

N. CLASS. 628.2
CUTTER 0485
ANO/EDIÇÃO 2015

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS / MG

ENGENHARIA CIVIL

LEANDRO DE OLIVEIRA

**SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO: Proposta de solução para o sistema de
esgoto sanitário no bairro Flora em Três Corações**

**Varginha
2015**

LEANDRO DE OLIVEIRA

**SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO: Proposta de solução para o sistema de
esgoto sanitário no bairro Flora em Três Corações.**

Trabalho apresentado no 9º período do curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas como pré-requisito para obtenção de créditos no TCC 2, sob orientação da Professora Mestra Ivana Prado de Vasconcelos.

**Varginha
2015**

LEANDRO DE OLIVEIRA

**SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO: Proposta de solução para o sistema de
esgoto sanitário no bairro Flora em Três Corações**

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. Dr. Leopoldo Uberto Ribeiro Júnior

Prof. Max Filipe Ferreira Marques

OBS:

AGRADECIMENTOS

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

A minha família, por todo apoio. Em especial aos meus pais, que estão sempre ao meu lado querendo me mostrar os bons caminhos a serem seguidos, e a minha mãe pelos incentivos para nunca desistir.

A minha namorada, Ana Paula pela paciência de todos os finais de semana.

A professora Ivana Prado de Vasconcelos, coordenadora do curso de Engenharia Civil, pela oportunidade de orientação, incentivo, paciência e muita dedicação.

Aos amigos de sala de aula, sempre unidos nesses cinco anos, podendo compartilhar muitas risadas e diversões.

Ao IFSULDEMINAS e meus amigos do serviço, que estiveram ao meu lado me incentivando ao estudo e crescimento profissional.

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. Desta forma, este trabalho apresenta uma proposta de melhoria para o entupimento da rede coletora e lançamento direto no corpo receptor no bairro Flora no município de Três Corações em Minas Gerais. Para solucionar o problema foi realizado uma análise no local sobre a rede existente e foram proposto duas hipóteses. Para o desenvolvimento dessas hipóteses fez necessário realizar também uma revisão bibliográfica em livros, artigos e trabalhos relacionados na área. Após análise das duas propostas pode-se concluir que a segunda é economicamente mais viável, pois não terá interceptor e com a profundidade menor. Na proposta adotada foi criado novos trechos com terminais de limpeza, tubos de inspeção e limpeza e também poços de visita; após isso pôde-se verificar em cada trecho a vazão, o diâmetro mínimo, a declividade mínima, a tensão trativa, a velocidade final e a velocidade crítica. No trecho a jusante do bairro foi criado uma estação elevatória e uma estação de tratamento com fossa séptica e filtro anaeróbio.

Palavras-chave: Esgoto sanitário. Rede coletora. Corpo receptor.

ABSTRACT

In the cities benefited from a public water supply system and still lacking sanitary sewer system, the wastewater end up polluting the soil, contaminating surface and ground water and often begin to drain the ditches and gutters, forming dangerous spread of outbreaks diseases. The sanitary sewer system presents the main purposes related to the hygienic aspects, social and economic. Thus, this work presents a proposed improvement to the clogging of the collection network and launch straight into the receiving body in the Flora neighborhood in the city of Three Hearts in Minas Gerais. To solve the problem an analysis was carried out on site on the existing network and have been proposed two hypotheses. For the development of these assumptions made must also perform a bibliographic review in books, articles and related work in the area. After analysis of the two proposals can be concluded that the latter is more economically viable, it will have no interceptor and with less depth. In the adopted proposal was created new sections with cleaning terminals, inspection of tubes and cleaning as well as manholes ; after that it could be verified in each section the flow, the minimum diameter , the minimum slope, the traction tension, the final velocity and the critical speed . In the stretch downstream of the neighborhood was created a pumping station and a water treatment plant with anaerobic septic tank and filter.

Keywords: *Sanitary sewer . Collection network . Receiving body.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Corte esquemático de um PV.....	8
Figura 2: Corte esquemático de um TIL.....	8
Figura 3: Corte esquemático de um TL.....	9
Figura 4: Esquema se sistema de coleta, transporte, tratamento e disposição final de esgoto sanitário.....	10
Figura 5: Corte longitudinal esquemático da grade, caixa de areia e medidor Parshall.....	21
Figura 6: Medidor Parshall – Capacidades, medidas padronizadas e equações de vazão.....	22
Figura 7: Acréscimo para motores elétricos.....	23
Figura 8: Esquema da altura manométrica.....	24
Figura 9: Coeficiente C referente ao material.....	24
Figura 10: Altura entre nível d'água mínimo e sucção.....	26
Figura 11: Contribuição de esgoto “C” e lodo fresco “L _r ” por tipo de ocupação.....	28
Figura 12: Período de detenção dos despejos, por faixa de contribuição diária.....	28
Figura 13: Taxa de acumulação total do lodo (K), em dias, por intervalo entre limpeza e temperatura do mês mais frio.....	29
Figura 14: Profundidade útil mínima e máxima, por faixa de volume útil.....	29
Figura 15: Esquema geral da fossa séptica.....	29
Figura 16: Corte do filtro anaeróbio.....	30
Figura 17: Foto ilustrativa da bomba.....	46

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
2. OBJETIVOS.....	2
2.1. Objetivo geral	2
2.2. Objetivos específicos.....	2
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
3.1. Conceito e caracterização do esgoto	3
3.2. Conceito do sistema de esgoto sanitário	4
3.3. Tipos individuais de esgotamento sanitário	5
3.3.1. Fossa ou poço absorvente.....	5
3.3.2. Fossa seca, estanques e de fermentação.....	6
3.3.3. Tanque séptico	6
3.4. Partes integrantes de um sistema coletivo de esgoto sanitário	6
3.4.1. Rede coletora.....	6
3.4.2. Interceptores e emissários	9
3.4.3. Sifões invertidos e passagens forçadas	9
3.4.4. Estação elevatória de esgoto	10
3.4.5. Estação de tratamento de esgoto	10
3.4.6. Corpo receptor.....	10
3.4.7. Requisitos para o sistema de esgoto sanitário	11
3.5. Parâmetros para o projeto de sistema das canalizações.....	11
3.5.1. Vazões de projeto	12
3.5.2. Processo geométrico para população final	13
3.5.3. Taxas de contribuição	14
3.5.4. Taxa de contribuição de infiltração.....	14
3.5.5. Diâmetro mínimo	15
3.5.6. Declividade mínima e tensão trativa	15
3.5.7. Velocidade crítica.....	16
3.5.8. Profundidade do coletor	16
3.6. Parâmetros para projeto dos interceptores	16
3.7. Parâmetros da COPASA para rede coletora e interceptores.....	18

3.7.1. Parâmetros para dimensionamento da rede coletora.....	18
3.7.2. Parâmetros construtivos	19
3.8. Grades, caixa de areia e medidor de vazão	19
3.8.1. Grades	19
3.8.2. Caixa de areia.....	20
3.8.3. Medidor de vazão	21
3.9. Parâmetros para o projeto de estação elevatória	22
3.9.1. Potência da bomba	23
Para o cálculo da potência da bomba será encontrado pela fórmula:	23
3.9.2. Tubulação de recalque.....	24
3.9.3. Tubulação de sucção	25
3.9.4. Poço de sucção	25
3.10. Parâmetros para o projeto de estação tratamento de esgoto	26
3.11. Fossas sépticas	27
3.12. Filtros anaeróbios.....	30
4. METODOLOGIA.....	32
4.1. Cálculo da rede coletora existente.....	32
4.2. Cálculo para interceptores	34
4.3. Grades, caixa de areia e medidor de vazão	35
4.3.1. Grades	35
4.3.2. Caixa de areia.....	35
4.3.3. Medidor de vazão	36
4.4. Conjunto elevatório	36
4.5. Cálculo da fossa séptica	37
4.6. Cálculo do filtros anaeróbios.....	37
5. DIAGNÓSTICO DO PROBLEMA	38
5.1. Caracterização do sistema de esgoto existente.....	38
5.2. Cálculo da rede coletora existente.....	38
5.3. Análise dos resultados.....	39
6. PROJETO DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO – BAIRRO FLORA	40

6.1. Cálculo da rede coletora para 1ª proposta de solução	40
6.1.1. Análise dos resultados e alterações	40
6.2. Projeto para 2ª proposta de solução	42
6.2.1. Memorial descritivo	42
6.2.2. Memorial de cálculo.....	47
6.2.3. Considerações sobre o desenvolvimento do projeto	58
6.2.4. Estimativa orçamentária.....	58
7. CONCLUSÃO.....	59
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	60
APÊNDICE A – Dimensionamento da rede coletora existente.....	62
APÊNDICE B – Dimensionamento da rede coletora 1ª proposta de solução.....	63
APÊNDICE C – Dimensionamento do interceptor 1ª proposta de solução.....	64
APÊNDICE D – Dimensionamento da 2ª proposta de solução.....	65
APÊNDICE E - FOLHA 1/5 - Traçado da rede coletora existente e da 1ª proposta de solução.....	66
APÊNDICE F - FOLHA 2/5 - Projeto da 2ª proposta de solução.....	67
APÊNDICE G - FOLHA 3/5 - Perfis longitudinais da 2ª proposta.....	68
APÊNDICE H - FOLHA 4/5 - Detalhes dos tubos de limpezas, tubos de inspeção e limpeza e dos poços de visitas.....	69
APÊNDICE I – FOLHA 5/5 - Detalhes da estação elevatória, fossa séptica e filtro anaeróbio.....	70
APÊNDICE J – Planilha com estimativa orçamentária.....	71
ANEXO A – Tabela para dimensionamento e verificação de tubulações – escoamento livre.....	72
ANEXO B – Comprimentos equivalentes a perdas localizadas.....	73

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. As principais finalidades do sistema são a prevenção, o controle e a erradicação das muitas doenças de veiculação hídrica; visa a 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, estanques, fermentação e tanque séptico) ou coletivo (rede coletora, coletor tronco, acessórios, interceptor, emissários, estação elevatória de esgoto, estação de tratamento de esgoto e corpo receptor).

No estudo realizou-se um levantamento de campo na rede coletora do bairro Flora em Três Corações/MG, onde foi possível diagnosticar os trechos que estão com entupimento com frequência e também a verificação do lançamento do esgoto sem tratamento no Rio Verde. Foi realizado cálculos conforme a metodologia e constatado os trechos que estavam com inclinação e tensão trativa abaixo a mínima. A partir da constatação do problema, foram feitos dois estudos para solução do problema, sendo a segunda economicamente mais viável. Adotado a segunda proposta como base, foi possível realizar as outras verificações e propor um tratamento do esgoto do bairro.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo geral

O presente estudo tem por objetivo propor possíveis soluções para o sistema de esgoto sanitário do bairro Flora no município de Três Corações.

2.2. Objetivos específicos

- Realizar levantamento de campo do sistema de esgoto sanitário do bairro Flora em Três Corações, para identificar as hipóteses e diagnosticar o problema enfrentado pelos moradores.
- Verificar as partes integrantes e quais as ruas são atendidas pela rede coletora de esgoto sanitário do bairro através de observações no local.
- Diagnosticar as situação do sistema de esgoto sanitário no bairro em questão.
- Indicar solução para que o sistema possa melhorar o aspecto social, higiênico, econômico e ambiental.
- Realizar projeto, memorial descritivo e planilha orçamentária da proposta adotada.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. Conceito e caracterização do esgoto

O esgoto sanitário é considerado despejo líquido constituído pelos esgotos doméstico e industrial, água de infiltração e a contribuição pluvial parasitária. Segundo a ABNT (1986, p.1), “o esgoto doméstico é o despejo líquido resultante do uso da água para higiene e necessidades fisiológicas humanas; o esgoto industrial é o despejo resultante dos processos industriais, respeitados os padrões de lançamento estabelecidos; água de infiltração é toda água proveniente do subsolo, indesejável ao sistema separador e que penetra nas canalizações; contribuição pluvial parasitária é parcela do deflúvio superficial inevitavelmente absorvida pela rede de esgoto sanitário.”

Segundo Nuvolari (2011, p. 37 e 38), o esgoto é definido:

O esgoto doméstico é gerado a partir da água de abastecimento e, portanto, sua medida resulta da quantidade de água consumida. Esta é geralmente expressa pela “taxa de consumo per *capita*”, variável segundo hábitos e costumes de cada localidade. É usual a taxa de 200 l/hab.dia, mas em grandes cidades de outros países essa taxa de consumo chega a ser três a quatro vezes maiores, resultando num esgoto mais diluído, já que é praticamente constante a quantidade de resíduo produzido por pessoa.

O esgoto industrial, considerado parcela do esgoto sanitário, deve ser quantificado diretamente na medição do efluente da indústria, quando significativamente maior do que se poderia esperar da área urbana ocupada pela indústria. Nesse caso, essa contribuição é considerada como singular ou concentrada em um trecho da rede coletora. Caso contrário, não será singularmente computada, pois já está incluída na “taxa per *capita*”, como visto anteriormente.

A água de infiltração e a contribuição pluvial parasitária, ambas inevitáveis parcelas do esgoto sanitário, chegam às canalizações: a primeira, por percolação no solo fragilizado pela escavação da vala, otimizada pela superfície externa do tubo, por onde escoam até encontrar uma falha que permita sua penetração. A segunda, por penetração direta nos tampões de poços de visitas, ou outras eventuais aberturas, ou ainda pelas áreas internas das edificações, e escoam para a rede coletora, ocorrendo por ocasião das chuvas mais intensas, com expressivo escoamento superficial.

Segundo Von Sperling (1986 apud REZENDE, 2013, p. 17), os esgotos oriundos de uma cidade e que contribuem à estação de tratamento de esgoto são basicamente originados de três fontes distintas:

- Esgoto doméstico: é proveniente das residências, do comércio e das repartições públicas. A taxa de retorno é de 80 % da vazão da água distribuída;

- Águas de infiltração: são as que penetram na rede coletora de esgoto através de juntas defeituosas das tubulações, paredes de poços de visita, etc.
- Despejos industriais: são efluentes de diversas origens e tipos de indústria.

3.2. Conceito do sistema de esgoto sanitário

Segundo Azevedo Netto (1998, p.506) “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.”

Define-se como sistema de esgoto sanitário o 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 (sem riscos para saúde). (AZEVEDO NETTO, 1998, p.506).

De acordo com Pereira e Soares (2006 apud RIOS 2010, p.20), o sistema de esgotamento sanitário pode ser individual ou coletivo, dependendo das características da comunidade. O sistema individual é caracterizado pela disposição e/ou tratamento in loco de pequena contribuição de esgoto sanitário, provenientes de imóveis domiciliares, comerciais e públicos.

Segundo Azevedo Netto (1998, p.507) “no Brasil adota-se o sistema separador absoluto, onde compreendem dois sistemas distintos de canalizações, um exclusivo para esgoto sanitário e outro para águas pluviais”.

Segundo Azevedo Netto (1998, p.507), as vantagens do sistema absoluto são:

- Nas canalizações de dimensões menores podem ser utilizadas manilhas cerâmicas, concreto, cloreto de polivinila (PVC) e fibra de vidro, facilitando a execução e reduzindo custos e prazos de construção.
- Dentro de um planejamento integrado, é possível a execução das obras por partes, construindo-se e estendendo-se, primeiramente, a rede de maior importância para a comunidade, com um investimento inicial menor.
- O afastamento das águas pluviais é facilitado, admitindo-se lançamentos múltiplos em locais mais próximos e aproveitando o escoamento nas sarjetas.

- As condições para o tratamento do esgoto são melhoradas, evitando-se a poluição das águas receptoras por ocasião das extravasões que se verificam nos períodos de chuvas intensas.

O sistema de esgoto sanitário, segundo Nuvolari (2011, p. 60) “apresenta as principais finalidades relacionadas aos aspectos higiênico, social e econômico”.

Segundo Nuvolari (2011, p.60), o esgoto é definido:

Do ponto de vista higiênico, o objetivo é a prevenção, o controle e a erradicação das muitas doenças de veiculação hídrica, responsáveis por altos índices de mortalidade precoce, mormente de mortalidade infantil, um dos maiores e mais sensíveis índices na saúde pública.

Sob o aspecto social, o objetivo visa à melhoria da qualidade de vida da população, pela eliminação de odores desagradáveis, repugnantes e que prejudicam o aspecto visual, a estética, bem como a recuperação das coleções de águas naturais e de suas margens para prática recreativa, esporte e lazer.

Do ponto de vista econômico, o objetivo envolve questões como o aumento de produtividade geral, em particular das produtividades industrial e agropastoril devido à melhoria ambiental, tanto urbana como rural, à proteção aos rebanhos e maior produtividade dos trabalhadores.

No aspecto econômico estão interligadas também as questões ecológicas relativas à fauna e à flora terrestre ou aquática, pois envolvem a preservação dos recursos hídricos e das terras marginais.

Segundo FUNASA (2004 apud REZENDE, 2013, p. 16), já sob os aspectos econômicos, os objetivos do destino adequado do esgoto sanitário são:

- Aumentar a vida média do homem, pela redução da mortalidade em consequência da redução dos casos de doença;
- Diminuir as despesas com o tratamento de doenças evitáveis;
- Reduzir o custo do tratamento de água de abastecimento, pela prevenção da poluição dos mananciais;
- Controlar a poluição das praias e locais de recreação com o objetivo de promover o turismo;
- Preservação da fauna aquática, especialmente os criadouros de peixes.

3.3. Tipos individuais de esgotamento sanitário

3.3.1. Fossa ou poço absorvente

A fossa ou poço absorvente é bastante adotado em cidades brasileiras. Consiste em um buraco construído de forma precária destinado a receber esgoto sanitário.

Internamente, permite contato direto do material com o solo. Podendo contaminar o lençol freático e o subsolo (PEREIRA E SOARES, 2006 apud RIOS 2010, p.20).

3.3.2. Fossa seca, estanques e de fermentação

Segundo Mota (2006 apud RIOS 2010, p.21) são utilizadas em edificações cujas instalações sanitárias não dispõem transporte hídrico. Nessas situações os despejos, praticamente formados por excretas, são depositados diretamente na fossa. A profundidade depende das condições de escavação do solo e do nível do lençol freático.

3.3.3. Tanque séptico

Segundo Mota (2006 apud RIOS 2010, p.23) o tanque séptico consiste em um compartimento onde é feita a digestão dos dejetos, formando o lodo por meio do processo de decomposição por bactérias anaeróbicas.

Para Jordão e Pessoa (2005 apud BORGES 2009, p.13) tanque séptico é uma câmara construída de modo a receber a contribuição de esgoto sanitário de um ou mais domicílios, armazenando-o por um período de tempo especificamente estabelecido, a fim de obter a sedimentação dos sólidos e a remoção dos óleos e graxas contidos nos esgoto, transformando-os bioquimicamente em substâncias mais estáveis.

De acordo com a ABNT (1993, p.3) “o sistema de tanque séptico somente é indicado para: a) área desprovida de rede pública coletora de esgoto; b) alternativa de tratamento de esgoto em áreas providas de rede local; c) retenção prévia dos sólidos sedimentáveis, quando da utilização de rede coletora com diâmetro e/ou declividade reduzidos para transporte de efluente livre de sólidos sedimentáveis.”

3.4. Partes integrantes de um sistema coletivo de esgoto sanitário

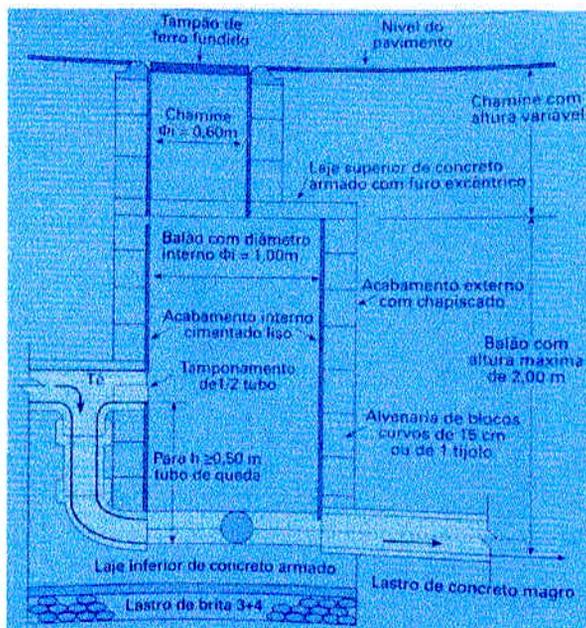
O sistema de esgoto sanitário é dividido em várias obras e instalações, para que possam ser atendidas todas as etapas até o despejo final no corpo receptor.

3.4.1. Rede coletora

A rede coletora é constituída por ligações prediais, coletores de esgoto e seus órgãos acessórios, segundo Nuvolari (2011, p.61), Tsutiya (1999 apud BEVILACQUA, 2006, p.6) e Azevedo Netto (1998, p. 507). A seguir são apresentadas suas definições:

- Ligação predial: trecho do coletor predial compreendido entre o limite do terreno e o coletor de esgoto.
- Ligação predial: trecho de tubulação compreendido entre a caixa de inspeção de ligação e o coletor público de esgoto.
- Coletor de esgoto: tubulação da rede coletora que recebe contribuição de esgoto dos coletores prediais em qualquer ponto ao longo de seu comprimento.
- Coletor principal: coletor de esgoto de maior extensão dentro de uma mesma bacia.
- Coletor tronco: Canalização de maior diâmetro, que recebe apenas as contribuições de vários coletores de esgoto, conduzindo a um interceptor ou emissário.
- Coletor tronco: É o coletor principal de uma bacia de drenagem, que recebe a contribuição dos coletores secundários, conduzindo seus efluentes a um interceptor ou emissário.
- Coletor predial: Canalização que conduz o esgoto sanitário dos edifícios até a rede de esgoto.
- Órgãos acessórios: dispositivos fixos desprovidos de equipamentos mecânicos. Podem ser: poços de visita (PV), conforme Figura 1; tubos de inspeção e limpeza (TIL), conforme Figura 2; terminais de limpeza (TL), conforme Figura 3 e caixas de passagem (CP).

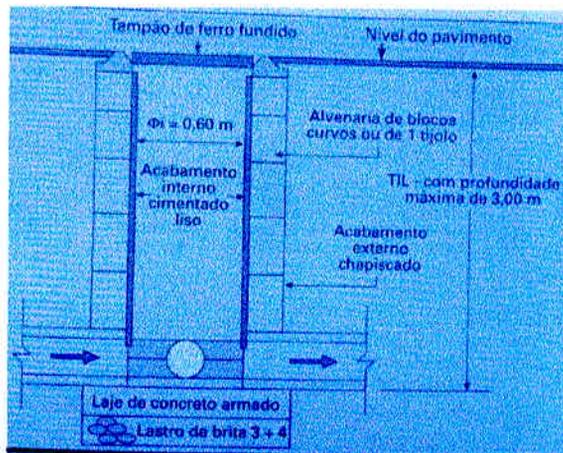
Figura 1: Corte esquemático de um PV.



Fonte: (NUVOLARI 2011, p.66).

Segundo Azevedo Netto (1998, p.508) o TIL é um “dispositivo não visitável que permite inspeção visual e introdução de equipamentos de limpeza.”

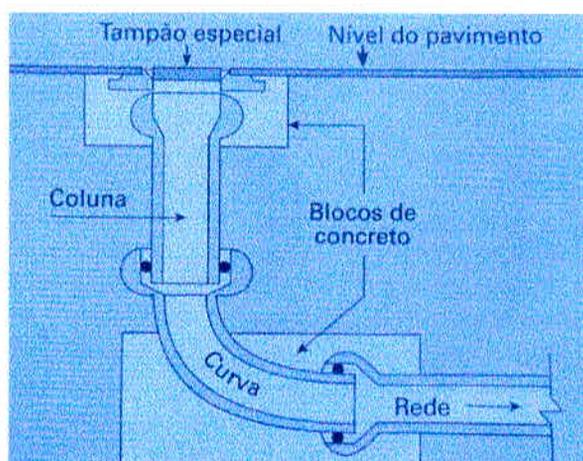
Figura 2: Corte esquemático de um TIL.



Fonte: (NUVOLARI 2011, p.68).

Segundo Azevedo Netto (1998, p.508) o TL é um “dispositivo que permite apenas a introdução de equipamentos de limpeza, que podem ser construído no início de coletores.”

Figura 3: Corte esquemático de um TL.



Fonte: (NUVOLARI 2011, p.67).

3.4.2. Interceptores e emissários

Azevedo Netto (1998, p. 507) define que o interceptor é “a canalização de grande porte que intercepta o fluxo de coletores-tronco” e o emissário é “o conduto final de um sistema de esgoto sanitário, destinado ao afastamento dos efluentes da rede para o ponto de lançamento (descarga) ou de tratamento, recebendo contribuições apenas na extremidade de montante”.

Para Nuvolari (2011, p. 61) o interceptor é “a canalização que recebe os efluentes de coletores de esgoto em pontos determinados, providos de poços de visita (PV) e nunca ao longo de seus trechos” e o emissário “é definido simplesmente como a tubulação que recebe as contribuições de esgoto exclusivamente na extremidade montante”.

Segundo Tsutiya (1999 apud BEVILACQUA, 2006, p.6) os interceptores “são canalizações que recebem coletores ao longo do seu comprimento, não recebendo prediais diretas” e os emissários “são canalizações destinadas a conduzir os esgotos a um destino conveniente (estação de tratamento e/ou lançamento) sem receber contribuição em marcha.”

3.4.3. Sifões invertidos e passagens forçadas

De acordo com Azevedo Netto (1998, p. 510), o sifão é um “trecho rebaixado com escoamento sob pressão, cuja finalidade é transportar obstáculos, depressões do terreno ou cursos de água” e a passagem forçada é o “trecho com escoamento sob pressão, sem rebaixamento”.

Segundo Tsutiya (1999 apud BEVILACQUA, 2006, p.7), sifões invertidos “são obras destinadas à transposição de obstáculos pela tubulação de esgoto, funcionando sob pressão.”

3.4.4. Estação elevatória de esgoto

A estação elevatória de esgoto é definida como instalações que transportam o esgoto do nível do poço de sucção das bombas ao nível de descarga na saída do recalque.

3.4.5. Estação de tratamento de esgoto

A estação de tratamento de esgoto (ETE) é a última etapa antes de ser lançado o esgoto tratado no corpo receptor.

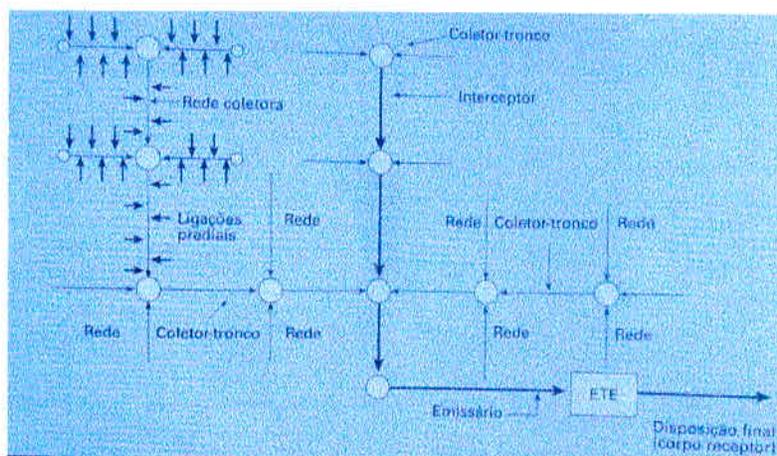
É o conjunto de técnicas associadas a unidades de tratamento, equipamentos, órgãos auxiliares (canais, caixas, vertedores, tubulações) e sistemas de utilidades (água potável, combate a incêndio, distribuição de energia, drenagem pluvial), cuja finalidade é reduzir cargas poluidoras do esgoto sanitário e condicionamento da matéria residual resultante do tratamento. (NUVOLARI, 2011, p.62).

3.4.6. Corpo receptor

O corpo receptor é qualquer corpo de água natural ou solo que recebe o esgoto tratado.

Na figura 4 mostra o esquema desde a coleta do esgoto até a disposição final do esgoto sanitário tratado.

Figura 4: Esquema de sistema de coleta, transporte, tratamento e disposição final de esgoto sanitário.



Fonte: (NUVOLARI 2011, p.62).

3.4.7. Requisitos para o sistema de esgoto sanitário

De acordo com a ABNT (1986, p.2) o estudo para concepção de projeto de sistema de esgoto sanitário deverá seguir alguns requisitos conforme a seguir:

- Plantas topográficas confiáveis em escalas compatíveis com a precisão requerida para o estudo e visualização das diferentes concepções;
- Dados dos recursos hídricos da região que podem influir no sistema e por este ser influenciado;
- Características físicas da região em estudo;
- Dados demográficos disponíveis e sua distribuição espacial;
- Comunicação local e regional;
- Acessos;
- Energia elétrica;
- Cadastro do sistema existente: a) plantas e detalhes; b) principais dimensões e níveis em relação à referência de nível do projeto;
- Administração do sistema existente;
- Sistemas existentes;
- Desenvolvimento sócio-econômico;
- Legislação;
- Estudos de projetos de sistemas de abastecimento de água, de esgoto sanitário e de esgoto pluvial;
- Delimitação da área para a qual deve ser planejado o sistema;
- Fixação do alcance do plano e do ano de início de operação do sistema;
- Estimativa das populações a considerar no estudo de concepção, avaliadas ano a ano;
- Delimitação das bacias de esgotamento contidas na área de planejamento.

3.5. Parâmetros para o projeto de sistema das canalizações.

Para a concepção de projeto dos condutores devemos seguir alguns critérios para o seu desenvolvimento.

3.5.1. Vazões de projeto

Segundo a ABNT (1986, p.3) “para todos os trechos da rede devem ser estimadas as vazões inicial e final (Q_i e Q_f). Inexistindo dados pesquisados e comprovados, com validade estatística, recomenda-se como o menor valor de vazão 1,5 l/s em qualquer trecho.”

Segundo a ABNT (1986, p.5), inexistindo medições de vazão utilizáveis no projeto, utiliza-se a fórmula:

$$Q_i = (K_2 \cdot \bar{Q}_i) + I + \sum Q_{c,i}$$

Onde:

Q_i – Vazão de esgoto sanitário (l/s);

K_2 - Coeficiente de máxima vazão horária;

\bar{Q}_i - Contribuição média inicial de esgoto doméstico (l/s);

\bar{Q}_f - Contribuição média final de esgoto doméstico (l/s);

I - Contribuição de infiltração (l/s);

$Q_{c,i}$ - Contribuição singular inicial (l/s).

Para Nuvolari (2011, p. 73) a vazão de esgoto sanitário(Q) compreende as seguintes parcelas:

$$Q = Q_d + I + Q_c$$

Onde:

Q – Vazão de esgoto sanitário (l/s);

Q_d – Contribuição de esgoto doméstico (l/s);

I – Vazão de água de infiltração (l/s);

Q_c – Vazão de contribuição concentrada (l/s).

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

Vazão média inicial (l/s):

$$\bar{Q}_{d,i} = C \cdot P_i \cdot q_i / 86400$$

$$\bar{Q}_{d,i} = C \cdot a_i \cdot d_i \cdot q_i / 86400$$

Vazão média final (l/s):

$$\bar{Q}_{d,f} = C.P_f.q_f/86400$$

$$\bar{Q}_{d,f} = C.a_f.d_f.q_f/86400$$

Onde:

C – Coeficiente de retorno;

P_i e P_f – População inicial e final de plano (habitantes);

q_i e q_f – consumo de água efetivo inicial e final de plano (L/hab.dia);

a_i e a_f – Área servida inicial e de final de plano (hectare);

d_i e d_f – Densidade populacional inicial e final de plano (habitante/hectare).

Para Nuvolari (2011, p. 73) o Q_c é “a vazão de contribuição concentrada. Referem-se às áreas ocupadas por hospitais, educandários, quartéis, indústrias e outros.”

Segundo Azevedo Netto (1998, p.519), “as contribuições médias de esgoto doméstico, inicial e final, relativas ao alcance do plano:”

$$Q_i = C.P_i.q_i/86400$$

$$Q_f = C.P_f.q_f/86400$$

Onde:

Q_i - Contribuição média inicial de esgoto doméstico (l/s);

Q_f - Contribuição média final de esgoto doméstico (l/s);

C – Coeficiente de retorno;

P_i e P_f – População inicial e final de plano (habitantes);

q_i e q_f – consumo de água efetivo inicial e final de plano (L/hab.dia).

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 apud COSTA, 2013, p.54).

3.5.2. Processo geométrico para população final

Para Costa (2013, p.39), “Este processo admite que a cidade cresça segundo uma progressão geométrica. Conhecendo-se dois dados de população, P_0 e P_1 , correspondentes respectivamente aos anos t_0 e t_1 , pode-se calcular a razão de crescimento geométrico no período conhecido (q), na qual resulta a previsão de população (P) correspondente à data futura (t), pelas equações abaixo:

$$q = \sqrt[t_1-t_0]{P_1/P_0}$$

$$P = P_0 * q^{(t-t_0)}$$

3.5.3. Taxas de contribuição

Segundo a ABNT (1986, p.6) as taxas de contribuição são definidas pelas fórmulas abaixo.

Taxa de contribuição inicial por superfície esgotada:

$$T_{ai} = Q_i - \sum Q_{ci} / a_i \text{ (l/s.ha)}$$

Taxa de contribuição final por superfície esgotada:

$$T_{af} = Q_f - \sum Q_{cf} / a_f \text{ (l/s.ha)}$$

Taxa de contribuição linear inicial para uma área esgotada de ocupação homogênea:

$$T_{xi} = Q_i - \sum Q_{ci} / L \text{ (l/s.Km)}$$

Taxa de contribuição linear final para uma área esgotada de ocupação homogênea:

$$T_{xf} = Q_f - \sum Q_{cf} / L \text{ (l/s.Km)}$$

Onde:

Q_i e Q_f - Contribuição média inicial de esgoto doméstico (l/s);

Q_{ci} e Q_{cf} - Contribuição singular inicial e final (l/s);

a_i e a_f - Área servida inicial e de final de plano (hectare);

L - Comprimento de ruas (Km).

3.5.4. Taxa de contribuição de infiltração

Segundo a ABNT (1986, p.7) a "TI - Taxa de contribuição de infiltração; depende de condições locais tais como: Nível do lençol freático, natureza do subsolo, qualidade da execução da rede, material da tubulação e tipo de junta utilizado. O valor entre 0,05 a 1,0 l/s.km adotado deve ser justificado."

De acordo com Tsutiya e Bruno (1983 apud BEVILACQUA, 2006, p.86) a taxa de infiltração de 1,0 l/s.km é relativamente alta, pois os dados obtidos por vários pesquisadores nacionais resultam sempre em valores inferiores, propõe-se portanto, os seguintes coeficientes de infiltração: Para os coletores situados acima do lençol freático é 0,020 l/s.km e para os coletores situados abaixo do lençol freático é 0,10l.s/km.

3.5.5. Diâmetro mínimo

Segundo a ABNT (1986, p.3) “os diâmetros a empregar devem ser os previstos nas normas e especificações brasileiras relativas aos diversos materiais, o menor não sendo inferior a DN 100.”

Segundo Azevedo Netto (1998, p.511), “em São Paulo são utilizados para áreas exclusivamente residenciais um diâmetro mínimo de 150 mm e áreas de ocupação mista e áreas industriais um diâmetro mínimo de 200 mm.”

Para Nuvolari (2011, p. 74) “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 $y=0,75.d_0$ (ANEXO A). A expressão para se determinar esse diâmetro é a seguinte:”

$$d_0 = 0,3145.(Q_f/I_0^{1/2})^{3/8}$$

Onde:

d_0 – Diâmetro (m);

Q_f – Vazão final de plano (m^3/s);

I_0 – Declividade (m/m).

3.5.6. Declividade mínima e tensão trativa

A ABNT (1986, p.3) 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 $n = 0,013$. A declividade mínima que satisfaz essa condição pode ser determinada pela expressão aproximada:”

$$I_0 \text{ mín.} = 0,0055.Q_i^{-0,47}, \text{ sendo } I_0 \text{ mín. em m/m e } Q_i \text{ em l/s}$$

Para coeficiente de Manning diferente de 0,013, os valores de tensão trativa média e declividade mínima a adotar devem ser justificados. (ABNT, 1986, p.3)

$$\sigma_t = \gamma.R_H.I_{0\text{mín}}$$

Onde:

σ_t – Tensão trativa (Pa);

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

R_H – Raio hidráulico (m);

$I_{0\text{mín}}$ – Declividade mínima (m/m).

3.5.7. Velocidade crítica

A ABNT (1986, p.3) 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:”

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

$$V_c = 6 (g R_H)^{1/2}$$

Onde:

V_f – Velocidade final (m/s);

Q_f - Q_f – Vazão final de plano (m^3/s);

a_f - Área molhada de escoamento, final (m^2);

g = aceleração da gravidade (m^2/s).

A ABNT (1986, p.3) 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.”

3.5.8. Profundidade do coletor

Para Azevedo Netto (1998, p.511), a “profundidade mínima recomenda é de 1,5m, para possibilitar as ligações prediais e proteger os tubos contra cargas externas”. Mas para ele a “profundidade ótima está compreendida entre 1,80 e 2,5m”.

Para Azevedo Netto (1998, p.512), a “profundidade máxima relaciona-se com a economia do sistema, tendo-se em vista as condições de execução e manutenção de rede pública e dos coletores prediais. O valor 4,5m pode ser tomada como uma altura padrão”

3.6. Parâmetros para projeto dos interceptores

Para Nuvolari (2011, p. 83) “nos trechos dos interceptores entre dois PVs, não há contribuições em marcha (ao longo do trecho).”

A ABNT (1992, p.2) define que “para cada trecho do interceptor devem ser estimadas as vazões inicial e final.”

a) Q_i, n = vazão inicial do trecho n;

b) $Q_{i, n} = Q_{i, n-1} + \sum Q_{i, i}$; onde Q_i = vazão inicial a jusante do último trecho de uma rede afluyente ao PV de montante do trecho n , calculada conforme critério da NBR 9649;

c) $Q_{f, n}$ = vazão final do trecho n ;

d) $Q_{f, n} = Q_{f, n-1} + \sum Q_{f, i}$; onde Q_f = vazão final a jusante do último trecho de uma rede afluyente ao PV de montante do trecho n , calculada conforme critério da NBR 9649;

Para Nuvolari (2011, p. 83), “para o emissário, trecho final do interceptor, a avaliação compreende também a consideração do amortecimento das vazões dos trechos anteriores, decorrentes da defasagem de seus aportes ao emissário.”

De acordo com Tsutiya e Além Sobrinho (1999 apud NUVOLARI, 2011, p.83), “propõe que a vazão contribuinte para o último trecho do interceptor ou emissário seja calculada levando-se em conta a variação do chamado coeficiente de reforço “ K ”, onde: $K = K_1.K_2$.”

Para os autores as vazões maiores que 750 l/s, K pode ser calculada pela seguinte equação:

$$K = 1,2 + 17,4485 \cdot Q_m^{-0,509}$$

Onde Q_m é a vazão média final de esgoto doméstico + contribuição de infiltração (l/s).

Se a vazão for menor que 750 l/s, os autores citados acima propõe utilizar o coeficiente de reforço $K = 1,80$.

Segundo Nuvolari (2011, p. 83), “para o dimensionamento dos emissários, devem ser consideradas as vazões amortecidas, que, no caso da utilização do coeficiente de reforço K , calculado pela equação.”

$$Q_i = K/k_1 \cdot Q_i + I + \sum Q_{c,i}$$

$$Q_f = K \cdot Q_f + I + \sum Q_{c,f}$$

$Q_{c,i}$ e $Q_{c,f}$ são vazões concentradas inicial e final

A ABNT (1992, p.2) define que para o dimensionamento hidráulico “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 $n = 0,013$. A declividade que satisfaz esta condição pode ser calculada pela expressão aproximada:”

$$I_{o \text{ mín.}} = 0,00035 \cdot Q_i^{-0,47}, \text{ sendo } I_{o \text{ mín.}} \text{ em m/m e } Q_i \text{ em m}^3/\text{s}$$

Para Azevedo Netto (1998, p.529), “para análise de funcionamento do interceptor e para o dimensionamento dos extravasores deve ser adicionada ainda a contribuição pluvial parasitária – parcela das águas pluviais absorvida pela rede coletora de esgoto.”

A ABNT (1992, p.2), “A contribuição pluvial parasitária deve ser determinada com base em medições, locais. Inexistindo tais medições, pode ser adotado uma taxa cujo o valor de ser justificado e não deve superar 6 l/s.Km de coletor contribuinte ao trecho em estudo.”

Para Azevedo Netto (1998, p.530), “Cada trecho do interceptor dever ser dimensionado para as vazões iniciais e finais, considerando coeficiente de Manning $n=0,013$ e enchimento máximo de seção $y=0,85.d_0$, do que resulta $d_0 = 0,300(Q_f/I_0^{1/2})^{3/8}$.”

3.7. Parâmetros da COPASA para rede coletora e interceptores

3.7.1. Parâmetros para dimensionamento da rede coletora

Para a COPASA são determinados alguns parâmetros para dimensionamentos através da norma técnica T.194/0, conforme se apresenta a seguir:

- Coeficiente da hora de maior consumo (K_2) = 1,5;
- Taxa de retorno da água/esgoto (Tr) = 0,8;
- Taxa de infiltração = 0,00033 l/s.m ou 0,05 l/s.ha;
- Vazão mínima = 1,5 l/s;
- Coeficiente de rugosidade de Mannig = 0,013;
- Taxa de contribuição linear mínima = 0,02 l/s.m;
- Tensão trativa mínima = 1,0 Pa;
- Diâmetro mínimo = 150 mm;
- Velocidade máxima = 5,0 m/s;
- Lâmina d'água (y/d) = 75%;
- Lâmina d'água máxima(y/d), para a velocidade final superior à velocidade crítica = 50%;
- Contribuição pontual mínima para áreas de expansão, incluindo a infiltração = 0,3 l/s.ha.

3.7.2. Parâmetros construtivos

- Recobrimento mínimo de 0,90 m acima da geratriz superior das tubulações;
- A profundidade máxima da rede deve ser de 5,00 m, exceto para atendimento às normais críticas, quando será de 3,50 m;
- Distância máxima entre PV's deve ser de 80 m, para $D \leq 350$ mm;
- Para diferenças de lâminas superiores a 1,2 cm, ou nas mudanças de diâmetro, o degrau mínimo a ser adotado nos PV's é de 5 cm;
- Deve ser previsto tubo de queda nos PV's (para $D < 350$ mm), para desníveis superiores a 0,5 m entre as cotas de chegada e de saída;
- Deve ser previsto um único coletor locado no terço mais desfavorável da via (exceto em situações impostas por interferências ou pelo tipo de ocupação), para largura da mesma inferior a 20 m. No caso dessa ser superior a 20 m, deve ser previsto um coletor de cada lado da via, locado a 1,5 m do meio-fio;
- Devem ser previstos coletores auxiliares, paralelos às canalizações que apresentem material ou profundidade que não permitam a execução de ligações prediais;
- Devem ser previstas placas de ancoragem em concreto, a cada bolsa, para tubulações com declividades superiores a 20%.

3.8. Grades, caixa de areia e medidor de vazão

3.8.1. Grades

Segundo Nuvolari (2011, p. 266), as grades são utilizadas na remoção dos sólidos grosseiros, presentes no esgoto. A remoção dos materiais é feita pela intercalagem de grades, no canal de entrada do esgoto no ETE. As grades são classificadas quanto ao espaçamento entre barras.

- Grosseiros: aquelas com espaçamento entre barras de 4 a 10cm;
- Médias: aquelas com espaçamento entre barras de 2 a 4 cm;
- Finas: aquelas com espaçamento entre barras de 1 a 2 cm.

Em ETE de pequeno porte, nas quais o coletor chega em grandes profundidades e nas ETEs cuja a vazão máxima seja maior do que 250 L/s, a norma recomenda a utilização de grade média ou fina com limpeza mecanizada.

No dimensionamento das grades deve-se atentas para alguns importantes aspectos, evitar que a vazão máxima de projeto $Q_{m\acute{a}x}$ resulte numa velocidade máxima de passagem do líquido pelas grades $V_{m\acute{a}x}$ superior a 1,20 m/s e que a velocidade mínima de passagem pelo canal de acesso às grades $V_{m\acute{i}n}$, canal seja maior do que um certo valor, relacionado com a tensão trativa mínima capaz de evitar sedimentação de sólidos nesse canal. Tradicionalmente, utiliza-se uma velocidade mínima igual 0,40 m/s, conforme NUVOLARI (2011, p. 266).

Para Nuvolari (2011, p. 267), “nas grades com limpeza manual deve-se ainda verificar o quesito velocidade máxima nas grades para grade limpa e também para a condição de grade 50% obstruída”.

Para verificação no nível d'água a montante, deve ser considerado perda de carga mínima nas grades $\Delta H_G = 0,15\text{m}$. ABNT (1990 apud NUVOLARI, 2011, p.267).

A perda de carga nas grades pode ser calculada pela expressão:

$$\Delta H_G = 1,429 * \left(\frac{V_G^2}{2g} - \frac{V_c^2}{2g} \right)$$

Onde:

ΔH_G = Perda de carga na grade(m)

V_G = Velocidade através da grade (m/s)

V_c = Velocidade a montante da grade, no canal de acesso (m/s)

g = aceleração da gravidade (m//s²)

3.8.2. Caixa de areia

No dimensionamento da caixa de areia procura-se manter a velocidade horizontal de passagem do esgoto, dentro de uma faixa apropriada $V_{horiz.} = 0,15$ a $0,30\text{m/s}$, que possibilita a sedimentação da areia, mas evita a sedimentação da matéria orgânica.

- Para determinação do comprimento da caixa de areia, na prática adota-se:

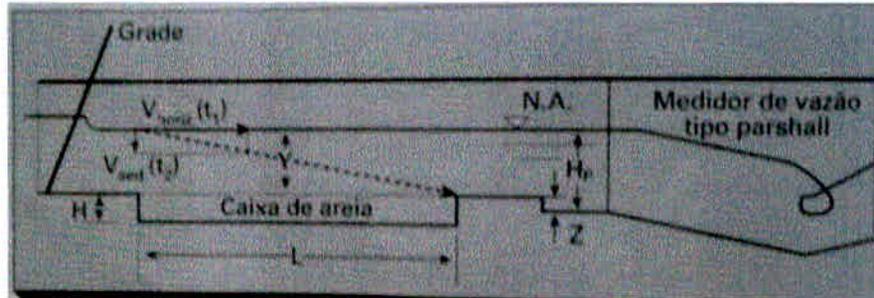
$$L = 25 * Y_{m\acute{a}x}$$

- Para determinação da largura B da caixa de areia, adota-se:

$$B = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{Y_{m\acute{a}x} * V_{horiz.}}$$

- O degrau Z é construído entre a caixa de e o medidor de vazão conforme figura 5.

Figura 5: Corte longitudinal esquemático da grade, caixa de areia e medidor Parshall.



Fonte: (NUVOLARI 2011, p.268).

- Para determinação da altura Z utilizam-se as equações abaixo:

$$V = \frac{Q_{\text{mín}}}{(H_{p, \text{mín}} - Z) * B} = \frac{Q_{\text{máx}}}{(H_{p, \text{máx}} - Z) * B}$$

$$Y = H_p - Z$$

- Determinação da profundidade H da caixa de areia, segundo Nuvolari (2011, p.269) dependerá da produção de areia removida do esgoto por unidade de tempo P, impostas pelas condições operacionais, ou seja, de quanto em quanto tempo será feita a limpeza da caixa de areia.
- A seguir são apresentados produções de areia de algumas ETEs:
 - ETE Pinheiros: 0,013 a 0,073 L/m³(média 0,041 L/m³);
 - ETE Leopoldina: 0,003 a 0,022 L/m³;
 - ETE Barueri: 0,00424 L/m³.
- Para Nuvolari(2011, p. 270), a altura H deverá ser fixada de forma a comportar o volume produzido, de acordo com a frequência de limpeza prevista, podendo ser calculada pela expressão:

$$H = \frac{P}{B * L}$$

3.8.3. Medidor de vazão

Para Azevedo Netto (1998, p.450),” a medição de vazão ou descarga em condutos livres e particularmente canais abertos, constitui, sem dúvida, uma das mais importantes questões da hidráulica aplicada”.

É mais comum a instalação do medidor após a caixa de areia e pode ser do tipo vertedor ou do tipo Parshall.

O medidor Parshall tem suas dimensões padronizadas e faixa de vazões que comportam, conforme figura 6.

Figura 6: Medidor Parshall – Capacidades, medidas padronizadas e equações de vazão

Dimensão Nominal "W"	Capacidade do Parshall (em L/s)	Dimensões padronizadas do Parshall (cm)											Parâmetros de vazão (m ³ /s)	
		pol/pés	m	min.	max.	A	B	C	D	E	F	G	K	N
3"	0,076	0,07	33,8	38,0	45,7	27,8	25,3	45,7	15,2	30,5	2,5	5,7	0,176	1,547
6"	0,352	1,32	130,4	62,0	61,0	39,4	60,3	53,8	30,5	45,7	3,8	11,4	0,362	1,309
9"	0,229	2,35	251,0	88,1	86,4	18,7	37,5	61,0	45,7	61,0	6,9	17,3	0,525	1,563
1'	0,305	3,11	455,6	137	134,3	31,0	64,5	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	0,690	1,322
1.1/2'	0,437	4,25	676,2	144,8	142,0	36,2	102,6	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	1,054	1,538
2'	0,610	11,89	916,7	152,3	149,3	91,5	120,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	1,436	1,551
3'	0,915	17,26	1.426,3	167,5	164,3	122,0	157,2	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	2,182	1,566
4'	1,236	36,79	1.921,3	182,8	179,2	152,5	194,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	2,933	1,578
5'	1,575	62,8	2.422,0	198,0	194,1	183,0	232,1	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	3,721	1,587
6'	1,830	74,4	2.925,0	213,3	209,3	213,3	269,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	4,515	1,595
7'	2,115	113,4	3.440,0	228,6	224,0	244,0	307,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,306	1,601
8'	2,440	130,7	3.950,0	244,0	239,0	274,5	345,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	6,101	1,609
10'	3,050	200,0	5.462,0	274,5	269,8	306,0	423,0	91,5	61,0	122,0	14,3	34		

Diagrama de um medidor Parshall em seção transversal, mostrando as dimensões A, B, C, D, E, F, G, H, K, N e W. O diagrama indica o ponto de medição da altura da água H_p e a direção do fluxo de água.

Calculo da vazão:
 $Q_p = k \cdot H_p^2$
 ou
 $H_p = (Q_p / k)^{0,5}$
 Exemplo: Para o Parshall de 3"
 $W = 0,076 \text{ cm}$
 $Q_p = 0,176 \cdot H_p^{2,48}$
 ou
 $H_p = (Q_p / 0,176)^{0,201}$

Fonte: (NUVOLARI 2011, p.270).

3.9. Parâmetros para o projeto de estação elevatória

Além do estudo de concepção conforme a NBR 9648, devem ser providenciados os seguintes itens: levantamento topográfico planialtimétrico e cadastral da área da elevatória e da faixa de caminhamento do conduto de recalque; sondagens de reconhecimento da natureza do terreno e níveis do lençol freático na área da elevatória e na diretriz do conduto de recalque; vazões afluentes inicial e final (Q_i e Q_f) avaliadas conforme critérios da NBR 9649 ou da NBR 12207, conforme o caso. ABNT (1992, p.2)

Após essa análise deverá ser realizadas outras atividade conforme ABNT (1992, p.2) tais como “dimensionamento do poço de sucção, dimensionamento dos condutos, seleção do conjunto moto-bomba e relatório de apresentação do projeto.”

3.9.1. Potência da bomba

Para o cálculo da potência da bomba será encontrado pela fórmula:

$$P = \frac{\gamma * Q * H_{man}}{75\eta}$$

Onde:

γ = peso específico do líquido a ser elevado(1000kgf/m³);

Q = Vazão ou descarga em m³/s;

H_{man} = Altura manométrica em m;

η = rendimento global do conjunto elevatório.

Segundo Azevedo Netto (1998, p.271), na prática são admitidas uma certa folga para os motores elétricos, conforme figura 7.

Figura 7: Acréscimo para motores elétricos

50% para bombas até	2HP
30% para bombas de	2 a 5HP
20% para bombas de	5HP a 10HP
15% para bombas de	10 a 20HP
10% para bombas de mais de	20HP

Fonte: (AZEVEDO NETTO 1998, p.271).

A altura monométrica é o somatório da altura de recalque(H_r), sucção(H_s) e mais as perdas de cargas totais (h_r), conforme figura 8 e ANEXO B.

Segundo Azevedo Netto (1998, p.271), utiliza-se “a fórmula de Hazens-Williams, com seu fator numérico em unidades SI:

$$J = 10,643 * Q^{1,85} * C^{-1,85} * D^{-4,87}$$

Onde:

Q = Vazão(m³/s);

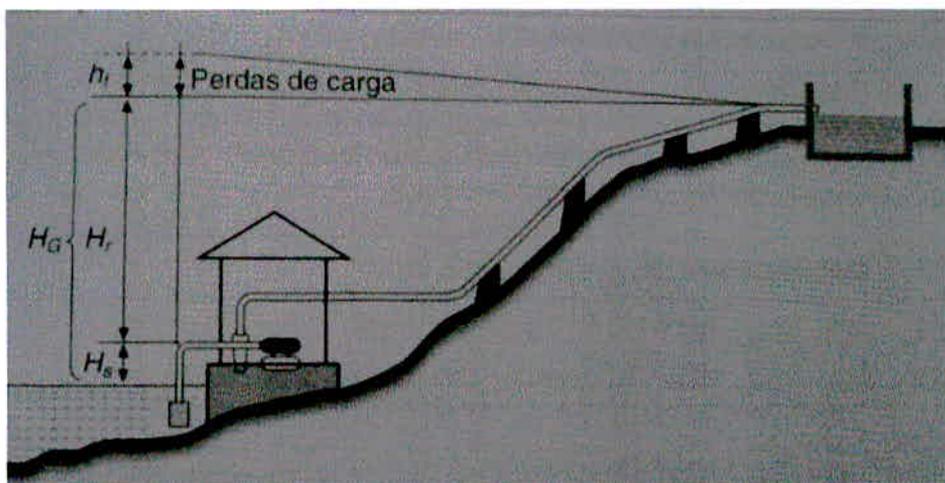
D = diâmetro (m)

J = perda de carga unitária(m/m)

C = Coeficiente adimensional que depende da natureza do material, conforme figura 9.

Para Azevedo Netto (1998, p.271), “adota-se um rendimento global médio de 67%”.

Figura 8: Esquema da altura manométrica.



Fonte: (AZEVEDO NETTO 1998, p.271).

Figura 9: Coeficiente C referente ao material.

Tubos	Novos	Usados ± 10 anos	Usados ± 20 anos
Aço corrugado (chapa ondulada)	60	—	—
Aço galvanizado rosado	125	100	—
Aço rebitado, novos	110	90	80
Aço soldado, comum (revestimento betuminoso)	125	110	90
Aço soldado com revestimento epoxico	140	130	115
Chumbo	130	120	120
Cimento-amiante	140	130	120
Cobre	140	135	130
Concreto, bom acabamento	130	—	—
Concreto, acabamento comum	130	120	110
Ferro fundido, revestimento epoxico	140	130	120
Ferro fundido, revestimento de argamassa de cimento	130	120	105
Gres ceramico, vidrado (manilhas)	110	110	110
Latão	130	130	130
Madeira, em aduelas	120	120	110
Tijolos, condutos bem executados	100	95	90
Vidro	140	140	140
Plástico (PVC)	140	135	130

Fonte: (AZEVEDO NETTO 1998, p.150).

3.9.2. Tubulação de recalque

Para dimensionamento das linhas de recalque de bombas que funcionam apenas algumas horas por dia, propôs-se a fórmula:

$$x = \frac{\text{n}^\circ \text{ de horas de funcionamento por dias}}{24}$$

$$D = 1,3 * X^{0,25} * \sqrt{Q}$$

3.9.3. Tubulação de sucção

Para Azevedo Netto (1998, p.271), “a canalização de sucção geralmente tem um diâmetro comercial imediatamente superior ao da tubulação de recalque”.

3.9.4. Poço de sucção

Para Costa (2013, p.72), “O poço de sucção da estação de recalque será dimensionado considerando-se o intervalo de tempo entre partidas sucessivas do motor da bomba (tempo de ciclo(T), geralmente adota-se como valor 10 minutos) e a vazão máxima de bombeamento de final de plano na área de influência.”

$$V_{\text{útil}} = \frac{Q * T}{4}$$

E para o mesmo citado acima a altura útil é calculada pela seguinte fórmula:

$$H_{\text{útil}} = \frac{V_{\text{útil}}}{A}$$

Onde:

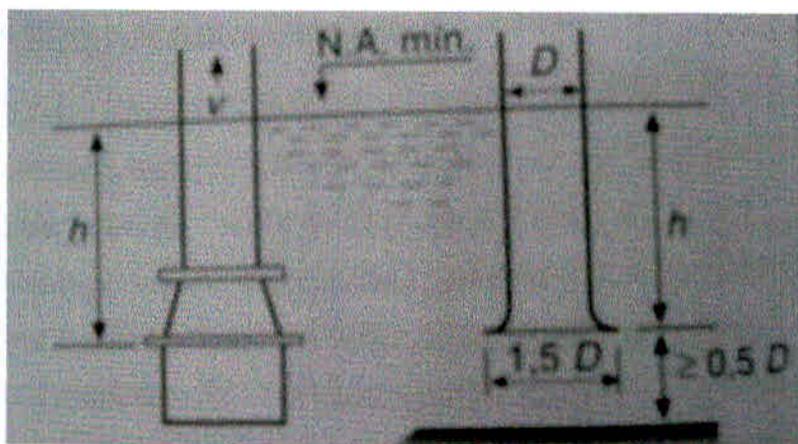
$V_{\text{útil}}$ = volume útil no poço de sucção;

$H_{\text{útil}}$ = Altura útil no poço de sucção;

A = área no poço de sucção.

Para Azevedo Netto (1998, p.280), “sob o ponto de vista exclusivamente hidráulico, a altura mínima de água acima da boa de sucção deveria ser $h = V^2/2g + 0,20\text{m}$, sendo v a velocidade na tubulação de sucção. Na prática adota-se $h > 1,50D$.” Conforme figura 10.

Figura 10: Altura entre nível d'água mínimo e sucção.



Fonte: (AZEVEDO NETTO 1998, p.280).

3.10. Parâmetros para o projeto de estação tratamento de esgoto

A ABNT (1992, p.1) “fixa as condições exigíveis para a elaboração de projeto hidráulico-sanitário de estações de tratamento de esgoto sanitário (ETE), observada a regulamentação específica das entidades responsáveis pelo planejamento e desenvolvimento do sistema de esgoto sanitário.”

- Alguns requisitos deverão ser seguidos conforme ABNT (1992, p.3):
- Relatório do estudo de concepção do sistema de esgoto sanitário;
- População atendida e atendível pela ETE nas diversas etapas do plano;
- Vazões e demais características de esgotos domésticos e industriais afluentes à ETE nas diversas etapas do plano;
- Características requeridas para o efluente tratado nas diversas etapas do plano;
- Corpo receptor e ponto de lançamento definidos na concepção básica;
- Área selecionada para construção da ETE com levantamento planialtimétrico em escala de 1:1000;
- Sondagens preliminares de reconhecimento do subsolo na área selecionada;
- Cota máxima de enchente na área selecionada;
- Padrões de lançamento de efluentes industriais na rede coletora. (ver NBR 9800);

Segundo a ABNT (1992, p.3) “a elaboração do projeto hidráulico-sanitário compreende, no mínimo, as seguintes atividades:”

- Seleção e interpretação das informações disponíveis para projeto;
- Definição das opções de processo para a fase líquida e para a fase sólida;
- Seleção dos parâmetros de dimensionamento e fixação de seus valores;
- Dimensionamento das unidades de tratamento;
- Elaboração dos arranjos em planta das diversas opções definidas;
- Elaboração de perfil hidráulico preliminar das diversas opções;
- Avaliação de custo das diversas opções;
- Comparação técnico-econômica e escolha da solução;
- Dimensionamento dos órgãos auxiliares e sistemas de utilidades;
- Seleção dos equipamentos e acessórios;
- Locação definitiva das unidades, considerando a circulação de pessoas e veículos e o tratamento arquitetônico-paisagístico;
- Elaboração do perfil hidráulico em função do arranjo definitivo;
- Elaboração de relatório do projeto hidráulico-sanitário, justificando as eventuais divergências em relação ao estudo de concepção.

3.11. Fossas sépticas

Segundo Nuvolari (2011, p. 256), “as fossas sépticas ou decenti-digestores consistem geralmente de uma câmara, cuja a função é permitir a sedimentação, o armazenamento dos sólidos sedimentáveis(lodo) e a sua digestão, que ocorre em ambiente anaeróbio.”

Para calcular o volume total da fossa séptica segundo ABNT (1993, p.4) deverá utilizar a seguinte expressão abaixo:

$$V = 1000 + N*(C*T_d + k*L_f)$$

Onde:

V = Volume útil em litros;

N = Número de pessoas ou unidades de contribuição;

C = Contribuição de despejos, em litros/pessoa*dia ou litro/unidade*dia;(Figura

T_d = Tempo de detenção em dias (figura 12);

K = Taxa de acumulação de lodo digerido em dias, equivalente ao tempo de acumulação do lodo fresco (figura 13);

L_f = Contribuição de lodo fresco, em litro/pessoa*dia (Figura 11).

Figura 11: Contribuição de esgoto "C" e lodo fresco "L_f" por tipo de ocupação.

Unid.: L

Prédio	Unidade	Contribuição de esgotos (C) e lodo fresco (L _f)	
1. Ocupantes permanentes			
- residência			
padrão alto	pessoa	160	1
padrão médio	pessoa	130	1
padrão baixo	pessoa	100	1
- hotel (exceto lavanderia e cozinha)	pessoa	100	1
- alojamento provisório	pessoa	80	1
2. Ocupantes temporários			
- fábrica em geral	pessoa	70	0,30
- escritório	pessoa	50	0,20
- edifícios públicos ou comerciais	pessoa	50	0,20
- escolas (externatos) e locais de longa permanência	pessoa	50	0,20
- bares	pessoa	6	0,10
- restaurantes e similares	refeição	25	0,10
- cinemas, teatros e locais de curta permanência	lugar	2	0,02
- sanitários públicos ^(A)	bacia sanitária	480	4,0

^(A) Apenas de acesso aberto ao público (estação rodoviária, ferroviária, logradouro público, estádio esportivo, etc.).

Fonte: NBR 7229 (ABNT, 1993).

Figura 12: Período de detenção dos despejos, por faixa de contribuição diária.

Contribuição diária (L)	Tempo de detenção	
	Dias	Horas
Até 1500	1,00	24
De 1501 a 3000	0,92	22
De 3001 a 4500	0,83	20
De 4501 a 6000	0,75	18
De 6001 a 7500	0,67	16
De 7501 a 9000	0,58	14
Mais que 9000	0,50	12

Fonte: NBR 7229 (ABNT, 1993).

Figura 13: Taxa de acumulação total do lodo (K), em dias, por intervalo entre limpeza e temperatura do mês mais frio.

Intervalo entre limpezas (anos)	Valores de K por faixa de temperatura ambiente (t), em °C		
	$t \leq 10$	$10 \leq t \leq 20$	$t > 20$
1	94	65	57
2	134	105	97
3	174	145	137
4	214	185	177
5	254	225	217

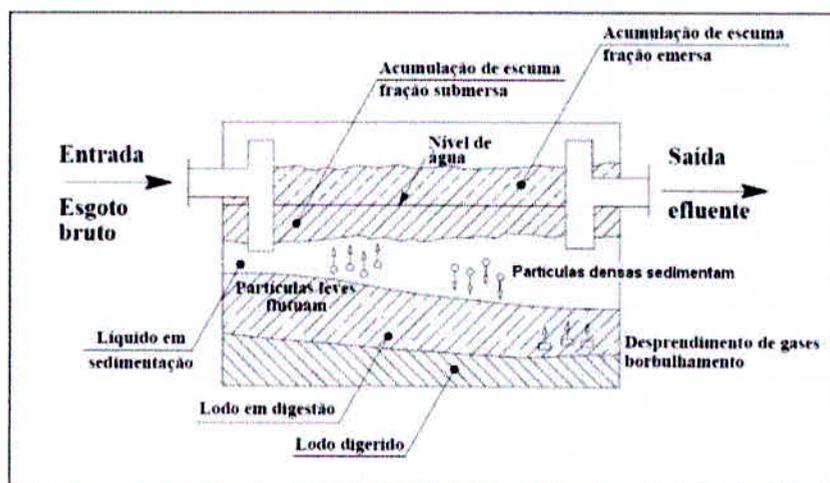
Fonte: NBR 7229 (ABNT, 1993).

Figura 14: Profundidade útil mínima e máxima, por faixa de volume útil.

Volume útil (m ³)	Profundidade útil mínima (m)	Profundidade útil máxima (m)
Até 6,0	1,20	2,20
De 6,0 a 10,0	1,50	2,50
Mais que 10,0	1,80	2,80

Fonte: NBR 7229 (ABNT, 1993).

Figura 15: Esquema geral da fossa séptica.



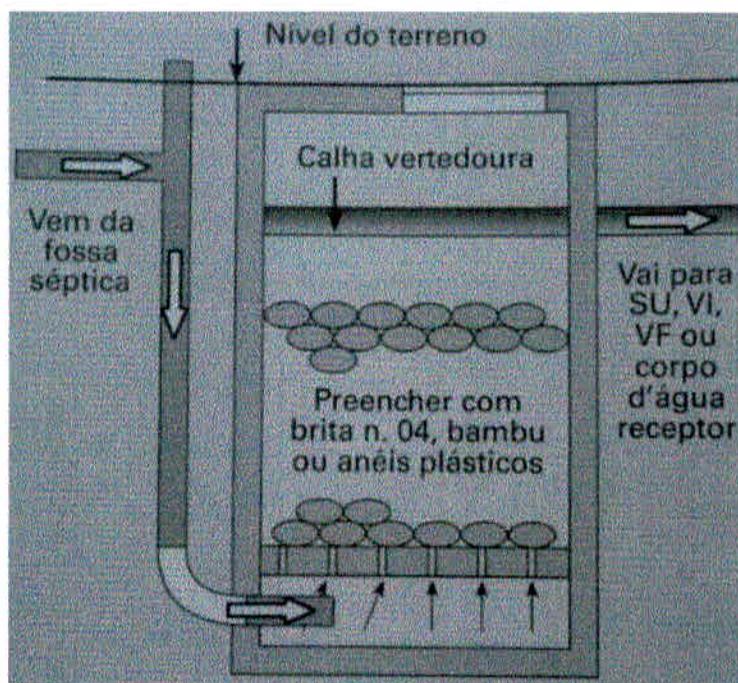
Fonte: NBR 7229 (ABNT, 1993).

3.12. Filtros anaeróbios

Segundo Nuvolari (2011, p. 256), “o filtro anaeróbio é uma alternativa a tratamento do efluente das fossas sépticas, quando seu destino final é um corpo d’água receptor, mas apresenta eficiência entre 75% a 95%.”

A altura do material de enchimento é sempre fixada em 1,20m. Tanto a altura acima do material de enchimento quanto o fundo falso devem ter altura de 0,30m, resultando numa altura total de 1,80m, para qualquer volume de dimensionamento do filtro. Figura 16.

Figura 16: Corte do filtro anaeróbio.



Fonte: (NUVOLARI 2011, p.260).

De acordo com NBR 7729 (1999 apud NUVOLARI, 2011, p.264), recomenda o seguinte método para dimensionamento do filtro anaeróbio:

$$V = 1,60 * N * C * T_d$$

Onde:

V = Volume útil (litros);

N = Número de contribuintes;

C = Contribuição unitária(L/pessoa*dia) (figura 5);

T_d = Tempo de detenção(dias) (figura 6).

De acordo com Sobrinho (1999 apud NUVOLARI, 2011, p.264), “a norma não considera o grande amortecimento que ocorre no decanto digestor. Segundo ele pode utilizar a seguinte fórmula para calcular o volume do filtro:

$$V = 0,4 \text{ a } 0,5 * N * C$$

4. METODOLOGIA

O presente trabalho foi desenvolvido no bairro Flora, que pertence a área rural do município de Três Corações no Sul de Minas Gerais. Desta maneira, optou-se em realizar este estudo de caso para descrever a situação atual e indicar soluções para tal caso.

Este estudo de caso descreve a situação do sistema de esgoto sanitário e comparar com as diretrizes técnicas de normas vigentes e livros, a fim de obter informações para propor soluções.

Foi consultado a Prefeitura de Três Corações para verificar a existência de projeto aprovado do bairro em estudo.

Foi realizado levantamento de campo no bairro, para verificação das partes integrantes do sistema de esgoto existente no bairro, onde foi levantado a localização da rede coletora, o seu diâmetro, as ruas que são atendidas e dimensões do tubo inspeção e limpeza(TIL).

4.1. Cálculo da rede coletora existente

Parâmetros para dimensionamento da rede coletora:

- Cálculo da população inicial e final de plano foi utilizado densidade demográfica através do Google *Earth* para verificação da área urbana do município de Três Corações e foi consultado também o IBGE para consulta censo de 2000 e 2010.
- E para o cálculo da população final de plano, através do processo geométrico:

$$q = \sqrt[t_1 - t_0]{P_1 / P_0}$$

$$P = P_0 * q^{(t - t_0)}$$

- Cálculo da vazão do esgoto sanitário:

$$Q_i = (K_2 \cdot \bar{Q}_i) + I + \Sigma Q_{e,i}$$

- Os valores do coeficiente de retorno (C) e k_2 serão utilizados o que estabelece a T 194/0, igual a 0,8 e 1,5, respectivamente.
- Cálculo da vazão média inicial (l/s):

$$Q_i = C \cdot P_i \cdot q_i / 86400$$

- Cálculo da vazão média final (l/s):

$$Q_f = C.P_f.q_f/86400$$

- Cálculo da vazão (Q_c) de esgoto da indústria de laticínios.

- Taxa de infiltração igual a 0,00033 (l/s.m).

- Taxa de contribuição linear inicial:

$$Tx_i = Q_i - \Sigma Q_{ci} / L \text{ (l/s.Km)}$$

- Taxa de contribuição linear final:

$$Tx_f = Q_f - \Sigma Q_{cf} / L \text{ (l/s.Km)}$$

- Vazão mínima de 1,5 l/s.

- Cálculo do diâmetro pela fórmula e tabela no ANEXO A:

$$d_0 = 0,3145 \cdot (Q_f/I_0^{1/2})^{3/8}$$

- Definir como diâmetro mínimo 150 mm.

- Cálculo da declividade mínima e a tensão trativa, com o coeficiente Manning de 0,013, através das fórmulas e tabela do ANEXO A:

$$I_0 \text{ mín.} = 0,0055 \cdot Q_i^{-0,47}$$

$$\sigma = \gamma R_H I_0 \text{ mín.}, \quad \gamma = \text{peso específico da água} = 10^4 \text{ N/m}^3$$

- Máximo $y/d = 75\%$.

- Cálculo da velocidade final (V_f) e velocidade crítica (V_c), através das fórmulas e ANEXO A.

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

$$V_c = 6 (g R_H)^{1/2} \text{ onde } g = \text{aceleração da gravidade}$$

- Recobrimento mínimo de 0,90 m acima da geratriz superior das tubulações;
- A profundidade máxima da rede deve ser de 5,00 m, exceto para atendimento às normais críticas, quando será de 3,50 m;

4.2. Cálculo para interceptores

Parâmetros para dimensionamento dos interceptores:

- Cálculo da vazão de início de plano:

$$Q_{i, n} = Q_{i, n-1} + \sum Q_i$$

Onde $Q_{i, n}$ = vazão inicial do trecho n ;

Q_i = vazão inicial a jusante do último trecho de uma rede afluyente ao PV de montante do trecho n .

- Cálculo da vazão de final de plano:

$$Q_{f, n} = Q_{f, n-1} + \sum Q_f$$

Onde $Q_{f, n}$ = vazão final do trecho n ;

Q_f = vazão final a jusante do último trecho de uma rede afluyente ao PV de montante do trecho n .

- No último trecho dos interceptores para vazão maior que 750 l/s, K pode ser calculada pela seguinte equação:

$$K = 1,2 + 17,4485 \cdot Q_m^{-0,509}$$

Onde Q_m é a vazão média final de esgoto doméstico + contribuição de infiltração (l/s).

- E para vazão menor que 750 l/s, o coeficiente de reforço $K = 1,80$.
- Cálculo das vazões de início e final de plano no último trecho do interceptor:

$$Q_i = K/k_1 \cdot Q_i + I + \sum Q_{c,i}$$

$$Q_f = K \cdot Q_f + I + \sum Q_{c,f}$$

$Q_{c,i}$ e $Q_{c,f}$ são vazões concentradas inicial e final

- Declividade mínima calculada pela seguinte fórmula:

$$I_o \text{ mín.} = 0,00035 \cdot Q_i^{-0,47}$$

Onde, I_o mín. em m/m e Q_i em m³/s

- Tensão trativa mínima de 1,5 Pa, calculada pela fórmula abaixo:

$$\sigma_t = \gamma R_H I_{omín}$$

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

- Taxa de infiltração igual a 0,00033 (l/s.m).
- Cálculo do diâmetro pela fórmula:

$$d_0 = 0,300 \cdot (Q_f/I_0^{1/2})^{3/8}$$

- Cálculo da velocidade final (V_f) e velocidade crítica (V_c), através das fórmulas e ANEXO A.

$$V_c = 6 (g R_H)^{1/2}$$

Onde, g = aceleração da gravidade

- Máximo y/d = 85%.
- Verificação de y/d com acréscimo de água parasitária: 0,003 l/s.m

4.3. Grades, caixa de areia e medidor de vazão

4.3.1. Grades

- A grades será tipo médias com o espaçamento entre as barras de 2,5cm.
- A perda de carga nas grades pode ser calculada pela expressão:

$$\Delta HG = 1,429 * \left(\frac{VG^2}{2g} - \frac{Vc^2}{2g} \right)$$

4.3.2. Caixa de areia

- Para determinação do comprimento da caixa de areia, na prática adota-se:

$$L = 25 * Y_{máx}$$

- Para determinação da largura B da caixa de areia, adota-se:

$$B = \frac{Q_{máx}}{Y_{máx} * V_{horiz.}}$$

- Para determinação da altura Z utilizam-se as equações abaixo:

$$V = \frac{Q_{\text{mín}}}{(H_{p, \text{mín}} - Z) * B} = \frac{Q_{\text{máx}}}{(H_{p, \text{máx}} - Z) * B}$$

$$Y = H_p - Z$$

- A altura H deverá ser fixada de forma a comportar o volume produzido, de acordo com a frequência de limpeza prevista, calculada pela expressão:

$$H = \frac{P}{B * L}$$

4.3.3. Medidor de vazão

- O medidor de vazão será do tipo Parshall e com suas dimensões conforme figura 6.

4.4. Conjunto elevatório

- Para o cálculo da potência da bomba será encontrado pela fórmula:

$$P = \frac{\gamma * Q * H_{man}}{75\eta}$$

- Utilizarei a fórmula de Hazens-Williams, para definir a perda de carga:

$$J = 10,643 * Q^{1,85} * C^{-1,85} * D^{-4,87}$$

- Tubulação de recalque será calculado pela fórmula:

$$x = \frac{n^{\circ} \text{ de horas de funcionamento por dias}}{24}$$

$$D = 1,3 * X^{0,25} * \sqrt{Q}$$

- Tubulação de sucção será um diâmetro acima da tubulação de recalque.
- Poço de sucção será calculado pela a vazão máxima de bombeamento de final de plano na área de influência, seguindo a fórmula:

$$V_{\text{útil}} = \frac{Q * T}{4}$$

- E altura útil do poço de sucção será calculada pela seguinte fórmula:

$$H_{\text{útil}} = \frac{V_{\text{útil}}}{A}$$

4.5. Cálculo da fossa séptica

Para calcular o volume total da fossa séptica vamos utilizar a seguinte expressão abaixo:

$$V = 1000 + N * (C * T_d + k * L_f)$$

Onde:

V = Volume útil em litros;

N = Número de pessoas ou unidades de contribuição;

C = Contribuição de despejos, em litros/pessoa*dia ou litro/unidade*dia;(Figura

5)

T_d = Tempo de detenção em dias (figura 6);

K = Taxa de acumulação de lodo digerido em dias, equivalente ao tempo de acumulação do lodo fresco (figura 7);

L_f = Contribuição de lodo fresco, em litro/pessoa*dia (Figura 5).

4.6. Cálculo do filtros anaeróbios

Para calcular o filtro anaeróbio iremos utilizar a seguinte expressão:

$$V = 1,60 * N * C * T_d$$

Onde:

V = Volume útil (litros);

N = Número de contribuintes;

C = Contribuição unitária(L/pessoa*dia) (figura 5);

T_d = Tempo de detenção(dias) (figura 6).

5. DIAGNÓSTICO DO PROBLEMA

5.1. Caracterização do sistema de esgoto existente

Com o levantamento de campo realizado pôde-se verificar que existem 15 tubos de inspeção e limpeza (TIL) com tampa de ferro fundido no diâmetro de 0,60m variando entre 0,50m e 1,20m de profundidade (Figuras 11,12 e 13); não possui poço de visita (PV), nem terminais de limpeza (TL) e caixas de passagem (CP).

Na rede coletora foram verificados que dois trechos são de PVC de 150 mm e o restante possui manilhas cerâmicas com diâmetro de 150 mm. Não existem interceptores, emissários, estações elevatórias e estações de tratamento de esgoto e, conseqüentemente, o esgoto é lançado diretamente no rio Verde.

5.2. Cálculo da rede coletora existente

Para diagnosticar o problema com base na revisão bibliográfica, foi feito o cálculo completo da rede existente no bairro, possibilitando verificar com maior precisão cada trecho da rede coletora no bairro.

Para realização dos cálculos foi consultado o Google *Earth* para verificação da área urbana do município de Três Corações e foi consultado também o IBGE para consulta censo de 2000 e 2010. Com esses levantamentos chegamos ao seguintes resultados:

- Área urbana = 18.540.159, 80 m²
- Habitantes em 2010 = 72.765,00
- Densidade urbana em Três Corações:

$$D = 72.765,00 / 18.540.159,80$$

$$D = 0,0039 \text{ hab/m}^2$$
- Cálculo da população inicial:

$$\text{Pop. Bairro} = 0,0039 \times 82.232,50$$

$$\text{Pop. Bairro} = 321 \text{ Habitantes}$$
- Cálculo da população final de plano, através do processo geométrico:

$$\text{População do censo em 2000} = 65.291,00$$

$$\text{População do censo em 2010} = 72.765,00$$

Horizonte de projeto para 25 anos

$$q = \sqrt[2010-2000]{72.765,00/65291,00}$$

$$q = 1,010897$$

- Horizonte de projeto para 25 anos:

$$P = 321 * 1,010897^{(2040-2015)}$$

$$P = 421,00 \text{ Habitantes}$$

- Após consulta ao representante da empresa INDÚSTRIA DE LATICÍNIOS CARVALHAL LTDA, foi repassado que a fábrica consome 10m³/dia. Concluindo que a vazão na fábrica será de 0,09 l/s.
- Para o dimensionamento total da rede foi utilizado o EXCEL para facilitar os cálculos conforme resultados apresentados no Apêndice A.

5.3. Análise dos resultados

A partir dos resultados obtidos nos cálculos, podemos chegar a seguintes conclusões:

- As declividades na rua Mariana Mendes Pereira (Trechos 1-3 e 6-3) estão abaixo da mínima 0,0046 m/m e que consequentemente a tensão trativa está resultando em menor 1,0 Pa.
- A relação y/d da rua 1 (trecho 3-4) está menor que 0,20, conforme bibliografia.
- A declividade na rua 1 (Trechos 4-5) está abaixo da mínima 0,0046 m/m e que consequentemente a tensão trativa está resultando em menor 1,0 Pa.
- As declividades na rua Padre Joaquim Carneiro Thierry (Trechos 2-4 e 4-7) estão abaixo da mínima que 0,0046 m/m e que consequentemente a tensão trativa está resultando em menor 1,0 Pa.

- A declividade na Avenida Flora (Trecho 15-13) está abaixo da mínima de 0,0046 m/m e que conseqüentemente a tensão trativa está resultando em menor 1,0 Pa.
- As declividades na rua Marieta Augusta Pereira (Trecho 17-21 e 21-23) estão abaixo da mínima de 0,0046 m/m e que conseqüentemente a tensão trativa está resultando em menor 1,0 Pa.
- A relação y/d da rua Manoel Antônio Pereira (trecho 17-18) está menor que 0,20, conforme revisão bibliográfica.

6. PROJETO DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO – BAIRRO FLORA

6.1. Cálculo da rede coletora para 1ª proposta de solução

Com as alterações na rede coletora e suas vazões acumuladas ao longo dos seus trechos, iremos criar interceptores margeando o Rio Verde.

Para o dimensionamento para a 1ª proposta foi utilizado os mesmo resultados obtidos para a população inicial e final de plano, a vazão para a INDÚSTRIA DE LATICÍNIOS CARVALHAL LTDA e também a vazão para área de expansão.

Para o dimensionamento total da rede foi utilizado o EXCEL para facilitar os cálculos conforme resultados apresentados no Apêndice B.

6.1.1. Análise dos resultados e alterações

- Alteração das profundidades e declividades dos coletores na rua Mariana Mendes Pereira (Trechos 1-3 e 6-3).
- Alterar a profundidade do tubo de inspeção e limpeza (TIL 3) na rua Um (Trecho 3-4).
- Alterar profundidade e profundidade do coletor na rua Padre Joaquim Carneiro Thierry (Trecho 2-4 e 7-4)
- Manter o sentido de fluxo da rede coletora na rua Um (Trecho 4-5), na rua Dois (Trecho 7-8) e rua Sebastião José Pereira (Trecho 11-12), alterando a sua profundidade e declividade.

- Manter a profundidade e declividade na rua Mariana Mendes Pereira (Trechos 10-6 e 6-7)
- Manter o sentido de fluxo na rua Padre Joaquim Carneiro Tierry (Trecho 7-11) e alterar a profundidade e declividade do coletor.
- Manter a profundidade e declividade do coletor na rua Sebastião José Pereira (Trecho 9-10 e 10-11).
- Manter o sentido de fluxo da rede coletora na rua Padre Joaquim Carneiro Tierry (Trecho 11-14), com um diâmetro de 150mm.
- Manter profundidade e declividade da rede coletora na rua Três (Trecho 13-14) e criar TIL intermediário.
- Criar rede coletora na rua Padre Joaquim Carneiro Tierry com diâmetro de 150 mm (Trecho 14-17).
- Manter profundidade e declividade da rede coletora na rua Manoel Antônio Pereira (Trecho 16-17).
- Alterar profundidade da rede coletora na rua Manoel Antônio Pereira (Trecho 18-17).
- Alterar profundidade da rede coletora na rua Marieta Augusta Pereira (Trecho 17-21).
- Manter diâmetro de 150mm, profundidade e declividade na rua Juca Pereira (Trechos 19-20 e 20-21).
- Alterar a profundidade da rede coletora na Marieta Augusta Pereira (Trecho 21-23 e 23-26).
- Alterar profundidade para 1,50m da rede coletora na rua Joaquim Batista Pereira (Trecho 20-22 e 22-25) e Lauro Pereira (Trecho 25-26).
- Criar trecho 26-28 com diâmetro de 150 mm.
- Acréscimo da vazão da área de expansão (QC). Adotado 0,3l/s.ha. Área total 20,95ha. Vazão total de 6,28l/s.
- Alteração do sentido de fluxo na Avenida Flora (Trecho 13-15) e criar os trechos 15-24, 24-27, 27-28 e 28-29 com diâmetro de 150 mm.
- Criar interceptores margeando o rio Verde nos trechos 5-8, 8-12, 12-18, 18-29 e 29-Estação elevatória, conforme cálculos apresentados no Apêndice C.

- Após análise da profundidade do interceptor na estação elevatória, pode-se concluir que não é viável economicamente devido a profundidade de 9,25m.

6.2. Projeto para 2ª proposta de solução

Com a análise das cotas de níveis e um croqui do bairro Flora, foi feita uma segunda proposta para solucionar os problemas, conforme memorial descritivo, memorial de cálculo, projetos e estimativa orçamentária.

6.2.1. Memorial descritivo

A Rede de Esgoto Sanitário para o empreendimento foi projetada em linhas simples, pelo terço mais desfavoráveis das ruas. Os pontos de coletas dos lotes foram estabelecidos até a 0,70m do meio fio para dentro da calçada.

O Índice de atendimento será considerado igual a 100%

Critérios e parâmetros para o projeto:

População de início de plano	321 habitantes
População de final de plano	421 habitantes
Coefficiente da hora de maior consumo (K2)	1,5
Coefficiente de retorno água/ esgoto (C)	0,8
Comprimento total da rede coletora	2678,94m
Vazão de Infiltração	0,000331/s x m de coletor
Consumo "per capta"	200l/hab/dia
Recobrimento mínimo da rede (terrapleno)	0,75m
Vazão mínima	1,5l/s
Coefficiente de rugosidade (Manning)	0,013 (MBV, concreto, FoFo, PVC)
Tensão Trativa	Maior ou igual a 1,0Pa

Velocidade máxima	5,0m/s
Diâmetro mínimo da tubulação	150mm
γ água (Kg/m ³)	1000
Gravidade (m/s ²)	10
Lâmina d'água mínima (Y/D)	20%
Lâmina d'água máxima (Y/D)	75%
Lâmina d'água máxima (Y/D), para velocidade superior à velocidade crítica	50%
Declividade máxima	Condicionada pela velocidade máxima
Declividade mínima	Condicionada pela tensão trativa mínima
Material da tubulação	PVC JE Ocre
Espaçamento máximo entre TILs e PVs	80m
Profundidade mínima da geratriz superior da rede coletora	0,90m
Vazão da indústria de laticínio	0,09 L/s
Vazão da área de expansão (0,3 L/s.ha)	6,28 L/s

6.2.1.1. Descrição das alterações na rede coletora

Para que sejam atendidas os parâmetros para o bom funcionamento do sistema de esgoto sanitário no bairro há a necessidade de alterações em vários trechos conforme listados abaixo:

- Alteração das profundidades e declividades dos coletores na rua Mariana Mendes Pereira (Trechos 1-3 e 6-3).
- Alterar a profundidade do tubo de inspeção e limpeza (TIL 3) na rua Um (Trecho 3-4).

- Alterar profundidade e declividade do coletor na rua Padre Joaquim Carneiro Tierry (Trecho 2-4 e 4-7)
- Inverter sentido de fluxo da rede coletora na rua 1 (Trecho 5-4), na rua Dois (Trecho 8-7) e rua Sebastião José Pereira (Trecho 12-11).
- Manter a profundidade e declividade na rua Mariana Mendes Pereira (Trechos 10-6 e 6-7)
- Inverter sentido de fluxo na rua Padre Joaquim Carneiro Tierry (Trecho 7-11).
- Manter a profundidade e declividade do coletor na rua Sebastião José Pereira (Trecho 9-10 e 10-11).
- Inverter sentido de fluxo da rede coletora na rua Padre Joaquim Carneiro Tierry (Trecho 11-14), com um diâmetro de 150mm.
- Manter profundidade e declividade da rede coletora na rua Três (Trecho 13-14) e criar TIL intermediário.
- Criar rede coletora na rua Padre Joaquim Carneiro Tierry com diâmetro de 150 mm (Trecho 14-17).
- Manter profundidade e declividade da rede coletora na rua Manoel Antônio Pereira (Trecho 16-17).
- Inverter sentido de fluxo da rede coletora na rua Manoel Antônio Pereira (Trecho 18-17).
- Alterar a profundidade da rede coletora na rua Marieta Augusta Pereira (Trecho 17-21).
- Manter diâmetro de 150mm, profundidade e declividade na rua Juca Pereira (Trechos 19-20 e 20-21).
- Alterar o diâmetro para 250 mm e adotar declividade mínima na Marieta Augusta Pereira (Trecho 21-23 e 23-26).
- Alterar profundidade para 1,50m da rede coletora na rua Joaquim Batista Pereira (Trecho 20-22 e 22-25) e Lauro Pereira (Trecho 25-26).
- Acréscimo da vazão da área de expansão (QC). Adotado 0,3l/s.ha. Área total 20,95ha. Vazão total de 6,28l/s.
- Alteração do sentido de fluxo na Avenida Flora (Trecho 13-15) e criar os trechos 15-24, 24-27 e 27-28 com diâmetro de 150 mm.
- Criar rede coletora no trecho 26-28 com diâmetro de 150 mm

- Criar também o trecho 28 até estação elevatória com diâmetro de 200 mm.

6.2.1.2. Especificações dos materiais

- Rede coletora

Os tubos e conexões serão de PVC JE Ocre, tipo ponta e bolsa, e deverão atender as especificações das técnicas da COPASA e normas técnicas da ABNT.

- Tubo de limpeza (TL)

Os tubos de limpeza deverá ser instalado no início de cada trecho da rede coletora para facilitar a manutenção. Os tubos e conexões serão de PVC JE Ocre, tipo ponta e bolsa. Deverá ser instalados tampas especiais conforme padrão da COPASA.

- Tubo de inspeção e limpeza (TIL)

Os tubos de inspeção e limpeza serão construídos de anéis de concreto pré-fabricados, devendo seguir as especificações e detalhes executivos mostrados nos desenhos padrão, conforme detalhe de projeto. O fundo dos PV's será constituído de calha destinada a guiar os fluxos afluentes em direção à saída. Lateralmente, as calhas devem ter altura coincidindo com a geratriz superior do tubo de saída. Altura máxima de 3,0m.

- Poços de visita (PV)

Os poços de visita serão construídos de anéis de concreto pré-fabricados, devendo seguir as especificações e detalhes executivos mostrados nos desenhos padrão, conforme detalhe de projeto. O fundo dos PV's será constituído de calha destinada a guiar os fluxos afluentes em direção à saída. Lateralmente, as calhas devem ter altura coincidindo com a geratriz superior do tubo de saída. Altura mínima acima de 3,0m.

- Estação elevatória

Será instalado no último trecho uma estação elevatória de esgoto para facilitar o tratamento do efluente. Para não irem partículas de grandes dimensões ao poço de sucção serão instalados primeiramente uma grade em ferro fundido com inclinação de 30° para

separação dos mesmos, após duas caixas de areia com opção para fechamento para futuras manutenções e um medidor de vazão tipo "PARSHALL DE 3", conforme descrito nos projetos.

O conjunto elevatória será constituído de um poço de sucção e outro poço seco onde ficará o quadro de comando e as bombas conforme projeto.

A bomba foi selecionada através do software da KSB e foi proposto o modelo descrito abaixo:

- Bomba recomendada Sewatec/Sewabloc K – 125-315G
- NPSH disponível = 10,27 m
- NPSH requerido = 1,66 m
- Rendimento = 64,30%
- Velocidade de rotação = 991 rpm
- Passagem livre = 76,00 mm
- Diâmetro do impulsor = 258,50 mm
- Potência nominal do motor = 7,50 KW ou aproximadamente 10 CV.

Figura 17: Foto ilustrativa da bomba.



Fonte: Software KSB.

Para o esgoto não chegar com pressão na fossa séptica será instalado um caixa de passagem ao lado do conjunto elevatório, conforme projetos.

6.2.1.3. Fossa séptica e filtro anaeróbio

Para solucionar o problema do lançamento do esgoto não tratado no Rio Verde, foi proposto a instalação de uma fossa séptica e um filtro anaeróbio para tratamento.

- A fossa séptica terá as seguintes descrições:
 - Altura útil para decantação do esgoto igual à 2,50m;
 - Largura e comprimento igual à 4,60m;
 - Previsão de duas aberturas na laje para futuras manutenções;
 - Previsão de uma chicanas removíveis na entrada com altura de 30cm e outra na saída com altura de 40 cm;
- A filtro anaeróbio terá as seguintes descrições:
 - Altura útil para filtração do esgoto igual à 1,80m;
 - Largura e comprimento igual à 4,95m;
 - A entrada do esgoto será na camada inferior onde deverão passar pela aberturas com diâmetro de 5cm espaçados a cada 15cm.
 - Na próxima deverá ser colados brita nº 4 ou anéis plásticos e na camada superior uma calha vertedora para o transporte final do esgoto tratado até o corpo receptor.

6.2.2. Memorial de cálculo

O presente memorial abaixo descreve todos os cálculos que foram realizados para solucionar os problema do esgotó sanitário no bairro Flora.

6.2.2.1. Cálculo da rede coletora

Para o dimensionamento total da rede coletora do bairro foi utilizado o EXCEL para facilitar os cálculos conforme resultados apresentados no Apêndice D. Abaixo está descrito apenas o trecho 1-3 da rua Mariana Mendes Pereira para demonstração das fórmulas utilizadas em planilha:

- Comprimento do trecho: 36,40m
- Vazão média inicial e final:

$$Q_i = 0,8 \cdot 321 \cdot 1,5 \cdot 200 / 86400$$

$$Q_i = 0,8916 \text{ l/s}$$

$$Q_r = 0,8 \cdot 421 \cdot 1,5 \cdot 200 / 86400$$

$$Q_r = 1,169 \text{ l/s}$$

- Vazão específica inicial e final do trecho:

$$Q_i = (0,8916 / 2678,94) + (0,00033)$$

$$Q_i = 0,00066 \text{ l/s.m}$$

$$Q_r = (1,169 / 2678,94) + (0,00033)$$

$$Q_r = 0,00077 \text{ l/s.m}$$

- Vazão inicial e final do trecho:

$$Q_i = 0,00066 \cdot 36,40$$

$$Q_i = 0,024 \text{ l/s}$$

$$Q_r = 0,00077 \cdot 36,40$$

$$Q_r = 0,028 \text{ l/s}$$

- Vazão mínima dotada: 1,5 l/s
- Cota no trecho montante de 838,77m e jusante 838,97m
- Declividade do trecho:

$$I = (838,77 - 838,97) / 36,40$$

$$I = - 0,00549 \text{ m/m}$$

- Declividade mínima:

$$I_{o \text{ mín.}} = 0,0055 \cdot (1,5)^{-0,47}$$

$$I_{o \text{ mín.}} = 0,0046 \text{ m/m}$$

- Diâmetro mínimo:

$$d_0 = 0,3145 \cdot ((1,50 / 1000) / 0,0046^{1/2})^{3/8}$$

$$d_0 = 0,080 \text{ m}$$

- Diâmetro adotado: 150mm.
- Verificação hidráulica. Tabela no ANEXO A:

$$Qf/I^{1/2} = 0,22$$

$$y/d = 0,25$$

$$y = 0,25 \cdot 0,15$$

$$y = 0,0375$$

- Tensão trativa:
- ANEXO A, $\beta = R_H/d$:

$$\beta = 0,1466$$

$$0,1466 = R_H/0,15$$

$$R_H = 0,02199$$

$$\sigma_t = 1000 \times 0,02199 \times 0,0046 = 0,101 \text{ kgf}$$

$$\sigma_t = 1,01 \text{ Pa}$$

- Velocidade crítica:

$$V_c = 6 \cdot (10 \cdot 0,02199)^{1/2}$$

$$V_c = 2,81 \text{ m/s}$$

- Velocidade do trecho:
- ANEXO A encontra-se $V/I^{1/2}$:

$$V = (1,50/1000) / ((\pi \cdot (0,15^2))/4)$$

$$V = 0,08 \text{ m/s}$$

6.2.2.2. Dimensionamento da grade, canal de acesso, caixa de areia, medidor de vazão e conjunto elevatório

- Grade e canal de acesso:

O dimensionamento é feito com base nas vazões de início e fim de plano:

$$Q_i = 7,86 \text{ l/s e } Q_f = 8,27 \text{ l/s}$$

A grade será média com espaçamento entre as barras de 2,50 cm e espessura da barra de 1 cm, com limpeza manual.

- Área livre total através das aberturas da grade:

Com uma velocidade adotada de 0,60 m/s na grade limpa, encontramos a área livre:

$$A_{LG} = Q/V$$

$$A_{LG} = 0,00827 / 0,60$$

$$\mathbf{A_{LG} = 0,0137 \text{ m}^2}$$

- Largura livre total entre as aberturas da grade:

$$B_{LG} = A_{LG}/H_G$$

H_G = altura d'água na grade = Altura da lâmina + 0,10m (rebaixo)

$$H_G = 0,11 + 0,10 = 0,21 \text{ m}$$

$$B_{LG} = 0,01378 / 0,21$$

$$\mathbf{B_{LG} = 0,065 \text{ m}}$$

- Número de espaços entre as grades:

Espaços entre barras = 2,50 cm

$$N_{\text{esp}} = B_{LG} / e$$

$$N_{\text{esp}} = 0,065 / 0,025 = 2,60$$

$$\text{Adotado} = 3$$

- Largura do canal de acesso às grades B_c :

$$B_c = 3 * 0,025 + 2 * 0,010 = \mathbf{0,095}$$

Observamos que essa largura é de difícil execução do canal, então iremos recalcular as dimensões adotando largura de B_{LG} igual à 15 cm

$$N_{\text{esp}} = 0,20 / 0,025 = 8$$

$$B_c = 6 * 0,025 + 5 * 0,010 = 0,20 \text{ m}$$

$$\mathbf{B_c \text{ adotado} = 20 \text{ cm}}$$

- Dimensão da caixa de areia e do medidor Parshall:

Primeiramente iremos escolher o medidor Parshall de 3" com capacidade mínimas de 0,85 l/s e máxima de 53,8 l/s.

- Iremos calcular o $H_{p \text{ máx}}$ e $H_{p \text{ mín}}$ através da fórmula:

$$H_p = (Q/0,381)^{0,633}$$

$$H_{p \text{ máx}} = (0,00827/0,381)^{0,633}$$

$$H_{p \text{ máx}} = 0,088 \text{ m}$$

$$H_{p \text{ mín}} = (0,00786 / 0,381)^{0,633}$$

$$H_{p \text{ mín}} = 0,086 \text{ m}$$

- Determinação da altura Z através da fórmula:

$$V = Q_{\text{mín}} / (H_{p \text{ mín}} - Z).B = Q_{\text{máx}} / (H_{p \text{ máx}} - Z).B$$

$$0,00786 / (0,086 - Z) = 0,00827 / (0,088 - Z)$$

$$Z = 0,05 \text{ m}$$

- Cálculo do comprimento da caixa de areia:

$$L = 25 * Y$$

$$Y = H_{p \text{ máx}} - Z$$

$$Y = 0,088 - 0,05$$

$$Y = 0,038 \text{ m}$$

$$L = 25 * 0,038 \text{ m}$$

$$L = 0,95 \text{ m}$$

A caixa de areia será retangular e com comprimento L aproximadamente 2B.

Resultando: **L = 1,80 m**

- Cálculo da largura da caixa de areia:

$$B = Q_{\text{máx}} / (0,25 * Y)$$

$$B = 0,00827 / (0,25 * 0,038)$$

$$B = 0,87 \text{ m}$$

$$\mathbf{B \text{ adotado} = 0,90 \text{ m}}$$

- Verificação das velocidade na caixa de areia:

$$Y_{\text{mín}} = H_{p \text{ mín}} - Z$$

$$Y_{\text{mín}} = 0,086 - 0,05$$

$$Y_{\text{mín}} = 0,036 \text{ m}$$

$$V_{\text{mín}} = Q_{\text{mín}} / (B * Y)$$

$$V_{\text{mín}} = 0,00786 / (1,00 * 0,036)$$

$$V_{\text{mín}} = 0,22 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{máx}} = Q_{\text{máx}} / (B * Y)$$

$$V_{\text{máx}} = 0,00827 / (1,00 * 0,038)$$

$$V_{\text{máx}} = 0,22 \text{ m/s}$$

- Cálculo da altura H de armazenamento da areia:
 - Produção média de areia obtida na ETE –Pinheiros em São Paulo de 0,041 litros/m³ conforme Nuvolari (2011, p.269).
 - Vazão inicial igual 7,86 l/s.
 - Adotando duas semanas (14 dias) para intervalo para limpeza da caixa.

$$V_{14\text{dias}} = 0,00786 \text{ m}^3/\text{s} * 86.400 \text{ s/dia} * 14 \text{ dias} * 0,041 \text{ L/m}^3$$

$$V_{14\text{dias}} = 389,81 \text{ L} = 0,389 \text{ m}^3$$

$$H = V_{14\text{dias}} / B * L$$

$$H = 0,389 / (0,90 * 1,80)$$

$$H = 0,24 \text{ m}$$

$$H \text{ adotado} = 30 \text{ cm}$$

- Capacidade total da caixa de areia:

$$V \text{ total} = 0,90 * 1,80 * 0,30$$

$$V \text{ total} = 0,49 \text{ m}^3$$

- Verificação final do perfil hidráulico:
 - Verificação do perfil hidráulico para grade limpa e Qmáx:
 - Qmáx = 8,27 l/s
 - h₁ = h₂ = 0,11 m
 - h₃ = ?
 - Hp = 0,088 m
 - h₄ = 0,088 – 0,05 = 0,038 m

$$h_3 + \frac{(V_3)^2}{2g} = h_4 + \frac{(V_4)^2}{2g} + \Delta HG$$

$$\Delta HG = 1,429 * \left(\frac{VG^2}{2g} - \frac{Vc^2}{2g} \right)$$

$$VG = \frac{Q_{\text{máx}}}{h_3 * BLG}$$

$$Vc = \frac{Q_{\text{máx}}}{h_3 * Bc}$$

$$\Delta HG = 1,429 * \left(\frac{\frac{0,00827^2}{h3^2 + 0,15^2}}{20} - \frac{\frac{0,00827^2}{h3^2 + 0,20^2}}{20} \right)$$

$$\Delta HG = \frac{0,000074}{h3^2}$$

- Adotando por tentativa $h3 = H_G = 0,21\text{m}$

$$\Delta HG = \frac{0,000074}{0,21^2} = \mathbf{0,00167\text{ m}}$$

- Verificação do perfil hidráulico para grade 50% obstruída:

$$\Delta HG = 1,429 * \left(\frac{\frac{0,00827^2}{h3^2 + 0,075^2}}{20} - \frac{\frac{0,00827^2}{h3^2 + 0,20^2}}{20} \right)$$

$$\Delta HG = \frac{0,000522}{h3^2}$$

- Aplicando na equação da energia:

$$h3 + \frac{(V3)^2}{2g} = h4 + \frac{(V4)^2}{2g} + \Delta HG$$

$$h3 + \frac{0,000085}{h3^2} = 0,038 + \frac{0,22^2}{20} + \frac{0,000522}{h3^2}$$

Obs: O $h3$ foi resolvido através de tentativas e foi encontrado o valor de 0,155m.

- Velocidade na grade e no canal para grade 50% obstruída e $Q_{\text{máx}}$:

$$VG = \frac{Q_{\text{máx}}}{h3 * BLG}$$

$$VG = \frac{0,00827}{0,155 * 0,15 * 0,50}$$

$$\mathbf{VG = 0,71\text{ m/s}}$$

- O resultado do ΔHG é igual 0,021m, sendo menor que limite de 0,15m.
- A velocidade na grade está entre a velocidade mínima de 0,40 m/s e a velocidade máxima de 1,20 m/s.

6.2.2.3. Cálculo da estação elevatória de esgoto sanitário

- Dimensionamento da tubulação de recalque e de sucção:

- A bomba funcionará com tempo de detenção de 15 minutos, assim temos:

$$x = \frac{\text{n}^{\text{o}} \text{ de horas de funcionamento por dias}}{24}$$

$$x = \frac{6}{24} = 0,25$$

- Cálculo da vazão:

$$Q = \frac{0,00827 * 24}{6}$$

$$Q = 0,033 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 1,3 * X^{0,25} * \sqrt{Q}$$

$$D = 1,3 * 0,25^{0,25} * \sqrt{0,033}$$

$$D = 0,166 \text{ m}$$

Drecalque adotado = 200 mm

Dsucção adotado = 250 mm

- Volume total do poço de sucção

- Volume útil do poço de sucção, com o tempo 15 minutos de ciclo:

$$V_{\text{útil}} = \frac{Q * T}{4}$$

$$V_{\text{útil}} = \frac{0,00827 * 15 * 60}{4}$$

$$V_{\text{útil}} = 1,86 \text{ m}^3$$

- Altura útil do poço de sucção, com comprimento e largura iguais a 1,80m:

$$H_{\text{útil}} = \frac{V_{\text{útil}}}{A}$$

$$H_{\text{útil}} = \frac{1,86}{C * L}$$

$$H_{\text{útil}} = \frac{1,86}{1,80 * 1,80}$$

$$H_{\text{útil}} = 0,57 \text{ m}$$

Hútil adotado = 0,60m

• Potência da bomba

- A tubulação será em aço galvanizado

- Perda de carga na canalização de sucção (10'')

- Válvula de pé e crivo = 65m
- Curva de 90° = 3,0m
- Comprimento da canalização = 2,68m
- Perda de carga pela fórmula de Hazen-Williams

$$J = 10,643 * Q^{1,85} * C^{-1,85} * D^{-4,87}$$

$$J = 10,643 * 0,00827^{1,85} * 125^{-1,85} * 0,250^{-4,87}$$

$$J = 0,000168 \text{ m/m}$$

$$hf = J * L$$

$$hf_{sucção} = 0,000168 * 70,68$$

$$hf_{sucção} = 0,012\text{m}$$

- Perda de carga na canalização de recalque (8'')

- Válvula de retenção = 16m
- Curva de 90° = 2,40m
- Registro de gaveta aberto = 1,40m
- Saída de canalização = 6,0m
- Comprimento da canalização = 7,40m
- Perda de carga pela fórmula de Hazen-Williams

$$J = 10,643 * Q^{1,85} * C^{-1,85} * D^{-4,87}$$

$$J = 10,643 * 0,00827^{1,85} * 125^{-1,85} * 0,200^{-4,87}$$

$$J = 0,0005 \text{ m/m}$$

$$hf = J * L$$

$$hf_{recalque} = 0,0005 * 33,20$$

$$hf_{recalque} = 0,0166\text{m}$$

- Altura manométrica

$$H_{\text{man}} = 0,012 + 0,0166 + 4,00 + 1,98$$

$$H_{\text{man}} = 6,01\text{m}$$

- Potência

$$P = \frac{\gamma * Q * H_{man}}{75n}$$

$$P = \frac{1000 * 0,033 * 6,01}{75 * 0,67}$$

$$P = 3,90 \text{ CV ou } 3,90\text{HP}$$

$$P = 3,90 * 1,30$$

Adotada = 6 CV

- Verificação hidráulica da bomba

Foi adotado o software da KSB bombas para realizar a verificação hidráulica da bomba. Conforme dados abaixo.

- Bomba recomendada Sewatec/Sewabloc K – 125-315G
- NPSH disponível = 10,27 m
- NPSH requerido = 1,66 m
- Rendimento = 64,30%
- Velocidade de rotação = 991 rpm
- Passagem livre = 76,00 mm
- Diâmetro do impulsor = 258,50 mm
- Potência nominal do motor = 7,50 KW ou aproximadamente 10 CV.

6.2.2.4. Cálculo da fossa séptica

Para calcular o volume total da fossa séptica segundo ABNT (1993, p.4) deverá utilizar a seguinte expressão abaixo:

$$V = 1000 + N*(C*T_d + k*L_f)$$

- C = 130 l/pessoa*dia
- Vazão final = 8,27 l/s
- Por dia = 8,27 * 86.400 = 714.528 l/dia
- T_d = 0,50
- K = 57, com intervalo de limpeza de 1 ano
- L_f = 1

Formato adotado: Quadrado

$$V = 1000 + 421 \cdot (130 \cdot 0,50 + 57 \cdot 1)$$

$$V = 52.362 \text{ L}$$

$$V = 52,36 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{H\acute{u}til = 2,50 \text{ m}}$$

$$\mathbf{A = 20,94 \text{ m}^2}$$

$$\mathbf{\text{Dimens\~{o}es adotadas} = 4,60 \times 4,60 \text{ m}}$$

Volume \acute{u}til da fossa s\~{e}ptica:

$$V_{\acute{u}til} = 4,60 \times 4,60 \times 2,50$$

$$\mathbf{V_{\acute{u}til} = 52,90 \text{ m}^3}$$

6.2.2.5. C\~{a}lculo do filtro anaer\~{o}bio

Para o c\~{a}lculo das dimens\~{o}es do filtro anaer\~{o}bio vamos utilizar a f\~{o}rmula a seguir:

$$V = 1,60 \cdot N \cdot C \cdot T_d$$

- $N = 421$ habitantes
- $C = 130 \text{ l/pessoa} \cdot \text{dia}$
- $T_d = 0,50$

$$V = 1,60 \cdot 421 \cdot 130 \cdot 0,50$$

$$V = 43.784 \text{ L}$$

$$\mathbf{V = 43,78 \text{ m}^3}$$

Altura fixa do filtro \acute{e} de 1,80 m, obtemos a seguinte \~{a}rea total:

$$A_t = 43,78 / 1,80$$

$$\mathbf{A_t = 24,32 \text{ m}^2}$$

Dimens\~{o}es do filtro:

$$\mathbf{\text{Dimens\~{o}es} = 4,95 \times 4,95 \text{ m}}$$

Volume \acute{u}til da filtro anaer\~{o}bio:

$$V_{\acute{u}til} = 4,95 \times 4,95 \times 1,80$$

$$\mathbf{V_{\acute{u}til} = 44,10 \text{ m}^3}$$

6.2.3. Considerações sobre o desenvolvimento do projeto

Para elaboração desse projeto não foram previstos os projetos complementares, nem sondagem de solo e parâmetros ambientais para instalação; pois necessita de uma equipe multidisciplinar para solução dos mesmo. Com isso há possibilidade de alterações da solução da proposta.

Para essa proposta de solução da rede coletora no bairro Flora foram realizados os projetos que estão descritos abaixo:

- Apêndice E (Folha 1/6): Traçado da rede coletora existente e da 1ª proposta de solução;
- Apêndice F (Folha 3/6): Projeto da 2ª proposta de solução;
- Apêndice G (Folha4/6): Perfis longitudinais da 2ª proposta;
- Apêndice H (Folha 5/6): Detalhes dos TL, TIL e PV;
- Apêndice I (Folha6/6): Detalhes da estação elevatória, fossa séptica e filtro anaeróbio.

6.2.4. Estimativa orçamentária

Foi realizado apenas uma estimativa de preços para execução dos serviços conforme projetos e seguindo as planilhas de preços do SINAPI de Minas Gerais do mês de setembro de 2015 e SETOP de junho de 2015, conforme Apêndice J.

7. CONCLUSÃO

Na análise dos cálculos da rede coletora existente pode-se verificar que vários trechos apresentam declividades abaixo mínima e resultaram em uma tensão trativa menor que 1,0. Existem dois trechos que a relação y/d está menor que 0,20 e um trecho que a profundidade da rede coletora é menor que 0,90m, conforme revisão bibliográfica.

A primeira proposta foi a instalação de um interceptor margeando o Rio Verde e para isso, alguns trechos existentes não seriam alterados e outros haveria a necessidade de alteração para que sejam acrescentados as vazões da área de expansão e da indústria de laticínio, depois o interceptor direciona o esgoto para o tratamento e disposição final. Definido as inclinações calculadas em planilhas e projetos, pode-se verificar que haverá profundidades maiores que a máxima de 5,00m ao longo da rede e a profundidade será de 9,25m na estação elevatória, por isso não foi escolhido essa proposta como a mais viável economicamente.

A segunda proposta foi que adotamos como padrão, pois alguns trechos existentes não serão alterados e outros haverá a necessidade de alteração para que sejam acrescentados as vazões da área de expansão e da indústria de laticínio; e também para que seja direcionado o esgoto para o tratamento e disposição final. Para a solução foi apresentado projeto, memorial descritivo, memorial de cálculo e estimativa orçamentária.

Com base nos estudos, pode-se concluir que o dimensionamento da rede coletora e do tratamento do esgoto sanitário atenderam às normas vigentes e outras referências bibliográficas citadas, resultando em uma solução que atenderá o bairro por um período de 25 anos sem a necessidade de ampliação. Esta solução servirá como base para melhoria da qualidade de vida dos moradores e também contribuirá para diminuição da poluição do Rio Verde.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) - NBR 7229:
Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos. Rio de Janeiro, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) - NBR 9648:
Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário. Rio de Janeiro, 1986.

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 12207:
Projeto de interceptores de esgoto sanitário. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) - NBR 12208:
Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) - NBR 12209:
Projeto de estações de tratamento de esgoto sanitário. Rio de Janeiro, 1992.

BEVILACQUA, Nelson. **Materiais de tubulações utilizadas em sistemas de coleta e transporte de esgotos sanitários. Estudo de caso da área norte de São Paulo.** 2006. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3147/tde-08122006-153912/pt-br.php>>. Acesso em: 29/03/2015.

BORGES, Nayara Batista. **Caracterização e pré-tratamento de lodo de fossas e tanques sépticos.** São Carlos, 2009. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18138/tde-30032010-151857/pt-br.php>>. Acesso em: 04/07/2015.

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

COSTA, Beatriz Veras. **Sistema de esgotamento sanitário – estudo de caso: Treviso/SC**. Florianópolis, 2013.

IBGE, Pesquisa Nacional de Saneamento 2008. Atlas de saneamento 2011.

KSB Easy Select. Versão 6.70: KSB bombas, 2014. Disponível em:<
<http://www.ksb.com.br/ksb-br-pt/>>. Acesso em: 20/10/2015.

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

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

PLANO MUNICIPAL DE SANEAMENTO BÁSICO. Três Corações, 2013.

REZENDE, Fabiana. **TRATAMENTO DE ESGOTO SANITÁRIO: Avaliação da estação de tratamento de esgoto da cidade de Alfenas-MG e sua contribuição para o meio ambiente**. Pouso Alegre, 2013.

RIOS, Fernanda Posch. **Avaliação de sistemas individuais de disposição de esgotos e das empresas limpa-fossas na região metropolitana de Goiânia**. Goiânia, 2010.

APÊNDICE A – Dimensionamento da rede coletora existente.

APÊNDICE B – Dimensionamento da rede coletora 1ª proposta de solução.

APÊNDICE C – Dimensionamento do interceptor 1ª proposta de solução.

APÊNDICE D – Dimensionamento da 2ª proposta de solução.

APÊNDICE E - FOLHA 1/5 - Traçado da rede coletora existente e da 1ª proposta de solução.

APÊNDICE F - FOLHA 2/5 - Projeto da 2ª proposta de solução.

APÊNDICE G - FOLHA3/5 - Perfis longitudinais da 2ª proposta.

APÊNDICE H - FOLHA 4/5 - Detalhes dos tubos de limpeza, tubos de inspeção e limpeza e dos poços de visitas.

APÊNDICE I – FOLHA 5/5 - Detalhes da estação elevatória, fossa séptica e filtro anaeróbio.

APÊNDICE J – Planilha com estimativa orçamentária.