medidor da vazão de saída, além de tubulação para o lançamento final do esgoto (PEREIRA; SILVA, 2010).

O sistema de coleta pode ser classificado em três categorias, de acordo com o tipo de contribuição: unitário, separador parcial e separador absoluto, conforme o Esquema 2. Além disso, também pode ser dividido em dois sistemas: sistema convencional de esgoto sanitário e sistema condominial de esgoto sanitário.

Esquema 2 – Tipos de sistemas coletivos



Fonte: Adaptado de Sobrinho (1999).

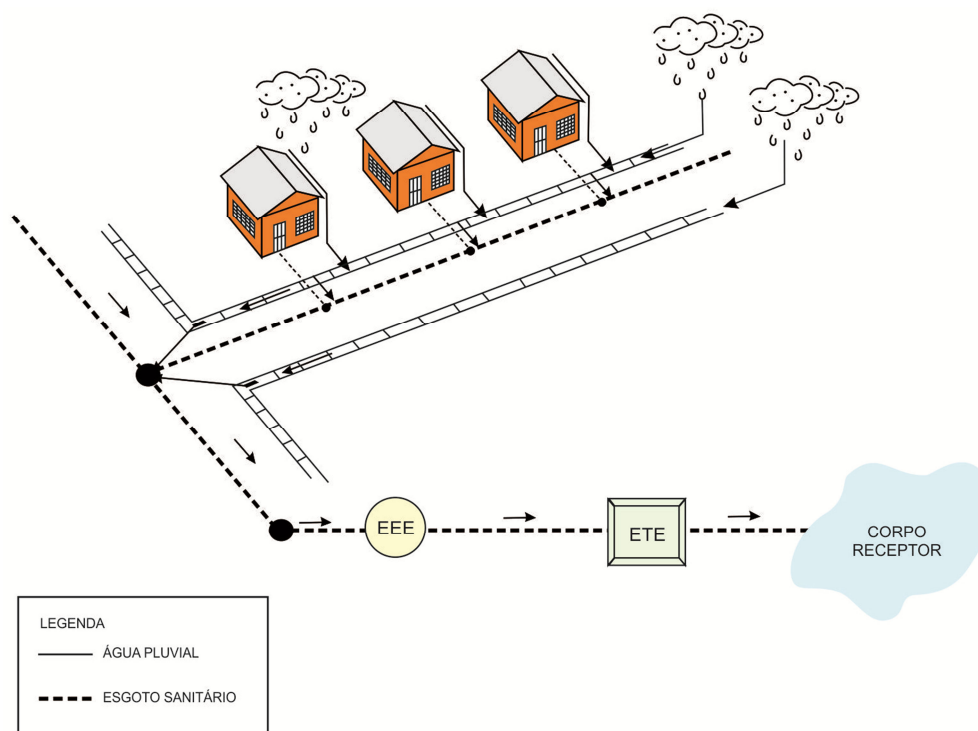
#### ❖ Coleta tipo separador unitário

Mescalf e Eddy (1985) afirmam que, o sistema separador unitário é projetado para coletar e transportar as águas residuárias e as pluviais, não havendo separação entre o sistema de esgoto e o de drenagem pluvial, com todo o material coletado e transportado, indo até a estação de tratamento de esgoto (ETE), por uma única tubulação.

Comumente nesse tipo de sistema, as tubulações que recebem as vazões referentes às águas pluviais, geralmente têm diâmetro maiores e, quando no período de estiagem, as contribuições de esgoto provocarão o acúmulo de sólidos sedimentáveis e orgânicos, causando transtornos a esse sistema. A Figura 4 mostra como funciona o sistema unitário.



Figura 4– Sistema de esgoto unitário

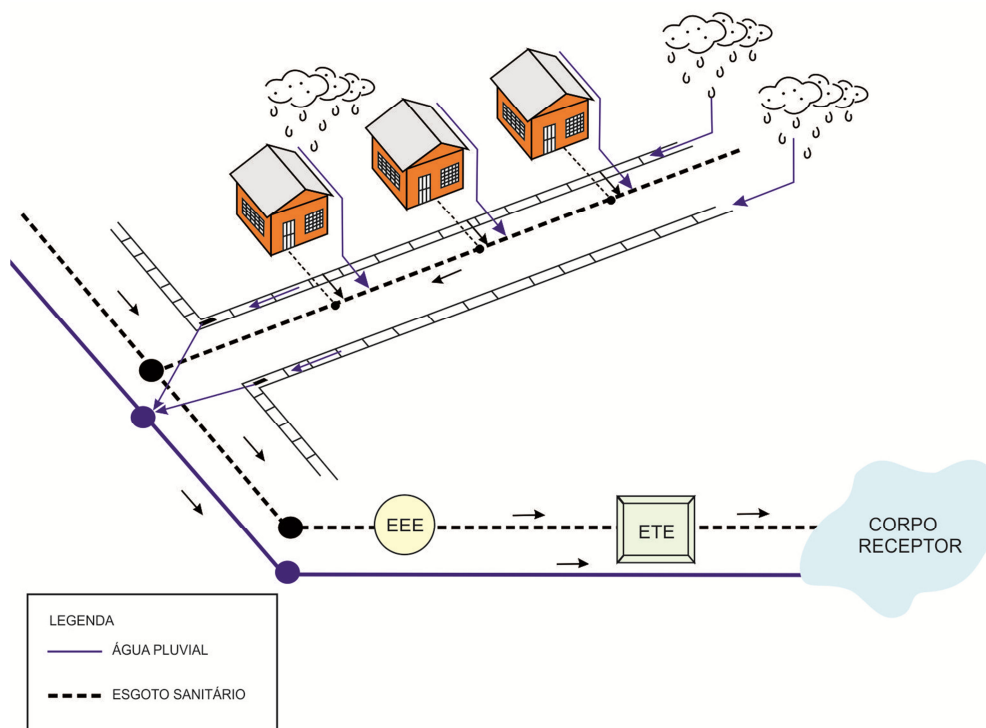


Fonte: Pereira e Silva (2010).

#### ❖ Coleta tipo separador parcial

Segundo Pereira e Silva (2010), neste sistema são implantadas duas tubulações, sendo uma para coletar o esgoto sanitário e outra para receber as águas do sistema de drenagem pluvial, sendo que a tubulação de esgoto recebe os esgotos produzidos na residência, bem como as águas pluviais provenientes de telhados e pátios das habitações, com essa mistura transportada até a ETE, conforme pode ser visto na Figura 5.

Figura 5 – Sistema separador parcial de esgoto



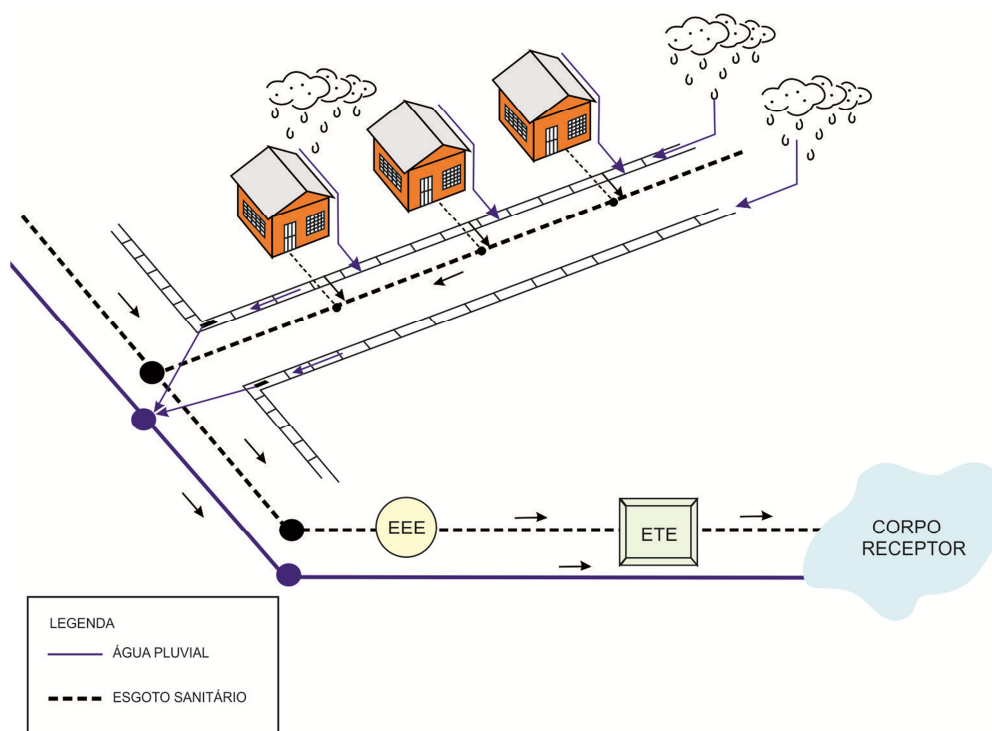
Fonte: Pereira e Silva (2010).

#### ❖ Coleta tipo separador absoluto

O sistema separador absoluto é o conjunto de condutos, instalações e equipamentos com o intuito de coletar, transportar, condicionar e encaminhar somente o esgoto sanitário produzido em uma habitação, para uma disposição final conveniente, de modo contínuo e seguro, garantindo o seu funcionamento (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 9648/1986).

Nesse sistema são instaladas duas tubulações. Uma para coletar os esgotos domésticos, industrial e águas de infiltração, enquanto a outra recebe as águas pluviais (PEREIRA; SOARES, 2004), como pode ser observado na Figura 6.

Figura 6 – Sistema separador absoluto de esgoto



Fonte: Pereira e Silva (2010).

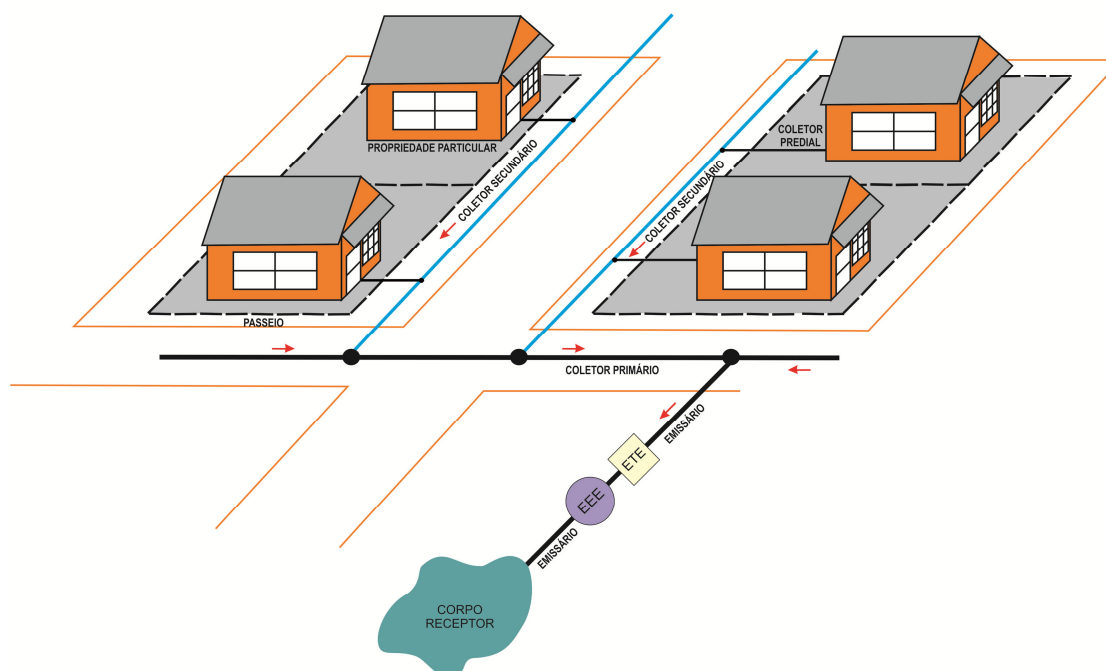
#### 4.3.2.3 Sistema Convencional de Esgoto

A coleta convencional é a mais utilizada para atender as necessidades dos municípios brasileiros, seguindo as recomendações das NBR 9648/1986 – Estudo de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário e da NBR 9649/1986 – Projeto de Rede de Esgoto Sanitário.

Nos municípios vem sendo utilizada com bastante frequência, para coletar os esgotos gerados (Von Sperling *et al.* 1995), tendo como principais características o assentamento da tubulação em áreas públicas, ou seja, passeio ou vias, atendo as recomendações da NBR 9649/1986, com responsabilidade das concessionárias pela operação e manutenção dos serviços de água e esgoto (PEREIRA *et al.*, 2003).

O sistema convencional de esgoto sanitário tem sua composição formada pelo coletor predial, ramal predial de esgoto, coletor de esgoto secundário e coletor troco, interceptor, EEE, ETE, emissário e corpo receptor, como pode ser observado Figura 7 (MENDES, 2003).

Figura 7 – Sistema convencional de esgoto



Fonte: Pereira e Silva (2010).

Obedecendo a ordem de coleta, os coletores secundários recebem as contribuições de esgoto sanitário em qualquer parte de sua extensão, tendo pequenos diâmetros e são, normalmente, instalados no passeio.

Pereira e Silva (2010) citam que, os coletores primários são tubulações que podem receber e transportar contribuições de esgoto, de ligações prediais e de coletores secundários, sendo geralmente implantados na rua, podendo ser classificado em coletor tronco ou coletor principal. O primeiro ocorre quando este recebe contribuições de coletores secundários, enquanto o segundo é o de maior extensão dentro da bacia.

Já os interceptores são caracterizados por uma tubulação de grande porte, a qual tem a função de interceptar o esgoto dos coletores primários da bacia de esgotamento, até a EEE ou ETE.

#### 4.3.2.4 Sistema Condominial de Esgoto

Este sistema é formado pelas redes condominial e rede básica, com características referentes à participação popular, pois as tubulações deste têm

a implantação realizada em área particular, com a redução do diâmetro dos coletores e as escavações das valas em escala menor, comparadas a coleta convencional (PEREIRA; SILVA, 2010).

Em virtude da obrigação de redução dos custos de implantação de redes coletoras de esgoto sanitário, bem como a necessidade de adequar o sistema a realidade local de uma cidade, foram os motivos principais para a escolha do sistema condominial de coleta, como alvo de investimentos nessa tecnologia, sendo importante ressaltar que, este sistema é baseado na coleta individual e na concentração do processamento final, trazendo prejuízos o relacionados ao custo (MELO, 1994).

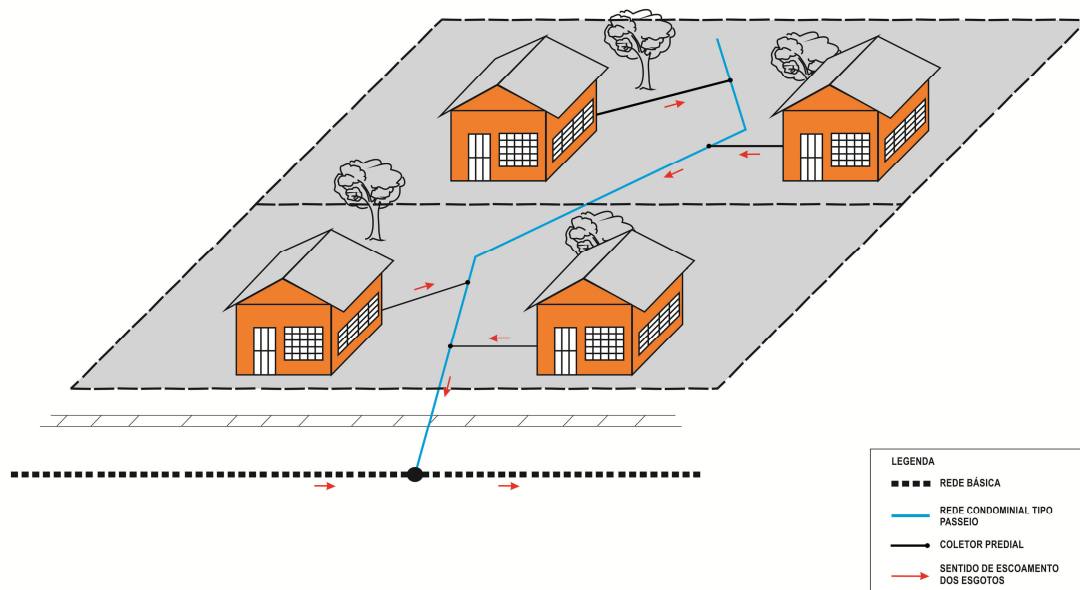
Nesse sistema, a participação popular é fundamental, podendo ser conseguida por meio de reuniões que informarão as especificações técnicas e as atividades voltadas à construção, operação e manutenção dos coletores.

De acordo com a posição do ramal condominial, esse sistema pode ser dividido em: fundo de lote, frente de lote e passeio.

#### ❖ Rede condominial fundo de lote

Mendes (2003) afirma que esse sistema ocorre quando o ramal condominial é implantado dentro dos lotes, ficando mais difícil para as concessionárias à manutenção e a implantação, devido a área disponível que é muito pequena, em função dos moradores otimizarem o uso dos lotes. Na Figura 8 é representado o sistema tipo fundo de lote.

Figura 8 – Sistema condominial fundo de lote

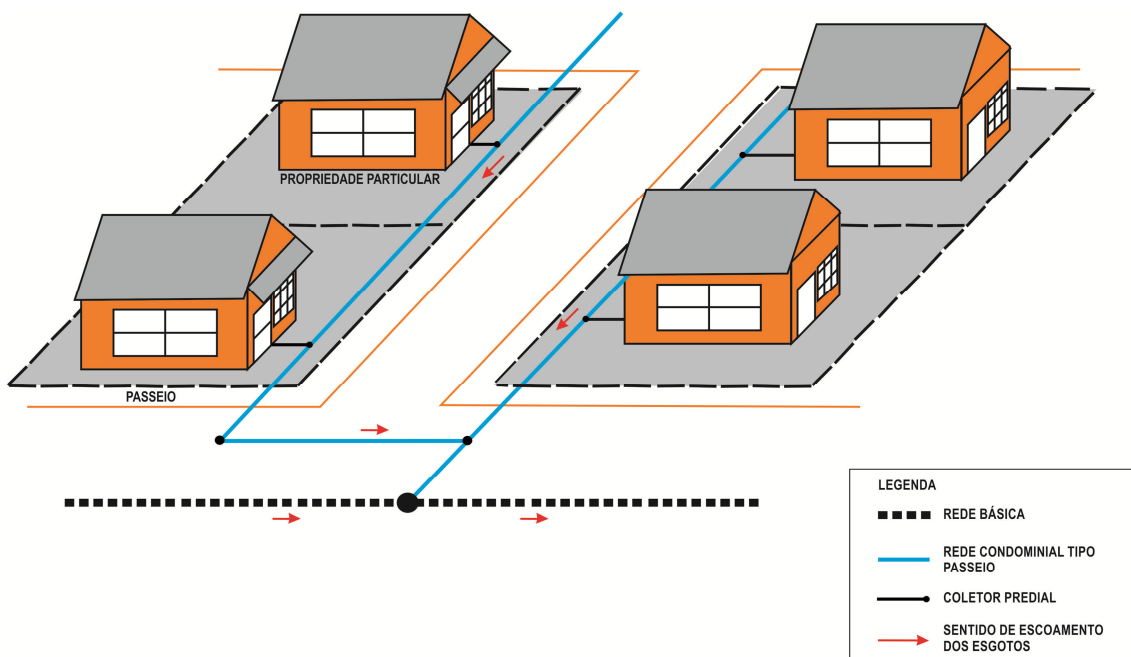


Fonte: Pereira e Silva (2010).

#### ❖ Rede condominial frente de lote

Neste sistema o ramal condominial fica implantado na área frontal ao lote, com maior disponibilidade na obtenção de área para intervenção, conforme pode ser observado na Figura 9.

Figura 9 – Sistema condominial frente de lote

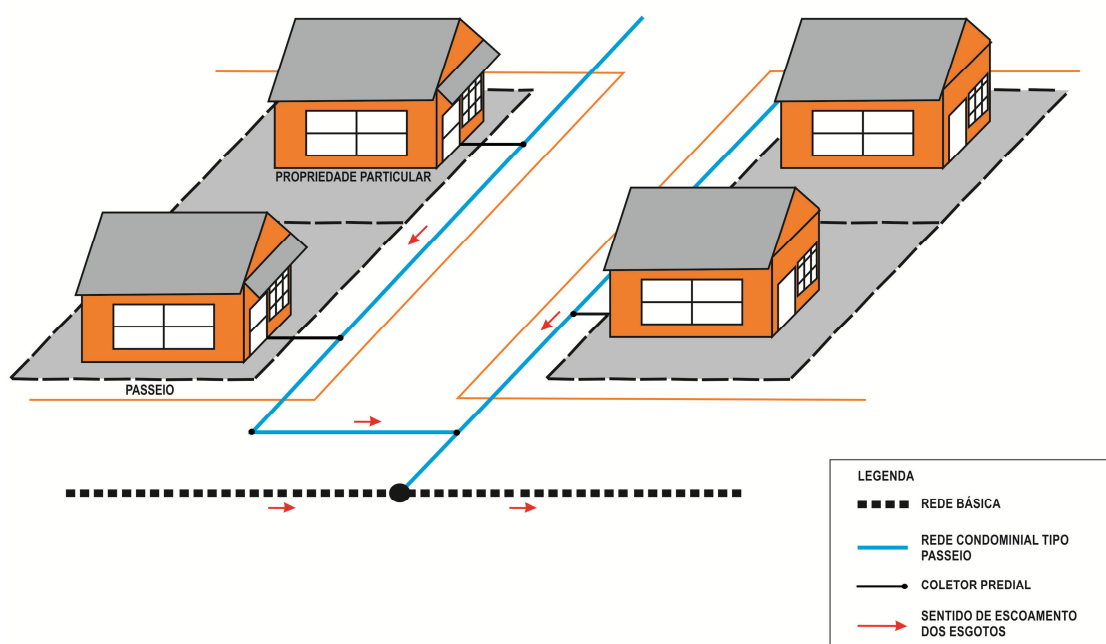


Fonte: Pereira e Silva (2010).

### ❖ Rede condominial tipo passeio

Esse sistema é caracterizado como uma derivação do tipo frente de lote, onde o ramal é implantado na calçada da habitação, podendo ser confundido com o sistema convencional lançado também no passeio. Porém, a diferença entre os dois está no custo, materiais utilizados, declividade e recobrimento, segundo Mendes (2003) (ver Figura 10).

Figura 10 – Sistema condominial tipo passeio



Fonte: Pereira e Silva (2010).

#### 4.3.2.5 Órgãos acessórios do SES

Órgãos acessórios são mecanismos que possibilitam facilitar e orientar o esgoto dentro da tubulação, dando a oportunidade ao engenheiro de aumentar ou diminuir essa vazão, promovendo facilidade de manutenção da unidade coletora.

De acordo com Sobrinho e Tsutiya (1999), em função da presença de sólidos orgânicos nos esgotos e minerais, assim como a necessidade que existe da rede coletora funcionar como conduto livre, é preciso que as canalizações tenham dispositivos que evitem ou minimizem entupimentos nas

singularidades das tubulações, como curvas, postos de afluência, facilitando o acesso de pessoas e equipamentos nesse ponto.

Entre esses órgãos acessórios, os mais utilizados para a rede coletora de esgoto são: poço de visita (PV), tubo de inspeção e limpeza (TIL), terminal de limpeza (TL), tubo de queda e a caixa de inspeção (CI) ou de ligação (CL).

Um PV possui dois compartimentos distintos, a chaminé e balão, com a construção especificada no projeto, facilitando a entrada e saída do operador, tendo espaço suficiente para a execução de manobras necessárias. O comprimento da chaminé deve estar entre o topo do balão e o nível do terreno, sendo fechada por um tampão de ferro fundido (FERNANDES, 1997).

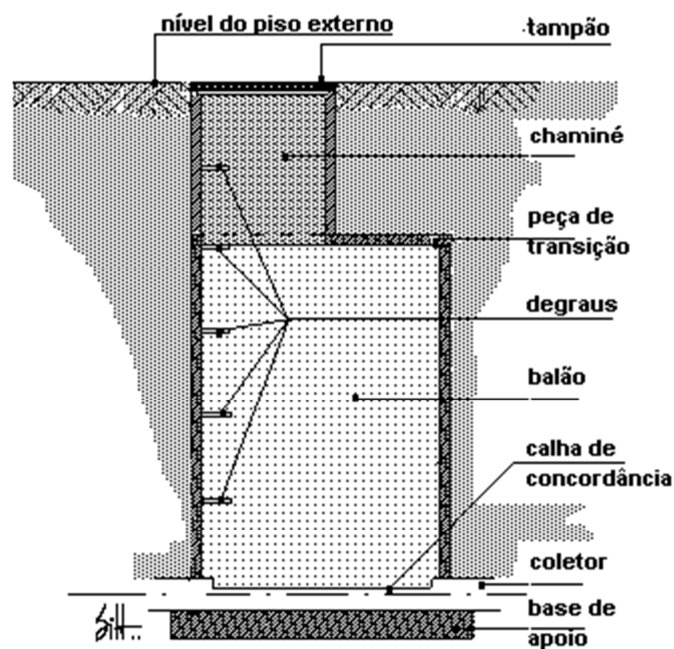
Esses dispositivos devem ser utilizados nos seguintes casos (NBR 9649/1986):

- ❖ Início de coletores;
- ❖ Nas mudanças de direção, declividade, diâmetro e material;
- ❖ Na reunião de coletores;
- ❖ Na reunião de coletores que exigem colocação de degraus e tubos de queda;
- ❖ Profundidades maiores que 3,0 m.



Na Figura 11 é apresentado um poço de visita utilizado na coleta de esgoto sanitário.

Figura 11 – Poço de visita

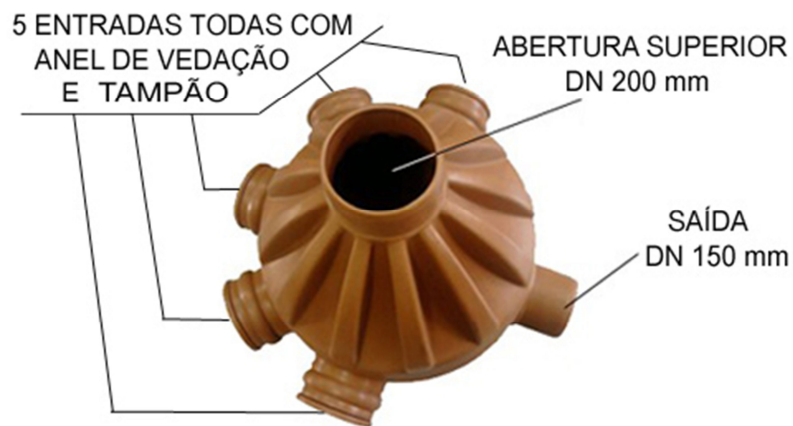


Fonte: [www.dec.ufcg.edu.br](http://www.dec.ufcg.edu.br)

Os tubos de inspeção e limpeza são dispositivos não visitáveis que, geralmente, são fabricados em PVC, destinados à inspeção visual e à introdução de equipamentos de desobstrução e limpeza das tubulações (PEREIRA; SILVA, 2010).

Seu custo de aquisição e o fato de os operários responsáveis pela manutenção não terem contado com o material residual, compensa a substituição dos PV por TIL, em casos de rede de pequena profundidade. A Figura 12 apresenta um TIL.

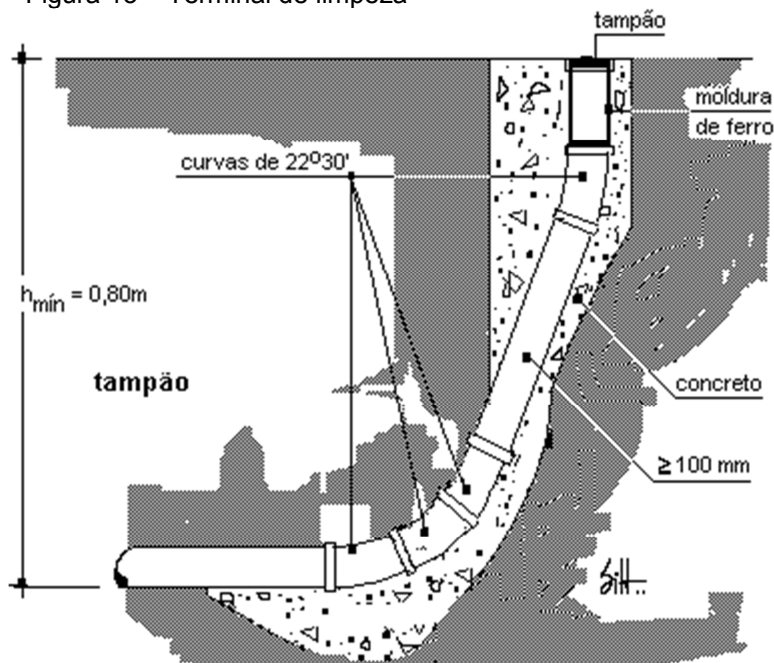
Figura 12 – Tubo de inspeção e limpeza



Fonte: [www.ropiplast.com.br](http://www.ropiplast.com.br)

Por sua vez, o terminal de limpeza é o dispositivo que permite a introdução de equipamentos de desobstrução e limpeza, sendo utilizado como substituição do PV no início dos coletores (NBR 9649/1986). A Figura 13 apresenta um terminal de limpeza.

Figura 13 – Terminal de limpeza



Fonte: [www.dec.ufcg.edu.br](http://www.dec.ufcg.edu.br)

Por sua vez, o tudo de queda é um dispositivo que tem a finalidade de proteger o operador que entra no PV, evitando o espalhamento do esgoto e a liberação de gases indesejáveis (METCALF; EDDY, 1985).

Por último a caixa de inspeção, sendo o dispositivo responsável em permitir a inspeção e a desobstrução do coletor de esgoto, podendo ser utilizada em coletores implantados em pequenas profundidades ou para conexão da ligação predial.

#### 4.4 INTERCEPTOR DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

A coleta de esgoto sanitário conta com tubulações que servem para amortizar as vazões de tubulações menores. Esses são os interceptores, cuja definição, de acordo com NBR 12207/1992 – Projeto de Interceptores de Esgoto é: “canalização, com função principal é coletar e transportar o esgoto sanitário, caracterizada pela defasagem das contribuições, da qual resulta o amortecimento das vazões máximas” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1992).

Araújo (2003) ressalta que, para melhor definir esses condutos, devem ser adicionadas outras finalidades àquelas propostas e definidas pela norma, sendo elas:

❖ Quanto às ligações, é um tipo de canalização que recebe efluentes em determinados pontos que possuem PVs, não as recebendo ao longo do comprimento de seus trechos.

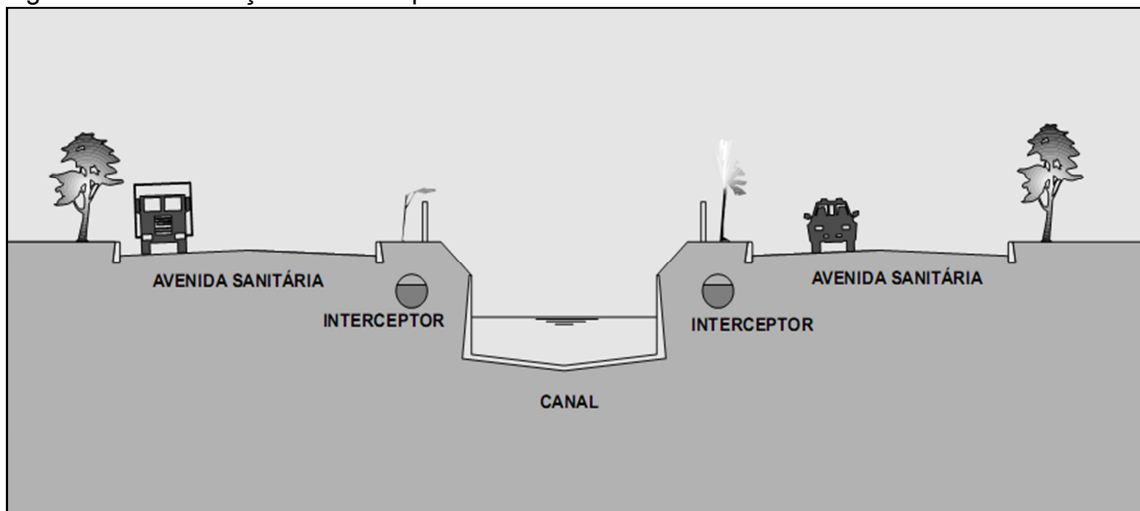
❖ Quanto à localização, é um tipo de canalização situada nas cotas inferiores da bacia, ao longo dos talvegues, às margens dos cursos de água, lagos e oceanos, para impedir o lançamento direto do esgoto sanitário nessas águas.

##### 4.4.1 Localização dos interceptores

No sistema de coleta os esgotos fluem por gravidade através das tubulações sanitárias, sendo assim, os interceptores estão situados nos pontos mais baixos, ou seja, nos fundos de vale, paralelos aos córregos de cada bacia. Sua construção é comumente realizada em conjunto com a implantação de vias sanitárias e obras de canalização dos cursos d'água (BARROS *et al.*,

1995). Pode ser observado na Figura 14 a localização do interceptor em fundo de vale canalizado.

Figura 14 – Localização de interceptores em fundo de vale canalizados.

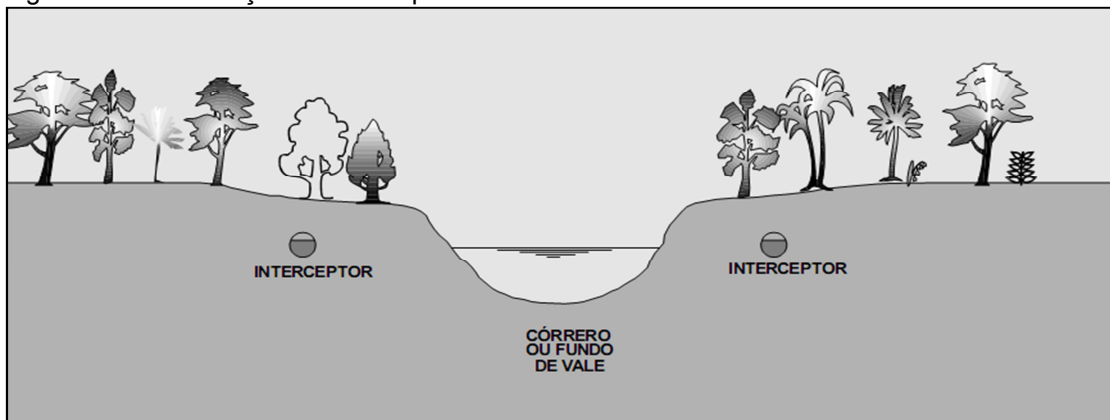


Fonte: (BARROS *et al.* 1995)

Os interceptores são utilizados em áreas já urbanizadas, onde a reserva de faixas marginais e de eventual implantação de áreas verdes ao longo do córrego é de difícil concretização. A execução de obras conjuntas e a redução dos custos de implantação podem ocorrer com a localização dos interceptores em vias sanitárias.

A alternativa de implantação de vias sanitárias, não deve ser concebida como a única maneira de execução dos interceptores de esgotos. Existem soluções mais econômicas para construção das vias, não exigindo a execução das obras em concreto ou mesmo abertura de vias públicas ao longo dos corpos d'água naturais, proporcionando as vantagens descritas a seguir (BARROS *et al.*, 1995). Na Figura 15 é mostrada a localização dos interceptores em fundo de vale.

Figura 15 – Localização de interceptores em fundo de vale tratados.



Fonte: (BARROS *et al.*, 1995)

Essas soluções podem ser adotadas somente em áreas preservadas ou ainda não ocupadas por grande número de edificações, lembrando que as desapropriações são frequentemente caras e difíceis. Uma forma bastante atrativa de tratamento de fundo de vale é a preservação das margens do curso d'água com áreas verdes ou matas ciliares (BARROS *et al.*, 1995).

É importante ressaltar algumas vantagens, como evitar o artificialismo do concreto com a preservação natural do curso d'água, independência da canalização que, muitas vezes, demora a ser implantada, devido aos seus elevados custos, tratamento dos fundos de vale, com criação de áreas verdes ao longo dos córregos, introdução de concepções de maior qualidade estética, paisagística e econômica.

#### 4.4.2 Materiais utilizados em interceptores

Os materiais mais utilizados na construção de interceptores de esgoto são:

- ❖ Tubos de concreto: utilizados para diâmetro igual ou maior que 400 mm;
- ❖ Tubos de ferro fundido: usados em linha de recalque e travessias;
- ❖ Tubos de aço: usados em linha recalque e travessias.

O concreto para construção do tubo de uma rede coletora de esgoto pode ser simples ou armado. De acordo com a Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB, 1977), é interessante o emprego de concreto armado quando se necessitam grandes diâmetros, devido os tubos para uma mesma resistência serem mais leves e, na maioria das vezes, mais baratos.

A NBR 8890 (1985) - Tubo de Concreto Armado, de Seção Circular, Para Esgoto Sanitário, realiza a padronização dos diâmetros de tubos de concreto, para diâmetros nominal (DN) igual a 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1000, 1100, 1200, 1500, 1750 e 2000m.

Em linhas de recalque de elevatórias é utilizado o tubo de ferro fundido. Diante de um escoamento livre esses tubos são empregados em situações que suportem cargas muito altas, em passagens sob obstáculos ou em travessias aéreas. Os diâmetros comerciais para o ferro fundido são: 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1000, 1100 e 1200 mm (ALEM SOBRINHO; TSUTIYA, 2000).

Nos casos em que os esforços sobre a linha são elevados, como em travessias diretas de grandes vãos, cruzamentos subaquáticos, quando se deseja tubulação de menor peso, estanqueidade absoluta e com alta resistência a pressões de ruptura, os tubos de aço são mais recomendados. Possuem boa resistência aos efeitos de choques, deslocamentos e pressões externas (SOBRINHO; TSUTIYA, 2000).

Os tubos de aço podem ser de dois tipos, ponta-bolsa e junta elástica, estando disponíveis nos diâmetros comerciais de 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 600, 700, 800, 900, 1000, 1100, 1200 mm. Também podem ser construídos de aço soldado, rebitado e costura.

#### **4.4.3 Órgãos acessórios dos Interceptores**

O interceptor deve dispor de órgãos acessórios, destacando os poços de visita que são fundamentais nos pontos específicos, como mudança

de direção e ligações de coletores, atendendo ao objetivo de transportar com segurança o esgoto sanitário.

Segundo Sobrinho e Tsutiya (2000), nos interceptores de esgoto devem ser utilizados PVs, seguindo as distâncias recomendadas:

- ❖ 200 mm para diâmetros acima de 1200 mm;
- ❖ 120 a 150 m para diâmetros de 400 a 1200 mm, dependendo das condições hidráulicas do coletor;
- ❖ 100m para diâmetros menores que 400 mm.

Quanto ao diâmetro dos tampões dos PVs recomenda-se:

- ❖ Tampões de 600 mm de ferro fundido para tubulação igual ou menor que 600 mm;
- ❖ Tampões de 900 mm de ferro fundido para tubulações maiores que 600 mm.

#### **4.4.4 NBR's utilizadas para o dimensionamento dos Interceptores**

Por meio da NBR 12207/1992 – Projeto de Interceptores de Esgoto Sanitário, o dimensionamento dessas tubulações pode ser realizado, ressaltando a NBR 9648/1986 – Estudo de Concepção de Sistemas de Esgotamento Sanitário e a NBR 9649/1986 – Projeto de Rede Coletora de Esgoto Sanitário, como documentos complementares.

#### **4.5 DETERMINAÇÕES DA CAPACIDADE LIMITE DE INTERCEPTORES DE ESGOTO SANITÁRIO**

Em tubulações de esgoto sanitário deve ocorrer um regime onde o líquido transportado não deve sofrer alterações com relação à aceleração e desaceleração, ou seja, a velocidade das seções seja a mesma, correspondendo a uma situação de equilíbrio em todas as forças atuantes no

volume de controle. Essa condição de escoamento caracteriza o movimento permanente e uniforme (PEREIRA; SILVA, 2010).

Ressalta-se que esse regime de escoamento vale para todas as tubulações de esgoto sanitário, tanto para os coletores como para os interceptores de esgoto sanitário.

Segundo Pereira e Silva (2010), o movimento permanente e uniforme não ocorre na prática, pelo fato das contribuições diferentes das ligações prediais e as mudanças de declividade do coletor alterarem o valor da velocidade, devido o coletor de esgoto não ter os mesmos valores de dimensão e rugosidade ao longo do trecho.

De qualquer forma, o engenheiro responsável em elaborar esse tipo de projeto, deve sempre relacionar as considerações teóricas com os aspectos práticos do dimensionamento, para não prejudicar o escoamento do esgoto coletado nas tubulações.

Além disso, outros fatores devem ser considerados no projeto da rede coletora, os quais estão relacionados com critérios de dimensionamento hidráulico, sendo estes: vazão, declividade, diâmetro, lâmina líquida, velocidade final, tensão atrativa e velocidade crítica.

#### **4.5.1 Vazão**

Em qualquer trecho da rede coletora, o menor valor de vazão a ser utilizada nos cálculos é de 1,5 L/s, correspondente ao pico instantâneo de vazão decorrente da descarga do vaso sanitário. Portanto, sempre que a vazão da jusante de um trecho for inferior a 1,5 L/s, para os cálculos hidráulicos deste trecho, deve-se utilizar o valor de 1,5 L/s, de acordo com a NBR 9649/1986.

A vazão é calculada para que as tubulações da rede coletora tenha capacidade de atender à contribuição de esgoto sanitário, gerado no início de final de plano, evitando que a tubulação assentada seja substituída por outra de maior diâmetro, em função do aumento da vazão, decorrente do acréscimo populacional ao longo do tempo (PEREIRA *et al.*, 2003).



As Expressões utilizadas no calculo das vazões de início e fim de projeto, são:

$$Q_{es} = Q_d + Q_{ind} + Q_{inf} \quad \text{Equação 1}$$

❖ Início de plano

$$Q_{esi} = \frac{P_i \cdot q_i \cdot C \cdot K_2}{86400} + Q_{indi} + Q_{inf} \quad \text{Equação 2}$$

❖ Final de plano

$$Q_{esf} = \frac{P_f \cdot q_f \cdot C \cdot K_1 \cdot K_2}{86400} + Q_{indf} + Q_{inf} \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

Q<sub>esi</sub>: vazão de esgoto de início de plano;

Q<sub>esf</sub>: vazão de esgoto de final de plano;

Q<sub>d</sub>: vazão doméstica;

Q<sub>indi</sub>: vazão industrial de início de plano;

Q<sub>indf</sub>: vazão industrial de final de plano;

Q<sub>inf</sub>: vazão de infiltração.

#### 4.5.2 Declividade

Os interceptores são projetados de modo a fazer sua autolimpeza. Para isso, pelo menos uma vez por dia, a autolimpeza é executada com a tensão trativa de 1,0 Pa, conforme a NBR 9649/1986.

Porém, no caso de lançamento de contribuição de tempo seco ao interceptor, o valor mínimo da tensão trativa média deve ser de 1,5 Pa para a vazão inicial e coeficiente de Manning  $n = 0,013$ .

Assim, a declividade a ser adotada deverá proporcionar uma tensão média ou superior a 1,5 Pa, sempre calculada para vazão inicial (SOBRINHO; TSUTIYA, 1999). A Equação que satisfaz essa condição é:

$$I_{\min} = 0,0055 Q_i^{-0,47} \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

$I_{\min}$ : declividade mínima (m/m);

$Q_i$ : vazão de jusante do trecho no início de plano (L/s).

#### 4.5.3 Diâmetro

É recomendada a utilização do diâmetro mínimo de 100 mm para projetos de rede de esgoto, sendo em casos justificados a utilização do diâmetro de 150 mm ou 200 mm (NBR 9649/1986 – PROJETO DE REDE COLETORA DE ESGOTO SANITÁRIO). Já para as tubulações interceptoras, dependendo do material utilizado, são diversos os diâmetros a serem utilizados.

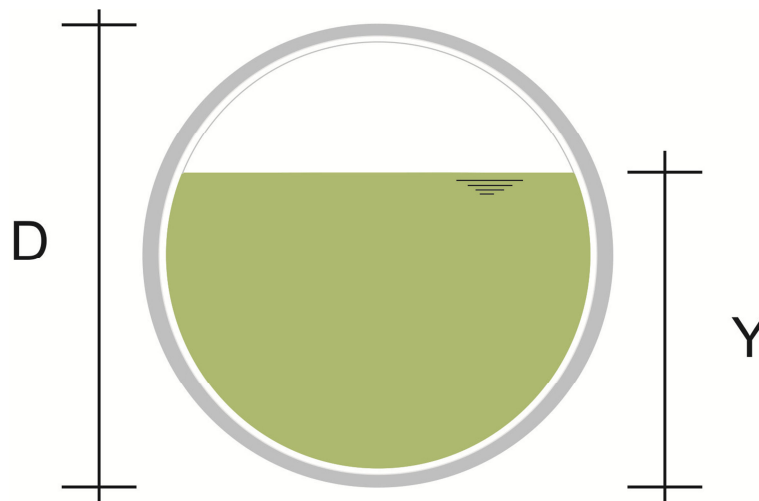
#### 4.5.4 Lâmina líquida

Soares (2004) cita que, as tubulações de esgoto devem garantir escoamento em conduto livre, havendo a necessidade de que no projeto seja estabelecida a lâmina líquida máxima admitida para as redes coletoras.

Por forças de dimensões normativas, a rede coletora de esgoto sanitário deve ser dimensionada para trabalhar com uma lâmina líquida máxima igual a 0,75 do seu diâmetro, garantindo que o escoamento seja como em um conduto livre, ou seja, em pressões de condições atmosféricas (NBR 9648/1986).

A lâmina líquida ( $Y/D$ ) é o quociente entre a altura do nível do líquido no interior do conduto ( $Y$ ) pelo diâmetro útil do tubo ( $D$ ), como pode ser observado na Figura 16.

Figura 16 – Lâmina líquida máxima admissível



Fonte: NBR 9649/1986

Os acréscimos de vazão devem ser considerados em projetos dessa natureza, assegurando à ventilação da tubulação, evitando ambientes anaeróbios dentro dos condutos e, conseqüentemente, a formação de gases com odores desagradáveis e corrosivos, decorrentes da decomposição anaeróbia (SOARES, 2004).

#### 4.5.5 Velocidade final

Dacach (1984) afirma que, para determinado conduto, quando maior sua declividade, maior será sua velocidade de escoamento e sua vazão, ou seja, o ideal é que a tubulação seja implantada com declividade capaz de proporcionar a velocidade máxima tolerada, para chegar à vazão máxima.

Dependendo do escoamento, especificamente da sua turbulência, pode ocorrer à entrada de bolhas de ar na superfície do líquido, quando esta for projetada com grandes declividades, ocorrendo o aumento de sua lâmina líquida e o não funcionamento como uma tubulação de conduto livre, podendo ser destruída por pressões oriundas das permutações aleatórias entre o escoamento livre e o forçado (SOBRINHO; TSUTIYA, 2000).

Logo, pelo fato de as declividades elevadas contribuírem para a entrada de bolhas no escoamento dos condutos, a NBR 9649 (1986) sugere

que a máxima declividade admissível é aquela em que se tenha uma velocidade final de escoamento de 5m/s.

Vale a pena ressaltar que, quando a velocidade final no coletor ultrapassar a velocidade crítica, a maior lâmina d'água admissível será limitada em 50% do diâmetro do coletor, assegurando a ventilação do trecho (NBR Projeto de Rede Coletora de Esgoto Sanitário, 9649/1986).

#### 4.5.6 Tensão trativa

A tensão trativa é a força exercida sobre as paredes do conduto, em virtude do escoamento do esgoto, atuando no material sedimentado para promover seu arraste (SOBRINHO; TSUTIYA, 2000).

Como já foi observado, o esgoto tem um movimento variado dentro da tubulação, ou seja, a vazão de esgoto varia ao longo do tempo, devido as contribuições que são irregulares ao longo do dia. E, mesmo admitindo-se o escoamento do esgoto como permanente e uniforme, as partículas sólidas tendem a se depositar nas horas de menor contribuição.

Sobrinho e Tsutiya (2000) citam que, a tensão trativa ou tensão de arraste tem sido utilizada para o dimensionamento de tubulações, com o intuito de substituir o critério de velocidade e autolimpeza.

Essa variável representa um valor médio de tensão ao longo do perímetro molhado do conduto e é calculada pela Equação a seguir.

$$\sigma = \gamma \cdot R_i \cdot I \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

$\sigma$  = tensão trativa média (Pa);

$\gamma$  = peso específico do líquido (10.000 N/m<sup>3</sup>);

$R_i$  = raio hidráulico (m);

$I$  = declividade do coletor (m/m).

A concentração de oxigênio vai diminuindo gradualmente, à medida que o esgoto escoar por grandes extensões da rede, propiciando condições anaeróbias e ocasionando o aparecimento de sulfetos, que geralmente são notados nos coletores tronco, interceptores e emissários, uma vez que os materiais que o constituem, não oferecem resistência necessária para lidar com o ácido sulfídrico (SOBRINHO; TSUTIYA, 2000).

Os sulfatos são reduzidos a sulfeto de hidrogênio, criando as condições anaeróbias na parte líquida. Esse sulfeto acaba escapando para a parte livre do conduto, sendo dissolvido pelas gotículas de água condensada na parte superior da tubulação e, posteriormente, oxidados pelas bactérias aeróbicas ou facultativas, originando o ácido sulfídrico que corrói a superfície do concreto ou outro material sensível a esse gás (AZEVEDO NETTO *et al.*, 1971).

#### **4.5.7 Velocidade crítica**

Segundo a NBR 9649 (1986), em seu item 5.1.5.1, a velocidade crítica pode ser determinada pela Equação a seguir.

$$V_c = 6 (g \cdot R_h)^{1/2} \qquad \text{Equação 6}$$

Onde:

$V_c$  = velocidade crítica (m/s);

$g$  = aceleração da gravidade;

$R_h$  = raio hidráulico.

A prática tem demonstrado que persistindo durante algum tempo com velocidades iguais ou superiores a 4,0 m/s, podem ocorrer desgastes nas paredes internas da canalização, acontecendo o efeito abrasivo, sendo tão maior quanto maior for o conteúdo de areia no fluxo (GALLEGOS, 2003).

Todos esses fatores são indispensáveis dentro do contexto de dimensionamento de rede coletora de esgoto sanitário, pois funcionam como limitadores para que o projeto não esteja dimensionado com restrições técnicas, trazendo situações desagradáveis ao engenheiro responsável.

Além disso, são fatores que nos ajudam a determinar o tempo de vida útil de tubulações já implantadas, pois se trata de variáveis que abordam, especificamente, o encaminhamento do líquido dentro dos condutos, mostrando a velocidade correta que o esgoto deve ter, para que a tubulação não se torne um ambiente favorável à decomposição do mesmo, bem como a sedimentação dos sólidos presentes nas águas residuárias.

Como foi citado, todos esses critérios se aplicam a qualquer tubulação de esgoto, seja coletor ou interceptor. Desse modo, o constante acompanhamento e avaliação da capacidade limite de escoamento de esgoto sanitário em interceptores devem ser periodicamente analisados, pois isso está diretamente relacionado com a operação e a vida útil dessas tubulações, obrigando, em muitos casos, a intervenções que ocasionam transtornos em outros setores, como no sistema viário das cidades.

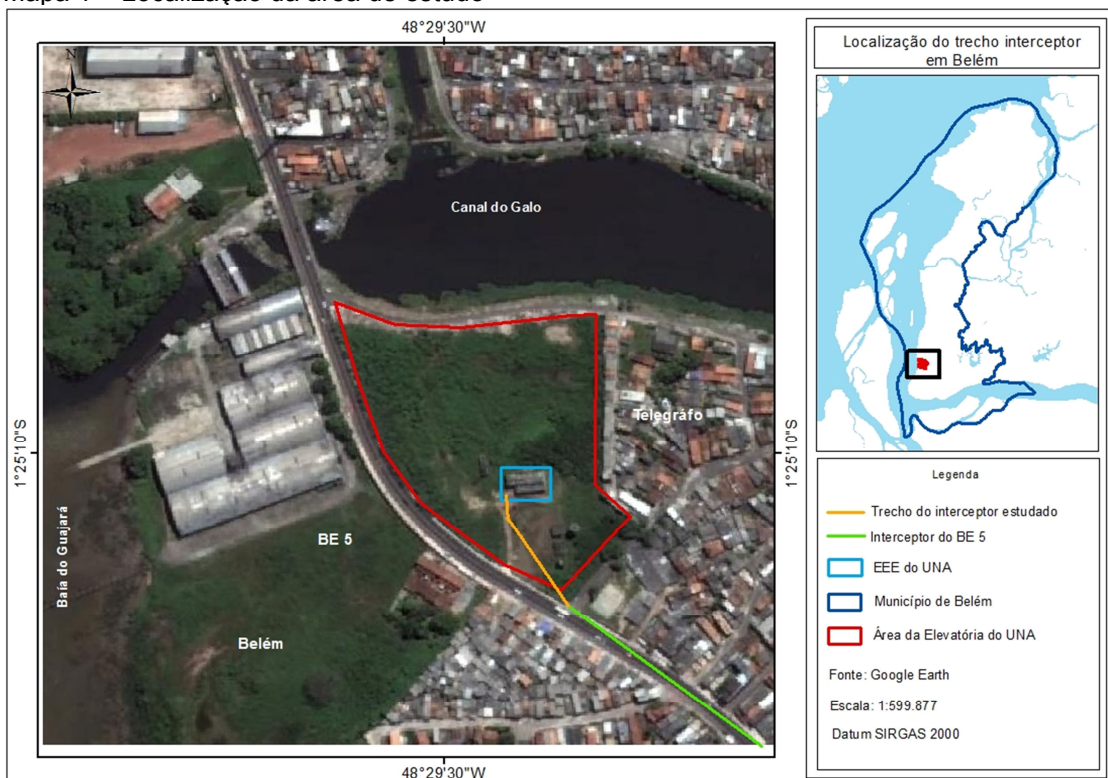
Portanto, o conhecimento do desempenho hidráulico deve-se ocorrer desde a etapa de implantação das tubulações coletoras e interceptoras, evitando a ocorrência de problemas operacionais e hidráulicos neste sistema.

## 5 MATERIAIS E METÓDOS

### 5.1 ÁREA DE ESTUDO

O estudo foi realizado no município de Belém, Estado do Pará, especificamente, nos 100 m finais do interceptor assentado na Bacia de Esgotamento 5, nas proximidades da EEE do Una, conforme pode ser observado na Mapa 1.

Mapa 1 – Localização da área de estudo



O trecho escolhido justifica-se a partir do momento em que concentrará todo o esgoto coletado na BE 5, antes de seu lançamento na Baía de Guajará e é o ponto mais desfavorável para a operação dessa tubulação, ou seja, é nesse trecho que a tubulação interceptora terá a maior lâmina líquida, a maior tensão trativa e a maior velocidade crítica.

## 5.2 ETAPAS DA PESQUISA

A pesquisa teve início no mês de julho de 2011, finalizando no mês de julho de 2013. Para melhor desenvolvimento do trabalho este foi dividido em três Etapas, de acordo com o Esquema 3.



**Etapa 1: Levantamento de informações da evolução do sistema de esgotamento sanitário no município de Belém.**

1.1- Bacia de Esgotamento (BE 5) – Área 2

1.2 - Interceptor da BE 5.

**Etapa 2: Determinação da população e da produção de esgoto sanitário contribuinte para o sistema de coleta e transporte da BE 5 (2010- 2030).**

2.1 - Determinação da população no período de 2010 a 2030 da Área 1 e sua produção de esgoto para o mesmo período.

2.1.1 - População base da Área 1 para o ano de 2010.

2.1.2 - Estimativa populacional para o período de 2011 a 2030 e cálculo da produção de esgoto da Área 1

2.2 – População e cálculo da produção de esgoto da BE 5 (Área 2) para o período de 2010 a 2030.

**Etapa 3: Avaliação da saturação do interceptor da BE 5 (Área 2)**

3.1 - Análise da saturação dos 100m finais do interceptor do esgoto sanitário da BE 5.

3.1.1 - Fase 1: Dimensionamento dos 100m finais do interceptor considerando a população e a produção de esgoto da Área 1 (2010-2030)

3.1.2 - Fase 1: Dimensionamento dos 100m finais do interceptor considerando a população e a produção de esgoto da Área 2 (2010-2030)

### **5.2.1 Etapa 1: Levantamento de informações da evolução do sistema de esgotamento sanitário no município de Belém**

Na Etapa 1 foi realizado levantamento de informações da evolução do SES no município de Belém. As intervenções nesse sistema perduraram por quase um século (1906 a 2010) e foram pesquisadas na literatura existente e em dados da Companhia de Saneamento do Pará (COSANPA), sendo agrupadas em intervenções.

Dentre as intervenções identificadas, o PDSES, elaborado no ano de 2010, fez o planejamento para a RMB dos vinte anos futuros, a contar de 2010, consistindo em uma das últimas iniciativas de intervenção no SES da capital.

No Plano ocorreu a divisão da RMB em 29 Bacias de Esgotamento (BE), com a BE 5 se destacando em relação às outras, por ser uma das áreas beneficiadas pelas primeiras intervenções realizadas no município de Belém para construção do SES e por possuir uma área de coleta e transporte de esgoto sanitário (Área 1).

#### **5.2.1.1 Bacia de Esgotamento 5 (BE 5) – Área 2**

Neste tópico a BE 5 foi localizada e comentada, com destaque para a ausência de coleta e transporte de esgoto na maior parte da Bacia.

Além disso, é comentado sobre a tubulação interceptora assentada na Área 2, a qual pode estar ou não operando em condições hidráulicas inadequadas, devido ao acréscimo na contribuição de esgoto, resultante da nova divisão de BE realizada pelo PDSES (2010).

#### **5.2.1.2 Interceptor da BE 5**

O período de assentamento do interceptor existente na BE 5 e de outras intervenções nessa área são identificados neste tópico. Além disso, a localização e o detalhamento do interceptor, até a EEE do Una, também são

descritos, bem como os bairros que compõem o atual sistema de coleta e transporte de esgoto da BE 5.

É importante ressaltar que, o encaminhamento do interceptor e, conseqüentemente, o sentido do escoamento do esgoto coletado e transportado até a EEE do Una, são detalhados.

### **5.2.2 Etapa 2: Determinação da população e da produção de esgoto sanitário contribuinte para o sistema de coleta e transporte da BE 5 (2010-2030).**

Nessa Etapa as populações da Área 1 e da Área 2 foram determinadas, bem como suas produções de esgoto, no período de 2010 a 2030.

#### **5.2.2.1 Determinação da população no período de 2010 a 2030 da Área 1 e sua produção de esgoto para o mesmo período**

Para a determinação da população e da produção de esgoto sanitário, no período de 2010 a 2030, da Área 1, foi necessário obter a população base dessa área no ano de 2010, para, então, estimar o número de habitantes dos seguintes anos. População base é o número de habitantes de certa área para ano correspondente.

##### **5.2.2.1.1 População base da Área 1 para o ano de 2010**

Para a determinação dessa população base, foi utilizado o *Software ArcGis 9.3*. Esse programa inclui um desenvolvimento de geoprocessamento, permitindo a execução das tradicionais ferramentas de processamento SIG, como *clipping*, *overlay* e análise espacial, de modo interativo.

No *ArcGis 9.3* foi possível compatibilizar o *shape*<sup>1</sup> de setor censitário (do último censo do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – 2010) com o *shape* do limite da Área 1.

Após a compatibilização dos *shapes*, a ferramenta *Clip* do *software* foi utilizada para contornar com um corte a Área 1, para a obtenção da população base dessa área.

#### *5.2.2.1.2 Estimativa populacional para o período de 2011 a 2030 e cálculo da produção de esgoto da Área 1*

A partir da população base para o ano de 2010 da Área 1, foi realizada estudo de estimativa populacional para o período de 2011 a 2030, por meio de método matemático, sendo empregado o processo geométrico. Segundo Sobrinho e Tsutiya (1999), este método pressupõe que o crescimento da população é proporcional à população existente em um determinado ano.

Esses estudos são normalmente complexos, devendo ser analisadas todas as variáveis que possam interagir na área específica em análise, tendo, ainda sim, grande possibilidade de ocorrer eventos inesperados, os quais alterem a trajetória de crescimento populacional, havendo, portanto, a necessidade de estabelecimento de valor realístico para o horizonte de projeto (VON SPERLING, 2005).

Ressalta-se o bom senso do analista na escolha da projeção a ser adotada, ainda que essa escolha possa ter como base o melhor ajuste aos dados censitários disponíveis.

Neste contexto, a escolha do método matemático geométrico se justifica pela inclusão de certa margem de segurança na estimativa, no sentido de que as populações reais futuras não venham a menos de alguma forte causa imprevisível, facilmente ultrapassar a projeção estimada, induzindo a sobrecargas no sistema implantado. E o processo geométrico de projeção

---

<sup>1</sup> O “shape” é um tipo de arquivo digital que representa uma feição ou elemento gráfico, seja ela em formato de ponto, linha ou polígono e que contém uma referência espacial (coordenadas geográficas) de qualquer que seja o elemento mapeado.

populacional conduz a valores estimados futuros bastante elevados, que poderão vir a ser ou não verdadeiros, mas que se afastam bastante das demais projeções (VON SPERLING, 2005).

Já na determinação da produção de esgoto, não foi considerada a produção industrial ( $Q_{ind}$ ), pela indisponibilidade de dados por parte das indústrias, sendo utilizada a somatória das vazões doméstica e de infiltração, conforme a NBR 12207/1992 – Projeto de Interceptor de Esgoto Sanitário.

As variáveis utilizadas no método são listadas no Quadro 1, enquanto que as Equações a seguir representam as variáveis encontradas no processo.

Quadro 1 – Variáveis utilizadas para o cálculo da taxa de crescimento de Belém.

Ano		População Urbana (habitantes)	
t0	1991	P0	849.187
t1	2000	P1	1.272.354
t2	2010	P2	1.381.475

Fonte: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2010).

$$K_g = \frac{\ln P_2 - \ln P_0}{t_2 - t_0} \quad \text{Equação 7}$$

$$P_t = P_0 \cdot e^{K_g \cdot (t - t_0)} \quad \text{Equação 8}$$

$$Q_p = Q_{domestica} + Q_{infiltração} \quad \text{Equação 9}$$

$$Q_p = \left( \frac{P \cdot q \cdot C \cdot K_1 \cdot K_2}{86400} \right) + (L_{total} \times T_{inf})$$

Onde:

$K_g$ : constante de crescimento geométrico;

$P_0$ : população do primeiro censo, realizada no tempo  $t_0$ ;

$P_2$ : população do último censo, realizada no tempo  $t_2$ ;

$t_0$ : tempo correspondente a população  $P_0$ ;

t<sub>2</sub>: tempo correspondente a população P<sub>2</sub>;  
P<sub>t</sub>: população em um momento t;  
t: momento correspondente a população P<sub>t</sub>;  
Q<sub>p</sub>: vazão de projeto (L/s);  
P: população de projeto;  
q: per capita de água (L/hab.dia);  
C: coeficiente de retorno;  
K<sub>1</sub>: coeficiente de vazão diária;  
K<sub>2</sub>: coeficiente de vazão horária;  
L<sub>total</sub>: comprimento total do interceptor de esgoto (m);  
T<sub>inf</sub>: contribuição de infiltração (L/s.km).

O per capita (q) e a taxa de infiltração utilizados para fins de cálculo, foram os mesmos adotados em projetos da COSANPA, com o valor de 250 L/hab.dia e 0,5 L/s.km, respectivamente.

#### 5.2.2.2 População e cálculo da produção de esgoto da BE 5 (Área 2) para o período de 2010 a 2030

Diferente da Área 1, para a Área 2 foi considerada a estimativa populacional realizada pelo PDSES (2010) e a produção de esgoto da BE 5, no período de 2010 a 2030.

#### **5.2.3 Etapa 3: Avaliação da saturação do interceptor da BE 5 (Área 2)**

Na Etapa 3 foi caracterizada a tubulação interceptora da BE 5. Em seguida, foi descrito e justificado a escolha do trecho estudado, no caso os 100 m finais da tubulação, o qual está localizado na chegada da EEE do Una.

Segundo a NBR 12207 – projeto de interceptores de esgoto sanitário, esses 100 m finais de tubulação devem, em seu dimensionamento, serem adequados às sugestões da NRB 9649/1989 – Projetos de Redes Coletoras de Esgoto Sanitário, que cita em seu item 5.1.6:

As lâminas d'água devem ser sempre calculadas admitindo o escoamento em regime uniforme e permanente, sendo o seu valor máximo, para vazão final ( $Q_f$ ), igual ou inferior a 75 % do diâmetro do coletor.

O não atendimento dessa condição hidráulica pode comprometer o funcionamento adequado desse sistema da unidade de transporte de esgoto até a EEE do Una.

No desenvolvimento da Etapa 3, foram considerados as estimativas populacionais da Etapa 2, assim como as produções de esgoto de cada área, no período de 2010 a 2030.

Além dessas informações, para o dimensionamento do trecho do interceptor estudado, houve a necessidade de obtenção dos dados de seu assentamento, tais como diâmetro, declividade, cotas do terreno e cotas do coletor. Novamente foi realizada pesquisa na COSANPA, com o intuito de identificar documentos referentes ao assentamento dessa tubulação.

No levantamento somente foram identificadas informações do assentamento dessa tubulação na Av. Visconde de Souza Franco (início do interceptor), ou seja, as informações oficiais da implantação desse interceptor da Av. Pedro Álvares Cabral e na Rod. Arthur Bernardes, não foram encontradas.

Paralelamente, foi consultado projeto executivo da Estação de Tratamento de Esgoto do Una<sup>2</sup>, onde foram obtidas as cota do terreno na chegada da área da EEE do Una (4,0m) e a profundidade de jusante dessa tubulação interceptora (6,0m) (vai do terreno até a geratriz inferior da tubulação). A cota do terreno de montante foi obtida no levantamento planialtimétrico do projeto executivo da ETE Una, com o valor de 4,20 m.

Nessa condição, o diâmetro, a declividade e a cota do terreno de montante foram estimados para os 100m finais do interceptor de esgoto

---

<sup>2</sup> Elaborado pelo Grupo de Pesquisa Hidráulica e Saneamento (GPHS), da Universidade Federal do Pará (UFPA).

sanitário, em função dos valores da implantação dessa tubulação da Av. Visconde de Souza Franco, haja vista a ausência de dados sobre o assentamento do interceptor na Av. Pedro Álvares Cabral e na Rod. Arthur Bernardes.

Houve a necessidade de criar cenários para a análise da saturação dos 100m finais do interceptor, ou seja, além da declividade identificada para o interceptor (pesquisa COSANPA), foram utilizadas mais seis declividades no cálculo das variáveis hidráulicas dos 100m finais dessa tubulação, tendo em a influência dos desníveis desse condutor na saturação da tubulação.

Assim, a partir desses valores e de todas as estimativas, duas Fases foram consideradas na análise da capacidade de escoamento (saturação) do interceptor da BE 5:

➤ Fase 1: Dimensionamento dos 100m finais do interceptor considerando a população e a produção de esgoto da Área 1 (2010-2030)

Fase 2: Dimensionamento dos 100m finais do interceptor considerando a população e a produção de esgoto da Área 2 (2010-2030)

#### 5.2.3.1 Análise da saturação dos 100m finais do interceptor de esgoto sanitário da BE 5

Para analisar a saturação dos 100m finais do interceptor de esgoto, foi necessário realizar o dimensionamento desse trecho da tubulação. No processo foram executados os cálculos necessários para determinar as variáveis hidráulicas, chegando aos valores de  $\frac{Q_p}{\sqrt{I_p}}$ ,  $\frac{V_f}{\sqrt{I_p}}$  e  $\frac{Y}{D}$ , velocidade final ( $V_f$ ), valor do  $B$ , raio hidráulico (RH), tensão trativa ( $\sigma$ ), velocidade crítica ( $V_c$ ) e as cotas e profundidade do coletor de montante.

Todos os cálculos realizados foram baseados nas recomendações da NBR 12207/1992 – Projeto de Interceptores de Esgoto Sanitário e da NBR 9649/1986 – Projeto de Rede Coletora de Esgoto Sanitário, assim como nos



valores estimativos de população, produção de esgoto sanitário e os dados estimados os últimos 100 m do interceptor.

#### 5.2.3.1.1 Fase 1: Dimensionamento dos 100m finais do interceptor considerando a população e a produção de esgoto da Área 1 (2010-2030)

Para o dimensionamento dos 100m finais do interceptor de esgoto estudado, foi levado em consideração à alteração da declividade ( $I_p$ ), a vazão de projeto ( $Q_p$ ) e o diâmetro de 1500 mm da tubulação, sendo calculado valor da relação  $\frac{Q_p}{\sqrt{I_p}}$  para os vinte anos de abrangência do Plano (2010-2030).

De posse desse valor, as outras relações puderam ser identificadas na Tabela para dimensionamento e verificação para as tubulações de esgoto<sup>3</sup>. As Equações a seguir mostram as relações encontradas a partir do valor calculado da relação  $\frac{Q_p}{\sqrt{I_p}}$ , para o ano de 2010.

$$\frac{Q_p}{\sqrt{I_p}} \quad \text{Equação 10}$$

$$\frac{V_f}{\sqrt{I_p}} \quad \text{Equação 11}$$

$$\frac{Y}{D} \quad \text{Equação 12}$$

Onde:

$Q_p$ : vazão de projeto (L/s);

$I_p$ : declividade de projeto (m/m);

$V_f$ : velocidade final (m/s);

$Y$ : altura da lâmina líquida dentro da tubulação;

---

<sup>3</sup> Considerando a fórmula de Manning com  $n = 0,013$

D: diâmetro da tubulação (mm).

É importante ressaltar que, a relação  $\frac{Y}{D}$  não pode ultrapassar o limite de 75% da tubulação, de acordo com recomendações na NBR 9649/1986.

Com a relação  $\frac{V_f}{\sqrt{I_p}}$  determinada, a velocidade final pode ser calculada, em função do valor encontrado na Tabela para dimensionamento e verificação para as tubulações de esgoto e o valor da raiz quadrada da declividade de projeto ( $\sqrt{I_p}$ ), como observado na Equação a seguir.

$$\frac{V_f}{\sqrt{I_p}} = \text{valor determinado} \quad \text{Equação 13}$$

$$V_f = \text{valor determinado} \times \sqrt{0,0020}$$

O próximo passo foi determinar o valor tabelado de  $B$ , correspondente ao valor da relação  $\frac{Y}{D}$  para, assim, calcular o raio hidráulico (RH). A Tabela 1 mostra os valores de  $B$  em função da relação  $\frac{Y}{D}$ , enquanto a Equação a seguir representa a determinação do raio hidráulico.

Tabela 1 – Raio hidráulico

Raio Hidráulico			
Y/D	B= Rh/D	Y/D	B= Rh/D
0,025	0,016	0,550	0,265
0,050	0,033	0,600	0,278
0,075	0,048	0,650	0,288
0,100	0,064	0,700	0,297
0,125	0,079	0,750	0,302
0,150	0,093	0,775	0,304
0,175	0,107	0,800	0,304
0,200	0,0121	0,825	0,304
0,225	0,134	0,850	0,304
0,250	0,147	0,875	0,301
0,300	0,171	0,900	0,299
0,350	0,194	0,925	0,294
0,400	0,215	0,950	0,287
0,450	0,234	0,975	0,277
0,500	0,250	1,000	0,250

Fonte: Pereira e Silva (2010).

$B$  (valor tabelado para a relação  $\frac{Y}{D}$ )

$$RH = B \cdot D$$

Equação 14

Onde:

RH: raio hidráulico (m);

D: diâmetro do coletor (mm).

A partir RH as operações para determinar a tensão trativa ( $\sigma$ ) e a velocidade crítica ( $V_c$ ), foram executadas, partindo das Equações a seguir.

$$\sigma = 1000 \cdot I_p \cdot RH \cdot 10$$

Equação 15

$$V_c = 6 \cdot \sqrt{RH \cdot 9,81}$$

Equação 16

Onde:

$\sigma$ : tensão trativa (Pa);

Vc: velocidade crítica (m/s)

Por fim, foram efetuados os cálculos para determinar a cota do coletor (CC), a profundidade do coletor a montante (PCm) e a profundidade da singularidade de jusante (PSJ), todos em função das cotas do terreno (CT) (montante e jusante) dos últimos 100 m do interceptor e da profundidade dessa tubulação na chegada da área da EEE do Una. As Equação 17, Equação 18 e a Equação 19 mostram a formulação de CC e PCm.

$$CC_j = PC_j - CT_j \quad \text{Equação 17}$$

$$CC_m = CC_j + (I_p \times L_{\text{trecho}}) \quad \text{Equação 18}$$

$$PC_m = CT_m - (CC_m) \quad \text{Equação 19}$$

Onde:

CC<sub>j</sub>: cota do coletor de jusante;

CT<sub>j</sub>: cota do terreno de jusante;

PC<sub>j</sub>: profundidade do coletor de jusante;

CC<sub>m</sub>: cota do coletor de montante

PC<sub>m</sub>: profundidade do coletor de montante;

CT<sub>m</sub>: cota do terreno de montante.

#### *5.2.3.1.2 Fase 2: Dimensionamento dos 100m finais do interceptor considerando a população e a produção de esgoto da Área 2 (2010-2030)*

Todos os cálculos e terminações executados na Fase 1 foram repetidos para a Fase 2, todavia com valores diferentes para esta última. Neste contexto, não houve a necessidade de esclarecer todos os procedimentos de cálculo para solucionar as variáveis hidráulicas de todos os anos de abrangência do Plano (2010 a 2030). Os dados de CC, PC e PS<sub>j</sub> estarão diretamente ligados a declividade utilizada no dimensionamento da tubulação.

## 6 RESULTADOS

### 6.1 ETAPA 1: LEVANTAMENTO DE INFORMAÇÕES DA EVOLUÇÃO DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO NO MUNICÍPIO DE BELÉM

As informações das intervenções no sistema de esgotamento sanitário do município de Belém são resultado de projetos e obras realizadas no transcurso de quase um século, tendo como fruto o estudo e a construção deste sistema na capital (PLANO DIRETOR DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DO MUNICÍPIO DE BELÉM, 2010).

Algumas dessas iniciativas foram intervenções isoladas, com soluções individuais e programas que tentaram melhorar o atendimento com o SES no município de Belém. Nem todas essas ações resultaram na execução de obras, fato que justifica o déficit no atendimento com esse sistema.

Neste contexto, essa pesquisa se restringiu somente a seis iniciativas, por serem as mais importantes para a evolução do SES no município de Belém no último século, sendo:

- a) Intervenção 1 (1906-1912): Projeto *DOUGLAS FOX & PARTNER* (elaboração de projetos e obras);
- b) Intervenção 2 (1912-1967): Projeto *Byington & Cia* e reformulações (elaboração de projetos de obras);
- c) Intervenção 3 (1966-1967): Sistemas isolados (implantação de sistemas isolados);
- d) Intervenção 4 (1986-1987): Elaboração do Plano Diretor de Esgoto Sanitário da RMB;
- e) Intervenção 5 (1987 a 2005): Programas e Projetos Isolados;
- f) Intervenção 6 (2010): Elaboração do Plano Diretor do Sistema de Esgotamento Sanitário da RMB.

#### **a) Intervenção 1: Projeto *DOUGLAS FOX & PARTNER* (1906-1915)**

De acordo com Silva e Pereira (2003),

A implantação do SES no município de Belém foi uma das primeiras do Brasil, tendo concepção inicial influenciada pelos ingleses, que, no início do século XX, projetaram e construíram muitas tubulações coletoras que ainda hoje estão em operação.

As primeiras iniciativas para a estruturação do SES de Belém coincidiram com o ciclo da borracha, sendo, em 1906, constituída a *Municipality of Para Improvement Ltda*, para gerenciamento desse sistema, que, por sua vez, contratou a empresa inglesa *Douglas Fox & Partner* para elaboração dos estudos iniciais, o que resultou no projeto de 79 km de rede coletora.

Todavia, com o declínio do preço da borracha, ocorreu a execução de apenas 45 km de rede coletora, dos 79 km projetados até o ano de 1915, quando o contrato entre a concessionária de água e esgoto e a empresa inglesa, foi rescindido (PONTE, 2003).

Na Tabela 2 são apresentadas informações do projeto elaborado em 1906, bem como de alterações realizadas em 1912 e a situação das obras no ano em que foram paralisadas (1915).

Tabela 2 – Projeto *Douglas Fox & Partner* características da concepção inicial e final.

Ano		1906	1912	1915
Atividade		Projeto Inicial	Alterações no projeto inicial	Execução
Rede coletora	Km	79		45
	%	100		56,9
Pop. Atendida	(Hab)	-	105.000	59.745
Concepção		Separador absoluto	Separador parcial	
Estação Elevatória de Esgoto - EEE	1ª - Na Ângelo Custódio esquina da Av. Almirante Tamandaré		-	Não executado
	2ª - Na Av. Visconde de Souza Franco com Municipalidade			
Lançamento Final	Rua Djalma Dutra com Rua de Belém		Dois pontos de lançamento 1ª Margem da água funda do Guamá à montante do rio Guamá	Não executado
			2º Ponta do castelo a 450 metros do litoral em frente a cidade	

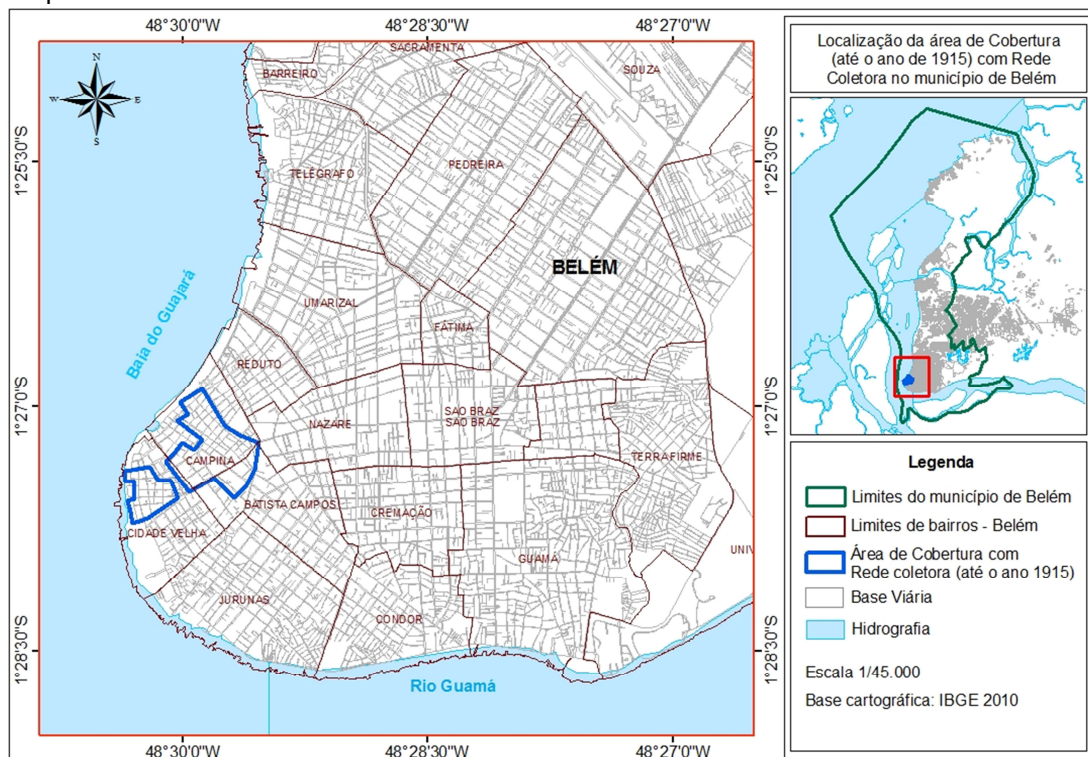
Fonte: Adaptado de *Byington & Cia* (1962).

- Não disponível na bibliografia

Até o ano de 1915, quando ocorreu a paralisação das obras, 34 km de redes coletora deixaram de ser implantadas, bem como não foram realizadas interligação de parte das redes assentadas nas tubulações tronco e interceptores. Além disso, a falta de execução da Estação Elevatória de Esgoto do Una e das estruturas para destinação final resultou no lançamento do esgoto bruto no canal de drenagem da Av. Tamandaré (SILVA; PEREIRA, 2003).

A área atendida com coletores de esgoto correspondente a parte dos bairros da Campina, Batista Campos e Cidade Velha, até o ano de 1915, como pode ser observado no Mapa 2.

Mapa 2 – Área de cobertura com rede coletora até 1915.



Fonte: Pereira *et al.* (2003)

Embora não se tenha obtido informações oficiais referentes às obras executadas até 1915, e de conhecimento público que esse projeto foi reformulado a partir deste ano (SILVA, 2006).

Apesar do avanço inicial na rede coleta de esgoto sanitário, o município de Belém passou vários anos sem nenhuma iniciativa para amenizar esse sistema de infraestrutura urbana, que somente veio a ser retomado no ano de 1955.

## b) Intervenção 2: Projeto *Byington & Cia* e reformulações (1955-1977)

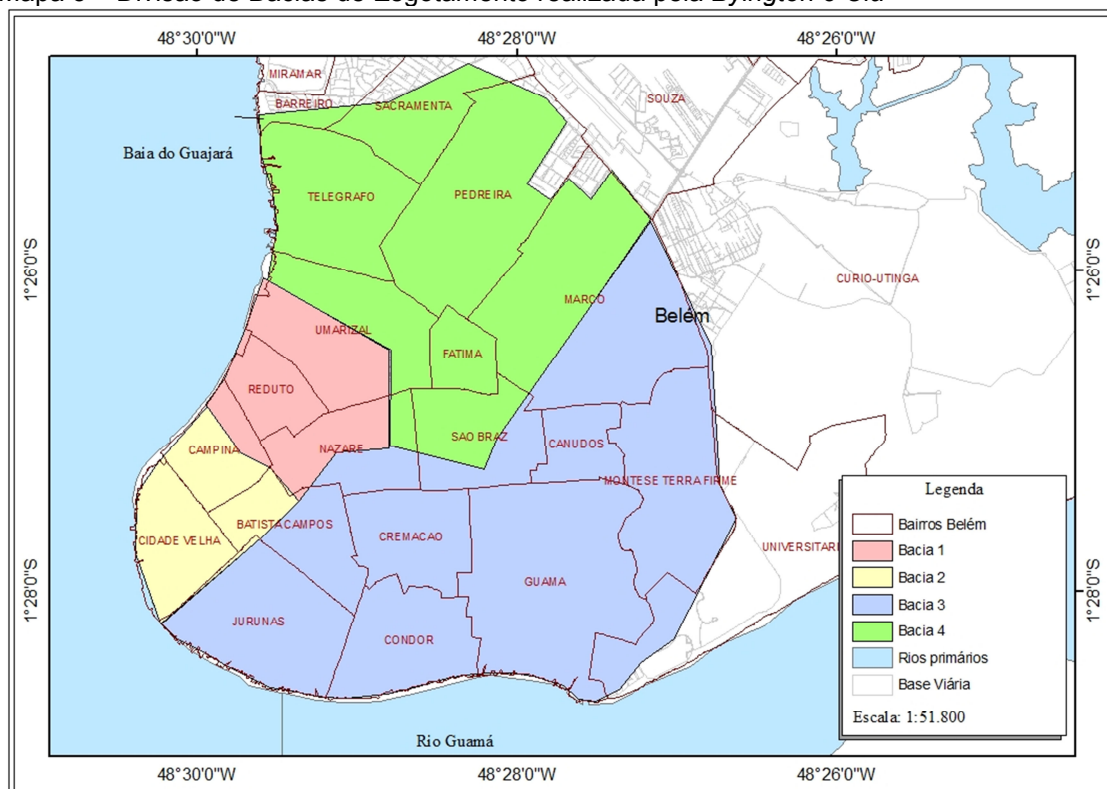
No ano de 1955 o Governo do Estado e a Prefeitura Municipal de Belém retomaram a elaboração de projetos para a estruturação do SES do município, financiando a contratação da empresa *Byington & Cia* para a realização de estudos, projetos e obras (PDSES, 2010).



O objetivo desta contratação foi o atendimento de população de 427.000 habitantes, referentes da primeira légua patrimonial<sup>4</sup>, num alcance de plano de 30 anos (1955 – 1985) (COMPANIA DE SANEAMENTO DO PARÁ, 1987).

De acordo com Ponte (2003), parte da área municipal foi dividida em quatro bacias de esgotamento e as intervenções subdivididas e cinco etapas, para o completo funcionamento do SES, sendo o esgoto coletado encaminhado para o emissário subaquático direcionado para a Baía do Guajará. As informações dessa divisão de bacias de esgotamento podem ser observadas no Mapa 3 e no Quadro 2.

Mapa 3 – Divisão de Bacias de Esgotamento realizada pela *Byington e Cia*



Fonte: Concepção do projeto *Byington e Cia* (1962)

<sup>4</sup> Período relacionado às primeiras intervenções no SES do município de Belém.

Quadro 2 - Características das Bacias de Esgotamento Sanitário Resultantes da Concepção de Projeto Apresentado pela Empresa *Byington & Cia* em 1995.

Bacias	Área (ha)	Denominação	Limites
1	276	Igarapé das Almas	Baia de Guajará, Rua Dom Pedro, Av. Generalíssimo Deodoro, Av. Gentil Bittencourt
2	238	Av. Almirante Tamandaré	Praça Batista Campos, Av. Conselheiro Furtado, Rua Cesário Alvim e Rio Guamá
3	1.791	Dique de Belém (atual Bernardo Sayão)	Bacia 2, Av. Tito Franco, Instituto Agrônômico do Norte e Rio Guamá
4	1.361	Igarapé do Una	Baia de Guajará, Companhia Força e Luz S/A, dos SNAPP, dos Correios e Telégrafo, da Base Aérea da Av. Tito Franco
<b>Total</b>	<b>3.660</b>	-	-

Fonte: Adaptado de *Byington & Cia* (1962).

Segundo Silva e Pereira (2003), nessas intervenções foram previstas a reutilização de 50% de rede coletora assentada entre 1906 e 1915, o assentamento de 438.540 m de tubulações e a construção de 3 (três) estações elevatórias, solucionando as diferenças de nível e integrando as bacias de esgotamento.

Na quinta etapa do projeto foi prevista a construção de uma ETE na área onde hoje está edificada a ETE do Una, caso o corpo receptor (Baia do Guajará) não suportasse o lançamento bruto do esgoto. Além disso, foi previsto o prolongamento do emissário subaquático para 4 km (SILVA, 2006).

No ano de 1961 a empresa *Byington & Cia* entregou o projeto final de ampliação do sistema de esgotamento sanitário de Belém, com o Consórcio CINCO-COMAB construído, no período de 1961 até 1969, coletores do bairro Umarizal, Interceptor localizado ao lado direito da Av. Visconde de Souza Franco, ETE do Una e o emissário de esgoto da Baia do Guajará.

Em 1970 a ETE do Una foi inaugurada, bem como o seu emissário em concreto armado, tendo comprimento de 334 m, diâmetro nominal de 800

mm, com 200 m enterrado e 134 m subaquático na Baía do Guajará (SILVA; PEREIRA, 2003).

A partir do ano 1971 foram realizadas reformulações no projeto concretizado pela empresa *Byington & Cia*, tendo o Departamento de Água e Esgoto (DAE) contratado algumas empresas para esse fim, destacando-se o Engenheiro Saturnino de Brito<sup>5</sup> como componente da equipe. Com essa reformulação não foi construída a ETE projetada pela *Byington & Cia*, tendo em vista o poder de depuração da Baía de Guajará, comprovado em estudo no ano de 1975 (SILVA, 2006).

Vale a pena observar que, pela falta de recursos financeiros, não foi implantada grande parte das tubulações coletoras, as quais estavam previstas no projeto elaborado no ano de 1955 pela empresa *Byington & Cia*, sendo realizada, somente, remanejamento e aproveitamento da rede construída até o ano de 1915, implantação de interceptores, coletores tronco e construção de sistema de disposição final (SILVA; PEREIRA, 2003).

### **c) Intervenção 3: Sistemas Isolados (1966-1977)**

Paralelamente as intervenções realizadas na primeira legal patrimonial, foram implantados sistemas isolados dos conjuntos habitacionais COHAB, Costa e Silva e BASA, a partir do ano de 1967. Nesses conjuntos foram assentados 20 km de redes coletoras, com a coleta e transporte do esgoto bruto, lançado no Canal Água Cristal (COMPANIA DE SANEAMENTO DO PARÁ, 1984).

No ano de 1984, o Engenheiro Alcionides dos Santos Siqueira, que na época era chefe da divisão de esgoto da COSANPA, coordenou estudo para avaliar o SES na Região Metropolitana de Belém (RMB), sendo constatado que, até o ano de 1984, a primeira légua patrimonial sofreu as seguintes intervenções (COSANPA, 1984):

➤ 758.291 m de rede coletora;

---

<sup>5</sup> Engenheiro. Pioneiro na área de Engenharia Sanitária no Brasil. Realizou alguns dos mais importantes estudos na área do Saneamento Básico e Urbanismo e várias cidades brasileiras.

- 11.860 ligações prediais e
- 106.191 habitantes atendidos com esse sistema.

#### **d) Intervenção 4: Plano Diretor de Esgotamento Sanitário (PDES) (1987)**

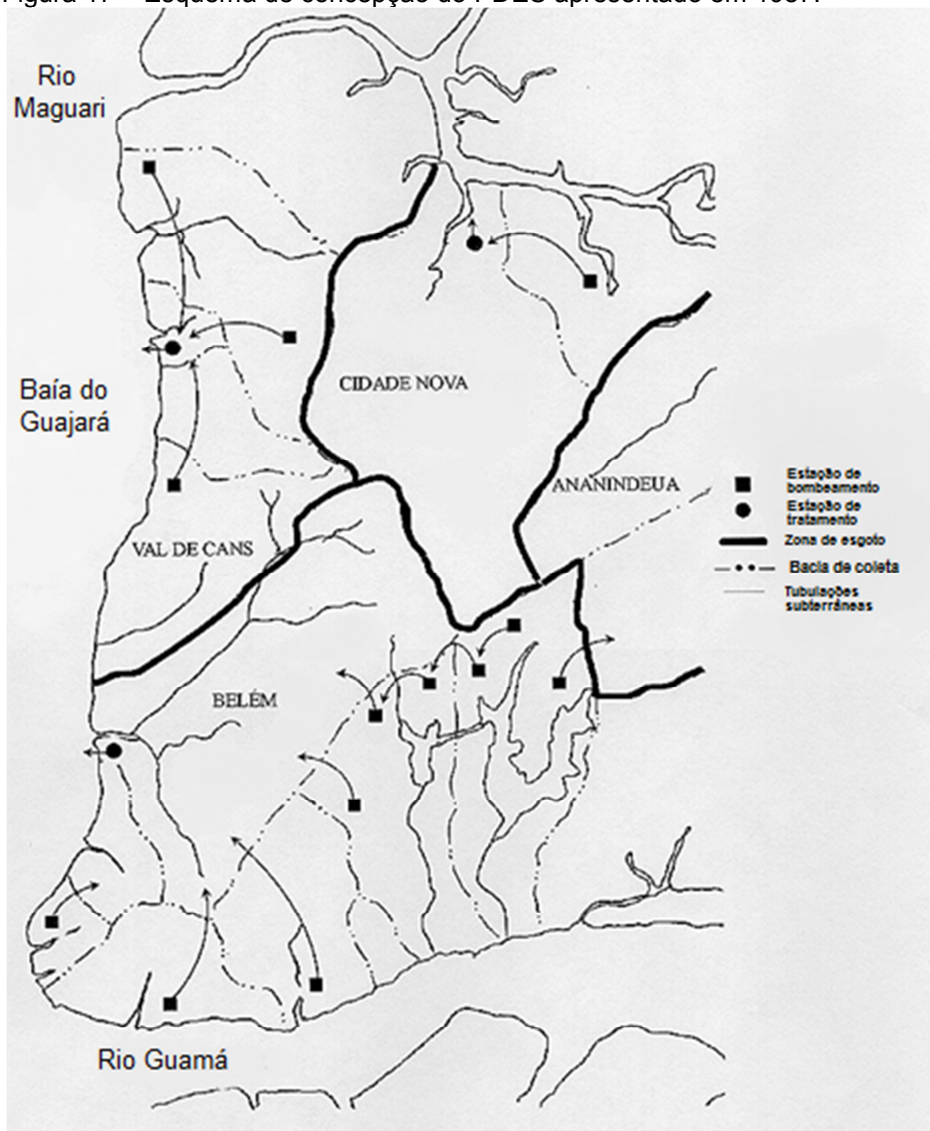
No ano de 1987 foi contratado o consórcio Rede Engenharia/Tecnosan Engenharia S.A. para a elaboração de Plano Diretor de Esgoto Sanitário na RMB, com intuito de nortear os futuros projetos e obras das unidades componentes do SES, encerrando a intervenção nesse sistema (PDSES, 2010).

Neste Plano Diretor (1987), foram analisadas diferentes alternativas de concepção do sistema, com a divisão da área urbana em 4 grandes polos de esgotamento, totalizando 17 bacias de coleta e elevação de esgoto. O Plano teve como principal objetivo a formulação básica de diretrizes para elaboração de projetos e obras de esgotamento sanitário na RMB (PDSES, 2010).

Vale ressaltar que na elaboração do Plano, não foram consideradas as áreas dos municípios de Santa Bárbara, Marituba e Benevides, com a abrangência somente para os municípios de Belém e Ananindeua (SILVA; PEREIRA, 2003).

Pelo fato das concepções sugeridas no Plano Diretor serem baseadas na centralização do tratamento, isso provoca algumas consequências, como unidades de tratamento e destinação final com grandes diâmetros, comprimentos e profundidades, bem como aumentando o número de EEE nas etapas de coleta e de carga orgânica no destino final, reduzindo a capacidade de autodepuração do corpo receptor. A Figura 17 representa a situação de Belém a Ananindeua com o planejamento realizado no PDES (1987).

Figura 17 – Esquema de concepção do PDES apresentado em 1987.



Fonte: Silva e Pereira (2003).

## e) Intervenção 5: Programas e Projetos Isolados (1987 a 2005)

### ❖ Projeto Una (1988)

O Programa de Recuperação da Bacia do Una (Projeto Una) é uma das maiores iniciativas estruturais de engenharia realizadas em zonas urbanas da América Latina, com instalação de micro e macrodrenagem em vários bairros de Belém. Suas obras complementam pavimentação de vias e aterro, esgotamento sanitário, abastecimento de água, coleta e transporte de resíduos sólidos e educação ambiental (SILVA, 2006).

No ano de 1987, a concepção do projeto inicial previa a instalação de sistema separador absoluto (rede convencional), sistema separador absoluto com tratamento coletivo e sistema unitário do tipo baixo custo com tratamento individual (tanque séptico).

Nesse projeto foram implantados 26.736 tanque sépticos para o atendimento de 143.855 habitantes. Os efluentes dos tanques são encaminhados aos canais por meio de redes simplificadas, sendo atualmente a população atendida por esse sistema de 170.634 habitantes.

### ❖ Projeto PROSANEAR

No ano de 1993 o projeto PROSANEAR teve como concepção inicial a instalação de solução individual (tanque séptico e sumidouro), tanque séptico com filtro anaeróbio e micro rede (PDSES, 2010).

Todavia, no ano de 1997 a concepção do projeto foi alterada, com a adoção de sistema condominial de coleta de esgoto e tratamento de Reatores Anaeróbios de Manta de Lodo (UASB) nos setores do Ipasep, Coqueiro, Guanabara e Benguí.

Com relação às obras, no total foram construídas 52.491 m de rede básica e 134.418 m de rede condominial, com 6 EEEs e 6 ETEs, para o beneficiamento de 126.411 habitantes, como observado no Quadro 3.

Quadro 3 – Informações da área beneficiada

<b>Setor</b>	<b>Área (ha)</b>	<b>População Beneficiada (habitantes)</b>
Ipasep	129	19.816
Coqueiro	259	38.758
Guanabara	303	29.553
Benguí	267	38.284
<b>Total</b>	<b>958</b>	<b>126.411</b>

Fonte: COSANPA (1997).

### ❖ **Projeto PROSEGE**

No ano de 1993 foi iniciada a implantação do programa PROSEGE, objetivando a melhoria das condições sanitárias dos bairros da Marambaia e da Guanabara, assim como a proteção dos lagos Bolonha e Água Preta, situados na área do Utinga e utilizados como mananciais do sistema de abastecimento de água da RMB (SILVA, 2006).

As primeiras iniciativas ocorreram em novembro de 1993 com a execução de:

- ❖ 101.226 m de rede coletora;
- ❖ 4.660 m de coletores-tronco;
- ❖ EE intermediárias - 75% das quatro unidades do projeto;
- ❖ 990 m de linha de recalque;
- ❖ 15.654 un. de ligações prediais.

O PROSEGE teve suas atividades encerradas. Hoje a maior dificuldade está na ligação das residências à tubulação coletora, que muitos dos moradores beneficiados por este programa, não querem executar.

### ❖ **Sistema de esgotamento sanitário da Pratinha**

Em 2001, foram iniciadas as atividades de operação do SES implantado no bairro da Pratinha, beneficiando 3.285 habitantes. A concepção do projeto apresenta sistema tipo separador absoluto, com 3.160 m de rede coletora, contemplando 13 (treze) logradouros. Além disso, esse sistema conta como uma EEE.

### ❖ Sistema de esgotamento sanitário de Mosqueiro

No ano de 2003, teve início as obras de implantação do SES na ilha de Mosqueiro, distrito do município de Belém, sendo executado para beneficiar população de início de plano de 26.430 habitantes e de final de plano de 85.000 habitantes.

Nesse projeto foram previstas 6.000 ligações prediais, 50.475 m de rede coletora e 2.930 m de emissário, contando com 07 (sete) EEE e sistema de tratamento com 02 (duas) lagoas de estabilização e desinfecção com cloro (SILVA, 2006).

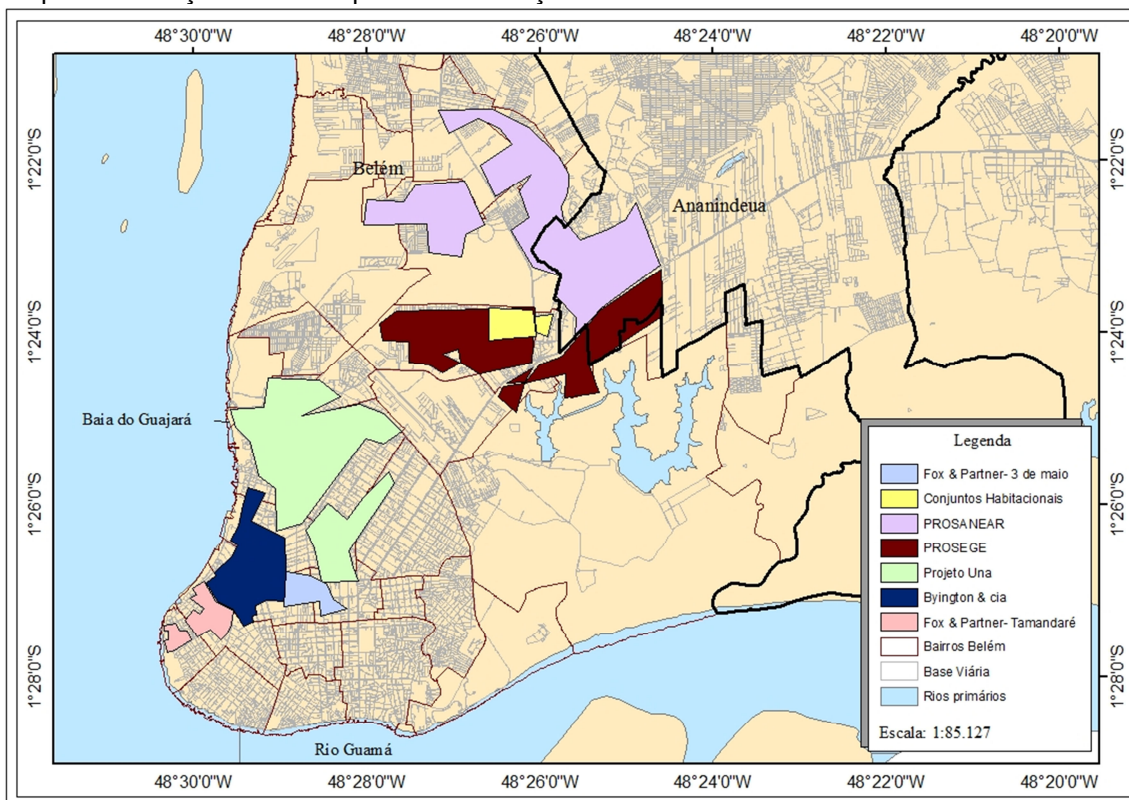
### ❖ Sistema de esgotamento sanitário de Outeiro

O projeto do SES do distrito de Outeiro está localizado na Praia Grande e atenderá cerca de 100 (cem) barracas da orla, além de atender as casas próximas à praia (SILVA, 2006).

Mesmo com todas essas iniciativas, o SES existente em Belém não atende a crescente demanda de esgoto, justificando a necessidade da existência de Programas e Projetos direcionados para suprir a demanda desse sistema. No Mapa 4 pode ser observada a atual situação do município, após essas intervenções neste sistema.



Mapa 4 – Situação da RMB após as intervenções no SES



Fonte: Pereira *et al.*, (2003)

#### f) Intervenção 6 (2010): Plano Diretor do Sistema de Esgotamento Sanitário da RMB (PDSES)

Apesar das várias iniciativas para melhorar o SES de Belém, as quais tiveram quase um século de repercussão (1906 a 1987), o município teve do ponto de vista do planejamento, uma intervenção importantíssima, com a elaboração, no ano de 2010, pelo convênio UFPA-GPHA/COSANPA, do Plano Diretor do Sistema de Esgotamento Sanitário da Região Metropolitana de Belém (PDSES).

O objetivo deste Plano foi retomar tudo o que já foi proposto e executado para o município de Belém e sua região metropolitana com relação ao SES, trazendo novos cenários para a universalização desse sistema, sugerindo alternativas técnicas viáveis e situações ambientalmente sustentáveis, com todas as etapas passando por planejamento detalhado.

Segundo PDSES (2010), somente 15% da RMB é atendida com sistemas públicos de esgotamento sanitário, sendo distribuídos entre os

municípios de Belém e Ananindeua, com o atendimento de 12% e 3% da população desses municípios respectivamente, deixando desprovidos Marituba, Benevides e Santa Bárbara desse serviço de infraestrutura urbana.

Porém, essa porcentagem aumenta quando falamos do atendimento com coleta de esgoto, passando para o valor de 33,0 %, o que corresponde ao atendimento de 594.095 habitantes. Dentro deste montante há a predominância de rede do tipo convencional, conforme observado no Quadro 4 (PDSES, 2010).

Quadro 4 – Informação do SES da RMB

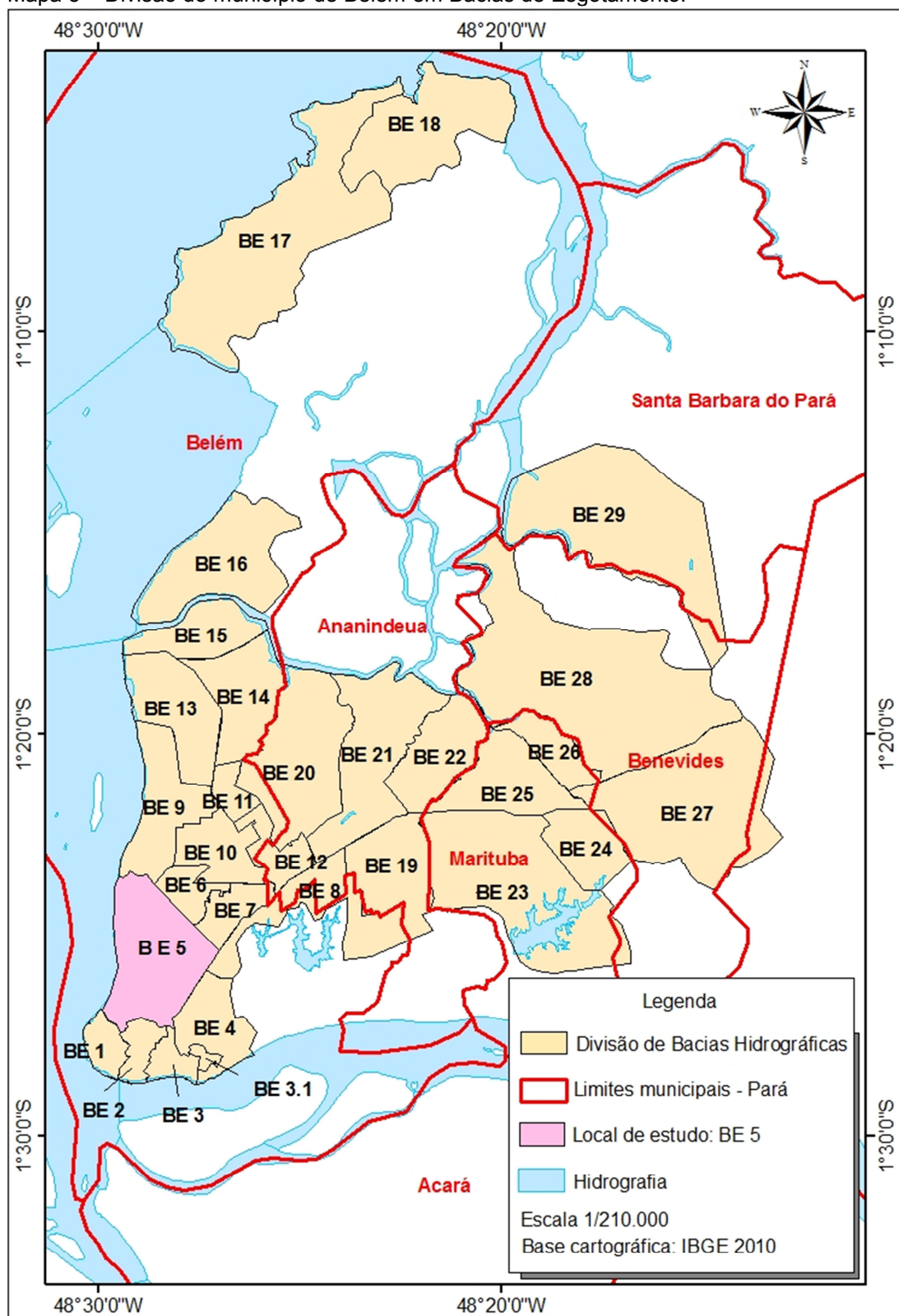
<b>População Atendida</b>					
<b>Rede (hab)</b>					
Total	Simp. <sup>a</sup>	Conv. <sup>b</sup>	Cond. <sup>c</sup>	Total	
				Hab	%
	143.855	323.829	126.411	594.095	33,0
%	8,0	18,0	7,0	33,0	
<b>Tratamento (hab)</b>					
Total	TS <sup>d</sup>	ETE <sup>e</sup>	Total		
			Hab	%	
	159.510	330.297	489.807	27,2	
%	8,8	18,3	27,2	-	

Nota: (a) rede coletora simplificada; (b) rede coletora convencional; (c) rede coletor condominial; (d) tanque séptico; (e) estação de tratamento de esgoto sanitário.

O Plano atendeu todos os cinco municípios pertencentes a RMB. Dentre as atividades elaboradas no PDSES (2010), nesta pesquisa destaca-se a divisão de Bacias de Esgotamento Sanitário da área total da RMB. Foram propostas três divisões de BE, diferentes das propostas sugeridas em estudos anteriores.

Na primeira proposta, a RMB foi dividida em 10 (dez) Bacias, na segunda em 21 (vinte e uma) Bacias e na terceira em 29 (vinte e nove) Bacias, todas considerando uma ETE em cada Bacia, com finalidade de apresentar alternativas para o progressivo atendimento com a coleta, elevação, tratamento e destino final de esgoto sanitário, no período de 2010 a 2030 (PDSES, 2010). A proposta escolhida foi à divisão da RMB em 29 Bacias de Esgotamento (Ver Mapa 5).

Mapa 5 – Divisão do município de Belém em Bacias de Esgotamento.



Fonte: Plano Diretor do Sistema de Esgotamento Sanitário da RMB (2010).

Outro ponto importante é a questão da metodologia utilizada na concepção do PDSES da RMB (2010), que teve uma ETE para da Bacia de

Esgotamento, evitando unidades de grande porte (tubulações de grandes diâmetros e profundidades).

A elaboração desse Plano foi uma intervenção necessária para o planejamento urbano da RMB, com relação ao SES da capital. Depois de alguns anos sem iniciativas direcionadas para essa área, este Plano tenta organizar todas as informações proposta para a área e propõe outros cenários, que é um grande passo para a universalização desse sistema.

É importante ressaltar que, existem sistemas ainda não implantados na RMB, os quais são referentes à coleta e o tratamento de esgoto sanitário e que ainda estão dependendo de liberação de recursos para a elaboração do projeto executivo e a construção. No Quadro 5 são relacionados os projetos básicos de ETE's já finalizadas, mas, como observado anteriormente, depende da liberação de recurso (MENDES; PEREIRA, 2003).

Quadro 5 – Projeto básico de ETE's já finalizadas

<b>ETE</b>	<b>Habitantes</b>	<b>Finalidade</b>	<b>Projeto</b>
Av. João Paulo II	23.882	Proteção do lago Bolonha com o Prolongamento da Av. João Paulo II	Prefeitura Municipal de Ananindeua
Una	100.000	Tratamento do Esgoto Recalcado pela EEE Una para a Baía do Guajará	COSANPA
Tucunduba	9.800	Tratamento do Esgoto do bairro do Guamá	Prefeitura Municipal de Belém
Santa Bárbara	7.280	Tratamento do Esgoto coletado na sede do município	Prefeitura Municipal de Santa Bárbara do Pará

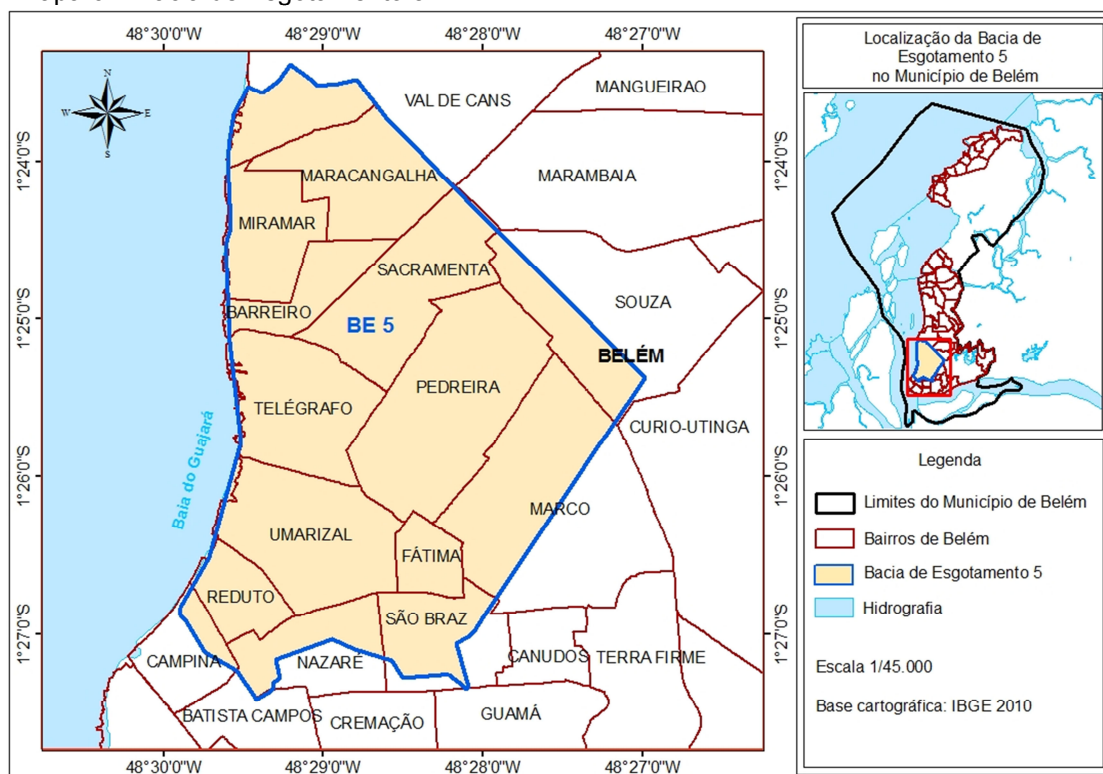
Fonte: Mendes e Pereira (2003).

### 6.1.1 Bacia de Esgotamento 5 (BE 5)

Dentre as 29 BE's que a área da RMB foi dividida, a BE 5 recebe grande importância em detrimento das outras, por ser umas das áreas beneficiadas pelas primeiras intervenções realizadas no município de Belém para construção do SES e por possuir área de coleta e transporte de esgoto sanitário.

A BE 5 está localizada a Oeste do município de Belém, com área de 2.371,24 Ha, compreendendo os bairros Maracangalha, Miramar, Sacramento, Barreiro, Telégrafo, Pedreira, Fátima, Umarizal, Reduto e parte dos bairros da Campina, Nazaré, São Braz, Marco, Souza e Val-de-cans, conforme observado no Mapa 6.

Mapa 6 – Bacia de Esgotamento 5.



Mesmo com as diversas intervenções na RMB, o sistema existente de esgotamento sanitário na BE 5, não atende a demanda originada nessa

Bacia, que passa a contribuir com esgoto sanitário de uma área maior (BE 5), resultado da nova divisão realizada pelo PDSES (2010).

No decorrer dos anos, como as projeções realizadas no PDSES (2010), o contínuo acréscimo da produção de esgoto pode provocar situação limite para o sistema coleta e transporte de esgotamento sanitário, que passará a operar em condições hidráulicas inadequadas antes do tempo estabelecido no projeto, que, na maioria dos casos, é de 20 (vinte) anos.

A coleta e o transporte de esgoto sanitário realizados nessa Bacia são provenientes das primeiras intervenções executadas na área, sendo uma dessas iniciativas a implantação de um interceptor de esgoto, para fazer a coleta e o transporte das contribuições de esgoto da área.

#### **6.1.2 Interceptor da BE 5**

Como já foi observado, as intervenções no SES do município de Belém foram efetivadas a partir da entrega do projeto final elaborado pela *Byington & Cia*, no ano de 1961, sendo executadas obras, por meio do Consórcio CINCO-COMAB, na BE 5, no período de 1961 a 1969, as quais são listadas a seguir:

- ❖ Coletores do bairro do Umarizal;
- ❖ Assentamento do Interceptor ao lado direito da Av. Visconde de Souza Franco;
- ❖ Estação Elevatória de Esgoto do Una (EEE do Una) e
- ❖ Emissário de esgoto na Baía do Guajará.

Após a execução dessas obras, no ano de 1955 foram realizadas outras intervenções na BE 5 pelo mesmo Consórcio, observando a falta de recurso para a construção de grande parte das tubulações. Dentre estas intervenções houve a implantação de interceptores e coletores troncos dentro

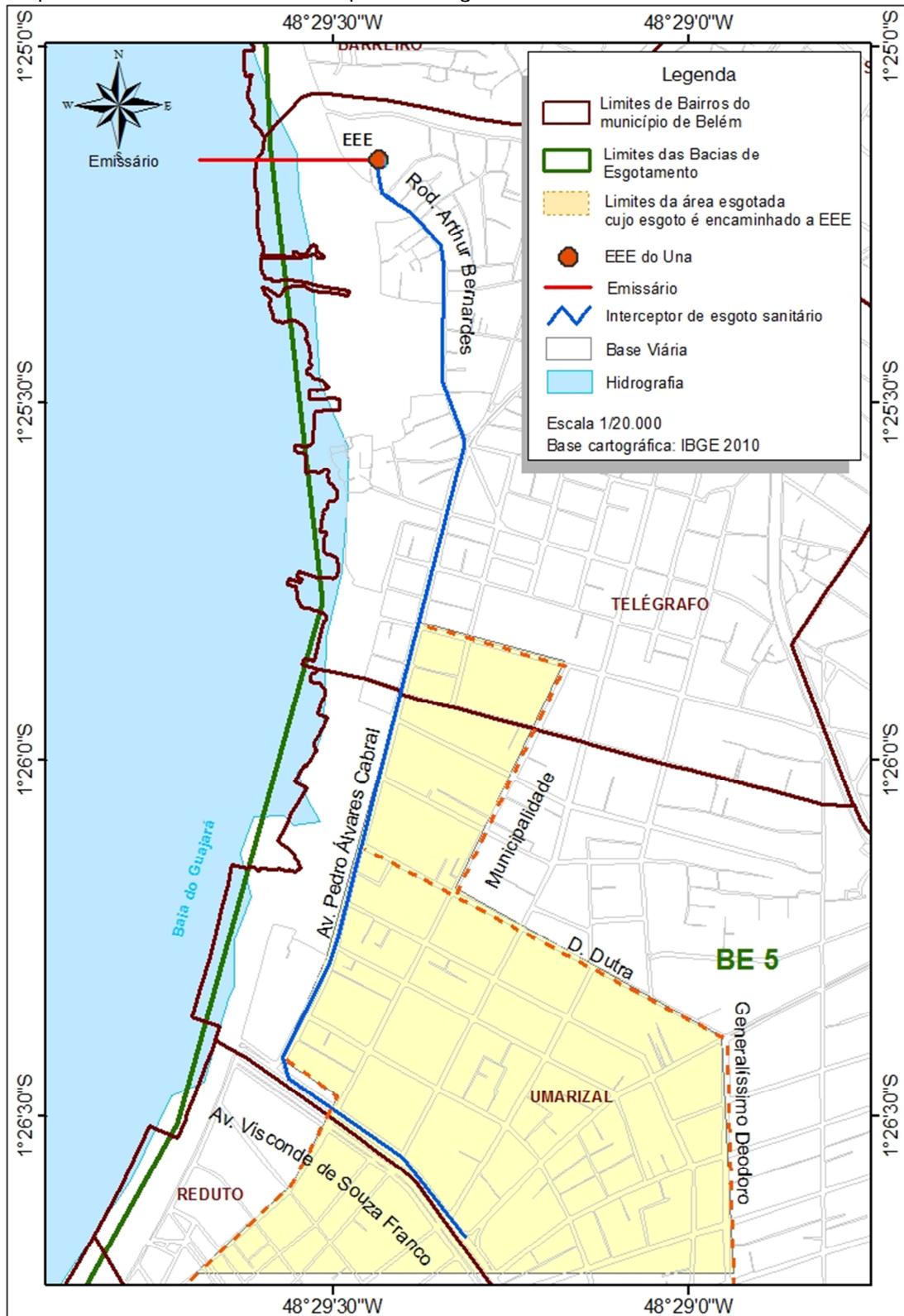
dos limites da BE 5 (SILVA; PEREIRA, 2003). Essencialmente, essas iniciativas foram executadas em parte dos bairros da Campina, Nazaré, Reduto, Umarizal e Telégrafo.

No final de todas essas atividades, a BE 5 passou a contar com uma tubulação interceptora que tem início na Av. Visconde de Souza Franco com a Rua Cônego Gerônimo Pimentel, passando pelas Av. Senador Lemos e a Rua Municipalidade, seguindo pela Av. Pedro Alvares Cabral até a Rod. Arthur Bernardes, de onde segue para a EEE do Una, além de área oficial de coleta e transporte de esgoto que abrange parte dos bairros citados acima (PDSES, 2010).

A partir da EEE do Una o esgoto é encaminhado para o emissário de 334 m, direcionado para a Baía do Guajará. A tubulação interceptora da BE 5 totaliza 3.057 m, com 585 m assentado na Av. Visconde de Souza Franco, 1.664 m na Av. Pedro Alvares Cabral e 808 m na Rod. Arthur Bernardes (ver Mapa 7).



Mapa 7 – Áreas com coleta e transporte de esgoto até a EEE do Una.



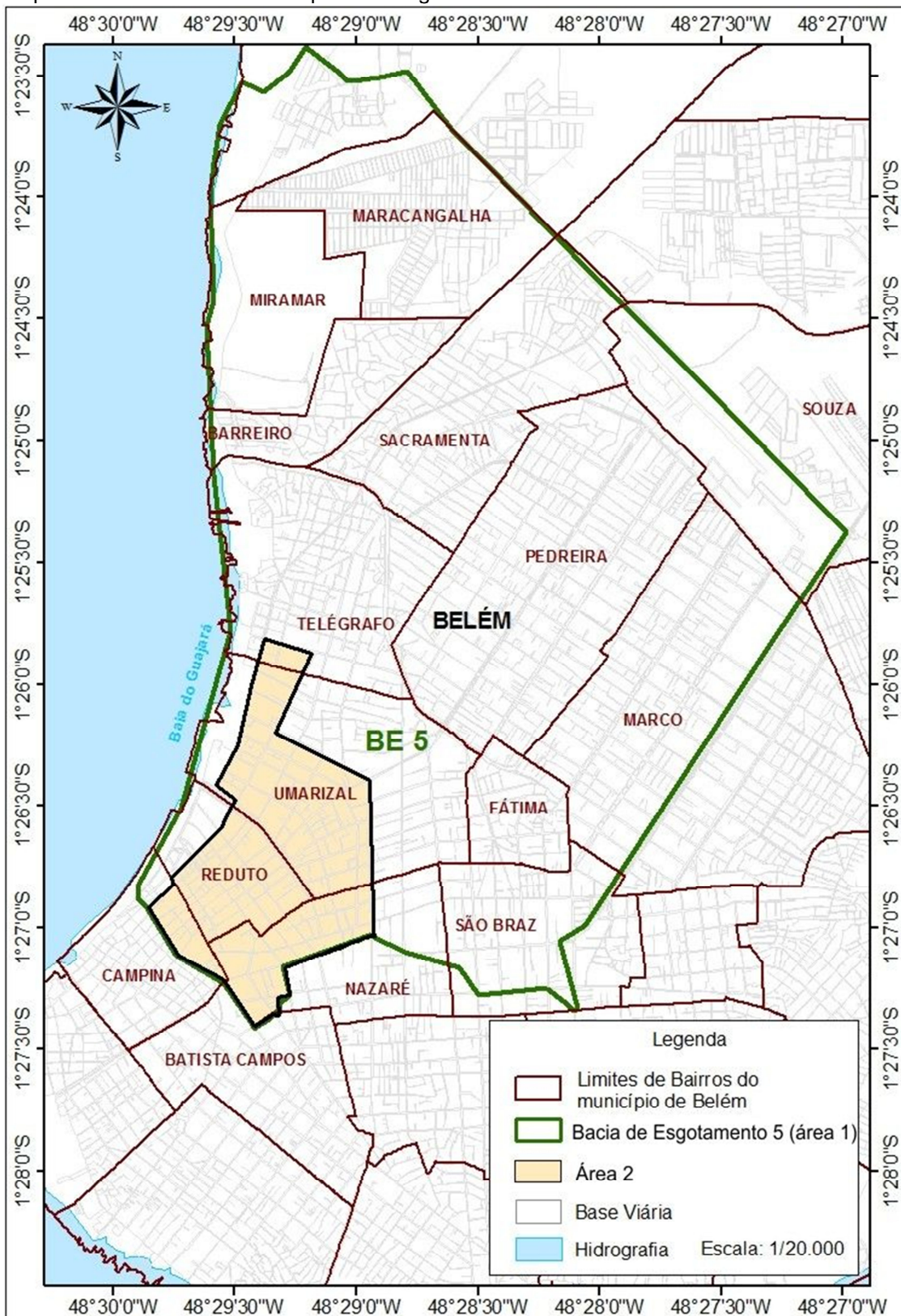
Fonte: Adaptado de Silva e Pereira (2003)



## 6.2 ETAPA 2: DETERMINAÇÃO DA POPULAÇÃO E DA PRODUÇÃO DE ESGOTO SANITÁRIO CONTRIBUINTE PARA O SISTEMA DE COLETA E TRANSPORTE DA BE 5 (2010- 2030).

A BE 5 tem área oficial de coleta e transporte de esgoto sanitário, a qual beneficia parte dos bairros de Nazaré, Campina, Reduto, Umarizal e Telégrafo, conforme observado no Mapa 8.

Mapa 8 – Área de coleta e transporte de esgoto sanitário da BE 5



Fonte: Plano Diretor do Sistema de Esgotamento Sanitário da RMB (2010).

No entanto, o PDSES (2010) criou cenários para a realidade atual e futura dessa Bacia. Este Plano realizou estudo populacional e de produção de esgoto para os vinte anos de vigência desse documento, ou seja, para o período de 2010 a 2030.

Neste contexto, no presente trabalho foram identificadas as populações da área oficial de coleta e transporte de esgoto sanitário (Área 1) e da Área total da BE 5 (Área 2), bem como suas produções de esgoto referentes ao número de habitantes de cada área, no período de vigência do PDSES (2010-2030).

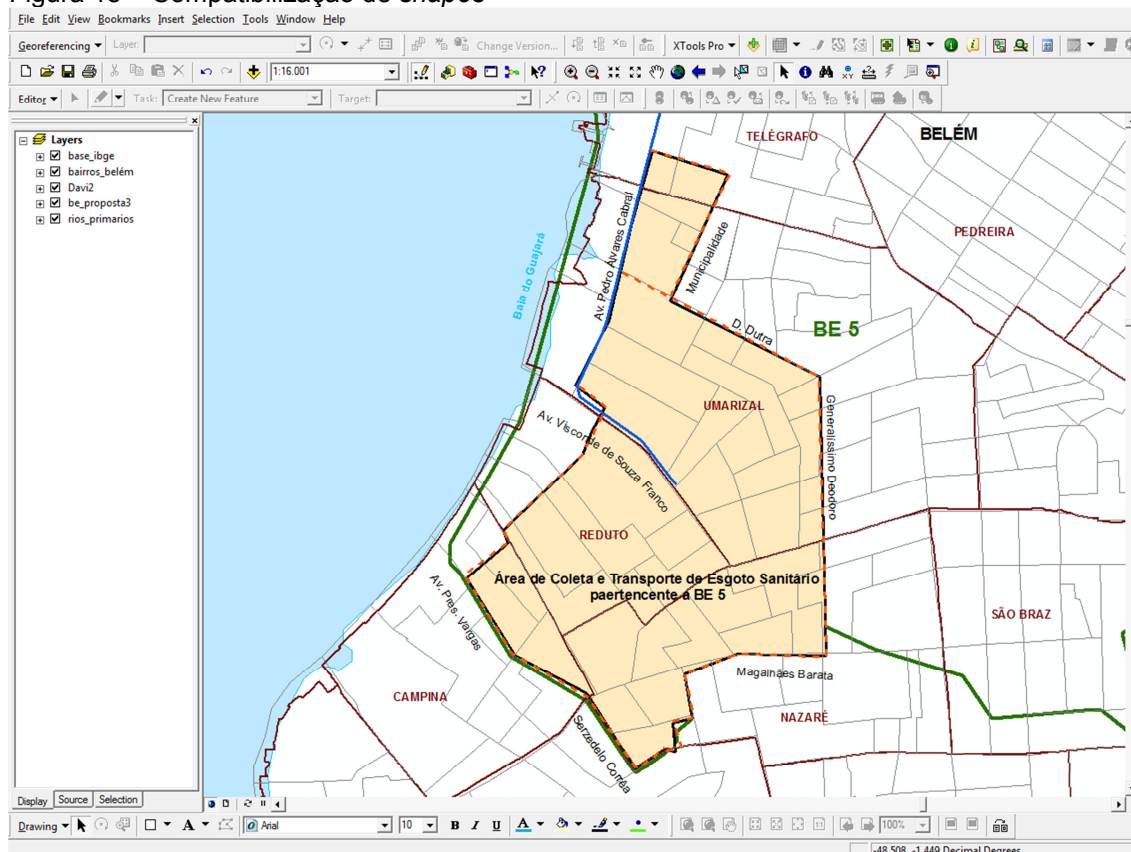
### **6.2.1 Determinação da população no período de 2010 a 2030 da Área 1 e sua produção de esgoto para o mesmo período**

A população atual da Área 1, está distribuída em 511 Ha, o que equivale a 21,54% da área da total da BE 5 (Área 2). Para a determinação do número de habitantes foi realizada estimativa populacional, a partir do valor da população base do último censo do IBGE (2010).

#### **6.2.1.1 População Base da Área 1 para o ano de 2010**

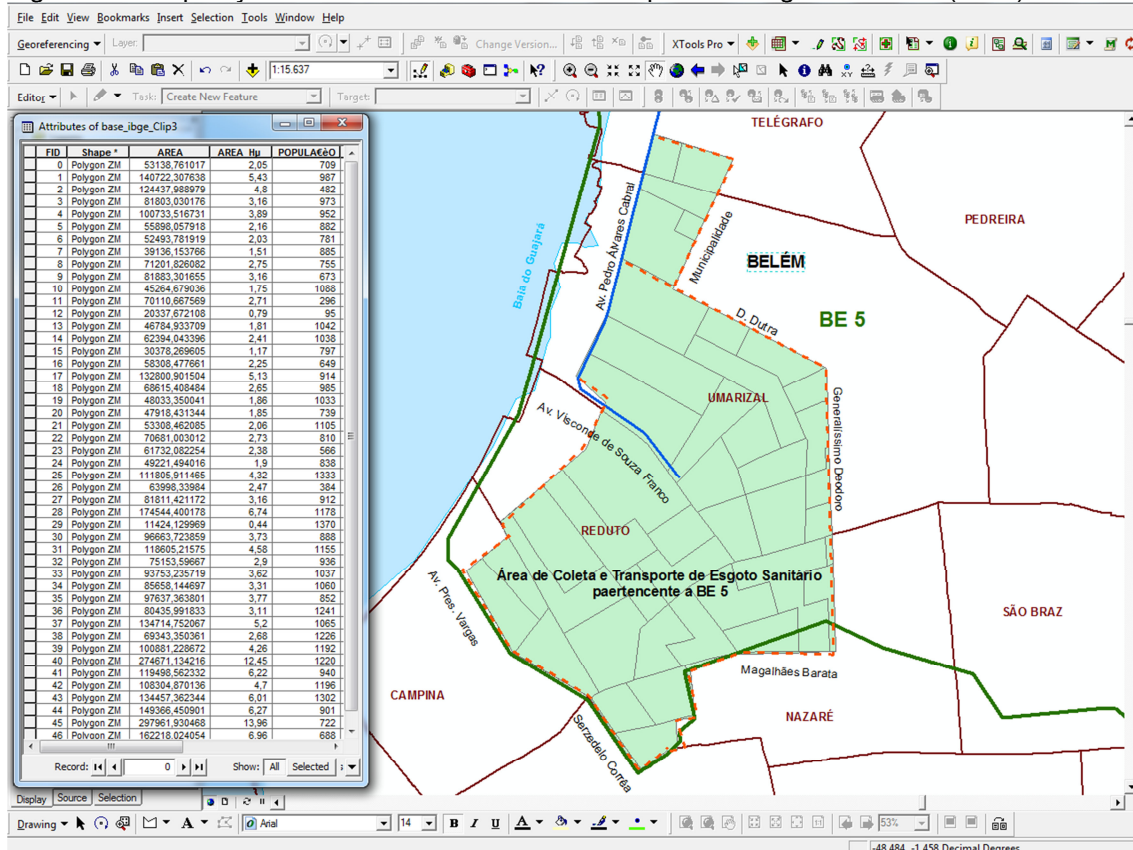
No *Software ArcGis 9.3* a compatibilização dos *shapes* de setor censitário (do último censo do IBGE – 2010) com o do limite da Área 1, foi realizada, como observado na Figura 18.

Figura 18 – Compatibilização de shapes



Para a obtenção da população base (2010) da Área 1, a ferramenta *Clip* do *software* foi utilizada. Assim, determinou-se o número 24.186 habitantes, dentro dos limites dessa área no ano de 2010. A Figura 19 apresenta o processo obtido no programa *ArcGis 9.3*.

Figura 19 – População Base da área de coleta e transporte de esgoto sanitário (2010).



### 6.2.1.2 Estimativa populacional para o período de 2011 a 2030 e cálculo da produção de esgoto da Área 1

Utilizando os dados descritos e as fórmulas detalhadas na metodologia, foi realizada, a partir da população base do ano de 2010 da Área 1, a estimativa populacional para o período de 2011 a 2030. Os cálculos são apresentados pelas Equações a seguir.

#### ❖ Cálculo da taxa de crescimento geométrico para a área urbana do município de Belém

$$Kg = \frac{\ln P_2 - \ln P_0}{t_2 - t_0} \quad \text{Equação 20}$$

$$Kg = \frac{\ln 2010 - \ln 1991}{2000 - 1991}$$

$$Kg = 0,0256$$

❖ **Estimativa populacional e produção de esgoto (método geométrico)**

$$P_t = P_0 \cdot e^{K_g \cdot (t-t_0)} \quad \text{Equação 21}$$

$$P_{2011} = 24.186 \cdot e^{0,0256 \cdot (2011-2000)}$$

$$P_{2011} = 24.806 \text{ habitantes}$$

Com essa estimada populacional para 2011, calculou-se a produção de esgoto da Área 1, conforme observado na Equação a seguir.

$$Q_p = Q_{\text{domestica}} + Q_{\text{infiltração}} \quad \text{Equação 22}$$

$$Q_p = \left( \frac{P \cdot q \cdot C \cdot K_1 \cdot K_2}{86400} \right) + (L_{\text{total}} \times T_{\text{xif}})$$

$$Q_p = \left( \frac{24.806 \cdot 250 \cdot 0,8 \cdot 1,2 \cdot 1,5}{86400} \right) + (3.057 \times 0,5)$$

$$Q_p = 104,89 \text{ L/s}$$

É importante ressaltar que os cálculos representados nas Equações acima, foram reproduzidos para os anos do período de 2012 a 2030. A Tabela 3 apresenta os valores da estimativa populacional e da produção de esgoto da Área 1 no período de 2011 a 2030.

Tabela 3 – População e produção de esgoto da Área 1 para o período de 2011 a 2030.

<b>Ano</b>	<b>Estimativa populacional (habitantes)</b>	<b>Produção de esgoto (L/s)</b>
2010*	24.186	102,31
2011	24.806	104,89
2012	25.441	107,53
2013	26.093	110,25
2014	26.761	113,03
2015	27.447	115,89
2016	28.150	118,82
2017	28.870	121,82
2018	29.610	124,90
2019	30.368	128,06
2020	31.146	131,30
2021	31.944	134,63
2022	32.762	138,04
2023	33.601	141,53
2024	34.462	145,12
2025	35.344	148,80
2026	36.250	152,57
2027	37.178	156,44
2028	38.130	160,40
2029	39.107	164,47
2030	40.108	168,65

\*população base

### **6.2.2 População e cálculo da produção de esgoto da BE 5 (Área 2) para o período de 2010 a 2030**

Considerando a estimativa populacional realizada pelo PDSES (2010) para o período de 2010 a 2030, bem como a produção de esgoto sanitário para o mesmo período da Área 2, a Tabela 4 apresenta os resultados dos cálculos desse processo.

Tabela 4 – População e produção de esgoto da Área 2 (2010-2013)

<b>Ano</b>	<b>Estimativa populacional (habitantes)</b>	<b>Produção de esgoto (L/s)</b>
2010	387.897	1430,91
2011	391.949	1445,86
2012	395.852	1460,25
2013	399.616	1474,14
2014	403.251	1487,55
2015	406.764	1500,51
2016	410.161	1513,04
2017	413.450	1525,17
2018	416.639	1536,94
2019	419.734	1548,35
2020	422.740	1559,44
2021	430.685	1588,75
2022	438.630	1618,06
2023	446.576	1645,88
2024	454.521	1676,68
2025	462.466	1705,99
2026	473.480	1746,62
2027	484.494	1787,25
2028	495.508	1827,88
2029	506.523	1868,51
2030	517.537	1909,14

Fonte: PDSES (2010).

Com as estimativas populacionais e a produção de esgoto determinadas para a Área 1 e a área total da Área 2 (BE 5), a Tabela 5 apresenta resumo dessas informações no período de 2010 a 2013.



Tabela 5 – Resumo das informações populacionais e de produção de esgoto (2010 - 2030).

Ano	Limites			
	Área 1		Área total da Área 2 (BE 5*)	
	Estimativa populacional (habitantes)	Produção de esgoto (L/s)	Estimativa populacional (habitantes)*	Produção de esgoto (L/s)*
2010	24.186	102,31	387.897	1430,91
2011	24.806	104,89	391.949	1445,86
2012	25.441	107,53	395.852	1460,25
2013	26.093	110,25	399.616	1474,14
2014	26.761	113,03	403.251	1487,55
2015	27.447	115,89	406.764	1500,51
2016	28.150	118,82	410.161	1513,04
2017	28.870	121,82	413.450	1525,17
2018	29.610	124,90	416.639	1536,94
2019	30.368	128,06	419.734	1548,35
2020	31.146	131,30	422.740	1559,44
2021	31.944	134,63	430.685	1588,75
2022	32.762	138,04	438.630	1618,06
2023	33.601	141,53	446.576	1645,88
2024	34.462	145,12	454.521	1676,68
2025	35.344	148,80	462.466	1705,99
2026	36.250	152,57	473.480	1746,62
2027	37.178	156,44	484.494	1787,25
2028	38.130	160,40	495.508	1827,88
2029	39.107	164,47	506.523	1868,51
2030	40.108	168,65	517.537	1909,14

\*Fonte: PDSES (2010)

### 6.3 ETAPA 3: AVALIAÇÃO DA SATURAÇÃO DO INTERCEPTOR DA BE 5 (Área 2)

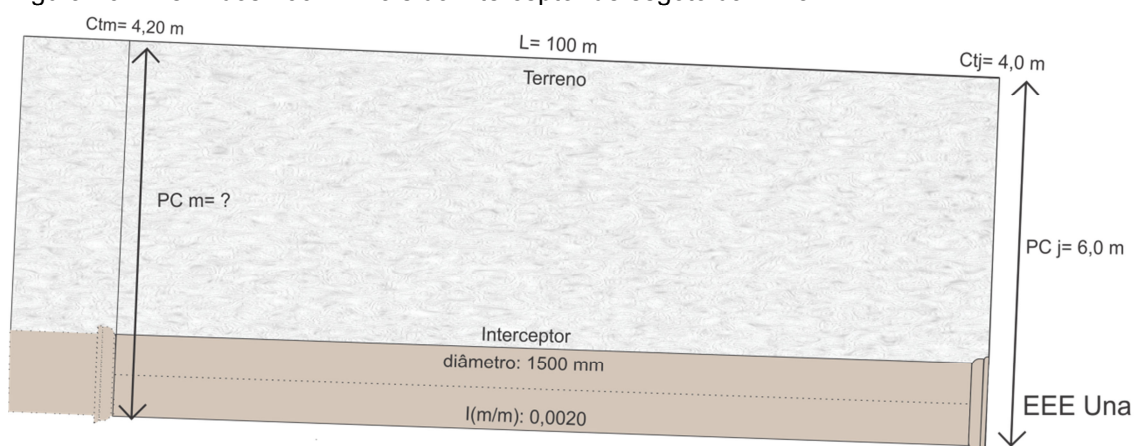
O interceptor de esgoto assentado na BE 5 tem comprimento de 3.057m. Apesar dessa extensão, neste trabalho foram considerados os últimos 100 m dessa tubulação, chegando à EEE do Una, pois esse trecho representa a situação de todo o interceptor, a partir do simula o comportamento do esgoto em toda a extensão da tubulação, inclusive a situação da lâmina líquida e do acúmulo de sedimentos.

Para o desenvolvimento da pesquisa os dados do assentamento dessa tubulação precisavam ser identificados, para auxiliar no dimensionamento dos 100m finais do interceptor. Esse levantamento foi realizado na COSANPA e em consulta no projeto executivo da Estação de Tratamento do Una.

As informações identificadas na concessionária são referentes ao assentamento da tubulação na Av. Visconde de Souza Franco (Doca), com o diâmetro de 1500mm, a declividade de 0,0020m/m, a profundidade do coletor de 3,6 m, sendo constituído de concreto.

Nessas condições, os dados de implantação dos 100m finais do interceptor foram estimados, em função dos valores identificados para a tubulação interceptora assentada na Doca, assim como em consulta no projeto executivo da ETE Una, conforme observado na Figura 20 e no Quadro 6.

Figura 20 – Perfil dos 100 m finais do interceptor de esgoto da BE 5.



Quadro 6 – Estimativa dos 100 m finais do interceptor de esgoto sanitário.

Localização	Diâmetro (mm)	Declividade (m/m)	Profundidade de Jusante (chegada da EEE Una) (m)	Material	Destino
Rodovia Arthur Bernardes na chegada da área da EEE do Una	1500*	0,0020	6,0*	Concreto	EEE do UNA

\*Fonte: Projeto executivo da estação de tratamento de esgoto do Una (2011).

### 6.3.1 Análise da saturação dos 100m finais do interceptor de esgoto sanitário da BE 5

Para a análise da saturação dos 100m finais, além da declividade identificada para tubulação interceptora existente (0,0020m/m), o dimensionamento do trecho ocorreu utilizando mais seis declividades, pela necessidade de se obter vários cenários de análise da capacidade de escoamento do interceptor, em função da influência do desnível da tubulação na saturação do interceptor de esgoto. As declividades utilizadas no processo são relacionadas a seguir:

- a) 0,0020 m/m;
- b) 0,0011 m/m;
- c) 0,0010m/m;
- d) 0,0009 m/m;
- e) 0,0008 m/m;
- f) 0,0007 m/m;
- g) 0,0006 m/m.

Com já observado, todos os cálculos realizados neste item tiveram como base as recomendações da NBR 12207/1992 – Projeto de Interceptores de Esgoto Sanitário e da NBR 9649/1986 – Projeto de Rede Coletora de Esgoto Sanitário, assim como os valores estimativos de população, produção de esgoto sanitário e os dados estimados para os últimos 100m do interceptor assentado na BE 5.

6.3.1.1 Fase 1: Dimensionamento dos 100m finais do interceptor considerando a população e a produção de esgoto da Área 1 (2010-2030)

❖ **Relações  $\frac{Q_p}{\sqrt{I_p}}$ ,  $\frac{V_f}{\sqrt{I_p}}$  e  $\frac{Y}{D}$ , considerando a  $I_p = 0,0020$  m/m (2010):**

$$\frac{Q_p}{\sqrt{I_p}} = 2,2876 \text{ (Valor calculado)}$$

$\frac{Q_p}{\sqrt{I_p}} = 2,3611$  (Tabela para dimensionamento e verificação para as tubulações de esgoto)

$$\frac{V_f}{\sqrt{I_p}} = 18,52 \quad \text{Equação 23}$$

$$\frac{Y}{D} = 0,125 \quad \text{Equação 24}$$

❖ **Calculo da velocidade final –  $V_f$  (2010):**

$$\frac{V_f}{\sqrt{I_p}} = 18,52 \quad \text{Equação 25}$$

$$V_f = 18,52 \cdot \sqrt{0,0020}$$

$$V_f = 0,83 \text{ m/s}$$

❖ **Calculo do raio hidráulico – RH (ver Tabela 6) (2010):**

Tabela 6 – Raio Hidráulico

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

Fonte: Pereira e Silva (2010).

$$B = 0,079 \text{ (valor tabelado para a relação } \frac{Y}{D} \text{)}$$

$$RH = B \cdot D$$

Equação 26

$$RH = 0,079 \cdot ((1500) / (1000))$$

$$RH = 0,119$$

❖ **Calculo da tensão trativa (Tt) e da velocidade crítica (Vc) (2010):**

$$TT = 1000 \cdot I_p \cdot RH \cdot 10$$

Equação 27

$$TT = 1000 \cdot 0,0020 \cdot 0,119 \cdot 10$$

$$TT = 2,37 \text{ Pa}$$

$$V_c = 6 \cdot \sqrt{RH \cdot 9,81}$$

Equação 28

$$V_c = 6 \cdot \sqrt{0,119 \cdot 9,81}$$

$$V_c = 6,47 \text{ m/s}$$

❖ **Calculo da CCj, CCm e PCm**

$$CC_j = PC_j - CT_j \quad \text{Equação 29}$$

$$CC_j = 6,0 - 4,0$$

$$CC_j = 2,0 \text{ m}$$

$$CC_m = CC_j + (I_p \times L_{\text{trecho}}) \quad \text{Equação 30}$$

$$CC_m = 2,0 + (0,0020 \times 100)$$

$$CC_m = 1,8 \text{ m}$$

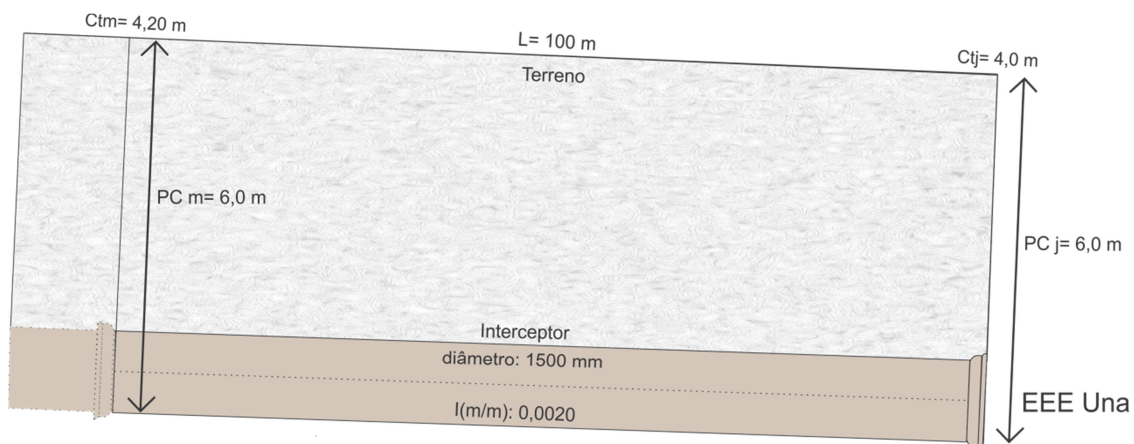
$$PC_m = CT_m - (CC_m) \quad \text{Equação 31}$$

$$PC_m = 4,2 - (1,8)$$

$$PC_m = 2,4 \text{ m}$$

Com os cálculos realizados para as cotas e profundidades dos trechos, na Figura 21 pode ser observado o perfil da tubulação estudada (100m finais).

Figura 21 – Perfil dos 100m finais do interceptor de esgoto (BE 5).



Na Tabela 7 é mostrado o dimensionamento dos 100m finais do interceptor, considerando a Área 1 da BE 5 e a declividade de 0,0020 m/m, no período de 2010 a 2030, enquanto as demais Tabelas apresentam os dimensionamentos, também para a Área 1, desses dos 100m tubulação, considerando as outras seis declividades escolhidas no trabalho.

Tabela 7 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 1 da BE 5, considerando a declividade de 0,0020 m/m (2011 – 2030)

Ano	População (hab)	Qp (L/s)	I (m/m)	Diâmetro (mm)	Qp/√I	Vf/√I	Y/D	Velocidade Final (m/s)	B	RH = B . D	Tensão tratativa (Pa)	Velocidade Crítica	CT	CC	PC	PSJ
													M	M	M	
													J	J	J	
2010	24.186	102,31	0,0020	1500	2,2876	18,52	0,125	0,83	0,079	0,119	2,37	6,47	4,2	1,8	2,4	6,0
2011	24.806	104,89	0,0020	1500	2,3453	18,52	0,125	0,83	0,079	0,119	2,37	6,47				
2012	25.441	107,53	0,0020	1500	2,4045	20,68	0,150	0,92	0,093	0,140	2,79	7,02				
2013	26.093	110,25	0,0020	1500	2,4652	20,68	0,150	0,92	0,093	0,140	2,79	7,02				
2014	26.761	113,03	0,0020	1500	2,5275	20,68	0,150	0,92	0,093	0,140	2,79	7,02				
2015	27.447	115,89	0,0020	1500	2,5914	20,68	0,150	0,92	0,093	0,140	2,79	7,02				
2016	28.150	118,82	0,0020	1500	2,6569	20,68	0,150	0,92	0,093	0,140	2,79	7,02				
2017	28.870	121,82	0,0020	1500	2,7240	20,68	0,150	0,92	0,093	0,140	2,79	7,02				
2018	29.610	124,90	0,0020	1500	2,7929	20,68	0,150	0,92	0,093	0,140	2,79	7,02				
2019	30.368	128,06	0,0020	1500	2,8636	20,68	0,150	0,92	0,093	0,140	2,79	7,02				
2020	31.146	131,30	0,0020	1500	2,9360	20,68	0,150	0,92	0,093	0,140	2,79	7,02	4,0	2,0	6,0	
2021	31.944	134,63	0,0020	1500	3,0104	20,68	0,150	0,92	0,093	0,140	2,79	7,02				
2022	32.762	138,04	0,0020	1500	3,0866	20,68	0,150	0,92	0,093	0,140	2,79	7,02				
2023	33.601	141,53	0,0020	1500	3,1648	20,68	0,150	0,92	0,093	0,140	2,79	7,02				
2024	34.462	145,12	0,0020	1500	3,2450	20,68	0,150	0,92	0,093	0,140	2,79	7,02				
2025	35.344	148,80	0,0020	1500	3,3272	20,68	0,150	0,92	0,093	0,140	2,79	7,02				
2026	36.250	152,57	0,0020	1500	3,4115	20,68	0,150	0,92	0,093	0,140	2,79	7,02				
2027	37.178	156,44	0,0020	1500	3,4980	22,69	0,175	1,01	0,107	0,161	3,21	7,53				
2028	38.130	160,40	0,0020	1500	3,5867	22,69	0,175	1,01	0,107	0,161	3,21	7,53				
2029	39.107	164,47	0,0020	1500	3,6777	22,69	0,175	1,01	0,107	0,161	3,21	7,53				
2030	40.108	168,65	0,0020	1500	3,7710	22,69	0,175	1,01	0,107	0,161	3,21	7,53				



Tabela 8 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 1 da BE 5, considerando a declividade de 0,0011 m/m (2011 – 2030)

Ano	População (hab)	Qp (L/s)	I (m/m)	Diâmetro (mm)	Qp/√I	Vf/√I	Y/D	Velocidade Final (m/s)	B	RH = B . D	Tensão tratativa (Pa)	Velocidade Crítica	CT	CC	PC	PSJ
													M	M	M	
													J	J	J	
2010	24186	102,31	0,0011	1500	3,0848	20,68	0,150	0,69	0,093	0,140	1,53	7,02	4,2	2,11	2,09	6
2011	24806	104,89	0,0011	1500	3,1626	20,68	0,150	0,69	0,093	0,140	1,53	7,02				
2012	25441	107,53	0,0011	1500	3,2422	20,68	0,150	0,69	0,093	0,140	1,53	7,02				
2013	26093	110,25	0,0011	1500	3,3242	20,68	0,150	0,69	0,093	0,140	1,53	7,02				
2014	26761	113,03	0,0011	1500	3,4080	20,68	0,150	0,69	0,093	0,140	1,53	7,02				
2015	27447	115,89	0,0011	1500	3,4942	22,69	0,175	0,75	0,107	0,161	1,77	7,53				
2016	28150	118,82	0,0011	1500	3,5826	22,69	0,175	0,75	0,107	0,161	1,77	7,53				
2017	28870	121,82	0,0011	1500	3,6730	22,69	0,175	0,75	0,107	0,161	1,77	7,53				
2018	29610	124,90	0,0011	1500	3,7659	22,69	0,175	0,75	0,107	0,161	1,77	7,53				
2019	30368	128,06	0,0011	1500	3,8612	22,69	0,175	0,75	0,107	0,161	1,77	7,53				
2020	31146	131,30	0,0011	1500	3,9588	22,69	0,175	0,75	0,107	0,161	1,77	7,53	4,0	2,0	6	
2021	31944	134,63	0,0011	1500	4,0592	22,69	0,175	0,75	0,107	0,161	1,77	7,53				
2022	32762	138,04	0,0011	1500	4,1621	22,69	0,175	0,75	0,107	0,161	1,77	7,53				
2023	33601	141,53	0,0011	1500	4,2673	22,69	0,175	0,75	0,107	0,161	1,77	7,53				
2024	34462	145,12	0,0011	1500	4,3755	22,69	0,175	0,75	0,107	0,161	1,77	7,53				
2025	35344	148,80	0,0011	1500	4,4865	22,69	0,175	0,75	0,107	0,161	1,77	7,53				
2026	36250	152,57	0,0011	1500	4,6002	22,69	0,175	0,75	0,107	0,161	1,77	7,53				
2027	37178	156,44	0,0011	1500	4,7168	22,69	0,175	0,75	0,107	0,161	1,77	7,53				
2028	38130	160,40	0,0011	1500	4,8362	24,60	0,200	0,82	0,121	0,182	2,00	8,01				
2029	39107	164,47	0,0011	1500	4,9590	24,60	0,200	0,82	0,121	0,182	2,00	8,01				
2030	40108	168,65	0,0011	1500	5,0850	24,60	0,200	0,82	0,121	0,182	2,00	8,01				

Tabela 9 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 1 da BE 5, considerando a declividade de 0,0010 m/m (2011 – 2030)

Ano	População (hab)	Qp (L/s)	I (m/m)	Diâmetro (mm)	Qp/∕I	Vf/∕I	Y/D	Velocidade Final (m/s)	B	RH = B . D	Tensão tratativa (Pa)	Velocidade Crítica	CT	CC	PC	PSJ
													M	M	M	
													J	J	J	
2010	24186	102,31	0,0010	1500	3,2353	20,68	0,150	0,65	0,093	0,140	1,40	7,02	4,2	2,1	2,1	6
2011	24806	104,89	0,0010	1500	3,3169	20,68	0,150	0,65	0,093	0,140	1,40	7,02				
2012	25441	107,53	0,0010	1500	3,4004	20,68	0,150	0,65	0,093	0,140	1,40	7,02				
2013	26093	110,25	0,0010	1500	3,4864	22,69	0,175	0,72	0,107	0,161	1,61	7,53				
2014	26761	113,03	0,0010	1500	3,5743	22,69	0,175	0,72	0,107	0,161	1,61	7,53				
2015	27447	115,89	0,0010	1500	3,6648	22,69	0,175	0,72	0,107	0,161	1,61	7,53				
2016	28150	118,82	0,0010	1500	3,7574	22,69	0,175	0,72	0,107	0,161	1,61	7,53				
2017	28870	121,82	0,0010	1500	3,8523	22,69	0,175	0,72	0,107	0,161	1,61	7,53				
2018	29610	124,90	0,0010	1500	3,9497	22,69	0,175	0,72	0,107	0,161	1,61	7,53				
2019	30368	128,06	0,0010	1500	4,0496	22,69	0,175	0,72	0,107	0,161	1,61	7,53				
2020	31146	131,30	0,0010	1500	4,1521	22,69	0,175	0,72	0,107	0,161	1,61	7,53	4,0	2,0	6	
2021	31944	134,63	0,0010	1500	4,2574	22,69	0,175	0,72	0,107	0,161	1,61	7,53				
2022	32762	138,04	0,0010	1500	4,3652	22,69	0,175	0,72	0,107	0,161	1,61	7,53				
2023	33601	141,53	0,0010	1500	4,4756	22,69	0,175	0,72	0,107	0,161	1,61	7,53				
2024	34462	145,12	0,0010	1500	4,5891	22,69	0,175	0,72	0,107	0,161	1,61	7,53				
2025	35344	148,80	0,0010	1500	4,7055	22,69	0,175	0,72	0,107	0,161	1,61	7,53				
2026	36250	152,57	0,0010	1500	4,8247	24,60	0,200	0,78	0,121	0,182	1,82	8,01				
2027	37178	156,44	0,0010	1500	4,9471	24,60	0,200	0,78	0,121	0,182	1,82	8,01				
2028	38130	160,40	0,0010	1500	5,0723	24,60	0,200	0,78	0,121	0,182	1,82	8,01				
2029	39107	164,47	0,0010	1500	5,2010	24,60	0,200	0,78	0,121	0,182	1,82	8,01				
2030	40108	168,65	0,0010	1500	5,3332	24,60	0,200	0,78	0,121	0,182	1,82	8,01				

Tabela 10 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 1 da BE 5, considerando a declividade de 0,0009 m/m (2011 – 2030)

Ano	População (hab)	Qp (L/s)	I (m/m)	Diâmetro (mm)	Qp/√I	Vf/√I	Y/D	Velocidade Final (m/s)	B	RH = B . D	Tensão tratativa (Pa)	Velocidade Crítica	CT	CC	PC	PSJ
													M	M	M	
													J	J	J	
2010	24186	102,31	0,0009	1500	3,4103	20,68	0,150	0,62	0,093	0,140	1,26	7,02	4,2	2,09	2,11	6
2011	24806	104,89	0,0009	1500	3,4963	22,69	0,175	0,68	0,107	0,161	1,44	7,53				
2012	25441	107,53	0,0009	1500	3,5843	22,69	0,175	0,68	0,107	0,161	1,44	7,53				
2013	26093	110,25	0,0009	1500	3,6750	22,69	0,175	0,68	0,107	0,161	1,44	7,53				
2014	26761	113,03	0,0009	1500	3,7677	22,69	0,175	0,68	0,107	0,161	1,44	7,53				
2015	27447	115,89	0,0009	1500	3,8630	22,69	0,175	0,68	0,107	0,161	1,44	7,53				
2016	28150	118,82	0,0009	1500	3,9607	22,69	0,175	0,68	0,107	0,161	1,44	7,53				
2017	28870	121,82	0,0009	1500	4,0607	22,69	0,175	0,68	0,107	0,161	1,44	7,53				
2018	29610	124,90	0,0009	1500	4,1633	22,69	0,175	0,68	0,107	0,161	1,44	7,53				
2019	30368	128,06	0,0009	1500	4,2687	22,69	0,175	0,68	0,107	0,161	1,44	7,53	4,0	2,0	6	
2020	31146	131,30	0,0009	1500	4,3767	22,69	0,175	0,68	0,107	0,161	1,44	7,53				
2021	31944	134,63	0,0009	1500	4,4877	22,69	0,175	0,68	0,107	0,161	1,44	7,53				
2022	32762	138,04	0,0009	1500	4,6013	22,69	0,175	0,68	0,107	0,161	1,44	7,53				
2023	33601	141,53	0,0009	1500	4,7177	22,69	0,175	0,68	0,107	0,161	1,44	7,53				
2024	34462	145,12	0,0009	1500	4,8373	24,60	0,200	0,74	0,121	0,182	1,63	8,01				
2025	35344	148,80	0,0009	1500	4,9600	24,60	0,200	0,74	0,121	0,182	1,63	8,01				
2026	36250	152,57	0,0009	1500	5,0857	24,60	0,200	0,74	0,121	0,182	1,63	8,01				
2027	37178	156,44	0,0009	1500	5,2147	24,60	0,200	0,74	0,121	0,182	1,63	8,01				
2028	38130	160,40	0,0009	1500	5,3467	24,60	0,200	0,74	0,121	0,182	1,63	8,01				
2029	39107	164,47	0,0009	1500	5,4823	24,60	0,200	0,74	0,121	0,182	1,63	8,01				
2030	40108	168,65	0,0009	1500	5,6217	24,60	0,200	0,74	0,121	0,182	1,63	8,01				

Tabela 11 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 1 da BE 5, considerando a declividade de 0,0008 m/m (2011 – 2030)

Ano	População (hab)	Qp (L/s)	I (m/m)	Diâmetro (mm)	Qp/√I	Vf/√I	Y/D	Velocidade Final (m/s)	B	RH = B . D	Tensão tratativa (Pa)	Velocidade Crítica	CT	CC	PC	PSJ
													M	M	M	
													J	J	J	
2010	24186	102,31	0,0008	1500	3,6172	22,69	0,175	0,64	0,107	0,161	1,28	7,53	4,2	2,08	2,12	6
2011	24806	104,89	0,0008	1500	3,7084	22,69	0,175	0,64	0,107	0,161	1,28	7,53				
2012	25441	107,53	0,0008	1500	3,8018	22,69	0,175	0,64	0,107	0,161	1,28	7,53				
2013	26093	110,25	0,0008	1500	3,8979	22,69	0,175	0,64	0,107	0,161	1,28	7,53				
2014	26761	113,03	0,0008	1500	3,9962	22,69	0,175	0,64	0,107	0,161	1,28	7,53				
2015	27447	115,89	0,0008	1500	4,0973	22,69	0,175	0,64	0,107	0,161	1,28	7,53				
2016	28150	118,82	0,0008	1500	4,2009	22,69	0,175	0,64	0,107	0,161	1,28	7,53				
2017	28870	121,82	0,0008	1500	4,3070	22,69	0,175	0,64	0,107	0,161	1,28	7,53				
2018	29610	124,90	0,0008	1500	4,4159	22,69	0,175	0,64	0,107	0,161	1,28	7,53				
2019	30368	128,06	0,0008	1500	4,5276	22,69	0,175	0,64	0,107	0,161	1,28	7,53				
2020	31146	131,30	0,0008	1500	4,6422	22,69	0,175	0,64	0,107	0,161	1,28	7,53	4,0	2,0	6	
2021	31944	134,63	0,0008	1500	4,7599	24,60	0,200	0,70	0,121	0,182	1,45	8,01				
2022	32762	138,04	0,0008	1500	4,8805	24,60	0,200	0,70	0,121	0,182	1,45	8,01				
2023	33601	141,53	0,0008	1500	5,0038	24,60	0,200	0,70	0,121	0,182	1,45	8,01				
2024	34462	145,12	0,0008	1500	5,1308	24,60	0,200	0,70	0,121	0,182	1,45	8,01				
2025	35344	148,80	0,0008	1500	5,2609	24,60	0,200	0,70	0,121	0,182	1,45	8,01				
2026	36250	152,57	0,0008	1500	5,3942	24,60	0,200	0,70	0,121	0,182	1,45	8,01				
2027	37178	156,44	0,0008	1500	5,5310	24,60	0,200	0,70	0,121	0,182	1,45	8,01				
2028	38130	160,40	0,0008	1500	5,6710	24,60	0,200	0,70	0,121	0,182	1,45	8,01				
2029	39107	164,47	0,0008	1500	5,8149	24,60	0,200	0,70	0,121	0,182	1,45	8,01				
2030	40108	168,65	0,0008	1500	5,9627	24,60	0,200	0,70	0,121	0,182	1,45	8,01				

Tabela 12 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 1 da BE 5, considerando a declividade de 0,0007 m/m (2011 – 2030)

Ano	População (hab)	Qp (L/s)	I (m/m)	Diâmetro (mm)	Qp/√I	Vf/√I	Y/D	Velocidade Final (m/s)	B	RH = B . D	Tensão tratativa (Pa)	Velocidade Crítica	CT	CC	PC	PSJ
													M	M	M	
													J	J	J	
2010	24186	102,31	0,0007	1500	3,8670	22,69	0,175	0,60	0,107	0,161	1,12	7,53	4,2	2,07	2,13	6
2011	24806	104,89	0,0007	1500	3,9645	22,69	0,175	0,60	0,107	0,161	1,12	7,53				
2012	25441	107,53	0,0007	1500	4,0643	22,69	0,175	0,60	0,107	0,161	1,12	7,53				
2013	26093	110,25	0,0007	1500	4,1671	22,69	0,175	0,60	0,107	0,161	1,12	7,53				
2014	26761	113,03	0,0007	1500	4,2721	22,69	0,175	0,60	0,107	0,161	1,12	7,53				
2015	27447	115,89	0,0007	1500	4,3802	22,69	0,175	0,60	0,107	0,161	1,12	7,53				
2016	28150	118,82	0,0007	1500	4,4910	22,69	0,175	0,60	0,107	0,161	1,12	7,53				
2017	28870	121,82	0,0007	1500	4,6044	22,69	0,175	0,60	0,107	0,161	1,12	7,53				
2018	29610	124,90	0,0007	1500	4,7208	22,69	0,175	0,60	0,107	0,161	1,12	7,53				
2019	30368	128,06	0,0007	1500	4,8402	24,60	0,200	0,65	0,121	0,182	1,27	8,01	4,0	2,0	6	
2020	31146	131,30	0,0007	1500	4,9627	24,60	0,200	0,65	0,121	0,182	1,27	8,01				
2021	31944	134,63	0,0007	1500	5,0885	24,60	0,200	0,65	0,121	0,182	1,27	8,01				
2022	32762	138,04	0,0007	1500	5,2174	24,60	0,200	0,65	0,121	0,182	1,27	8,01				
2023	33601	141,53	0,0007	1500	5,3493	24,60	0,200	0,65	0,121	0,182	1,27	8,01				
2024	34462	145,12	0,0007	1500	5,4850	24,60	0,200	0,65	0,121	0,182	1,27	8,01				
2025	35344	148,80	0,0007	1500	5,6241	24,60	0,200	0,65	0,121	0,182	1,27	8,01				
2026	36250	152,57	0,0007	1500	5,7666	24,60	0,200	0,65	0,121	0,182	1,27	8,01				
2027	37178	156,44	0,0007	1500	5,9129	24,60	0,200	0,65	0,121	0,182	1,27	8,01				
2028	38130	160,40	0,0007	1500	6,0626	24,60	0,200	0,65	0,121	0,182	1,27	8,01				
2029	39107	164,47	0,0007	1500	6,2164	26,41	0,225	0,70	0,134	0,201	1,41	8,43				
2030	40108	168,65	0,0007	1500	6,3744	26,41	0,225	0,70	0,134	0,201	1,41	8,43				

Tabela 13 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 1 da BE 5, considerando a declividade de 0,0006 m/m (2011 – 2030)

Ano	População (hab)	Qp (L/s)	I (m/m)	Diâmetro (mm)	Qp/√I	Vf/√I	Y/D	Velocidade Final (m/s)	B	RH = B . D	Tensão tratativa (Pa)	Velocidade Crítica	CT	CC	PC	PSJ
													M	M	M	
													J	J	J	
2010	24186	102,31	0,0006	1500	4,1768	22,69	0,175	0,56	0,107	0,161	0,96	7,53	4,2	2,06	2,14	6
2011	24806	104,89	0,0006	1500	4,2821	22,69	0,175	0,56	0,107	0,161	0,96	7,53				
2012	25441	107,53	0,0006	1500	4,3899	22,69	0,175	0,56	0,107	0,161	0,96	7,53				
2013	26093	110,25	0,0006	1500	4,5009	22,69	0,175	0,56	0,107	0,161	0,96	7,53				
2014	26761	113,03	0,0006	1500	4,6144	22,69	0,175	0,56	0,107	0,161	0,96	7,53				
2015	27447	115,89	0,0006	1500	4,7312	24,60	0,200	0,60	0,121	0,182	1,09	8,01				
2016	28150	118,82	0,0006	1500	4,8508	24,60	0,200	0,60	0,121	0,182	1,09	8,01				
2017	28870	121,82	0,0006	1500	4,9733	24,60	0,200	0,60	0,121	0,182	1,09	8,01				
2018	29610	124,90	0,0006	1500	5,0990	24,60	0,200	0,60	0,121	0,182	1,09	8,01				
2019	30368	128,06	0,0006	1500	5,2280	24,60	0,200	0,60	0,121	0,182	1,09	8,01	4,0	2,0	6	
2020	31146	131,30	0,0006	1500	5,3603	24,60	0,200	0,60	0,121	0,182	1,09	8,01				
2021	31944	134,63	0,0006	1500	5,4962	24,60	0,200	0,60	0,121	0,182	1,09	8,01				
2022	32762	138,04	0,0006	1500	5,6355	24,60	0,200	0,60	0,121	0,182	1,09	8,01				
2023	33601	141,53	0,0006	1500	5,7779	24,60	0,200	0,60	0,121	0,182	1,09	8,01				
2024	34462	145,12	0,0006	1500	5,9245	24,60	0,200	0,60	0,121	0,182	1,09	8,01				
2025	35344	148,80	0,0006	1500	6,0747	24,60	0,200	0,60	0,121	0,182	1,09	8,01				
2026	36250	152,57	0,0006	1500	6,2286	26,41	0,225	0,65	0,134	0,201	1,21	8,43				
2027	37178	156,44	0,0006	1500	6,3866	26,41	0,225	0,65	0,134	0,201	1,21	8,43				
2028	38130	160,40	0,0006	1500	6,5483	26,41	0,225	0,65	0,134	0,201	1,21	8,43				
2029	39107	164,47	0,0006	1500	6,7145	26,41	0,225	0,65	0,134	0,201	1,21	8,43				
2030	40108	168,65	0,0006	1500	6,8851	26,41	0,225	0,65	0,134	0,201	1,21	8,43				

6.3.1.2 Fase 2: Dimensionamento dos 100m finais do interceptor considerando a população e a produção de esgoto da Área 2 (2010-2030)

❖ **Relações  $\frac{Q_p}{\sqrt{I_p}}$ ,  $\frac{V_f}{\sqrt{I_p}}$  e  $\frac{Y}{D}$ , considerando a  $I_p = 0,0020$  m/m (2010):**

$$\frac{Q_p}{\sqrt{I_p}} = 31,9961 \quad (\text{Valor calculado})$$

$\frac{Q_p}{\sqrt{I_p}} = 32,377$  (Tabela para dimensionamento e verificação para as tubulações de esgoto)

$$\frac{V_f}{\sqrt{I_p}} = 39,10 \quad \text{Equação 32}$$

$$\frac{Y}{D} = 0,475 \quad \text{Equação 33}$$

❖ **Calculo da velocidade final (Vf) (2010):**

$$\frac{V_f}{\sqrt{I_p}} = 39,10 \quad \text{Equação 34}$$

$$V_f = 39,10 \cdot \sqrt{0,0020}$$

$$V_f = 1,75 \text{ m/s}$$

❖ **Calculo do raio hidráulico –RH (Tabela 14) (2010):**

Tabela 14 – Raio Hidráulico

Raio Hidráulico			
Y/D	B= Rh/D	Y/D	B= Rh/D
0,025	0,016	0,550	0,265
0,050	0,033	0,600	0,278
0,075	0,048	0,650	0,288
0,100	0,064	0,700	0,297
0,125	0,079	0,750	0,302
0,150	0,093	0,775	0,304
0,175	0,107	0,800	0,304
0,200	0,0121	0,825	0,304
0,225	0,134	0,850	0,304
0,250	0,147	0,875	0,301
0,300	0,171	0,900	0,299
0,350	0,194	0,925	0,294
0,400	0,215	0,950	0,287
0,450	0,234	0,975	0,277
0,500	0,250	1,000	0,250

Fonte: Pereira e Silva (2010).

$$B = 0,250 \text{ (valor tabelado para a relação } \frac{Y}{D} \text{)}$$

$$RH = B \cdot D$$

Equação 35

$$RH = 0,250 \cdot ((1500) / (1000))$$

$$RH = 0,375$$

❖ **Calculo da tensão trativa (Tt) e da velocidade crítica (2010):**

$$TT = 1000 \cdot I_p \cdot RH \cdot 10$$

Equação 36

$$TT = 1000 \cdot 0,0020 \cdot 0,375 \cdot 10$$

$$TT = 7,50 \text{ Pa}$$



$$V_c = 6 \cdot \sqrt{RH \cdot 9,81}$$

Equação 37

$$V_c = 6 \cdot \sqrt{0,375 \cdot 9,81}$$

$$V_c = 11,51 \text{ m/s}$$

Na Tabela 15 é mostrado o dimensionamento dos 100m finais do interceptor, considerando a Área 2 da BE 5 e a declividade de 0,0020 m/m, no período de 2010 a 2030, enquanto as demais Tabelas apresentam os dimensionamentos, também para a Área 2, desses dos 100m tubulação, considerando as outras seis declividades escolhidas no trabalho.

Tabela 15 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 2 (BE 5) e a declividade de 0,0020 m/m (2011 – 2030).

Ano	População (hab)	Qp (L/s)	I (m/m)	Diâmetro (mm)	Qp/√I	Vf/√I	Y/D	Velocidade Final (m/s)	B	RH = B . D	Tensão trativa (Pa)	Velocidade Crítica	CT	CC	PC	PSJ
													M	M	M	
													J	J	J	
2010	387.897	1617,77	0,0020	1500	31,9961	39,10	0,475	1,75	0,250	0,375	7,50	11,51	4,2	1,8	2,4	6,0
2011	391.949	1634,65	0,0020	1500	32,3304	39,10	0,475	1,75	0,250	0,375	7,50	11,51				
2012	395.852	1650,91	0,0020	1500	32,6522	40,00	0,500	1,79	0,250	0,375	7,50	11,51				
2013	399.616	1666,60	0,0020	1500	32,9628	40,00	0,500	1,79	0,250	0,375	7,50	11,51				
2014	403.251	1681,74	0,0020	1500	33,2626	40,00	0,500	1,79	0,250	0,375	7,50	11,51				
2015	406.764	1696,38	0,0020	1500	33,5524	40,00	0,500	1,79	0,250	0,375	7,50	11,51				
2016	410.161	1710,53	0,0020	1500	33,8326	40,00	0,500	1,79	0,250	0,375	7,50	11,51				
2017	413.450	1724,24	0,0020	1500	34,1038	40,00	0,500	1,79	0,250	0,375	7,50	11,51				
2018	416.639	1737,52	0,0020	1500	34,3670	40,00	0,500	1,79	0,250	0,375	7,50	11,51				
2019	419.734	1750,42	0,0020	1500	34,6222	40,00	0,500	1,79	0,250	0,375	7,50	11,51				
2020	422.740	1762,95	0,0020	1500	34,8701	40,00	0,500	1,79	0,250	0,375	7,50	11,51	4,0	2,0	6,0	
2021	430.685	1796,05	0,0020	1500	35,5255	41,01	0,525	1,83	0,265	0,398	7,95	11,85				
2022	438.630	1829,15	0,0020	1500	36,1809	41,01	0,525	1,83	0,265	0,398	7,95	11,85				
2023	446.576	1862,26	0,0020	1500	36,8030	41,01	0,525	1,83	0,265	0,398	7,95	11,85				
2024	454.521	1895,37	0,0020	1500	37,4917	41,01	0,525	1,83	0,265	0,398	7,95	11,85				
2025	462.466	1928,47	0,0020	1500	38,1471	41,01	0,525	1,83	0,265	0,398	7,95	11,85				
2026	473.480	1974,36	0,0020	1500	39,0556	41,82	0,550	1,87	0,265	0,398	7,95	11,85				
2027	484.494	2020,25	0,0020	1500	39,9641	41,82	0,550	1,87	0,265	0,398	7,95	11,85				
2028	495.508	2066,15	0,0020	1500	40,8726	41,82	0,550	1,87	0,265	0,398	7,95	11,85				
2029	506.523	2112,04	0,0020	1500	41,7812	42,01	0,575	1,88	0,278	0,417	8,34	12,14				
2030	517.537	2157,93	0,0020	1500	42,6897	42,01	0,575	1,88	0,278	0,417	8,34	12,14				

Tabela 16 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 2 (BE 5) e a declividade de 0,0011 m/m (2011 – 2030).

Ano	População (hab)	Qp (L/s)	I (m/m)	Diâmetro (mm)	Qp/√I	Vf/√I	Y/D	Velocidade Final (m/s)	B	RH = B . D	Tensão tratativa (Pa)	Velocidade Crítica	CT	CC	PC	PSJ
													M	M	M	
													J	J	J	
2010	387897	1430,91	0,0011	1500	43,1436	42,01	0,575	1,39	0,278	0,417	4,59	12,14	4,2	2,11	2,09	6
2011	391949	1445,86	0,0011	1500	43,5943	42,01	0,575	1,39	0,278	0,417	4,59	12,14				
2012	395852	1460,25	0,0011	1500	44,0282	42,01	0,575	1,39	0,278	0,417	4,59	12,14				
2013	399616	1474,14	0,0011	1500	44,4470	42,88	0,600	1,42	0,278	0,417	4,59	12,14				
2014	403251	1487,55	0,0011	1500	44,8513	42,88	0,600	1,42	0,278	0,417	4,59	12,14				
2015	406764	1500,51	0,0011	1500	45,2421	42,88	0,600	1,42	0,278	0,417	4,59	12,14				
2016	410161	1513,04	0,0011	1500	45,6199	42,88	0,600	1,42	0,278	0,417	4,59	12,14				
2017	413450	1525,17	0,0011	1500	45,9856	42,88	0,600	1,42	0,278	0,417	4,59	12,14				
2018	416639	1536,94	0,0011	1500	46,3405	42,88	0,600	1,42	0,278	0,417	4,59	12,14				
2019	419734	1548,35	0,0011	1500	46,6845	42,88	0,600	1,42	0,278	0,417	4,59	12,14				
2020	422740	1559,44	0,0011	1500	47,0189	42,88	0,600	1,42	0,278	0,417	4,59	12,14	4,0	2,0	6	
2021	430685	1588,75	0,0011	1500	47,9026	43,43	0,625	1,44	0,289	0,433	4,77	12,37				
2022	438630	1618,06	0,0011	1500	48,7863	43,43	0,625	1,44	0,289	0,433	4,77	12,37				
2023	446576	1645,88	0,0011	1500	49,6251	43,43	0,625	1,44	0,289	0,433	4,77	12,37				
2024	454521	1676,68	0,0011	1500	50,5538	43,96	0,650	1,46	0,289	0,433	4,77	12,37				
2025	462466	1705,99	0,0011	1500	51,4375	43,96	0,650	1,46	0,289	0,433	4,77	12,37				
2026	473480	1746,62	0,0011	1500	52,6626	43,96	0,650	1,46	0,289	0,433	4,77	12,37				
2027	484494	1787,25	0,0011	1500	53,8876	44,42	0,675	1,47	0,297	0,446	4,90	12,54				
2028	495508	1827,88	0,0011	1500	55,1127	44,42	0,675	1,47	0,297	0,446	4,90	12,54				
2029	506523	1868,51	0,0011	1500	56,3377	44,42	0,675	1,47	0,297	0,446	4,90	12,54				
2030	517537	1909,14	0,0011	1500	57,5627	44,82	0,700	1,49	0,297	0,446	4,90	12,54				

Tabela 17 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 2 (BE 5) e a declividade de 0,0010 m/m (2011 – 2030).

Ano	População (hab)	Qp (L/s)	I (m/m)	Diâmetro (mm)	Qp/√I	Vf/√I	Y/D	Velocidade Final (m/s)	B	RH = B . D	Tensão tratativa (Pa)	Velocidade Crítica	CT	CC	PC	PSJ
													M	M	M	
													J	J	J	
2010	387897	1430,91	0,0010	1500	45,2493	42,88	0,600	1,36	0,278	0,417	4,17	12,14	4,2	2,1	2,1	6
2011	391949	1445,86	0,0010	1500	45,7221	42,88	0,600	1,36	0,278	0,417	4,17	12,14				
2012	395852	1460,25	0,0010	1500	46,1772	42,88	0,600	1,36	0,278	0,417	4,17	12,14				
2013	399616	1474,14	0,0010	1500	46,6164	42,88	0,600	1,36	0,278	0,417	4,17	12,14				
2014	403251	1487,55	0,0010	1500	47,0405	42,88	0,600	1,36	0,278	0,417	4,17	12,14				
2015	406764	1500,51	0,0010	1500	47,4503	42,88	0,600	1,36	0,278	0,417	4,17	12,14				
2016	410161	1513,04	0,0010	1500	47,8465	42,43	0,625	1,34	0,288	0,432	4,32	12,35				
2017	413450	1525,17	0,0010	1500	48,2301	42,43	0,625	1,34	0,288	0,432	4,32	12,35				
2018	416639	1536,94	0,0010	1500	48,6023	42,43	0,625	1,34	0,288	0,432	4,32	12,35				
2019	419734	1548,35	0,0010	1500	48,9631	42,43	0,625	1,34	0,288	0,432	4,32	12,35	4,0	2,0	6	
2020	422740	1559,44	0,0010	1500	49,3138	42,43	0,625	1,34	0,288	0,432	4,32	12,35				
2021	430685	1588,75	0,0010	1500	50,2407	42,43	0,625	1,34	0,288	0,432	4,32	12,35				
2022	438630	1618,06	0,0010	1500	51,1675	43,96	0,650	1,39	0,288	0,432	4,32	12,35				
2023	446576	1645,88	0,0010	1500	52,0473	43,96	0,650	1,39	0,288	0,432	4,32	12,35				
2024	454521	1676,68	0,0010	1500	53,0213	43,96	0,650	1,39	0,288	0,432	4,32	12,35				
2025	462466	1705,99	0,0010	1500	53,9481	44,42	0,675	1,40	0,297	0,446	4,46	12,54				
2026	473480	1746,62	0,0010	1500	55,2330	44,42	0,675	1,40	0,297	0,446	4,46	12,54				
2027	484494	1787,25	0,0010	1500	56,5178	44,82	0,700	1,42	0,297	0,446	4,46	12,54				
2028	495508	1827,88	0,0010	1500	57,8026	44,82	0,700	1,42	0,297	0,446	4,46	12,54				
2029	506523	1868,51	0,0010	1500	59,0875	44,82	0,700	1,42	0,297	0,446	4,46	12,54				
2030	517537	1909,14	0,0010	1500	60,3723	45,11	0,725	1,43	0,302	0,453	4,53	12,65				

Tabela 18 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 2 (BE 5) e a declividade de 0,0009 m/m (2011 – 2030).

Ano	População (hab)	Qp (L/s)	I (m/m)	Diâmetro (mm)	Qp/√I	Vf/√I	Y/D	Velocidade Final (m/s)	B	RH = B . D	Tensão tratativa (Pa)	Velocidade Crítica	CT	CC	PC	PSJ
													M	M	M	
													J	J	J	
2010	387897	1430,91	0,0009	1500	47,6970	43,43	0,625	1,30	0,288	0,432	3,89	12,35	4,2	2,09	2,11	6
2011	391949	1445,86	0,0009	1500	48,1953	43,43	0,625	1,30	0,288	0,432	3,89	12,35				
2012	395852	1460,25	0,0009	1500	48,6750	43,43	0,625	1,30	0,288	0,432	3,89	12,35				
2013	399616	1474,14	0,0009	1500	49,1380	43,43	0,625	1,30	0,288	0,432	3,89	12,35				
2014	403251	1487,55	0,0009	1500	49,5850	43,43	0,625	1,30	0,288	0,432	3,89	12,35				
2015	406764	1500,51	0,0009	1500	50,0170	43,43	0,625	1,30	0,288	0,432	3,89	12,35				
2016	410161	1513,04	0,0009	1500	50,4347	43,43	0,625	1,30	0,288	0,432	3,89	12,35				
2017	413450	1525,17	0,0009	1500	50,8390	43,96	0,650	1,32	0,288	0,432	3,89	12,35				
2018	416639	1536,94	0,0009	1500	51,2313	43,96	0,650	1,32	0,288	0,432	3,89	12,35				
2019	419734	1548,35	0,0009	1500	51,6117	43,96	0,650	1,32	0,288	0,432	3,89	12,35				
2020	422740	1559,44	0,0009	1500	51,9813	43,96	0,650	1,32	0,288	0,432	3,89	12,35	4,0	2,0	6	
2021	430685	1588,75	0,0009	1500	52,9583	43,96	0,650	1,32	0,288	0,432	3,89	12,35				
2022	438630	1618,06	0,0009	1500	53,9353	44,42	0,675	1,33	0,297	0,446	4,01	12,54				
2023	446576	1645,88	0,0009	1500	54,8627	44,42	0,675	1,33	0,297	0,446	4,01	12,54				
2024	454521	1676,68	0,0009	1500	55,8893	44,42	0,675	1,33	0,297	0,446	4,01	12,54				
2025	462466	1705,99	0,0009	1500	56,8663	44,82	0,700	1,34	0,297	0,446	4,01	12,54				
2026	473480	1746,62	0,0009	1500	58,2207	44,82	0,700	1,34	0,297	0,446	4,01	12,54				
2027	484494	1787,25	0,0009	1500	59,5750	45,11	0,725	1,35	0,302	0,453	4,08	12,65				
2028	495508	1827,88	0,0009	1500	60,9293	45,11	0,725	1,35	0,302	0,453	4,08	12,65				
2029	506523	1868,51	0,0009	1500	62,2837	45,35	0,750	1,36	0,302	0,453	4,08	12,65				
2030	517537	1909,14	0,0009	1500	63,6380	45,35	0,750	1,36	0,302	0,453	4,08	12,65				

Tabela 19 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 2 (BE 5) e a declividade de 0,0008 m/m (2011 – 2030).

Ano	População (hab)	Qp (L/s)	I (m/m)	Diâmetro (mm)	Qp/√I	Vf/√I	Y/D	Velocidade Final (m/s)	B	RH = B . D	Tensão tratativa (Pa)	Velocidade Crítica	CT	CC	PC	PSJ
													M	M	M	
													J	J	J	
2010	387897	1430,91	0,0008	1500	50,5903	43,96	0,650	1,24	0,288	0,432	3,46	12,35	4,2	2,08	2,12	6
2011	391949	1445,86	0,0008	1500	51,1189	43,96	0,650	1,24	0,288	0,432	3,46	12,35				
2012	395852	1460,25	0,0008	1500	51,6276	43,96	0,650	1,24	0,288	0,432	3,46	12,35				
2013	399616	1474,14	0,0008	1500	52,1187	43,96	0,650	1,24	0,288	0,432	3,46	12,35				
2014	403251	1487,55	0,0008	1500	52,5928	43,96	0,650	1,24	0,288	0,432	3,46	12,35				
2015	406764	1500,51	0,0008	1500	53,0510	43,96	0,650	1,24	0,288	0,432	3,46	12,35				
2016	410161	1513,04	0,0008	1500	53,4940	44,42	0,675	1,26	0,297	0,446	3,56	12,54				
2017	413450	1525,17	0,0008	1500	53,9229	44,42	0,675	1,26	0,297	0,446	3,56	12,54				
2018	416639	1536,94	0,0008	1500	54,3390	44,42	0,675	1,26	0,297	0,446	3,56	12,54				
2019	419734	1548,35	0,0008	1500	54,7424	44,42	0,675	1,26	0,297	0,446	3,56	12,54	4,0	2,0	6	
2020	422740	1559,44	0,0008	1500	55,1345	44,42	0,675	1,26	0,297	0,446	3,56	12,54				
2021	430685	1588,75	0,0008	1500	56,1708	44,42	0,675	1,26	0,297	0,446	3,56	12,54				
2022	438630	1618,06	0,0008	1500	57,2071	44,82	0,700	1,27	0,297	0,446	3,56	12,54				
2023	446576	1645,88	0,0008	1500	58,1906	44,82	0,700	1,27	0,297	0,446	3,56	12,54				
2024	454521	1676,68	0,0008	1500	59,2796	45,11	0,725	1,28	0,302	0,453	3,62	12,65				
2025	462466	1705,99	0,0008	1500	60,3159	45,11	0,725	1,28	0,302	0,453	3,62	12,65				
2026	473480	1746,62	0,0008	1500	61,7523	45,11	0,725	1,28	0,302	0,453	3,62	12,65				
2027	484494	1787,25	0,0008	1500	63,1888	45,35	0,750	1,28	0,302	0,453	3,62	12,65				
2028	495508	1827,88	0,0008	1500	64,6253	45,52	0,775	1,29	0,304	0,456	3,65	12,69				
2029	506523	1868,51	0,0008	1500	66,0618	45,52	0,775	1,29	0,304	0,456	3,65	12,69				
2030	517537	1909,14	0,0008	1500	67,4983	45,59	0,800	1,29	0,304	0,456	3,65	12,69				

Tabela 20 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 2 (BE 5) e a declividade de 0,0007m/m (2011 – 2030).

Ano	População (hab)	Qp (L/s)	I (m/m)	Diâmetro (mm)	Qp/√I	Vf/√I	Y/D	Velocidade Final (m/s)	B	RH = B . D	Tensão tratativa (Pa)	Velocidade Crítica	CT	CC	PC	PSJ
													M	M	M	
													J	J	J	
2010	387897	1430,91	0,0007	1500	54,0833	44,42	0,675	1,18	0,297	0,446	3,12	12,54	4,2	2,07	2,13	6
2011	391949	1445,86	0,0007	1500	54,6484	44,42	0,675	1,18	0,297	0,446	3,12	12,54				
2012	395852	1460,25	0,0007	1500	55,1923	44,42	0,675	1,18	0,297	0,446	3,12	12,54				
2013	399616	1474,14	0,0007	1500	55,7173	44,42	0,675	1,18	0,297	0,446	3,12	12,54				
2014	403251	1487,55	0,0007	1500	56,2241	44,42	0,675	1,18	0,297	0,446	3,12	12,54				
2015	406764	1500,51	0,0007	1500	56,7139	44,82	0,700	1,19	0,297	0,446	3,12	12,54				
2016	410161	1513,04	0,0007	1500	57,1875	44,82	0,700	1,19	0,297	0,446	3,12	12,54				
2017	413450	1525,17	0,0007	1500	57,6460	44,82	0,700	1,19	0,297	0,446	3,12	12,54				
2018	416639	1536,94	0,0007	1500	58,0909	44,82	0,700	1,19	0,297	0,446	3,12	12,54				
2019	419734	1548,35	0,0007	1500	58,5221	44,82	0,700	1,19	0,297	0,446	3,12	12,54				
2020	422740	1559,44	0,0007	1500	58,9413	44,82	0,700	1,19	0,297	0,446	3,12	12,54	4,0	2,0	6	
2021	430685	1588,75	0,0007	1500	60,0491	45,11	0,725	1,19	0,302	0,453	3,17	12,65				
2022	438630	1618,06	0,0007	1500	61,1569	45,11	0,725	1,19	0,302	0,453	3,17	12,65				
2023	446576	1645,88	0,0007	1500	62,2084	45,35	0,750	1,20	0,302	0,453	3,17	12,65				
2024	454521	1676,68	0,0007	1500	63,3725	45,35	0,750	1,20	0,302	0,453	3,17	12,65				
2025	462466	1705,99	0,0007	1500	64,4804	45,52	0,775	1,20	0,304	0,456	3,19	12,69				
2026	473480	1746,62	0,0007	1500	66,0160	45,52	0,775	1,20	0,304	0,456	3,19	12,69				
2027	484494	1787,25	0,0007	1500	67,5517	45,59	0,800	1,21	0,304	0,456	3,19	12,69				
2028	495508	1827,88	0,0007	1500	69,0874	45,59	0,800	1,21	0,304	0,456	3,19	12,69				
2029	506523	1868,51	0,0007	1500	70,6230	45,59	0,825	1,21	0,304	0,456	3,19	12,69				
2030	517537	1909,14	0,0007	1500	72,1587	45,52	0,850	1,20	0,304	0,456	3,19	12,69				

Tabela 21 – Dimensionamento dos 100 m finais do interceptor de esgoto da Área 2 (BE 5) e a declividade de 0,0006 m/m (2011 – 2030).

Ano	População (hab)	Qp (L/s)	I (m/m)	Diâmetro (mm)	Qp/√I	Vf/√I	Y/D	Velocidade Final (m/s)	B	RH = B . D	Tensão tratativa (Pa)	Velocidade Crítica	CT	CC	PC	PSJ
													M	M	M	
													J	J	J	
2010	387897	1430,91	0,0006	1500	58,4167	44,82	0,700	1,10	0,297	0,446	2,67	12,54	4,2	2,06	2,14	6
2011	391949	1445,86	0,0006	1500	59,0270	44,82	0,700	1,10	0,297	0,446	2,67	12,54				
2012	395852	1460,25	0,0006	1500	59,6145	44,82	0,700	1,10	0,297	0,446	2,67	12,54				
2013	399616	1474,14	0,0006	1500	60,1815	45,11	0,725	1,10	0,302	0,453	2,72	12,65				
2014	403251	1487,55	0,0006	1500	60,7290	45,11	0,725	1,10	0,302	0,453	2,72	12,65				
2015	406764	1500,51	0,0006	1500	61,2581	45,11	0,725	1,10	0,302	0,453	2,72	12,65				
2016	410161	1513,04	0,0006	1500	61,7696	45,11	0,725	1,10	0,302	0,453	2,72	12,65				
2017	413450	1525,17	0,0006	1500	62,2648	45,35	0,750	1,11	0,302	0,453	2,72	12,65				
2018	416639	1536,94	0,0006	1500	62,7453	45,35	0,750	1,11	0,302	0,453	2,72	12,65				
2019	419734	1548,35	0,0006	1500	63,2111	45,35	0,750	1,11	0,302	0,453	2,72	12,65	4,0	2,0	6	
2020	422740	1559,44	0,0006	1500	63,6639	45,35	0,750	1,11	0,302	0,453	2,72	12,65				
2021	430685	1588,75	0,0006	1500	64,8604	45,52	0,775	1,12	0,304	0,456	2,74	12,69				
2022	438630	1618,06	0,0006	1500	66,0570	45,52	0,775	1,12	0,304	0,456	2,74	12,69				
2023	446576	1645,88	0,0006	1500	67,1928	45,59	0,800	1,12	0,304	0,456	2,74	12,69				
2024	454521	1676,68	0,0006	1500	68,4502	45,59	0,800	1,12	0,304	0,456	2,74	12,69				
2025	462466	1705,99	0,0006	1500	69,6468	45,59	0,825	1,12	0,304	0,456	2,74	12,69				
2026	473480	1746,62	0,0006	1500	71,3055	45,52	0,850	1,12	0,304	0,456	2,74	12,69				
2027	484494	1787,25	0,0006	1500	72,9642	45,28	0,875	1,11	0,301	0,452	2,71	12,63				
2028	495508	1827,88	0,0006	1500	74,6229	45,04	0,900	1,10	0,299	0,449	2,69	12,59				
2029	506523	1868,51	0,0006	1500	76,2816	43,81	0,950	1,07	0,287	0,431	2,58	12,33				
2030	517537	1909,14	0,0006	1500	77,9403	43,81	0,950	1,07	0,287	0,431	2,58	12,33				



Todos os procedimentos de cálculos foram repetidos para o período de abrangência do PDSES (2010-2030), considerando as outras seis declividades para as Áreas 1 e Área 2. Com a utilização das sete declividades (uma identificada em pesquisa na COSANPA e seis estimadas) nos dimensionamentos, houve pequena diferença entre as cotas e profundidades da tubulação, devido à diferença no desnível da tubulação.

Analisando o dimensionamento, constatou-se que, para a Área 1, independentemente da declividade utilizada, a tubulação está superdimensionada, quando consideramos o período de abrangência do PDSES (2010-2030).

Para a Área 1 a lâmina líquida (Y/D) variou de 0,125 no ano de 2010, para 0,225 no ano de 2030, à medida que a estimativa populacional e a produção de esgoto, também, aumentaram.

Com a declividade de 0,0020 m/m a lâmina líquida passou de 0,125 no ano de 2010, para 0,175 em 2030. Já com a utilização das declividades 0,0011 m/m e 0,0010 a lâmina líquida passou de 0,150 no ano de 2010, para 0,200 em 2030.

Por sua vez, as lâminas líquidas para as declividades com valores de 0,0009 m/m e 0,0008 m/m tiveram alteração de 0,175 no ano de 2010, para 0,200 em 2030, enquanto que para as declividades de 0,0007 m/m e 0,0006 m/m as lâminas líquidas variaram de 0,175 no ano de 2010, para 0,200 em 2030.

Essa alteração da lâmina líquida observada no dimensionamento dos 100m finais do interceptor está dentro do que é sugerido na NBR 9649/1986, ou seja, a lâmina de esgoto dentro da tubulação não ultrapassou o valor de 0,750.

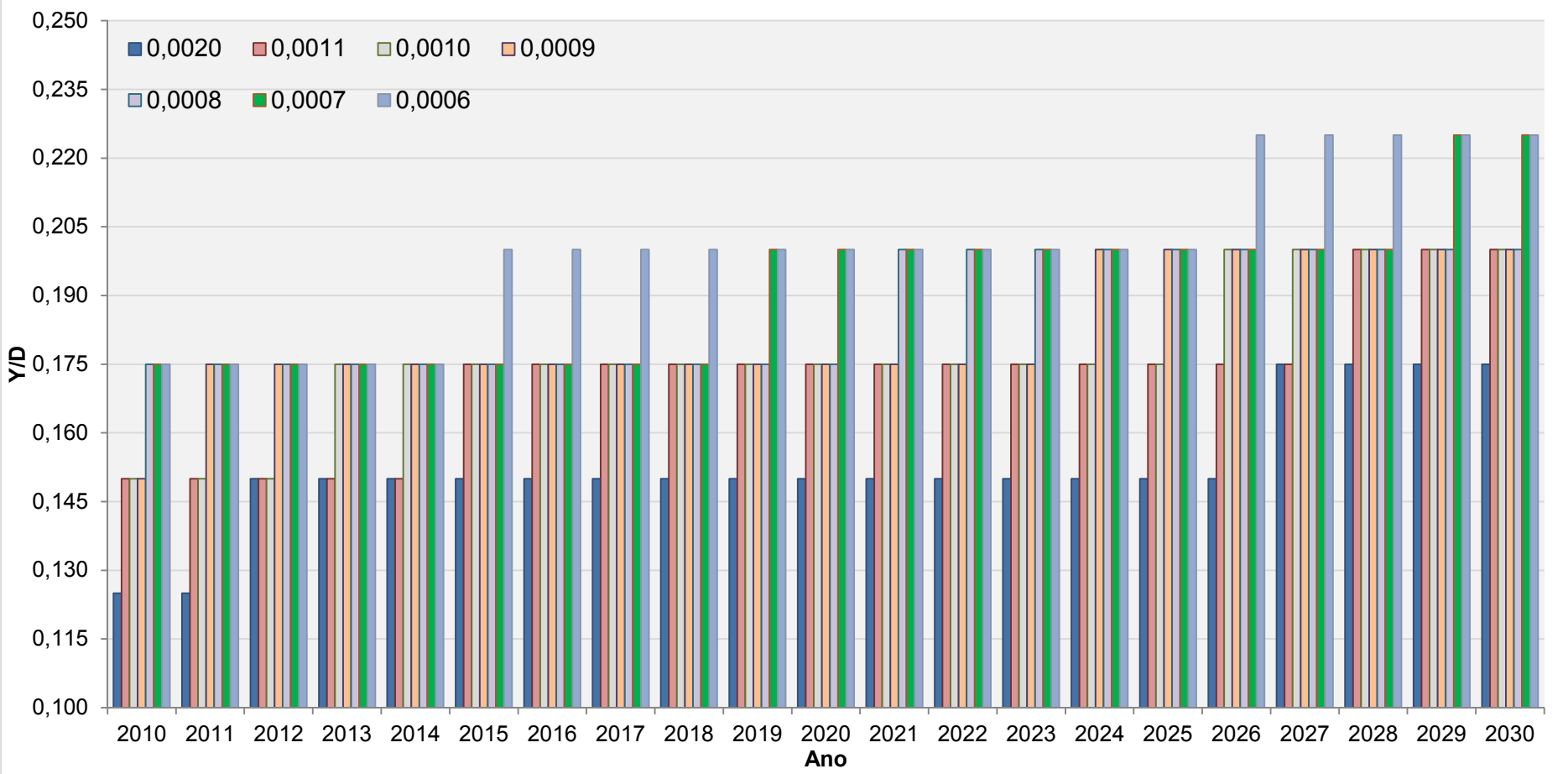
Na Tabela 22 e no Gráfico 1 podem ser observadas as alterações na lâmina líquida, de acordo com as sete declividades utilizadas no dimensionamento dos 100m finais do interceptor de esgoto Área 1, bem como

as estimativas de população e de produção de esgoto durante os vinte anos de abrangência do PDSES (2010-2030).

Tabela 22 – Variação da lâmina líquida pelo tempo (Área 1).

Ano	Pop. (hab.)	Qp (L/s)	I (m/m)						
			Y/D						
			0,0020	0,0011	0,0010	0,0009	0,0008	0,0007	0,0006
2010	24.186	102,31	0,125	0,150	0,150	0,150	0,175	0,175	0,175
2011	24.806	104,89	0,125	0,150	0,150	0,175	0,175	0,175	0,175
2012	25.441	107,53	0,150	0,150	0,150	0,175	0,175	0,175	0,175
2013	26.093	110,25	0,150	0,150	0,175	0,175	0,175	0,175	0,175
2014	26.761	113,03	0,150	0,150	0,175	0,175	0,175	0,175	0,175
2015	27.447	115,89	0,150	0,175	0,175	0,175	0,175	0,175	0,200
2016	28.150	118,82	0,150	0,175	0,175	0,175	0,175	0,175	0,200
2017	28.870	121,82	0,150	0,175	0,175	0,175	0,175	0,175	0,200
2018	29.610	124,90	0,150	0,175	0,175	0,175	0,175	0,175	0,200
2019	30.368	128,06	0,150	0,175	0,175	0,175	0,175	0,200	0,200
2020	31.146	131,30	0,150	0,175	0,175	0,175	0,175	0,200	0,200
2021	31.944	134,63	0,150	0,175	0,175	0,175	0,200	0,200	0,200
2022	32.762	138,04	0,150	0,175	0,175	0,175	0,200	0,200	0,200
2023	33.601	141,53	0,150	0,175	0,175	0,175	0,200	0,200	0,200
2024	34.462	145,12	0,150	0,175	0,175	0,200	0,200	0,200	0,200
2025	35.344	148,80	0,150	0,175	0,175	0,200	0,200	0,200	0,200
2026	36.250	152,57	0,150	0,175	0,200	0,200	0,200	0,200	0,225
2027	37.178	156,44	0,175	0,175	0,200	0,200	0,200	0,200	0,225
2028	38.130	160,40	0,175	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,225
2029	39.107	164,47	0,175	0,200	0,200	0,200	0,200	0,225	0,225
2030	40.108	168,65	0,175	0,200	0,200	0,200	0,200	0,225	0,225

Gráfico 1 – Variação da lâmina líquida pelo tempo (Área 1)



Na Fase 2 (Área 2) ocorreu o alcance da capacidade de escoamento do interceptor, quando considerados o aumento da área de contribuição e da população contribuinte no período de abrangência do PDSES (2010-2030).

A variação de lâmina líquida com as sete declividades utilizadas no processo de dimensionamento foi de 0,475 no ano de 2010, para 0,950 no ano de 2030. Com a declividade de 0,0020 m/m essa lâmina líquida variou de 0,475 em 2010, para 0,575 em 2030.

Para a declividade de 0,0011 m/m a alteração na lâmina líquida foi de 0,575 no ano de 2010, para 0,700 no ano de 2030, enquanto que para a declividade de 0,0010 m/m essa variação foi de 0,600 em 2010, para 0,725 em 2030.

Já no dimensionamento utilizando à declividade de 0,0009 m/m a alteração na lâmina líquida foi de 0,625 no ano de 2010, para 0,750 em 2030, observando que este último é o valor limite sugerido pela NBR 9649/1986 para a capacidade de escoamento de esgoto em coletores ( $Y/D = 75\%$ ).

A partir dos cálculos utilizando as declividades 0,0008 m/m, 0,0007 m/m e 0,0006 m/m, a variação da lâmina líquida ficou acima da recomendação da NBR 9649/1986.

Com a declividade de 0,0008 m/m a lâmina líquida teve variação de 0,650 em 2010, para 0,800 em 2030, sendo que a partir do ano de 2028 a unidade de transporte do SES da Área 2 passará a operar com seu limite de capacidade de escoamento (75%), segundo a NBR 9649/1986.

Utilizando a declividade de 0,0007 m/m a lâmina líquida teve alteração de 0,675 em 2010, para 0,850 em 2030, sendo que a partir do ano de 2025 a unidade de transporte do SES da Área 2 passará a operar com seu limite de capacidade de escoamento (75%), de acordo com a NBR 9649/1986.

Por sua vez, utilizando a declividade de 0,0006 m/m, a lâmina líquida teve variação de 0,700 em 2010, para 0,950 no ano de 2030, sendo que a partir do ano de 2021 a unidade de transporte do SES da Área 2 passará a

operar com seu limite de capacidade de escoamento (75%), segundo a NBR 9649/1986.

Na Tabela 23 e nos Gráfico 2 e Gráfico 3 podem ser observadas as alterações na lâmina líquida, de acordo com as sete declividades utilizadas no dimensionamento dos 100m finais do interceptor de esgoto da BE 5 (Área 2) e as estimativas de população e de produção de esgoto dos vinte anos de abrangência do PDSES (2010-2030).

Tabela 23 – Variação da lâmina líquida pelo tempo (Área 2).

Ano	Pop (hab)	Qp (L/s)	I (m/m)						
			Y/D						
			0,0020	0,0011	0,0010	0,0009	0,0008	0,0007	0,0006
2010	387.897	1430,91	0,475	0,575	0,600	0,625	0,650	0,675	0,700
2011	391.949	1445,86	0,475	0,575	0,600	0,625	0,650	0,675	0,700
2012	395.852	1460,25	0,500	0,575	0,600	0,625	0,650	0,675	0,700
2013	399.616	1474,14	0,500	0,600	0,600	0,625	0,650	0,675	0,725
2014	403.251	1487,55	0,500	0,600	0,600	0,625	0,650	0,675	0,725
2015	406.764	1500,51	0,500	0,600	0,600	0,625	0,650	0,700	0,725
2016	410.161	1513,04	0,500	0,600	0,625	0,625	0,675	0,700	0,725
2017	413.450	1525,17	0,500	0,600	0,625	0,650	0,675	0,700	0,750
2018	416.639	1536,94	0,500	0,600	0,625	0,650	0,675	0,700	0,750
2019	419.734	1548,35	0,500	0,600	0,625	0,650	0,675	0,700	0,750
2020	422.740	1559,44	0,500	0,600	0,625	0,650	0,675	0,700	0,750
2021	430.685	1588,75	0,525	0,625	0,625	0,650	0,675	0,725	0,775
2022	438.630	1618,06	0,525	0,625	0,650	0,675	0,700	0,725	0,775
2023	446.576	1645,88	0,525	0,625	0,650	0,675	0,700	0,750	0,800
2024	454.521	1676,68	0,525	0,650	0,650	0,675	0,725	0,750	0,800
2025	462.466	1705,99	0,525	0,650	0,675	0,700	0,725	0,775	0,825
2026	473.480	1746,62	0,550	0,650	0,675	0,700	0,725	0,775	0,850
2027	484.494	1787,25	0,550	0,675	0,700	0,725	0,750	0,800	0,875
2028	495.508	1827,88	0,550	0,675	0,700	0,725	0,775	0,800	0,900
2029	506.523	1868,51	0,575	0,675	0,700	0,750	0,775	0,825	0,950
2030	517.537	1909,14	0,575	0,700	0,725	0,750	0,800	0,850	0,950

Gráfico 2 – Variação da lâmina líquida pelo tempo (Área 2).

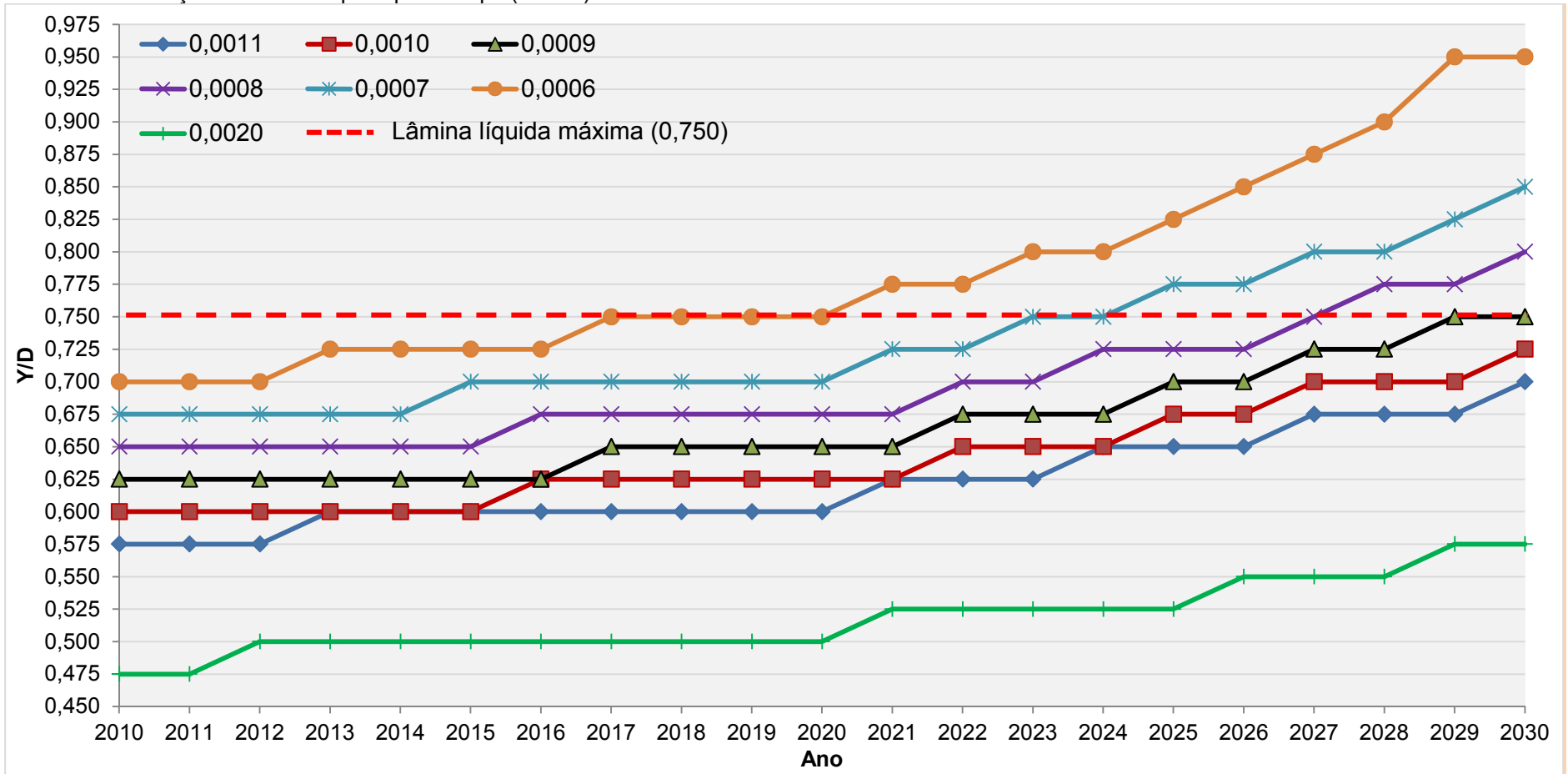
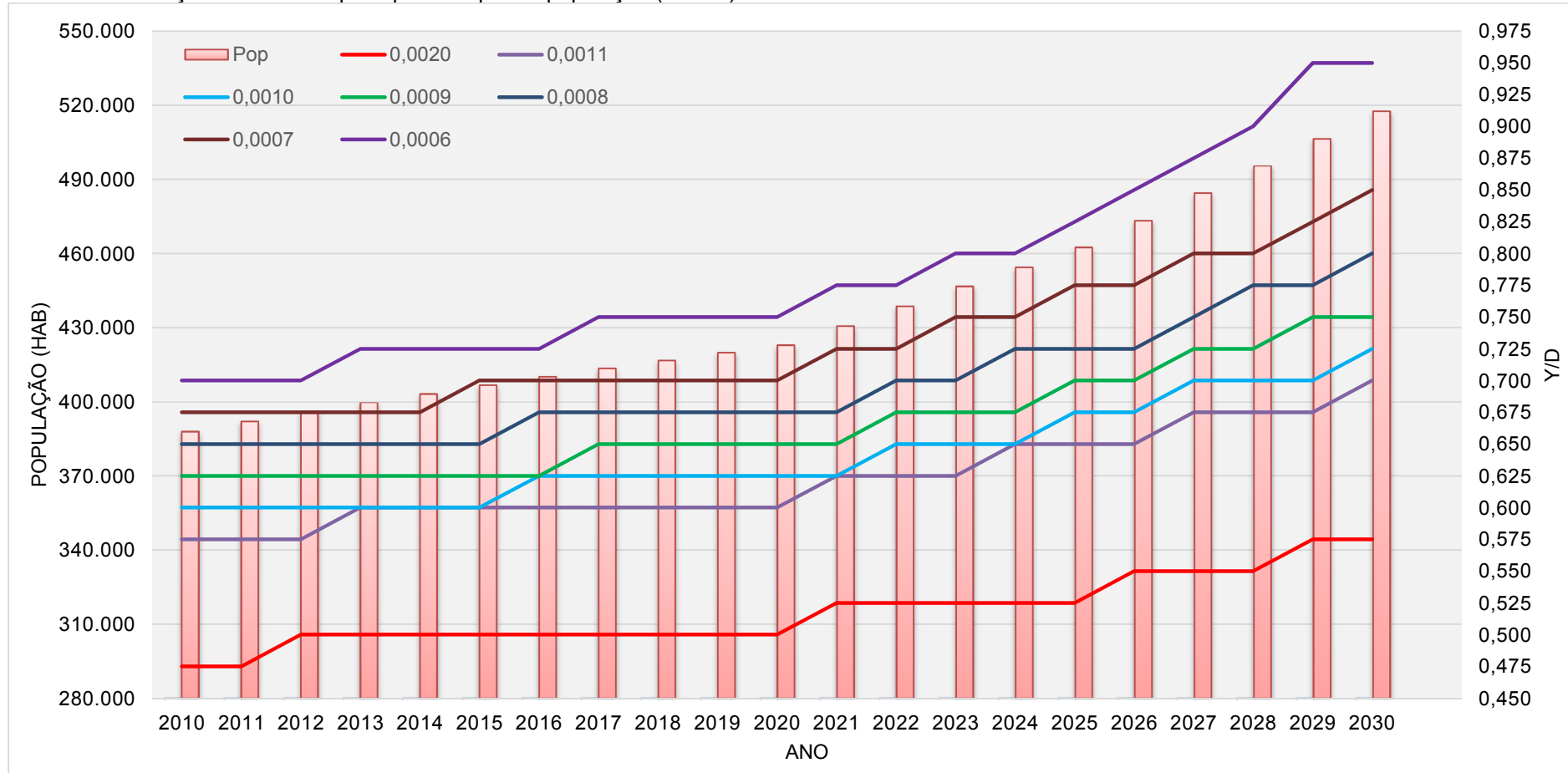


Gráfico 3 – Variação da lâmina líquida pelo tempo e a população (Área 2)



Nos cálculos executados para cada declividade estabelecida no dimensionamento do trecho estudado, tanto para a Fase 1 quanto para a Fase 2, todas as condições hidráulicas foram respeitadas, segundo as recomendações das NBR 12207/1992 e NBR 9648/1986 que citam:

- Cada trecho do interceptor deve ser dimensionado para a vazão final e verificado pelo critério de tensão trativa média, de valor mínimo  $\sigma = 1,0$  Pa;
- No caso de lançamento de contribuição de tempo seco ao interceptor, o valor mínimo da tensão trativa média deve ser de  $\sigma = 1,5$  Pa;
- A máxima declividade admissível é aquela para a qual se tenha velocidade final igual a 5 m/s;
- Quando a velocidade final ( $v_f$ ) é superior à velocidade crítica ( $v_c$ ), a maior lâmina admissível deve ser 50 % do diâmetro do coletor, assegurando-se a ventilação do trecho;
- As lâminas d'água devem ser sempre calculadas admitindo o escoamento em regime uniforme e permanente, sendo o seu valor máximo, para vazão final ( $Q_f$ ), igual ou inferior a 75 % do diâmetro do coletor.

Observa-se, que todos os valores de tensão trativa ficaram acima dos valores mínimos recomendados pelas NBR 9649/1986 e NBR 12.207/1992, não prejudicando a autolimpeza da tubulação nem ocasionado entupimentos (devido o arreste de sedimentos).

Nessa pesquisa não foi considerada a qualidade do material da tubulação estudada, pois o objetivo do trabalho foi verificar a capacidade de escoamento do interceptor de esgoto assentado na BE 5 e detectar possíveis intervenções no SES da área, em função do crescimento populacional e de sua produção de esgoto no horizonte de 30 anos.

Assim, deve ser realizado estudo para avaliar se a tubulação interceptora existente na Área da BE 5, a qual é originada das primeiras



intervenções no SES de Belém, ainda é capaz de escoar as águas residuárias coletadas na extensão dessa Bacia e se existe a necessidade de substituição ou ampliação desse interceptor.

## 7 CONCLUSÕES

Mesmo com todas as intervenções que perduraram por quase um século, o sistema de esgotamento sanitário no município de Belém não atende a maior parte dos bairros dessa capital, sendo a área da primeira légua patrimonial e outras áreas beneficiadas com o assentamento de tubulações coletoras, favorecidas com coleta e transporte do esgoto.

Com a realização desse trabalho verificou-se que a situação atual (Fase 1), ou seja, a cobertura com transporte de esgoto da Área 1, a qual é resultado das primeiras intervenções no SES de Belém, tem tubulação interceptora que ainda pode operar dentro do que estabelecido pela NBR 9649/1986 e NBR 12.207/1992 com relação a lâmina líquida e a tensão trativa.

Todavia, na Área 2 com o incremento populacional e de produção de esgoto, resultantes do aumento da área de contribuição (BE 5), pode ocorrer o comprometimento hidráulico desse conduto, pois essa condição está diretamente ligada ao valor de declividade, a qual é utilizada no dimensionamento da tubulação. É importante observar que, não só a declividade, mas, como todo parâmetro hidráulico pode interferir do desempenho dessa unidade.

Com essa pesquisa, foi possível constatar que é importante que haja nova intervenção nas unidades de transporte do SES estudado, para substituição ou ampliação, levando em conta a o tempo de vida do material constituinte e a certeza de que essa tubulação possa suprir a necessidade da Bacia.

Muitas vezes obras para a implantação de interceptores alteram o local onde serão assentados, pois são obras demoradas, atrapalhando o trânsito e as atividades programadas pelos cidadãos. A pesar disso, os interceptores são muito importantes no escoamento dos esgotos sanitários, que dirá indispensáveis para a reestruturação das áreas urbanas e para a eficiência do SES, a partir do momento que são parte integrante desse sistema e contribuem com a conservação do meio ambiente.

Assim, caso haja a necessidade real de intervenção nessa unidade de transporte, as condições hidráulicas devem ser consideradas, as quais são recomendações das NBR 12207/1992 e NBR 9649/1986.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS E TÉCNICAS, Rio de Janeiro. **NBR 8890 -Tubo de concreto armado, de seção circular, para esgoto sanitário.** Rio de Janeiro, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **Construção e Instalação de Fossas Sépticas e Disposição dos Efluentes Finais 7p.** . Rio de Janeiro. NBR 7229. 1993.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de Interceptores de Esgoto Sanitário.** NBR 12207. Rio de Janeiro, 1992.

BARROS, Raphael T. de V. et al. Manual de saneamento e proteção ambiental para os municípios, 2. Belo Horizonte: **Escola de engenharia da UFMG.** Minas Gerais: DESA/UFMG, 1995.

BIONOMIA Sapiens. Disponível em: <<http://bionomiassapiens.blogspot.com.br>>. Acesso em: 27 Jul. 2011.

BORJA, Patrícia. **Elaboração de plano municipal de saneamento básico.** Salvador: [s.n.], 2009. Notas de aula.

BRASIL. Ministério das Cidades. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. **Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento: diagnóstico dos serviços de água e esgotos de 2011.** Brasília, 2012. Disponível em: <<http://www.snis.gov.br/>>. Acesso em: 11 ago. 2012.

BRASIL. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. **Gestão de águas pluviais urbanas.** Brasília: Ministério das cidades, 2006. v. 4.

BYINGTON & CIA. **Relatório de Planejamento de Obras: Abastecimento de Belém e Esgotamento Sanitário de Belém – (Bacia 1 e 2)**. Belém. Companhia de Saneamento do Pará. 1962.

CHERNICHARO, C. A. L. **Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias. Vol. 5. Reatores anaeróbios**. DESA – UFMG, 245pp. Belo Horizonte, 1997.

Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental - CETESB. **Sistemas de Esgotos Sanitários**. 2ª. ed.: 467 p . CETESB. São Paulo 1977.

COMPANIA DE SANEAMENTO DO PARÁ. **Diagnóstico do sistema de esgotamento sanitário de Belém**. Belém, 1984.

COMPANIA DE SANEAMENTO DO PARÁ. **Projeto Executivo da Estação de Tratamento de Esgoto do Una. Grupo de Pesquisa Hidráulica**. Belém, 2011.

COMPANIA DE SANEAMENTO DO PARÁ. Relatório Final de Implantação de Prosanear – **Programa de Saneamento para População de Baixa Renda**. Belém, 1997.

DACACH, N. G. **Saneamento Básico**. 3. ed. Guanabara Dois. 293 p. Rio de Janeiro, 1990.

ESGOTO Sanitário. Disponível em: <[http://www.dec.ufcg.edu.br/saneamento/ES00\\_00.html](http://www.dec.ufcg.edu.br/saneamento/ES00_00.html)>. Acesso em: 21 Ago. 2011.

ESGOTO. Disponível em: <<http://www.samaecaxias.com.br/esgoto>>. Acesso em: 27 Jul. 2011.

FERNANDES, Carlos. **Esgotos Sanitários**. Editora Universitária de João Pessoa. João Pessoa, 1997.

FERRARI, C. **Curso de planejamento municipal integrado**. 2ª Ed. São Paulo: Pioneira / Mackenzie, 1979.

GALLEGOS, P.C. Elevatórias nos Sistemas de Esgotos. **Belo Horizonte: Ed. UFMG, 2003.** 287 p. GALERIAS. Disponível em: <<http://www.pa.gov.br>>. Acesso em: 26 ago. 2012.

GOOGLE EARTH, [2010]. Disponível em: < [www.google.com.br](http://www.google.com.br)>. Acesso em : 08 out. 2012.

HELLER, Leo. Manual de saneamento e proteção ambiental para os municípios, 2. In: PEREIRA, José (Org.). **Escola de engenharia da UFMG.** Minas Gerais: DESA/UFMG, 1995.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Banco de dados agregados: **Censo Demográfico e contagem da população no ano 2010.** IBGE, 2012. Disponível em: <<http://www.sidra.ibge.gov.br/cd/cd2010CGP.asp>>. Acesso em: 14 ago. 2012.

JORDÃO, Eduardo P.; PESSOA, Constantino A. **Tratamento de Esgotos Domésticos.** 6º edição. Editora da ABES. Rio de Janeiro, 2011.

JORDÃO, Eduardo P.; PESSOA, Constantino A. **Tratamento de Esgotos Domésticos.** Editora da ABES. São Paulo, 1995.

KNOOW. **Viabilidade técnica.** Disponível em: <<http://www.knoow.net/cienceconempr/gestao/analiseviabilidade.htm>>. Acesso em 23 ago. 2010.

MELO, José Carlos. **Sistema Condominial de Esgoto:** razões, teoria e prática. Editora da CEF. Recife, 1994.

MENDES, Frederico da Cunha. **Avaliação da pós-implantação do sistema de coleta condominial, tipo fundo de lote, do setor Guanabara – Região Metropolitana de Belém.** 2003. 172 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro Tecnológico, Universidade Federal do Pará, Belém, 2003. Orientação de José Almir Rodrigues Pereira.

MENDES, Frederico. Saneamento Ambiental em áreas Urbanas: esgotamento sanitário na Região Metropolitana de Belém. In: PEREIRA, José (Org.). **Programas de Esgotamento Sanitário na Região Metropolitana de Belém.** Belém: UFPA/NUMA, EDUFPA, 2003. p. 125-141.

METCALF; EDDY (1985). **Ingenieria sanitária – redes de alcantarillado y bombeo de águas residuales**. ed. Barcelona: E. Labor S.A. 1985. 446p.

NETTO, Azevedo; José Martiniano de. **Generalidades, Aspectos Sanitários. Importância**. Atraso no Brasil e em São Paulo. In: AZEVEDO NETTO, José Martiniano de et al. Projeto de Sistemas de Esgoto Sanitário. São Paulo. CETESB,1971. p. 1-9.

PEREIRA, J. A.R; SOARES, J.M (2004). **Sistemas de Esgoto Sanitário**. Apostila Curso de Engenharia Sanitária. Disciplina de Sistemas de Esgoto. Departamento de Hidráulica e Saneamento.

PEREIRA, José A. R et al. **Plano Diretor do Sistema de Esgotamento Sanitário da Região Metropolitana de Belém**. Belém: [s.n], 2010. Universidade Federal do Pará. Grupo de Pesquisa Hidráulica e Saneamento. Companhia de Saneamento do Pará.

PEREIRA, José Almir Rodrigues; SOARES, Jaqueline Maria. **Rede coletora de esgoto sanitário: projeto, construção e operação**. EDUFPA. Belém, 2010.

PEREIRA, José. Saneamento Ambiental em áreas Urbanas: esgotamento sanitário na Região Metropolitana de Belém. In: PEREIRA, José (Org.). **Evolução do Sistema de Esgotamento Sanitário na Região Metropolitana de Belém**. Belém: UFPA/NUMA, EDUFPA, 2003. p. 125-141.

PONTE, M. X. **Rede Intra-urbana de Água e Esgotamento Sanitário na Cidade de Belém: aspectos históricos, políticos e econômicos da estruturação sanitária**. 2003. 118 f. Dissertação (Mestrado em Planejamento Urbano e Regional) – Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano e Regional, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003. Orientação de Mauro Kleimam.

PROJECT NEGÓCIOS. **Viabilidade econômica**. Disponível em: <<http://www.projectnegocios.com.br/index.php?lingua=1&pagina=home>>. Acesso em 23 ago. 2010.

ROPIPLAST Rotomoldagem. Disponível em: <<http://www.ropiplast.com.br>>. Acesso em: 21 Ago. 2012.

SANTOS, Luciano dos; FERREIRA Denise Labrea. **Sistema de Informação Geográfica Aplicado ao Planejamento de Trânsito e Transportes**. Caminhos de Geografia, Uberlândia, v. 12, n. 05, jun. 2004. Disponível em: <[http://www.ig.ufu.br/revista/volume12/artigo05\\_vol12.pdf](http://www.ig.ufu.br/revista/volume12/artigo05_vol12.pdf)>. Acesso em: 08 ago 2012.

SILVA, Valdinei Mendes da. **Plano Diretor Setorial do Sistema de Esgotamento Sanitário: alternativas de concepção para a área de maior adensamento populacional do município de Belém - PA**. 2006. 199 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro Tecnológico, Universidade Federal do Pará, Belém, 2006. Orientação de José Almir Rodrigues Pereira.

SILVA, Valdinei. Saneamento Ambiental em áreas Urbanas: esgotamento sanitário na Região Metropolitana de Belém. In: PEREIRA, José (Org.). **Evolução do Sistema de Esgotamento Sanitário na Região Metropolitana de Belém**. Belém: UFPA/NUMA, EDUFPA, 2003. p. 125-141.

SOARES, Jaqueline Maria. **Importância do traçado da rede coletora de esgoto sanitário no custo de construção**. 2004. 218 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro Tecnológico, Universidade Federal do Pará, Belém, 2004. Orientação de José Almir Rodrigues Pereira.

SOARES, S.R.A.; BERNARDES, R.S.; NETTO, O.M.C. Relações entre saneamento, saúde pública e meio ambiente: elementos para formulação de um modelo de planejamento em saneamento. **Cad. Saúde Pública**, Rio de Janeiro, ano 6, n. 18, p. 1713-1724, nov./dez. 2002.

SOBRINHO, Pedro A.; TSUTIYA, Milton T. **Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário**. 1 Ed.. 547p. São Paulo Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 1999.

SOBRINHO, Pedro A.; TSUTIYA, Milton T. **Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário**. 2. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2000.

VERBETES. **Planejamento urbano**. Disponível em: <[http://www.usp.br/fau/docentes/deprojeto/c\\_deak/CD/4verb/planejamentourb/index.html](http://www.usp.br/fau/docentes/deprojeto/c_deak/CD/4verb/planejamentourb/index.html)>. Acesso em 23 ago. 2012.

VIEIRA, Neiva Francenely Cunha. Gravidez na adolescência: tendência a produção científica de enfermagem. **Revista Saúde Pública**, Bahia, v. 12, n. 4, p. 799-805, dez. 2008



VON SPERLING, M *et al.* **Sistemas de Esgotos**. In: Barros, Raphael T.de V. Manual de Saneamento e Proteção Ambiental para os Municípios. Escola de engenharia da UFMG. Cap. 4, p. 1-6. Belo Horizonte, 1995

VON SPERLING, M. Princípios do tratamento biológico de águas residuárias. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgoto**. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental - UFMG. Vol. 1. 3<sup>a</sup> ed, 2005. 452 p.