

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS (UNIS-MG)

ENGENHARIA CIVIL

FÁBIO SILVA MENDES

PROPOSTA DE ADEQUAÇÃO DO SISTEMA DE MICRODRENAGEM NO BAIRRO  
SANTA MARIA NO MUNICÍPIO DE ALFENAS - MG

VARGINHA-MG

2016

FÁBIO SILVA MENDES

PROPOSTA DE ADEQUAÇÃO DO SISTEMA DE MICRODRENAGEM NO BAIRRO  
SANTA MARIA NO MUNICÍPIO DE ALFENAS-MG.

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado  
como exigência parcial para obtenção do título  
de Graduação em Engenharia Civil do Centro  
Universitário do Sul de Minas (UNIS), sob  
orientação do Prof. Dr. Leopoldo U. R. Júnior.

VARGINHA-MG

2016

FÁBIO SILVA MENDES

PROPOSTA DE ADEQUAÇÃO DO SISTEMA DE MICRODRENAGEM NO BAIRRO  
SANTA MARIA NO MUNICÍPIO DE ALFENAS-MG.

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado  
como exigência parcial para obtenção do título  
de Graduação em Engenharia Civil do Centro  
Universitário do Sul de Minas (UNIS), pela  
banca examinadora composta por:

Aprovado em: \_\_\_/\_\_\_/\_\_\_

---

Orientador: Prof. Dr. Leopoldo Uberto Ribeiro Júnior

---

Prof. Esp. Luana Ferreira Mendes

---

Marina Santos Tavares

“Para realizar grandes conquistas, devemos não apenas agir, mas também sonhar; não apenas planejar, mas também acreditar.” (Anatole France).

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço em primeiro lugar a Deus, pois sem ele nenhuma parte desse trabalho teria sido concluída.

Aos meus pais, que sempre estiveram ao meu lado me incentivando nessa longa caminhada.

A minha namorada Flávia, pelo carinho, apoio e compreensão estando em todos os momentos ao meu lado.

Agradeço ao meu orientador Professor. Doutor Leopoldo Uberto Ribeiro Júnior, pela amizade, dedicação, atenção e pelos ensinamentos durante o desenvolvimento do trabalho.

Aos demais professores da instituição que contribuíram para minha formação acadêmica.

E finalmente todos aqueles que de certa forma contribuíram, incentivaram e ajudaram para que mais um sonho em minha vida tornasse realidade.

## RESUMO

Este trabalho apresenta as soluções para o problema encontrado no sistema de microdrenagem no bairro Santa Maria no município de Alfenas MG, onde um acúmulo de vazão se concentra em uma rua do bairro que por sua vez estão localizadas apenas duas bocas de lobo. Com base em revisões bibliográficas pertinentes ao assunto, foi possível propor soluções através de cálculos e planilhas como o método de dimensionamento de drenagem convencional que através da planta baixa do local foi possível obter dados para os cálculos e determinar quais trechos será necessário a utilização de bocas de lobo e posteriormente fazer o dimensionamento dos demais elementos de microdrenagem, e através do levantamento de áreas de cobertura das edificações será apresentado um método alternativo através de captação de águas pluviais, onde será analisado se cada edificação fizer a captação da água da chuva qual será a redução dessas águas nas vias públicas e a partir dessa análise refazer o dimensionamento. No método convencional para atender ao sistema será preciso a aplicação de 30 bocas de lobo, bem como os demais elementos de microdrenagem, gerando um custo de R\$ 778.713,13, já no método alternativo será necessário aplicação de 12 bocas de lobo, com os demais elementos dimensionados, porém será implantado o sistema de captação de águas pluviais, estimando um custo total de R\$ 1.196.572,73. Ambos os métodos são válidos, mais se tratando em menor custo o método convencional é mais viável por não ter custos com a implantação do sistema de aproveitamento de água.

**Palavras Chave:** Alfenas-MG, microdrenagem, bocas de lobo, galerias.

## **ABSTRACT**

*This work presents the solutions to the problem found in the micro drainage system in the Santa Maria neighborhood in the municipality of Alfenas MG, where an accumulation of flow is concentrated in a neighborhood street that in turn are located only two mouths of wolf. Based on relevant literature reviews, it was possible to propose solutions through calculations and spreadsheets such as the conventional drainage sizing method that through the site's low plant it was possible to obtain data for the calculations and to determine which stretches it will be necessary to use mouths Of wolf and later to make the sizing of the other elements of microdrainage, and through the survey of areas of coverage of the buildings will be presented an alternative method through rainwater harvesting, where it will be analyzed if each building makes the capture of rainwater what will be The reduction of these waters in public roads and from this analysis re-dimensioning. In the conventional method to attend the system it will be necessary to apply 30 mouths of wolf, as well as the other elements of microdrainage, generating a cost of R \$ 778.713,13, since in the alternative method it will be necessary to apply 12 mouths of wolf, with the Other dimensioned elements, but the rainwater harvesting system will be implemented, estimating a total cost of R \$ 1,196,572.73. Both methods are valid, but if treated at a lower cost, the conventional method is more feasible because it does not have costs with the implantation of the system of use of water.*

**Keywords:** *Alfenas-MG, microdrainage, sluice gates, galleries.*

## LISTA DE FIGURAS

Figura 01 – Enchente, Inundação e Alagamento .....	<b>16</b>
Figura 02 – Captação e uso de águas pluviais .....	18
Figura 03 – Componentes do sistema de microdrenagem.....	20
Figura 04 – Seção transversal de uma sarjeta e meio fio .....	<b>20</b>
Figura 05 – Posicionamento das bocas de lobo .....	21
Figura 06 – Tipos de bocas de lobo .....	22
Figura 07 – Galeria .....	23
Figura 08 – Detalhe poço de visita .....	23
Figura 09 – Esquema tubos de ligação.....	24
Figura 10 – Área delimitada em estudo .....	40
Figura 11 – Distribuição de áreas .....	41
Figura 12 – Ineficiência nos dispositivos de microdrenagem .....	42
Figura 13 – Levantamento de áreas .....	44
Figura 14 – Relatório software Plúvio 2.1 .....	48
Figura 15 – Bocas de lobo do tipo grelha.....	49
Figura 16 – Traçado das redes de galerias .....	54



## LISTA DE TABELAS

Tabela 01 – Séries históricas do município de Alfenas-MG.....	25
Tabela 02 – Tempos de retorno para sistemas urbanos .....	26
Tabela 03 – Coeficiente de escoamento superficial ou coeficiente de “ <i>Runoff</i> ” .....	28
Tabela 04 – Coeficiente de rugosidade de Manning.....	30
Tabela 05 – Fator de redução das sarjetas.....	30
Tabela 06 – Fator de redução do escoamento para bocas de lobo.....	31
Tabela 07 – Dimensões do poço de visita .....	32
Tabela 08 – Seções da galeria.....	33
Tabela 09 – Valores usuais de C.....	34
Tabela 10 – Parâmetros de engenharia para demanda residencial de água.....	35
Tabela 11 – Estimativa de demanda residencial de água potável para uso externo .....	36
Tabela 12 – Áreas de contribuição da bacia em estudo .....	41
Tabela 13 – Custo resumo – Método convencional.....	55
Tabela 14 – Dimensionamento método de Rippl .....	58
Tabela 15 – Dimensionamento método de simulação .....	58
Tabela 16 – Dimensionamento método australiano.....	59
Tabela 17 – Dimensionamento método prático alemão.....	59
Tabela 18 – Dimensionamento método prático inglês.....	60
Tabela 19 – Resultado final de todos os métodos.....	60
Tabela 20 – Custo resumo – Método alternativo.....	61
Tabela 21 – Custo implantação do sistema de captação de águas pluviais.....	61

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>13</b>
<b>2</b>	<b>OBJETIVOS .....</b>	<b>14</b>
2.1	Geral.....	14
2.2	Específicos.....	14
<b>3</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>15</b>
3.1	Escoamento superficial.....	15
3.2	Enchente, inundação e alagamento .....	15
3.3	Gerenciamento das águas pluviais .....	16
3.4	ABNT NBR 15.527/2007.....	19
3.5	Microdrenagem.....	19
3.5.1	Sarjetas .....	20
3.5.2	Bocas de lobo .....	21
3.5.3	Galeria .....	22
3.5.4	Poço de visita .....	23
3.5.5	Tubos de ligação .....	24
3.6	Parâmetros de projeto.....	24
3.6.1	Séries Históricas.....	24
3.6.2	Tempo de Retorno (TR) .....	25
3.6.3	Tempo de Concentração (tc).....	26
3.6.4	Método Racional .....	27
3.6.5	Intensidade máxima de chuva.....	28
3.6.6	Capacidade teórica das sarjetas.....	29
3.6.7	Capacidade hidráulica da boca de lobo .....	30
3.6.8	Poço de visita .....	32
3.6.9	Galeria.....	32
3.7	Captação de águas pluviais para minimizar picos de alagamento .....	34
3.7.1	Dimensionamento do reservatório de água de chuva .....	36
3.7.1.1	Método prático Azevedo Netto .....	36
3.7.1.2	Método de Rippl.....	37
3.7.1.3	Método da simulação.....	37
3.7.1.4	Método prático alemão .....	37
3.7.1.5	Método prático inglês .....	38
3.7.1.6	Método prático australiano .....	38
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA.....</b>	<b>40</b>
4.1	Caracterização do local de estudo.....	40

4.2 Diagnóstico do sistema de drenagem existente .....	42
4.3 Método convencional .....	43
4.3.1 Estimativa de custos – Método convencional .....	43
4.4 Método alternativo .....	43
4.4.1 Estimativa de custos – Método alternativo .....	45
<b>5 RESULTADOS .....</b>	<b>46</b>
5.1 Método racional .....	46
5.2 Capacidade hidráulica das bocas de lobo .....	49
5.3 Adequação do sistema de microdrenagem .....	51
5.3.1 Método convencional.....	51
5.3.1.1 Sub-bacias .....	51
5.3.1.2 Capacidade teórica das sarjetas.....	51
5.3.1.3 Dimensionamento das bocas de lobo .....	52
5.3.1.4 Poço de visita .....	53
5.3.1.5 Dimensionamento das galerias.....	53
5.3.1.6 Custo – Método convencional.....	55
5.3.2 Método alternativo .....	56
5.3.2.1 Estimativa de vazão para edificações .....	56
5.3.2.2 Bocas de lobo .....	56
5.3.2.3 Poço de visita .....	57
5.3.2.4 Galerias .....	57
5.3.2.5 Reservatório – Método prático de Azevedo Netto .....	57
5.3.2.6 Reservatório – Método de Rippl .....	57
5.3.2.7 Reservatório – Método de simulação .....	58
5.3.2.8 Reservatório – Método australiano .....	59
5.3.2.9 Reservatório – Método prático alemão.....	59
5.3.2.10 Reservatório – Método prático inglês.....	60
5.3.2.11 Resultados reservatórios .....	60
5.3.2.12 Custo – Método alternativo.....	60
<b>6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....</b>	<b>63</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>64</b>
<b>ANEXO A.....</b>	<b>67</b>
<b>ANEXO B.....</b>	<b>68</b>
<b>ANEXO C.....</b>	<b>69</b>
<b>ANEXO D.....</b>	<b>72</b>
<b>ANEXO E.....</b>	<b>73</b>

<b>ANEXO F</b> .....	<b>74</b>
<b>ANEXO G</b> .....	<b>77</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O sistema de drenagem compreende uma área sobre infraestruturas dimensionadas para captar as vazões provenientes de águas de chuvas e direcionar esse fluxo até seu destino final, minimizando riscos a população, bens materiais e meio ambiente, objeto este de estudo que se caracteriza em macrodrenagem e microdrenagem.

Segundo Tucci (2006), a transformação de áreas que eram permeáveis em áreas impermeáveis após a ocupação do solo ocasiona um desequilíbrio hidrológico, pois ocorre um aumento do escoamento superficial, este aumento de vazão está relacionado com os picos de alagamentos e enchentes nas cidades.

O trabalho apresenta a caracterização do local em estudo, e o problema encontrado no sistema de microdrenagem. Através de revisões em materiais bibliográficos e normas pertinentes ao assunto, este trabalho apresenta soluções, através de cálculos e planilhas, uma solução feita pelo método convencional de dimensionamento de um sistema de microdrenagem e a solução através de um método alternativo, onde é feito os cálculos para captação das águas pluviais de cada edificação do bairro e com isso tem-se uma retenção de água nas vias públicas, com a nova vazão nas ruas é feito o redimensionamento do sistema.

Para cada método de dimensionamento apresentado neste trabalho, será feito uma planilha de custo demonstrando os materiais e serviços para fins de comparação entre os métodos.

## **2 OBJETIVO**

### **2.1 Geral**

Apresentar soluções para o problema encontrado no sistema de microdrenagem no bairro Santa Maria em Alfenas–MG e estimar custos para implantação.

### **2.2 Específicos**

- Analisar a caracterização topográfica do bairro Santa Maria;
- Subdivisão de áreas e traçado da bacia de contribuição;
- Determinação das vazões em cada via pública;
- Dimensionamento dos elementos de microdrenagem;
- Apresentar cálculos e planilhas para solução o problema;
- Apresentar planilhas de custos;
- Apresentar projeto.

### **3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

#### **3.1 Escoamento Superficial**

Os processos de escoamento num rio, reservatório ou canal variam conforme o tempo. Segundo Silva (2004), para dimensionar uma situação admite-se que o escoamento ocorre em regime permanente.

- Controles de jusante: Redução da vazão de um rio independentemente da capacidade de escoamento. Esta redução é feita por meio de estrangulamentos dos rios devido as pontes, mudança de seção e reservatórios.
- Controles locais: Determinada para cada seção do rio transportar uma quantidade de água, a capacidade desse escoamento está relacionada a largura, perímetro, área da seção e rugosidade.

Segundo Silva (2014), o manejo incorreto do uso do solo acarreta redução no volume de água que infiltra e abastece o lençol freático, os cursos d'águas e as nascentes.

Em consequência, há um acúmulo dessa parcela de água não infiltrada chamada escoamento superficial, onde esta água provoca diversos problemas, erosões hídricas do solo, contaminação química dos rios e inundações em regiões topograficamente baixas.

Como grande causador do aumento do escoamento superficial destaca-se a remoção da cobertura vegetal causada pelo desmatamento, esta camada vegetal é o fator principal no processo de infiltração. (Tucci, 2002).

Segundo Brandão (2003), a manutenção em camadas vegetais conserva os recursos hídricos, aumentando a macroporosidade da cobertura superficial. Desta forma a cobertura vegetal impede perdas de água e solo e aumenta a taxa de infiltração.

#### **3.2 Enchente, Inundação e Alagamento**

Segundo Canholi (2014), o aumento populacional e o uso inadequado do solo provocam a redução no sistema de armazenamento das águas pluviais, e estes por sua vez se concentrarão em outros locais.

A Figura 01 mostra a diferença entre enchente, inundação e alagamento.

Figura 01 - Enchente, Inundação e Alagamento



Fonte: Licco, 2015.

Conforme SUDEC (2015), alagamento é definido como o acúmulo de água ocasionado de forma repentina devido deficiência no sistema de drenagem ou fortes precipitações no local.

Enchente de acordo com Licco (2015) é definido como o transbordamento de um curso d'água sem que haja extravasamento.

Segundo Tucci e Bertoni (2003), as inundações ocorrem de forma natural no qual há um transbordamento de um canal ou curso d'água, pode ser caracterizadas em dois tipos: inundações em áreas ribeirinhas e inundações devido à urbanização.

- Inundações em áreas ribeirinhas são ocasionada devido a seção de escoamento ser de pequena dimensão e não ter declividades adequadas para dadas precipitações pluviométricas.
- Inundações devido a urbanização são ocasionada com a expansão das cidades e uso incorreto do solo dificultando a parcela de infiltração da água no solo.

### 3.3 Gerenciamento das águas pluviais

De acordo com Viola (2008), a gestão das águas pluviais está caracterizada pelo entendimento do ciclo hidrológico, do clima local, das séries históricas de precipitações e o percurso desta até os dispositivos de drenagem.



O manejo das águas pluviais trata-se de um estudo aprofundado que visa reduzir os impactos ambientais, visto que essas águas em abundância nos centros urbanos podem gerar inundações e posteriormente erosões do solo.

De acordo com Kleindienst (2014), a captação de águas pluviais minimizam os picos de enchentes embora não se trata da solução dos problemas de enchentes e alagamentos, visto que esses fatores podem se agravar por outros motivos.

Tomaz (2003) aponta que o aproveitamento de águas pluviais consiste no dimensionamento de coletores de água em telhados das edificações, determinados pelas precipitações de chuvas da região que será implantado o sistema.

As águas pluviais são captadas nas edificações através de áreas de contribuição. Segundo Hafner (2007), após o recolhimento dessas águas elas são lançada nas galerias, minimizando o acúmulo de águas pluviais nas vias públicas.

A captação de águas pluviais pode ser reservada para ser utilizada para fins não potável como (descarga de vaso sanitário, regas de jardins, lavagem de quintal e veículos), esta água é captada e usada no próprio local. Viola (2008).

May (2004) menciona que a captação de águas pluviais se torna importante em casos como:

- Áreas com índices de precipitação elevada;
- Áreas com alto custo de extração de águas subterrâneas;
- Áreas com escassez no abastecimento.

Ainda em continuidade com o autor está captação apresenta quadros positivos, pois há mais vantagens do que desvantagens na implantação do sistema.

Vantagens:

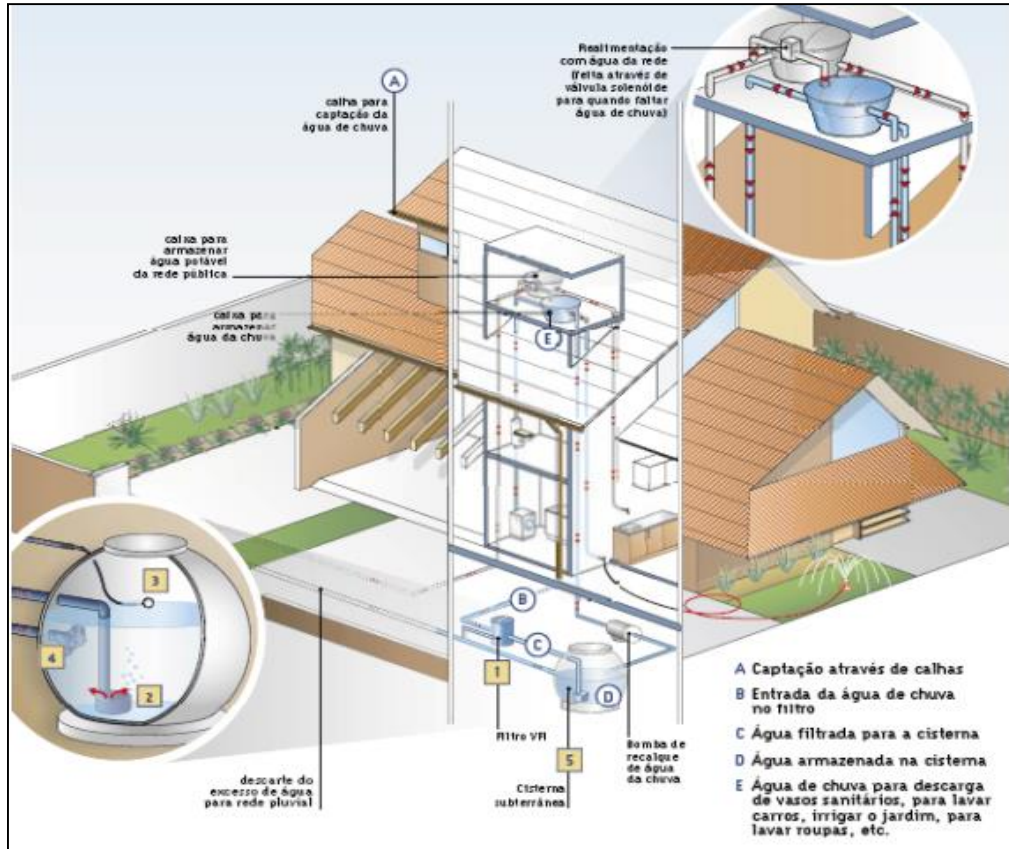
- Redução do consumo de água potável;
- Redução de cargas de águas superficiais no meio urbano.

Desvantagens:

- Redução do volume do reservatório nos períodos de estiagem.

A Figura 02 mostra o esquema para um sistema de captação, armazenamento e distribuição para usos não potáveis de água de chuva.

Figura 02 - Captação e uso de águas pluviais



Fonte: Weierbacher (2008).

Ainda em continuidade com o autor está captação apresenta quadros positivos, pois há mais vantagens do que desvantagens na implantação do sistema.

Segundo a SEMASA (2007), o município de Santo André-SP tomou-se por iniciativa a criação da Lei nº 7.606/97 que determina a cobrança da taxa de drenagem devido o volume produzido pelo imóvel.

Ainda segundo o autor, essa lei conscientizou a população a criar soluções para armazenar as águas pluviais de modo que diminua as águas nas vias e com isso reduzem custos e risco de enchentes.

De acordo com Hafner (2007), na implantação do sistema de captação de águas pluviais além da vantagem da questão ambiental outra vantagem é a redução dos escoamentos superficiais. Em grandes centros urbanos a prática de armazenamento de águas pluviais devido à alta impermeabilização do solo é incentivada a fim de combater as enchentes, inundações e

alagamentos. Além de economia, outra vantagem é a segurança da edificação devido os prejuízos causados por cheias urbanas.

O sistema de captação de águas pluviais visa fazer o amortecimento de picos de alagamentos contribuindo para prevenção de inundações.

### **3.4 ABNT NBR 15.527/2007**

Segundo Silva (2014), a norma que fornece os parâmetros para o aproveitamento de águas de chuva de cobertura urbanas para fins não potáveis, foi criada em 2007.

A NBR 15.527/2007 – Águas de chuva – Aproveitamento de coberturas em áreas urbanas para fins não potáveis tem como objetivos determinar os usos das águas pluviais para fins não potáveis após o tratamento adequado.

Após o tratamento das águas de chuva o seu reuso poderá ser feito em bacias sanitárias, lavagem de veículos, regas de jardim, limpeza de calçadas e pátios e em espelhos d'águas.

### **3.5 Microdrenagem**

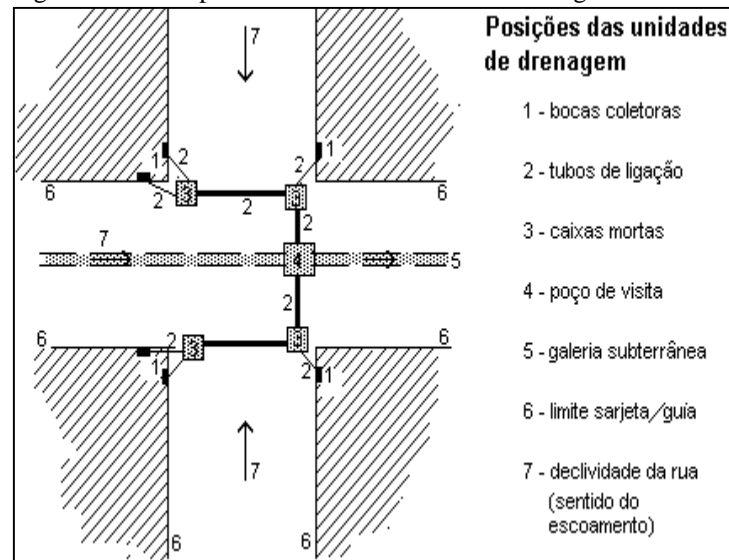
Tucci (1995) aponta que o sistema de microdrenagem é utilizado para receber precipitações e orientar seu fluxo até as bocas de lobo colocadas nas sarjetas.

Segundo Bidone e Tucci (1995), os elementos que constituem os sistemas de microdrenagem são constituídos por:

- Sarjetas;
- Meios-fios;
- Sarjetões;
- Bocas de lobo;
- Galerias;
- Poço de visita;
- Trecho;
- Conduitos forçados;
- Estações de bombeamento.

A Figura 03 aponta os componentes do sistema de microdrenagem.

Figuras 03 - Componentes do sistema de microdrenagem



Fonte: DAEE/CETESB, 1980.

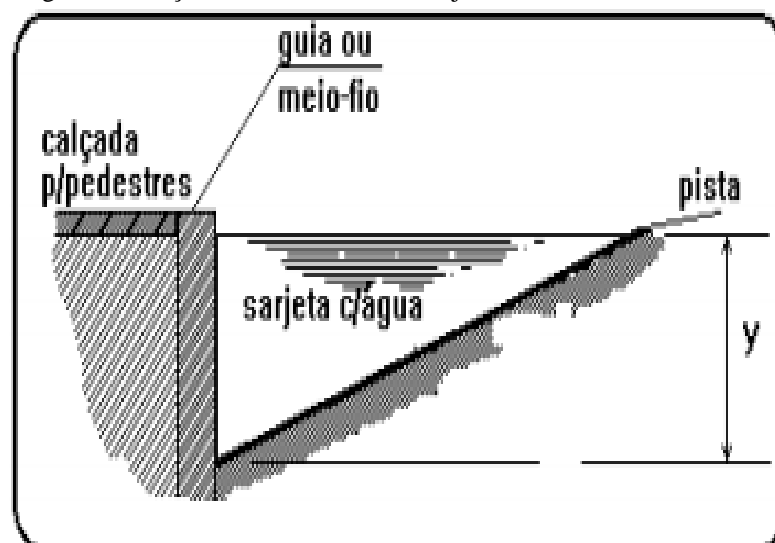
### 3.5.1 Sarjetas

As sarjetas segundo Bidone e Tucci (1995), são calhas coletoras de águas pluviais que precipitam sobre as vias públicas por onde elas escoam.

Segundo Negrão e Gemaque (2010), os escoamentos superficiais se iniciam em lotes e direcionam para as ruas onde a partir do greide da pista a água escoam para as laterais onde estão localizadas as sarjetas.

Os meios-fios são elementos feitos de concreto ou pedra que são colocados entre o passeio e a via pública em uma orientação paralela a rua, conforme Figura 04.

Figura 04 - Seção transversal de uma sarjeta e meio fio



Fonte: Inouye et al, 2004.

### 3.5.2 Bocas de lobo

As bocas de lobo segundo Bidone e Tucci (1995), são colocadas em ambos os lados das ruas em pontos nas sarjetas e tem como finalidade captar as águas que escoam pelas sarjetas e transportar até as galerias.

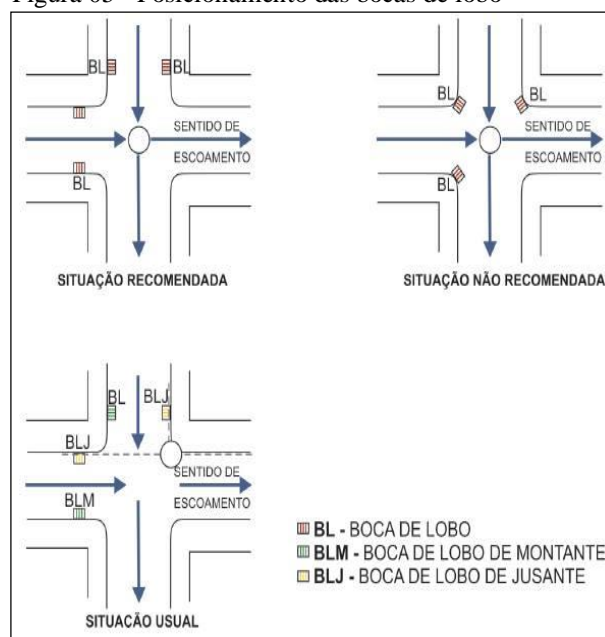
Ainda conforme o autor, sempre que a vazão exceder o limite que a sarjeta suportar deverá ser dimensionado as bocas de lobo.

De acordo com a SMDU (2012), a locação das bocas de lobo deve considerar os seguintes aspectos:

- Serão posicionados nos dois lados da via pública quando a sarjeta não suportar as vazões;
- A localização da boca de lobo deve ser realizada mediante cálculos de capacidade hidráulica de suporte das sarjetas.
- Serão posicionadas nos pontos mais baixos em uma quadra;
- Distanciamento máximo entre as bocas de lobo de 60 metros;
- As bocas de lobo devem ser locadas próximas às esquinas, em pontos pouco a montante;
- Não se devem posicionar as bocas de lobo nos ângulos de intersecções das sarjetas.

A Figura 05 determina o posicionamento das bocas de lobo demonstrando a situação recomendada, situação não recomendada e situação usual.

Figura 05 - Posicionamento das bocas de lobo

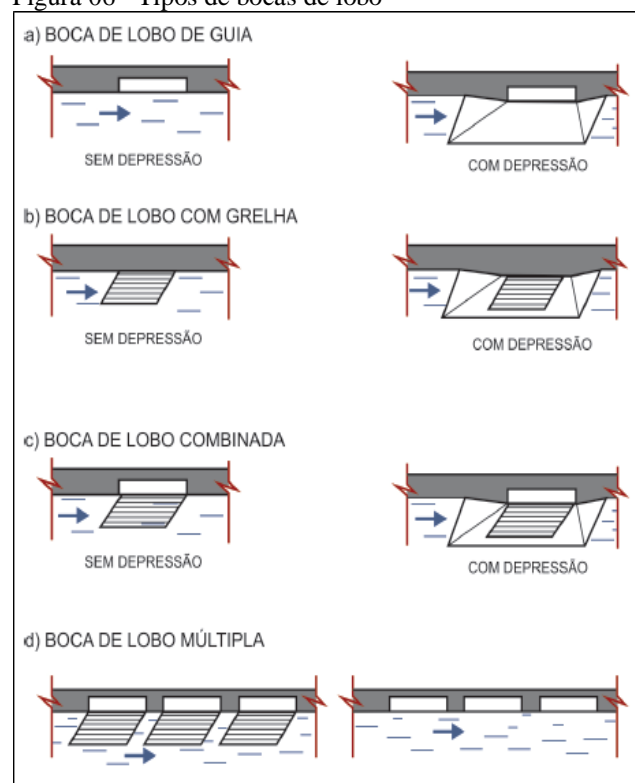


Fonte: SMDU, 2012.

Segundo o SMDU (2012), existem cinco tipos de bocas de lobo como mostra a Figura 06:

- Boca de lobo de guia;
- Boca de lobo com grelha;
- Boca de lobo combinada;
- Boca de lobo múltipla.

Figura 06 - Tipos de bocas de lobo



Fonte: SMDU, 2012.

Ainda conforme Tucci (1995), as bocas de lobo ao captarem as águas precipitadas transportam esse fluxo até as galerias de águas pluviais e posteriormente para a jusante em um sistema de macrodrenagem.

### 3.5.3 Galeria

As galerias segundo Teixeira (2014), são canalizações públicas destinadas a receber as águas pluviais oriundas das bocas de lobo e orientar seu fluxo para rios ou canais, conforme Figura 07.

Figura 07 - Galeria



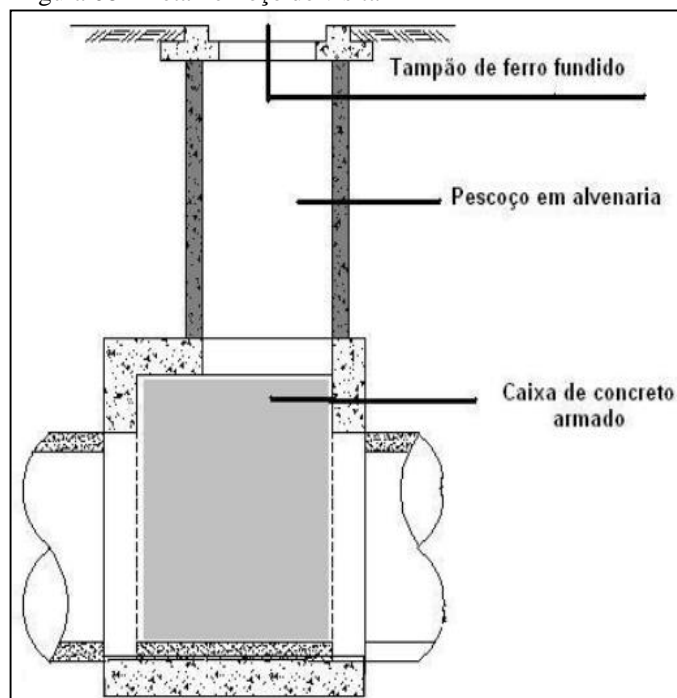
Fonte: Teixeira, 2014

### 3.5.4 Poço de visita

Colocados em pontos no sistema para manutenção das canalizações, mudança de direção do fluxo, mudança de declividade e mudança de diâmetro.

Conforme Negrão e Gemaque (2010), os espaçamentos entre os poços de visita deve ser inferior a 100 m para diâmetros menores ou igual a 600 mm, 200 m para diâmetros maiores que 600 mm. A Figura 08 apresenta o detalhe do poço de visita.

Figura 08 - Detalhe Poço de visita



Fonte: Negrão e Gemaque (2010).

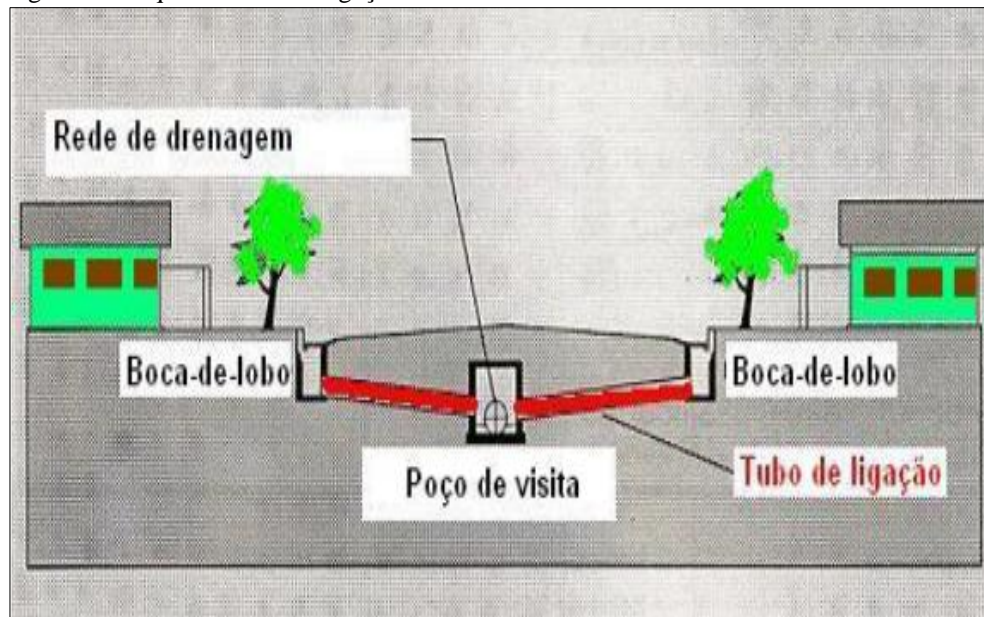


### 3.5.5 Tubos de ligação

De acordo com Negrão e Gemaque (2010), os tubos de ligação são condutos que direcionam as águas captadas das bocas de lobo até as galerias. O diâmetro mínimo para essa tubulação é de 400 mm.

A Figura 09 mostra um esquema com a ligação das bocas de lobo com um poço de visita através dos tubos de ligação.

Figura 09: Esquema tubos de ligação



Fonte: Negrão e Gemaque (2010).

## 3.6 Parâmetros de projeto

### 3.6.1 Séries Históricas

São conjuntos de dados hidrológicos registrados que gera informações das precipitações diárias, mensais ou anuais e vazões em uma determinada região hidrográfica.

Segundo Jabôr (2013), a obtenção de dados hidrológicos tem por finalidade fazer o dimensionamento, a verificação hidráulica, funcionalidade e a locação dos dispositivos hidráulicos em uma obra.

Para o município de Alfenas-MG, os dados registrados iniciam-se no ano de 1983 até o ano de 2006, obtendo uma série histórica de 24 anos como mostra a Tabela 01.



Tabela 01 - Séries históricas do município de Alfenas – MG

Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Méd an .
<b>1983</b>			364,50	128,00	197,20	148,70	72,80	0,00	331,90	201,50	212,60	467,00	2124,20
<b>1984</b>	193,60	135,80	90,10	173,90	95,50	0,00	0,00	21,70	109,80	30,50	156,10	265,40	1272,40
<b>1985</b>	363,70	123,50	258,10	112,80	45,60	0,00	0,00	13,20	63,30	35,90	119,20	211,00	1346,30
<b>1986</b>	250,50	200,90	129,60	66,90	155,60	0,00	69,00	66,60	35,10	30,80	80,10	415,20	1500,30
<b>1987</b>	204,20	61,90	93,30	89,30	53,10	23,80	15,20	6,00	80,50	124,60	153,60	153,80	1059,30
<b>1988</b>	116,40	310,50	118,60	86,90	90,60	38,20	0,20	0,00	37,00	143,00	88,90	180,20	1210,50
<b>1989</b>	250,80	233,90	196,50	57,60	11,60	32,40	44,20	23,20	80,00	43,70	241,40	397,40	1612,70
<b>1990</b>	147,50	197,80	131,70	62,80	79,40	6,00	28,00	61,30	83,70	63,80	121,40	157,50	1140,90
<b>1991</b>	362,80	189,20	369,20	99,40	15,00	0,00	39,20	0,00	88,40	110,30	36,20	185,40	1495,10
<b>1992</b>	260,10	167,90	188,30	123,90	123,40	0,00	49,40	8,40	140,60	253,30	140,40	202,80	1658,50
<b>1993</b>	245,10	308,20	161,30	34,60	100,00	19,80	0,00	13,10	88,80	85,00	38,90	142,70	1237,50
<b>1994</b>	305,00	96,60	256,60	34,00	126,60	16,00	9,10	0,00	0,00	45,20	133,40	255,30	1277,80
<b>1995</b>	191,60	440,40	112,80	74,00	68,50	14,10	12,90	0,00	0,90	176,00	131,60	204,80	1427,60
<b>1996</b>	304,90	187,50	156,40	75,40	65,30	25,10	1,60	41,50	137,20	138,40	284,00	395,00	1812,30
<b>1997</b>	320,30	84,30	111,30	96,20	43,00	89,80	16,50	0,00	47,00	88,10	311,40	208,80	1416,70
<b>1998</b>	203,10	172,60	113,00	64,30	78,00	0,00	0,00	33,60	34,60	132,80	90,20	291,00	1213,20
<b>1999</b>	313,00	198,80	140,80	11,90	20,00	23,50	0,90	0,00	51,50	79,60	125,40	196,30	1161,70
<b>2000</b>	391,10	208,70	161,30	35,90	13,40	0,00	33,90	49,70	117,00	79,10	157,50	188,60	1436,20
<b>2001</b>	213,50	77,70	188,00	5,20	66,60	0,00	0,00	12,50	68,90	141,30	178,40	202,50	1154,60
<b>2002</b>	169,20	250,50	65,60	20,70	95,80	0,00	7,70	7,60	54,90	51,00	231,90	331,60	1286,50
<b>2003</b>	516,10	86,30	212,90	91,40	86,70	0,00	26,20	20,00	12,70	105,00	110,10	281,30	1548,70
<b>2004</b>	314,40	503,40	99,10	58,40	156,00	20,00	34,00	0,00	30,00	145,10	130,40	201,20	1692,00
<b>2005</b>	163,00	73,70	161,50	36,80	132,20	13,30	29,20	6,10	51,40	32,00	159,00	235,10	1093,30
<b>2006</b>	194,30	237,00	217,20	6,20	8,90	5,30	2,20	16,00	49,20	0,00	0,00	0,00	736,30
<b>Média</b>	260,62	197,70	170,74	68,60	80,33	19,83	20,51	16,69	74,77	97,33	143,00	240,41	<b>1371,44</b>

Fonte: ANA, 2016. Adaptado.

De acordo com Tucci (2006), estes dados são fundamentais para determinação do tempo de retorno em uma bacia em estudo.

### 3.6.2 Tempo de Retorno (TR)

Segundo Tucci (2006), é o tempo médio, em anos, que um evento hidrológico seja igualado ou superado em um ano qualquer.

Ainda de acordo com o autor, utilizando os dados históricos de vazões de uma bacia em um determinado local de estudo, o tempo de retorno é obtido pela equação abaixo.

$$T = \frac{1}{P}$$

Onde:

T = Tempo de retorno em anos;

P = Probabilidade, %.

A Tabela 02 classifica o tempo de retorno conforme o sistema de aplicação e suas características.

Tabela 02 - Tempos de retorno para sistemas urbanos

Sistema	Característica	Intervalo	Valor frequente
Microdrenagem	Residencial	2 a 5	2
	Comercial	2 a 5	5
	Área de prédios públicos	2 a 5	5
	Aeroporto	5 a 10	5
	Áreas comerciais e Avenidas	5 a 10	10
Macrodrenagem		10 a 25	10
Zoneamento de áreas ribeirinhas		5 a 100	100

Fonte: (Tucci, 2006).

Segundo Jabôr (2013), a escolha de um determinado período de retorno está diretamente ligado à economia e segurança da obra, visto que quanto maior for o tempo de retorno maior será a segurança e mais cara ficará a obra.

### 3.6.3 Tempo de Concentração (tc)

Conforme Tucci (2006), é o tempo que uma gota de água leva para escoar desde a parte mais distante da bacia até o ponto da seção em estudo.

Para determinação do tempo de concentração utiliza-se a equação que de acordo com Botelho (2011) é feito a soma de dois tempos:

$$tc = ta + ts$$

tc = Tempo de duração da chuva em minutos;

ta = Tempo gasto para que uma gota leva para percorrer do ponto mais distante de uma bacia até o ponto de estudo, em projetos urbanos fixa-se em 10 minutos;

ts = Tempo que uma gota leva para percorrer um caminho de maior extensão da bacia, até a seção drenante, em minutos.

Segundo DNIT (2005), para o cálculo do tempo de concentração utiliza-se a equação de George Ribeiro:

$$t_s = \frac{16 \cdot L}{(1,05 - 0,2 p)(100 * I_m^{0,04})}$$

ts = Tempo de escoamento superficial, em minutos;

L = Comprimento do curso de água principal, em Km;

p = Parâmetro dado pela parte da bacia constituída de cobertura vegetal;

Im = Declividade média, em m/m.

### 3.6.4 Método Racional

De acordo com Netto (1998), o método racional é dado pela equação:

$$Q = \frac{C * I * A}{1000 * 3600}$$

Onde:

Q = Vazão de pico, em m<sup>3</sup>/s;

C = Coeficiente de escoamento superficial ou coeficiente de “runoff”;

I = Intensidade média de precipitação sobre uma bacia hidrográfica, em mm/h;

A = Área da bacia hidrográfica, em m<sup>2</sup>.

O coeficiente de escoamento superficial ou coeficiente de “runoff” é definido como a razão entre o volume de água escoado superficialmente e o volume de água precipitado sobre uma superfície.

Ainda conforme o autor o coeficiente de “runoff”, é tabelado ou pré estipulado para uma melhor eficiência analítica.

Para cada superfície são apresentados um intervalo que poderá ser utilizado para o cálculo da vazão através do método racional. A Tabela 03 apresenta os tipos de coeficientes de acordo com a superfície do canal.

Tabela 03 - Coeficiente de escoamento superficial ou coeficiente de "Runoff"

Descrição da área	Coeficiente de "runoff"
<b>Área residencial</b>	
Residências isoladas	0,35 a 0,50
Unidades múltiplas (separadas)	0,40 a 0,60
Unidades múltiplas (conjugadas)	0,60 a 0,75
Lotes com 2000 m <sup>2</sup> ou mais	0,30 a 0,45
Áreas com prédios de apartamentos	0,50 a 0,70
<b>Área industrial</b>	
Indústrias leves	0,50 a 0,80
Indústrias pesadas	0,60 a 0,90
Áreas sem melhoramentos	0,10 a 0,30
<b>Superfície</b>	
Pavimentação asfáltica	0,70 a 0,95
Pavimentação de concreto	0,80 a 0,95

Fonte: Righeto, 2009.

Para o cálculo do C médio, relacionando as diferentes superfícies de revestimentos utiliza-se a equação abaixo:

$$C_m = \frac{\sum A_i \cdot C_i}{A_t}$$

Onde:

$A_i$  = Área da bacia relacionada a cada especificação. (Ex: área de pavimentação asfáltica, área comercial, área de cobertura vegetal, etc.), em m<sup>2</sup>;

$C_i$  = Coeficiente de escoamento superficial de acordo com o uso de cada área, dado obtido na Tabela 03;

$A_t$  = Área total da bacia hidrográfica, m<sup>2</sup>.

### 3.6.5 Intensidade máxima de chuva

De acordo com Teixeira (2014), a intensidade máxima de precipitação é dada pela equação:

$$I_m = \frac{k \cdot TR^a}{(t + b)^c}$$

Onde:

$I_m$  = Intensidade máxima de precipitação, em mm/h;

a, b, c, k = Parâmetros empíricos a serem adotados para cada local;

TR = Tempo de retorno, em anos;

t = Tempo de duração da chuva, em min.

Os parâmetros empíricos de cada localidade podem ser obtidos através do software Plúvio desenvolvido pelo Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos (GPRH), da Universidade Federal de Viçosa.

### 3.6.6 Capacidade teórica das sarjetas

Segundo Negrão e Gemaque (2010), quando a vazão for maior do que a sarjeta pode suportar se faz necessário o dimensionamento das bocas de lobo para vazão que exceder, evitando o acúmulo de água nas vias públicas.

Ainda segundo os autores, o cálculo para dimensionamento das sarjetas pode ser feito através da equação de Manning modificada por Izzard:

$$q_s = 0,375 * \left( \frac{z}{n} * y^{8/3} \right) * i^{1/2}$$

Onde:

$q_s$  = vazão escoada, em m<sup>3</sup>/s;

z = inverso da declividade transversal da sarjeta, em m/m;

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

y = altura da lâmina d'água, m;

i = declividade longitudinal da sarjeta, em m/m.

A Tabela 04 relaciona o coeficiente de Manning com cada tipo de revestimento que será utilizado no canal.

Tabela 04 - Coeficiente de rugosidade de Manning

Revestimento do canal	n
Concreto com bom acabamento	0,012
Asfalto suave (textura lisa)	0,013
Asfalto (textura áspera)	0,016
Concreto ou argamassa de cimento acabado com espalhadeira	0,014
Concreto ou argamassa de cimento alisado manualmente	0,016
Concreto ou argamassa de cimento com acabamento áspero	0,020
Paralelepípedos argamassados	0,020
Argila compactada	0,030
Pouca vegetação	0,020
Vegetação densa	0,350
Vegetação densa e floresta	0,400

Fonte: Teixeira, 2014.

Após ser realizado o cálculo da capacidade teórica das sarjetas essa vazão é multiplicada por um fator de redução, conforme mostra a Tabela 05. Este fator de redução é uma margem de segurança que leva em consideração a obstrução das sarjetas.

Tabela 05 - Fator de redução das sarjetas

Declividade da sarjeta	Fator de redução
0,4	0,50
1,0 a 3,0	0,80
5,0	0,50
6,0	0,40
8,0	0,27
10,0	0,20

Fonte: Negrão e Gemaque, 2010.

### 3.6.7 Capacidade hidráulica da boca de lobo

De acordo com Netto (1998), a capacidade hidráulica das bocas de lobo deve ser considerada como a de um vertedor de parede espessa, conforme a equação a seguir:

$$Q = 1,71 \times L \times H^{3/2}$$

Onde:

Q = vazão escoada, em m<sup>3</sup>/s;

L = comprimento da abertura, em m;

H = altura da lâmina d'água próxima a abertura da guia, em m.

A Tabela 06 classifica a porcentagem do fator de redução em relação a localização da boca de lobo na sarjeta e o tipo de boca de lobo.

Tabela 06 - Fator de redução do escoamento para bocas de lobo

Localização na sarjeta	Tipos de boca de lobo	% permitida sobre o valor teórico
Ponto baixo	Guia	80
	Grelha	50
	Combinada	65
Ponto intermediário	Guia	80
	Grelha longitudinal	60
		60
	Grelha transversal ou longitudinal com barras transversais combinadas	110% dos valores indicados para grelha correspondente

Fonte: Negrão e Gemaque, 2010.

Segundo Tomaz (2012), as bocas de lobo com grelha funcionam como um vertedouro de soleira livre para profundidades de lâmina de água de até 13 cm, a desvantagem é o entupimento dessas grelhas devido ao acúmulo de sedimentos.

Para o cálculo da boca de lobo com grelha é utilizado à equação abaixo:

$$Q = 1,66 \times P \times y^{1,5}$$

Onde:

Q = vazão de engolimento, em m<sup>3</sup>/s;

P = Perímetro da boca de lobo, em m;

y = altura da lâmina d'água próxima à abertura da guia, em m.

### 3.6.8 Poço de visita

De acordo com Negrão e Gemaque (2010), os poços de visita devem ser locados em pontos onde há mudanças de declividade, direção, diâmetro e em encontro de duas ou mais vias públicas.

Segundo SABESP (2006), deverá utilizar-se poço de visita no encontro de dois trechos, na necessidade do tubo de queda, em profundidades maior ou igual a 1,60 m e a jusante de ligações prediais.

De acordo com a ABNT NBR 9649 (1986), os poços de visita deverão ter dimensões:

- Tampão: diâmetro mínimo de 0,60 m. Dimensão útil para o operador fazer as manutenções;
- Câmara: dimensão em planta 0,80 m.

Segundo Botelho (2011), as dimensões de um poço de visita varia de acordo com o diâmetro da galeria como mostra a Tabela 07 a seguir:

Variação de dimensão	
D (mm)	A (m)
	1,20 mínimo
600	1,40
700	1,50
800	1,60
900	1,70
1000	1,80
1200	2,00
1500	2,30

Fonte: Botelho, 2011.

### 3.6.9 Galeria

Em aspectos normativos para seu dimensionamento, Netto (1998), menciona que as galerias devem estar locadas no eixo ou em terços da via pública, ter recobrimento mínimo de 1,00 m e diâmetro não deve ser inferior a 300 mm.

Segundo Netto (1998), o cálculo de galeria depende do coeficiente de rugosidade de Manning e do tipo de seção adotada, conforme Tabela 08.



Tabela 08 - Seções da galeria

Forma ou seção	Altura de água	Área molhada	Perímetro molhado	Raio hidráulico	Observações
Condutores fechados					
Circular*	D	3,14 r <sup>2</sup>	6,28 r	0,500 r	D = diâmetro
Circular	0,75 D	2,53 r <sup>2</sup>	4,19 r	0,603 r	r = raio
Circular	0,67 D	2,24 r <sup>2</sup>	3,84 r	0,583 r	
Circular	0,50 D	1,57 r <sup>2</sup>	3,14 r	0,500 r	
Circular	0,25 D	0,614 r <sup>2</sup>	2,09 r	0,293 r	
Quadrada*	a	a <sup>2</sup>	4a	a/4	a = lado
Retangular	a	ab	2(a+b)	$\frac{ab}{2(a+b)}$	b = base
Triangular 90° *	H	H <sup>2</sup>	2,83 H	$\frac{H}{2,83}$	H = altura

\* Condutores a seção plena

Fonte: Netto, 1998.

Segundo Netto (1998), definida as vazões de cada trecho da galeria de acordo com o método racional, utiliza-se a equação da vazão de projeto para determinação do diâmetro.

A vazão de projeto é determinada de acordo com Netto (1998) pela equação abaixo.

$$Q_p = \frac{\pi * d^2}{4 * n} * \left(\frac{d}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}}$$

Onde:

Q<sub>p</sub> = vazão de projeto, em m<sup>3</sup>/s;

d = diâmetro da tubulação, em m;

n = coeficiente de rugosidade do material;

I = declividade do canal, m/m.

Adotando-se para os cálculos o diâmetro mínimo de 300 mm para todos trechos de galeria é preciso fazer análise, se Q<sub>p</sub> < Q aumenta-se o diâmetro, caso contrário permanece o diâmetro mínimo para tubulação.

A velocidade de projeto é determinada de acordo com Netto (1998) pela equação abaixo.

$$V_p = \frac{1}{n} \times \left(\frac{d}{4}\right)^{2/3} \times I^{1/2}$$

Onde:

$V_p$  = velocidade de projeto, em m<sup>3</sup>/s;

$d$  = diâmetro da tubulação, em m;

$n$  = coeficiente de rugosidade do material;

$I$  = declividade do canal, m/m.

A velocidade de projeto é igualada com as relações baseadas na equação de Manning, onde estabelecido um  $y/D$ , tem-se um valor para  $v/v_p$ , através dessa correlação determina-se a velocidade que por parâmetros segundo Netto (1998), não poderá ser inferior a 0,75 m/s para não haja o acúmulo de sedimentos e que não seja superior a 5,0 m/s para que não haja o desgaste do material.

### 3.7 Captação de águas pluviais para minimizar picos de alagamento

Segundo Netto (1998), toda água precipitada sobre uma superfície de solo, apenas uma parcela escoar superficialmente o que ocasiona as enxurradas, os córregos, os rios e lagos. O restante do escoamento superficial é infiltrado em camadas de cobertura vegetal ou evaporado.

A Tabela 09 apresenta alguns valores usados para determinação do coeficiente de escoamento superficial.

Tabela 09: Valores usuais de C

Natureza da bacia	C
Telhados	0,70 - 0,95
Superfícies asfaltadas	0,85 - 0,90
Superfícies pavimentadas e paralelepípedos	0,75 - 0,85
Estradas macadamizadas	0,25 - 0,60
Estradas não pavimentadas	0,15 - 0,30
Terrenos descampados	0,10 - 0,30
Parques, jardins, campinas	0,05 - 0,20

Fonte: Netto (1998).

A vazão de projeto segundo Netto (1998), é estimada pela equação do método racional, considerando que o coeficiente de escoamento superficial seja igual a 1.

$$Q = \frac{I * S}{60}$$

Onde:

Q = Vazão em l/min;

I = Intensidade em mm/h;

S = Área de contribuição em m<sup>2</sup>.

Segundo Tomaz (2010), o aproveitamento de águas pluviais deve ser usado para fins não potável como regas de jardim, descargas em bacia sanitárias, lavagem de veículos, usos industriais e uso em reservatórios de incêndio.

Ainda de acordo com Tomaz (2009), existe uma maneira de estimar o consumo de água usando parâmetros de engenharia. A dificuldade de aplicação deste parâmetros é a quantidade de informações nem sempre disponíveis.

A Tabela 10 apresenta os parâmetros para estimativa da demanda de água.

Tabela 10: Parâmetros de engenharia para estimativas da demanda residencial de água

Uso interno	Unidades	Parâmetros		
		Inferior	Superior	Mais provável
Gasto mensal	m <sup>3</sup> /pessoa/mês	3	5	4
Número de pessoas na casa	pessoa	2	5	3,5
Descarga na bacia	Descarga/pessoa/dia	4	6	5
Volume de descarga	Litros/descarga	6,8	18	9
Vazamento bacia sanitária	Porcentagem	0	30	9
Frequência de banho	Banho/pessoa/dia	0	1	1
Duração do banho	Minutos	5	15	7,3
Vazão dos chuveiros	Litros/segundo	0,08	0,3	0,15
Uso da banheira	Banho/pessoa/dia	0	0,2	0,1
Volume de água	Litros/banho	113	189	113
Máquina de lavar pratos	Carga/pessoa/dia	0,1	0,3	0,1
Volume de água	Litro/ciclo	18	70	18
Máquina de lavar roupa	Carga/pessoa/dia	0,2	0,37	0,37
Volume de água	Litro/ciclo	108	189	108
Torneira da cozinha	Minutos/pessoa/dia	0,5	4	4
Vazão da torneira	Litros/segundo	0,126	0,189	0,15
Torneira de banheiro	Minutos/pessoa/dia	0,5	4	4
Vazão da torneira	Litros/segundo	0,126	0,189	0,15

Fonte: Tomaz (2009).

Tabela 11: Estimativa de demanda residencial de água potável para uso externo

Uso externo	Unidades	Valores
Casas com piscina	Porcentagem	0,1
Gramado ou jardim	Litros/dia/m <sup>2</sup>	2
Lavagem de carros	Litros/lavagem/carro	150
Lavagem de carros: frequência	Lavagem/mês	4
Mangueira de jardim 1/2"x20 m	Litros/dia	50
Manutenção de piscina	Litros/dia/m <sup>2</sup>	3
Perdas por evaporação em piscina	Litros/dia/m <sup>2</sup>	5,75
Reenchimento de piscinas	Anos	10
Tamanho da casa	m <sup>2</sup>	30 a 450
Tamanho do lote	m <sup>2</sup>	125 a 750

Fonte: Tomaz (2009).

Estas tabelas são usada nos Estados Unidos. Segundo Tomaz (2009), no Brasil não há parâmetros de engenharia para esta estimativa de demanda.

### 3.7.1 Dimensionamento dos reservatórios de água de chuva

Segundo Tomaz (2012), existem vários métodos para o pré-dimensionamento de um reservatório, portanto a decisão final do dimensionamento dos reservatórios é feito pelo projetista, levando-se em conta custos, casos de falta de água, entre outros.

Ainda em continuidade com o autor, para fazer um pré-dimensionamento dos reservatórios utiliza-se 80% da água coletada, o restante são perdidos por conta de descarte dos primeiros minutos de chuva chamado de first flush, dos respingos, evaporação e pela interceptação dos telhados.

A NBR 15.527/2007, determina vários métodos para o dimensionamento dos reservatórios como o método de Rippl, método da simulação, método de Azevedo Netto, método prático alemão, método prático inglês e o método prático australiano.

De acordo com Tomaz (2012), alguns desses métodos são aplicáveis em seus países de origem, pois quando extrapolamos e utilizamos estes métodos podemos ter problemas.

#### 3.7.1.1 Método prático Azevedo Netto

$$V = 0,042 \times P \times A \times T$$

Onde:

V = Volume de água do reservatório, em litros;

P = Precipitação média anual, em mm;

A = Área de coleta, em m<sup>2</sup>;

T = Número de meses de pouca chuva ou seca.

### 3.7.1.2 Método de Rippl

De acordo com a NBR 15.527/2007, este método pode-se utilizar séries históricas mensais e diárias e é dado pela equação.

$$S(t) = D(t) - Q(t)$$

Onde:

S(t) = Volume de água no reservatório no tempo t;

Q(t) = Coeficiente de esc. superficial x precipitação da chuva (t) x área de captação;

D(t) = Demanda ou consumo no tempo t.

### 3.7.1.3 Método da simulação

Segundo a NBR 15.527/2007, para determinado mês aplica-se a equação da continuidade a um reservatório finito. Este método não leva em consideração a evaporação da água.

$$S(t) = Q(t) + S(t - 1) - D(t)$$

Sendo que:  $0 \leq S(t) \leq V$

Onde:

S(t) = Volume de água no reservatório no tempo t;

Q(t) = Coeficiente de esc. superficial x precipitação da chuva (t) x área de captação;

S(t-1) = Volume de água no reservatório no tempo t-1;

D(t) = Demanda ou consumo no tempo t.

### 3.7.1.4 Método prático alemão

De acordo a NBR 15.527/2007, este método trata-se de uma aplicação empírica, onde é utilizado o menor valor do volume do reservatório; 6% do volume anual de consumo ou 6% do volume anual de precipitação aproveitável.

V adotado = mínimo de (volume anual precipitado aproveitável e volume anual de consumo) x 0,06 (6%)

V adotado = min (V; D) x 0,06

Onde:

V = Valor numérico do volume aproveitável de água de chuva anual, em litros (L);

D = Demanda anual da água não potável, em litros (L);

V adotado = Valor numérico do volume de água do reservatório, em litros (L).

### 3.7.1.5 Método prático inglês

Segundo a NBR 15.527/2007, o volume de chuva é determinado pela equação abaixo.

$$V = 0,05 \times P \times A$$

Onde:

V = Volume de água aproveitável e o volume da cisterna, em litros (L);

P = Precipitação média anual, em milímetros (mm);

A = Área da coleta em projeção, em metros quadrado (m<sup>2</sup>);

### 3.7.1.6 Método prático australiano

De acordo a NBR 15.527/2007, o volume de chuva é obtido através da equação a seguir:

$$Q = A \times C \times (P - I)$$

Onde:

Q = Volume mensal produzido pela chuva, em m<sup>3</sup>;

A = Área da coleta, em m<sup>2</sup>;

C = Coeficiente de escoamento superficial, geralmente 0,80;

P = Precipitação média mensal, em mm;

I = Intercepção da água que molha as superfícies e perdas por evaporação, geralmente 2 mm.

Ainda de acordo a NBR 15.527/2007, para que seja utilizado valores otimizados de confiança e volume do reservatório, o cálculo do volume do reservatório é feito através de tentativas.

$$V_t = V_{t-1} + Q_t - D_t$$

Onde:

$V_t$  = Volume de água que está no tanque no fim do mês t;

$V_{t-1}$  = Volume de água que está no tanque no início do mês t;

Q = Volume mensal produzido pela chuva no mês t;

$D_t$  = Demanda mensal.

Para o primeiro mês, considera-se o reservatório vazio quando:

$$(V_{t-1} + Q - D) < 0, \text{ então } V_t = 0$$

O volume do tanque escolhido será T.

Confiança:

$$Pr = \frac{Nr}{N}$$

Onde:

Pr = Falha;

Nr = Número de meses que o reservatório não atendeu a demanda, quando  $V_t=0$ ;

N = Número de meses considerado, geralmente 12 meses.

$$\text{Confiança} = (1 - Pr)$$

A NBR 15.527/2007, recomenda que os valores da confiança estejam entre 90% e 99%

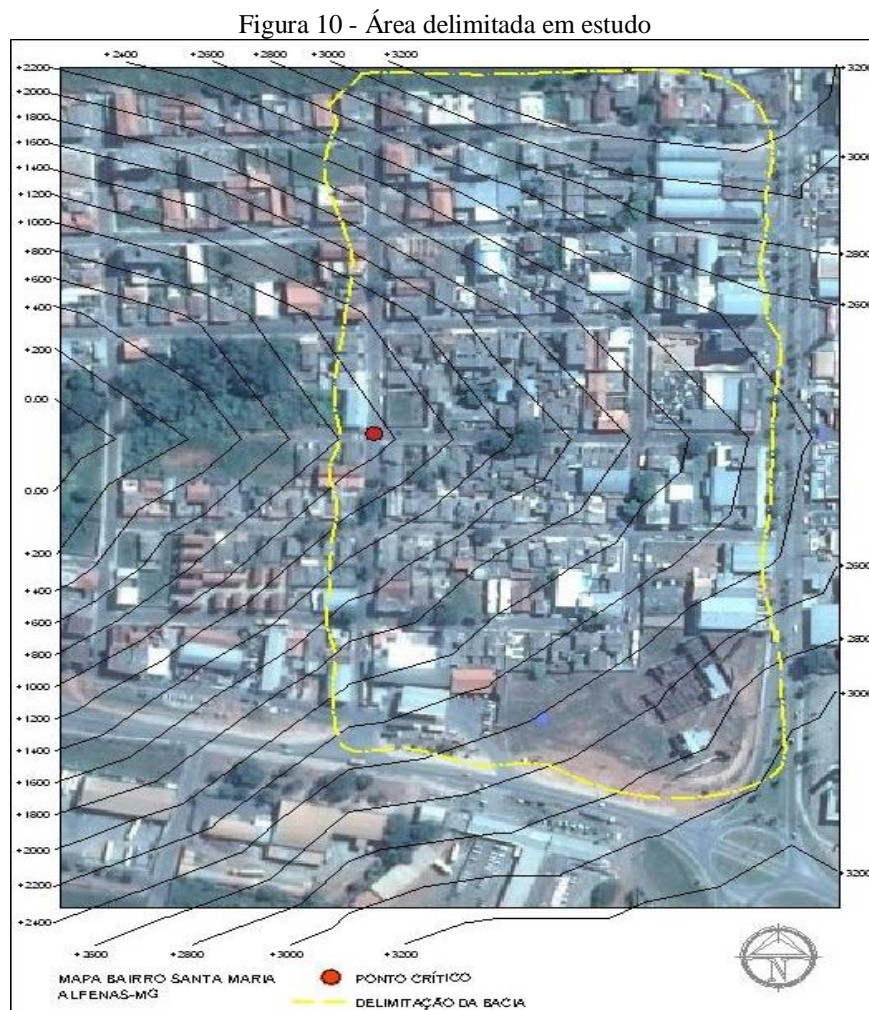
## 4 METODOLOGIA

### 4.1 Caracterização do local de estudo

A área em estudo está localizada no município de Alfenas-MG, na Rua Aimoré onde se concentra as vazões do bairro Santa Maria, as coordenadas geográficas são Latitude  $21^{\circ} 25' 45''$  e longitude  $45^{\circ} 56' 50''$ , a aproximadamente 800 metros do trevo do município, as margens da BR 491.

Os dados da área em estudo foram retirados através de medições no local, dados da prefeitura municipal e com o auxílio no software Google Earth, Auto Cad versão 2013 e Google Sketchup para gerar as curvas de níveis.

A Figura 10 representa a foto do local em estudo com a indicação do ponto crítico que seria o ponto do problema ocasionado no bairro, onde estão localizadas as bocas de lobo no qual ocorre o acúmulo de vazões e picos de alagamento neste local.



Fonte: Google Earth, adaptado pelo autor (2016).



A bacia delimitada foi separada em áreas residenciais, comerciais, pavimentação asfáltica e cobertura vegetal, como mostra a Figura 11.

Figura 11 – Distribuição das áreas



Fonte: O autor.

A área obtida através do software AutoCAD para cada área de contribuição está indicada na Tabela 12.

Tabela 12: Áreas de contribuição da bacia em estudo

Áreas de contribuição	
Tipos	Área (m <sup>2</sup> )
Residencial	42718,14
Pavimentação asfáltica	26732,83
Comercial	33241,32
Cobertura vegetal	11612,34
<b>Área Total</b>	<b>114304,63</b>

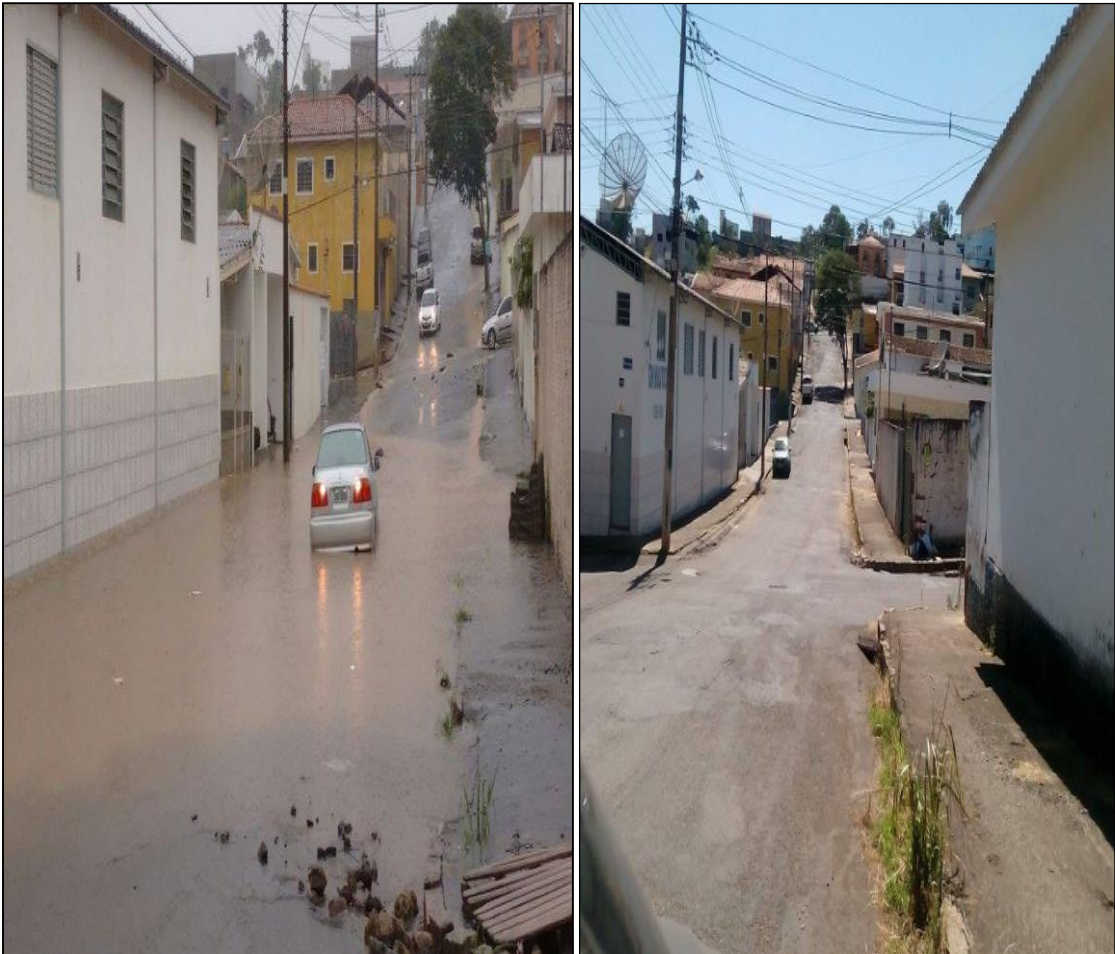
Fonte: O autor.

## 4.2 Diagnóstico do sistema de drenagem existente

Todo sistema de escoamento de água do bairro Santa Maria é feito pelas sarjetas onde está água escoar até o ponto de cota mais baixa da bacia hidrográfica localizado na Rua Aimorés no qual estão localizadas duas bocas de lobo para fazer o engolimento de toda vazão que chega neste ponto.

A Figura 12 mostra o local com picos de alagamento e em situação sem chuvas.

Figura 12 - Ineficiência nos dispositivos de microdrenagem



Fonte: O autor.

Os picos de alagamento que ocorre no local são constantes, sempre após a ocorrência de chuvas fica impossibilitada a travessia de veículos e pedestres, prejudicando os moradores que moram no local, pois algumas residências nesta rua são invadidas por esse acúmulo de água.

Outro fator agravante para este alagamento seria a obstrução das grelhas das bocas de lobo devido ao acúmulo de lixos trazidos pela chuva. Estes materiais causam o impedimento

da passagem de água para dentro das bocas de lobo, diminuindo assim sua capacidade hidráulica.

### **4.3 Método convencional**

Foi determinado método convencional pelo dimensionamento feito através dos cálculos para bocas de lobo, galerias e poço de visita.

#### **4.3.1 Estimativa de custos – Método convencional**

Para composição da planilha de custos anexada (ANEXO C), foram pesquisados dados da TCPO 14 (Tabela para Composição de Preços para Orçamentos) e SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil), referente a Agosto de 2016.

A planilha de orçamento contém a separação dos serviços, quantidades, preço unitário e preço total para cada via pública, estimando um valor total para aplicação deste método.

Os serviços caracterizados no orçamento foram serviços preliminares como projetos, sondagens e ensaios em laboratórios e os serviços de execução como escavação mecânica, lastro de concreto, fornecimento e assentamento dos tubos de concreto, poço de visita, bocas de lobo, serviços de recobrimento de valas e revestimento asfáltico.

### **4.4 Método alternativo**

O bairro em estudo é de uso misto com edificações residenciais e comerciais contendo na área da bacia delimitada 208 lotes, desse total 193 lotes estão ocupados e 15 lotes não possuem edificações.

Para determinação de áreas de telhado foram utilizados softwares como Google Earth e Autocad, fazendo uma estimativa da área de contribuição de cada edificação.

A Figura 13 apresenta o mapeamento do local separando as edificações residencial em azul, as edificações comerciais em cinza e em verde os lotes sem edificações.

Figura 13: Levantamento de áreas



Fonte: O autor

A vazão é determinada pela equação abaixo, considerando uma intensidade de chuva, já calculada através de dados obtidos pelo software Plúvio e área do telhado de cada edificação. Os valores estão na planilha em anexo. (ANEXO D).

$$Q = \frac{I * S}{60}$$

Onde:

Q = vazão em l/min;

I = intensidade em mm/h;

S = área de contribuição em m<sup>2</sup>;

A vazão de escoamento é subtraída da vazão de captação de cada edificação resultando em uma vazão que será a nova vazão para ambos lados da via pública, se esta nova vazão for maior que a vazão de escoamento não será preciso aplicação de galerias e bocas de lobo no trecho, pois a sarjeta suporta toda vazão, caso contrário é necessário a utilização de galerias. (ANEXO E).

Para o dimensionamento desse método foram calculado 12 bocas de lobo, com trechos de galeria e 9 poço de visita, tornando esse método mais viável que o método convencional.

#### **4.4.1 Estimativa de custos – Método alternativo**

Para determinação dos custos para o método alternativo foi feito pesquisas nos mesmos materiais usadas para orçamento do método convencional e listado os mesmos materiais, porém alterado as quantidades desses materiais.

A planilha detalhada de cada serviço e material está no (ANEXO F) deste trabalho.

## 5 RESULTADOS

### 5.1 Método Racional

Para determinação da vazão da bacia delimitada utiliza-se a equação abaixo, onde relaciona os coeficientes de *runoff*, intensidade média de precipitação e área de bacia delimitada em estudo.

$$Q = \frac{C * I * A}{1000 * 3600}$$

Onde:

Q = Vazão de pico, em m<sup>3</sup>/s;

C = Coeficiente de escoamento superficial ou coeficiente de “*runoff*”;

I = Intensidade média de precipitação sobre uma bacia hidrográfica, em mm/h;

A = Área da bacia hidrográfica, em m<sup>2</sup>.

- Coeficiente de escoamento superficial

Para o cálculo do C médio, foram obtidos os dados de acordo com a Tabela 03: Coeficiente de escoamento superficial ou coeficiente de “*Runoff*” e Tabela 12: Áreas de contribuição do local de estudo.

$$C_m = \frac{\sum A_i \cdot C_i}{A_t}$$

$$C_m = \frac{42718,14 \times 0,50 + 26732,83 \times 0,825 + 33241,32 \times 0,85}{114304,63}$$

$$C_m = 0,63$$

- Duração da chuva

Para o cálculo da duração de chuva utiliza-se a equação a seguir, onde o tempo de duração da chuva (*t<sub>c</sub>*) é igual à soma entre o tempo gasto para que uma gota leva pra percorrer do ponto mais distante de uma bacia até o ponto em estudo (*t<sub>a</sub>*), e o tempo que uma gota leva

para percorrer um caminho de maior extensão ( $t_s$ ). O tempo de concentração é dado em minutos.

$$t_c = t_a + t_s$$

$$t_s = \frac{16 \cdot L}{(1,05 - 0,2 p)(100 * I_m)^{0,04}}$$

A declividade média é calculada pela diferença de cotas altimétricas do ponto mais distante da bacia até o local de estudo em relação ao comprimento total.

$$i_m = \frac{\Delta h}{l}$$

$$i_m = \frac{25 - 9,5}{238,64}$$

$$i_m = 0,060 \text{ m/m}$$

$$t_s = \frac{16 \times 0,257 \text{ Km}}{((1,05 - 0,2 \times 0) \times (100 \times 0,060^{0,04}))} = 0,0439 \text{ min}$$

$$t_c = 10 \text{ min} + 0,0439 \text{ min} = 10,04 \text{ min}$$

- Intensidade de chuva

Para o cálculo da intensidade de chuva será utilizado o tempo de retorno de 10 anos onde de acordo com a Tabela 01 na área delimitada há uma grande ocupação de comércios, estabelecendo assim o TR adotado.

Os demais parâmetros para resolução da equação abaixo se utilizou o software Plúvio 2.1 apresentando os dados referentes ao município de Alfenas – MG. Conforme mostra a Figura 14.



Figura 14 - Relatório software Plúvio 2.1



Fonte: O autor.

$$I_m = \frac{K \cdot T_r^a}{(t + b)^c}$$

$$I_m = \frac{3810,884 \cdot 10^{0,207}}{(10,04 + 20,339)^{1,075}}$$

$$I_m = 156,41 \text{ mm/h}$$

Após a obtenção de todos os dados, a vazão é calculada através do método racional.

$$Q = C \times I \times A$$

$$Q = 0,63 \times \left( \frac{156,41}{1000 \times 3600} \right) \times 114304,63$$

$$Q = 3,13 \text{ m}^3/\text{s}$$



## 5.2 Capacidade hidráulica da boca de lobo

As bocas de lobo como já descrito anteriormente tem como função captar as águas que escoam pelas sarjetas e transportar para as galerias.

A falta de manutenção causa impacto nas bocas de lobo, pois afeta diretamente em sua capacidade hidráulica como mostra na Figura 15, barras tortas que facilitam a entrada de lixos para dentro da boca de lobo ocasionando obstrução da mesma.

Figura 15 - Bocas de lobo tipo grelha



Fonte: O autor.

As bocas de lobo do local são do tipo grelha adjacentes ao meio fio.

Para o dimensionamento da vazão de engolimento da boca de lobo 1 mostrada na Figura 15, utiliza-se a equação representada abaixo:

$$Q = 1,66 \times P \times y^{1,5}$$

Onde:

Q = vazão de engolimento, em m<sup>3</sup>/s;

P = Perímetro da boca de lobo, em m;

y = altura da lâmina d'água próxima à abertura da guia, em m.

- Cálculo do perímetro do orifício

$$P = 2a + b$$

Onde:

a = Largura da grelha;

b = Comprimento da grelha.

Para o cálculo do perímetro da boca de lobo multiplica-se a largura da grelha por dois e soma-se o comprimento da grelha.

$$P = 2 \times 0,75 + 0,80$$

$$P = 2,30 \text{ m}$$

$$Q = 1,66 \times 2,30 \times 0,15^{1,5}$$

$$Q = 0,221 \text{ m}^3/\text{s}$$

Após a obtenção da vazão da boca de lobo calculada, aplica-se o fator de correção obtido na Tabela 05. Sendo as bocas de lobo em pontos baixo e sendo do tipo grelha o fator de correção é de 50%.

$$Q = 0,221 \text{ m}^3/\text{s} \times 0,50 = 0,110 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para o dimensionamento da vazão de engolimento da boca de lobo 2 utiliza-se a equação representada abaixo:

$$P = 2 \times 0,80 + 0,80$$

$$P = 2,40 \text{ m}$$

$$Q = 1,66 \times 2,40 \times 0,15^{1,5}$$

$$Q = 0,231 \text{ m}^3/\text{s}$$

É utilizado o mesmo fator de correção de 50% para o cálculo da vazão.

$$Q = 0,231 \text{ m}^3/\text{s} \times 0,50 = 0,115 \text{ m}^3/\text{s}$$

Com a determinação da vazão da bacia através do método racional tem-se uma vazão de 3,13 m<sup>3</sup>/s e tem-se a vazão da boca de lobo 1 de 0,110 m<sup>3</sup>/s e boca de lobo 2 com vazão de 0,115 m<sup>3</sup>/s dimensionadas acima, logo as vazões das bocas de lobo neste local de análise não suportará toda vazão onde acarretará em um alagamento nesta área.

### **5.3 Adequação do sistema de microdrenagem**

#### **5.3.1 Método convencional**

##### **5.3.1.1 Sub-bacias**

Com o levantamento topográfico do bairro contendo as curvas de níveis, foi feito a separação das áreas de contribuição determinadas como sub-bacias, para separar as áreas da margem direita e esquerda das vias públicas.

Com a determinação das áreas de cada margem foi possível calcular a vazão através do método racional, pois o coeficiente de escoamento superficial e a intensidade de chuva já foram calculados anteriormente, aplica então as áreas encontradas para obtenção da vazão da margem direita e margem esquerda.

$$Q = C \times I \times A$$

$$Q = 0,63 \times \left( \frac{156,41}{1000 \times 3600} \right) \times A$$

$$Q = 2,74 \times 10^{-5} \times A \text{ m}^3/\text{s}$$

As vazões de todas as ruas estão determinadas no ANEXO A.

##### **5.3.1.2 Capacidade teóricas das sarjetas**

O bairro Santa Maria possui uma altura média do meio fio de 15 cm, seção transversal da sarjeta de 5%, seção transversal da via pública de 2% e largura da sarjeta de 50 cm, com a

utilização do coeficiente do material concreto de 0,016 e com o auxílio do projeto topográfico da área em estudo através da equação de Manning, mencionada anteriormente foram calculadas as vazões teórica nas sarjetas de cada margem separada.

$$q_s = 0,375 * \left( \frac{z_1}{n} * y_0^{8/3} - \frac{z_1}{n} * y_1^{8/3} + \frac{z_2}{n} * y_1^{8/3} \right) * i^{1/2}$$

$$z_1 = \frac{1}{i \text{ transv. sarjeta}} = \frac{1}{0,05} = 20 \text{ m}$$

$$z_2 = \frac{1}{i \text{ transv. rua}} = \frac{1}{0,02} = 50 \text{ m}$$

$$y_0 = 0,8 \times h \text{ (meio fio)} = y_0 = 0,8 \times 0,15 = 0,12 \text{ m}$$

$$y_1 = (i \text{ transv. sarjeta} \times \text{largura sarjeta}) - y_0 = (0,05 \times 0,5) - 0,12 = 0,095 \text{ m}$$

$$n = 0,016 \text{ (coeficiente de rugosidade do concreto)}$$

$$q_s = 0,375 * \left( \frac{20}{0,016} * 0,12^{8/3} - \frac{20}{0,016} * 0,095^{8/3} + \frac{50}{0,016} * 0,095^{8/3} \right) * i^{1/2}$$

$$q_s = 2,9634 * i^{1/2}$$

Para cada trecho de rua considerando margem direita e margem esquerda tem-se uma vazão da capacidade das sarjetas (ANEXO A).

Aplicando um fator de redução têm-se uma vazão real das sarjetas, e com esses dados estabelecidos subtraindo esta vazão real das sarjetas da vazão de escoamento da bacia da margem direita e esquerda resulta-se nas vazões excedente.

### 5.3.1.3 Dimensionamento de bocas de lobo

Para determinação dos trechos que será preciso adotar bocas de lobo foi feito uma análise entre a vazão de escoamento da bacia e a vazão real que a sarjeta suporta. Se a vazão de escoamento da bacia for maior do que a vazão que a sarjeta suporta será necessário a aplicação de bocas de lobo, caso contrário não se aplica as bocas de lobo.

Adotando um comprimento de boca de lobo de 1,00 m e considerando a altura de lâmina d'água de 0,13 m, têm-se uma vazão teórica das bocas de lobo de 0,080 m<sup>3</sup>/s para que esta vazão seja referência para as vazões calculadas.

Os parâmetros adotadas para as bocas de lobo servem para se fazer uma análise se todos bocas de lobo que foram calculadas suportara uma vazão até 0,080 m<sup>3</sup>/s caso não suportasse seria preciso o redimensionamento dessas bocas de lobo, aumentando seu comprimento.

Após o cálculo estabelecido as locações das bocas de lobo no bairro Santa Maria foram feitas de acordo com a planilha em anexo (ANEXO A).

De acordo com Netto (1998), a capacidade hidráulica das bocas de lobo deve ser considerada como a de um vertedor de parede espessa, conforme a equação a seguir:

$$Q = 1,7 \times L \times H^{3/2}$$

$$Q = 1,7 \times 1,00 \times 0,13^{3/2}$$

$$Q = 0,080 \text{ m}^3/\text{s}$$

Feitos os cálculos das bocas de lobo na área em estudo, constatou que para solução do problema será necessário a implantação de 30 bocas de lobo com 1,00 m de comprimento, do tipo guia, sem depressão, constituída de uma abertura vertical na sarjeta no qual é a entrada de águas pluviais.

#### **5.3.1.4 Poço de visita**

A dimensão do poço de visita para o projeto foi determinado em função do diâmetro conforme mostra a Tabela 07.

Para o trabalho em estudo foram projetados 12 poços de visita em pontos onde há mudança de direção do fluido, mudança de declividade e encontro de duas ou mais ruas.

#### **5.3.1.5 Dimensionamento das galerias**

Após a determinação dos trechos que vão precisar de bocas de lobo e poço de visita foram traçado as redes de galerias para o dimensionamento.

A Figura 16 apresenta a indicação dos trechos com galerias com indicação dos diâmetros, a localização das bocas de lobo, poços de visita (PV), direção do escoamentos dos fluidos e nome das ruas.

Figura 16 – Traçado das redes de galerias



Fonte: O autor

Foram dimensionadas galerias do tipo circulares parcialmente cheias com  $y/D = 0,75$  com coeficiente de rugosidade do tubo de concreto de 0,016, e adotando-se um diâmetro mínimo de 300 mm para obtenção da vazão de projeto ( $Q_p$ ), alterando os valores dependendo da declividade de cada trecho.

$$Q_p = \frac{\pi * d^2}{4 * n} * \left(\frac{d}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_p = \frac{\pi * 0,30^2}{4 * 0,016} * \left(\frac{0,30}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * I^{1/2}$$

$$Q_p = 0,7855 * I^{1/2}$$

Após o cálculo da vazão de projeto ( $Q_p$ ), foi feita a verificação de cada trecho onde se  $Q_p < Q$  deverá aumentar o diâmetro ou a declividade, caso contrário verificação atendida.

As velocidades foram seguidas conforme equação da Netto (1998), verificando os limites de velocidade máxima de 3,5 m/s e velocidade mínima de 0,75 m/s.

$$V_p = \frac{1}{n} \times \left(\frac{d}{4}\right)^{2/3} \times I^{1/2}$$

Onde:

$V_p$  = velocidade a seção plena, em m/s;

$n$  = coeficiente de rugosidade do material;

$d$  = diâmetro da tubulação, em m;

$I$  = declividade do canal, m/m.

Com o diâmetro estabelecido após a verificação das vazões a velocidade de projeto ( $V_p$ ) é determinada em função do coeficiente de rugosidade do material, do diâmetro da tubulação e da declividade do trecho. Após a obtenção de  $V_p$  é utilizado as relações baseadas na equação de Manning (ANEXO G), que para  $y/D=0,75$ ,  $V/V_p = 1,1335$ , resultando em uma velocidade real ( $V$ ), esta velocidade é verificada para atender a velocidade mínima e máxima.

Os cálculos estabelecidos para os diâmetros da galeria, vazões, velocidades e as verificações em cada trecho está na planilha em anexo (ANEXO B).

### 5.3.1.6 Custo - método convencional

O orçamento realizado em consultas na TCPO 14 e SINAPI 08/16, resultou em um total para aplicação deste método conforme os cálculos estabelecidos do sistema de microdrenagem de R\$ 778.713,13.

A Tabela 13 apresenta o resumo de custos referente a cada rua que será implantada galerias, poço de visita e bocas de lobo. A planilha que apresenta o custo detalhado de cada material está apresentada no (ANEXO C).

Tabela 13: Custos resumo – Método convencional

DESCRIÇÃO	R\$
Serviços preliminares	106.039,65
Rua Tupinambás	101.361,11
Rua Tapiranas	140.832,99
Rua Tamarés	96.459,92
Av. José Paulino da Costa	42.642,55
Rua Alterosa	42.783,18
Rua Aimorés	248.593,74
<b>TOTAL OBRA</b>	<b>778.713,13</b>

Fonte: O autor.

### 5.3.2 Método alternativo

#### 5.3.2.1 Estimativa de vazão para as edificações

A vazão para cada edificação do bairro Santa Maria é determinada pela relação da intensidade de chuva de 156,41 mm/h, já calculada através de dados obtidos pelo software Plúvio e área do telhado de cada edificação. Os valores estão na planilha em anexo. (ANEXO D).

$$Q = \frac{I * S}{60}$$

$$Q = \frac{156,41 * S}{60}$$

$$Q = \frac{156,41 * S}{60}$$

$$Q = 2,6068 * S \text{ (l/min)}$$

A vazão de captação calculada é subtraída da vazão de escoamento calculada através do método racional, com isso tem-se uma nova vazão de projeto que seria o volume de água que percorre nas vias pública à partir dessa nova vazão é dimensionado os demais elementos do sistema de microdrenagem.

#### 5.3.2.2 Bocas de lobo

Com o dimensionamento das vazões teórica das sarjetas dimensionada no sistema convencional é feito a análise sobre dá vazão que a sarjeta não suporta terá que ser captada por uma boca de lobo.

Adotando os mesmos parâmetros geométricos das bocas de lobo do método convencional, resultou-se em uma vazão limite de 0,080 m<sup>3</sup>/s.

Feitos os cálculos das bocas de lobo na área em estudo, constatou que para aplicação do método alternativo será preciso fazer a implantação de 12 bocas de lobo com 1,00 m de comprimento, do tipo guia, sem depressão, constituída de uma abertura vertical na sarjeta no qual é a entrada de águas pluviais.



### 5.3.2.3 Poço de visita

A dimensão do poço de visita para o projeto foi determinado em função do diâmetro conforme mostra a Tabela 06.

Para o método em estudo foram projetados 9 poços de visita em pontos onde há mudança de direção do fluido, mudança de declividade e encontro de duas ou mais ruas.

### 5.3.2.4 Galerias

O dimensionamento das galerias para o método alternativo utilizou-se o mesmo procedimento de cálculo utilizado para o método racional, alterando valores diâmetro das galerias e foi feita a verificação das velocidades na tubulação (ANEXO E).

Toda água escoada dentro da bacia de contribuição são direcionadas para um trecho de galeria existente ao final da Rua Marajás que fará ligação para um sistema de macrodrenagem.

### 5.3.2.5 Reservatório – Método prático Azevedo Netto

Para se fazer uma estimativa do volume a ser reservado por cada edificação para implantação do método alternativo, através do método de Azevedo Netto.

Os dados para determinação do volume foram de precipitação feito a média das precipitações anuais obtidas na Tabela 01 de 1371,40 mm, a área de coleta feito a médias das áreas levantadas em estudo através do software AutoCad de 150 m<sup>2</sup> e estimando 4 meses com poucas chuvas.

$$V = 0,042 \times P \times A \times T$$

$$V = 0,042 \times 1371,40 \times 150 \times 4$$

$$V \cong 35000 \text{ litros ou } V \cong \mathbf{35,0 \text{ m}^3}$$

### 5.3.2.6 Reservatório – Método de Rippl

Os dados para determinação do volume foram de precipitação feito a média das precipitações mensais obtidas na Tabela 01, a demanda constante, estimada em 7,0m<sup>3</sup>, a área

de coleta feito a médias das áreas levantadas em estudo através do software AutoCad de 150 m<sup>2</sup>, com isso tem o volume a ser reservado de 14,16 m<sup>3</sup>.

Tabela 14: Dimensionamento método de Rippl  
Aproveitamento de água de chuva demanda total

Meses	Chuva média (mm)	Demanda constante (m <sup>3</sup> )	área de captação (m <sup>2</sup> )	volume de chuva (m <sup>3</sup> )	Diferença entre a Demanda e o Volume	Diferença acumulada da coluna 6 dos valores positivos (m <sup>3</sup> )	Obs.
Janeiro	260,62	7,00	150,00	31,27	-24,27	0,00	D
Fevereiro	197,70	7,00	150,00	23,72	-16,72	0,00	D
Março	170,74	7,00	150,00	20,49	-13,49	0,00	D
Abril	68,60	7,00	150,00	8,23	-1,23	0,00	D
Mai	80,33	7,00	150,00	9,64	-2,64	0,00	D
Junho	19,83	7,00	150,00	2,38	4,62	4,62	D
Julho	20,51	7,00	150,00	2,46	4,54	9,16	D
Agosto	16,69	7,00	150,00	2,00	5,00	<b>14,16</b>	D
Setembro	74,77	7,00	150,00	8,97	-1,97	0,00	D
Outubro	101,57	7,00	150,00	12,19	-5,19	0,00	D
Novembro	149,22	7,00	150,00	17,91	-10,91	0,00	D
Dezembro	250,87	7,00	150,00	30,10	-23,10	0,00	D

Fonte: O autor

### 5.3.2.7 Reservatório – Método de simulação

Os dados para determinação do volume foram de precipitação feito a média das precipitações mensais obtidas na Tabela 01, a demanda constante, estimada em 7,0m<sup>3</sup>, a área de coleta feito a médias das áreas levantadas em estudo através do software AutoCad de 150 m<sup>2</sup>, com isso tem o volume a ser reservado fixado em 15,00 m<sup>3</sup>.

Tabela 15: Dimensionamento método de simulação  
Aproveitamento de água de chuva para demanda total

meses	Chuva média (mm)	Demanda constante (m <sup>3</sup> )	área de captação (m <sup>2</sup> )	volume de chuva (m <sup>3</sup> )	volume do reservatório fixado (m <sup>3</sup> )	Nível do res. antes (m <sup>3</sup> )	Nível do res. depois (m <sup>3</sup> )	Overflow (m <sup>3</sup> )	suprimento de água externa (m <sup>3</sup> )
Janeiro	260,62	7,00	150,00	35,18	15,00	0,00	15,00	13,18	0,00
Fevereiro	197,70	7,00	150,00	26,69	15,00	15,00	15,00	19,69	0,00
Março	170,74	7,00	150,00	23,05	15,00	15,00	15,00	16,05	0,00
Abril	68,60	7,00	150,00	9,26	15,00	15,00	15,00	2,26	0,00
Mai	80,33	7,00	150,00	10,85	15,00	15,00	15,00	3,85	0,00
Junho	19,83	7,00	150,00	2,68	15,00	15,00	10,68	0,00	0,00
Julho	20,51	7,00	150,00	2,77	15,00	10,68	6,45	0,00	0,00
Agosto	16,69	7,00	150,00	2,25	15,00	6,45	1,70	0,00	0,00
Setembro	74,77	7,00	150,00	10,09	15,00	1,70	4,79	0,00	0,00
Outubro	101,57	7,00	150,00	13,71	15,00	4,79	11,50	0,00	0,00

Novembro	149,22	7,00	150,00	20,14	15,00	11,50	15,00	9,65	0,00
Dezembro	250,87	7,00	150,00	33,87	<b>15,00</b>	15,00	15,00	26,87	0,00

Fonte: O autor

### 5.3.2.8 Reservatório – Método australiano

Os dados para determinação do volume foram de precipitação feito a média das precipitações mensais obtidas na Tabela 01, a área de captação de 150 m<sup>2</sup>, o coeficiente de runoff de 0,8, interceptação de 2 mm e a demanda constante, estimada em 7,0 m<sup>3</sup>.

Através do volume acumulado, resultou-se em um volume a ser reservado de 82,49 m<sup>3</sup> através deste método.

Tabela 16: Dimensionamento método australiano

Meses	Chuva média (mm)	área de captação (m <sup>2</sup> )	Runoff	Interceptação (mm)	volume de chuva (m <sup>3</sup> )	Demanda (m <sup>3</sup> )	Vt (m <sup>3</sup> )
Janeiro	260,62	150,00	0,8	2	31,03	7,00	24,03
Fevereiro	197,70	150,00	0,8	2	23,48	7,00	40,52
Março	170,74	150,00	0,8	2	20,25	7,00	53,77
Abril	68,60	150,00	0,8	2	7,99	7,00	54,76
Mai	80,33	150,00	0,8	2	9,40	7,00	57,16
Junho	19,83	150,00	0,8	2	2,14	7,00	52,30
Julho	20,51	150,00	0,8	2	2,22	7,00	47,52
Agosto	16,69	150,00	0,8	2	1,76	7,00	42,28
Setembro	74,77	150,00	0,8	2	8,73	7,00	44,01
Outubro	101,57	150,00	0,8	2	11,95	7,00	48,96
Novembro	149,22	150,00	0,8	2	17,67	7,00	59,63
Dezembro	250,87	150,00	0,8	2	29,86	7,00	<b>82,49</b>

Fonte: O autor.

### 5.3.2.9 Reservatório – Método prático alemão

Os dados para determinação do volume através do método prático alemão foram área de captação de 150,00 m<sup>2</sup>, precipitação média anual obtida na Tabela 01 de 1371,40 mm, a demanda de 7,0 m<sup>3</sup> multiplicada por 12 meses, tem-se a demanda anual de 84 m<sup>3</sup>, com isso o volume calculado pelo método prático alemão é de 9,9 m<sup>3</sup>.

A Tabela 17, determina o volume do reservatório obtido através dos cálculos, multiplicado por 6% do volume de chuva anual.

Tabela 17: Dimensionamento método prático alemão

Caso	Área da cobertura (m <sup>2</sup> )	Precipitação Anual (mm)	Volume de chuva anual (m <sup>3</sup> )	Demanda anual (m <sup>3</sup> )	Volume do Reservatório (m <sup>3</sup> )
1	150,00	1371,40	164,568	84	<b>9,9</b>

Fonte: O autor.

### 5.3.2.10 Reservatório – Método prático inglês

O cálculo do volume do reservatório pelo método prático inglês é obtido através da área de captação do telhado de 150,00 m<sup>2</sup>, precipitação média anual de 1371,40 mm, multiplicado por 5%, tem-se o volume do reservatório de 10,29 m<sup>3</sup>.

A Tabela 18, apresenta os dados para o cálculo do reservatório.

Tabela 18: Dimensionamento método prático inglês

Área telhado (m <sup>2</sup> )	Precipitação média anual (mm)	Volume médio mensal (m <sup>3</sup> )
150,00	1371,40	<b>10,29</b>

Fonte: O autor

### 5.3.2.11 Resultados reservatórios

O resultado final do volume do reservatório de todos os métodos utilizados é apresentado na Tabela 19.

Tabela 19: Resultado final de todos os métodos

Volume do Reservatório (m <sup>3</sup> )					
Azevedo Neto	Rippl	Simulação	Australiano	Alemão	Inglês
35,00	14,16	15,00	82,49	<b>9,90</b>	10,29

Fonte: O autor.

Para estabelecer o volume do reservatório é utilizado o método prático alemão que resultou no menor volume de reservatório 9,90 m<sup>3</sup>.

Este reservatório calculando um tempo de intensidade média de chuva de 156,41 mm/h, dividido por 1000 e multiplicando pela área média de coberturas das edificações de 150,00 m<sup>2</sup>, tem-se aproximadamente 23,5 hrs para que o reservatório atinja sua capacidade máxima.

### 5.3.2.12 Custo - método alternativo

O orçamento para este método foi feito pelos mesmos materiais do método anterior TCPO 14 e SINAPI 08/16, resultou em um total para aplicação deste método conforme os cálculos estabelecidos do sistema de microdrenagem de R\$ 426.460,27.

A Tabela 20 apresenta o resumo de custos referente a cada rua que será implantada galerias, poço de visita e bocas de lobo através do método alternativo. A planilha que apresenta o custo detalhado de cada material está apresentada no (ANEXO F).

Tabela 20: Custos resumo – Método alternativo

DESCRIÇÃO	R\$
Serviços preliminares	105.473,55
Rua Tapiranas	42.229,03
Rua Tamarés	85.459,95
Av. José Paulino da Costa	40.495,89
Rua Alterosa	88.105,49
Rua Aimorés	64.696,36
<b>TOTAL OBRA</b>	<b>426.460,27</b>

Fonte: O autor.

A estimativa de custo para implantação de um sistema de captação de águas pluviais foi determinado através de consultas na TCPO 14 e SINAPI 08/16, onde foram estimativo produtos essenciais para implantação do sistema.

Por não obter dados precisos de cada projeto, estes produtos e quantidades foram estimados, exceto as duas caixas d'água de 5000 litros que foi determinada através do método que obteve o menor volume de reservatório. Com esses dados estima-se um valor de R\$ 3990,22 para cada edificação do lote.

O bairro Santa Maria possui 193 lotes com edificações, resultando em custo de aplicação para todos os lotes de R\$ 770.112,46 aproximadamente.

Tabela 21: Custos: implantação do sistema de captação de águas pluviais

Produto	Quantidade	Valor unitário (R\$)	Valor total (R\$)
Cx d'água 5.000 litros em polietileno	2	1252,33	2504,66
Registro de gaveta	1	50,51	50,51
Bomba submersível 1/12 cv	1	399,45	399,45
Filtro de aprov. água	1	285,60	285,60
Tubulações	Obs*	150,00	150,00
Mão de obra	1	600,00	600,00
<b>Total</b>			<b>3990,22</b>

---

\* O comprimento da tubulação varia conforme cada projeto de instalação, neste estudo foi estimado um valor R\$ 150,00

---

Fonte: O autor.

Para implantação total do método alternativo considerando os custos com materiais e equipamentos de drenagem R\$ 426.460,27 e com a implantação do sistema de aproveitamento de águas pluviais R\$ 770.112,46, resulta-se em um custo final de R\$ 1.196.572,73.

## 6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

De acordo com os cálculos apresentados, foi possível fazer uma comparação entre os dois métodos de solução, para o método convencional chegando a um valor de R\$ 778.713,13 e o método alternativo através de captação de águas pluviais que estima-se um valor de R\$ 1.196.572,73, ambos apresentam soluções viáveis e com parâmetros regidos por normas para solução do problema.

O método mais econômico é o método convencional, com diferença de custo de R\$ 417.859,6 do método alternativo. O método convencional possui maior número de bocas de lobo, poço de visita e maiores comprimentos de galerias, portanto seu custo ainda é menor que comparado ao método alternativo, pois o método alternativo além de custos com o sistema de microdrenagem urbana, tem o custo com a implantação do sistema de aproveitamento de águas pluviais para 193 lotes o que torna o método inviável economicamente.

Portanto, se tratando apenas do sistema de drenagem urbana o método alternativo como foi determinado na estimativa de custo obtém o menor custo, pois a vazão nas vias públicas são menores, com isso para novos loteamentos e com parcerias com a prefeitura municipal se houvesse uma lei determinando que cada nova edificação precisa-se de um sistema de aproveitamento de águas pluviais para o projeto ser aprovado, o sistema de drenagem urbana teria o custo de implantação menor para o município.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANA, Agência Nacional de Águas. **Hidroweb**. Disponível <<http://hidroweb.ana.gov.br/default.asp>> Acesso em: 10 Abril 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9649/1986. Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro – RJ, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15527/2007. Águas de chuva – Aproveitamento de coberturas em áreas urbanas para fins não potáveis**. Rio de Janeiro – RJ, 2007.
- AUTOCAD**, Autodesk - Software. Disponível para compra em < <http://www.autodesk.com.br/products/autocad/overview>> Acesso em 10 Abril de 2016.
- BIDONE, F. R., TUCCI, C.E.M. **Drenagem Urbana**. Editora da Universidade. 428p, PP 77-105. Porto Alegre, 1995.
- BOTELHO, Manoel Henrique Campos. **Águas de chuva: Engenharia das águas pluviais nas cidades**, 3º Ed. São Paulo: Blucher, 2011.
- BRANDÃO, Viviane dos Santos. **Infiltração de água em solos sujeitos a encrostamentos**. Universidade Federal de Viçosa (UFV), Viçosa, 2003.
- CANHOLI, Aluísio Pardo. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. 2. Ed, São Paulo, 2014.
- DAEE/CETESB – Departamento de Águas e Energia Elétrica/ Companhia Ambiental do Estado de São Paulo. **Drenagem urbana**. 2ºed, São Paulo, 1980.
- DNIT, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **Manual de hidrologia básica para estruturas de drenagem**, 2º Ed, 133 p. Rio de Janeiro, 2005.
- GOOGLE EARTH** – Software. Disponível em <<https://www.google.com/earth/>>. Acesso em 10 de Abril de 2016.
- GOOGLE SKETCHUP** – Software. Disponível em < <https://www.sketchup.com/pt-BR/buy/sketchup-pro>>. Acesso em 10 de Abril de 2016.
- HAFNER, Ana Vreni. **Conservação e reuso de água em edificações: Experiências nacionais e internacionais**. 161p, Dissertação, Universidade Federal do Rio de Janeiro UFRJ. Rio de Janeiro - RJ, 2007.
- INOUYE, K. P; SOUZA, U.E.L. **A utilização de indicadores físicos na discussão dos custos de urbanização de conjuntos habitacionais horizontais**. Ambiente Construído, Porto Alegre, v.4, n.1, p. 79-91, 2004.
- JABÔR, Engº Marcos Augusto. **Drenagem de rodovias: Estudos hidrológicos e Projeto de Drenagem**, 2013.



KLEINDIENST, Thiago Urbano Silva Von Gusseck. **Tecnologias de captação e aproveitamento de água de chuva para residências uni familiares**. 65 f. Guaratinguetá, 2014.

LICCO, E.A; DOWELL, S.F.M. **Alagamentos, Enchentes Enxurradas e Inundações: Digressões sobre seus impactos sócio econômicos e governança**. Centro Universitário Senac, São Paulo-SP, 2015.

LIMA, José Geraldo de Araújo. **Investigações experimentais da eficiência hidráulica em bocas de lobo em greide contínuo**. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

MAY, Simone. **Estudo da Viabilidade do Aproveitamento de Água de Chuva para Consumo Não Potável em Edificações**. Dissertação (Mestrado). Curso de Pós-Graduação em Engenharia da Construção Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2004.

NEGRÃO, J.B.A; GEMAQUE, V.H.M. **Levantamento de dispositivos de drenagem de vias urbanas com funcionamento comprometido: Estudo de caso (Belém/PA)**. Universidade da Amazônia – UNAMA, Belém-PA, 2010.

NETTO, J.M.A; et al. **Manual de hidráulica**. 8ªed. Editora Blucher, São Paulo-SP, 1998.

RIGHETO, A.M. **PROSAB: Manual de águas pluviais urbana: Manejo de águas pluviais urbanas**. ABES, 396p, Rio de Janeiro-RJ, 2009.

SABESP, Norma técnica NTS 025: **Projeto de redes coletoras de esgoto**. São Paulo-SP, 2006.

SEMASA, Serviço Municipal de Saneamento Ambiental de Santo André, disponível em <http://www.semasa.sp.gov.br>, acessado em 22/04/2016.

SMDU - Secretário Municipal de Desenvolvimento Urbana do estado de São Paulo. Manual de drenagem e manejo das águas pluviais. v.3, 130p, pp 34-72. São Paulo-SP, 2012. Disponível em <<http://www.habisp.inf.br/theke/documentos/outros/manuais-de-drenagem/volume3/index.html>>. Acesso em 19 de Maio de 2016.

SILVA, Daniel Freitas Reis. **Aproveitamento de água de chuva através de um sistema de coleta com cobertura verde: Avaliação de qualidade da água drenada e potencial de economia de água potável**. Rio de Janeiro, 2014.

SILVA, Luciano Castro da Silva. **Sistemas de drenagem urbanas não convencionais**. São Paulo, 2004.

SINAPI. **Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil - Tabela de composições Agosto/2016** – Caixa Econômica Federal – 2016.

SUDEC. Superintendência de Proteção e Defesa Civil do estado da Bahia. 2015. **Inundação e Alagamento – O que fazer?** Disponível <[http://www.defesacivil.ba.gov.br/?page\\_id=218](http://www.defesacivil.ba.gov.br/?page_id=218)>. Acesso em 05 de Maio de 2016.

SUDECAP - Superintendência de Desenvolvimento da Capital. **Instrução Técnica para elaboração de estudos e projetos de drenagem urbana do município de Belo Horizonte**. Disponível <<http://portalpbh.pbh.gov.br/pbh/ecp/comunidade.do?evento=portlet&pIdPlc=ecp>>

TaxonomiaMenuPortal&app=sudecap&tax=36601&lang=pt\_BR&pg=5581&taxp=0&>.Belo Horizonte – MG, 2004. Acesso em 07 de Maio de 2016.

TCPO ESTUDANTIL, PINI. **Tabelas de Composições de Preços para Orçamentos**. Editora Pini Ltda. 14ª edição, 12/2013.

TEIXEIRA, Suzane Naiara. **Sistemas de drenagem urbana: Estudo de caso para a macrodrenagem do município de Arcos-MG**. Formiga - MG, 2014.

TOMAZ, Plínio. **Aproveitamento de Água de chuva: para áreas urbanas e fins não potáveis**. 2. ed. Navegar Editora, 180p. São Paulo, 2003.

TOMAZ, Plínio. Curso de manejo de águas pluviais. **Microdrenagem**. 2. ed. Navegar Editora, 103p. São Paulo, 2012.

TUCCI, Carlos. E. M.; BERTONI, J.C (Org.). **Inundações Urbanas na América do Sul**. Porto Alegre: ABRH, 2003.

TUCCI, Carlos E. M, MENDES, Carlos André. **Avaliação ambiental integrada de bacia hidrográfica**. Ministério do Meio Ambiente / SQA, Brasília - DF, 2006.

TUCCI, Carlos E. M. **Drenagem Urbana: Inundações Urbanas**. ABRH, v.5. Editora da Universidade, UFRGS, Porto Alegre, 1995.

TUCCI, Carlos E. M. **Impactos da variabilidade climática e do uso do solo nos recursos hídricos**. Agência Nacional da Águas: Câmara Temática sobre Recursos Hídricos – Fórum Brasileiro de Mudanças Climáticas. 2002. 150 p.

**Plúvio 2.1 - Software**. Grupo de pesquisas de recursos hídricos – GPRH. Universidade Federal de Viçosa - UFV. **Software Plúvio 2.1**. 2014. Disponível para download em < <http://www.gprh.ufv.br/?area=softwares>>. Acesso em 20 de Abril de 2016.

VIOLA, Heitor. **Gestão de águas pluviais em áreas urbanas – O estudo de caso da cidade do samba**, Rio de Janeiro, 2008.

WEIERBACHER, Leonardo. **Estudo de captação e aproveitamento de água da chuva na indústria moveleira Bento Móveis de Alvorada-RS**, Canoas-RS, 2008.



## ANEXO B

GALERIAS - MÉTODO CONVENCIONAL													
RUA	TRECHO	Im (m/m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	n	Ø min (m)	Qp (m <sup>3</sup> /s)	Verif. Ø	vp (m/s)	v/vp (y/D=0,75)	V (m/s)	V min. (m/s)	V máx. (m/s)	Verif. V 0,75<V<3,5
TUPINAMBÁS	1-2	0,0028	0,0588	0,016	0,400	0,0891	OK	0,7086	1,1335	0,8032	0,7500	3,5000	Ok
TUPINAMBÁS	2-3	0,0485	0,1849	0,016	0,400	0,3726	OK	2,9654	1,1335	3,3613	0,7500	3,5000	Ok
TUPI	6-7	0,0647	0,1688	0,016	0,300	0,1999	OK	2,8283	1,1335	3,2059	0,7500	3,5000	Ok
GUARANI	10-11	0,0711	0,1978	0,016	0,300	0,2094	OK	2,9628	1,1335	3,3583	0,7500	3,5000	Ok
MARAJÁ	14-15	0,0500	0,2149	0,016	0,400	0,3784	OK	3,0109	1,1335	3,4128	0,7500	3,5000	Ok
TAPIRANAS	18-19	0,0494	0,1829	0,016	0,400	0,3762	OK	2,9935	1,1335	3,3932	0,7500	3,5000	Ok
TAMARÉS	21-22	0,0457	0,1962	0,016	0,400	0,3619	OK	2,8800	1,1335	3,2645	0,7500	3,5000	Ok
AV. JOSÉ P. DA COSTA	13-17	0,0032	0,0469	0,016	0,400	0,0963	OK	0,7666	1,1335	0,8690	0,7500	3,5000	Ok
ALTEROSA	14-18	0,0206	0,0620	0,016	0,300	0,1127	OK	1,5943	1,1335	1,8071	0,7500	3,5000	Ok
ALTEROSA	18-21	0,0456	0,0710	0,016	0,300	0,1677	OK	2,3727	1,1335	2,6894	0,7500	3,5000	Ok
ALTEROSA	21-24	0,0455	0,0925	0,016	0,300	0,1677	OK	2,3718	1,1335	2,6884	0,7500	3,5000	Ok
AIMORÉS	15-19	0,0615	0,0382	0,016	0,300	0,1949	OK	2,7566	1,1335	3,1246	0,7500	3,5000	Ok
AIMORÉS	19-22	0,0653	0,0404	0,016	0,300	0,2007	OK	2,8398	1,1335	3,2189	0,7500	3,5000	Ok
AIMORÉS	22-25	0,0651	0,0500	0,016	0,300	0,2004	OK	2,8351	1,1335	3,2136	0,7500	3,5000	Ok
AIMORÉS	25-26	0,0627	0,0382	0,016	0,300	0,1968	OK	2,7843	1,1335	3,1561	0,7500	3,5000	Ok

## ANEXO C

QUANTITATIVOS				
DESCRIÇÃO	UNID.	QUANT.	PREÇO UNIT. (R\$)	PREÇO TOTAL (R\$)
<b>SERVIÇOS PRELIMINARES</b>				
Projetos e estudos	m <sup>2</sup>	114304,63	0,90	102.874,17
Sondagem com extração de amostras	unid.	12,00	75,09	901,08
Ensaio de laboratórios - Compactação	Ensaio	12,00	188,70	2.264,40
<b>TOTAL</b>				<b>106.039,65</b>

RUA TUPINAMBÁS				
Escavação mecânica para fundações e valas com profundidade maior que 4,0 m	m <sup>3</sup>	276,68	6,70	1.853,76
Lastro de concreto Fck = 10 Mpa	m <sup>3</sup>	6,59	263,75	1.738,11
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto simples Ø 400 mm	m	146,39	7,57	1.108,17
Poço de visita	unid.	2,00	2.015,30	4.030,60
Tampão de ferro fundido Ø 600 mm	unid.	2,00	158,74	317,48
Bocas de lobo tipo guia L = 1,00 m	unid.	4,00	598,95	2.395,80
Fornecimento de terra para reenchimento de valas	m <sup>3</sup>	276,68	7,52	2.080,63
Serviços de recobrimento e compactação	unid.	1,00	14,85	14,85
Revestimento asfáltico	m <sup>2</sup>	175,67	499,93	87.821,70
<b>TOTAL</b>				<b>101.361,11</b>

RUA TAPIRANAS				
Escavação mecânica para fundações e valas com profundidade maior que 4,0 m	m <sup>3</sup>	404,44	6,70	2.709,75
Lastro de concreto Fck = 10 Mpa	m <sup>3</sup>	9,63	263,75	2.539,91
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto simples Ø 400 mm	m	213,99	7,57	1.619,90
Poço de visita	unid.	3,00	285,68	857,04
Tampão de ferro fundido Ø 600 mm	unid.	3,00	158,74	476,22
Bocas de lobo tipo guia L = 1,00 m	unid.	2,00	598,95	1.197,90
Fornecimento de terra para reenchimento de valas	m <sup>3</sup>	404,44	7,52	3.041,39
Serviços de recobrimento e compactação	m <sup>3</sup>	1,00	14,85	14,85
Revestimento asfáltico	m <sup>2</sup>	256,79	499,93	128.376,02
<b>TOTAL</b>				<b>140.832,99</b>

RUA TAMARÉS				
Escavação mecânica para fundações e valas com profundidade maior que 4,0 m	m <sup>3</sup>	333,19	6,70	2.232,37
Lastro de concreto Fck = 10 Mpa	m <sup>3</sup>	7,57	263,75	1.996,59
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto simples Ø 400 mm	m	144,24	7,57	1.091,90
Poço de visita	unid.	2,00	285,68	571,36
Tampão de ferro fundido Ø 600 mm	unid.	2,00	158,74	317,48
Bocas de lobo tipo guia L = 1,00 m	unid.	2,00	598,95	1.197,90
Fornecimento de terra para reenchimento de valas	m <sup>3</sup>	333,19	7,52	2.505,59
Serviços de recobrimento e compactação	m <sup>3</sup>	1,00	14,85	14,85
Revestimento asfáltico	m <sup>2</sup>	173,09	499,93	86.531,88
<b>TOTAL</b>				<b>96.459,92</b>

AV. JOSÉ PAULINO DA COSTA				
Escavação mecânica para fundações e valas com profundidade maior que 4,0 m	m <sup>3</sup>	170,73	6,70	1.143,89
Lastro de concreto Fck = 10 Mpa	m <sup>3</sup>	3,71	263,75	978,51
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto simples Ø 400 mm	m	61,86	7,57	468,28
Poço de visita	unid.	1,00	285,68	285,68
Tampão de ferro fundido Ø 600 mm	unid.	1,00	158,74	158,74
Bocas de lobo tipo guia L = 1,00 m	unid.	2,00	598,95	1.197,90
Fornecimento de terra para reenchimento de valas	m <sup>3</sup>	170,73	7,52	1.283,89
Serviços de recobrimento e compactação	m <sup>3</sup>	1,00	14,85	14,85
Revestimento asfáltico	m <sup>2</sup>	74,23	499,93	37.110,80
<b>TOTAL</b>				<b>42.642,55</b>

RUA ALTEROSA				
Escavação mecânica para fundações e valas com profundidade maior que 4,0 m	m <sup>3</sup>	92,15	6,70	617,37
Lastro de concreto Fck = 10 Mpa	m <sup>3</sup>	2,30	263,75	606,63
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto simples Ø 300 mm	m	61,43	6,59	404,82
Poço de visita	unid.	0,00	0,00	0,00
Tampão de ferro fundido Ø 600 mm	unid.	0,00	0,00	0,00
Bocas de lobo tipo guia L = 1,00 m	unid.	6,00	598,95	3.593,70

Fornecimento de terra para reenchimento de valas	m <sup>3</sup>	92,15	7,52	692,97
Serviços de recobrimento e compactação	m <sup>3</sup>	1,00	14,85	14,85
Revestimento asfáltico	m <sup>2</sup>	73,72	499,93	36.852,84
<b>TOTAL</b>				<b>42.783,18</b>

RUA AIMORÉS				
Escavação mecânica para fundações e valas com profundidade maior que 4,0 m	m <sup>3</sup>	437,49	6,70	2.931,18
Lastro de concreto Fck = 10 Mpa	m <sup>3</sup>	11,51	263,75	3.035,76
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto simples Ø 300 mm	m	383,76	6,59	2.528,98
Poço de visita	unid.	4,00	285,68	1.142,72
Tampão de ferro fundido Ø 600 mm	unid.	4,00	158,74	634,96
Bocas de lobo tipo guia L = 1,00 m	unid.	8,00	598,95	4.791,60
Fornecimento de terra para reenchimento de valas	m <sup>3</sup>	437,49	7,52	3.289,92
Serviços de recobrimento e compactação	m <sup>3</sup>	1,00	14,85	14,85
Revestimento asfáltico	m <sup>2</sup>	460,51	499,93	230.223,76
<b>TOTAL</b>				<b>248.593,74</b>
<b>TOTAL GERAL</b>				<b>778.713,13</b>

## ANEXO D

RUA	TRECHO	Q.esc. (m³/s)		Vazão excedente (m³/s)			C	I (mm/h)	Área de captação telhado (m²)		Q captada (m³/s)		Q.esc. - Q.cap.		Bocas de lobo		Galeria	
		Md	Me	QS REAL	QEX MD	QEX ME			Md	Me	Md	Me	Md	Me	MD	ME	MD	ME
TUPINAMBÁS	1-2	0,033804111	0,024979185	0,001066996	-0,000569525	-0,006446557	1	156,41	766,6	698,75	0,033306641	0,030358747	0,000497471	-0,005379561			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
TUPINAMBÁS	2-3	0,088514765	0,096434507	0,074737213	0,013777552	0,021697294			1639,07	1657,26	0,071213039	0,072003344	0,017301727	0,024431164			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
TUPINAMBÁS	3-4	0,005210213	0,004781571	0,074194785	-0,068984572	-0,069413214			180,4	0	0,007837879	0	-0,002627666	0,004781571			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
TUPI	5-6	0,025376623	0,032957777	0,044121833	-0,01874521	-0,011164056			641,24	720,66	0,027860097	0,031310675	-0,002483474	0,001647102			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
TUPI	6-7	0,085197583	0,083650805	0,072910701	0,012286881	0,010740104			2027,47	973,76	0,08808794	0,042307167	-0,002890357	0,041343638			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
TUPI	7-8	0,006115396	0,006157823	0,074370416	-0,06825502	-0,068212593			237,39	112,82	0,010313936	0,004901716	-0,00419854	0,001256107			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
GUARANI	9-10	0,033148832	0,009335409	0,073312562	-0,04016373	-0,063977153			1160,2	480,92	0,050407467	0,020894638	-0,017258636	-0,011559229			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
GUARANI	10-11	0,089080266	0,108692946	0,071586686	0,01749358	0,03710626			1554,7	1662,16	0,067547396	0,072216235	0,021532869	0,036476711			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
GUARANI	11-12	0,005238132	0,005294244	0,065821255	-0,060583123	-0,060527011			122,78	149,33	0,00533445	0,006487974	-9,63181E-05	-0,00119373			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
MARAJÁ	13-14	0,0276545	0,018077672	0,074140714	-0,046486214	-0,056063041			354,95	491,36	0,015421592	0,021348227	0,012232909	-0,003270555			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
MARAJÁ	14-15	0,107928726	0,106934037	0,070171487	0,037757239	0,03676255			1425,72	1540,48	0,061943574	0,066929577	0,045985153	0,04000446			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
MARAJÁ	15-16	0,009921438	0,006851149	0,071561379	-0,06163994	-0,064710229			306,63	145,34	0,013322222	0,006314619	-0,003400784	0,00053653			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
TAPIRANAS	17-18	0,036090474	0,048149372	0,07302169	-0,036931217	-0,024872318			597,11	0	0,025942771	0	0,010147703	0,048149372			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
TAPIRANAS	18-19	0,094911817	0,088009209	0,071768756	0,023143061	0,016240453			2230,21	1701,99	0,096896429	0,073946738	-0,001984613	0,014062471			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
TAPIRANAS	19-20	0,009000926	0,008471283	0,082946143	-0,073945217	-0,07447486			249,08	87,69	0,010821834	0,003809887	-0,001820908	0,004661396			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
TAMARÉS	21-22	0,108628348	0,087596443	0,074561942	0,034066406	0,013034501			2129,5	2057,15	0,09252086	0,089377453	0,016107488	-0,00178101			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
TAMARÉS	22-23	0,012803136	0,006289754	0,066499614	-0,053696477	-0,060209859			302,92	188,59	0,013161033	0,008193712	-0,000357896	-0,001903957			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
Av. JOSÉ PAULINO DA COSTA	01-05	0,033975458	0	0,073039202	-0,039063744	-0,073039202			0	0	0	0	0,033975458	0			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
Av. JOSÉ PAULINO DA COSTA	05-09	0,033129671	0	0,071954154	-0,038824483	-0,071954154			0	0	0	0	0,033129671	0			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
Av. JOSÉ PAULINO DA COSTA	09-13	0,069511654	0	0,062324064	0,00718759	-0,062324064			952,95	0	0,04140303	0	0,028108624	0			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
Av. JOSÉ PAULINO DA COSTA	13-17	0,04686071	0	-0,001440863	0,048301573	0,001440863			1159,42	0	0,050373578	0	-0,003512869	0	1		FIM DE PROJETO	GALERIA
ALTEROSA	G-02	0,0091345	0,008654947	0,071428694	-0,062294193	-0,062773746			0	0	0	0	0,0091345	0,008654947			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
ALTEROSA	02-06	0,033903471	0,032650118	0,065507717	-0,031604247	-0,032857599			367,35	707,1	0,015960337	0,030721531	0,017943134	0,001928587			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
ALTEROSA	06-10	0,033271183	0,019265333	0,063422257	-0,030151074	-0,044156924			273,87	0	0,011898891	0	0,021372293	0,019265333			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
ALTEROSA	10-14	0,037258426	0,051223767	0,073375159	-0,036116733	-0,022151393			269,68	0	0,011716847	0	0,025541579	0,051223767			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
ALTEROSA	14-18	0,027640267	0,03438713	0	0,027640267	0,03438713			378,43	0	0,016441732	0	0,011198535	0,03438713	1	1	GALERIA	GALERIA
ALTEROSA	18-21	0,026962816	0,044084941	0	0,026962816	0,044084941			115,97	0	0,005038574	0	0,021924242	0,044084941	1	1	GALERIA	GALERIA
ALTEROSA	21-24	0,048457578	0,044084941	0	0,048457578	0,044084941			150,3	0	0,006530118	0	0,04192746	0,044084941	1	1	GALERIA	GALERIA
AIMORÉS	F-03	0,009653743	0,009265611	0,060256225	-0,050602483	-0,050990614			0	0	0	0	0,009653743	0,009265611			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
AIMORÉS	03-07	0,029231387	0,028557768	0,054463079	-0,025231692	-0,025905311			110,11	0	0,004783974	0	0,024447413	0,028557768			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO
AIMORÉS	07-11	0,024338413	0,039678363	0,061723153	-0,03738474	-0,02204479	301,65	383,77	0,013105855	0,01667374	0,011232558	0,023004622			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO		
AIMORÉS	11-15	0,028755666	0,03930118	0,072158121	-0,043402455	-0,032856941	284,48	299,13	0,012359866	0,012996368	0,0163958	0,026304812			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO		
AIMORÉS	15-19	0,022085718	0,016162745	0	0,022085718	0,016162745	272,35	146,93	0,011832851	0,0063837	0,010252867	0,009779044	1	1	GALERIA	GALERIA		
AIMORÉS	19-22	0,019003111	0,021350239	0	0,019003111	0,021350239	179,02	202,88	0,007777922	0,008814572	0,011225189	0,012535666	1	1	GALERIA	GALERIA		
AIMORÉS	22-25	0,022721563	0,027257884	0	0,022721563	0,027257884	448,15	640,28	0,019470873	0,027818387	0,003250691	-0,000560504	1		GALERIA	FIM DE PROJETO		
AIMORÉS	25-26	0,010922149	0,027257884	0	0,010922149	0,027257884	0	0	0	0	0	0			FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO		
												Total Bocas de lobo		6	6			



## ANEXO E

GALERIAS - MÉTODO ALTERNATIVO													
RUA	TRECHO	Im (m/m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	n	∅ min (m)	Qp (m <sup>3</sup> /s)	Verif. ∅	vp (m/s)	v/vp (γ/D=0,75)	V (m/s)	V min. (m/s)	V máx. (m/s)	Verif. V 0,75<V<3,5
TAPIRANAS	18-19	0,0494	0,1829	0,016	0,400	0,3762	OK	2,9935	1,1335	3,3932	0,7500	3,5000	Ok
TAMARÉS	21-22	0,0457	0,1962	0,016	0,400	0,3619	OK	2,8800	1,1335	3,2645	0,7500	3,5000	Ok
AV. JOSÉ P. DA COSTA	13-17	0,0032	0,0469	0,016	0,400	0,0963	OK	0,7666	1,1335	0,8690	0,7500	3,5000	Ok
ALTEROSA	14-18	0,0206	0,0620	0,016	0,300	0,1127	OK	1,5943	1,1335	1,8071	0,7500	3,5000	Ok
ALTEROSA	18-21	0,0456	0,0710	0,016	0,300	0,1677	OK	2,3727	1,1335	2,6894	0,7500	3,5000	Ok
ALTEROSA	21-24	0,0455	0,0925	0,016	0,300	0,1677	OK	2,3718	1,1335	2,6884	0,7500	3,5000	Ok
AIMORÉS	15-19	0,0615	0,0382	0,016	0,300	0,1949	OK	2,7566	1,1335	3,1246	0,7500	3,5000	Ok
AIMORÉS	19-22	0,0653	0,0404	0,016	0,300	0,2007	OK	2,8398	1,1335	3,2189	0,7500	3,5000	Ok
AIMORÉS	22-25	0,0651	0,0500	0,016	0,300	0,2004	OK	2,8351	1,1335	3,2136	0,7500	3,5000	Ok
AIMORÉS	25-26	0,0627	0,0382	0,016	0,300	0,1968	OK	2,7843	1,1335	3,1561	0,7500	3,5000	Ok

## ANEXO F

QUANTITATIVOS - MÉTODO ALTERNATIVO				
DESCRIÇÃO	UNID.	QUANT.	PREÇO UNIT. (R\$)	PREÇO TOTAL (R\$)
<b>SERVIÇOS PRELIMINARES</b>				
Projetos e estudos	m <sup>2</sup>	114304,63	0,90	102.874,17
Sondagem com extração de amostras	unid.	12,00	75,09	901,08
Ensaio de laboratórios - Compactação	Ensaio	9,00	188,70	1.698,30
<b>TOTAL</b>				<b>105.473,55</b>

RUA TAPIRANAS				
Escavação mecânica para fundações e valas com profundidade maior que 4,0 m	m <sup>3</sup>	70,79	6,70	474,29
Lastro de concreto Fck = 10 Mpa	m <sup>3</sup>	3,54	263,75	933,54
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto simples Ø 400 mm	m	70,79	7,57	535,88
Poço de visita	unid.	2,00	2.015,30	4.030,60
Tampão de ferro fundido Ø 600 mm	unid.	2,00	158,74	317,48
Bocas de lobo tipo guia L = 1,00 m	unid.	0,00	598,95	0,00
Fornecimento de terra para reenchimento de valas	m <sup>3</sup>	70,79	7,52	532,34
Serviços de recobrimento e compactação	unid.	1,00	14,85	14,85
Revestimento asfáltico	m <sup>2</sup>	70,79	499,93	35.390,04
<b>TOTAL</b>				<b>42.229,03</b>

RUA TAMARÉS				
Escavação mecânica para fundações e valas com profundidade maior que 4,0 m	m <sup>3</sup>	144,24	6,70	966,41
Lastro de concreto Fck = 10 Mpa	m <sup>3</sup>	7,93	263,75	2.092,38
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto simples Ø 400 mm	m	144,24	7,57	1.091,90
Poço de visita	unid.	2,00	285,68	571,36
Tampão de ferro fundido Ø 600 mm	unid.	2,00	158,74	317,48
Bocas de lobo tipo guia L = 1,00 m	unid.	0,00	598,95	0,00
Fornecimento de terra para reenchimento de valas	m <sup>3</sup>	144,24	7,52	1.084,68
Serviços de recobrimento e compactação	m <sup>3</sup>	1,00	14,85	14,85
Revestimento asfáltico	m <sup>2</sup>	158,66	499,93	79.320,89
<b>TOTAL</b>				<b>85.459,95</b>

AV. JOSÉ PAULINO DA COSTA				
Escavação mecânica para fundações e valas com profundidade maior que 4,0 m	m <sup>3</sup>	61,86	6,70	414,46
Lastro de concreto Fck = 10 Mpa	m <sup>3</sup>	3,71	263,75	978,93
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto simples Ø 400 mm	m	61,86	7,57	468,28
Poço de visita	unid.	1,00	285,68	285,68
Tampão de ferro fundido Ø 600 mm	unid.	1,00	158,74	158,74
Bocas de lobo tipo guia L = 1,00 m	unid.	1,00	598,95	598,95
Fornecimento de terra para reenchimento de valas	m <sup>3</sup>	61,86	7,52	465,19
Serviços de recobrimento e compactação	m <sup>3</sup>	1,00	14,85	14,85
Revestimento asfáltico	m <sup>2</sup>	74,23	499,93	37.110,80
<b>TOTAL</b>				<b>40.495,89</b>

RUA ALTEROSA				
Escavação mecânica para fundações e valas com profundidade maior que 4,0 m	m <sup>3</sup>	194,88	6,70	1.305,70
Lastro de concreto Fck = 10 Mpa	m <sup>3</sup>	7,80	263,75	2.055,98
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto simples Ø 300 mm	m	194,88	6,59	1.284,26
Poço de visita	unid.	1,00	285,68	285,68
Tampão de ferro fundido Ø 600 mm	unid.	1,00	158,74	158,74
Bocas de lobo tipo guia L = 1,00 m	unid.	6,00	598,95	3.593,70
Fornecimento de terra para reenchimento de valas	m <sup>3</sup>	194,88	7,52	1.465,50
Serviços de recobrimento e compactação	m <sup>3</sup>	1,00	14,85	14,85
Revestimento asfáltico	m <sup>2</sup>	155,90	499,93	77.941,09
<b>TOTAL</b>				<b>88.105,49</b>

RUA AIMORÉS				
Escavação mecânica para fundações e valas com profundidade maior que 4,0 m	m <sup>3</sup>	187,68	6,70	1.257,46
Lastro de concreto Fck = 10 Mpa	m <sup>3</sup>	5,63	263,75	1.485,02
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto simples Ø 300 mm	m	187,68	6,59	1.236,81
Poço de visita	unid.	3,00	0,00	0,00
Tampão de ferro fundido Ø 600 mm	unid.	3,00	0,00	0,00
Bocas de lobo tipo guia L = 1,00 m	unid.	5,00	598,95	2.994,75

Fornecimento de terra para reenchimento de valas	m <sup>3</sup>	187,68	7,52	1.411,35
Serviços de recobrimento e compactação	m <sup>3</sup>	1,00	14,85	14,85
Revestimento asfáltico	m <sup>2</sup>	112,61	499,93	56.296,12
<b>TOTAL</b>				<b>64.696,36</b>
<b>TOTAL GERAL</b>				<b>426.460,27</b>

## ANEXO G

Relações baseadas na equação de Manning

$y/d$	$R/d$	$A/d^2$	$V/V_p$	$Q/Q_p$	$y/d$	$R/d$	$A/d^2$	$V/V_p$	$Q/Q_p$
0.01	0.0008	0.0013	0.0890	0.00015	0.51	0.2531	0.4027	1.0004	0.51702
0.02	0.0132	0.0037	0.1408	0.00067	0.52	0.2562	0.4127	1.0105	0.53411
0.03	0.0197	0.0069	0.1839	0.00161	0.53	0.2592	0.4227	1.0243	0.55127
0.04	0.0262	0.0105	0.2221	0.00298	0.54	0.2621	0.4327	1.0320	0.56842
0.05	0.0326	0.0147	0.2560	0.00480	0.55	0.2649	0.4426	1.0393	0.58571
0.06	0.0389	0.0192	0.2891	0.00708	0.56	0.2676	0.4526	1.0464	0.60296
0.07	0.0451	0.0242	0.3194	0.00983	0.57	0.2703	0.4625	1.0533	0.62022
0.08	0.0513	0.0294	0.3480	0.01304	0.58	0.2728	0.4724	1.0599	0.63746
0.09	0.0575	0.0350	0.3752	0.01672	0.59	0.2753	0.4822	1.0663	0.65467
0.10	0.0635	0.0409	0.4011	0.02088	0.60	0.2776	0.4920	1.0724	0.67184
0.11	0.0695	0.0470	0.4260	0.02550	0.61	0.2799	0.5018	1.0783	0.68895
0.12	0.0755	0.0534	0.4499	0.03058	0.62	0.2821	0.5115	1.0839	0.70597
0.13	0.0813	0.0600	0.4730	0.03613	0.63	0.2842	0.5212	1.0893	0.72290
0.14	0.0871	0.0668	0.4953	0.04214	0.64	0.2862	0.5308	1.0944	0.73972
0.15	0.0929	0.0739	0.5168	0.04861	0.65	0.2881	0.5404	1.0993	0.75641
0.16	0.0986	0.0811	0.5376	0.05552	0.66	0.2900	0.5499	1.1039	0.77295
0.17	0.1042	0.0885	0.5578	0.06288	0.67	0.2917	0.5594	1.1083	0.78932
0.18	0.1097	0.0961	0.5774	0.07068	0.68	0.2933	0.5687	1.1124	0.80551
0.19	0.1152	0.1039	0.5965	0.07891	0.69	0.2948	0.5780	1.1162	0.82149
0.20	0.1206	0.1118	0.6150	0.08757	0.70	0.2962	0.5872	1.1198	0.83724
0.21	0.1259	0.1199	0.6331	0.09664	0.71	0.2975	0.5964	1.1231	0.85275
0.22	0.1312	0.1281	0.6506	0.10613	0.72	0.2987	0.6054	1.1261	0.86799
0.23	0.1364	0.1365	0.6677	0.11602	0.73	0.2998	0.6143	1.1288	0.88294
0.24	0.1416	0.1449	0.6844	0.12631	0.74	0.3008	0.6231	1.1313	0.89758
0.25	0.1466	0.1535	0.7007	0.13698	0.75	0.3017	0.6319	1.1335	0.91188
0.26	0.1516	0.1623	0.7165	0.14803	0.76	0.3024	0.6405	1.1354	0.92582
0.27	0.1566	0.1711	0.7320	0.15945	0.77	0.3031	0.6489	1.1369	0.93938
0.28	0.1614	0.1800	0.7470	0.17123	0.78	0.3036	0.6573	1.1382	0.95253
0.29	0.1662	0.1890	0.7618	0.18336	0.79	0.3039	0.6655	1.1391	0.96523
0.30	0.1709	0.1982	0.7761	0.19583	0.80	0.3042	0.6736	1.1397	0.97747
0.31	0.1756	0.2074	0.7901	0.20863	0.81	0.3043	0.6815	1.1400	0.98921
0.32	0.1802	0.2167	0.8038	0.22175	0.82	0.3043	0.6893	1.1399	1.00041
0.33	0.1847	0.2260	0.8172	0.23518	0.83	0.3041	0.6969	1.1395	1.01104
0.34	0.1891	0.2355	0.8302	0.24892	0.84	0.3038	0.7043	1.1387	1.02107
0.35	0.1935	0.2450	0.8430	0.26294	0.85	0.3033	0.7115	1.1374	1.03044
0.36	0.1978	0.2546	0.8554	0.27724	0.86	0.3026	0.7186	1.1358	1.03913
0.37	0.2020	0.2642	0.8675	0.29180	0.87	0.3018	0.7254	1.1337	1.04706
0.38	0.2062	0.2739	0.8794	0.30662	0.88	0.3007	0.7320	1.1311	1.05420
0.39	0.2102	0.2836	0.8909	0.32169	0.89	0.2995	0.7384	1.1280	1.06047
0.40	0.2142	0.2934	0.9022	0.33699	0.90	0.2980	0.7445	1.1243	1.06580
0.41	0.2182	0.3032	0.9131	0.35250	0.91	0.2963	0.7504	1.1200	1.07011
0.42	0.2220	0.3130	0.9239	0.36823	0.92	0.2944	0.7560	1.1151	1.07328
0.43	0.2258	0.3229	0.9343	0.38415	0.93	0.2921	0.7612	1.1093	1.07520
0.44	0.2295	0.3328	0.9445	0.40025	0.94	0.2895	0.7662	1.1027	1.07568
0.45	0.2331	0.3428	0.9544	0.41653	0.95	0.2865	0.7707	1.0950	1.07452
0.46	0.2366	0.3527	0.9640	0.43296	0.96	0.2829	0.7749	1.0859	1.07138
0.47	0.2401	0.3627	0.9734	0.44954	0.97	0.2787	0.7785	1.0751	1.06675
0.48	0.2435	0.3727	0.9825	0.46624	0.98	0.2735	0.7816	1.0618	1.05608
0.49	0.2468	0.3827	0.9914	0.48307	0.99	0.2666	0.7841	1.0437	1.04196
0.50	0.2500	0.3927	1.0000	0.50000	1.00	0.2500	0.7854	1.0000	1.00000