

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS / MG

ENGENHARIA CIVIL

MARCOS PAULO VILAS BOAS AZEVEDO

SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO: Proposta de solução para o sistema de esgoto sanitário no Bairro Bela Vista no Município de São Gonçalo do Sapucaí/MG.

**Varginha
2018**

MARCOS PAULO VILAS BOAS AZEVEDO

SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO: Proposta de solução para o sistema de esgoto sanitário no Bairro Bela Vista no Município de São Gonçalo do Sapucaí/MG.

Trabalho apresentado no 10º período do curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas como pré-requisito para obtenção créditos no TCC 2, sob orientação da Professora Mestra Ivana Prado de Vasconcelos.

**Varginha
2018**

MARCOS PAULO VILAS BOAS AZEVEDO

SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO: Proposta de solução para o sistema de esgoto sanitário no Bairro Bela Vista no Município de São Gonçalo do Sapucaí/MG.

O trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel pela banca examinadora composta pelos membros:

Aprovado em / /.

Prof. Ms. Ivana Prado de Vasconcelos

Prof.

Prof.

OBS:

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por sempre estar iluminando os meus caminhos durante todo período de faculdade.

Minha família por todo apoio, em especial os meus pais que está sempre ao meu lado querendo sempre me mostrar os bons caminhos a ser seguido, a minha mãe pelos incentivos pra nunca desistir.

A minha namorada, Luciana pela paciência de todos os dias.

A professora Ivana Prado de Vasconcelos, pela oportunidade de orientação, incentivo, paciência e muita dedicação.

Aos amigos de sala de aula, que sempre unidos em todos esses anos onde podemos compartilhar muitas risadas e diversões.

RESUMO

Nas cidades beneficiadas por um sistema público de abastecimento de água e ainda carentes de sistema de esgoto sanitário, as águas servidas acabam poluindo o solo, contaminando as águas superficiais e freáticas e frequentemente passam a escoar pelas valas e sarjetas, constituindo em perigosos focos de disseminação de doenças. O sistema de esgoto sanitário apresenta as principais finalidades relacionadas aos aspectos higiênico, social e econômico. Tem-se a importância deste estudo para contribuir com a melhoria da qualidade de vida da comunidade. Para tanto, tornou-se necessário a análise de uma concepção adequada para implantação de um sistema de esgotamento, aprimorando a saúde ambiental vivida no bairro. Desta forma, este trabalho apresenta uma proposta para a falta da rede coletora de esgoto e interceptor no bairro Bela Vista no Município de São Gonçalo do Sapucaí em Minas Gerais. Tendo em vista que a área de estudo não possui sistema coletivo de esgotamento sanitário, sendo que os esgotos não possuem destinação correta. Para solucionar o problema foi realizado uma análise no local para a implantação da rede coletora de esgoto, e com a análise, revisões bibliográficas de livros, artigos e trabalhos relacionados foi desenvolvida a projeção da rede coletora de esgoto e do interceptor para o bairro em questão.

Palavras-chave: Esgoto sanitário. Rede coletora. Interceptor

ABSTRACT

In cities benefiting from a public water supply system and still lacking a sewage system, the wastewater ends up polluting the soil, contaminating surface and groundwater, and frequently flowing through ditches and gutters, constituting dangerous sources of dissemination of diseases. The sanitary sewage system presents the main purposes related to the hygienic, social and economic aspects. The importance of this study is to contribute to the improvement of the quality of life of the community. In order to do so, it became necessary to analyze an adequate conception to implement a system of exhaustion, improving the environmental health lived in the neighborhood. In this way, this work presents a proposal for the lack of the sewage collection network and interceptor in the Bela Vista neighborhood in the municipality of São Gonçalo do Sapucaí in Minas Gerais. Considering that the study area does not have a collective sanitary sewage system, the sewage is not destined correctly. In order to solve the problem, an on-site analysis was carried out for the implementation of the sewage collection network and with the analysis, bibliographic reviews of books, articles and related works the projection of the sewage collection network and the interceptor for the neighborhood in question was developed.

Keywords: Sanitary sewage. Network collector. Interceptor

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	12
2.	OBJETIVO.....	13
2.1.	Objetivo Geral.....	13
2.2.	Objetivo Específico.....	13
3.	DIAGNÓSTICO.....	14
3.1.	Caracterização do Município de São Gonçalo do Sapucaí	14
3.2.	Caracterização do bairro Bela Vista	14
4.	PROJETO.....	19
4.1.	Memorial Descritivo	19
4.1.1.	Área de Estudo	19
4.1.2.	Contribuições.....	19
4.1.3.	Estudo Populacional	20
4.1.4.	Horizonte de Projeto.....	21
4.1.5.	Estimativa da população na cidade de São Gonçalo do Sapucaí	21
4.1.6.	Métodos para Projeções Matemáticas	22
4.1.7.	Densidade Populacional	22
4.1.8.	Crítérios de Projeto.....	23
4.1.9.	Vazões de Dimensionamento	25
4.1.10.	Vazões de Início e Fim de Plano	25
4.1.11.	Vazão doméstica inicial.....	25
4.1.12.	Vazão doméstica final	25
4.1.13.	Taxas de Contribuições	26
4.1.14.	Vazão mínima.....	26
4.1.15.	Diâmetro Mínimo	26
4.1.16.	Declividades Mínimas e Máximas Admissíveis	26
4.1.17.	Tensão Trativa	27
4.1.18.	Lâmina D'água Admissível	28
4.1.19.	Velocidade crítica.....	28
4.1.20.	Velocidade no Trecho	28
4.1.21.	Interceptor	29

4.2.	MEMORIAL DE CÁLCULO	32
4.2.1.	Cálculo das Projeções	32
4.2.2.	Cálculo do Método de Projeção Geométrico.....	32
4.2.3.	Cálculo para o Método de Projeção Aritmética	32
4.2.4.	Cálculo da Densidade Populacional no Município	33
4.2.5.	Cálculo da Densidade Populacional no Bairro Bela Vista	34
4.2.6.	Critério de Projeto	35
4.2.7.	Vazões de Dimensionamento	35
4.2.8.	Cálculo das vazões domésticas.....	35
4.2.9.	Cálculo das Taxas de contribuição	36
4.2.10.	Cálculo do Interceptor	36
4.3.	ESPECIFICAÇÕES DOS MATERIAIS	37
4.3.1.	Diâmetro Mínimo	37
4.3.2.	Localização dos Coletores.....	37
4.3.3.	Material da Rede	39
4.3.4.	Recobrimento da Rede Coletora.....	39
4.3.5.	Poços de Visitas (PV's).....	39
4.3.6.	Ligações Prediais.....	40
4.3.7.	Abertura de Valas	41
4.3.8.	Profundidade da Vala	42
4.3.9.	Regularização do Fundo da Vala.....	43
4.3.10.	Reaterro	43
4.3.11.	Materiais, Mão de Obra e Equipamentos	44
4.3.12.	Sinalização.....	44
4.4.	Orçamento da Obra	45
4.4.1.	Levantamento dos Serviços.....	45
4.4.2.	Composição analítica de custos unitários diretos.....	45
4.4.3.	Materiais	45
4.4.4.	Equipamentos	46
4.4.5.	Mão de Obra.....	46
4.4.6.	Encargos Sociais.....	46
4.4.7.	Planilha Orçamentária	47

5. CONCLUSÃO	49
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	50
ANEXO A.....	53
ANEXO B.....	54

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Projeto do bairro Bela Vista	15
Figura 2: Bairro Bela Vista em São Gonçalo do Sapucaí -MG	15
Figura 3: Localização do bairro em São Gonçalo do Sapucaí	16
Figura 4: Residência despejando esgoto na área verde do bairro	16
Figura 5: Residências despejando esgoto na área verde do bairro.....	16
Figura 6: Esgoto saindo da residência.....	17
Figura 7: Esgoto na rua.	18
Figura 8: Região Hidrográfica.	19
Figura 9: Planta baixa do Bairro Bela Vista.....	20
Figura 10: Área urbana de São Gonçalo do Sapucaí.....	23
Figura 11: Interceptores.	29
Figura 12: Região Hidrográfica.	30
Figura 13: Identificação dos Bairros.	30
Figura 14: Exemplos de perfis transversais de arruamentos e posicionamento dos coletores.	38
Figura 15: Modelo do PV.....	40
Figura 16: Escoras.....	42
Figura 17: Tapumes de contenção.....	43

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: População e taxa de crescimento de São Gonçalo do Sapucaí.....	21
Tabela 2: Critérios de Projeto.	25
Tabela 3: População total do ano de 2017 a 2039.....	33
Tabela 4: Critérios de Projeto.	35

1. INTRODUÇÃO

O sistema de esgoto sanitário é definido como um conjunto de obras e instalações destinadas a propiciar a coleta, afastamento, condicionamento (tratamento, quando necessário) e disposição final do esgoto sanitário de uma comunidade, de forma contínua e higienicamente segura (Azevedo Netto, 1998).

As principais finalidades do sistema são a prevenção, o controle e a erradicação das muitas doenças de veiculação hídrica, visa à melhoria da qualidade de vida da população, envolve questões como o aumento de produtividade geral, em particular das produtividades industrial e agropastoril devido à melhoria ambiental.

O sistema de esgoto sanitário pode ser individual (fossa ou poço absorvente; fossa seca, tanque séptico) ou coletivo (rede coletora, coletor tronco, acessórios, interceptor, emissários, estação elevatória de esgoto, estação de tratamento de esgoto e corpo receptor).

Este presente trabalho visa propor uma concepção viável economicamente e técnica do sistema de esgotamento sanitário do bairro Bela Vista no Município de São Gonçalo do Sapucaí, que não é existente no local.

No estudo realizou-se um levantamento de campo no bairro Bela Vista em São Gonçalo do Sapucaí/MG para a ausência da rede coletora, onde foi possível diagnosticar os principais problemas enfrentados pelos moradores do local e onde estariam depositando os esgotos já que não possuíam no bairro rede coletora de esgoto.

Foi realizado cálculos conforme o memorial descritivo e, a partir da constatação do problema, foi feito projeto da rede coletora de esgoto para o bairro.

Contudo, logo após os resultados de pesquisas e dados do projeto, pode se chegar ao melhor resultado para que o problema seja solucionado.

2. OBJETIVO

2.1. Objetivo Geral

O seguinte estudo tem por objetivo propor a solução para a ausência de coletor de esgoto e de interceptor no Bairro Bela Vista no Município de São Gonçalo do Sapucaí.

2.2. Objetivo Específico

- Realizar levantamento de dados no local, na prefeitura e na concessionária;
- Analisar os dados levantados;
- Diagnosticar o problema identificado;
- Indicar solução para que o sistema possa melhorar o aspecto social, higiênico, econômico e ambiental.
- Realizar projeto, memorial descritivo, memorial de cálculo e planilha orçamentária da proposta.

3. DIAGNÓSTICO

3.1. Caracterização do Município de São Gonçalo do Sapucaí

O município de São Gonçalo do Sapucaí possui uma área urbana de 516.683 km². Está a uma altitude de 906 m, possuindo uma população total de 25.143 habitantes.

De acordo com o último levantamento do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, realizado em 2010, o índice de desenvolvimento humano municipal é de 0,715 e a densidade demográfica do município é de 46,27(Hab./km²).

3.2. Caracterização do bairro Bela Vista

A área em estudo é o bairro Bela Vista que pertence ao município de São Gonçalo do Sapucaí em Minas Gerais.

O bairro Bela Vista é urbanizado, composto por aproximadamente 40 famílias de baixa renda. Devido à irregularidade do bairro perante a prefeitura, as vias não são pavimentadas e são verificados problemas de falta da rede coletora de esgoto no local através de visitas “in loco”.

A população do bairro Bela Vista vive predominantemente de atividades em fábricas e indústrias existentes na cidade.

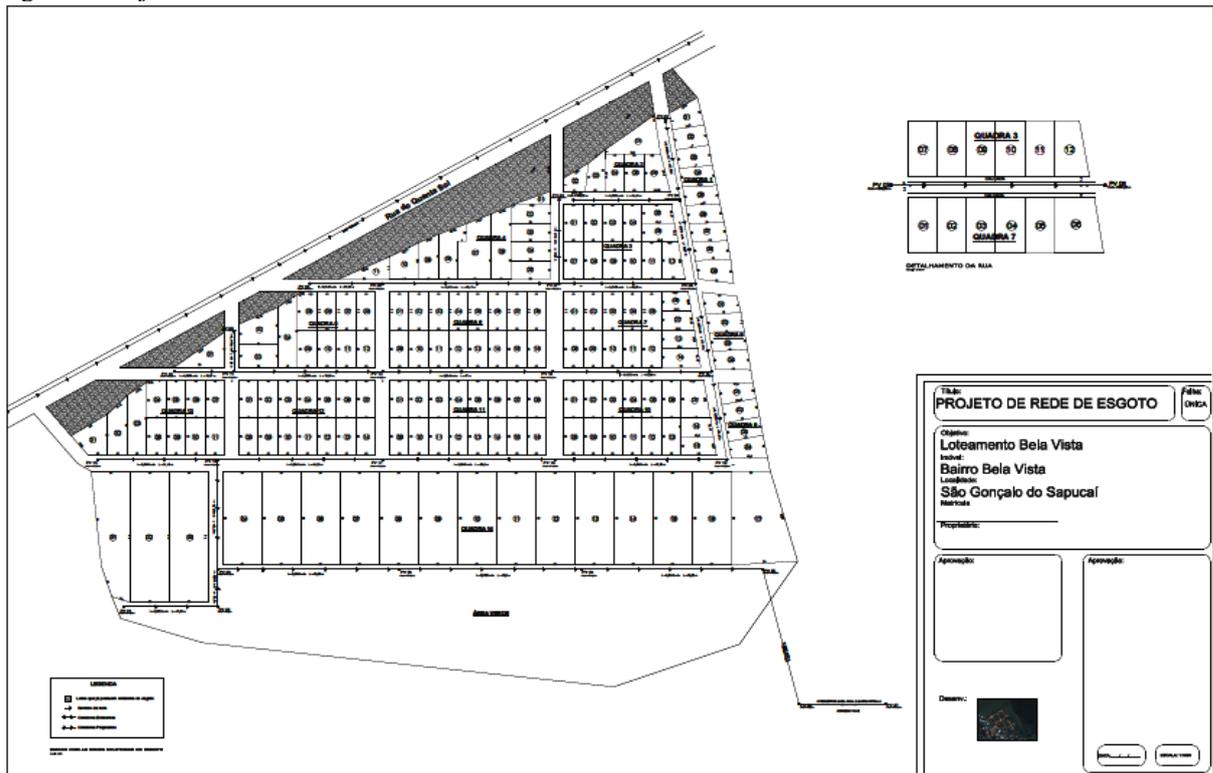
Após consulta a Prefeitura Municipal de São Gonçalo do Sapucaí, foi possível ter acesso ao projeto urbanístico do bairro o qual não foi aprovado. O projeto consta 145 lotes, totalizando uma área de 76.813,00 m², conforme a Figura 1. Com a consulta pôde ser verificado também que a Prefeitura não possui arquivo digital desse projeto.

De acordo com o técnico da prefeitura, o motivo pelo qual o bairro ainda não possui rede coletora de esgoto é que o proprietário do bairro não entrou com as documentações necessárias para a aprovação do projeto do bairro e não apresentou o projeto completo com os memoriais dos lotes, projeto de esgoto, de abastecimento de água, entre outros.

Para que seja implantada a rede coletora é necessário que o proprietário apresente as documentações corretas e o projeto completo do bairro para que seja legalizado e com isso, a prefeitura possa fazer não só a rede coletora de esgoto, mas também a infraestrutura do bairro.

Mesmo com a não aprovação perante a prefeitura, o bairro foi sendo povoado sem que nenhum responsável técnico da prefeitura intervisse e por conta disso, hoje o bairro se encontra com todos esses problemas mostrados.

Figura 1: Projeto do bairro Bela Vista.



Fonte: Prefeitura Municipal de São Gonçalo do Sapucaí, adaptado.

Em uma visita realizada no Bairro Bela Vista, pôde-se verificar que o bairro não foi totalmente executado, ou seja, o bairro ainda se encontra incompleto, totalizando 115 lotes executados de 145 previsto em projeto, conforme as Figuras 02 e 03.

Figura 2: Bairro Bela Vista em São Gonçalo do Sapucaí -MG.



Fonte: Google Earth, adaptada. (06/05/2017).

Figura 3: Localização do bairro em São Gonçalo do Sapucaí.



Fonte: Google Earth, adaptada. (05/05/2017)

Nas Figuras 4, 5, 6 e 7, pode-se observar que pela ausência dos coletores de esgoto no bairro, os moradores jogam seus esgotos nas ruas ou na área verde do bairro.

Figura 4: Residência despejando esgoto na área verde do bairro.



Fonte: Própria Autoria. (06/05/2017).

Figura 5: Residências despejando esgoto na área verde do bairro.



Fonte: Própria Autoria.(06/05/2017).

Figura 6: Esgoto saindo da residência



Fonte: Própria Autoria. (06/05/2017).

Figura 7: Esgoto na rua.



Fonte: Própria Autoria. (06/05/2017).

4. PROJETO

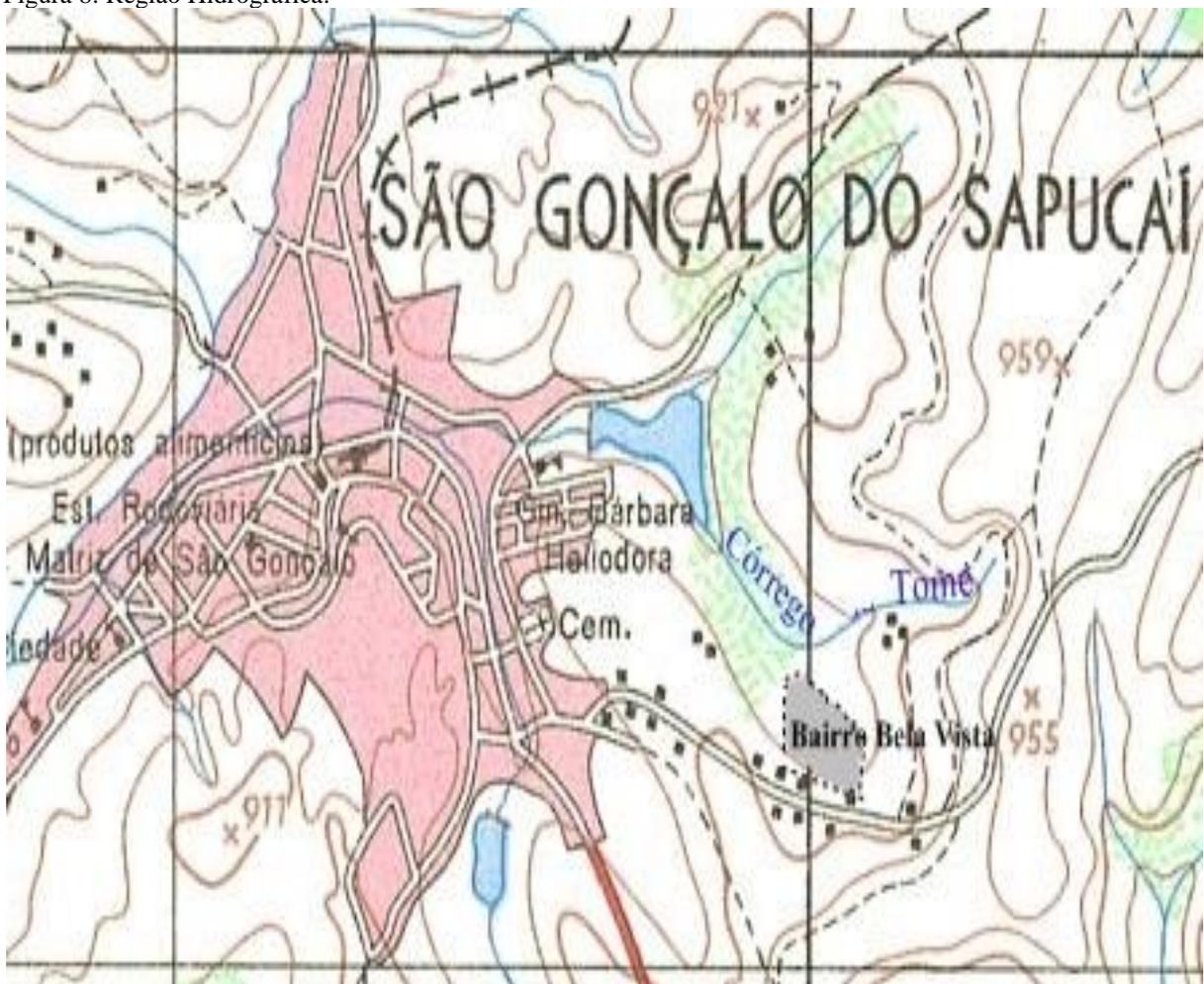
4.1. Memorial Descritivo

4.1.1. Área de Estudo

A região hidrográfica na qual se encontra o município de São Gonçalo do Sapucaí, é formado pela bacia do Rio Sapucaí. Dentro dos limites da bacia do Rio Sapucaí ainda está definida quatro sub-bacias principais: Ribeirão do Feijão, Córrego Vilela, Córrego Saracura e Córrego Tomé.

O Bairro em estudo pertence ao Córrego Tomé, como mostrado na Figura 08.

Figura 8: Região Hidrográfica.



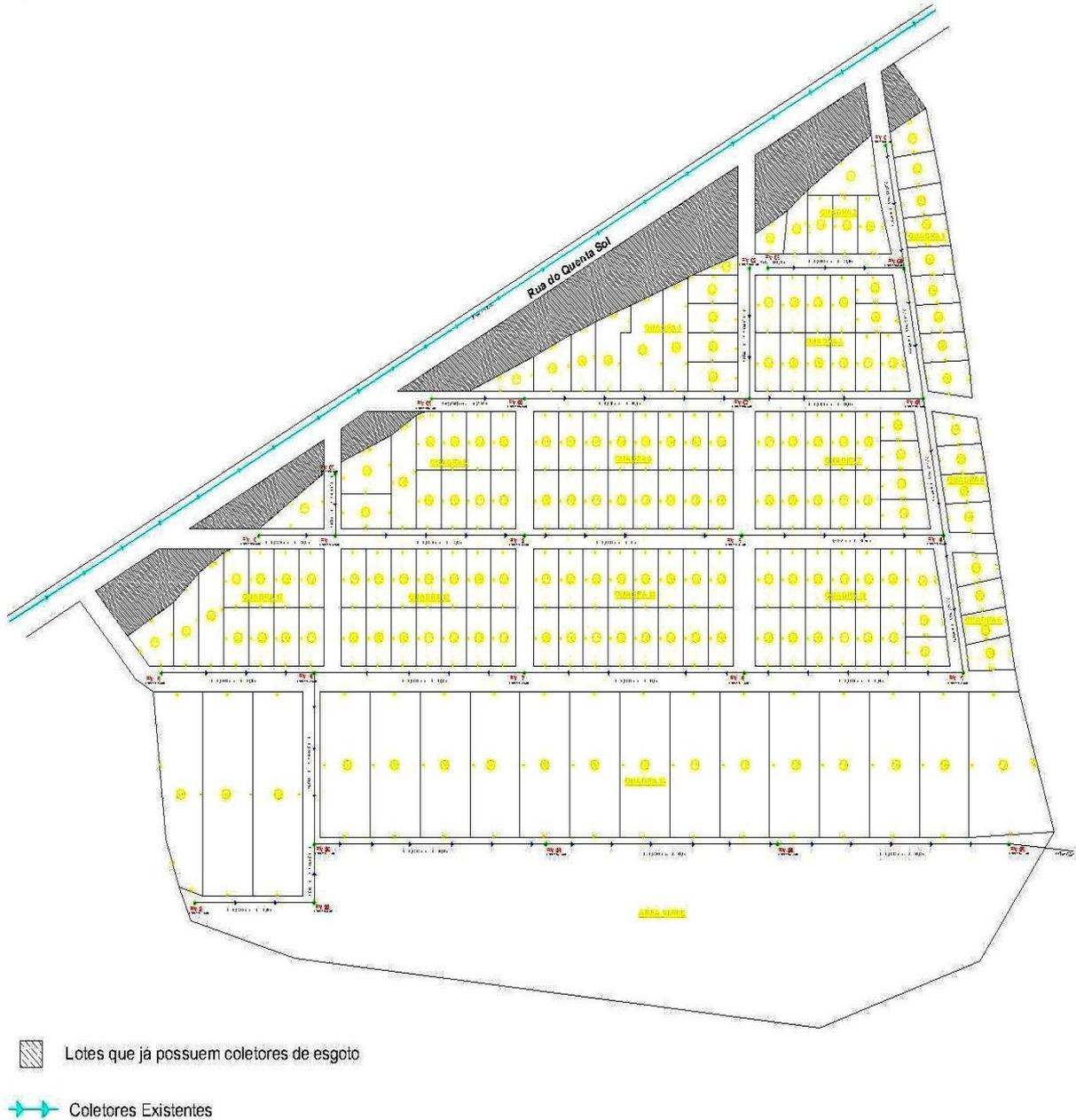
Fonte: IBGE 1964, adaptado.

4.1.2. Contribuições

O Bairro Bela Vista não recebe nenhuma contribuição de esgoto de outro bairro, como mostra a Figura 09.

Onde a parte hachurada são lotes que já possuem rede coletora de esgoto e não fazem parte do Bairro Bela Vista e com isso não contribuem em relação ao esgoto sanitário, pois sua rede coletora é interligada em outro bairro.

Figura 9: Planta baixa do Bairro Bela Vista.



Fonte: Prefeitura Municipal de São Gonçalo do Sapucaí, adaptado.

4.1.3. Estudo Populacional

Para este projeto foram realizadas consultas das pesquisas de crescimento populacional realizadas pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE (1970 a 2010), tendo como dados a população do Município de São Gonçalo do Sapucaí, como mostrado na Tabela

1. A fim de encontrar o melhor resultado para a taxa de crescimento, com estes dados de entrada, a população do bairro foi analisada por dois métodos matemáticos, sendo estes: método aritmético e método geométrico. Estes estudos foram necessários para estipular a população de começo e fim de plano.

Tabela 1: População e taxa de crescimento de São Gonçalo do Sapucaí.

Ano	População Total (hab)	Taxa de Cresc. da Pop. Total (% a.a)
1970	16067	-
1980	17498	0,86%
1991	19611	1,04%
1996	20574	0,96%
2000	22308	2,04%
2007	22751	0,28%
2010	23906	1,66%

Fonte: O Autor.

4.1.4. Horizonte de Projeto

O horizonte de projeto foi estabelecido o valor de 20 anos, conforme recomenda Tsutiya e Sobrinho (2011), sendo este um valor muito usual em projetos de saneamento no Brasil. Sendo o início de plano dado no ano de 2019, e fim de plano para 2039. Recomendam-se valores próximos dos estabelecidos devido à durabilidade e da vida útil dos materiais utilizados.

4.1.5. Estimativa da população na cidade de São Gonçalo do Sapucaí

Fixado o horizonte de projeto, faz-se necessário conhecer a população final atendida, ou seja, a população que se espera encontrar na localidade ao final do período adotado. Com isso poderá ser feita uma estimativa da vazão de esgotos presente e futura, ano a ano, até o fim de plano e/ou a saturação, que se destinará ao tratamento adequado (NUVOLARI, 2011).

4.1.6. Métodos para Projeções Matemáticas

4.1.6.1. Processo Aritmético

Segundo Tsutiya (1999), este processo toma como pressuposto que a cidade se desenvolve segundo uma progressão aritmética, ou seja, a população está crescendo linearmente com o tempo. Analisando os valores das populações P_0 e P_1 correspondentes aos tempos t_0 e t_1 , (referentes a dois anos de dados censitários), calcula-se o incremento populacional nesse período (r), pela equação abaixo:

$$4.1.6.1.1. \quad K_a = \frac{\Delta P}{\Delta t}$$

A partir da qual resulta a previsão de população (P_t), correspondente à data futura (t), expressa pela equação:

$$4.1.6.1.2. \quad P_t = P_0 + K_a \times (t - t_0)$$

4.1.6.2. Processo Geométrico

Este processo admite que a cidade cresça segundo uma progressão geométrica. Tanto no processo geométrico como no aritmético, considera-se que a população da cidade só vem a crescer, não admitindo um decréscimo da população e sim um crescimento populacional ilimitado. Conhecendo-se dois dados de população, P e P_0 , correspondentes respectivamente aos anos t e t_0 , pode-se calcular a razão de crescimento geométrico no período conhecido (K_g), pela equação abaixo:

$$4.1.6.2.1 \quad K_g = \ln P - \ln P_0 / t - t_0$$

A partir da qual resulta a previsão de população (P_t), correspondente à data futura (t), expressa pela equação:

$$4.1.6.2.2. \quad P_t = P_0 \times e^{K_g \times (t - t_0)}$$

4.1.7. Densidade Populacional

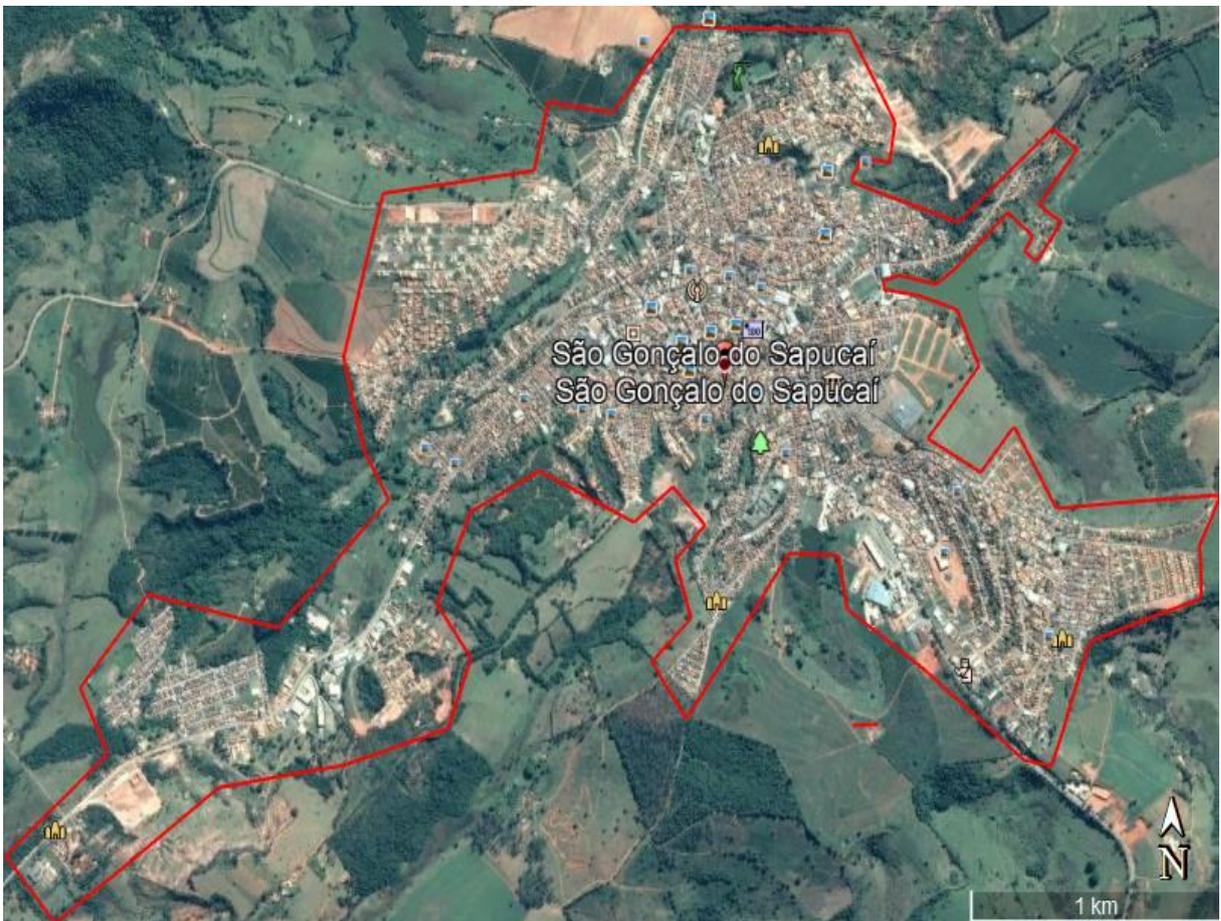
Segundo Sadava (2009), densidade populacional trata-se do número de indivíduos de uma população presentes numa determinada área, está dependente do número de nascimentos,

de mortes e do número de indivíduos que saem e entram na comunidade, é, por esse motivo, um dos fatores que limita o crescimento populacional. A densidade populacional permite comparar diferentes populações quanto ao espaço que ocupam num ecossistema.

4.1.7.1. Densidade = Número de indivíduos da população / Unidade de espaço

Pode ser expressa pelo número de indivíduos ou pela biomassa (quantidade total de matéria viva presente na população) a dividir pela unidade de área, conforme a Figura 10. A unidade correspondente é o km² (se for dividido pela área) ou o m³ (se for dividido pelo volume).

Figura 10: Área urbana de São Gonçalo do Sapucaí.



Fonte: Google Earth, adaptada.

4.1.8. Critérios de Projeto

Os critérios de projeto adotados foram obtidos por meio de pesquisa das normas técnicas relevantes para com o tema, assim como manuais técnicos de empresas de saneamento, regulamentos, livros, teses e leis.

4.1.8.1. Consumo Per Capita

Funasa (1999) sugere, para população de até 6.000 habitantes, um consumo per capita entre, 100 e 150 l/hab.dia, para população entre 6.000 e 30.000 habitantes, 150 a 200 l/hab.dia, para população entre 30.000 e 100.000 habitantes, 200 a 250 l/hab.dia, e para população acima de 100.000 habitantes, um consumo per capita entre 250 e 300 l/hab.dia.

Foi utilizado o valor de consumo per capita $q = 200$ L/hab.dia, que representa o valor que cada indivíduo consome de água por dia.

4.1.8.2. Coeficiente de Retorno

Segundo recomendação da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1986: NBR 9649/1986, o coeficiente de retorno, por não houver dados medidos da área que caracterizem outro valor, adota-se um coeficiente de retorno de $C = 0,80$.

4.1.8.3. Coeficiente de Variação

Os coeficientes de variação de vazão, segundo Nuvolari (2011), correspondem ao escoamento da parcela de esgoto doméstico, que compõe o esgoto sanitário, o qual não se comporta de maneira regular, pois como a água de consumo doméstico está sob comando direto do usuário, as vazões variam conforme as demandas sazonais, mensal, diária e horária.

As variações mais significativas são as diárias e horárias, representadas pelos coeficientes abaixo, tendo seus valores recomendados pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1986: NBR 9649/1986.

- K1: Coeficiente de Máxima vazão Diária – 1,20
- K2: Coeficiente de Máxima vazão Horária – 1,50

4.1.8.4. Taxa de Infiltração

As águas de infiltração são águas subterrâneas originárias do subsolo que penetram indesejavelmente nas canalizações da rede coletora de esgotos de diversas maneiras: pelas paredes das tubulações, pelas juntas mal executadas, pelas tubulações defeituosas, pelas estruturas dos poços de visita e das estações elevatórias, entre outros. A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1986: NBR 9649/1986, recomenda a utilização de 0,05 a 1,0 L/s.km como taxa de infiltração para as redes coletoras de esgotos (COMPARINI e SOBRINHO, 1992).

Na Tabela 02, identificam-se alguns critérios e dados usados para o dimensionamento da rede coletora segundo normativas e recomendações.

Tabela 2: Critérios de Projeto.

Consumo de água efetivo per capita	200 l/hab.dia
Coefficiente de retorno	0,8
Coefficiente de máxima vazão diária K1	1,2
Coefficiente de máxima vazão horária K2	1,5
Taxa de contribuição de infiltração	0,001 l/s.m

Fonte: O Autor.

4.1.9. Vazões de Dimensionamento

Com os coeficientes apresentados acima, são calculados as vazões de projeto para o dimensionamento da rede coletora.

4.1.10. Vazões de Início e Fim de Plano

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1986: NBR 9649/1986, “para todos os trechos da rede devem ser estimadas as vazões inicial e final (Q_i e Q_f).

A contribuição de esgoto doméstico (Q_d) é aquela parcela vinculada à população servida, cuja contribuição média anual é expressa pelas equações abaixo:

4.1.11. Vazão doméstica inicial

A vazão doméstica inicial é calculada através da equação abaixo:

$$4.1.11.1. \quad Q_{domes. inicial} = \frac{\text{população inicial} \times q \times c}{86400}$$

4.1.12. Vazão doméstica final

A vazão doméstica final é calculada através da equação abaixo:

$$4.1.11.2. \quad Q_{domes. final} = \frac{\text{população final} \times q \times c}{86400}$$

4.1.13. Taxas de Contribuições

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1986: NBR 9649/1986, as taxas de contribuição inicial e final são definidas pelas fórmulas abaixo.

4.1.13.1. Taxa de contribuição inicial:

$$4.1.13.1.1 \quad Tx_{inicial} = \frac{K_2 \times Q_{domest.inicial}}{\text{Extensão total da rede}} + T_{inf}.$$

4.1.13.2. Taxa de contribuição final:

$$4.1.13.2.1 \quad Tx_{final} = \frac{K_1 \times K_2 \times Q_{domest.final}}{\text{Extensão total da rede}} + T_{inf}.$$

4.1.14. Vazão mínima

Como recomenda a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1986: NBR 9649/1986, a vazão para fins de projeto, em qualquer trecho da rede, não deve ser menor que 1,5 L/s.

4.1.15. Diâmetro Mínimo

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1986: NBR 9649/1986, o diâmetro mínimo deve ser maior que DN 100 mm, mas foram usados diâmetros sempre maiores que DN 150 mm. Valor também muito usual nos projetos de saneamento.

Para Nuvolari (2011) “a equação de Manning, com $n=0,013$, permite o cálculo do diâmetro para satisfazer à máxima vazão esperada (Q_f), que atende ao limite $y=0,75$.

4.1.16. Declividades Mínimas e Máximas Admissíveis

As declividades deste projeto foram determinadas segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1986: NBR 9649/1986. Esta determina que como declividade mínima, deve ser calculado em cada trecho valor de tensão trativa sempre maior que 1,0 Pa, e para declividade máxima admissível, não extrapolar o valor de velocidade do líquido de 5,0 m/s.

A declividade mínima que satisfaz essa condição pode ser determinada pela expressão aproximada:

$$4.1.16.1. \quad I_o \text{ mín.} = 0,0055 \cdot Q_i^{-0,47}$$

A declividade máxima pode ser determinada pela expressão aproximada:

$$4.1.16.2. \quad I_o \text{ Max} = 4,65 \times (Q_f^{-2/3})$$

4.1.17. Tensão Trativa

Deve-se garantir um esforço tangencial mínimo entre o líquido escoado e a superfície do tubo, promovendo autolimpeza da tubulação ao menos uma vez ao dia (TSUTIYA e SOBRINHO, 2011), para isto, recorre-se ao valor de 1,0 Pa de tensão trativa mínima.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1986: NBR 9649/1986, considera que “cada trecho deve ser verificado pelo critério de tensão trativa média de valor mínimo $\sigma_t = 1,0$ Pa, calculada para vazão inicial (Q_i), para coeficiente de Manning $n = 0,013$ ”.

$$4.1.17.1. \quad \sigma_t = \gamma \cdot R_H \cdot I_{\text{omín}}$$

Onde:

σ_t – Tensão trativa (Pa);

γ = peso específico da água = 10^4 N/m³;

R_H – Raio hidráulico (m);

$I_{\text{omín}}$ – Declividade mínima (m/m).

Para o cálculo da tensão trativa, foi calculado o Q/\sqrt{I} e com o resultado, encontrou-se na tabela de dimensionamento e verificações de tubulações (ANEXO A) o y/d , considerando o diâmetro calculado que foi o diâmetro mínimo de 150 mm para todos os trechos.

Em seguida calcula-se o Beta em função do y/D , tabela (ANEXO B) e com os resultados foi calculado o Raio Hidráulico.

$$4.1.17.2. \quad B = R_h/D$$

$$4.1.17.3. \quad R_h = B \times D$$

Com os resultados do Raio Hidráulico e da declividade mínima, calcula-se a tensão trativa.

4.1.18. Lâmina D'água Admissível

As redes coletoras de esgoto são dimensionadas para assegurar que a tubulação funcione como conduto livre, uniforme e permanente, mesmo com a vazão de fim de projeto. Então, deve-se projetar para lâminas d'água o valor de 75% do diâmetro da tubulação. A parte superior fica responsável também pela ventilação dos gases gerados.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1986: NBR 9649/1986, define que “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”.

4.1.19. Velocidade crítica

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1986: NBR 9649/1986, define que “a máxima declividade admissível é aquela para a qual se tenha $V_f = 5$ m/s. Quando a velocidade final V_f é superior a velocidade crítica (V_c), a maior lâmina admissível deve ser 50 % do diâmetro do coletor, assegurando-se a ventilação do trecho”. A velocidade crítica é definida por:

$$4.1.19.1. \quad V_f = Q_f/a_f \text{ (m/s)}$$

$$4.1.19.2. \quad V_c = 6x(gxR_H)^{1/2}$$

Onde:

V_f – Velocidade final (m/s);

Q_f - Q_f – Vazão final de plano (m³/s);

a_f - Área molhada de escoamento, final (m²);

g = aceleração da gravidade (m²/s).

4.1.20. Velocidade no Trecho

A velocidade no trecho foi encontrada em função de V/\sqrt{I} , na tabela de dimensionamento e verificações de tubulações (ANEXO A).

$$4.1.20.1. \quad V/\sqrt{I} = X$$

$$4.1.20.2. \quad V = X.\sqrt{I}$$

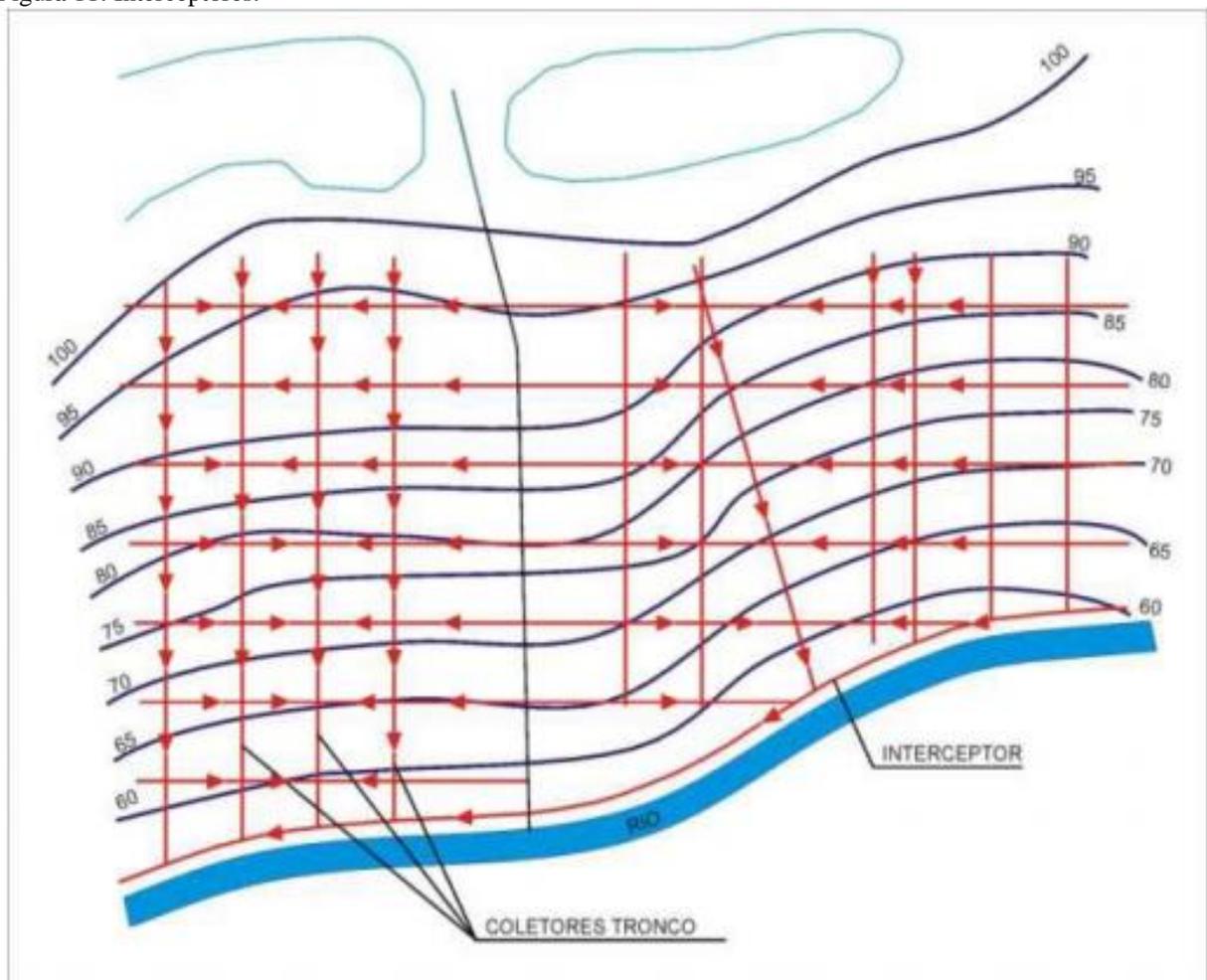
4.1.21. Interceptor

Interceptores são tubulações que recebem coletores tronco ao longo do comprimento, não recebendo ligações prediais diretas. Geralmente estão localizados próximos de cursos de água ou lagos (para impedir o lançamento direto).

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1992: NBR 12207/1992, define que interceptor é uma canalização cuja função precípua é receber e transportar o esgoto sanitário coletado, caracterizada pela defasagem das contribuições, da qual resulta o amortecimento das vazões máximas.

Para o bairro Bela Vista o interceptor irá ser dimensionado como rede coletora por se tratar de ser uma canalização de pequeno diâmetro, obedecendo à Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1986: NBR 9649/1986.

Figura 11: Interceptores.



Fonte: Sobrinho & Tsutiya, 1999.

No Bairro Bela Vista o interceptor irá margeando o Córrego Tomé até chegar no Bairro Fátima II, onde irá ser conectado com o interceptor do bairro, conforme a Figura 12.

Figura 12: Região Hidrográfica.



Fonte: IBGE, adaptado.

Vale ressaltar que o Bairro Bela Vista não recebe contribuição de esgoto de nenhum outro bairro, nem para a rede coletora e nem para o interceptor, como mostrado na Figura 13.

Figura 13: Identificação dos Bairros.



Fonte: Google Earth, adaptada.

Conforme a Figura 13, a Rua Quenta Sol já possui coletores e seu interceptor fica as margens do Córrego Saracura e com isso o bairro Bela Vista não recebe contribuição de esgoto sanitário, pois a Rua Quenta Sol é a única que fica na cota acima e que poderia mandar contribuição de esgoto sanitário para o bairro Bela Vista.

Como já mencionado anteriormente, o interceptor por ser de pequeno diâmetro irá ser dimensionado como rede coletora, portando nos cálculos não são considerados as taxas de contribuição inicial e final, pois os interceptores só recebem esgoto sanitário de rede coletora, não tendo contribuições ao longo de seu percurso, ou seja, a vazão de montante inicial e final e a vazão de jusante inicial e final vão ser iguais a vazão de jusante inicial e final do último trecho da rede coletora.

$$4.1.21.1 \quad Q_{\text{Montante e Jusante (interceptor)}} = Q_{\text{jusante (rede coletora)}}$$

4.2. MEMORIAL DE CÁLCULO

4.2.1. Cálculo das Projeções

Para ter mais precisão nas projeções, foi feito o comparativo do método geométrico e do método aritmético do ano de 2017 com a projeção do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE para o mesmo ano, onde a projeção escolhida irá ser a que ficou mais próxima da projeção do IBGE.

4.2.2. Cálculo do Método de Projeção Geométrico

Para 2017:

$$4.1.6.2.1. \quad K_g = \ln 23906 - \ln 16067 / 2010 - 1970 = 0,009934049$$

$$4.1.6.2.2. \quad P(2017) = 16067 \times e^{0,009934049 \times (2017-1970)}$$

$$P(2017) = 25627,54 = 25628 \text{ Hab.}$$

4.2.3. Cálculo para o Método de Projeção Aritmética

Para 2017:

$$4.1.6.1.1. \quad K_a = 23906 - 16067 / 2010 - 1970 = 195,975$$

$$4.1.6.1.2. \quad P_t = 16067 + 195,975 \times (2017 - 1970)$$

$$P_t = 25277,82 = 25278 \text{ Hab.}$$

4.2.3.1. Cálculo de Projeção para o ano de 2019 e 2039 pelo método geométrico

O método mais aproximado da projeção do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE para 2017 foi o método geométrico, que resultou no valor de 25.627,54 habitantes.

Utilizando o método geométrico, calcula-se a projeção para o ano de 2019 e para o ano de 2039.

• Para 2019:

$$4.1.6.2.1. \quad K_g = \ln 25628 - \ln 16067 / 2017 - 1970 = 0,009934426$$

$$4.1.6.2.2. \quad P(2019) = 16067 \times e^{0,009934426 \times (2019-1970)}$$

$$P(2019) = 26142,29 = 26143 \text{ Hab.}$$

- Para 2039:

4.1.6.2.1. $K_g = \ln 26143 - \ln 16067 / 2019 - 1970 = 0,009934979$

4.1.6.2.2. $P(2039) = 16067 \times e^{0,009934979 \times (2039-1970)}$

$P(2039) = 31889,63 = 31890 \text{ Hab.}$

4.2.4. Cálculo da Densidade Populacional no Município

Área urbana = 5.025.732,20 m²

Área do Bairro = 76.813 m²

População urbana do Município para 2019 = 26143 hab.

População urbana do Município para 2039 = 31890 hab.

4.1.7.1. $\text{Densidade populacional} = \text{População} / \text{Área Urbana}$

4.1.7.1. Densidade populacional urbana (2019) = $26143/5025732 = 0,0052 \text{ hab/m}^2$.

4.1.7.1. Densidade populacional urbana (2039) = $31890/5025732 = 0,0063 \text{ hab/m}^2$.

Na Tabela 03, será exibida a população total do Município do ano de 2017 a 2039.

Tabela 3: População total do ano de 2017 a 2039.

Ano	População Total (hab)
2017	25628
2018	25883
2019	26143
2020	26403
2021	26666
2022	26933

2023	27202
2024	27473
2025	27747
2026	28024
2027	28304
2028	28587
2029	28872
2030	29160
2031	29451
2032	29746
2033	30042
2034	30342
2035	30645
2036	30951
2037	31260
2038	31572
2039	31890

Fonte: O Autor.

4.2.5. Cálculo da Densidade Populacional no Bairro Bela Vista

- Para 2019

4.1.7.1. $\text{População} = \text{Densidade populacional} \times \text{área}$
 $\text{População} = 0,0051 \times 76813 = 399,56 = 400 \text{ Habitantes}$

- Para 2039

4.1.7.1. $\text{População} = 0,0063 \times 76813 = 487,40 = 488 \text{ Habitantes}$

4.2.6. Critério de Projeto

Na Tabela 04, identificam-se alguns critérios e dados usados para o dimensionamento da rede coletora segundo normativas e recomendações.

Tabela 4: Critérios de Projeto.

População inicial	400 habitantes
População final	488 habitantes
Consumo de água efetivo per capita	200 l/hab.dia
Coefficiente de retorno	0,8
Coefficiente de máxima vazão diária K1	1,2
Coefficiente de máxima vazão horária K2	1,5
Taxa de contribuição de infiltração	0,001 l/s.m

Fonte: O Autor.

4.2.7. Vazões de Dimensionamento

Com os coeficientes apresentados na Tabela 04, são calculadas as vazões de projeto para o dimensionamento da rede coletora.

4.2.8. Cálculo das vazões domésticas

4.2.8.1. Vazão doméstica inicial:

4.1.11.1. $Q \text{ domes. inicial} = \frac{400 \times 200 \times 0,80}{86400}$
 $Q \text{ domes. inicial} = 0,7407 \text{ l/s}$

4.2.8.2. Vazão doméstica final:

$$4.1.12.1. \quad Q_{domes. final} = \frac{488 \times 200 \times 0,80}{86400}$$

$$Q_{domes. final} = 0,9037 \text{ l/s}$$

4.2.9. Cálculo das Taxas de contribuição

4.2.9.1. Taxa de contribuição inicial:

$$4.1.13.1.1 \quad Tx_{inicial} = \frac{1,50 \times 0,7407}{1501,35} + 0,001$$

$$Tx_{inicial} = 0,00174 \frac{l}{s} \cdot m$$

4.2.9.2. Taxa de contribuição final:

$$4.1.13.1.2 \quad Tx_{final} = \frac{1,20 \times 1,50 \times 0,9037}{1501,35} + 0,001$$

$$Tx_{final} = 0,00208 \frac{l}{s} \cdot m$$

4.2.10. Cálculo do Interceptor

Para o interceptor a vazão de montante inicial e final e a vazão de jusante inicial e final vão ser iguais a vazão de jusante inicial e final do último trecho da rede coletora.

$$4.1.21.1. \quad Q_{\text{Montante e Jusante (interceptor)}} = Q_{\text{jusante (rede coletora)}}$$

$$Q_{\text{Montante e Jusante Inicial (interceptor)}} = 2,535 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{Montante e Jusante (interceptor)}} = Q_{\text{jusante (rede coletona)}}$$

$$Q_{\text{Montante e Jusante Final (interceptor)}} = 2,868 \text{ l/s}$$

4.3. ESPECIFICAÇÕES DOS MATERIAIS

4.3.1. Diâmetro Mínimo

Será adotado o diâmetro mínimo para o projeto de 150 mm de acordo com os parâmetros que a COPASA determina através da Norma Técnica T.194/0 e por questão de maior facilidade na manutenção, mesmo que a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1986: NBR 9649/1986 permite o uso de tubulação com diâmetro mínimo de 100 mm.

4.3.2. Localização dos Coletores

Segundo o Centro de Ensino Superior do Amapá – CEAP (2008), a recomendação clássica é que a canalização de água localize-se a um terço (1/3) da largura da rua a partir de uma margem, enquanto que os condutos públicos para esgotamento devem ficar situados, aproximadamente, a mesma distância, mas da margem oposta visando, principalmente, compatibilizar o afastamento preventivo das duas canalizações, bem como o não distanciamento demasiado das edificações da margem mais afastada, conforme a Figura 14.

A maior ou menor largura da pista de rolamento fará com que a recomendação anterior sofra adaptações. Em vias públicas muito largas, de modo a evitar ligações prediais muito longas, pode-se projetar coletores auxiliares instalados sob a calçada do lado mais distante da linha do coletor ou de ambos os lados quando a distância for excessiva para os dois lados da rua.

Este expediente quando o alinhamento lateral do passeio chegar a nove metros de distância. Esta recomendação também é válida para o caso de avenidas de tráfego rápido e volumoso, onde se recomenda a construção de dois coletores paralelos, um em cada lado da pista e, se possível, sob o passeio para pedestres, a profundidades adequadas ao esgotamento das edificações. Diante destes argumentos os coletores auxiliares pode ser um recurso a se dar muita atenção, pois podem se tornar um recurso muito vantajoso e economicamente mais viável, em determinadas circunstâncias.

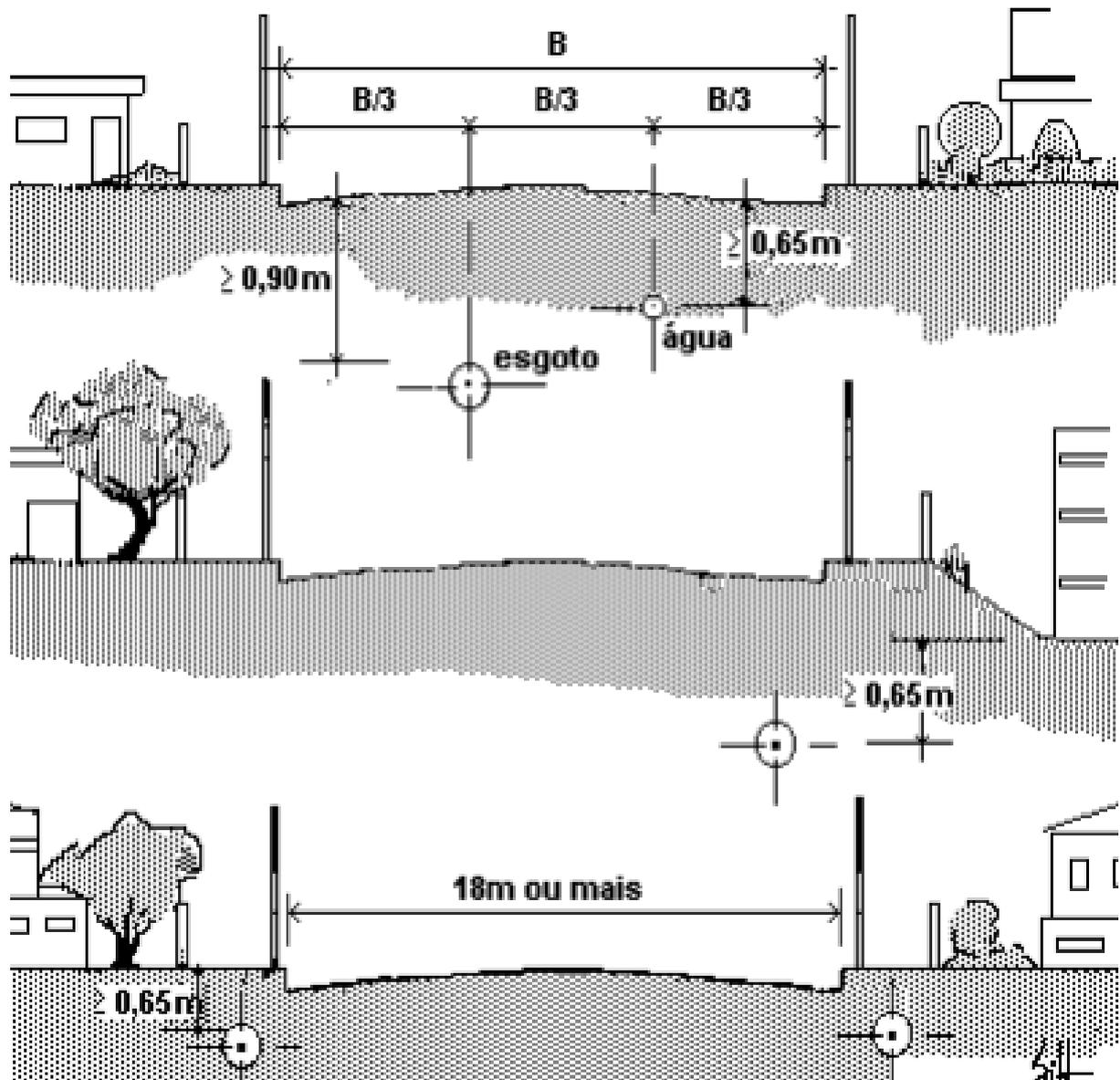
Nas ruas com seção transversal inclinada os condutos de esgotamento tendem a ser instalados próximos a margem mais baixa, tendo em vista o esgotamento das edificações que, logicamente, estarão sobre cotas inferiores.

A existência de outras canalizações subterrâneas anteriores a implantação da rede de esgotos, como de água potável, galerias pluviais, cabos telefônicos, etc, determinará o deslocamento adequado da canalização de esgotos sanitários. Outro fator que poderá provocar

o deslocamento para posições mais convenientes será a geologia do subsolo e o tipo de edificações predominantes na área, como por exemplo, a opção por um novo posicionamento em função da existência de faixas de terrenos menos rochosos, acarretando maior facilidade de escavação das valas e menor risco para os estabelecimentos que ladeiam o arruamento.

Em regra geral, a apresentação em planta do projeto da rede dentro do traçado urbano, no Projeto Hidráulico, pouco traz de definitivo no posicionamento das canalizações devido, principalmente, a problemas de escala, ficando a definição exata condicionada ao serviço de implantação (Projeto Executivo). Para as posições em que o projetista tem condições de determinar com precisão a passagem definitiva da canalização, o mesmo encarrega-se de apresentá-la com desenhos e detalhes a parte, em escalas convenientes.

Figura 14: Exemplos de perfis transversais de arruamentos e posicionamento dos coletores.



Fonte: Centro de Ensino Superior do Amapá – CEAP, 2008.

4.3.3. Material da Rede

Adotar-se a tubulações em PVC rígido com junta elástica integrada para coletor de esgoto sanitário conforme Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 2005: NBR 7.362/05, cor ocre, com seus respectivos anéis de borracha (Nitrilica) conforme Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 2009: NBR 15.750/09, ANEXO “H”. Conexões em PVC rígido com junta elástica para coletor de esgoto sanitário, conforme Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1988: NBR 10.569 (Ramais prediais), com seus respectivos anéis de borracha (Nitrilica) conforme Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 2009: NBR 15.750/09, ANEXO “H”.

4.3.4. Recobrimento da Rede Coletora

Segundo a Fundação Nacional de Saúde – FUNASA, 2006, a profundidade mínima da tubulação deve ser tal que permita receber os efluentes por gravidade e proteger a tubulação contra tráfego de veículos e outros impactos.

Segundo Tsutiya e Sobrinho (2011), a melhor profundidade de um sistema é aquela que proporciona a coleta e o afastamento dos esgotos com aplicação coerente dos recursos financeiros e da tecnologia disponível.

As redes coletoras foram projetadas no leito das vias de tráfego, onde segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1986: NBR 9649/1986 o recobrimento mínimo para os coletores neste caso é de 0,90 metros.

Nos trechos o recobrimento da rede coletora foi de acordo com a sua profundidade, iniciando-se com o mínimo de 0,90 metros e terminando com no máximo de 4,50 metros.

4.3.5. Poços de Visitas (PV's)

O poço de visita utilizado irá ser o convencional, onde possui dois compartimentos distintos que são a chaminé e o balão, construídos de tal forma a permitir fácil entrada e saída do operador e espaço suficiente para este operador executar as manobras necessárias ao desempenho das funções para as quais a câmara foi projetada.

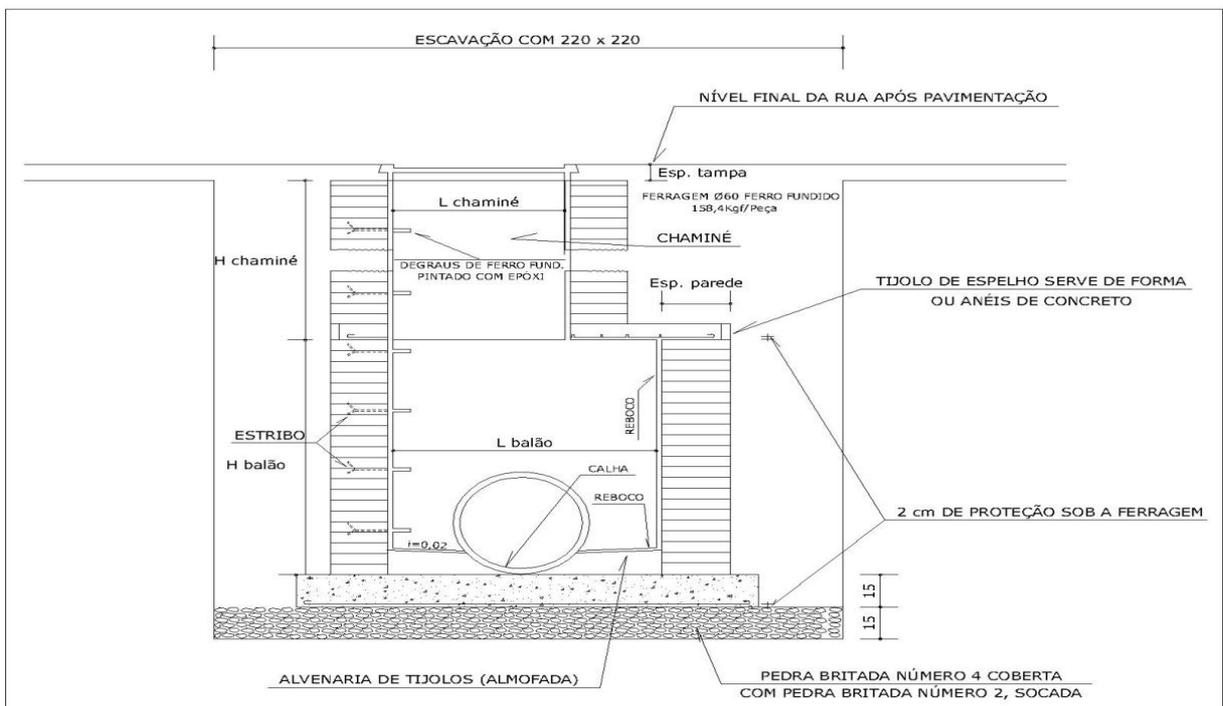
A fim de permitir o movimento vertical de um operador, a chaminé, bem como o tampão, terá um diâmetro de 0,06 metros. O balão, sempre que possível, deve ter uma largura de 0,80 metros, para que o operador maneje, com liberdade de movimentos, os equipamentos de limpeza e desobstrução no interior do mesmo. A chaminé terá altura de 0,60 metros e largura de 0,60 metros, por recomendações funcionais, operacionais e psicológicas para o operador.

A distância entre PV's consecutivos deve ser limitada pelo alcance dos equipamentos de desobstrução e em posições intermediárias nos coletores com grandes extensões em linha reta, de modo que a distância entre dois PV consecutivos não exceda 100 metros para as tubulações de diâmetro de até 150 mm.

Os poços de visitas (PV's) foram previstos nas seguintes situações:

- Nos trechos muito longos;
- Nas mudanças de direção dos coletores;
- Nas mudanças de declividade.

Figura 15: Modelo do PV.



Fonte: Empresa Baiana de Água e Saneamento (EMBASA), 2006.

4.3.6. Ligações Prediais

As ligações prediais serão executadas em PVC DN 100, em tubo de PVC rígido para Rede de Esgoto Sanitário, cor ocre, conforme Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1988: NBR 10.570. A ligação da rede condominial a rede coletora principal será por selim em PVC DN 100X150.

A distância entre a ligação do coletor predial com o público e o dispositivo de inspeção mais próximo não deve ser superior a 15,00 metros e os comprimentos dos trechos dos ramais de descarga e de esgoto de bacias sanitárias, caixas de gordura e caixas sifonadas, medidos entre os mesmos e os dispositivos de inspeção, não devem ser superiores a 10,00 metros por determinação da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1997:NBR 8160/1997.

4.3.7. Abertura de Valas

Durante a locação da vala é necessário que o topógrafo estaqueie o local onde haverá o Poço de Visita (PV) e deixe marcado na estaca a sua profundidade de assentamento para que não seja esquecida pelos empreiteiros a execução de nenhum PV.

A abertura de vala deve ser feita do nível mais baixo em direção ao mais alto, de forma a permitir a auto-evacuação da água do fundo da vala. Quando a vala é realizada em um terreno encharcado de água (Lençol freático acima da cota de assentamento), pode ser necessário retirar as águas da vala por bombeamento (diretamente na vala ou em um ponto ao lado).

Segundo Nuvolari (2011) é necessária à execução do nivelamento do terreno situado no eixo da vala para confirmar as cotas apresentadas no projeto já que a tubulação funciona por gravidade e uma discrepância nas cotas do terreno pode acarretar no mau funcionamento da rede.

As escavações, reaterros, remoções, esgotamentos e escoramentos, seguirão as prescrições da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1992: NBR 12.266/92, onde trata-se da execução de valas apresentando as condições ideais para a locação das valas executadas de acordo com cada canalização específica, controlando-se a erosão de modo a não danificar as vias existentes e os demais serviços.

- Em redes de água e esgoto que ficam situadas nas vias as mesmas devem ficar distantes no mínimo 1,00 m, sendo necessária a colocação da rede de água no mínimo de 0,20 m a cima da rede coletora de esgoto;
- Quando executadas no passeio a distância mínima em entre a rede de água e esgoto é de 0,60 m, sendo necessária a colocação da rede de água no mínimo de 0,20 m a cima da rede coletora de esgoto;
- A distância mínima da rede de água para com a divisa do lote deve ser de 0,50 m;
- A distância mínima da rede de esgoto para a divisa do lote deve ser de 0,80 m.

Segundo NUVOLARI (2011), as regiões de implantação de PV's devem ser executadas a escavação de um quadrado de 2,20 x 2,20 m e para Tubo de Inspeção e Limpeza (TIL) 1,60 x 1,60 m, dependendo das dimensões do TIL é necessário somar o diâmetro com uma folga de 0,30 m de ambos os lados permitindo assim o assentamento. Para os Tubos de Limpeza (TLs).

4.3.8. Profundidade da Vala

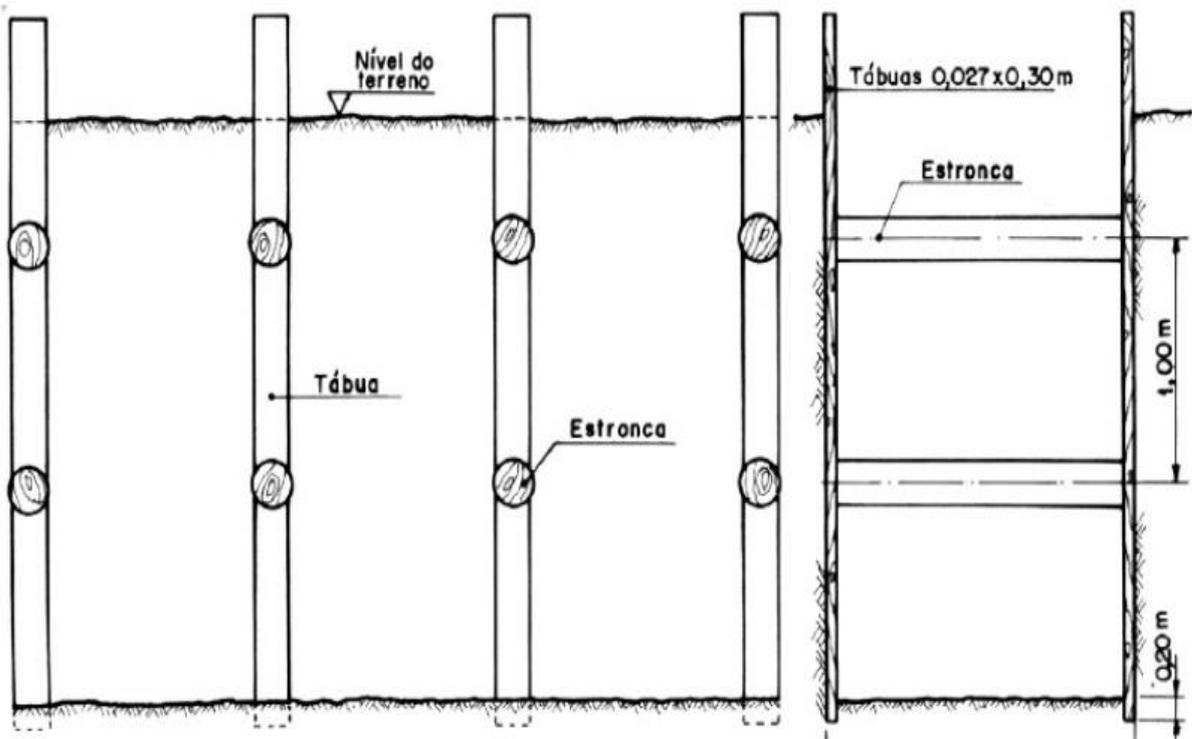
A profundidade da vala irá ser determinada a partir das cotas do projeto hidráulico e acrescida da espessura dos eventuais elementos necessários ao apoio da tubulação.

As valas irão ser executadas em seção retangular, indicada para valas simples com até 1,25 metros de profundidade ou para valas mais profundas, desde que convenientemente escoradas.

A Norma Regulamentadora 18 (NR-18), Brasil, 1978, refere-se às recomendações no que diz respeito à segurança dos trabalhadores dentro das valas. Em escavações com profundidades superiores a 1,25 metros, devem ser executadas obrigatoriamente contenções laterais em solos com baixa estabilidade. Em solos instáveis não é necessário escavar até a profundidade estabelecida pela NR-18 para iniciar o escoramento, devendo ser iniciado mesmo com profundidades reduzidas. (Azevedo Netto, 1977).

As valas com mais de 1,25 metros de profundidade deverão ter escoras no decorrer de suas aberturas. Esse escoramento será descontínuo, onde será utilizado tábuas de 0,027 metros x 0,30 metros, espaçadas de 0,30 metros, travadas horizontalmente por longarinas de 0,06 metros x 0,16 metros em toda sua extensão, espaçadas verticalmente de 1,00 metro com estroncas de 0,20 metros de diâmetro, espaçadas de 1,35 metros, sendo que a primeira estronca está colocada a 0,40 metros da extremidade da longarina.

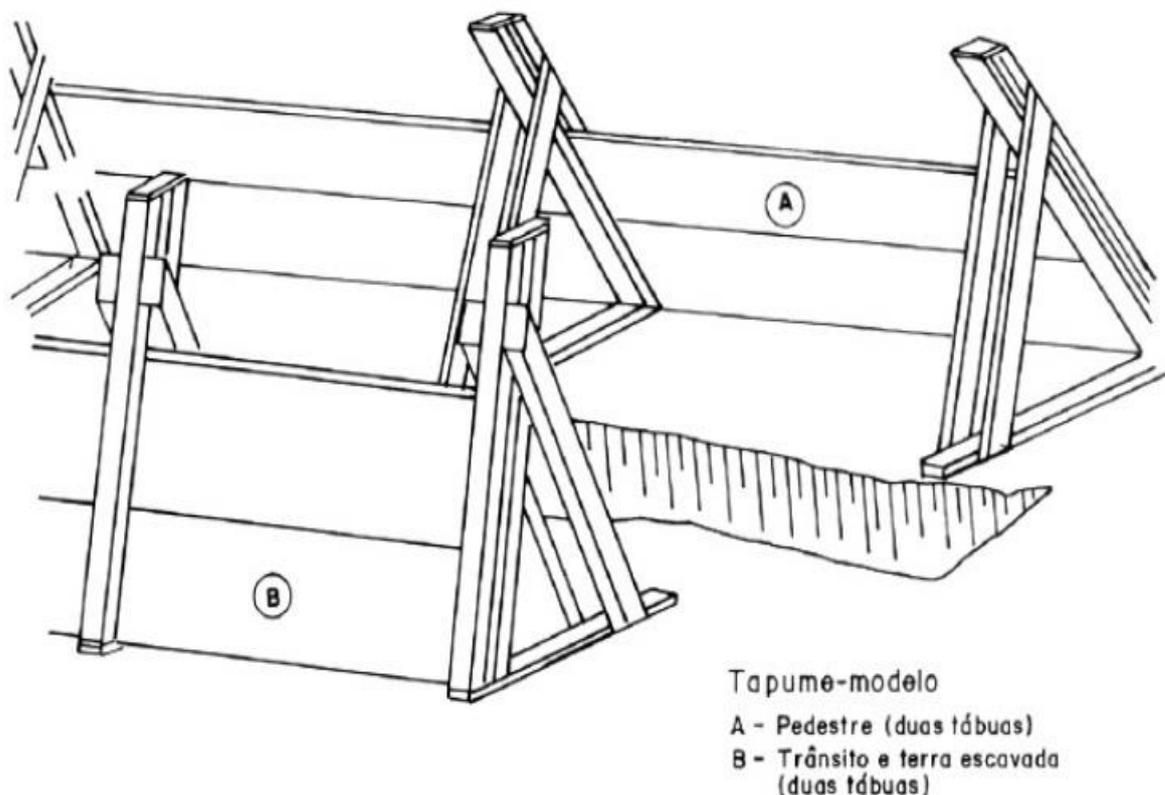
Figura 16: Escoras.



Fonte: NBR 12266/1992.

Para evitar sobrecarga no escoramento, o material escavado irá ser colocado a uma distância mínima de 1 metro da borda.

Figura 17: Tapumes de contenção.



Fonte: NBR 12266/1992.

4.3.9. Regularização do Fundo da Vala

A regularização do fundo da vala tem seu início após proceder à escavação e contenção, caso necessário, do trecho onde a rede será implantada. Esse processo é importante para garantir o escoamento ideal do esgoto, pois após a escavação o fundo da vala fica muito irregular e quando os tubos são assentados sem a regularização é perceptível à irregularidade na declividade da rede no trecho.

No fundo da vala irá ser regularizado com areia, com um selo de argila, com a mesma espessura da camada de regularização, intercalada, no mínimo, a cada 100 metros.

4.3.10. Reaterro

O material utilizado para o reaterro irá ser o mesmo material retirado na abertura das valas, porém irá ser feita uma vistoria do material escavado a fim de se certificar da qualidade do mesmo e para a retirada de rachões de pedra, torrões e pedaços de raízes que eventualmente estejam misturadas ao solo que será utilizado.

O reenchimento é obrigatoriamente manual até 0,50 metros acima da geratriz superior da tubulação, executado em camadas, utilizando-se soquete manual, mecânico ou outro, cumpridas as condições estipuladas em projeto. Para reenchimento acima de 0,50 metros da geratriz superior da tubulação irão ser executados por processos mecânicos.

4.3.11. Materiais, Mão de Obra e Equipamentos

Os materiais deverão ser de primeira qualidade e normatizados pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) em condições de atender a este memorial, sujeitos a fiscalização da obra, devendo-se observar as prescrições dos fabricantes. A mão-de-obra deverá ser suficiente e habilitada para os diversos serviços. Os equipamentos deverão ser compatíveis com os trabalhos a realizar, ambas deverão ser adequadas às técnicas construtivas correntes.

4.3.12. Sinalização

Segunda a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1987: NBR 9814/1987 a execução dos serviços deve ser protegida e sinalizada contra riscos de acidentes. Com este fim, deve-se:

- Cercar o local de trabalho por meio de cavaletes e tapumes de contenção do material escavado;
- Manter livre o escoamento superficial de águas de chuvas;
- Deixar, sempre que possível, passagem livre para o trânsito de veículos;
- Deixar a passagem livre e protegida para pedestres;
- Colocar, no local da obra, dispositivos de sinalização em obediência às leis e regulamentos em vigor.

Os locais de trabalho irão ser devidamente sinalizados e isolados do acesso de pessoas e veículos estranhos ao trabalho.

4.4. Orçamento da Obra

O orçamento de uma obra é resultado de um conjunto de serviços planejados e previstos, necessários a execução da obra, variando conforme o tipo do serviço. Orçar é prever o custo de uma obra antes de sua execução.

Segundo González (2008) um orçamento é uma previsão (ou estimativa) do custo ou do preço de uma obra. O custo total da obra é o valor correspondente à soma de todos os gastos necessários para sua execução. O preço é igual ao custo acrescido da margem de lucro, ou seja, $C + L = P$.

4.4.1. Levantamento dos Serviços

Cabe ao engenheiro de posse de todos os projetos executivos da obra em questão, efetuar o levantamento dos serviços a serem executados e de suas quantidades.

Segundo Vilela Dias (2004) o conhecimento dos serviços necessários à realização da obra dá ao engenheiro de custos condições de estabelecer a lista dos custos unitários que deverão ser compostos para a formação do orçamento. O levantamento das quantidades é efetuado a partir da análise do projeto, especificações técnicas e suas plantas construtivas.

4.4.2. Composição analítica de custos unitários diretos

Segundo Vilela Dias (2004) Entende-se como custo unitário de serviço o somatório das despesas efetuadas e calculadas pelo construtor para a sua execução, distribuídas pelos diferentes elementos constituintes, por unidade de produção, obedecendo as especificações estabelecidas para os serviços no projeto e/ou especificações.

Segundo Tisaka (2006) A quantidade de material, de horas de equipamento e o número de horas de pessoal gasto para a execução de cada unidade desses serviços, multiplicados respectivamente pelo custo dos materiais, do aluguel horário dos equipamentos e pelo salário-hora dos trabalhadores, devidamente acrescidos dos encargos sociais, são chamados de COMPOSIÇÃO DOS CUSTOS UNITÁRIOS.

4.4.3. Materiais

Segundo Tisaka (2006) aqueles utilizados para a composição dos custos unitários podem se apresentar de forma natural, como areia a granel, semi processadas como brita e madeira, industrializados como cimento, aço de construção, fios elétricos, cerâmicas, produtos acabados para instalações hidráulicas e elétricas, etc.

Esses materiais podem ser representados por unidades de medida, em volumes, em áreas, em comprimentos, em pesos, em sacos, etc.

4.4.4. Equipamentos

Segundo Tisaka (2006) o custo horário do transporte e movimentação dos materiais e pessoas dentro da obra, tais como elevadores, guias, caminhões, escavadeiras, tratores, etc, podem ser de propriedade do construtor ou alugado no mercado e geralmente incluem o custo horário dos operadores. As revistas especializadas trazem o custo do aluguel horário dos mais diferentes equipamentos.

Quando os equipamentos são de propriedade do construtor, são considerados a depreciação dos mesmos, juros do capital investido na compra, óleo, combustível e os custos de manutenção com reposição de peças e outras despesas eventuais.

4.4.5. Mão de Obra

Segundo Tisaka (2006) O custo deste item é representado pelo salário dos trabalhadores que manuseiam os materiais, acrescidos dos encargos sociais e outras despesas que envolvem a participação dos trabalhadores na obra.

Os operários da produção são em geral remunerados pelas horas trabalhadas em função das características do trabalho que muitas vezes exigem um prolongamento ou redução na carga de trabalho.

Nos custos de mão de obra, além das Leis Sociais, devem também ser computados os encargos referentes às despesas de alimentação, transporte, EPI - equipamento de proteção individual e ferramentas de uso pessoal.

4.4.6. Encargos Sociais

Segundo Vilela Dias (2004) define-se por encargos sociais todos os impostos incidentes sobre a folha de pagamento de salários. Parte do custo das leis sociais será embutido nos próprios salários, devendo ser calculado como um percentual deste.

Uma vez que constantemente são alteradas algumas das leis que regem o cálculo dos encargos sociais, cabe ao orçamentista acompanhar a evolução destas leis, de modo a manter atualizado o percentual referente a este item de custo, de suma importância por seu elevado peso no preço final de qualquer empreendimento.

4.4.7. Planilha Orçamentária

PLANILHA ORÇAMENTÁRIA						
REFERÊNCIAS SINAPI MINAS - 03/2018 E SETOP 01/2018						
REDE COLETORA						R\$ 259.698,98
ITEM	CÓDIGO SINAPI/SETOP	DESCRIÇÃO	UNIDADE	QUANTIDADE	VALOR UNITÁRIO	VALOR TOTAL
1.1	II0-BAR-046	BARRAÇÃO DE OBRA, INCLUSIVE SANITÁRIOS	M²	60,0	R\$ 432,88	R\$ 25.972,80
1.2	72915	ESCAVAÇÃO MECÂNICA DE VALA EM MATERIAL DE 2ª. CATEGORIA ATÉ 2 METROS DE PROFUNDIDADE COM UTILIZAÇÃO DE ESCAVADEIRA HIDRAULICA.	M³	426,1	R\$ 9,08	R\$ 3.869,21
1.3	72917	ESCAVAÇÃO MECÂNICA DE VALA EM MATERIAL DE 2ª. CATEGORIA ATÉ 2,01 ATÉ 4 METROS DE PROFUNDIDADE COM UTILIZAÇÃO DE ESCAVADEIRA HIDRAULICA.	M³	1995,9	R\$ 10,36	R\$ 20.677,67
1.5	93374	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM RETROESCAVADEIRA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA DA RETRO: 0,26 M³ / POTÊNCIA: 88 HP), LARGURA ATÉ 0,8 M, PROFUNDIDADE ATÉ 1,5 M, COM SOLO (SEM SUBSTITUIÇÃO) DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_04/2016	M³	426,1	R\$ 15,52	R\$ 6.613,46
1.6	93376	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM RETROESCAVADEIRA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA DA RETRO: 0,26 M³ / POTÊNCIA: 88 HP), LARGURA ATÉ 0,8 M, PROFUNDIDADE DE 1,5 A 3,0 M, COM SOLO (SEM SUBSTITUIÇÃO) DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM ALTO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_04/2016	M³	701,9	R\$ 9,73	R\$ 6.829,02
1.7	93370	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA: 0,8 M³ / POTÊNCIA: 111 HP), LARGURA ATÉ 1,5 M, PROFUNDIDADE DE 3,0 A 4,5 M, COM SOLO (SEM SUBSTITUIÇÃO) DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_04/2016	M³	1601,1	R\$ 7,44	R\$ 11.912,43
1.8	90695	TUBO DE PVC PARA REDE COLETORA DE ESGOTO DE PAREDE MACIÇA, DN 150 MM, JUNTA ELÁSTICA, INSTALADO EM LOCAL COM NÍVEL BAIXO DE INTERFERÊNCIAS - FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO. AF_06/2015	M	1501,4	R\$ 34,34	R\$ 51.556,36
1.9	94055	ESCORAMENTO DE VALA, TIPO DESCONTÍNUO, COM PROFUNDIDADE DE 0 A 1,5 M, LARGURA MENOR QUE 1,5 M, EM LOCAL COM NÍVEL BAIXO DE INTERFERÊNCIA. AF_06/2016	M³	591,8	R\$ 25,22	R\$ 14.925,95
1.10	94057	ESCORAMENTO DE VALA, TIPO DESCONTÍNUO, COM PROFUNDIDADE DE 1,5 M A 3,0M, LARGURA MENOR QUE 1,5 M, EM LOCAL COM NÍVEL BAIXO DE INTERFERÊNCIA. AF_06/2016	M³	380,3	R\$ 20,59	R\$ 7.829,35
1.11	94059	ESCORAMENTO DE VALA, TIPO DESCONTÍNUO, COM PROFUNDIDADE DE 3,0 A 4,5 M, LARGURA MENOR QUE 1,5 M, EM LOCAL COM NÍVEL BAIXO DE INTERFERÊNCIA. AF_06/2016	M³	529,3	R\$ 17,65	R\$ 9.341,97
1.12	73607	ASSENTAMENTO DE TAMPÃO DE FERRO FUNDIDO 600 MM	UNIDADE	25,0	R\$ 72,00	R\$ 1.800,00
1.13	94964	CONCRETO FCK = 20MPA, TRAÇO 1,2,7,3 (CIMENTO/ AREIA MÉDIA/ BRITA 1)	M³	64,3	R\$ 248,35	R\$ 15.978,84
1.14	73963/002	POCO DE VISITA PARA REDE DE ESG. SANIT., EM ANEIS DE CONCRETO, DIÂMETRO = 60CM, PROF = 100CM, EXCLUINDO TAMPAO FERRO FUNDIDO.	UNIDADE	12,0	R\$ 327,09	R\$ 3.925,08
1.15	73963/005	POCO DE VISITA PARA REDE DE ESG. SANIT., EM ANEIS DE CONCRETO, DIÂMETRO = 60CM E 110CM, PROF = 120CM, EXCLUINDO TAMPAO FERRO	UNIDADE	1,0	R\$ 970,92	R\$ 970,92
1.16	73963/012	POCO DE VISITA PARA REDE DE ESG. SANIT., EM ANEIS DE CONCRETO, DIÂMETRO = 60CM E 110CM, PROF = 260CM, EXCLUINDO TAMPAO FERRO FUNDIDO.	UNIDADE	5,0	R\$ 1.466,56	R\$ 7.332,80
1.17	73963/015	POCO DE VISITA PARA REDE DE ESG. SANIT., EM ANEIS DE CONCRETO, DIÂMETRO = 60CM E 110CM, PROF = 350CM, EXCLUINDO TAMPAO FERRO FUNDIDO.	UNIDADE	2,0	R\$ 1.804,52	R\$ 3.609,04

1.17	73963/015	POCO DE VISITA PARA REDE DE ESG. SANIT., EM ANEIS DE CONCRETO, DIÂMETRO = 60CM E 110CM, PROF = 350CM, EXCLUINDO TAMPAO FERRO FUNDIDO.	UNIDADE	2,0	R\$ 1.804,52	R\$ 3.609,04
1.18	73963/016	POCO DE VISITA PARA REDE DE ESG. SANIT., EM ANEIS DE CONCRETO, DIÂMETRO = 60CM E 110CM, PROF = 380CM, EXCLUINDO TAMPAO FERRO FUNDIDO.	UNIDADE	4,0	R\$ 1.904,46	R\$ 7.617,84
1.19	94104	LASTRO DE VALA COM PREPARO DE FUNDO, LARGURA MENOR QUE 1,5 M, COM CAMADA DE AREIA, LANÇAMENTO MANUAL, EM LOCAL COM NÍVEL ALTO DE INTERFERÊNCIA. AF_06/2016	M²	120,1	R\$ 152,56	R\$ 18.323,68
1.20	72131	ALVENARIA EM TIJOLOS CERÂMICOS MACIÇO 5X10X20CM 1 VEZ (ESPESSURA 20 CM). ASSENTADO COM ARGAMASSA TRAÇO 1:2:8 (CIMENTO, CAL E AREIA).	M²	170,9	R\$ 102,00	R\$ 17.429,76
1.21	9537	LIMPEZA DA OBRA	M²	11308,7	R\$ 2,05	R\$ 23.182,81
INTERCEPTOR						R\$ 59.526,29
ITEM	CÓDIGO SINAPI/SETOF	DESCRIÇÃO	UNIDADE	QUANTIDADE	VALOR UNITÁRIO	VALOR TOTAL
1.1	72917	ESCAVAÇÃO MECÂNICA DE VALA EM MATERIAL DE 2ª. CATEGORIA ATÉ 2,01 ATÉ 4 METROS DE PROFUNDIDADE COM UTILIZAÇÃO DE ESCAVADEIRA HIDRAULICA.	M³	1497,9	R\$ 10,36	R\$ 15.517,93
1.2	93370	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAPACIDADE DAÇAMBA: 0,8 M³ / POTÊNCIA: 111 HP), LARGURA ATÉ 1,5 M, PROFUNDIDADE DE 3,0 A 4,5 M, COM SOLO (SEM SUBSTITUIÇÃO) DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_04/2016	M³	1497,9	R\$ 7,44	R\$ 11.144,15
1.3	94059	ESCORAMENTO DE VALA, TIPO DESCONTÍNUO, COM PROFUNDIDADE DE 3,0 A 4,5 M, LARGURA MENOR QUE 1,5 M, EM LOCAL COM NÍVEL BAIXO DE INTERFERÊNCIA. AF_06/2016	M²	1296,9	R\$ 17,65	R\$ 22.889,58
1.4	73607	ASSENTAMENTO DE TAMPAO DE FERRO FUNDIDO 600 MM	UNIDADE	2,0	R\$ 72,00	R\$ 144,00
1.5	94964	CONCRETO FCK = 20MPA, TRAÇO 1:2,7:3 (CIMENTO/ AREIA MÉDIA/ BRITA 1)	M³	8,6	R\$ 248,35	R\$ 2.141,77
1.6	73963/016	POCO DE VISITA PARA REDE DE ESG. SANIT., EM ANEIS DE CONCRETO, DIÂMETRO = 60CM E 110CM, PROF = 380CM, EXCLUINDO TAMPAO FERRO FUNDIDO.	UNIDADE	2,0	R\$ 1.904,46	R\$ 3.808,92
1.7	94104	LASTRO DE VALA COM PREPARO DE FUNDO, LARGURA MENOR QUE 1,5 M, COM CAMADA DE AREIA, LANÇAMENTO MANUAL, EM LOCAL COM NÍVEL ALTO DE INTERFERÊNCIA. AF_06/2016	M²	9,6	R\$ 152,56	R\$ 1.464,58
1.8	72131	ALVENARIA EM TIJOLOS CERÂMICOS MACIÇO 5X10X20CM 1 VEZ (ESPESSURA 20 CM). ASSENTADO COM ARGAMASSA TRAÇO 1:2:8 (CIMENTO, CAL E AREIA).	M²	23,7	R\$ 102,00	R\$ 2.415,36
VALOR TOTAL ESTIMADO DA OBRA						R\$ 319.225,27

5. CONCLUSÃO

Com base nos estudos, pode-se observar que os resultados dos dimensionamentos da rede coletora de esgoto atenderam as normas vigentes de projeto e o sistema atenderá a população urbana do bairro Bela Vista no Município de São Gonçalo do Sapucaí/MG nos próximos 20 anos, sem a necessidade de ampliações neste período.

Para elaboração desse projeto não foram previstos os projetos complementares, nem sondagem de solo e parâmetros ambientais para sua instalação, pois necessita de uma equipe multidisciplinar para solução dos mesmos. Para essa proposta de solução da rede coletora no Bairro Bela Vista foi realizado projeto, planilhas de cálculo, memorial descritivo, memorial de cálculo e planilha orçamentária.

Com base em revisões bibliográficas, materiais e informações recolhidas na prefeitura do Município e na concessionária que administra o local, foi possível diagnosticar a situação do bairro Bela Vista em diversos aspectos importantes para a elaboração de um estudo de concepção, onde foi possível projetar o sistema de rede coletora de esgoto para que no Bairro possa melhorar o aspecto social, higiênico, econômico e ambiental.

Para o desenvolvimento do projeto foi utilizado o *software* AUTOCAD e planilhas no programa EXCEL como ferramentas para o auxílio e rapidez no dimensionamento. Também foi utilizado o programa GOOGLE EARTH para o auxílio de melhor entendimento do trabalho.

Por fim, conclui-se que este estudo serve como importante suporte para o posterior projeto executivo e implantação deste sistema de esgotamento no bairro, contribuindo para o avanço da infraestrutura de saneamento básico em São Gonçalo do Sapucaí e, consequentemente, para a melhoria da qualidade de vida e a recuperação do meio ambiente.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7362-1. (2005: Versão Corrigida 2007). **Sistemas enterrados para condução de esgoto. Parte 1: Requisitos para tubos de PVC com junta elástica**, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7362-2. (1999). **Sistemas enterrados para condução de esgoto. Parte 2: Requisitos para tubos de PVC com parede maciça**, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – **8160: Sistemas prediais de esgoto sanitário – Projeto e Execução**, 1999.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) - NBR 9814: **Execução de rede coletora de esgoto**, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) - 10.569: **Conexões de PVC rígido com junta elástica, para coletor de esgoto sanitário**, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) - NBR 12207: **Projeto de interceptores de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) - NBR 12.266: **Projeto e execução de valas para assentamento de tubulação de esgoto ou drenagem urbana**, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) - 15.750: **Tubulações de PVC-O (cloreto de polivinila não plastificado orientado) para sistemas de transporte de água ou esgoto sob pressão — Requisitos e métodos de ensaios**. Rio de Janeiro, 2009.

CEAP, Centro de Ensino Superior do Amapá – **Apostila de Hidráulica**, 2008.

COMPANHIA DE SANEAMENTO DE MINAS GERAIS (COPASA) – Norma técnica T.194/0 – **Projeto de esgotamento sanitário para loteamento e conjuntos habitacionais.**

COMPARINI, J.B.; SOBRINHO, P.A. (1992). **Contribuição ao estudo de vazões de esgoto sanitário em comunidades de pequeno porte.** In: SIMPÓSIO ÍTALO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 1., Rio de Janeiro, 1992. Anais. Rio de Janeiro.

DAVID SADAVA, **Vida: A Ciência da Biologia** - 8.ed.: Volume 2: Evolução, Diversidade e Ecologia, 2009.

DIAS, Paulo Roberto Vilela. Engenharia de Custos: Estimativa de Custo de Obras e Serviços de Engenharia. 1º Edição. Rio de Janeiro, 2004.

EMBASA – Empresa Baiana de Saneamento - Departamento de Planejamento e Projetos – **Coefficientes adotados em projetos de Sistemas Públicos de Abastecimento de Água e Esgotamento Sanitário** – Salvador. 2006.

FUNASA, Fundação Nacional de Saúde. **Manual de saneamento.** Brasília, 3ª edição, 2006.

FUNASA, **Manual de Saneamento**, 3ª ed. – Brasília: Ministério da Saúde: Fundação Nacional de Saúde, 1999.

GONZÁLEZ, Marco Aurélio Stumpf. Noções de Orçamento e Planejamento de 49 Obras. São Leopoldo – RS. 2008.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, 2010.

NETTO, José M. de Azevedo. **Manual de hidráulica.** 2ª edição. São Paulo. Blucher, 1977.

NETTO, José M. de Azevedo. **Manual de hidráulica.** 8ª edição. São Paulo. Blucher, 1998.

NORMA REGULAMENTADORA (NR) – NR-18, **diretrizes de ordem administrativa, de planejamento e de organização, que objetivam a implementação de medidas de controle**

e sistemas preventivos de segurança nos processos, nas condições e no meio ambiente de trabalho na Indústria da Construção, Brasil, 1978.

NUVOLARI, Ariovaldo. **Esgoto sanitário - coleta, transporte e reuso agrícola**. 2ª edição revista, atualizada e ampliada. São Paulo. Blucher, 2011.

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

TSUTIYA, M. T. **Coleta e transporte de esgoto sanitário**. 2ª edição. Editora PHD/EPUSP, 1999.

TSUTIYA, M. T., & SOBRINHO, P. A. **Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário**. 3ª edição. Rio de Janeiro: ABES – Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2011.

ANEXO A

Tabela de Dimensionamento e Verificações de Tubulações.

TABELA 2.17 Dimensionamento e verificação de tubulações — escoamento livre
Fórmula de Manning — $n = 0,013 \Leftrightarrow Q \text{ (m}^3\text{/s)}; I_0 \text{ (m/m)} \text{ e } v \text{ (m/s)}$

DN ↓ mm	$v/D \Rightarrow$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
100	$v + I_0^{1/2}$	1,69	2,64	3,40	4,04	4,61	5,10	5,54	5,93	6,28	6,58	6,88	7,05	7,23	7,36	7,45	7,50	7,48	7,39	7,20	6,58
	$Q + I_0^{1/2}$	0,0002	0,001	0,003	0,005	0,007	0,010	0,014	0,017	0,022	0,026	0,030	0,035	0,039	0,043	0,047	0,050	0,053	0,055	0,056	0,052
150	$v + I_0^{1/2}$	2,22	3,46	4,45	5,30	6,04	6,69	7,26	7,77	8,22	8,62	8,96	9,24	9,47	9,65	9,77	9,82	9,80	9,69	9,44	8,62
	$Q + I_0^{1/2}$	0,001	0,003	0,007	0,013	0,021	0,030	0,040	0,051	0,063	0,076	0,089	0,102	0,115	0,127	0,139	0,149	0,157	0,162	0,164	0,152
200	$v + I_0^{1/2}$	2,68	4,19	5,40	6,42	7,31	8,10	8,80	9,42	9,96	10,44	10,85	11,19	11,47	11,69	11,83	11,90	11,87	11,74	11,43	10,44
	$Q + I_0^{1/2}$	0,002	0,007	0,016	0,029	0,045	0,064	0,086	0,111	0,137	0,164	0,192	0,220	0,248	0,275	0,299	0,321	0,338	0,349	0,352	0,328
250	$v + I_0^{1/2}$	3,11	4,86	6,26	7,45	8,49	9,40	10,21	10,93	11,56	12,11	12,59	12,99	13,31	13,56	13,73	13,81	13,78	13,62	13,27	12,11
	$Q + I_0^{1/2}$	0,003	0,012	0,029	0,052	0,081	0,116	0,156	0,200	0,248	0,297	0,348	0,399	0,450	0,498	0,542	0,581	0,613	0,634	0,639	0,595
300	$v + I_0^{1/2}$	3,52	5,49	7,07	8,41	9,58	10,62	11,53	12,34	13,06	13,68	14,22	14,67	15,04	15,32	15,51	15,59	15,56	15,38	14,98	13,68
	$Q + I_0^{1/2}$	0,005	0,020	0,047	0,085	0,132	0,189	0,254	0,326	0,403	0,483	0,566	0,650	0,731	0,809	0,882	0,945	0,996	1,030	1,039	0,967
350	$v + I_0^{1/2}$	3,90	6,08	7,84	9,32	10,62	11,76	12,78	13,68	14,47	15,16	15,76	16,26	16,66	16,97	17,18	17,28	17,24	17,04	16,60	15,16
	$Q + I_0^{1/2}$	0,007	0,030	0,071	0,128	0,200	0,286	0,384	0,492	0,608	0,729	0,854	0,980	1,103	1,221	1,330	1,426	1,503	1,554	1,567	1,459
400	$v + I_0^{1/2}$	4,26	6,65	8,56	10,19	11,61	12,86	13,97	14,95	15,82	16,57	17,22	17,77	18,21	18,55	18,78	18,89	18,85	18,63	18,15	16,57
	$Q + I_0^{1/2}$	0,010	0,043	0,101	0,182	0,285	0,408	0,548	0,702	0,867	1,041	1,220	1,399	1,575	1,743	1,899	2,036	2,146	2,219	2,238	2,082
450	$v + I_0^{1/2}$	4,61	7,19	9,26	11,03	12,56	13,91	15,11	16,17	17,11	17,93	18,63	19,22	19,70	20,07	20,32	20,43	20,39	20,15	19,63	17,93
	$Q + I_0^{1/2}$	0,014	0,060	0,139	0,250	0,390	0,558	0,750	0,961	1,188	1,425	1,670	1,915	2,156	2,387	2,600	2,787	2,938	3,038	3,064	2,851
500	$v + I_0^{1/2}$	4,94	7,71	9,94	11,83	13,47	14,92	16,21	17,35	18,35	19,23	19,99	20,62	21,14	21,53	21,80	21,92	21,87	21,62	21,06	19,23
	$Q + I_0^{1/2}$	0,018	0,079	0,184	0,331	0,517	0,739	0,993	1,272	1,573	1,888	2,211	2,536	2,856	3,161	3,443	3,691	3,891	4,024	4,057	3,776
600	$v + I_0^{1/2}$	5,58	8,71	11,22	13,36	15,21	16,85	18,31	19,59	20,72	21,71	22,57	23,29	23,87	24,31	24,61	24,75	24,70	24,41	23,78	21,71
	$Q + I_0^{1/2}$	0,029	0,128	0,299	0,538	0,841	1,202	1,615	2,069	2,558	3,070	3,596	4,124	4,643	5,140	5,597	6,002	6,325	6,543	6,598	6,140
700	$v + I_0^{1/2}$	6,19	9,65	12,44	14,80	16,86	18,67	20,29	21,71	22,97	24,07	25,01	25,81	26,45	26,95	27,28	27,43	27,37	27,05	26,35	24,07
	$Q + I_0^{1/2}$	0,045	0,193	0,450	0,811	1,268	1,814	2,435	3,121	3,858	4,631	5,424	6,221	7,004	7,753	8,446	9,053	9,544	9,870	9,952	9,261
800	$v + I_0^{1/2}$	6,76	10,55	13,60	16,18	18,43	20,41	22,18	23,73	25,11	26,31	27,34	28,21	28,92	29,45	29,82	29,98	29,92	29,57	28,81	26,31
	$Q + I_0^{1/2}$	0,064	0,276	0,643	1,158	1,810	2,589	3,477	4,456	5,508	6,611	7,745	8,882	10,000	11,07	12,06	12,93	13,63	14,09	14,21	13,22
900	$v + I_0^{1/2}$	7,32	11,41	14,71	17,50	19,93	22,08	23,99	25,67	27,16	28,45	29,57	30,51	31,28	31,86	32,25	32,43	32,37	31,99	31,16	28,45
	$Q + I_0^{1/2}$	0,087	0,378	0,880	1,585	2,479	3,545	4,760	6,100	7,538	9,051	10,600	12,16	13,69	15,15	16,51	17,70	18,65	19,29	19,45	18,10
1000	$v + I_0^{1/2}$	7,85	12,24	15,78	18,78	21,39	23,69	25,73	27,54	29,13	30,53	31,73	32,73	33,55	34,18	34,60	34,79	34,72	34,32	33,43	30,53
	$Q + I_0^{1/2}$	0,115	0,501	1,166	2,099	3,283	4,695	6,305	8,079	9,987	11,99	14,04	16,11	18,13	20,07	21,86	23,44	24,71	25,55	25,76	23,98
1100	$v + I_0^{1/2}$	8,36	13,05	16,81	20,01	22,79	25,24	27,42	29,34	31,05	32,53	33,81	34,88	35,75	36,42	36,87	37,07	37,00	36,57	35,62	32,53
	$Q + I_0^{1/2}$	0,149	0,646	1,503	2,707	4,233	6,054	8,129	10,42	12,88	15,46	18,11	20,77	23,38	25,88	28,19	30,22	31,86	32,94	33,22	30,91
1200	$v + I_0^{1/2}$	8,86	13,82	17,82	21,20	24,15	26,75	29,06	31,10	32,90	34,47	35,83	36,96	37,89	38,60	39,07	39,29	39,21	38,75	37,75	34,47
	$Q + I_0^{1/2}$	0,188	0,814	1,896	3,413	5,338	7,635	10,25	13,14	16,24	19,49	22,83	26,19	29,49	32,636	35,55	38,11	40,17	41,55	41,90	38,99
1500	$v + I_0^{1/2}$	10,29	16,04	20,67	24,60	28,05	31,04	33,72	36,08	38,27	40,00	41,82	42,89	43,97	44,82	45,34	45,59	45,50	45,04	43,80	40,00
	$Q + I_0^{1/2}$	0,340	1,469	3,427	6,199	9,693	13,84	18,59	23,82	29,62	35,34	41,65	47,48	53,46	59,17	64,46	69,10	72,84	75,42	76,66	70,69
1800	$v + I_0^{1/2}$	11,61	18,12	23,35	27,78	31,65	35,05	38,08	40,75	43,11	45,17	46,95	48,44	49,65	50,58	51,20	51,48	51,38	50,78	49,47	45,17
	$Q + I_0^{1/2}$	0,553	2,401	5,590	10,06	15,74	22,51	30,23	38,74	47,88	57,47	67,32	77,21	86,93	96,22	104,8	112,4	118,5	122,5	123,5	114,9
2000	$v + I_0^{1/2}$	12,46	19,43	25,05	29,80	33,98	37,63	40,85	43,76	46,36	48,46	50,66	51,96	53,26	54,29	54,93	55,23	55,12	54,56	53,07	48,46
	$Q + I_0^{1/2}$	0,733	3,163	7,381	13,36	20,88	29,85	40,06	51,30	63,78	76,12	89,70	102,3	115,1	127,5	138,8	148,8	156,9	162,4	165,1	152,2
	$\beta = R_{f/D}$	0,033	0,064	0,093	0,121	0,147	0,171	0,194	0,214	0,233	0,250	0,265	0,278	0,288	0,296	0,302	0,304	0,303	0,298	0,287	0,250

Fonte: TSUTIYA, M. T., 1999.

ANEXO B

Tabela de Determinação do Raio Hidráulica em função do Y/D.

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

Fonte: TSUTIYA, M. T., 1999.