

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS-MG

ENGENHARIA CIVIL

ARTHUR ANDRADE SILVA

**PROPOSTA DE READEQUAÇÃO DO SISTEMA DE MICRODRENAGEM NO
BAIRRO JARDIM ELDORADO EM BOA ESPERANÇA-MG**

**Varginha-MG
2016**

ARTHUR ANDRADE SILVA

**PROPOSTA DE READEQUAÇÃO DO SISTEMA DE MICRODRENAGEM NO
BAIRRO JARDIM ELDORADO EM BOA ESPERANÇA-MG**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas - UNIS/MG como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel sob orientação do professor Leopoldo Uberto Ribeiro Junior.

**Varginha-MG
2016**

ARTHUR ANDRADE SILVA

**PROPOSTA DE READEQUAÇÃO DO SISTEMA DE MICRODRENAGEM NO
BAIRRO JARDIM ELDORADO EM BOA ESPERANÇA-MG**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas - UNIS/MG como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel sob orientação do professor Leopoldo Uberto Ribeiro Junior.

Aprovado em: / /

Prof. Dr. Leopoldo Uberto Ribeiro Junior

Prof. Esp. Luana Ferreira Mendes

Marina Santos Tavares

OBS.:

Dedico este trabalho a todos aqueles que contribuíram, direta ou indiretamente, para sua realização.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, meus pais e familiares, e amigos, sem os quais jamais seria possível chegar até aqui; ao meu orientador, pelo empenho dedicado à elaboração deste trabalho. Enfim, a todos que direta ou indiretamente fizeram parte da minha caminhada, o meu muito obrigado.

“(...) For long you live and high you'll fly, and smiles you'll give and tears you'll cry, and all you touch and all you see is all your life will ever be (...)”

Pink Floyd

RESUMO

Neste estudo é apresentada a análise acerca do sistema de microdrenagem existente no bairro Jardim Eldorado na cidade de Boa Esperança-MG, com foco nas galerias pluviais. Trata-se de um estudo sobre a importância de um sistema de microdrenagem bem planejado, seus componentes e como são dimensionados, desenvolvido através de pesquisa bibliográfica, levantamento dos dados hidrológicos para caracterização da bacia e levantamento de campo. Ficou evidenciado a erosão do solo no local de estudo, causada pelo rompimento de um dos trechos de galerias pluviais que por lá passam. Uma vez calculadas as vazões de projeto das bacias de contribuição do local, comparou-se com a capacidade de escoamento das galerias pluviais já existentes. Os resultados mostraram que as vazões de projeto de ambas as galerias excedem a capacidade de transporte, o que leva a concluir que não foram dimensionadas de maneira correta. Desta forma, entendeu-se que a melhor forma de readequar o sistema de microdrenagem do local seria o dimensionamento de um sistema complementar para transporte da vazão excedente, de forma que funcionasse concomitantemente ao já existente. Foi proposta implantação de sarjetas nos locais onde não haviam e substituição das existentes consideradas inadequadas; além do dimensionamento de bocas de lobo e galerias pluviais. Uma vez dimensionado esse novo sistema, estimou-se que o custo para sua implantação seria de R\$ 4.228.410,69.

Palavras-chave: Microdrenagem; Dimensionamento; Galerias pluviais.

ABSTRACT

This study presents the analysis on the existing microdrainage system in the Jardim Eldorado neighborhood, in the city of Boa Esperança MG, focusing on storm sewers. It is a study about the importance of a well-planned microdrainage system, its components and how they are dimensioned, developed through bibliographical research, hydrological data collection for basin characterization and field survey. It was evidenced the soil erosion in the place of study, caused by the rupture of one of the stretches of rain gauge that passes there. Once the project flow rates of the site contribution basins were calculated, it was compared to the runoff capacity of the existing sewers. The results showed that the design flows of both galleries exceed the carrying capacity, which leads to the conclusion that they were not correctly dimensioned. In this way, it was understood that the best way to re-adjust the microdrainage system of the site would be the design of a complementary system to transport the excess flow, so that it would work concurrently with the existing one. It was proposed to establish gutters in places where they did not exist and substitute existing ones considered inadequate; Besides the dimensioning of storm drains and rainwater galleries. Once this new system was scaled, it was estimated that the cost for its implementation would be R\$ 4,228,410.69.

Keywords: *Microdrainage; Dimensioning; Storm sewers.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 – Seção de escoamento de uma sarjeta.	18
Figura 02 – Tipos de boca de lobo.	18
Figura 03 – Locação das caixas de ligação.....	19
Figura 04 – Elementos do sistema de microdrenagem.	20
Figura 05 – Poço de visita convencional.	22
Figura 06 – Poço de queda.	23
Figura 07 – Alinhamento dos condutos.	24
Figura 08 – Caracterização de uma bacia.	31
Figura 09 – Divisão de terreno adjacentes segundo o método do diagrama dos telhados.	32
Figura 10 – Alternativa para delimitação das áreas contribuintes.	33
Figura 11 – Exemplo de sarjeta e suas dimensões.	33
Figura 12 – Seções tipos padronizadas de sarjetas SUDECAP.....	35
Figura 13 – Seção composta de uma sarjeta triangular e seus elementos.	36
Figura 14 – Sarjetão.....	37
Figura 15 – Tipos de bocas de lobo.	38
Figura 16 – Ábaco de fator de correção de vazão de galerias.	43
Figura 17 – Localização e limites do município de Boa Esperança-MG.	51
Figura 18 – Local de estudo.	52
Figura 19 – Bacia de contribuição.....	53
Figura 20 – Bacia de contribuição e localização das galerias pluviais.....	53
Figura 21 – Fim dos trechos de galeria.....	54
Figura 22 – Local de rompimento da galeria.....	54
Figura 23 – Local onde deságuam as galerias.	55
Figura 24 – Galerias pluviais já instaladas.	56
Figura 25 – Local onde deságuam as 03 galerias já instaladas.	56
Figura 26 – Curvas de nível com espaçamento de 1m.	60
Figura 27 – Interface do <i>software</i> Plúvio (UFV, 2006).....	63
Figura 28 – Nova subdivisão da bacia de contribuição.	69
Figura 29 – Detalhe do fluxo de escoamento.	71
Figura 30 – Divisão das sub-bacias.	71
Figura 31 – Situação das sarjetas.....	72
Figura 32 – Desenho esquemático sarjeta tipo B.	73

Figura 33 – Lançamento das galerias.	74
Figura 34– Trecho final das galerias.	77
Figura 35 – Fim do trecho de galeria de 1.000mm.....	84
Figura 36 – Fim do trecho de galeria de 800mm.....	84
Figura 37 – Local do rompimento da galeria.	85
Figura 38 – Local onde deságuam as galerias.	85
Figura 39 – Sarjetas de outros trechos da bacia.....	86
Figura 40 – Local de deságue das galerias no lago.	86
Figura 41 – Relatório emitido pelo <i>software</i> Plúvio (UFV, 2006).....	127
Figura 42 – Bacia de contribuição com a localização das galerias pluviais.....	128

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 – Espaçamento dos poços de visita.....	21
Tabela 02 – Coeficientes de escoamento superficial por tipo de ocupação.	27
Tabela 03 – Períodos de retorno propostos para projetos de drenagem urbana.	30
Tabela 04 – Características geométricas usuais para projetos de ruas e avenida.	34
Tabela 05 – Fator de redução da capacidade de escoamento da sarjeta.	36
Tabela 06 – Coeficientes de rugosidade de Manning.....	37
Tabela 07 – Fator de redução da capacidade de escoamento da sarjeta.	41
Tabela 08 – Parâmetros utilizados em seções circulares de galerias pluviais.	42
Tabela 09 – Largura da vala conforme diâmetro do tubo e profundidade.	45
Tabela 10 – Declividade mínima para galerias pluviais.....	45
Tabela 11 – Dimensões mínimas para chaminé e balão de PV.....	46
Tabela 12 – Histórico populacional da cidade de Boa Esperança-MG.	51
Tabela 13 – Áreas levantadas e respectivos coeficientes de <i>Runoff</i> – Bacia 01.....	62
Tabela 14 – Áreas levantadas e respectivos coeficientes de <i>Runoff</i> – Bacia 02.....	62
Tabela 15 – Variáveis da equação da intensidade de precipitação.....	64
Tabela 16 – Variáveis da equação da vazão de chuva – Bacia 01.....	65
Tabela 17 – Variáveis da equação da vazão de chuva – Bacia 02.....	65
Tabela 18 – Áreas levantadas da nova bacia e respectivos coeficientes de <i>Runoff</i>	69
Tabela 19 – Dimensionamento do trecho final.....	77
Tabela 20 – Resumo do custo da obra.	78
Tabela 21 – Verificação da vazão trecho a trecho.....	87
Tabela 22 – Dimensionamento das galerias.	102
Tabela 23 – Áreas das sub-bacias.....	105
Tabela 24 – Cotas de cada trecho.	114
Tabela 25 – Planilha orçamentária.	115
Tabela 26 – Planilha orçamentária último trecho (opção 01).....	120
Tabela 27 – Planilha orçamentária último trecho (opção 02).....	122
Tabela 28 – Conduitos circulares parcialmente cheios.....	125

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

APP – Área de Preservação Permanente

ASCE – American Society of Civil Engineers

BNH – Banco Nacional da Habitação

CETESB – Companhia Ambiental do Estado de São Paulo

CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente

DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

EE-UFGM – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais

GPRH – Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IDF – Intensidade-Duração-Frequência

SETOP – Secretaria de Estado de Transportes e Obras Públicas

SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil

SMDU – Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano

UFV – Universidade Federal de Viçosa

LISTA DE SÍMBOLOS

m	metro
y/d	relação altura-diâmetro
m/s	metro por segundo
km^2	quilômetro quadrado
C	coeficiente de escoamento superficial
Q	vazão
m^3/s	metro cúbico por segundo
I	intensidade de precipitação
mm/h	milímetro por hora
A	área
Tr	período de retorno
t_c	tempo de concentração da bacia
min	minuto
L	comprimento
ρ	fração da área da bacia coberta com vegetação
n	coeficiente de rugosidade de Manning
i	declividade
cm	centímetro
Rh	raio hidráulico
d	diâmetro
mm	milímetro
h	hora

Q_s	vazão da sarjeta, em m^3/s
MD	margem direita
ME	margem esquerda
f	fator de redução da capacidade da sarjeta
m/m	metro por metro
Δh	diferença de cota
\emptyset	diâmetro
BL	boca de lobo
m^3	metro cúbico
m^2	metro quadrado
v	velocidade

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
2 OBJETIVOS	15
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
3.1 Conceitos básicos de microdrenagem	16
3.2 Principais componentes de um sistema de microdrenagem	17
3.3 Definição geral do projeto.....	20
3.3.1 Traçado da rede	20
3.3.2 Bocas de lobo	21
3.3.3 Poços de visita	21
3.3.4 Galerias circulares	23
3.4 Método Racional.....	24
3.4.1 Coeficiente de escoamento superficial (Coeficiente de <i>Runoff</i>).....	26
3.4.2 Intensidade de precipitação	27
3.4.3 Área de contribuição da bacia	31
3.5 Dimensionamento hidráulico.....	33
3.5.1 Sarjetas	33
3.5.2 Bocas de lobo	38
3.5.3 Galerias.....	41
3.5.4 Poços de visita	46
3.6 Orçamento de obras	46
3.6.1 SINAPI	47
3.6.2 SETOP.....	48
3.7 Intervenções em áreas de preservação permanente	48
4 MATERIAL E MÉTODO	51
4.1 Material	51
4.1.1 A cidade de Boa Esperança-MG	51
4.1.2 Local de estudo.....	52
4.1.3 Caracterização da bacia de contribuição	52
4.1.4 Caracterização do problema	54
4.1.5 Disposição final	55
4.2 Método	57
4.2.1 Obtenção dos dados para o cálculo da vazão de projeto	57
4.2.2 Levantamento da estrutura hidráulica existente	59
4.2.3 Comparação das vazões.....	59
4.2.4 Dimensionamento da nova estrutura hidráulica	60
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES	62
5.1 Análise hidrológica	62
5.1.1 Coeficiente de escoamento superficial (Coeficiente de <i>Runoff</i>).....	62
5.1.2 Intensidade de precipitação	63
5.1.3 Área de contribuição da bacia	65
5.2 Vazão de projeto	65

5.3 Estrutura hidráulica existente.....	66
6 PROPOSTA DE READEQUAÇÃO DO SISTEMA.....	68
6.1 Dimensionamento da nova estrutura hidráulica.....	68
6.1.1 Cálculo da nova área de drenagem.....	68
6.1.2 Cálculo da vazão trecho a trecho.....	70
6.1.3 Verificação da necessidade de galerias pluviais.....	72
6.1.4 Dimensionamento da nova rede de galerias pluviais.....	73
6.1.5 Verificação da velocidade de escoamento nas galerias.....	74
6.1.6 Dimensionamento das bocas de lobo.....	75
6.2 Dimensionamento do trecho final.....	76
6.3 Estimativa de custo.....	78
7 CONCLUSÕES.....	79
REFERÊNCIAS.....	80
APÊNDICE A.....	84
APÊNDICE B.....	87
APÊNDICE C.....	115
APÊNDICE D.....	124
ANEXO A.....	125
ANEXO B.....	127

1 INTRODUÇÃO

Este estudo trata sobre a análise do sistema de microdrenagem existente no bairro Jardim Eldorado, na cidade de Boa Esperança-MG. Parte do conjunto de melhoramentos públicos de uma área urbana, o sistema de drenagem tem como sua principal função coletar, conduzir e dispor, de maneira adequada, toda a vazão proveniente das chuvas (SMDU/SP, 2012).

O objetivo deste trabalho é diagnosticar o sistema de microdrenagem existente e avaliá-lo quanto a seu funcionamento hidráulico, com base nos estudos desenvolvidos durante a elaboração do estudo.

Diante do rompimento de um dos trechos de galerias pluviais que existem no bairro, levantou-se a questão sobre quais seriam as causas de ter ocorrido o problema. A principal hipótese é a deficiência do sistema para transportar toda a vazão da bacia de contribuição, devido a um dimensionamento incorreto.

Ainda segundo SMDU/SP (2012), um sistema de drenagem é composto por duas partes distintas, que devem ser planejadas e projetadas individualmente e com critérios específicos para tal. O sistema de drenagem inicial ou de microdrenagem é aquele composto pelos pavimentos das ruas, guias e sarjetas, bocas de lobo, galerias de águas pluviais e ainda canais de pequenas dimensões. Dimensionado para períodos de retorno de até dez anos, praticamente elimina os alagamentos na área urbana, quando bem projetado. Já o sistema de macrodrenagem, por sua vez, é constituído em geral por estruturas de dimensões maiores, é dimensionado para períodos de retorno de até 100 anos, e, quando dimensionado adequadamente, pode-se obter redução considerável no custo do sistema inicial, ao se reduzir, por exemplo, a quantidade de tubulações enterradas.

Este trabalho inicia-se como um estudo sobre microdrenagem, seus principais componentes e como dimensioná-los, podendo assim avaliar o sistema existente, bem como dimensionar um novo, caso necessário. Por fim apresenta-se uma estimativa de custos para a implantação do novo sistema de microdrenagem.

2 OBJETIVOS

Objetivo geral:

O presente estudo tem por objetivo diagnosticar e solucionar os problemas no sistema de microdrenagem existente no bairro Jardim Eldorado, na cidade de Boa Esperança-MG, avaliando as patologias encontradas de modo entender suas causas, para que dessa forma solucione-se o problema através do dimensionamento de um novo sistema.

Objetivos específicos:

- Diagnosticar os fatores causadores do problema de microdrenagem do local;
- Estudar o problema e suas causas, utilizando-se de pesquisas bibliográficas;
- Levantar dados hidrológicos para caracterização da bacia de contribuição do local, tais como: área de drenagem, tempo de concentração, intensidade de chuva, e coeficiente de escoamento superficial, de forma a se obter a vazão de projeto;
- Quantificar e avaliar as galerias pluviais já existentes no local;
- Comparar a capacidade de escoamento dos dispositivos existentes com a vazão de projeto;
- Dimensionar o novo sistema de microdrenagem (sarjetas, bocas de lobo e galerias pluviais) para o transporte da vazão excedente;
- Estimar o custo da obra de readequação.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A urbanização e o desenvolvimento das cidades elevaram a qualidade de vida das suas populações em diversos aspectos, entretanto acarretou também certos problemas, principalmente ao Meio Ambiente. O aumento das superfícies urbanizadas, resulta em grande elevação no índice de impermeabilização do solo, e conseqüentemente no escoamento superficial. A ocupação desordenada de áreas sujeitas a inundações, como fundos de vales, onde em muitos casos desconsiderou-se os cursos d'água ocasiona em vários problemas de drenagem (KAMURA, 2005).

Mesmo quando não projetado, o sistema de drenagem existe naturalmente devido as depressões topográficas e cursos d'água naturais. Quando a urbanização não se dá de forma condizente a essas condições naturais, são grandes os riscos de prejuízos materiais e até mesmo de perdas de vidas humanas. A qualidade desse sistema é o que determina se os benefícios ou prejuízos decorrentes serão maiores ou menores.

Outro aspecto a ser considerado é a urbanização de áreas altas, o que resulta no aumento do escoamento superficial das águas pluviais para locais mais baixos. Desta forma, o empreendimento a montante deve sempre ser dimensionado considerando este aumento.

Deve-se esclarecer que não existem normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) sobre galerias de águas pluviais urbanas. Segundo Tomaz (2012), cidades, estados, órgãos públicos e empreendedores adotam parâmetros diferentes uns dos outros, o que torna difícil uma padronização dos critérios.

3.1 Conceitos básicos de microdrenagem

Enchentes urbanas são, de acordo com Tucci (1995), um problema crônico no Brasil, principalmente por causa da gerencia inadequada no planejamento da drenagem. Essa gestão deficiente aparece como resultado da ausência de dispositivos, sejam legais ou administrativos, para controle da ampliação das cheias causado pela urbanização. Tem-se como ideia preconcebida de que um projeto de drenagem eficiente é aquele que permite o rápido escoamento da água precipitada sobre a área de estudo. Entretanto, o melhor sistema de drenagem é aquele que drena todo o escoamento sem produzir danos nem no local, tampouco a sua jusante. Conseqüências de tais erros na concepção dos projetos vem causando prejuízos extremamente elevados para a sociedade como um todo.

Segundo Azevedo Netto (1998), as soluções de engenharia de drenagem urbana são tratadas em duas partes distintas; a microdrenagem que se inicia nas edificações e seus coletores pluviais, prosseguindo pelo escoamento nas sarjetas, até as bocas de lobo e galerias; e a macrodrenagem, para a qual interessa mais a área total da bacia, seu escoamento natural, ocupação, cobertura vegetal, fundos de vale e aspectos sociais envolvidos nas soluções adotadas.

Tucci (1995) define microdrenagem urbana como sendo o sistema de condutos pluviais, a nível de loteamento ou rede primária urbana. Segundo Carvalho (1995) e DAEE/CETESB (1980), o sistema de microdrenagem é parte imprescindível dos melhoramentos públicos em uma área urbana, sejam eles: redes de abastecimento de água, coleta de esgotos sanitários, cabos de transmissão de energia, serviços de comunicações, além da iluminação pública, pavimentação de ruas, guias e passeios, parques, áreas de recreação e lazer.

De acordo com DAEE/CETESB (1980), o estudo de um sistema de drenagem urbano deve se dar de forma integrada aos outros melhoramentos públicos, pois após a adequação do projeto a todos os outros sistemas, este poderá passar por um planejamento específico de modo a ter o melhor desempenho possível. Esse sistema de drenagem é considerado composto por dois sistemas distintos, e devem ser analisados individualmente e projetados sob critérios diferenciados. O sistema de microdrenagem ou coletor de águas pluviais é constituído pelos pavimentos das vias, pelas guias, sarjetas, bocas de lobo, galerias de águas pluviais e ainda por canais de dimensões reduzidas. Este primeiro sistema é dimensionado levando-se em consideração um período de retorno entre 2 e 10 anos. Já o sistema de macrodrenagem é formado por canais de dimensões maiores, e levando em consideração chuvas com períodos de retorno próximos de 100 anos.

Carvalho (1995) diz ainda que o escoamento das águas pluviais ocorrerá naturalmente, independentemente se existir ou não um sistema de drenagem bem dimensionado. Este fator exclui o sistema de drenagem do planejamento urbano, o que leva o sistema, quando projetado posteriormente, a se provar ineficiente e de alto custo.

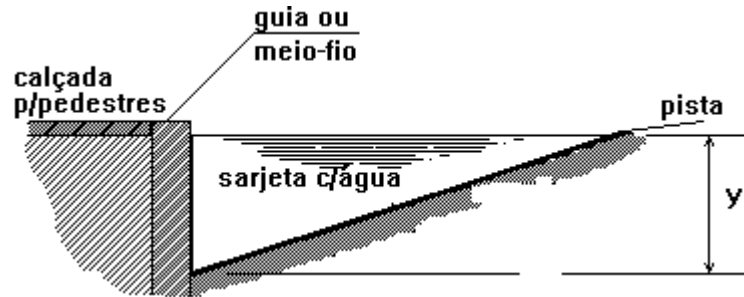
3.2 Principais componentes de um sistema de microdrenagem

Os elementos que compõem um sistema de microdrenagem são definidos por Tucci (1995):

1. Sarjeta: funcionam como um canal a céu aberto, de seção triangular e tem por função receber as águas que escoam da faixa pavimentada da via pública, e conduzi-las até as

bocas de lobo ou sarjetões. Sua capacidade de escoamento varia conforme sua declividade transversal, definida no projeto, e declividade longitudinal decorrente da topografia do local. (TUCCI, 1995). Pode ser visto na figura 01 o desenho da seção de escoamento de uma sarjeta.

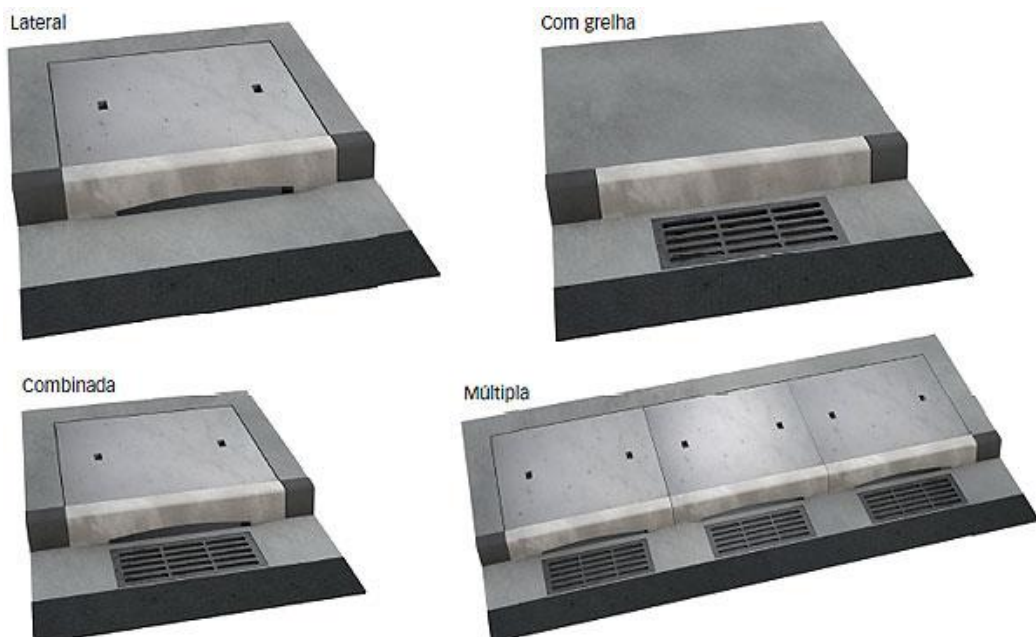
Figura 01 – Seção de escoamento de uma sarjeta.



Fonte: Fernandes, 2002.

2. Meio-fio: elemento de pedra ou concreto, que se localiza entre o passeio e a via pública paralelo ao eixo da via, com sua face superior no mesmo nível do passeio (TUCCI, 1995);
3. Boca de lobo: destinam-se a captar as águas pluviais vindas do escoamento superficial das sarjetas, direcionando-as aos poções de visita, caixas de passagem e conseqüentemente as galerias por meio dos tubos de ligação (Carvalho, 1995). São classificadas em: simples, com grelha, combinada e múltipla, como pode ser visto na figura 02.

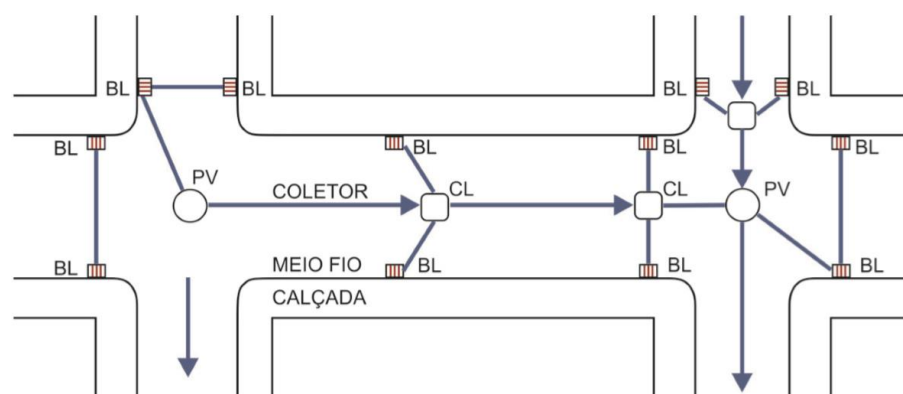
Figura 02 – Tipos de boca de lobo.



Fonte: Nakamura, 2011.

4. Tubo de ligação: tubulação cuja função é conduzir as águas pluviais captadas nas bocas-de-lobo para as galerias ou para poços de visitas, de acordo com TUCCI (1995). Também conhecido como tubulação secundária, o tubo de ligação tem dimensionamento conforme as galerias, cabendo destacar que a vazão por ele transportada é apenas a das bocas de lobo por ele atendidas.
5. Poço de visita: dispositivo que se localiza em pontos convenientes do sistema de galerias a fim de permitir mudanças de direção, de declividade e/ou diâmetro, ou em trechos longos, em média a cada 100m, para facilitar a inspeção e limpeza (TUCCI, 1995);
6. Galeria: canalização pública utilizada para conduzir as águas pluviais provenientes das bocas de lobo (TUCCI, 1995). Conduto destinado a transportar a água pluvial desde a captação até seu local de despejo, podendo ter seção circular, retangular, oval ou ainda outra forma (DAEE/CETESB 1980);
7. Sarjetão: calha localizada nos cruzamentos de vias públicas destinadas a orientar o fluxo das águas que escoam pelas sarjetas (TUCCI, 1995);
8. Caixa de ligação: são utilizadas quando se faz necessária a locação de bocas de lobo intermediárias, ou para se evitar a chegada em um mesmo poço de visita de mais de quatro tubulações. Tem função similar ao poço de visita, diferenciando-se somente por não permitir o acesso. Se encontram em desuso, devido à dificuldade de manutenção. Na figura 03 podem ser vistos exemplos da localização de caixas de ligação (SMDU/SP, 2012).

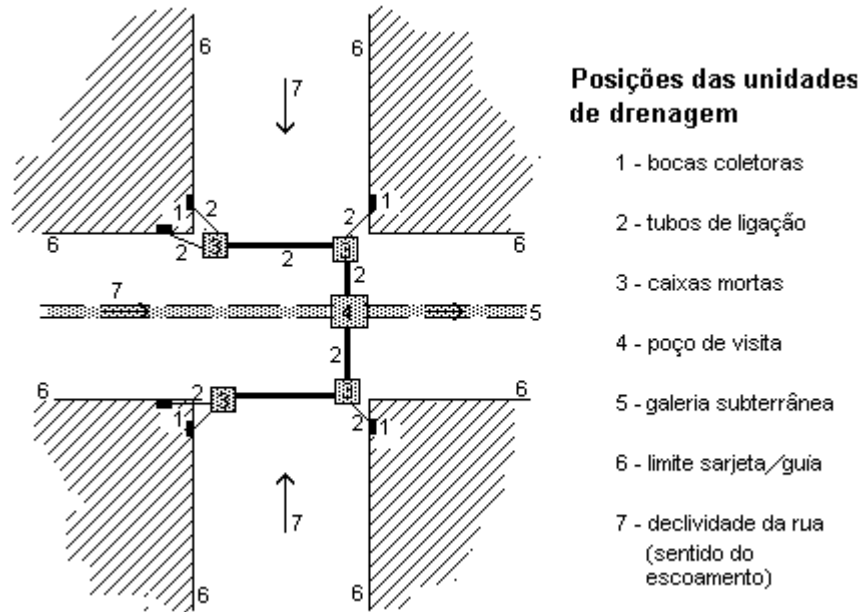
Figura 03 – Locação das caixas de ligação.



Fonte: SMDU/SP, 2012.

Na figura 04 podem ser vistos alguns dos elementos do sistema de microdrenagem citados:

Figura 04 – Elementos do sistema de microdrenagem.



Fonte: Medeiros Filho, 2009.

3.3 Definição geral do projeto

3.3.1 Traçado da rede

A rede coletora deve, segundo Tucci (1995), ser lançada em planta baixa em escala pequena, de acordo com as condições naturais de escoamento, e também seguindo algumas regras básicas:

1. Os divisores de bacias e áreas de contribuição de cada trecho deverão ficar convenientemente assinalados;
2. Os trechos nos quais o escoamento se dá apenas nas sarjetas devem ser identificados por setas;
3. Galerias pluviais devem, sempre que possível, serem lançadas sob os passeios;
4. O sistema coletor de uma determinada via poderá ser composto de uma rede única recebendo ligações das bocas de lobo de ambos os passeios;
5. A solução mais adequada para cada trecho é definida economicamente em função da largura da rua e de suas condições de pavimentação.

3.3.2 Bocas de lobo

Tucci (1995) diz que as bocas de lobo devem ser localizadas de maneira a conduzirem, de forma adequada, as vazões superficiais até as galerias. Devem ser necessariamente colocadas nos pontos mais baixos do sistema, a fim de se evitar zonas mortas com alagamentos e águas paradas.

3.3.3 Poços de visita

Devem atender a mudanças de direção, diâmetro e declividade à ligação das bocas de lobo, ao entroncamento dos diversos trechos e ao afastamento máximo admitido, segundo Tucci (1995).

De acordo com SMDU/SP (2012), o poço de visita tem a função primordial de possibilitar o acesso as tubulações para inspeção e manutenção, de maneira a mantê-las em bom estado de funcionamento. É sugerido pela SMDU/SP (2012) que sejam locados em pontos de mudanças de direção, cruzamento de ruas, mudanças de declividade e em mudanças de diâmetro, respeitando o espaçamento máximo recomendado na tabela 01.

Tabela 01 – Espaçamento dos poços de visita.

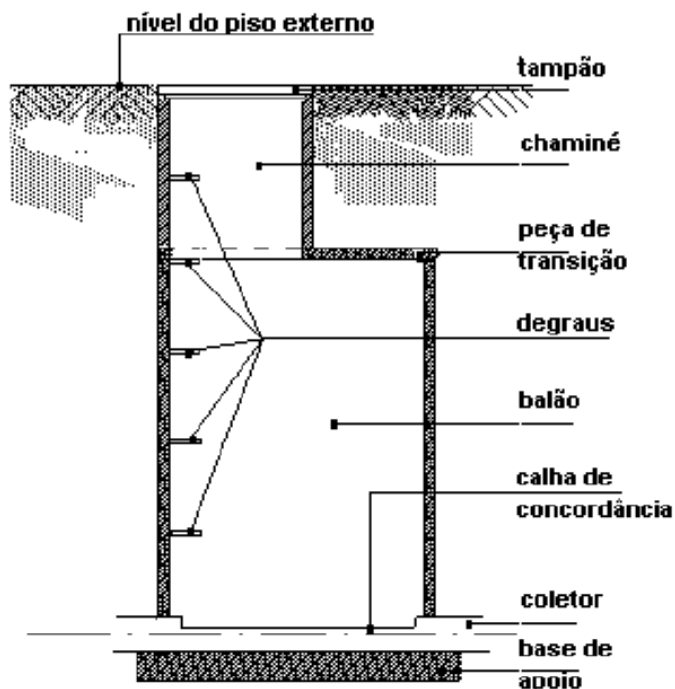
Diâmetro (ou altura do conduto) (m)	Espaçamento (m)
0,30	50
0,50 - 0,90	80
1,00 ou mais	100

Fonte: DAEE/ CETESB,1980, apud SMDU/SP, 2012.

Um poço de visita convencional, segundo Fernandes (2002), é composto por dois compartimentos distintos, a chaminé e o balão, que podem ser vistos na figura 05, construídos de tal modo a permitir fácil entrada e saída do operador, e espaço suficiente para que o mesmo possa executar as manobras necessárias ao desempenho das funções para as quais o poço de visita foi projetado. O balão ou câmara de trabalho é o compartimento principal da estrutura, de seção circular, quadrada ou retangular, é onde se realizam todas as manobras internas, sejam elas manuais ou mecânicas. Já a chaminé, pescoço ou ainda tubo de descida consiste no conduto de ligação entre o balão e a superfície, convencionalmente se inicia num furo excêntrico na laje de cobertura do balão, e termina na superfície do terreno, fechada por um tampão de ferro fundido. O movimento de entrada e saída do operador se dá por meio de uma escada de ligas

metálicas inoxidáveis, tipo marinheiro, afixada degrau a degrau na parede do poço, ou opcionalmente por escada móvel para poços menos profundos.

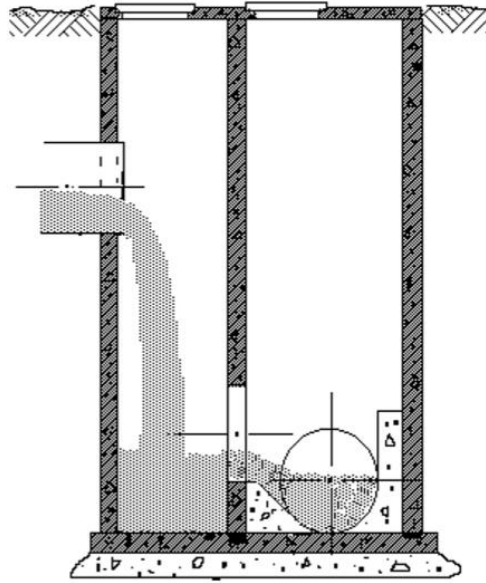
Figura 05 – Poço de visita convencional.



Fonte: Fernandes, 2002.

Ainda de acordo com Fernandes (2002), as calhas de concordância no fundo do poço devem ser dispostas de maneira a guiar as correntes líquidas desde as entradas no poço, até o início do trecho de jusante do coletor principal que atravessa o poço, e de tal maneira a assegurar um mínimo de turbilhonamento e retenção do material em suspensão, devendo suas arestas superiores estarem niveladas com a geratriz superior do trecho de saída. Para o caso de trecho onde coletores chegarem ao PV acima do nível do fundo, são necessários cuidados especiais na sua confecção para que exista operacionalidade do poço sem constrangimento do operador encarregado de trabalhar no interior do balão. Em caso de desníveis menores que 0,50m, não há necessidade de medidas de precaução, levando em consideração a quantidade mínima de respingos e a inexistência de erosão causados pela queda do líquido sobre a calha coletora. Para desníveis a partir de 0,50m devem ser instalados os chamados poços de queda, como pode ser visto na figura 06.

Figura 06 – Poço de queda.



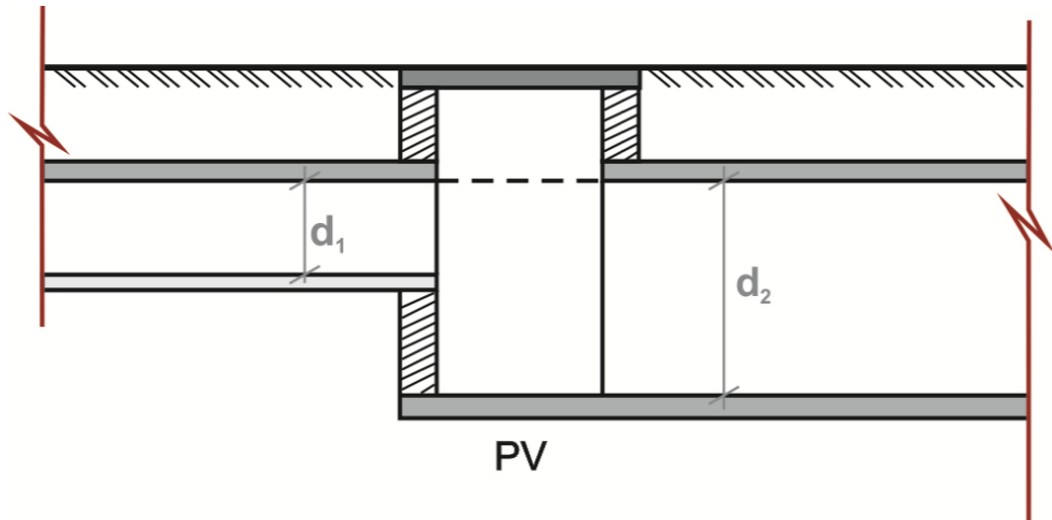
Fonte: Fernandes, 2002.

3.3.4 Galerias circulares

Tucci (1995) estabelece que o diâmetro mínimo para galerias de seção circular é de 0,30m, com os seguintes diâmetros comerciais: 0,30, 0,40, 0,50, 0,60, 0,80, 1,00, 1,20 e 1,50m. Devem seguir os seguintes critérios básicos de projeto:

1. Deverão ser projetadas segundo uma relação y/d qualquer, obtendo-se o fator hidráulico correspondente à altura da lâmina d'água estabelecida, de modo a funcionarem a seção plena considerando a vazão de projeto. Devem também respeitar a velocidade máxima admissível em função do material a ser utilizado. Para tubo de concreto a velocidade máxima é de 5,00m/s, enquanto a velocidade mínima deve ser de 0,60m/s, a fim de evitar a sedimentação;
2. O recobrimento mínimo da rede deve ser de 1,00m, quando empregadas tubulações sem estrutura especial. Quando forem utilizados recobrimentos menores que o mínimo, seja qual for o motivo, deverão ser utilizadas canalizações estruturalmente preparadas;
3. Nas mudanças de diâmetro os condutos devem ser alinhados pela geratriz superior como indicado na figura 07.

Figura 07 – Alinhamento dos condutos.



Fonte: SMDU/SP, 2012.

Tucci (1995) complementa dizendo que as galerias em geral são dimensionadas para períodos de retorno da ordem de 2 a 10 anos, visto que não seria interessante do ponto de vista econômico a adoção de períodos de retorno maiores.

3.4 Método Racional

Alguns fatores são de extrema importância para caracterização de uma bacia e posterior análise e dimensionamento de um sistema de drenagem eficiente. Tucci (1995) fala que o método racional é largamente utilizado para o cálculo da vazão máxima de projeto para bacias pequenas ($< 2\text{km}^2$). De acordo com SMDU/SP (2012), é o método mais difundido para determinação de vazões em pequenas bacias, via de regra com áreas menores que 3km^2 . Os princípios básicos do método racional, segundo Tucci (1995), são:

1. A duração da precipitação máxima de projeto é considerada igual ao tempo de concentração da bacia;
2. Adota-se um coeficiente único de perdas, C , estimado levando-se em conta as características da bacia em estudo;
3. Não se avalia o volume da cheia e a distribuição temporal das vazões.

A equação do método racional, segundo Tucci (1995), é a seguinte:

$$Q = 0,278 \times C \times I \times A$$

(Equação 01)

Onde:

Q : vazão de chuva, obtida em m³/s;

C : coeficiente de escoamento superficial;

I : intensidade da precipitação, em mm/h;

A : área da bacia de contribuição, em km².

Segundo Tucci (1995), a grande aceitação do método racional para o dimensionamento da vazão de chuva se deve principalmente à simplicidade do método, além de apresentar resultados bastante satisfatórios, desde que para sua aplicação, sejam atendidas todas suas condições de validade.

SMDU/SP (2012) define que o conceito de bacia pequena é muito relativo e bastante variável, podendo a mesma bacia ser considerada pequena por um autor, e considerada média por outro. Sob o ponto de vista de drenagem urbana, interessa definir a bacia com base nas características hidrológicas. Segundo Tucci (1995), as seguintes propriedades descrevem uma bacia considerada pequena com relação às precipitações e a outras características de escoamento que influenciam as vazões de pico:

1. A chuva pode ser considerada uniformemente distribuída ao longo do tempo e espaço;
2. A duração da chuva normalmente excede o tempo de concentração da bacia;
3. O escoamento superficial é devido, predominantemente, ao escoamento sobre superfícies (o chamado “overland flow”);
4. O processo de amortecimento em canais é desprezível.

Em termos práticos, define Tucci (1995), considera-se como bacias pequenas aquelas com área inferior a 3km², ou que apresentem tempo de concentração menor do que uma hora. A hipótese central do método é que a duração da chuva é igual ao tempo de concentração da bacia, desprezando-se os efeitos de armazenamento, o que é razoável supor-se em pequenas bacias urbanas, uma vez que o pico ocorre no instante em que a chuva cessa, após decorrido um tempo igual ao tempo de concentração.

Tucci (1995) ainda estabelece que a aplicação do método racional depende das seguintes informações:

1. Planimetria da bacia para determinação de sua área. É importante destacar que nem sempre a área de uma bacia é determinada pelo seu divisor de águas, sendo comum a transposição de águas pluviais de bacias vizinhas por meio de tubos e galerias;
2. Existência de uma relação intensidade-duração-frequência representativa do regime de chuvas intensas do local;
3. Definição de um coeficiente de escoamento superficial representativo das condições futuras da bacia;
4. Determinação do tempo de concentração, ou seja, do tempo de percurso da água desde o ponto mais distante da bacia hidrográfica, até o local de interesse. Após esse tempo, toda a área da bacia estará contribuindo para o escoamento, desde que a duração da precipitação excedente seja ao menos igual ao tempo de concentração.

3.4.1 Coeficiente de escoamento superficial (Coeficiente de *Runoff*)

O coeficiente *C* de escoamento superficial, também chamado de coeficiente de *Runoff* ou de deflúvio é, segundo Tucci (2000), a razão entre o volume total de escoamento superficial no evento e o volume total precipitado

Tucci (1995) define que o coeficiente de escoamento superficial utilizado no método racional é resultado das seguintes características: tipo de solo e sua cobertura, tipo de ocupação, tempo de retorno e também da intensidade da precipitação.

O coeficiente de escoamento superficial ou coeficiente de *Runoff* é descrito por DAEE/CETESB (1980) como a variável menos propensa a avaliações mais precisas, sendo necessário, portanto, uma análise bastante cuidadosa para sua determinação.

A tabela 02 mostra, de acordo com SMDU/SP (2012), os coeficientes de escoamento superficial por tipo de ocupação.

Tabela 02 – Coeficientes de escoamento superficial por tipo de ocupação.

Ocupação do solo	C
EDIFICAÇÃO MUITO DENSA: Partes centrais, densamente construídas de uma cidade com rua e calçadas pavimentadas	0,70 a 0,95
EDIFICAÇÃO NÃO MUITO DENSA: Partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 a 0,70
EDIFICAÇÃO COM POUCAS SUPERFÍCIES LIVRES: Partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas	0,50 a 0,60
EDIFICAÇÃO COM MUITAS SUPERFÍCIES LIVRES: Partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas, mas com muitas áreas verdes	0,25 a 0,50
SUBÚRBIOS COM ALGUMA EDIFICAÇÃO: Partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construções	0,10 a 0,25
MATAS, PARQUES E CAMPOS DE ESPORTES: Partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados e campos de esporte sem pavimentação	0,05 a 0,20

Fonte: (SMDU/SP, 2012)

Tomaz (2013) diz que quando a bacia apresenta ocupação muito variável se torna necessário o cálculo de um coeficiente de *Runoff* médio, com base no percentual de superfícies diferentes presentes na bacia em estudo. Esse cálculo é feito usando a média ponderada, conforme a equação 02.

$$C_{\text{médio}} = \frac{C_1 \times A_1 + C_2 \times A_2 + \dots + C_n \times A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

(Equação 02)

Onde:

 $C_{\text{médio}}$: coeficiente de escoamento superficial médio; C_1, C_2, C_n : coeficientes de escoamento superficial das áreas A_1, A_2, A_n ; A_1, A_2, A_n : áreas que possuem os coeficientes C_1, C_2, C_n .

3.4.2 Intensidade de precipitação

A intensidade é definida por DAEE/CETESB (1980) como a quantidade de precipitação que ocorre em uma unidade de tempo (normalmente mm/h), para uma chuva de uma dada frequência (tempo de retorno) e com duração igual ao tempo de concentração.

A intensidade máxima pontual pode, segundo Festi (2007), ser determinada através das relações entre intensidade-duração-frequência (IDF) das chuvas. Relações essas, obtidas através de uma série de dados de chuvas intensas, suficientemente longas e representativas do local do projeto. Uma forma comum de se expressar as relações de IDF, são expressões obtidas de ajustes de distribuição de frequência como equação geral:

$$I_m = \frac{K \times Tr^a}{(t_c + b)^c}$$

(Equação 03)

Onde:

I_m : é a intensidade de precipitação, em mm/h;

Tr : é o período de retorno, em anos;

t_c : é o tempo de concentração da bacia, em min;

K, a, b, c : parâmetros empíricos que variam conforme o local.

Segundo o Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos (GPRH) da Universidade Federal de Viçosa (UFV, 2011), o programa Plúvio, desenvolvido e disponibilizado pelos próprios, permite, utilizando-se de interpolação pelo Método do Inverso da Quinta Potência da Distância, a estimativa dos coeficientes K, a, b, c da equação de chuvas intensas para diversas localidades.

3.4.2.1 Período de retorno

O período de retorno é definido por Tucci (1995) como sendo o intervalo de tempo estimado para que um evento seja igualado ou ultrapassado. Está intimamente ligado ao risco de falha do projeto, portanto ao se decidir o período de retorno automaticamente decide-se o grau de proteção conferido a população.

O período de retorno é o inverso da frequência, sendo assim, para uma tormenta de período de retorno de dez anos, a frequência corresponde a 0,1, o que significa que há uma chance em dez de ocorrer uma tormenta igual ou superior num dado ano. Segundo SMDU/SP (2012), a definição do período de retorno da precipitação de projeto se traduz na escolha de um risco admissível para a obra em questão. Essa escolha também está associada ao custo total da obra, pois um nível de segurança alto ocasiona num gasto mais elevado.

Ainda segundo SMDU/SP (2012), a escolha do período de retorno do projeto deve ser feita com maior critério, em função das características particulares de cada projeto, principalmente nas grandes cidades, onde o grau de impermeabilização e a complexidade do sistema de drenagem são muito grandes, agravando as consequências das cheias.

A adoção de um risco aceitável, de acordo com SMDU/SP (2012) é algo bastante subjetivo, onde deve-se levar em consideração o balanceamento dos custos e benefícios vinculados ao projeto em questão. De maneira geral, quanto maior o período de retorno adotado, menor o risco, e, portanto, maior o investimento e vice-versa. Normalmente, esse tipo de estudo torna-se muito dispendioso e muito demorado, e nem sempre há a garantia de resultados satisfatórios. A prática cotidiana de projetos e intervenções de pequeno e médio porte exige a adoção de alguns níveis de risco compatíveis com a segurança adequada para cada tipo de intervenção.

As dificuldades em estabelecer objetivamente o período de retorno fazem com que a escolha recaia sobre valores aceitos pelo meio técnico, o que nem sempre é o mais adequado. Entretanto, é possível orientar-se levando em conta alguns argumentos, definidos pela SMDU/SP (2012):

1. Períodos de retorno mais baixos, de 2 a 10 anos, destinados a obras de microdrenagem, pois, de modo geral, os danos decorrentes da falha desses sistemas são localizados e de pequena magnitude;
2. Períodos de retorno entre 25 e 50 anos para obras e intervenções em macrodrenagem (canais, córregos e rios de médio e grande porte, reservatórios de retenção, etc.), uma vez que o risco deve diminuir pois uma falha desses sistemas resulta em prejuízos e transtornos mais significativos: inundações de edificações, interrupção de tráfego, proliferação de doenças de veiculação hídrica, dentre outros;
3. Em regiões onde se prevê prejuízos de alta magnitude, como grandes corredores de tráfego ou áreas de extrema importância para a dinâmica da cidade, sugere-se adotar período de retorno de 100 anos;
4. Para áreas onde se localizam instalações e edificações de uso estratégico, como hospitais, bombeiros, polícia, centros de controle de emergências, sugere-se período de retorno de 500 anos.

SMDU/SP (2012) ainda determina que em qualquer situação em que possa ocorrer perda de vidas humanas, é recomendável adotar períodos de retorno de no mínimo 100 anos. A tabela 03 mostra um resumo das propostas para adoção de período de retorno acima descritas.

Tabela 03 – Períodos de retorno propostos para projetos de drenagem urbana.

Características do sistema	Tr (anos)
Microdrenagem	2 a 10
Macro drenagem	25 a 50
Grandes corredores de tráfego e áreas vitais para a cidade	100
Áreas onde se localizam instalações e edificações de uso estratégico, como hospitais, bombeiros, polícia, centros de controle de emergências, etc.	500
Quando há risco de perdas de vidas humanas	100 (mínimo)

Fonte: (SMDU/SP, 2012)

3.4.2.2 Tempo de concentração

O tempo de concentração, é representado pelo tempo gasto pela chuva para percorrer o caminho desde o divisor mais distante até chegar a seção considerada (exutório da bacia). Segundo Tucci (1995), em geral adota-se para a chuva crítica de uma pequena bacia hidrográfica, uma duração igual ao tempo de concentração da bacia.

SMDU/SP (2012) diz que o tempo de concentração é, juntamente ao coeficiente de escoamento superficial, um dos fatores de maior importância para o cálculo da vazão pelo método racional, mesmo sendo de determinação sujeita a incertezas e imprecisões. Por essa razão, diversas fórmulas têm sido propostas para o cálculo deste parâmetro que levam em consideração características físicas da bacia, bem como sua ocupação e ainda ocasionalmente a intensidade da precipitação. É extremamente importante se atentar que a grande maioria dessas equações são empíricas, e, desta forma, são válidas apenas para condições semelhantes às de sua determinação. A utilização de qualquer uma das equações deve ser precedida de análise minuciosa a fim de se evitar, por exemplo, o equívoco da adoção de uma equação para o cálculo de bacias urbanas, que originalmente tenha sido concebida para áreas rurais.

O tempo de concentração, segundo SMDU/SP (2012), pode ser calculado pela equação de George Ribeiro:

$$t_c = \left[\frac{16 \times L}{(1,05 - 0,2 \times \rho) \times (100 \times D)^{0,04}} \right] + 10$$

(Equação 04)

Onde:

t_c : tempo de concentração da bacia, em min.;

L : comprimento do talvegue principal, em km;

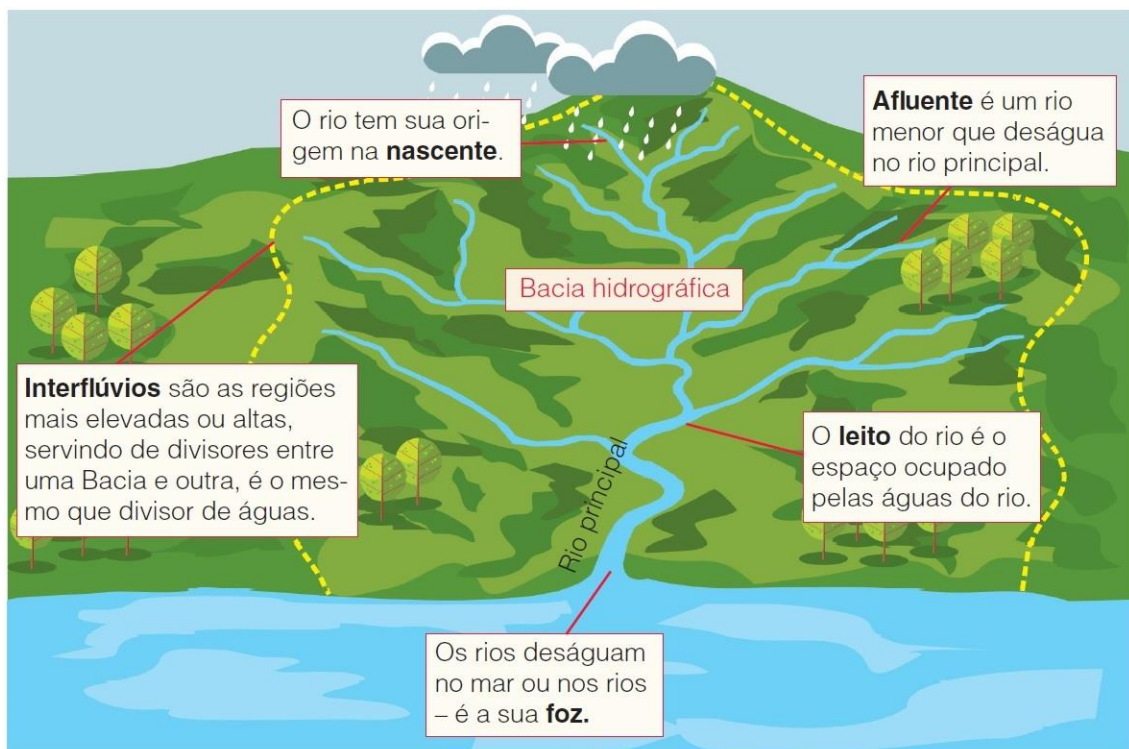
ρ : fração da área da bacia coberta com vegetação, adimensional;

D : declividade média do talvegue principal, em m/m.

3.4.3 Área de contribuição da bacia

Bacia hidrográfica é definida por Tucci (1997) como uma área de captação natural da chuva, que converge todo o escoamento para um único ponto de saída, chamado de exutório. É composta de um conjunto de superfícies vertentes e de uma rede de drenagem formada por cursos de água que confluem, resultando em um leito único no exutório, como pode ser visto na figura 08.

Figura 08 – Caracterização de uma bacia.



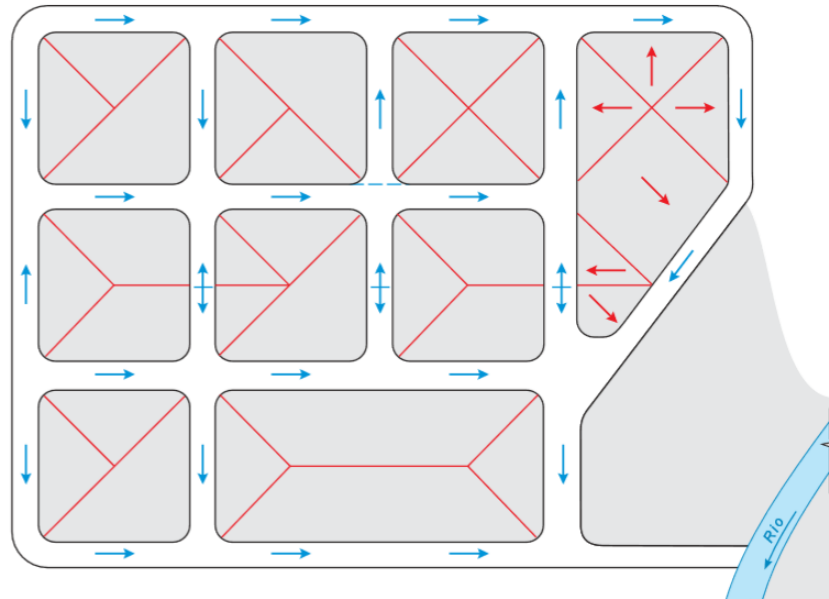
Fonte: Silveira, 2015.

3.4.3.1 Sub-bacias

De acordo com o descrito por Diogo e Sciammarella (2008), se tratando de microdrenagem é comum se fazer a delimitação das áreas contribuintes a montante de cruzamentos de vias e poços de visita, uma vez que a estimativa da vazão é feita para estes

pontos específicos. A delimitação de tais áreas segue uma lógica particular, podendo ser feita segundo a situação do parcelamento dos terrenos. No caso de terrenos parcelados, o mais comum em áreas urbanas, utiliza-se o “método do diagrama de telhado”, cujo nome é decorrente da similaridade das áreas contribuintes com o *layout* de um telhado, em vista superior conforme mostrado pela figura 09.

Figura 09 – Divisão de terreno adjacentes segundo o método do diagrama dos telhados.



Fonte: Diogo e Sciammarella, 2008.

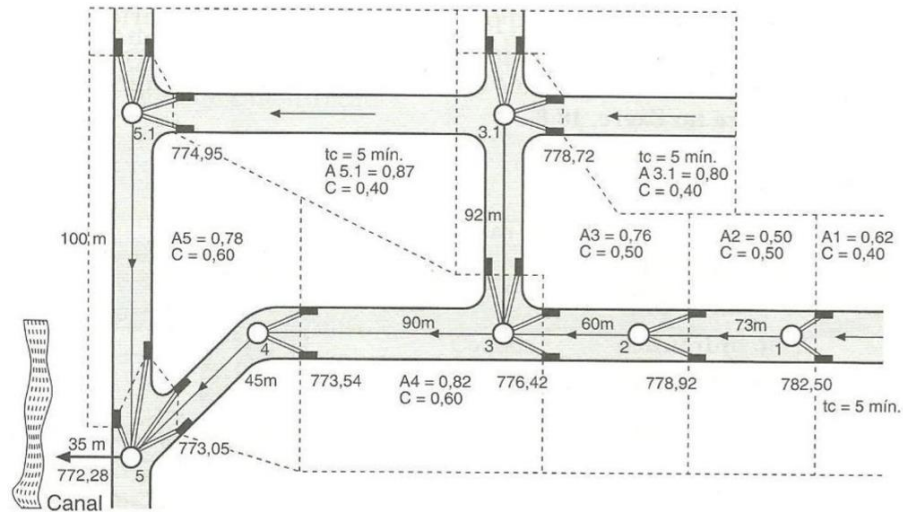
Este método consiste basicamente de duas etapas:

1. Identificação do sentido do fluxo das águas pluviais nas vias;
2. Delimitação dos quarteirões de modo que se assemelhem ao projeto de um telhado, com os divisores de águas representados como cumeeiras e espigões.

Em terrenos não parcelados a delimitação se dá de acordo com a própria geomorfologia, segundo o sentido de escoamento natural.

Além disso, segundo Siqueira (2012), outra forma de delimitação das áreas contribuintes é partir do princípio que os lotes, ou conjunto destes, formam uma bacia de retenção, onde parte despeja água para os fundos ou frente, caso esteja no meio do quarteirão, ou para um lado ou frente, se for de esquina, em função da inclinação do lote, mostrado na figura 10. Considera-se ainda que o limite da área de contribuição tangencia as bocas de lobo a jusante do escoamento, de maneira que o poço de visita atue como exutório da bacia.

Figura 10 – Alternativa para delimitação das áreas contribuintes.



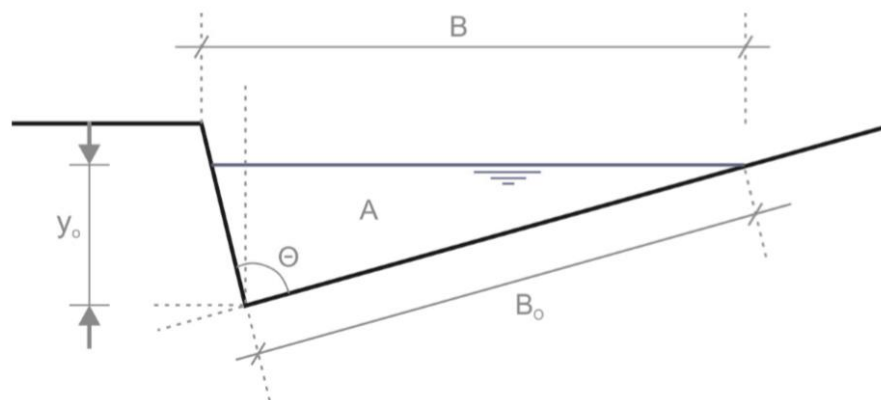
Fonte: Azevedo Netto, 1998.

3.5 Dimensionamento hidráulico

3.5.1 Sarjetas

Conforme definido no item 3.2, sarjetas são canais abertos de seção geralmente triangular situados nas laterais das vias conforme exemplificado na figura 11.

Figura 11 – Exemplo de sarjeta e suas dimensões.



Fonte: SMDU/SP, 2012.

Para o cálculo da capacidade de vazão de uma sarjeta e meio-fio, é necessário levar em consideração, segundo Diogo e Sciammarella, (2008), as características geométricas, dimensões, inclinação longitudinal e tipo de revestimento deste dispositivo. Tendo em vista que

alguns destes elementos dependem da geometria da via, a integração entre o responsável pelo projeto geométrico da via e o encarregado do projeto de drenagem é fundamental para uma solução técnica-econômica condizente com a região e a via a ser projetada. Na tabela 04 são apresentados parâmetros usuais utilizados no projeto de ruas e avenidas.

Tabela 04 – Características geométricas usuais para projetos de ruas e avenida.

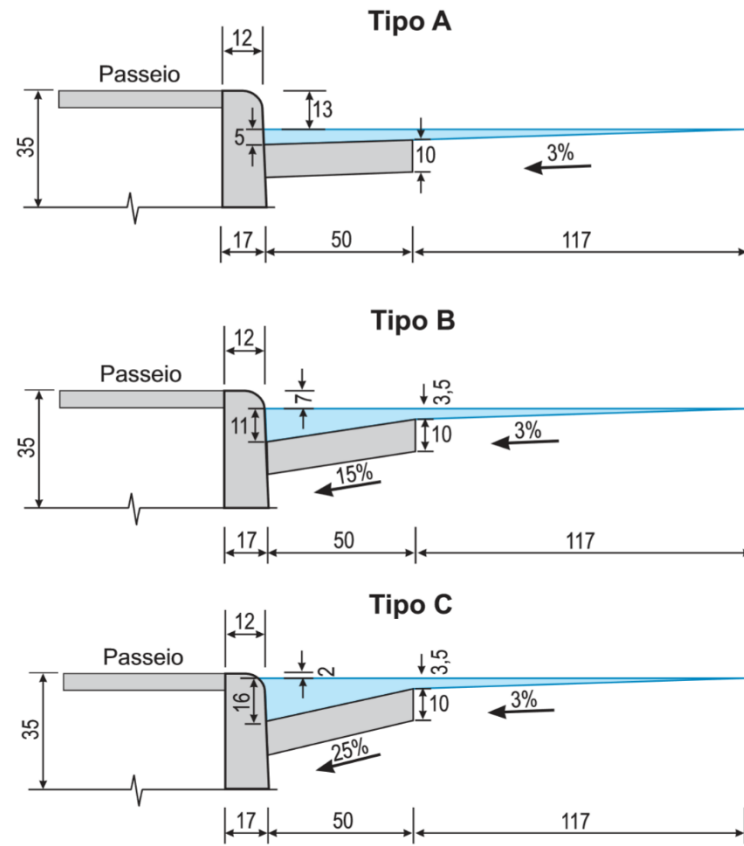
Dados Característicos	Usual	Máximo	Mínimo
Declividade longitudinal do pavimento	-	-	0,4%
Declividade transversal do pavimento	2,0%	2,5%	1,0%
Declividade transversal da sarjeta	5,0%	10,0%	2,0%
Altura da guia	0,15m	0,20m	0,10m
Altura da água na pista	-	0,13m	-
Comprimento útil (Lu)	-	60m	-
Largura da sarjeta sem estacionamento	0,50m	0,60m	-
Largura da sarjeta com estacionamento	0,90m	-	-

Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

Diogo e Sciammarella, (2008), dizem que para a definição da largura da sarjeta e altura do meio fio, deve-se considerar duas situações para a implantação e pavimentação de vias urbanas: a primeira é a implantação de rua em área totalmente virgem, e a segunda situação de adequação e pavimentação de via existente. Para a o primeiro caso, têm-se como fatores limitantes da largura da sarjeta e altura da guia (meio fio) o passo das pessoas, a largura disponível para implantação da via e o não impedimento da abertura das portas dos automóveis. Já para o caso de adequação de vias existentes recomenda-se que onde já existem soleiras definidas, largura limitada em ambos os lados da via, realize-se um estudo criterioso do projeto de melhoramento com técnicas adequadas e econômicas, para evitar desapropriamentos, desníveis inadequados entre a via, a calçada e as edificações.

Segundo Carvalho, (1995), existem três tipos padronizados de sarjetas, conforme mostrado na figura 12.

Figura 12 – Seções tipos padronizadas de sarjetas SUDECAP.



Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

Segundo o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2006), para o dimensionamento de sarjetas tem-se a equação de Manning modificado por Izzard, utilizada principalmente para pavimentos em concreto:

$$Q_{st} = 0,375 \times \frac{z}{n} \times y^{\frac{8}{3}} \times i^{0,5}$$

(Equação 05)

Onde:

Q_{st} : capacidade de escoamento pela sarjeta, em m³/s;

z : inverso da declividade transversal da sarjeta, m/m;

n : coeficiente de rugosidade de Manning;

y : altura da lâmina d'água junto ao meio fio, usualmente 80% da altura do meio fio, em m;

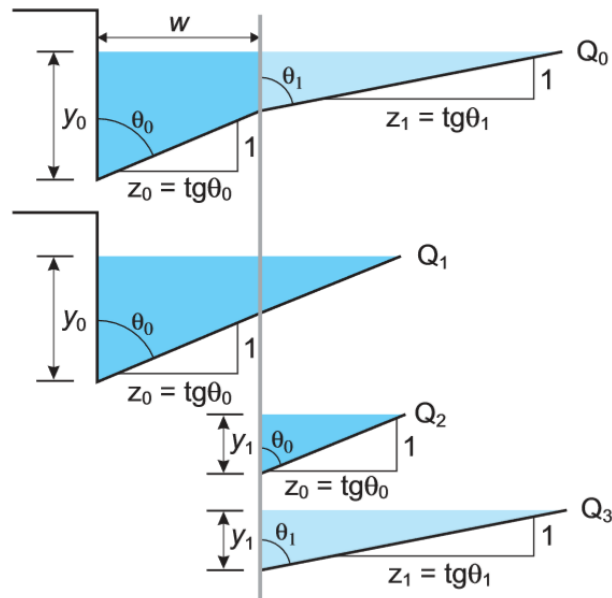
i : declividade longitudinal do trecho, em m/m.

Para o caso de seção composta, como mostra a figura 13, deve-se considerar a combinação mostrada, e a vazão é calculada por:

$$Q_0 = Q_1 - Q_2 + Q_3$$

(Equação 06)

Figura 13 – Seção composta de uma sarjeta triangular e seus elementos.



Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

Uma vez calculada a capacidade teórica de escoamento da sarjeta, segundo SMDU/SP (2012), deve-se multiplicar o valor encontrado pelo fator de redução que leva em consideração a possibilidade da obstrução da sarjeta por sedimentos. Esses valores são definidos em função da declividade do trecho, e se encontram na tabela 05.

Tabela 05 – Fator de redução da capacidade de escoamento da sarjeta.

Declividade da sarjeta (%)	Fator de redução
0,40	0,50
1 a 3	0,80
5,00	0,50
6,00	0,40
8,00	0,27
10,00	0,20

Fonte: SMDU/SP, 2012.

A tabela 06 de coeficientes de rugosidade de Manning usados para os cálculos das sarjetas e galerias, segundo Tucci (1995).

Tabela 06 – Coeficientes de rugosidade de Manning.

Características	<i>n</i>
Canais retilíneos com grama de até 15cm de altura	0,30 - 0,40
Canais retilíneos com capins de até 30cm de altura	0,30 - 0,060
Galerias de concreto	
Pré-moldado com bom acabamento	0,011 - 0,014
Moldado no local com formas metálicas simples	0,012 - 0,014
Moldado no local com formas de madeira	0,015 - 0,020
Sarjetas	
Asfalto suave	0,013
Asfalto rugoso	0,016
Concreto suave com pavimento de asfalto	0,014
Concreto rugoso com pavimento de asfalto	0,015
Pavimento de concreto	0,014 - 0,016
Pedras	0,016

Fonte: Tucci, 1995.

De acordo com Tomaz (2012), nos cruzamentos de ruas devem ser instalados sarjetões necessários para direcionar o sentido de escoamento superficial das águas, como pode ser visto na figura 14. Desta maneira, é possível o desvio do excesso de vazão em determinada rua para uma outra com capacidade de escoamento superficial ociosa, minimizando-se assim a quantidade de galerias.

Figura 14 – Sarjetão.

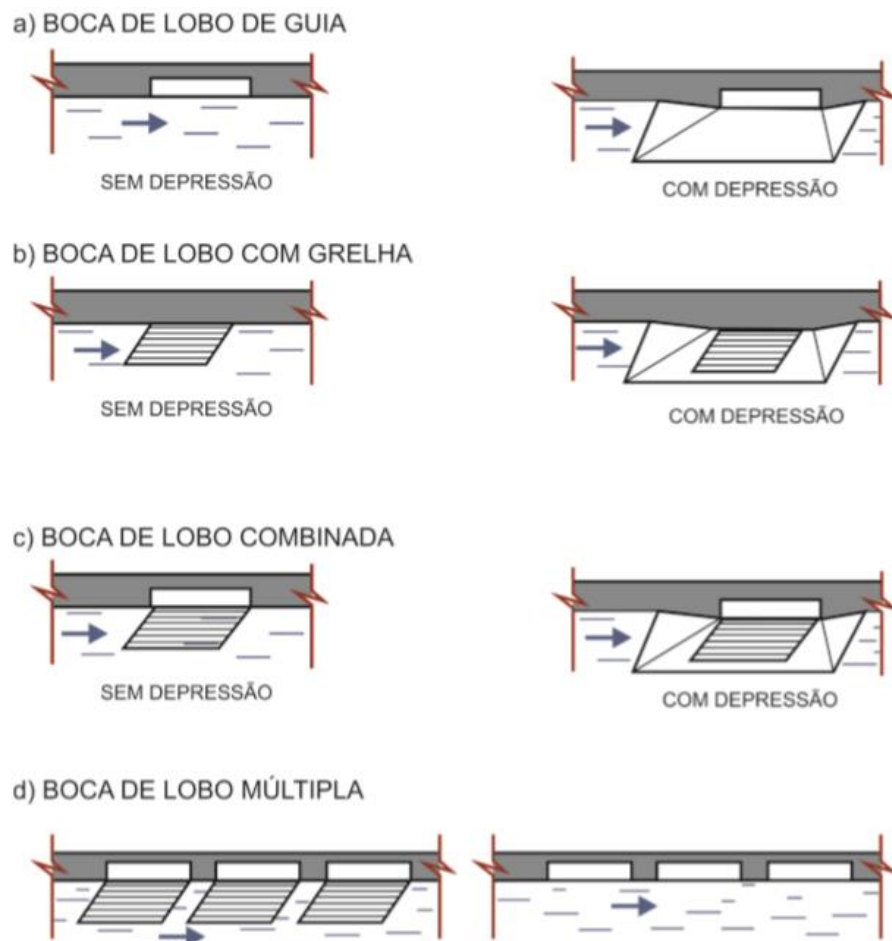


Fonte: Caderno/SP, 2005.

3.5.2 Bocas de lobo

De acordo com SMDU/SP (2012), bocas de lobo são elementos localizados nas sarjetas, com a finalidade de captar a água que nelas escoam, evitando que invadam a via; e as conduzindo até as galerias ou tubulações subterrâneas que as levarão até os cursos de água ou outras galerias. Basicamente existem quatro tipos de bocas de lobo: simples ou de guia; com grelha; combinada; e múltipla. Todos os tipos podem ser utilizados com ou sem depressão (rebaixamento feito na sarjeta junto a entrada da boca de lobo, com declividade maior do que a da sarjeta, com a função de aumentar a capacidade de engolimento), e tanto nos pontos baixos quanto nos intermediários das sarjetas. Os tipos de bocas de lobo podem ser vistos na figura 15.

Figura 15 – Tipos de bocas de lobo.



Fonte: SMDU/SP, 2012.

As bocas de lobo podem ser classificadas, segundo Fernandes (2002), quanto a localização, podendo ser localizadas em pontos intermediários ou em pontos baixos das sarjetas. Bocas de lobo de pontos intermediários posicionam-se em trechos contínuos e de declividade

constante, de maneira que a entrada de água ocorre apenas por uma extremidade; por outro lado, bocas de lobo de pontos baixos das sarjetas localizam-se em pontos de mudança de declividade ou junto ao cruzamento das ruas, com a entrada de água se dando pelas duas extremidades.

Quanto ao funcionamento, Fernandes (2002) mostra que a classificação depende da altura de água na sarjeta e da abertura da boca coletora. Desta forma, podem funcionar como escoamento de superfície livre, no qual a boca de lobo funciona como vertedor ($y/h \leq 1$); ou como escoamento afogado, onde a boca de lobo funciona como orifício ($y/h \geq 2$).

Tucci (1995) afirma que quando a água acumulada sobre a boca de lobo gera uma lâmina de altura menor do que a abertura da guia, pode ser usada a seguinte equação para o dimensionamento como vertedor:

$$Q = 1,7 \times L \times y^{\frac{3}{2}}$$

(Equação 07)

Onde:

Q : vazão de engolimento da boca de lobo, em m³/s;

L : comprimento da soleira, em m;

y : altura de água próxima à abertura na guia, em m;

Já para os casos onde a altura de água sobre o local de engolimento for maior do que o dobro da abertura na guia, segundo Tucci (1995), a boca de lobo funciona como orifício, e a vazão pode ser calculada por:

$$Q = 3,01 \times L \times h^{\frac{3}{2}} \times \left(\frac{y_1}{h}\right)^{\frac{1}{2}}$$

(Equação 08)

Onde:

Q : vazão de engolimento da boca de lobo, em m³/s;

L : comprimento da soleira, em m;

h : altura da guia, em m;

y_1 : carga da abertura da guia, em m;

As bocas de lobo com grelha, de acordo com Tucci (1995), funcionam como vertedor de soleira livre para profundidades de lâmina de até 12cm. Se um dos lados da grelha for adjacente a guia, este lado não deve ser considerado no cálculo do perímetro da equação que segue:

$$Q = 1,7 \times P \times y^{\frac{3}{2}}$$

(Equação 09)

Onde:

Q : vazão de engolimento da boca de lobo, em m³/s;

P : comprimento da soleira, em m;

y : altura de água próxima à abertura na guia, em m;

Para profundidades de lâmina situadas entre 12 e 42cm, segundo Tucci (1995), a carga adotada é definida segundo julgamento do projetista. Já para lâminas maiores que 42cm, a vazão é calculada por:

$$Q = 2,91 \times A \times y^{\frac{1}{2}}$$

(Equação 10)

Onde:

Q : vazão de engolimento da boca de lobo, em m³/s;

A : área da grade, excluindo-se as áreas ocupadas pelas barras, em m²;

y : altura de água próxima à abertura na guia, em m.

Segundo Tucci (1995), a capacidade teórica de esgotamento das bocas de lobo combinadas é aproximadamente igual a somatória das vazões engolidas pela grelha e pela abertura na guia, consideradas isoladamente.

SMDU/SP (2012) estabelece que a capacidade de engolimento das bocas de lobo é, na verdade, menor do que a calculada devido a diversos fatores, dentre os quais destacam-se as possíveis obstruções por detritos e irregularidades nos pavimentos das ruas junto as sarjetas e ao alinhamento real. Desta forma, são propostos coeficientes para estimar esta redução, como pode ser visto na tabela 07:

Tabela 07 – Fator de redução da capacidade de escoamento da sarjeta.

Localização na sarjeta	Tipo de boca de lobo	% permitida sobre o valor teórico
Ponto baixo	De guia	80
	Com grelha	50
	Combinada	65
Ponto intermediário	De guia	80
	Grelha longitudinal	60
	Grelha transversal ou longitudinal com barras transversais combinadas	60

Fonte: DAEE/ CETESB,1980, apud SMDU/SP, 2012.

3.5.3 Galerias

DAEE/CETESB (1980) define que as galerias de águas pluviais somente se fazem necessárias uma vez que, sem elas, o sistema de drenagem não é capaz de conduzir todas as descargas que a ele afluem. Um bom sistema de drenagem, aliado a um arranjo urbanístico favorável e bem planejado pode, muitas vezes, eliminar a necessidade da utilização de galerias.

A ausência de uma norma brasileira sobre drenagem é fator complicador para a elaboração de projetos, segundo Tomaz (2013). Além disto, existe uma indefinição sobre qual relação y/d deve ser considerada para o dimensionamento de galerias pluviais, pois diversos autores indicam valores diferentes. Assim sendo, todos os valores indicados são apenas sugeridos com base na literatura técnica específica, visto a ausência de recomendações específicas (AZEVEDO NETTO, 1998).

Menezes Filho e Costa (2012) citam que devem ser observados alguns critérios no dimensionamento dos condutos, que podem ser vistos na tabela 08. A velocidade do escoamento deve ser controlada, sendo suficientemente alta para se prevenir a sedimentação, e ao mesmo tempo devendo ser limitada para evitar o desgaste da tubulação. Além disso deve ser admitido um recobrimento mínimo para evitar esforços excessivos e garantir a integridade física das tubulações, geralmente posicionadas sob as vias ou passeios públicos.

Tabela 08 – Parâmetros utilizados em seções circulares de galerias pluviais.

Autor / Instituição	V_{min} (m/s)	V_{max} (m/s)	Seção plena ou h/D	Tipo de escoamento
Tucci et al. (2004)	0,60	5,00	Plena	Unif.
Azevedo Netto e Araújo (1998)	0,75	5,00	Plena ou 0,9	Unif.
Wilken (1978)	0,75	3,50 ^d	Plena	Unif.
Alcântara apud Azevedo Netto (1969)	1,00	4,00	0,70	Grad. Variado
Porto (1999)	$V_{méd} = 4 \text{ a } 6^a$		0,75	Unif.
Cirilo (2003)	0,60	4,50	h/D ^b	Unif.
Methods e Durrans ^c (2003)	0,60 a 0,90	4,50	0,85	Unif. e Grad. Variado
DAEE-CETESB (1980)	-	-	0,82	Unif.
Prefeitura Municipal de Goiânia	0,75	5,00	0,85 a 0,90	Unif.

Fonte: Adaptado de Menezes Filho e Costa, 2012.

Nota:

^a: Fonte: Curso de Canais, EE-UFGM, Dep. Engenharia Hidráulica, Edições Engenharia 58/72;

^b: valor não fixado;

^c: valores adotados pela ASCE (1992) – American Society of Civil Engineers;

^d: Pode-se adotar até 6m/s se for previsto revestimento adequado para o conduto;

V_{min} : velocidade mínima, em m/s;

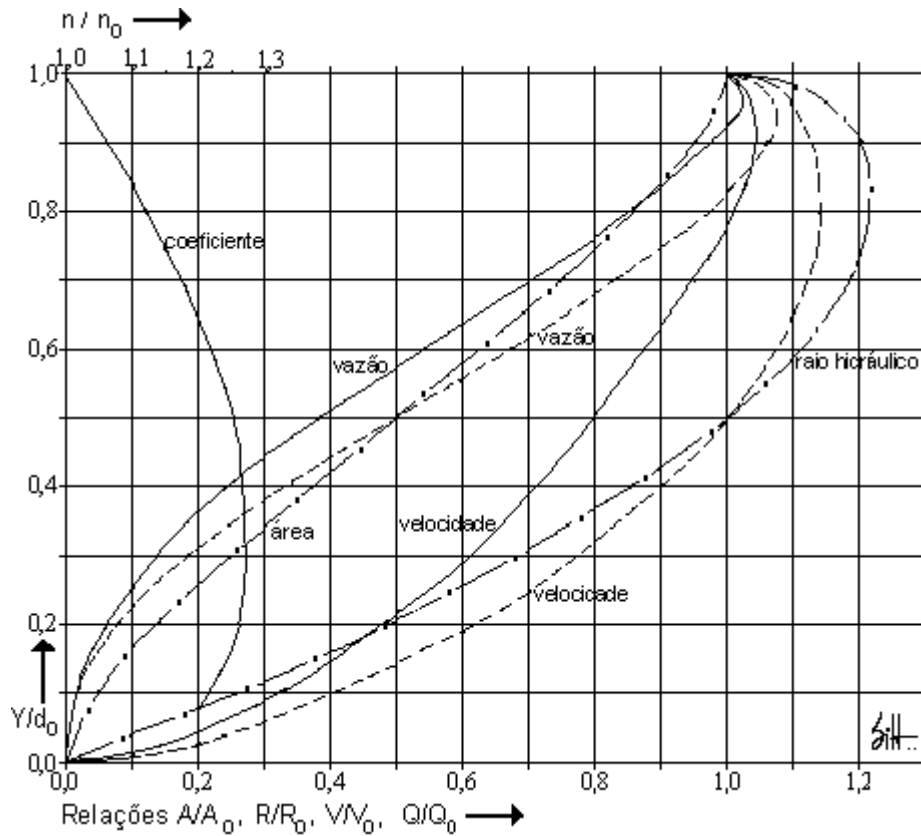
V_{max} : velocidade máxima, em m/s;

$V_{méd}$: velocidade média, em m/s;

h/D : relação altura-diâmetro.

Uma vez definidos os critérios, pode-se dar início ao dimensionamento, assumindo-se a hipótese de escoamento a seção plena ou com outra relação y/d qualquer, conforme visto na tabela 28 no anexo A ou do ábaco da figura 16, onde é possível a obtenção do fator hidráulico correspondente à altura de lâmina d'água estabelecida, levando assim ao cálculo do diâmetro necessário para o escoamento da vazão de projeto. Cabe destacar que para relações y/d iguais a 0,5 ou a 1,00, não se faz necessário a utilização de tal fator. Posteriormente adota-se o diâmetro comercial imediatamente superior ao calculado. (SIQUEIRA, 2012)

Figura 16 – Ábaco de fator de correção de vazão de galerias.



Fonte: Fernandes, 2002.

O dimensionamento de galerias, de acordo com Tucci (1995), é feito baseado nas equações hidráulicas de movimento uniforme, como a de Manning, que pode ser vista a seguir, Chezy e outras. Esse cálculo depende do tipo de galeria adotado e consequentemente do coeficiente de rugosidade.

$$Q = \frac{A \times R h^{\frac{2}{3}} \times i^{0,5}}{n}$$

(Equação 11)

Onde:

 Q : vazão de projeto, em m^3/s ; A : área molhada da seção, em m^2 ; Rh : raio hidráulico, em m ; i : declividade do trecho, em m/m ; n : coeficiente de rugosidade de Manning.

O raio hidráulico de uma seção circular pode ser obtido, segundo Tucci (1995), pela equação:

$$Rh = \frac{d}{4}$$

(Equação 12)

Onde:

Rh : raio hidráulico, em m;

d : diâmetro do conduto, em m;

De acordo com Tucci (2005), é prática usual a utilização de um coeficiente de rugosidade de Manning de 0,013 para o dimensionamento de condutos e galerias. Este é válido apenas para tubos de concreto novos, não representando as condições reais de funcionamento dos condutos. Após decorridos poucos anos de funcionamento, as condições do tubo e das juntas começam a se deteriorar, e mesmo em redes com boa manutenção, é inevitável a presença de sedimentos e outros materiais que interferem no escoamento. Portanto, um coeficiente de 0,015 ou 0,016 se torna muito mais adequado para contemplar as condições de escoamento de uma rede de drenagem ao longo de sua vida útil. Pode ser visto na tabela 02 demais coeficientes de escoamento para outros tipos de materiais.

Uma vez dimensionado o diâmetro comercial do trecho de galeria, deve se verificar a velocidade do escoamento por meio da equação de continuidade de Manning, considerando para tal o fator hidráulico correspondente a relação y/d escolhida.

$$V = \frac{Rh^{\frac{2}{3}} \times i^{0,5}}{n}$$

(Equação 13)

Onde:

Q : vazão de projeto, em m³/s;

Rh : raio hidráulico, em m;

i : declividade do trecho, em m/m;

n : coeficiente de rugosidade de Manning.

De acordo com Tomaz (2012), os tubos de galerias circulares de concreto devem estar de acordo com o que é estabelecido pela NBR 8890/2007 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) para Tubo de concreto de seção circular para águas pluviais e esgotos

sanitários - Requisitos e métodos de ensaios. Segundo Tomaz, (2012), a largura das valas depende da profundidade da mesma, conforme tabela 09.

Tabela 09 – Largura da vala conforme diâmetro do tubo e profundidade.

Diâmetro (mm)	Largura da vala em metros para profundidade de até 2,00m	Largura da vala em metros para profundidade acima de 2,00m
600	1,4	1,6
800	1,6	1,8
1000	1,9	2,1
1200	2,2	2,4
1500	2,5	2,7

Fonte: Tomaz (2012).

Ainda de acordo com Tomaz (2012), deve ser previsto um recobrimento mínimo de 1,00m para as tubulações. Recobrimentos inferiores eventualmente poderão ocorrer caso haja interferências com trechos da rede de esgoto, visto que na hipótese de se passar abaixo dessas linhas, as galerias a jusante do trecho seriam excessivamente aprofundadas.

De acordo com a NBR 12266/1992 - Projeto e execução de valas para assentamento de tubulação de água esgoto ou drenagem urbana – Procedimento, da ABNT, a largura da faixa de pavimentação a ser removida ao longo da vala deve ser a mínima necessária, de acordo com o tipo de pavimentação. No caso pavimento articulado e asfalto, a largura da faixa deve ser a largura da vala, acrescentando-se mais 0,30m; em passeio, a largura da vala mais 0,20m.

É possível ver na tabela 10, segundo Botelho, (2011), qual é a declividade mínima para galerias pluviais, com base no diâmetro comercial adotado.

Tabela 10 – Declividade mínima para galerias pluviais.

Ø comercial (mm)	Declividade mínima (m/m)
300	0,0030
350	0,0023
400	0,0019
500	0,0014
600	0,0011
700	0,0009
800	0,0007
900	0,0006
1000	0,0005
1200	0,0004

Fonte: BOTELHO, 2011.

3.5.4 Poços de visita

De acordo com Fernandes (2002), tanto a chaminé quanto o tampão devem ter diâmetro mínimo útil de 0,60m, de modo que se permita o movimento vertical de um operador. Não obstante, o balão deve possuir uma altura útil mínima de 2,00m, permitindo-se que o operador maneje os equipamentos de limpeza e desobstrução no interior do mesmo, com liberdade de movimentos. Já a chaminé não deve apresentar altura superior a 1,00m por recomendações funcionais, operacionais e até mesmo psicológicas para o operador. A tabela 11 mostra as dimensões mínimas recomendadas por Fernandes (2002) para chaminé e balão, em função da profundidade e do diâmetro D da tubulação de jusante, ou seja, a que sai do poço de visita.

Tabela 11 – Dimensões mínimas para chaminé e balão de PV.

Profundidade h do PV e diâmetro D de saída (m)	Altura h_c da chaminé (m)	Diâmetro D_b do balão* (m)
$h \leq 1,50$ e qualquer D	$h_c = 0,30$	$D_b = D$
$1,50 < h < 2,50$ e $D \leq 0,60$	$h_c = 0,30$	$D_b = 1,20$
$1,50 < h < 2,50$ e $D > 0,60$	$h_c = 0,30$	$D_b = D + 1,20$
$h > 2,50$ e $D \leq 0,60$	$0,30 < h_c < 1,00$	$D_b = 1,20$
$h > 2,50$ e $D > 0,60$	$0,30 < h_c < 1,00$	$D_b = D + 1,20$

* Para PV quadrangular, D_b = aresta

Fonte: Fernandes, 2002.

3.6 Orçamento de obras

Na construção civil, orçamento consiste na determinação do custo de uma obra antes de sua realização, elaborado com base em documentos específicos, tais como, projetos, memorial descritivo e caderno de encargos, segundo PINI (1999). Um orçamento deve conter de forma clara e coerente, segundo Tisaka (2006), todos serviços e materiais a serem utilizados na obra de acordo com os projetos.

De acordo com Limmer (1997), um orçamento deve satisfazer alguns objetivos:

1. Definir o custo de execução de cada atividade ou serviço;
2. Constituir-se em documento contratual, desta forma servindo como base para o faturamento da empresa executora do projeto, empreendimento ou obra, diminuindo-se assim possíveis dúvidas ou omissões relativas a pagamentos;
3. Servir como referência na análise dos rendimentos obtidos dos recursos empregados na execução do projeto;

4. Fornecer informações para o desenvolvimento de coeficientes técnicos confiáveis, visando o aperfeiçoamento da capacidade técnica e da competitividade da empresa executora do projeto no mercado.

3.6.1 SINAPI

Criado e implantado pelo Banco Nacional da Habitação (BNH) em parceria com o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) em 1969 com o objetivo de produzir informações de custos e índices a serem utilizados na construção civil com abrangência nacional, o Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) é a base de dados que baliza a contratação das obras públicas federais brasileiras desde 2003, segundo a CAIXA (2015). Em 1969 a CAIXA sucedeu o BNH no papel de produção habitacional, incluindo a gestão do SINAPI.

São conceitos básicos do SINAPI, de acordo com a CAIXA (2015):

- 1) Insumos: são os elementos básicos da construção civil constituídos de materiais (cimento, blocos, telhas, tábuas, aço, etc.), equipamentos (betoneiras, caminhões, equipamentos de terraplenagem, etc.) e mão de obra. Os insumos compõem o Banco Nacional de Insumos, cujos relatórios de preços são divulgados mensalmente na página da CAIXA (www.caixa.gov.br/sinapi) para todas as capitais brasileiras e para o Distrito Federal, com validade para o estado, enquanto referência;
- 2) Composições unitárias de serviço: elementos que relacionam a descrição, codificação e quantificação dos insumos e/ou de composições auxiliares empregados para se executar uma unidade de serviço representação deve conter os nomes dos seus elementos, as unidades de quantificação e os indicadores de consumo e produtividade (coeficientes).

Sobre os insumos de mão de obra, a CAIXA (2015) diz que incidem encargos sociais, de forma percentual, com cálculo específico para cada estado. Mensalmente, são divulgados dois tipos de relatórios de preços:

- 1) Desonerados - consideram os efeitos da desoneração da folha de pagamentos da construção civil (Lei 13.161/2015), ou seja, obtidos com exclusão da incidência de 20% dos custos com INSS no cálculo do percentual relativo aos Encargos Sociais;
- 2) Não desonerados – consideram a parcela de 20% de INSS nos Encargos Sociais.

Como nem todas as atividades e empresas estão enquadradas no regime de desoneração, a CAIXA publica mensalmente os relatórios de referência de preços de insumos e custos de

composições desonerados e sem desoneração, para cada uma das 27 localidades, cabendo ao orçamentista definir a planilha a ser usada no caso que busca retratar.

3.6.2 SETOP

Elaborada pela Secretaria de Estado de Transportes e Obras Públicas (SETOP), a planilha Preço SETOP é referencial de preços para obras de edificação no estado de Minas Gerais. Com mais de 3 mil itens de composições de custos unitários, conta com preços regionalizados e atualizados, visando garantir melhores condições de execução e melhor resultado econômico das obras, segundo dados da SETOP (2016). A consulta à planilha Preço SETOP pode ser feita tanto por prefeituras e órgãos públicos quanto por setores da iniciativa privada. Os preços unitários da planilha são referenciais, limites máximos e correspondem ao custo de cada serviço, estando incluídos material, mão de obra, encargos sociais e encargos complementares.

3.7 Intervenções em áreas de preservação permanente

As Áreas de Preservação Permanente (APP) são as áreas nas quais a vegetação deve ser mantida intacta, por imposição da lei, visando garantir a preservação dos recursos hídricos, da estabilidade geológica e da biodiversidade, bem como o bem-estar das populações humanas, segundo Araújo (2002). Seu regime de proteção é bastante rígido: a regra é a intocabilidade, excepcionalmente admitida nos casos de utilidade pública ou interesse social legalmente previstos.

Segundo o Art. 4º da Lei nº 12.651, de 25 de maio de 2012 considera-se Área de Preservação Permanente, em zonas rurais ou urbanas:

- I - As faixas marginais de qualquer curso d'água natural perene e intermitente, excluídos os efêmeros, desde a borda da calha do leito regular, em largura mínima de:
 - a) 30 (trinta) metros, para os cursos d'água de menos de 10 (dez) metros de largura;
 - b) 50 (cinquenta) metros, para os cursos d'água que tenham de 10 (dez) a 50 (cinquenta) metros de largura;
 - c) 100 (cem) metros, para os cursos d'água que tenham de 50 (cinquenta) a 200 (duzentos) metros de largura;
 - d) 200 (duzentos) metros, para os cursos d'água que tenham de 200 (duzentos) a 600 (seiscentos) metros de largura;
 - e) 500 (quinhentos) metros, para os cursos d'água que tenham largura superior a 600 (seiscentos) metros;
- II - As áreas no entorno dos lagos e lagoas naturais, em faixa com largura mínima de:
 - a) 100 (cem) metros, em zonas rurais, exceto para o corpo d'água com até 20 (vinte) hectares de superfície, cuja faixa marginal será de 50 (cinquenta) metros;
 - b) 30 (trinta) metros, em zonas urbanas;
- III - As áreas no entorno dos reservatórios d'água artificiais, decorrentes de barramento ou represamento de cursos d'água naturais, na faixa definida na licença ambiental do empreendimento;

IV - As áreas no entorno das nascentes e dos olhos d'água perenes, qualquer que seja sua situação topográfica, no raio mínimo de 50 (cinquenta) metros;

A proteção conferida a APPs é incontestável, porém, não se pode dar o conceito de intangível, pois, segundo Borges (2011), a intervenção se faz útil e necessária para a manutenção da vida do homem. A primeira normatização para a permissão do uso das APPs foi disposta no art. 4º do Código Florestal alterado pela Medida Provisória 2.166-67 de 2001. Nessa norma, a supressão de vegetação era permitida desde que se caracterizasse a utilidade pública ou o interesse social da área, regulamentando também o procedimento administrativo de supressão, uma vez que a permissão somente poderá ocorrer se inexistir alternativa técnica e locacional do empreendimento (BRASIL, 2001).

Com o objetivo de sanar essa polêmica, Borges (2011) diz que o Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA), por meio da edição da Resolução n.369/06, acrescentou ao termo “supressão de vegetação” o termo “intervenção”. Desta forma, o termo intervenção em APP pode ser considerado tanto para atividades em APPs desprovidas de vegetação, bem como aquelas com ocorrência de vegetação. A mesma Resolução CONAMA 369/06 trouxe novas classes no entendimento de utilidade pública e interesse social, também permitindo a intervenção eventual e de baixo impacto ambiental em APP: as atividades de utilidade pública podem ser entendidas como aquelas que tem aplicação pública em sentido mais amplo, sem distinção de grupos sociais específicos e que atendam interesses gerais; já as atividades de interesse social são aquelas que caracterizam os interesses de grupos sociais menores, inclusive familiares.

Entretanto, de acordo com Borges (2011), a intervenção ou supressão de vegetação eventual e de baixo impacto ambiental em APP, além de autorizada pelo órgão ambiental, não poderão comprometer as funções ambientais naturais. Nessa modalidade de intervenção, a estabilidade das encostas e margens dos corpos de água, os corredores de fauna, a drenagem e os cursos de água intermitentes, a manutenção da biota, a regeneração e a manutenção da vegetação nativa e a qualidade das águas deverão ser mantidos. Essa resolução pretendeu regulamentar as pequenas atividades cometidas em APPs. No entanto, poderão ser permitidas desde que não promovam impactos significativos ou irreversíveis. Enfim, o objetivo principal dessa Resolução foi definir os critérios de intervenção em APPs.

Borges (2011) fala também que atualmente, no caso de intervenção por um empreendimento potencialmente poluidor em APP, o órgão ambiental competente deverá exigir e, ou, indicar, quando existir “Termos de Referência”, as respectivas medidas mitigadoras e

compensatórias que deverão ser adotadas face à intervenção. Isso significa que toda intervenção deverá ser realizada depois de obtida a autorização do órgão ambiental competente, por meio do processo de licenciamento. Dessa forma, toda intervenção em APP é de responsabilidade daquele que solicitou a licença, que ficará responsável por sua recuperação e preservação, de acordo com o tipo de intervenção e as exigências estabelecidas ou que vierem a ser estabelecidas pelas Resoluções do CONAMA.

Além do procedimento administrativo próprio de intervenção em APP, ser provada a inexistência de alternativa técnica e locacional, a análise do impacto ambiental e a adoção de medidas mitigadoras e compensatórias, o requerente deve provar a não existência de alternativas para o projeto, pois sem essa prova o pedido obrigatoriamente deverá ser indeferido (MACHADO, 2004).

4 MATERIAL E MÉTODO

4.1 Material

4.1.1 A cidade de Boa Esperança-MG

Localizada no sul do estado de Minas Gerais, a cidade de Boa Esperança possui, de acordo com dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, (IBGE, 2016), área total de 860.669km² e população estimada de 40.287 habitantes para o ano de 2015. Na tabela 12 pode ser visto o histórico do crescimento populacional da cidade, em comparação ao do estado e do Brasil.

Tabela 12 – Histórico populacional da cidade de Boa Esperança-MG.

Ano	Boa Esperança	Minas Gerais	Brasil
1991	33.015	15.743.152	146.825.475
1996	34.020	16.567.989	156.032.944
2000	37.074	17.891.494	169.799.170
2007	37.801	19.273.506	183.987.291
2010	38.516	19.597.330	190.755.799

Fonte: IBGE, 2016.

Banhado pela represa de Furnas, como mostrado pela figura 17, o município é reconhecido pelo seu belo lago.

Figura 17 – Localização e limites do município de Boa Esperança-MG.

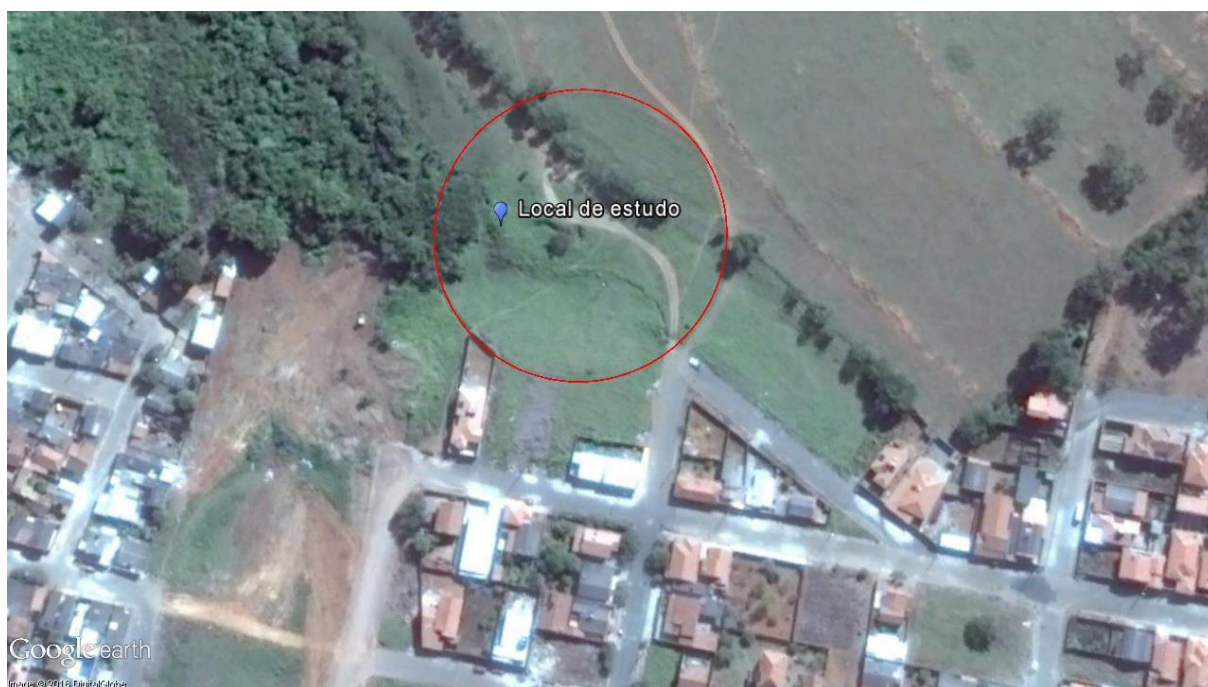


Fonte: IBGE, 2016.

4.1.2 Local de estudo

O local escolhido para o presente estudo localiza-se no bairro Jardim Eldorado e encontra-se próximo à uma nascente, e dentro da área de preservação permanente da mesma, como mostrado na figura 18.

Figura 18 – Local de estudo.

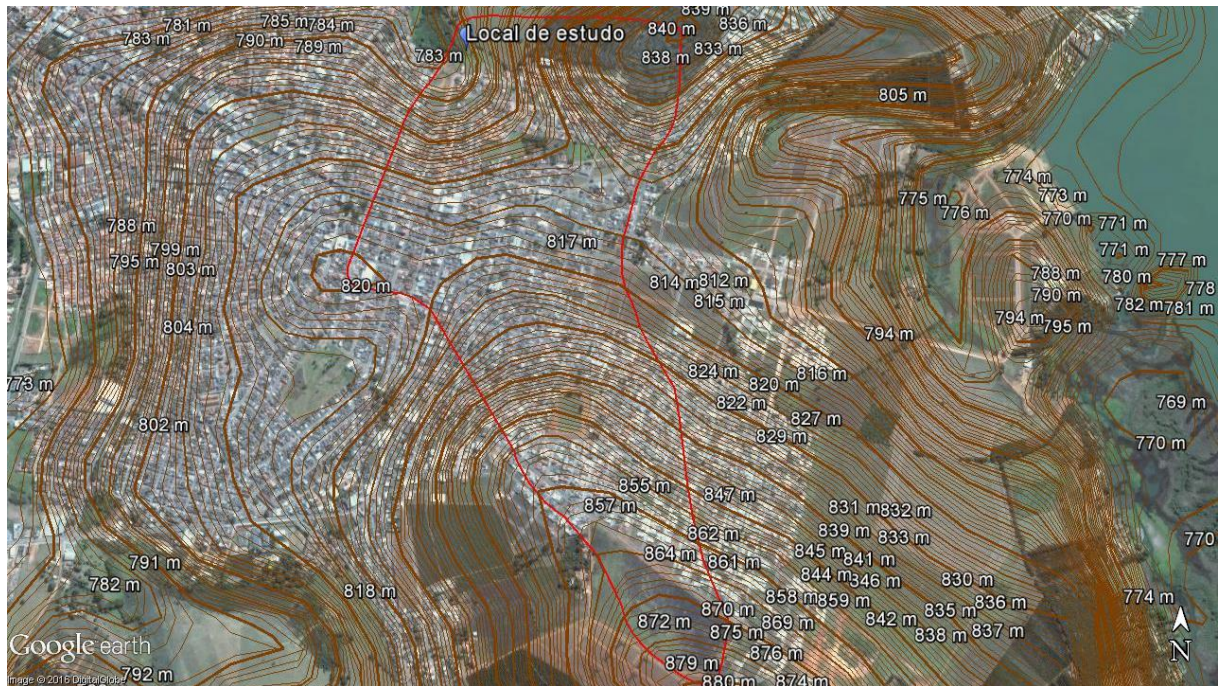


Fonte: *Google Earth*, adaptado pelo autor.

4.1.3 Caracterização da bacia de contribuição

A bacia de contribuição total do local possui área total de 123,94ha, ou seja, 1,2394km², sendo 63,11% de área urbanizada, composta essencialmente por residências térreas unifamiliares; 29,70% da área correspondente às vias públicas de pavimentação asfáltica e blocos de concreto; e 7,19% de cobertura vegetal correspondendo às áreas não urbanizadas. Na figura 19, podem ser vistos o local de estudo com as cotas de nível, bem como a delimitação da bacia. Cabe destacar que mesmo existindo outras áreas de cobertura vegetal, foi considerada apenas a área de preservação permanente da nascente e a área que se encontra dentro do Parque Ecológico Municipal da Sucupira, visto que as demais se tratam de lotes baldios que se encontram em áreas urbanizadas

Figura 19 – Bacia de contribuição.



Fonte: *Google Earth* com cotas de nível obtidas através do *Global Mapper*, adaptado pelo autor.

Entretanto, foi evidenciado na visita in loco a existência de dois trechos independentes de galerias pluviais, sendo um trecho com diâmetro igual a 1.000mm e o outro com diâmetro de 800mm, como mostrado pela figura 20.

Figura 20 – Bacia de contribuição e localização das galerias pluviais.



Fonte: *AutoCAD*, cotas de nível obtidas através do *Global Mapper*, adaptado pelo autor.

4.1.4 Caracterização do problema

O local objeto do presente estudo é o ponto mais baixo da sua bacia de contribuição, assim sendo, toda a água que nela chove escoar para lá. Conforme mencionado anteriormente, na bacia existem dois trechos de galerias pluviais distintos, com ambas tendo seu fim em pontos muito próximos, e desaguam a céu aberto, como mostrado na figura 21. À esquerda pode ser visto a galeria de 1.000mm, enquanto a direita, a de 800mm.

Figura 21 – Fim dos trechos de galeria.



Fonte: O autor.

Foi evidenciado através da visita in loco o rompimento da galeria de 800mm, culminando com o desmoronamento do solo no local, como pode ser comprovado na figura 22.

Figura 22 – Local de rompimento da galeria.



Fonte: O autor.

4.1.5 Disposição final

A situação atual da disposição não é a mais adequada, pois ambas as galerias existentes estão desaguando a céu aberto, como pode ser visto na figura 23. Desta forma, propõe-se também a sua readequação, para que se destine de forma adequada a vazão escoada pelas galerias, incluindo o novo trecho a ser dimensionado.

Figura 23 – Local onde deságuam as galerias.



Fonte: O autor.

Atualmente existem três galerias pluviais já instaladas, como mostrado pela figura 24, duas com diâmetro igual a 1.000mm e uma com diâmetro igual a 1.500mm, para que seja feita a correta disposição final da vazão transportada ao lago, entretanto elas não se encontram ligadas a nenhuma rede. Este estudo também se propõe a solucionar este aspecto do sistema.

Figura 24 – Galerias pluviais já instaladas.



Fonte: O autor.

Na figura 24 é possível ver somente duas das três galerias instaladas, a outra se encontra encoberta pela vegetação do local. É mostrado na figura 25 uma visão mais ampla do local onde elas se encontram. Pode ser visto que as galerias já estão desaguando no lago, de forma mais adequada do que a situação atual.

Figura 25 – Local onde deságuam as 03 galerias já instaladas.



Fonte: O autor.

4.2 Método

Para a realização do presente estudo, foram obtidas as informações necessárias para o cálculo da vazão de chuva da área a ser analisada, além do levantamento da estrutura hidráulica existente no local, a fim de se verificar a concordância entre as mesmas. Posteriormente realizou-se a comparação entre a vazão de projeto calculada, com a capacidade de escoamento dos dispositivos já existentes, de modo a evidenciar o problema. Os dados necessários para os cálculos foram obtidos por meio de *softwares* como o Plúvio, (UFV, 2006), (parâmetros empíricos da equação de chuva), *Google Earth* e *Global Mapper* (área de contribuição da bacia e levantamento planialtimétrico), e também de visita in loco.

4.2.1 Obtenção dos dados para o cálculo da vazão de projeto

Para uma correta análise e diagnóstico do sistema de drenagem existente no local objeto do presente estudo, é primordial a obtenção de uma série de dados a respeito do local. Tão importante quanto saber quais informações serão necessárias, é saber onde e como obtê-las. Abaixo, uma listagem de todas as informações a serem levantadas, e o local de onde extraí-las.

4.2.1.1 Área de drenagem da bacia

A delimitação da área de contribuição da bacia de drenagem do local em estudo foi feita por meio do *software* de imagem de satélite *Google Earth*. Foi verificado junto a Prefeitura Municipal sobre a existência de um levantamento planialtimétrico do local, porém a resposta foi negativa. Na ausência de um levantamento, é possível a utilização de *softwares* para realizar a análise topográfica do local. Foi utilizado juntamente ao *Google Earth*, o aplicativo *Global Mapper*, da empresa *Blue Marble Geographics*, que fornece o traçado das curvas de nível de um determinado local. Para a obtenção das curvas de nível pelo *Global Mapper*, foram utilizados os mapas fornecidos pelo projeto Brasil em Relevo, da Embrapa Campinas (Miranda, 2005).

Essa delimitação consiste basicamente em verificar os divisores topográficos que determinam o escoamento da água, uma vez que é sabido que o mesmo se dá dos pontos mais altos para os pontos mais baixos. Após a delimitação da bacia de contribuição, é feito o levantamento da área para posterior cálculo da vazão de chuva.

4.2.1.2 Parâmetros empíricos da equação de chuva

Os parâmetros K, a, b, c , da equação 03 para o cálculo da intensidade de precipitação, foram obtidos com o auxílio do *software* Plúvio (UFV, 2006), desenvolvido pelo Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos (GPRH) da Universidade Federal de Viçosa-MG (UFV).

4.2.1.3 Determinação do tempo de retorno

O período de retorno foi estabelecido com base na análise da ocupação da bacia e da dimensão dos impactos, em caso de falha do sistema. Este estudo foi realizado através do mapa do local, obtido junto a Prefeitura Municipal, bem como visita in loco, para verificação da real situação de ocupação.

4.2.1.4 Cálculo do tempo de concentração

Uma vez definido o tempo de retorno foi possível o cálculo do tempo de concentração da bacia, por meio da equação 04. As demais variáveis, como o comprimento do talvegue principal, a fração da área da bacia coberta com vegetação e a declividade média do talvegue principal, foram verificadas através do levantamento feito no *Google Earth* e no *Global Mapper*.

4.2.1.5 Cálculo da intensidade de precipitação

Uma vez levantados todos os dados necessários – parâmetros empíricos, tempo de retorno e tempo de concentração – foi possível o cálculo da intensidade de precipitação da bacia.

4.2.1.6 Escolha dos coeficientes de escoamento superficial

Novamente com o auxílio do *Google Earth*, foram feitos os levantamentos das áreas de ocupação, procedendo-se com análise sobre o tipo de ocupação por meio de visita in loco, e posterior definição dos respectivos coeficientes de escoamento superficial (*Runoff*), conforme tabela 02. Uma vez definidos esses parâmetros, foi calculado o coeficiente de escoamento superficial médio, segundo equação 02.

4.2.1.7 Cálculo da vazão de chuva

Com os dados de intensidade, área de contribuição e coeficiente de escoamento superficial médio, em seguida foi possível determinar a vazão de chuva por meio da equação 01, do Método Racional. Para simplificação, todos os cálculos foram feitos no *software Excel*.

4.2.2 Levantamento da estrutura hidráulica existente

Uma vez finalizados os levantamentos das informações necessárias foi feita a verificação da estrutura hidráulica presente no local de estudo por meio de visita in loco. Foi consultado junto a Prefeitura Municipal sobre a existência de um projeto de drenagem do local, entretanto não existem registros do mesmo. Foi informado apenas o diâmetro das galerias pluviais, pelo responsável por executá-las.

Posteriormente foi possível comprovar, através da visita ao local, a dimensão de ambos os trechos de galerias que passam pelo local.

4.2.2.1 Cálculo da vazão das galerias existentes

Após a obtenção dos diâmetros das galerias existentes na bacia, foi feito o levantamento do comprimento e da declividade dos trechos das mesmas, sendo possível o cálculo da vazão que as galerias seriam capazes de transportar por meio da equação 11 de Manning. Considerou-se uma relação y/d igual a 0,80 e seus coeficientes de correção de vazão e raio hidráulico correspondentes obtidos através do ábaco da figura 16 ou da tabela 28 no Anexo A, um coeficiente de rugosidade de Manning igual a 0,016 por se tratar de galerias pluviais existentes, levou-se em conta a possibilidade de ter ocorrido sedimentação de materiais nos tubos.

4.2.3 Comparação das vazões

Finalmente obtidas tanto a vazão de projeto, quanto a vazão que as galerias existentes são capazes de transportar, bastou compará-las para verificar se estão dimensionadas corretamente.

Uma vez obtidas as vazões, basta compará-las a vazão de escoamento da sarjeta, calculada com base na equação 05, de Manning modificada por Izzard, de acordo com DNIT, (2006), em função do tipo e da geometria da sarjeta, e da declividade transversal do trecho. Se a vazão da sarjeta for suficiente, não se faz necessário a utilização de outros dispositivos. Caso contrário, dimensiona-se as galerias pluviais para o transporte da vazão excedente, por meio da equação hidráulica de movimento uniforme de Manning, considerando tubos de concreto, com coeficiente de rugosidade de Manning igual a 0,013, indicado para tubos de concreto de acordo com a tabela 06, relação y/d igual a 0,80 e respeitando a declividade mínima proposta por Botelho, (2011), na tabela 10. Após obtido o diâmetro do trecho, adota-se o diâmetro comercial mais próximo, devendo sempre realizar a verificação da velocidade do escoamento, calculada segundo a equação de continuidade de Manning, que nunca deve ser superior a 5,0m/s, para tubos de concreto.

Dimensionadas as galerias, o próximo passo é o cálculo das bocas de lobo, cuja vazão é obtida através da soma das vazões da boca de lobo de guia, e de grelha calculadas separadamente, segundo as equações de Tucci, (1995), com base no tipo e geometria das bocas de lobo.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Análise hidrológica

5.1.1 Coeficiente de escoamento superficial (Coeficiente de *Runoff*)

Para a realização da análise hidrológica da bacia de contribuição utilizou-se o Método Racional, descrito no item 3.4. Uma vez delimitada as bacias de contribuição e levantadas todas as suas áreas, foi atribuído a cada uma delas um coeficiente de escoamento superficial condizente com seu tipo de ocupação, conforme as tabelas 13 e 14. A seguir foi calculado o coeficiente de escoamento superficial médio de ambas as bacias com base na equação 02.

Tabela 13 – Áreas levantadas e respectivos coeficientes de *Runoff* – Bacia 01.

Tipo de ocupação	Área (m²)	C
Vias públicas	265.613,68	0,83
Residencial	467.928,29	0,50
Área verde	7.853,98	0,20
Área total	741.395,95	

Fonte: O Autor.

$$C_{\text{médio}} = \frac{(265.613,68 \times 0,83) + (467.928,29 \times 0,50) + (7.853,98 \times 0,20)}{741.395,95}$$

$$C_{\text{médio}} = 0,615$$

Tabela 14 – Áreas levantadas e respectivos coeficientes de *Runoff* – Bacia 02.

Tipo de ocupação	Área (m²)	C
Vias públicas	102.470,48	0,83
Residencial	314.283,76	0,50
Área verde	81.203,91	0,20
Área total	497.958,15	

Fonte: O Autor.

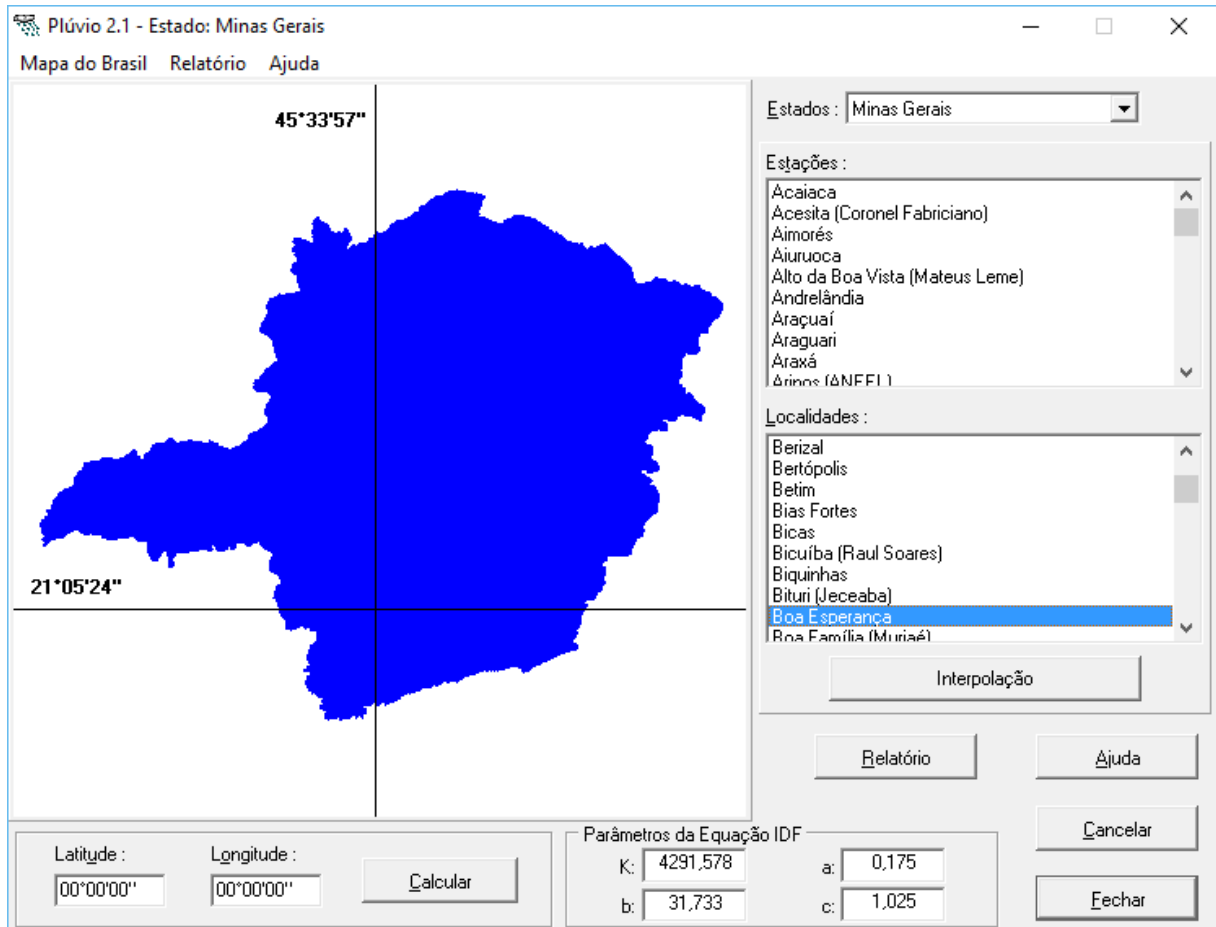
$$C_{\text{médio}} = \frac{(102.470,48 \times 0,83) + (314.283,76 \times 0,50) + (81.203,91 \times 0,20)}{497.958,15}$$

$$C_{\text{médio}} = 0,519$$

5.1.2 Intensidade de precipitação

Utilizando-se do *software* Plúvio (UFV, 2006), foram obtidos os coeficientes K , a , b , c , mostrados na figura 27, para a determinação da intensidade de precipitação por meio da equação 03. Pode ser visto no Anexo B o relatório emitido pelo *software*.

Figura 27 – Interface do *software* Plúvio (UFV, 2006).



Fonte: O autor.

O tempo de concentração da bacia foi determinado pela equação de George Ribeiro, após serem obtidos o comprimento do talvegue principal, porcentagem de cobertura vegetal e declividade do talvegue principal. Uma vez obtidos todos as variáveis necessárias, foi calculado o tempo de concentração para as duas bacias, segundo a equação 04.

Para a bacia 01 tem-se:

L : 2,557 km;

ρ : 0,0106;

D : 0,044.

$$t_c = \left[\frac{16 \times 2,557}{(1,05 - 0,2 \times 0,0106) \times (100 \times 0,044)^{0,04}} \right] + 10$$

$$t_c = 46,82 \text{ min}$$

Para a bacia 02 tem-se:

L : 1,743 km;

ρ : 0,1631;

D : 0,039.

$$t_c = \left[\frac{16 \times 1,743}{(1,05 - 0,2 \times 0,1631) \times (100 \times 0,039)^{0,04}} \right] + 10$$

$$t_c = 35,97 \text{ min}$$

Para a definição do período de retorno foi considerado a totalidade da bacia, e foi determinado com base na análise criteriosa do tipo de ocupação da área e no que foi descrito no item 3.4.2.1. A bacia apresenta ocupação principalmente residencial e, pelo local estar inserido dentro de uma área de preservação permanente, foi estabelecido um período de retorno igual a 10 anos, visto que qualquer possível falha no sistema poderia trazer um prejuízo considerável ao meio ambiente.

Após a determinação de todos os parâmetros necessários, que são mostrados na tabela 15, deu-se o cálculo da intensidade de precipitação individual de cada uma das bacias com base na equação 03.

Tabela 15 – Variáveis da equação da intensidade de precipitação.

Tr (anos)	10
K	4291,578
a	0,175
b	31,733
c	1,025

Fonte: O autor.

Para a bacia 01 tem-se:

$$I_m = \frac{4.291,578 \times 10^{0,175}}{(46,82 + 31,733)^{1,025}}$$

$$I_m = 73,30 \text{ mm/h}$$

Já para a bacia 02 tem-se:

$$I_m = \frac{4.291,578 \times 10^{0,175}}{(35,97 + 31,733)^{1,025}}$$

$$I_m = 85,36 \text{ mm/h}$$

5.1.3 Área de contribuição da bacia

A área total da bacia 01 foi igual a 741.395,95m², enquanto a área da bacia 02 foi igual a 497.958,15m²

5.2 Vazão de projeto

Finalmente, após o cálculo do coeficiente de escoamento superficial médio, da intensidade de precipitação e da área de contribuição da bacia de drenagem, vistos nas tabelas 16 e 17, foi possível a verificação da vazão de chuva total das bacias, através da equação 01.

Tabela 16 – Variáveis da equação da vazão de chuva – Bacia 01.

<i>C</i>	0,615
<i>I (mm/h)</i>	73,30
<i>A (km²)</i>	0,7414

Fonte: O autor.

$$Q = 0,278 \times 0,615 \times 73,30 \times 0,7414$$

$$Q = 9,28 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabela 17 – Variáveis da equação da vazão de chuva – Bacia 02

<i>C</i>	0,519
<i>I (mm/h)</i>	85,36
<i>A (km²)</i>	0,4979

Fonte: O autor.

$$Q = 0,278 \times 0,519 \times 85,36 \times 0,4979$$

$$Q = 6,13 \text{ m}^3/\text{s}$$

Através dos cálculos chegou-se a uma vazão de projeto igual a 9,28m³/s para a bacia 01, e uma vazão de 6,13m³/s que diz respeito a bacia 02.

5.3 Estrutura hidráulica existente

Uma vez obtidas as vazões de chuva de cada uma das bacias de drenagem, foi feito o cálculo da capacidade de escoamento das galerias pluviais já existentes, considerando as condições de topografia do local, e uma relação y/d igual a 0,80. Com o auxílio do ábaco da figura 16 e da tabela 28 no Anexo A, obteve-se os coeficientes 0,97747 e 1,20 para correção da vazão e do raio hidráulico, respectivamente, correspondentes a altura de lâmina d'água escolhida. O coeficiente de rugosidade de Manning foi considerado igual a 0,016, uma vez que se trata de uma estrutura já existente, levou-se em conta a possibilidade de sedimentação de materiais no fundo das galerias.

Para a bacia 01, cuja galeria possui diâmetro igual a 1.000mm, foi obtido um desnível de 7,30m ao longo de 180,00m de comprimento, o que resulta numa declividade de 0,041m/m para o último trecho. Com isso foi possível determinar com base na equação 11 a vazão máxima possível de ser transportada nesse trecho.

$$\frac{Q}{0,97747} = \frac{0,785 \times 0,25^{\frac{2}{3}} \times 0,041^{0,5}}{0,016}$$

$$Q = 3,83 \text{ m}^3/\text{s}$$

Já para a bacia 02, com uma galeria de diâmetro igual a 800mm, foi obtido um desnível de 9,50m ao longo de 140,00m de comprimento, resultando uma declividade de 0,068m/m para o último trecho. Com isso foi possível determinar de acordo com a equação 11 a vazão máxima possível de ser transportada nesse trecho.

$$\frac{Q}{0,97747} = \frac{0,5026 \times 0,2^{\frac{2}{3}} \times 0,068^{0,5}}{0,016}$$

$$Q = 2,74 \text{ m}^3/\text{s}$$

Grande parte das análises no campo da Engenharia são feitas por meio da comparação da situação ideal com a situação existente. A partir disto é possível comprovar causas, avaliando as soluções possíveis para os problemas, visando sempre a aproximação da situação ideal.

Como o problema identificado foi o rompimento de uma galeria pluvial, partiu-se do princípio de que os demais componentes do sistema de microdrenagem estão funcionando corretamente. Do contrário, a água de chuva não estaria escoando pelas galerias.

Através dos cálculos realizados e dos levantamentos no local, foi obtido uma vazão máxima de $3,83\text{m}^3/\text{s}$ para a bacia 01. Ao compará-la a vazão de chuva calculada de $9,28\text{m}^3/\text{s}$, fica evidente que a galeria foi mal dimensionada.

Já na avaliação da galeria da bacia 02, obteve-se uma vazão máxima de $2,74\text{m}^3/\text{s}$ para o trecho. Comparando-se com a vazão de chuva calculada de $6,13\text{m}^3/\text{s}$, é possível comprovar mais uma vez que a galeria foi subdimensionada.

6 PROPOSTA DE READEQUAÇÃO DO SISTEMA

Conforme foi evidenciado, o problema de drenagem no bairro Jardim Eldorado ocorreu devido ao mal dimensionamento do sistema de galerias pluviais, que deveriam ser capazes de transportar vazões maiores do que as quais foram projetadas. Isso pode ter ocorrido devido a diversos fatores, desde os quais pode-se destacar erro na própria concepção do projeto, ou áreas de expansão que deveriam ter sido consideradas, mas que por algum motivo não foram.

Entendeu-se que a solução mais viável para sanar os problemas relacionados a microdrenagem no bairro seria o aproveitamento do sistema já existente, e o dimensionamento de um novo sistema para transportar a vazão excedente impossível de ser transportada pelas galerias já existentes, de forma a funcionarem concomitantemente. Isso pode ser feito através da realização de uma avaliação trecho a trecho da totalidade da bacia, sendo possível, portanto, identificar o melhor local para a implantação da nova galeria;

6.1 Dimensionamento da nova estrutura hidráulica

6.1.1 Cálculo da nova área de drenagem

Para que o dimensionamento da nova estrutura hidráulica para o transporte da vazão excedente pudesse ser desenvolvido, foi necessário realizar uma nova divisão da área de contribuição. Uma vez obtida a capacidade de escoamento das galerias existentes, foi possível obter, com base nos parâmetros já obtidos anteriormente ($C_{\text{médio}}$ e I_m), calcular a área que os trechos de galerias pluviais já existentes seriam capazes de drenar, utilizando-se da equação 01. Para a bacia 01, cuja galeria de diâmetro igual a 1.000mm escoava uma vazão igual a 3,83m³/s, tem-se $C_{\text{médio}}$ e I_m iguais a 0,615 e 73,70mm/h, respectivamente.

$$\frac{3,83}{0,97747} = 0,278 \times 0,615 \times 73,30 \times A$$

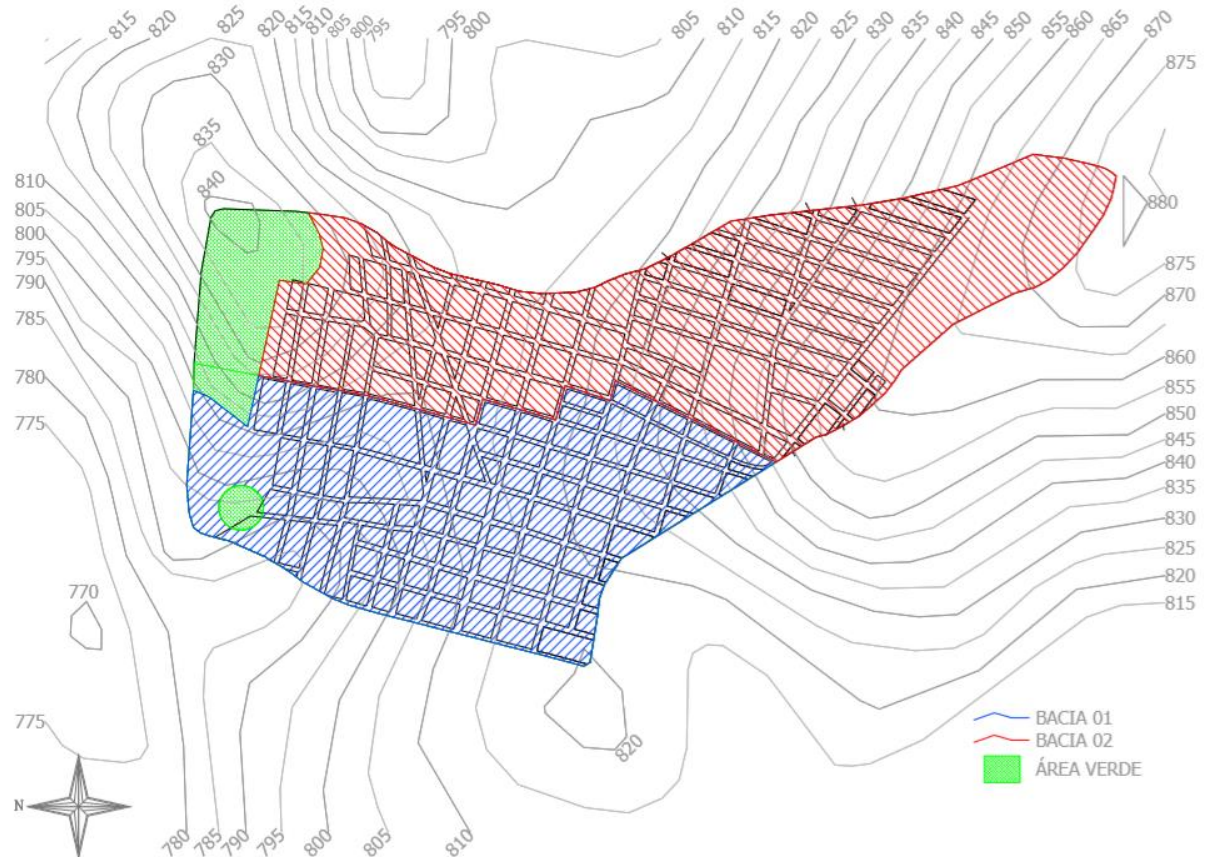
$$A = 0,3133 \text{ km}^2$$

Desta forma, foi possível obter a área da nova bacia de drenagem, subtraindo-se a área obtida da área total, para a qual será dimensionado o novo sistema de microdrenagem. Uma vez calculada a nova área de drenagem, e feita a delimitação da mesma como pode ser visto na figura 28.

$$A = 1,2394 - 0,3133$$

$$A = 0,9261\text{km}^2$$

Figura 28 – Nova subdivisão da bacia de contribuição.



Fonte: AutoCAD, cotas de nível obtidas através do Global Mapper, adaptado pelo autor.

6.1.1.1 Cálculo do novo coeficiente de escoamento superficial

Devido a nova subdivisão da área de drenagem, foi necessário o cálculo de um novo coeficiente de escoamento superficial, com base na equação 02, pois a distribuição das áreas se altera, como pode ser visto na tabela 18.

Tabela 18 – Áreas levantadas da nova bacia e respectivos coeficientes de *Runoff*.

Tipo de ocupação	Área (m^2)	C
Vias públicas	171.607,01	0,83
Residencial	683.015,47	0,50
Área verde	71.463,49	0,20
Área total	926.085,97	

Fonte: O Autor.

$$C_{\text{médio}} = \frac{(171.607,01 \times 0,83) + (683.015,47 \times 0,50) + (71.463,49 \times 0,20)}{926.085,97}$$

$$C_{\text{médio}} = 0,538$$

6.1.1.2 Cálculo da nova intensidade de precipitação

Com a nova configuração da bacia, fez-se necessário também o cálculo de um novo tempo de concentração, de acordo com a equação 04, e de uma nova intensidade de precipitação segundo a equação 03, de acordo com os parâmetros obtidos através do Plúvio (UFV, 2006) já utilizados anteriormente, mostrados na tabela 15.

Para a nova bacia tem-se:

L : 1,743 km;

ρ : 0,10;

D : 0,039.

$$t_c = \left[\frac{16 \times 1,743}{(1,05 - 0,2 \times 0,10) \times (100 \times 0,039)^{0,04}} \right] + 10$$

$$t_c = 35,66 \text{ min}$$

$$I_m = \frac{4.291,578 \times 10^{0,175}}{(35,66 + 31,733)^{1,025}}$$

$$I_m = 73,30 \text{ mm/h}$$

6.1.2 Cálculo da vazão trecho a trecho

Para a realização do dimensionamento dos novos dispositivos hidráulicos, se fez necessário a divisão dos trechos segundo o cruzamento das ruas, possibilitando-se assim a obtenção da vazão correspondente a cada trecho. Também foi feita a locação dos sarjetões, dispositivos utilizados para direcionamento da vazão, conforme descrito no item 3.5.1. Pode ser visto em detalhe na figura 29. Foi definido também o sentido do escoamento do fluxo, respeitando-se ao máximo as condições naturais de topografia do terreno, de modo a propiciar o escoamento superficial da maior parte da vazão possível.

Feito isso, foi possível calcular, com base nas sub-bacias contribuintes a cada trecho, a vazão por ele escoada, de acordo com o Método Racional, equação 01. Fez-se uso de planilhas para a simplificação do cálculo. O dimensionamento completo com o cálculo das vazões de todos os trechos se encontra na tabela 21 do Apêndice B. Para o trecho 1-2 da Avenida Dr. Antonio Carlos Bandeira, por exemplo, foram obtidas vazões iguais a 0,634 e 0,035 m³/s para as margens direita e esquerda, respectivamente,

6.1.3 Verificação da necessidade de galerias pluviais

Com as vazões de todos os trechos já obtidas, procedeu-se com o dimensionamento, verificando-se a necessidade de galerias pluviais, considerando a capacidade de escoamento superficial das sarjetas. Nas poucas ruas em que já existem sarjetas ficou evidenciado que as mesmas não se encontram em bom estado, além de sua declividade não ser adequada, como pode ser visto na figura 31 e na figura 39 no Apêndice A. Isto levou a desconsiderá-las, propondo a sua remoção e instalação de novas sarjetas, adequadas para o escoamento da vazão de chuva.

Figura 31 – Situação das sarjetas.

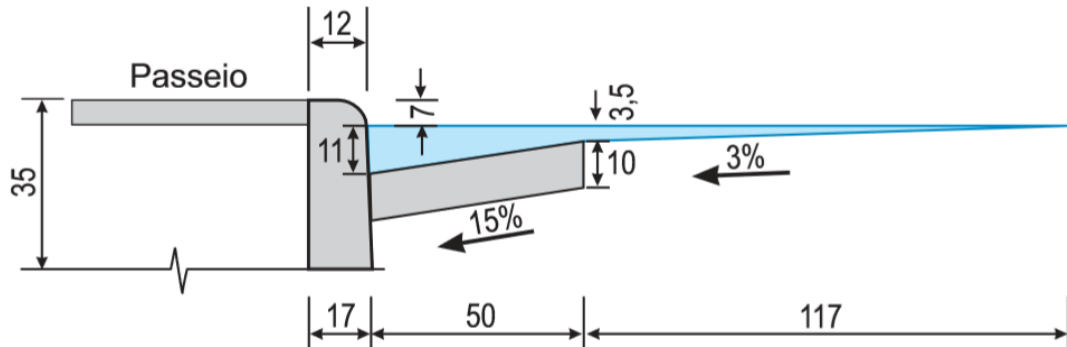


Fonte: O autor.

Foi considerado uma sarjeta do tipo B, como pode mostrado na figura 32, indicadas por Carvalho, (1995) para vias com declividade longitudinal média variando na faixa de 0,5% a 16%, como é o caso em estudo. Foi considerada uma sarjeta de concreto, com n igual a 0,013,

largura igual a 0,50m, lâmina d'água junto ao meio fio igual a 12cm, e uma declividade transversal igual a 8%.

Figura 32 – Desenho esquemático sarjeta tipo B.



Fonte: Diogo e Sciammarella, 2008.

Em seguida, tomando como exemplo o trecho 1-2 da Avenida Dr. Antonio Carlos Bandeira, calculou-se a vazão de escoamento da sarjeta por meio da equação 05. O trecho apresenta declividade igual a 0,019m/m, o que resulta num fator de redução igual a 0,80, segundo a tabela 07. Obteve-se uma vazão de escoamento da sarjeta igual a 0,338m³/s, para o trecho em questão. Feito isso para todos os trechos, foi possível verificar em quais trechos seria necessário a instalação de uma nova rede de galerias, conforme mostrado na tabela 21 do Apêndice B.

6.1.4 Dimensionamento da nova rede de galerias pluviais

Uma vez definidos os trechos para os quais seria dimensionado a nova rede, foi calculado com a ajuda da equação 11, para tubos de concreto e uma relação y/d igual a 0,80, o que resulta nos coeficientes 0,97747 e 1,20 para correção da vazão e do raio hidráulico, respectivamente. Subtraindo-se a vazão de escoamento da sarjeta das vazões encontradas para os trechos (margens direita e esquerda), obtém-se a vazão excedente, que deve ser transportada por galerias. Novamente utilizando-se do trecho 1-2 como exemplo, tem-se uma vazão excedente igual a 0,296m³/s, apenas para a margem direita, declividade igual a 0,019m/m, e um coeficiente de rugosidade de Manning para tubos de concreto igual a 0,013, por se tratar de tubos de concreto novos.

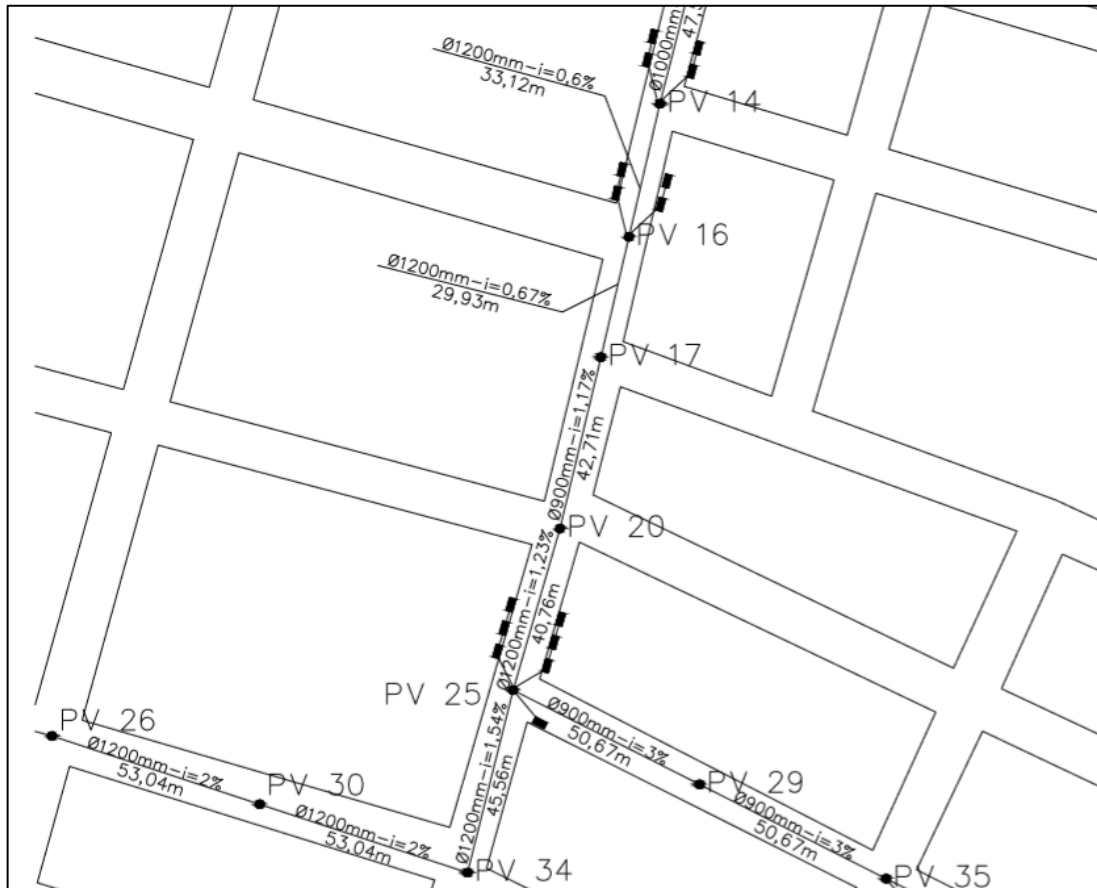
$$\frac{0,296}{0,97747} = \frac{(\pi \times D^2 / 4) \times D / 4^{\frac{2}{3}} \times 0,019^{0,5}}{0,013}$$

$$D = 0,406m$$

Adota-se, portanto, o próximo diâmetro comercial, que no caso seria de 500mm.

Foi feito o dimensionamento para todos os trechos em que se verificou a necessidade de galerias pluviais, que pode ser visto na tabela 22 do Apêndice B. Também foi feito o lançamento das redes no desenho, como mostrado pela figura 33, demonstrando o diâmetro, declividade e comprimento de cada trecho de galerias.

Figura 33 – Lançamento das galerias.



Fonte: AutoCAD, adaptado pelo autor.

O lançamento do novo trecho de galerias, bem como a divisão das sub-bacias podem ser vistos no Apêndice D.

6.1.5 Verificação da velocidade de escoamento nas galerias

A velocidade de escoamento da vazão nas galerias deve ser controlada, conforme descrito em 3.5.3, não sendo superior a 5,00m/s para tubos de concreto. Sua verificação é feita por meio da equação 13, dada em função do raio hidráulico, da declividade e do coeficiente de rugosidade de Manning. Para o trecho 1-2, cujo diâmetro calculado foi igual a 500mm, declividade igual a 0,019m/m e n igual a 0,013, tem-se:

$$V = \frac{(0,50/4)/1,20^{\frac{2}{3}} \times 0,019^{0,5}}{0,013}$$

$$V = 2,36\text{m/s}$$

O trecho não apresenta problemas quanto a velocidade, visto que foi encontrado um valor abaixo do limite de 5,00m/s. Todavia, caso haja trechos em que a velocidade seja maior, e não seja possível a redução do diâmetro, deve-se reduzir a declividade de trecho, como foi necessário ser feito nos trechos 29-36, 36-37, 37-38, 38-39, 39-77, 77-76, 76-74, 169-170, 163-162, 162-159, 156-146, 146-113, 116-212 e 212-213.

6.1.6 Dimensionamento das bocas de lobo

Após o cálculo das galerias, procede-se com o dimensionamento das bocas de lobo. Foram adotadas bocas de lobo combinadas, ou seja, de guia e de grelha. Suas vazões devem ser calculadas separadamente, somando-as posteriormente. Para a boca de lobo de grelha, cujo fator de redução é igual a 0,60 (para ponto intermediário), adotou-se dimensões iguais a 0,30x0,90m, com altura da lâmina d'água junto a guia igual a 16cm, obtendo-se assim, com a equação 09, sua vazão.

$$Q = 1,7 \times (0,30 + 0,30 + 0,90) \times 0,16^{\frac{3}{2}} \times 0,60$$

$$Q = 0,098 m^3/s$$

Já para as bocas de lobo de guia, cujo fator de redução é igual a 0,80 (também para ponto intermediário), considerou-se comprimento igual a 0,90m e altura junto a guia igual a 0,16m, calculou-se sua vazão com o auxílio da equação 07.

$$Q = 1,7 \times 0,90 \times 0,16^{\frac{3}{2}} \times 0,80$$

$$Q = 0,078 m^3/s$$

Desta forma, ao somar as duas vazões, é possível obter a capacidade de engolimento da boca de lobo combinada.

$$Q = 0,098 + 0,078$$

$$Q = 0,176 m^3/s$$

Uma vez obtida a vazão de engolimento, calcula-se a quantidade de bocas de lobo necessárias para cada trecho. Novamente para o trecho 1-2, cuja vazão é igual a 0,296m³/s apenas para a margem direita, visto que a sarjeta é capaz de escoar toda a vazão da margem esquerda, viu-se que seriam necessárias 02 bocas de lobo para o engolimento da vazão do trecho. O dimensionamento dos demais trechos se encontra na tabela 22 no Apêndice B.

$$N = 0,296/0,176$$

$$N = 1,68$$

6.2 Dimensionamento do trecho final

Além de ficar evidenciado o mau dimensionamento das galerias, também foi possível perceber que o local onde hoje está é disposta a vazão transportada pelas galerias não é adequado. Portanto, fez se necessário também, o dimensionamento de um trecho de galerias para realizar a correta disposição dessa vazão. Na bacia, já existem 02 trechos distintos de galerias pluviais, e neste trabalho se propõe a instalação de mais 01. Como mostrado em 4.1.5, já existe um trecho final onde se encontram 03 galerias, com diâmetros iguais a 1.000, 1.000 e 1.500mm. Foi calculada a capacidade de escoamento desses trechos, considerando as condições de declividade, n igual a 0,016 por se tratar de uma galeria já existente e relação y/d igual a 0,80.

Para as galerias de diâmetro igual a 1.000mm:

$$\frac{Q}{0,97747} = \frac{(\pi \times 1,00^2 / 4) \times (1,00 / 4)^{\frac{2}{3}} \times 0,040^{0,5}}{0,016}$$

$$Q = 3,90 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$V = \frac{(1,00 / 4) / 1,20^{\frac{2}{3}} \times 0,040^{0,5}}{0,016}$$

$$V = 4,37 \text{ m/s}$$

Para a galeria de diâmetro igual a 1.500mm:

$$\frac{Q}{0,97747} = \frac{(\pi \times 1,50^2 / 4) \times (1,50 / 4)^{\frac{2}{3}} \times 0,029^{0,5}}{0,016}$$

$$Q = 9,79 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$V = \frac{(1,50 / 4) / 1,20^{\frac{2}{3}} \times 0,029^{0,5}}{0,016}$$

$$V = 4,88 \text{ m/s}$$

A vazão total das 03 galerias é igual a 17,58m³/s, maior do que a vazão total somada de toda a bacia de contribuição. Pode ser visto também que não há problemas quanto a velocidade de escoamento, visto que foram obtidas velocidades menores do que 5m/s.

Serão consideradas duas hipóteses para a disposição final da vazão. A primeira será interligar as galerias desde o ponto onde hoje estão desaguando, até onde se encontram as 03

galerias já citadas. Desta forma, calculou-se, com base na equação 11, o diâmetro do trecho entre os dois pontos mostrados na figura 34. Os resultados são mostrados na tabela 22.

Figura 34– Trecho final das galerias.



Fonte: *Google Earth*, adaptado pelo autor.

Tabela 19 – Dimensionamento do trecho final.

Q galeria (m ³ /s)	i trecho (m/m)	Q projeto (m ³ /s)	Ø calculado (mm)	Ø comercial (mm)	RH (m)	V (m/s)
7,329	0,0200	7,498	1.347	1.500	0,31	4,98
2,736	0,0268	2,799	881	1.000	0,19	4,10
3,835	0,0268	3,923	1.000	1.000	0,21	4,40

Fonte: O Autor.

Já a segunda hipótese parte do princípio de, por motivos executivos, remover as 03 galerias do último trecho, para a instalação de um novo trecho de galerias, para transportar toda a vazão. Desta forma, esse novo trecho teria que ser capaz de transportar uma vazão igual a 13,90m³/s. Utilizando-se dos mesmos parâmetros já usados anteriormente, e por meio da equação 11, é possível obter qual seria o diâmetro dessa nova rede.

$$\frac{13,90}{0,97747} = \frac{(\pi \times D^2 / 4) \times D / 4^{\frac{2}{3}} \times 0,0136^{0,5}}{0,016}$$

$$D = 1.840mm$$

Foi obtido um diâmetro igual a 2.000mm para a nova rede de galerias. Verificando-se a velocidade de acordo com a equação 13, tem-se:

$$V = \frac{(2,00/4)/1,20^{\frac{2}{3}} \times 0,0136^{0,5}}{0,016}$$

$$V = 4,98m/s$$

6.3 Estimativa de custo

Para a elaboração da estimativa de custo da proposta de readequação do sistema de microdrenagem do bairro Jardim Eldorado da cidade de Boa Esperança-MG, utilizou-se a tabela do SINAPI do mês de agosto/2016, fornecida através do site da Caixa Econômica Federal. Foi utilizada também a planilha Preço SETOP, da Secretaria de Estado de Transporte e Obras Públicas de Minas Gerais do mês de junho/2016, ambas considerando a desoneração fiscal. Diante da proposta de duas alternativas para o último trecho, fez-se necessário a elaboração de duas estimativas de custo diferentes, correspondentes a solução adotada. A tabela 20 mostra o resumo do custo total da obra, considerando as duas hipóteses, que pode ser vista na íntegra nas tabelas 25, 26 e 27 no Anexo C.

Tabela 20 – Resumo do custo da obra.

Descrição dos serviços	Custo
Demolições/retiradas e recomposições	R\$ 99.736,54
Escavação	R\$ 737.130,94
Berço	R\$ 126.419,36
Tubos de concreto	R\$ 1.042.350,24
Sarjeta	R\$ 263.993,51
Boca de lobo	R\$ 46.648,70
Poço de visita	R\$ 235.388,74
Pavimentação asfáltica	R\$ 433.863,84
<i>Subtotal</i>	<i>R\$ 2.985.531,87</i>
Total (opção 01)	R\$ 4.617.381,32
Total (opção 02)	R\$ 4.228.410,69

Fonte: O autor.

Como pode ser visto, ao se considerar a opção da remoção das 03 galerias existentes, para a instalação de um novo trecho que transporte toda a vazão representa uma economia de R\$ 388.970,63 em comparação com a outra hipótese (manter os 03 tubos). Desta forma, o custo total da obra de readequação do sistema seria de R\$ 4.228.410,69.

7 CONCLUSÕES

Para o sistema de drenagem objeto deste estudo, chegou-se à conclusão que o fator causador do problema apresentado foi o mau dimensionamento do sistema. Isso pode ter ocorrido devido a uma série de fatores, dentre os quais destaca-se erro na própria concepção de projeto ao não se considerar áreas de expansão futura, ou até mesmo erros de execução. Vale ressaltar que em locais nos quais a urbanização é antiga, ocorre o aumento do escoamento superficial decorrente da crescente impermeabilização do solo, fazendo com que as galerias que eram adequadas, sejam insuficientes para a condução das águas pluviais, o que pode ter sido uma das causas a provocar o problema retratado. Justamente por isso devem ser estabelecidos coeficientes de escoamento superficial condizentes com a ocupação considerando-se a projeção futura.

Como foi possível ver, sistemas de drenagem mal concebidos, além de causar problemas, seja a população, seja ao meio ambiente, acarretam obras de readequação bastante dispendiosas, uma vez que se faz necessário grandes intervenções na infraestrutura já existente, sendo necessário a remoção da pavimentação do local para a instalação do novo sistema, além do transtorno óbvio causado na vida dos moradores. Por este motivo, sempre é indicado que o sistema seja bem dimensionado e executado na fase de planejamento e implantação do loteamento, visto que desta forma a execução do mesmo é favorecida.

O bom planejamento do sistema de drenagem urbana implica em diversas vantagens, mas a principal refere-se à obtenção de menores custos e melhores resultados, simultaneamente. Além disso, quando bem projetado, o sistema de drenagem proporciona benefícios indiretos, visto que a área urbana se desenvolve de maneira ordenada, a salvo de inundações e de prejuízos ao tráfego de veículos e pessoas.

Além do planejamento, o bom desempenho de um sistema de drenagem depende essencialmente da execução cuidadosa das obras, e da manutenção periódica, efetuando-se a limpeza e desobstrução das sarjetas, bocas de lobo e galerias, garantindo assim que funcionem da maneira que foram projetados.

REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, Suely Mara Vaz Guimarães de. **As áreas de preservação permanente e a questão urbana**. (2002). Disponível em: <http://www.mpggo.mp.br/portalweb/hp/9/docs/doutrinaparcels_01.pdf>.
Acesso em 17 de outubro de 2016 às 17h29min.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12266**: Projeto e execução de valas para assentamento de tubulação de água, esgoto ou drenagem urbana – procedimentos. Rio de Janeiro, 1992.
- AZEVEDO NETTO, José Martiniano de. **Manual de Hidráulica**. 8ª edição, Editora Edgard Blücher, 1998, São Paulo- SP.
- Borges, Luís Antônio Coimbra. **Áreas de preservação permanente na legislação ambiental brasileira**. 2011. Ciência Rural 41.7.
- BOTELHO, Manoel Henrique Campos. **Águas de Chuva Engenharia das águas pluviais nas cidades**. 3ª edição, Editora Edgard Blücher, 1998, São Paulo- SP.
- BRASIL. **Lei 12.651/2012**. Dispõe sobre a proteção da vegetação nativa. Brasília, DF.
- BRASIL. CONSTITUIÇÃO DA REPÚBLICA FEDERATIVA DO BRASIL DE 1988. Brasília, DF. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2011-2014/2012/lei/112651.htm>.
Acesso em 17 de setembro de 2016 às 16h29min.
- BRASIL. **Medida Provisória 2.166-67**, de 24 de agosto de 2001. Altera os arts. 1o, 4o, 14, 16 e 44, e acresce dispositivos à Lei n. 4.771 de 1965: código florestal. Brasília, DF, 2001. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/mpv/2166-67.htm>.
Acesso em 17 de setembro de 2016 às 16h29min.
- CADERNO/SP. **Vila Mariana reforma praças e sarjetões em Moema**, 2010. Disponível em: <<http://www.cadernos.com.br/galeria-de-fotos/58/62/pagina=2/>>.
Acesso em 17 de outubro de 2016 às 17h29min.
- CAIXA. **SINAPI**: metodologias e conceitos: Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil / Caixa Econômica Federal. 2015. Brasília. Disponível em: <http://www.caixa.gov.br/Downloads/sinapi-manual-de-metodologias-e-conceitos/LIVRO_SINAPI_METODOLOGIAS_E_CONCEITOS_1a_EDICAO.pdf>.
Acesso em 17 de setembro de 2016 às 11h45min.
- CARVALHO, Grover Moisés de. **Drenagem Urbana**. Manual SUDECAP. Belo Horizonte - MG. 1995.
- DAEE / CETESB – **Drenagem Urbana - Manual de Projeto**. 2ª Edição. São Paulo – SP. 1980.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, DNIT. MINISTERIO DOS TRANSPORTES (MIT). **Manual de drenagem de rodovias**. Rio de Janeiro, 2006. Publicação IPR-724. Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/normas/download/Manual_de_Drenagem_de_Rodovias.pdf>.

Acesso em 17 de abril de 2016 às 14h23min.

DIOGO, Francisco JD, and JC SCIAMMARELLA. **Manual de pavimentação urbana**. 2.Ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pavimentação (2008).

FERNANDES, Carlos. **Microdrenagem** - Um Estudo Inicial, DEC/CCT/UFPB, Campina Grande, 2002. Disponível em: <<http://www.dec.ufcg.edu.br/saneamento/Dren01.html>>.

Acesso em 21 de abril de 2016 às 14h00min.

FESTI, Aparecido Vanderlei. **Coletânea das Equações de Chuva do Brasil**. 2007.

Disponível em: <<http://www.vanderleifesti.com./artigos-0908/Prof-Vanderlei-Festi/coletanea-das-equacoes-de-chuva-do-brasil.pdf>>.

Acesso em 23 de abril de 2016 às 14h23min.

Global Mapper. Blue Marble Geographics. Disponível para download em:

<<http://www.bluemarblegeo.com/products/global-mapper.php>>.

Acesso em 20/04/2016 as 21h 40min.

Google Earth. Google. Disponível em: < <https://www.google.com.br/intl/ptBR/earth/> >.

Acesso em 16/04/2016 às 10h 25min

IBGE, Cidades. **Dados do município de Boa Esperança-MG** - Censo 2010. Disponível em:

Disponível em: < <http://cod.ibge.gov.br/6O8>>.

Acesso em 10 de abril de 2016, às 14h05min.

KAMURA, Douglas Toshinobu. **Microdrenagem nas grandes cidades: problemas e soluções**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, 2005. Disponível em: < ww.pha.poli.usp.br/LeArq.aspx?id_arq=1068>

Acesso em 10 de outubro de 2016, às 14h05min.

LIMMER, Carl V. Planejamento, orçamentação e controle de projetos e obras. 1. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1997. 225 pg. MATTOS, Aldo Dórea. Como preparar orçamentos de obras. São Paulo: Ed. Pini, 2006.

MEDEIROS FILHO, Carlos Fernandes de. **Notas de aula de Saneamento básico e Engenharia Sanitária**. Universidade Federal de Campina Grande. 2009. Campina Grande - PB. Disponível em <<http://www.dec.ufcg.edu.br/saneamento/Drenagem.html?submit=%CDndice+Drenagem>>. Acesso em 10 de abril de 2016, às 14h05min.

MENEZES FILHO, Frederico Carlos Martins de, and. Alfredo Ribeiro da Costa. **Sistemática de Cálculo para o Dimensionamento de Galerias de Águas Pluviais**: uma Abordagem Alternativa. REEC-Revista Eletrônica de Engenharia Civil 4.1. 2012.

Disponível em: < <https://revistas.ufg.emnuvens.com.br/reec/article/view/18162/11292> >.

Acesso em 23 de abril de 2016 às 10h23min.

MIRANDA, Evaristo Eduardo de; (Coord.). **Brasil em Relevô**. Campinas: Embrapa Monitoramento por Satélite, 2005. Disponível em: <<http://www.relevobr.cnpm.embrapa.br> >. Acesso em: 15 abril de 2016.

NAKAMURA, Juliana. Saneamento. 2011. Infraestrutura Urbana. Disponível em <<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/8/2-bocas-de-lobo-como-planejamento-posicionamento-das-239376-1.aspx>>

Acesso em 04/05/2016 as 15h 25min.

PINI. **TCPO 2000**: Tabela de Composições de Preços para Orçamento. 1. ed. São Paulo: PINI, 1999.

SETOP. **Secretaria de Estado de Transporte e Obras Públicas de Minas Gerais**. 2014.

Disponível em: <<http://www.mg.gov.br/governomg/portal/v/governomg/5503-infraestrutura/31843-consulta-a-planilha-preco-setop/0/5143>>.

Acesso em 17 de setembro de 2016 às 10h49min.

SILVEIRA, Sanderlei. **As águas de Santa Catarina**, 2015. Disponível em: < <http://sanderlei.com.br/PT/Ensino-Fundamental/Santa-Catarina-Historia-Geografia-35>>.

Acesso em 17 de maio de 2016 às 17h29min.

SIQUEIRA, Vinícius Alencar. **Ferramenta de apoio computacional aplicada ao dimensionamento de galerias pluviais**. 2012. Disponível em: < <https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/114610/000929288.pdf?sequence=1> >.

Acesso em 21 de abril de 2016 às 14h20min.

SMDU/SP - **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais**: Gerenciamento do sistema de drenagem urbana. Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. São Paulo - SP. 2012. v. 1. Disponível em: <<http://www.habisp.inf.br/theke/documentos/outros/manuais-de-drenagem/volume1/index.html> >.

Acesso em 16 de abril de 2016 às 09h45min.

SMDU/SP - **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais**: Gerenciamento do sistema de drenagem urbana. Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. São Paulo - SP. 2012. v. 2. Disponível em: <<http://www.habisp.inf.br/theke/documentos/outros/manuais-de-drenagem/volume2/index.html> >.

Acesso em 16 de abril de 2016 às 13h19min.

SMDU/SP - **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais**: Gerenciamento do sistema de drenagem urbana. Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. São Paulo - SP. 2012. v. 3. Disponível em: <<http://www.habisp.inf.br/theke/documentos/outros/manuais-de-drenagem/volume3/index.html> >.

Acesso em 18 de abril de 2016 às 17h28min.

TISAKA, Maçahiko. **Orçamento na construção civil**: consultoria, projetos e execução. 1. ed. São Paulo: Ed. Pini, 2006.

TOMAZ, Plínio. **Curso de Manejo de Águas Pluviais**, Capítulo 2 – Método Racional, 2013. Disponível em: < http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos_livros/livro_metodo_calculos_vazao/capitulo02.pdf >.

Acesso em 21 de abril de 2016 às 14h00min.

TOMAZ, Plínio. **Curso de Manejo de Águas Pluviais**, Capítulo 5 – Microdrenagem, 2012. Disponível em: < http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos_livros/livro_calculos_hidrolicos/capitulo05Microdrenagem.pdf >.

Acesso em 21 de abril de 2016 às 14h00min.

TUCCI, Carlos Eduardo Morelli. **Coefficiente de escoamento e vazão máxima de bacias urbanas**. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Vol. 5 n.1 Jan/Mar 2000.

Disponível em: < <http://www.semarh.se.gov.br/modules/wfdownloads/visit.php?cid=1&lid=181> >.

Acesso em 19 de abril de 2016 às 17h25min.

TUCCI, Carlos Eduardo Morelli. **Drenagem Urbana**. Editora da Universidade UFRGS. Porto Alegre - RS. 1995.

TUCCI, Carlos Eduardo Morelli. **Gestão de águas pluviais urbanas**. Programa de Modernização do Setor Saneamento, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental, Ministério das Cidades, 2005.

TUCCI, Carlos Eduardo Morelli. **Hidrologia**: ciência e aplicação. 2.ed. Porto Alegre: ABRH/Editora da UFRGS, 1997.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA (UFV). Grupo de Pesquisas em Recursos Hídricos. **Softwares - Plúvio**. Viçosa, 2006. Disponível em:

<<http://www.gprh.ufv.br/?area=softwares> >.

Acesso em 16/04/2016 às 09h 30min.

APÊNDICE A

Figura 35 – Fim do trecho de galeria de 1.000mm.



Fonte: O autor.

Figura 36 – Fim do trecho de galeria de 800mm.



Fonte: O autor.

Figura 37 – Local do rompimento da galeria.



Fonte: O autor.

Figura 38 – Local onde deságuam as galerias.



Fonte: O autor.

Figura 39 – Sarjetas de outros trechos da bacia.



Fonte: O autor.

Figura 40 – Local de deságue das galerias no lago.



Fonte: O autor.

APÊNDICE B

Tabela 21 – Verificação da vazão trecho a trecho.

Rua	Trecho	L (m)	I (m/m)	Área (m ²)		Q (m ³ /s)		Qs (m ³ /s)	F	Qs real (m ³ /s)	Q MD (m ³ /s)	Q ME (m ³ /s)	Verif.	
				MD	ME	MD	ME						MD	ME
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	1-2	51,54	0,019	49.493,52	2.718,72	0,634	0,035	0,46	0,80	0,367	0,267	0,000	Galeria	✓
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	2-4	56,33	0,016	62.817,33	3.455,43	0,805	0,044	0,42	0,80	0,333	0,471	0,000	Galeria	✓
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	4-7	51,43	0,017	75.168,73	4.037,87	0,963	0,052	0,44	0,80	0,349	0,614	0,000	Galeria	✓
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	7-8	51,23	0,008	78.242,61	4.639,75	1,002	0,059	0,29	0,80	0,233	0,769	0,000	Galeria	✓
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	8-11	51,19	0,016	86.740,86	5.259,99	1,111	0,067	0,41	0,80	0,328	0,783	0,000	Galeria	✓
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	11-12	51,1	0,004	93.793,67	5.904,81	1,201	0,076	0,64	0,80	0,513	0,688	0,000	Galeria	✓
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	12-13	51,42	0,012	99.979,33	6.567,27	1,281	0,084	0,36	0,80	0,285	0,996	0,000	Galeria	✓
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	13-20	50,79	0,012	105.542,19	7.277,95	1,352	0,093	0,36	0,80	0,287	1,065	0,000	Galeria	✓
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	20-22	48,84	0,008	110.586,55	8.259,75	1,417	0,106	0,30	0,80	0,239	1,178	0,000	Galeria	✓
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	22-31	49,17	0,008	112.693,22	10.032,79	1,443	0,129	0,30	0,80	0,238	1,206	0,000	Galeria	✓
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	31-29	54,98	0,015	114.694,96	11.560,60	1,469	0,148	0,40	0,80	0,318	1,151	0,000	Galeria	✓
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	29-36	110,86	0,045	118.429,21	16.710,23	1,517	0,214	0,70	0,80	0,560	0,957	0,000	Galeria	✓

Rua	Trecho	L (m)	I (m/m)	Área (m ²)		Q (m ³ /s)		Qs (m ³ /s)	F	Qs real (m ³ /s)	Q MD (m ³ /s)	Q ME (m ³ /s)	Verif.	
				MD	ME	MD	ME						MD	ME
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	36-37	65,93	0,080	119.114,99	17.689,50	1,526	0,227	0,93	0,27	0,252	1,273	0,000	Galeria	✓
Rua X	27-23	90,47	0,041	966,76	944,09	0,012	0,012	0,67	0,80	0,533	0,000	0,000	✓	✓
Rua Y	28-29	56,88	0,032	828,29	2.739,09	0,011	0,035	0,59	0,80	0,469	0,000	0,000	✓	✓
Rua Vereador Manoel Pessoa	25-28	121,07	0,014	2.841,60	3.068,28	0,036	0,039	0,39	0,80	0,312	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Dos Hibiscos	2-3	202,91	0,076	4.145,29	2.505,09	0,053	0,032	0,91	0,40	0,364	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Alfazemas	4-5	208	0,073	4.433,93	4.460,99	0,057	0,057	0,89	0,40	0,356	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Azaleias	7-6	205,08	0,072	4.498,06	4.215,89	0,058	0,054	0,89	0,40	0,355	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Begônias	8-9	201,09	0,073	4.298,65	4.498,06	0,055	0,058	0,89	0,40	0,356	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Baganvílias	11-10	196,15	0,075	4.233,80	4.011,21	0,054	0,051	0,91	0,40	0,362	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Dos Crisântemos	12-15	192,87	0,074	3.835,82	3.931,26	0,049	0,050	0,90	0,40	0,359	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Dos Gerânios	13-14	189,35	0,074	4.484,72	4.201,69	0,057	0,054	0,90	0,40	0,358	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Hortênsias	20-19	189,03	0,075	3.059,17	3.159,83	0,039	0,040	0,90	0,40	0,360	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Dos Ipês	22-66	174,44	0,069	2.828,41	3.600,08	0,036	0,046	0,86	0,40	0,346	0,000	0,000	✓	✓
Rua Atílio Fortunato	31-32	154,51	0,070	3.393,60	3.452,61	0,043	0,044	0,87	0,40	0,349	0,000	0,000	✓	✓

Rua	Trecho	L (m)	I (m/m)	Área (m ²)		Q (m ³ /s)		Qs (m ³ /s)	F	Qs real (m ³ /s)	Q MD (m ³ /s)	Q ME (m ³ /s)	Verif.	
				MD	ME	MD	ME						MD	ME
Rua José B. Do Nascimento	30-33	118,51	0,073	2.466,16	2.879,13	0,032	0,037	0,89	0,40	0,355	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Tulipas	3-5	60,71	0,010	4.576,98	2.564,45	0,059	0,033	0,33	0,80	0,262	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Tulipas	5-6	48,18	0,011	5.012,10	3.183,54	0,064	0,041	0,35	0,80	0,282	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Tulipas	6-9	49,96	0,005	506,30	506,30	0,006	0,006	0,23	0,60	0,140	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Tulipas	9-10	49,41	0,006	515,96	498,38	0,007	0,006	0,26	0,80	0,205	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Tulipas	10-15	50,25	0,006	539,88	452,74	0,007	0,006	0,25	0,60	0,153	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Tulipas	15-14	50,32	0,006	524,80	435,66	0,007	0,006	0,25	0,60	0,153	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Tulipas	14-19	50,51	0,014	649,05	173,48	0,008	0,002	0,39	0,80	0,310	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Tulipas	66-19	46,91	0,036	774,14	821,64	0,010	0,011	0,63	0,80	0,502	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Tulipas	32-66	46,97	0,017	597,22	619,09	0,008	0,008	0,43	0,80	0,344	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Tulipas	33-32	66,07	0,015	3.576,78	5.179,24	0,046	0,066	0,41	0,80	0,324	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Tulipas	33-34	87,15	0,011	4.192,56	5.179,24	0,054	0,066	0,35	0,80	0,282	0,000	0,000	✓	✓
Rua José A. Moreira	34-38	59,95	0,033	4.979,45	5.967,66	0,064	0,076	0,60	0,80	0,482	0,000	0,000	✓	✓

Rua	Trecho	L (m)	I (m/m)	Área (m ²)		Q (m ³ /s)		Qs (m ³ /s)	F	Qs real (m ³ /s)	Q MD (m ³ /s)	Q ME (m ³ /s)	Verif.	
				MD	ME	MD	ME						MD	ME
Alameda Das Alfazemas	5-24	94,34	0,084	497,19	108,24	0,006	0,001	0,95	0,27	0,258	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Azaleias	6-50	78,73	0,081	5.729,54	5.797,22	0,073	0,074	0,94	0,27	0,253	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Begônias	9-51	63,76	0,080	5.625,72	6.057,90	0,072	0,078	0,93	0,40	0,373	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Buganvílias	10-17	49,94	0,074	5.243,35	5.222,25	0,067	0,067	0,90	0,40	0,359	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Dos Crisântemos	15-16	34,81	0,063	4.629,39	4.722,76	0,059	0,060	0,83	0,40	0,331	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Dos Gerânios	14-18	20,47	0,059	5.104,97	4.773,45	0,065	0,061	0,80	0,50	0,399	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Palmeiras	50-24	48,33	0,021	740,65	203,82	0,009	0,003	0,47	0,80	0,379	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Palmeiras	51-50	48,23	0,021	616,98	654,53	0,008	0,008	0,47	0,80	0,380	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Palmeiras	17-51	47,44	0,023	660,10	652,33	0,008	0,008	0,50	0,80	0,401	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Palmeiras	16-17	47,59	0,025	806,07	625,52	0,010	0,008	0,52	0,80	0,419	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Palmeiras	18-16	48,28	0,014	507,78	631,22	0,007	0,008	0,40	0,80	0,317	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Palmeiras	19-18	47,47	0,011	215,99	707,45	0,003	0,009	0,34	0,80	0,271	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Azaleias	50-35	138,22	0,067	7.736,44	6.651,67	0,099	0,085	0,85	0,40	0,340	0,000	0,000	✓	✓

Rua	Trecho	L (m)	I (m/m)	Área (m ²)		Q (m ³ /s)		Qs (m ³ /s)	F	Qs real (m ³ /s)	Q MD (m ³ /s)	Q ME (m ³ /s)	Verif.	
				MD	ME	MD	ME						MD	ME
Alameda Das Begônias	51-52	139,74	0,067	8.974,71	9.083,44	0,115	0,116	0,85	0,40	0,340	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Buganvílias	17-53	137,64	0,068	8.686,83	8.398,17	0,111	0,108	0,86	0,40	0,343	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Dos Crisântemos	16-54	138,6	0,067	7.770,90	7.934,51	0,100	0,102	0,85	0,40	0,341	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Dos Gerânios	18-55	138,74	0,065	8.197,63	8.218,65	0,105	0,105	0,84	0,40	0,336	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Hortênsias	19-65	141,49	0,064	6.776,49	6.545,27	0,087	0,084	0,84	0,40	0,334	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Dos Ipês	66-64	138,13	0,075	5.237,09	6.357,53	0,067	0,081	0,90	0,40	0,362	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Papoulas	32-63	140,45	0,077	12.151,27	11.436,34	0,156	0,146	0,91	0,40	0,366	0,000	0,000	✓	✓
Rua Francisco Américo Rodrigues	36-34	68,17	0,073	1.174,77	2.167,71	0,015	0,028	0,89	0,40	0,357	0,000	0,000	✓	✓
Rua Francisco Américo Rodrigues	34-75	165,49	0,069	5.367,44	8.699,52	0,069	0,111	0,87	0,40	0,348	0,000	0,000	✓	✓
Rua Francisco Américo Rodrigues	75-73	79,49	0,063	8.605,04	10.616,10	0,110	0,136	0,83	0,40	0,331	0,000	0,000	✓	✓
Rua Francisco Américo Rodrigues	73-72	108,14	0,061	11.248,54	13.160,62	0,144	0,169	0,81	0,40	0,326	0,000	0,000	✓	✓
Rua Érico Cipriano Freire	53-52	47,31	0,023	18.164,45	17.413,12	0,233	0,223	0,50	0,80	0,402	0,000	0,000	✓	✓

Rua	Trecho	L (m)	I (m/m)	Área (m ²)		Q (m ³ /s)		Qs (m ³ /s)	F	Qs real (m ³ /s)	Q MD (m ³ /s)	Q ME (m ³ /s)	Verif.	
				MD	ME	MD	ME						MD	ME
Rua Érico Cipriano Freire	54-53	48,07	0,025	777,79	669,79	0,010	0,009	0,52	0,80	0,417	0,000	0,000	✓	✓
Rua Érico Cipriano Freire	55-54	47,73	0,021	654,06	715,78	0,008	0,009	0,48	0,80	0,382	0,000	0,000	✓	✓
Rua Érico Cipriano Freire	65-55	47,01	0,009	635,67	672,37	0,008	0,009	0,30	0,80	0,243	0,000	0,000	✓	✓
Rua Érico Cipriano Freire	64-65	47,53	0,008	723,89	706,13	0,009	0,009	0,30	0,80	0,242	0,000	0,000	✓	✓
Rua Érico Cipriano Freire	64-63	48,26	0,008	720,67	692,40	0,009	0,009	0,30	0,80	0,240	0,000	0,000	✓	✓
Rua Érico Cipriano Freire	63-67	79,6	0,006	2.878,48	1.764,54	0,037	0,023	0,25	0,60	0,149	0,000	0,000	✓	✓
Rua Érico Cipriano Freire	67-75	48,58	0,005	1.918,99	604,91	0,025	0,008	0,24	0,60	0,142	0,000	0,000	✓	✓
Rua Érico Cipriano Freire	75-77	50,04	0,026	657,33	676,79	0,008	0,009	0,53	0,80	0,425	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Buganvílias	53-71	140,29	0,077	29.200,16	27.444,60	0,374	0,352	0,91	0,40	0,366	0,008	0,000	Galeria	✓
Alameda Dos Crisântemos	54-211	139,76	0,079	10.563,23	10.722,63	0,135	0,137	0,92	0,40	0,370	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Dos Gerânios	55-56	138,81	0,079	11.564,07	11.819,41	0,148	0,151	0,93	0,40	0,371	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Hortênsias	65-57	138,4	0,075	10.057,58	9.794,14	0,129	0,125	0,90	0,40	0,361	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Dos Ipês	64-60	138,94	0,071	8.481,94	7.765,53	0,109	0,099	0,88	0,40	0,352	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Papoulas	63-62	138,33	0,072	18.290,99	16.047,33	0,234	0,206	0,89	0,40	0,354	0,000	0,000	✓	✓

Rua	Trecho	L (m)	I (m/m)	Área (m ²)		Q (m ³ /s)		Qs (m ³ /s)	F	Qs real (m ³ /s)	Q MD (m ³ /s)	Q ME (m ³ /s)	Verif.	
				MD	ME	MD	ME						MD	ME
Rua Orlando Baldone	67-68	72,53	0,064	1.096,45	1.885,66	0,014	0,024	0,83	0,40	0,334	0,000	0,000	✓	✓
Rua Orlando Baldone	68-69	67,39	0,080	899,03	1.885,66	0,012	0,024	0,93	0,27	0,252	0,000	0,000	✓	✓
Rua Orlando Baldone	69-70	47,85	0,044	1.951,00	1.659,95	0,025	0,021	0,69	0,80	0,552	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Dos Flamboyant	211-56	47,64	0,021	40.226,54	38.256,76	0,515	0,490	0,48	0,80	0,382	0,133	0,108	Galeria	Galeria
Alameda Dos Flamboyant	56-57	47,19	0,021	52.372,85	51.258,59	0,671	0,657	0,48	0,80	0,384	0,287	0,273	Galeria	Galeria
Alameda Dos Flamboyant	57-60	47,14	0,019	593,32	596,81	0,008	0,008	0,46	0,80	0,364	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Dos Flamboyant	60-62	47,6	0,006	481,44	570,86	0,006	0,007	0,26	0,80	0,209	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Dos Flamboyant	62-69	65,72	0,008	1.051,96	1.018,27	0,013	0,013	0,29	0,80	0,230	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Hortênsias	57-58	54,23	0,061	63.109,17	61.768,31	0,808	0,791	0,81	0,40	0,325	0,483	0,466	Galeria	Galeria
Alameda Dos Ipês	60-59	52,58	0,061	9.703,30	9.022,24	0,124	0,116	0,81	0,40	0,325	0,000	0,000	✓	✓
Alameda Das Papoulas	62-61	51,09	0,063	19.000,98	16.796,42	0,243	0,215	0,82	0,40	0,330	0,000	0,000	✓	✓
Rua Honorato F. Rodrigues	37-38	36,45	0,047	119.307,90	17.948,91	1,528	0,230	0,71	0,80	0,569	0,959	0,000	Galeria	✓
Rua Honorato F. Rodrigues	38-39	61,6	0,065	120.079,55	18.647,00	1,538	0,239	0,84	0,40	0,336	1,202	0,000	Galeria	✓
Rua Honorato F. Rodrigues	39-77	115,91	0,059	122.078,45	21.439,35	1,564	0,275	0,80	0,50	0,399	1,165	0,000	Galeria	✓

Rua	Trecho	L (m)	I (m/m)	Área (m ²)		Q (m ³ /s)		Qs (m ³ /s)	F	Qs real (m ³ /s)	Q MD (m ³ /s)	Q ME (m ³ /s)	Verif.	
				MD	ME	MD	ME						MD	ME
Rua Honorato F. Rodrigues	77-76	86,04	0,051	124.177,02	23.483,28	1,591	0,301	0,75	0,50	0,373	1,218	0,000	Galeria	✓
Rua Honorato F. Rodrigues	76-74	101,35	0,055	126.718,01	25.790,95	1,623	0,330	0,77	0,50	0,387	1,236	0,000	Galeria	✓
Rua Euclides Lamaita	68-73	47,61	0,013	616,28	625,18	0,008	0,008	0,37	0,80	0,296	0,000	0,000	✓	✓
Rua Euclides Lamaita	73-76	47,57	0,015	653,36	624,35	0,008	0,008	0,40	0,80	0,320	0,000	0,000	✓	✓
Rua João De Abreu Vilela	58-59	47,1	0,013	64.000,57	63.910,11	0,820	0,819	0,37	0,80	0,298	0,522	0,521	Galeria	Galeria
Rua João De Abreu Vilela	59-61	47,52	0,006	74.629,00	74.003,26	0,956	0,948	0,26	0,80	0,209	0,746	0,738	Galeria	Galeria
Rua João De Abreu Vilela	61-180	33,12	0,006	94.033,02	91.870,58	1,204	1,177	0,26	0,80	0,205	1,000	0,972	Galeria	Galeria
Rua João De Abreu Vilela	180-70	29,93	0,007	94.436,06	92.303,96	1,210	1,182	0,27	0,80	0,216	0,994	0,967	Galeria	Galeria
Rua João De Abreu Vilela	70-72	42,71	0,012	96.781,91	94.613,97	1,240	1,212	0,36	0,80	0,285	0,954	0,927	Galeria	Galeria
Rua João De Abreu Vilela	72-74	40,76	0,012	224.009,42	121.284,28	2,869	1,554	0,37	0,80	0,292	2,577	1,262	Galeria	Galeria
Rua João De Abreu Vilela	74-169	45,56	0,015	224.589,77	122.163,63	2,877	1,565	0,41	0,80	0,327	2,550	1,238	Galeria	Galeria
Rua Jarbas Pimenta	179-172	74,92	0,005	7.806,18	6.094,14	0,100	0,078	0,24	0,60	0,144	0,000	0,000	✓	✓
Rua Jarbas Pimenta	172-170	80,17	0,005	12.051,58	10.047,57	0,154	0,129	0,24	0,60	0,143	0,011	0,000	Galeria	✓

Rua	Trecho	L (m)	I (m/m)	Área (m ²)		Q (m ³ /s)		Qs (m ³ /s)	F	Qs real (m ³ /s)	Q MD (m ³ /s)	Q ME (m ³ /s)	Verif.	
				MD	ME	MD	ME						MD	ME
Rua Jarbas Pimenta	167-170	79,58	0,022	12.948,78	11.752,46	0,166	0,151	0,48	0,80	0,388	0,000	0,000	✓	✓
Avenida João Júlio De Faria	173-178	76,77	0,005	4.462,58	4.175,27	0,057	0,053	0,24	0,60	0,143	0,000	0,000	✓	✓
Avenida João Júlio De Faria	173-174	78,77	0,008	7.800,87	7.482,08	0,100	0,096	0,29	0,80	0,230	0,000	0,000	✓	✓
Avenida João Júlio De Faria	166-174	77,61	0,005	9.437,05	9.212,87	0,121	0,118	0,24	0,60	0,142	0,000	0,000	✓	✓
Rua Gutemberg Moreira Leite	177-176	78,12	0,006	3.514,63	3.103,08	0,045	0,040	0,25	0,60	0,150	0,000	0,000	✓	✓
Rua Gutemberg Moreira Leite	176-175	78,67	0,005	6.807,94	6.062,22	0,087	0,078	0,24	0,60	0,141	0,000	0,000	✓	✓
Rua Gutemberg Moreira Leite	175-165	77,4	0,006	250.909,71	147.808,46	3,214	1,893	0,26	0,80	0,212	3,002	1,681	Galeria	Galeria
Rua Gutemberg Moreira Leite	165-164	60,37	0,008	264.386,57	160.919,84	3,387	2,061	0,30	0,80	0,240	3,147	1,821	Galeria	Galeria
Rua Marília De Dirceu	207-209	79,06	0,005	1.742,34	1.767,90	0,022	0,023	0,23	0,60	0,141	0,000	0,000	✓	✓
Rua Marília De Dirceu	209-181	78	0,005	4.414,87	4.344,80	0,057	0,056	0,24	0,60	0,142	0,000	0,000	✓	✓
Rua Marília De Dirceu	181-161	77,39	0,008	7.920,01	6.876,47	0,101	0,088	0,29	0,80	0,232	0,000	0,000	✓	✓
Rua Marília De Dirceu	161-162	60,66	0,043	9.077,99	8.887,34	0,116	0,114	0,68	0,80	0,546	0,000	0,000	✓	✓
Avenida Luiz Finocchio	205-200	97,07	0,056	2.292,40	2.211,66	0,029	0,028	0,78	0,50	0,389	0,000	0,000	✓	✓

Rua	Trecho	L (m)	I (m/m)	Área (m ²)		Q (m ³ /s)		Qs (m ³ /s)	F	Qs real (m ³ /s)	Q MD (m ³ /s)	Q ME (m ³ /s)	Verif.	
				MD	ME	MD	ME						MD	ME
Avenida Luiz Finocchio	200-184	60,27	0,020	2.946,76	3.537,77	0,038	0,045	0,47	0,80	0,372	0,000	0,000	✓	✓
Avenida Luiz Finocchio	182-184	33,91	0,015	2.946,76	3.801,43	0,038	0,049	0,40	0,80	0,320	0,000	0,000	✓	✓
Avenida Luiz Finocchio	161-182	83,78	0,006	3.558,72	4.922,65	0,046	0,063	0,25	0,60	0,153	0,000	0,000	✓	✓
Avenida Luiz Finocchio	161-163	76,95	0,014	4.422,04	5.542,35	0,057	0,071	0,39	0,80	0,315	0,000	0,000	✓	✓
Rua Ponciano Pereira	206-208	78,99	0,016	1.556,85	1.456,18	0,020	0,019	0,42	0,80	0,338	0,000	0,000	✓	✓
Rua Ponciano Pereira	208-184	49,91	0,006	2.753,84	2.081,36	0,035	0,027	0,26	0,80	0,204	0,000	0,000	✓	✓
Rua Ponciano Pereira	184-160	105,02	0,025	3.941,44	3.093,60	0,050	0,040	0,52	0,80	0,415	0,000	0,000	✓	✓
Rua Ponciano Pereira	160-159	61,24	0,028	4.973,28	3.386,26	0,064	0,043	0,55	0,80	0,439	0,000	0,000	✓	✓
Rua Francisco A. Monteiro	204-199	86,3	0,023	1.599,55	1.789,59	0,020	0,023	0,50	0,80	0,401	0,000	0,000	✓	✓
Rua Francisco A. Monteiro	199-185	83,1	0,051	3.418,64	3.637,76	0,044	0,047	0,74	0,50	0,370	0,000	0,000	✓	✓
Rua Francisco A. Monteiro	185-158	83,01	0,036	8.049,22	8.934,07	0,103	0,114	0,62	0,80	0,497	0,000	0,000	✓	✓
Rua Francisco A. Monteiro	158-159	65,51	0,034	12.505,19	14.617,11	0,160	0,187	0,61	0,80	0,489	0,000	0,000	✓	✓
Rua Misseno D. Da Fonseca	203-198	85,81	0,023	2.842,88	2.853,31	0,036	0,037	0,50	0,80	0,403	0,000	0,000	✓	✓

Rua	Trecho	L (m)	I (m/m)	Área (m ²)		Q (m ³ /s)		Qs (m ³ /s)	F	Qs real (m ³ /s)	Q MD (m ³ /s)	Q ME (m ³ /s)	Verif.	
				MD	ME	MD	ME						MD	ME
Rua Misseno D. Da Fonseca	198-186	82,79	0,054	4.662,20	5.088,18	0,060	0,065	0,77	0,50	0,384	0,000	0,000	✓	✓
Rua Geraldo José Monteiro	187-157	72,65	0,062	7.951,89	25.550,87	0,102	0,327	0,82	0,40	0,328	0,000	0,000	✓	✓
Rua Geraldo José Monteiro	157-156	62,28	0,064	12.971,25	31.904,47	0,166	0,409	0,84	0,40	0,334	0,000	0,075	✓	Galeria
Rua José Coroinha	196-155	154,14	0,060	5.512,70	18.565,14	0,071	0,238	0,81	0,50	0,403	0,000	0,000	✓	✓
Rua Aguinaldo Rodrigues De Paiva	193-192	71,02	0,031	2.206,19	6.086,39	0,028	0,078	0,58	0,80	0,464	0,000	0,000	✓	✓
Rua Aguinaldo Rodrigues De Paiva	192-154	153,86	0,068	7.516,72	23.270,84	0,096	0,298	0,86	0,40	0,344	0,000	0,000	✓	✓
Rua Gleida Lúcia J. C. Santos	191-190	75,6	0,009	1.570,97	5.640,42	0,020	0,072	0,32	0,80	0,254	0,000	0,000	✓	✓
Rua Gleida Lúcia J. C. Santos	191-153	152,89	0,080	5.599,52	20.867,90	0,072	0,267	0,93	0,27	0,252	0,000	0,015	✓	Galeria
Rua Oladim Batista	202-195	89,23	0,008	1.897,37	6.651,72	0,024	0,085	0,29	0,80	0,234	0,000	0,000	✓	✓
Rua Oladim Batista	195-197	67,47	0,064	3.780,96	7.954,59	0,048	0,102	0,83	0,40	0,333	0,000	0,000	✓	✓
Rua Oladim Batista	197-187	31,38	0,099	6.849,43	23.868,39	0,088	0,306	1,04	0,27	0,280	0,000	0,026	✓	Galeria
Rua João Félix Da Cunha	180-179	102,3	0,038	2.954,81	3.282,66	0,038	0,042	0,64	0,80	0,515	0,000	0,000	✓	✓
Rua João Félix Da Cunha	179-178	86,51	0,032	2.001,97	2.012,58	0,026	0,026	0,59	0,80	0,474	0,000	0,000	✓	✓

Rua	Trecho	L (m)	I (m/m)	Área (m ²)		Q (m ³ /s)		Qs (m ³ /s)	F	Qs real (m ³ /s)	Q MD (m ³ /s)	Q ME (m ³ /s)	Verif.	
				MD	ME	MD	ME						MD	ME
Rua João Félix Da Cunha	178-177	83,34	0,005	1.680,56	1.334,13	0,022	0,017	0,24	0,60	0,145	0,000	0,000	✓	✓
Rua João Félix Da Cunha	177-207	66	0,007	1.161,47	925,31	0,015	0,012	0,27	0,80	0,218	0,000	0,000	✓	✓
Rua João Félix Da Cunha	206-207	68,11	0,006	1.243,39	934,14	0,016	0,012	0,25	0,60	0,152	0,000	0,000	✓	✓
Rua João Félix Da Cunha	205-206	87,64	0,057	1.495,96	1.492,21	0,019	0,019	0,79	0,50	0,394	0,000	0,000	✓	✓
Rua João Félix Da Cunha	204-205	26,82	0,019	235,08	376,10	0,003	0,005	0,45	0,80	0,360	0,000	0,000	✓	✓
Rua João Félix Da Cunha	203-204	36,55	0,082	443,26	564,15	0,006	0,007	0,94	0,27	0,255	0,000	0,000	✓	✓
Rua João Félix Da Cunha	210-203	41,53	0,065	879,81	449,49	0,011	0,006	0,84	0,40	0,336	0,000	0,000	✓	✓
Rua João Félix Da Cunha	202-210	21,18	0,033	219,95	1.634,53	0,003	0,021	0,60	0,80	0,479	0,000	0,000	✓	✓
Rua João Félix Da Cunha	201-202	34,29	0,052	317,09	5.128,44	0,004	0,066	0,76	0,50	0,378	0,000	0,000	✓	✓
Rua Castro Alves	72-172	105,17	0,047	2.513,25	2.302,91	0,032	0,029	0,71	0,80	0,569	0,000	0,000	✓	✓
Rua Castro Alves	172-173	86,07	0,023	1.742,00	1.675,06	0,022	0,021	0,50	0,80	0,402	0,000	0,000	✓	✓
Rua Castro Alves	173-176	83,54	0,010	1.617,02	1.573,18	0,021	0,020	0,32	0,80	0,258	0,000	0,000	✓	✓
Rua Castro Alves	176-209	65,52	0,006	898,54	899,34	0,012	0,012	0,26	0,80	0,206	0,000	0,000	✓	✓
Rua Castro Alves	209-208	68,05	0,009	1.027,23	1.098,22	0,013	0,014	0,31	0,80	0,248	0,000	0,000	✓	✓
Rua Castro Alves	200-208	33,8	0,027	386,87	302,70	0,005	0,004	0,54	0,80	0,430	0,000	0,000	✓	✓
Rua Castro Alves	199-200	50,44	0,077	522,68	456,78	0,007	0,006	0,92	0,40	0,367	0,000	0,000	✓	✓

Rua	Trecho	L (m)	I (m/m)	Área (m ²)		Q (m ³ /s)		Qs (m ³ /s)	F	Qs real (m ³ /s)	Q MD (m ³ /s)	Q ME (m ³ /s)	Verif.	
				MD	ME	MD	ME						MD	ME
Rua Castro Alves	198-199	41,26	0,073	386,87	374,75	0,005	0,005	0,89	0,40	0,355	0,000	0,000	✓	✓
Rua Castro Alves	195-198	56,97	0,082	744,35	824,74	0,010	0,011	0,95	0,27	0,256	0,000	0,000	✓	✓
Rua Castro Alves	194-195	37,67	0,061	663,22	328,37	0,008	0,004	0,81	0,40	0,326	0,000	0,000	✓	✓
Rua Castro Alves	193-194	38,6	0,083	663,22	11.218,01	0,008	0,144	0,95	0,27	0,256	0,000	0,000	✓	✓
Rua Castro Alves	190-193	57,92	0,045	704,70	4.594,08	0,009	0,059	0,70	0,80	0,559	0,000	0,000	✓	✓
Rua Castro Alves	189-190	35,76	0,050	323,86	4.594,08	0,004	0,059	0,74	0,50	0,370	0,000	0,000	✓	✓
Rua Carlos Gomes	169-170	106,09	0,046	226.159,80	124.911,27	2,897	1,600	0,71	0,80	0,568	2,329	1,032	Galeria	Galeria
Rua Carlos Gomes	170-174	85,44	0,026	240.824,54	138.488,90	3,085	1,774	0,53	0,80	0,421	2,664	1,353	Galeria	Galeria
Rua Carlos Gomes	174-175	83,48	0,007	242.463,15	140.125,39	3,106	1,795	0,28	0,80	0,224	2,882	1,571	Galeria	Galeria
Rua Carlos Gomes	175-181	65,88	0,005	1.038,75	1.019,96	0,013	0,013	0,24	0,60	0,144	0,000	0,000	✓	✓
Rua Carlos Gomes	181-182	48,91	0,016	1.455,90	2.175,76	0,019	0,028	0,42	0,80	0,337	0,000	0,000	✓	✓
Rua Carlos Gomes	185-182	75,26	0,005	2.066,59	3.207,88	0,026	0,041	0,24	0,60	0,144	0,000	0,000	✓	✓
Rua Carlos Gomes	186-185	55,02	0,049	3.368,65	3.862,24	0,043	0,049	0,73	0,80	0,584	0,000	0,000	✓	✓
Rua Carlos Gomes	187-186	48,65	0,041	3.107,94	15.623,73	0,040	0,200	0,67	0,80	0,535	0,000	0,000	✓	✓
Rua Teodoro G. Silva	196-197	33,96	0,077	2.549,92	15.415,80	0,033	0,197	0,91	0,40	0,365	0,000	0,000	✓	✓
Rua Teodoro G. Silva	192-196	60,43	0,083	2.051,92	15.022,22	0,026	0,192	0,95	0,27	0,256	0,000	0,000	✓	✓
Rua Teodoro G. Silva	191-192	57,35	0,096	1.135,14	13.447,91	0,015	0,172	1,02	0,27	0,276	0,000	0,000	✓	✓
Rua Teodoro G. Silva	188-191	38,14	0,013	360,97	12.673,14	0,005	0,162	0,38	0,80	0,302	0,000	0,000	✓	✓

Rua	Trecho	L (m)	I (m/m)	Área (m ²)		Q (m ³ /s)		Qs (m ³ /s)	F	Qs real (m ³ /s)	Q MD (m ³ /s)	Q ME (m ³ /s)	Verif.	
				MD	ME	MD	ME						MD	ME
Rua Rui Barbosa	167-166	85,69	0,041	1.556,74	1.667,50	0,020	0,021	0,67	0,80	0,533	0,000	0,000	✓	✓
Rua Rui Barbosa	166-165	83,88	0,018	12.359,77	12.233,68	0,158	0,157	0,44	0,80	0,353	0,000	0,000	✓	✓
Rua Rui Barbosa	165-161	65,7	0,005	562,86	864,49	0,007	0,011	0,24	0,60	0,144	0,000	0,000	✓	✓
Rua Rui Barbosa	161-160	67,61	0,049	1.462,44	2.139,73	0,019	0,027	0,73	0,80	0,583	0,000	0,000	✓	✓
Rua Rui Barbosa	158-160	25,12	0,022	1.607,64	2.350,52	0,021	0,030	0,49	0,80	0,390	0,000	0,000	✓	✓
Rua Rui Barbosa	157-158	101,02	0,031	4.125,01	4.671,12	0,053	0,060	0,58	0,80	0,466	0,000	0,000	✓	✓
Rua José Do Patrocínio	164-163	18,76	0,016	264.607,39	161.020,21	3,389	2,063	0,42	0,80	0,333	3,056	1,729	Galeria	Galeria
Rua José Do Patrocínio	163-162	47,3	0,032	265.738,43	161.488,47	3,404	2,069	0,59	0,80	0,470	2,934	1,599	Galeria	Galeria
Rua José Do Patrocínio	162-159	68,32	0,035	275.671,22	171.440,63	3,531	2,196	0,62	0,80	0,494	3,037	1,702	Galeria	Galeria
Rua José Do Patrocínio	159-156	120,06	0,011	317.280,03	254.925,97	4,064	3,265	0,34	0,80	0,274	3,790	2,991	Galeria	Galeria
Rua Olímpio Tavares	156-155	57,8	0,083	24.270,00	68.114,38	0,311	0,872	0,95	0,27	0,256	0,054	0,616	Galeria	Galeria
Rua Olímpio Tavares	154-155	59,04	0,063	15.433,17	48.624,10	0,198	0,623	0,83	0,40	0,330	0,000	0,293	✓	Galeria
Rua Olímpio Tavares	153-154	57,37	0,064	7.109,26	24.789,44	0,091	0,318	0,84	0,40	0,335	0,000	0,000	✓	✓
Rua Olímpio Tavares	152-153	43,3	0,030	901,97	3.303,00	0,012	0,042	0,57	0,80	0,457	0,000	0,000	✓	✓
Rua Olímpio Tavares	151-152	20,03	0,010	208,15	2.947,37	0,003	0,038	0,33	0,80	0,263	0,000	0,000	✓	✓

Rua	Trecho	L (m)	I (m/m)	Área (m ²)		Q (m ³ /s)		Qs (m ³ /s)	F	Qs real (m ³ /s)	Q MD (m ³ /s)	Q ME (m ³ /s)	Verif.	
				MD	ME	MD	ME						MD	ME
Rua Geraldo José Monteiro	156-146	122,54	0,0628	317.280,03	254.925,97	4,064	3,265	-	0,40	0,000	4,064	3,265	Galeria	Galeria
Rua Geraldo José Monteiro	146-113	116,4	0,0455	317.280,03	254.925,97	4,064	3,265	-	0,80	0,000	4,064	3,265	Galeria	Galeria
Rua Joaquim A. Figueiredo	113-114	58,35	0,0171	317.280,03	254.925,97	4,064	3,265	-	0,80	0,000	4,064	3,265	Galeria	Galeria
Rua Joaquim A. Figueiredo	114-115	60,26	0,0166	317.280,03	254.925,97	4,064	3,265	-	0,80	0,000	4,064	3,265	Galeria	Galeria
Rua Joaquim A. Figueiredo	115-116	57,53	0,0174	317.280,03	254.925,97	4,064	3,265	-	0,80	0,000	4,064	3,265	Galeria	Galeria
Trecho Final 1	116-212	98,95	0,0303	317.280,03	254.925,97	4,064	3,265	-	0,80	0,000	4,064	3,265	Galeria	Galeria
Trecho Final 2	212-213	824,27	0,017	317.280,03	254.925,97	4,064	3,265	-	0,80	0,000	4,064	3,265	Galeria	Galeria
Trecho Final 3	213-214	825,27	0,0048	317.280,03	254.925,97	4,064	3,265	-	0,60	0,000	4,064	3,265	Galeria	Galeria

Fonte: O autor.

Tabela 22 – Dimensionamento das galerias.

Rua	Trecho	L (m)	Δh (m)	I trecho (m/m)	I adotado (m/m)	Q (m ³ /s)		\emptyset (mm)		Rh (m)	V (m/s)	BL	
						Galeria	Projeto	Calc.	Com.			MD	ME
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	1-2	51,54	1,00	0,0194	0,0194	0,267	0,273	391	400	0,083	2,03	2	0
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	2-4	56,33	0,90	0,0160	0,0160	0,471	0,482	502	600	0,124	2,42	2	0
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	4-7	51,43	0,90	0,0175	0,0175	0,614	0,628	545	600	0,124	2,53	1	0
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	7-8	51,23	0,40	0,0078	0,0078	0,769	0,787	690	700	0,145	1,87	1	0
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	8-11	12,89	0,20	0,0155	0,0155	0,783	0,801	610	700	0,145	2,64	2	0
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	11-12	21,1	0,80	0,0379	0,0379	0,688	0,704	492	700	0,145	4,13	0	0
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	12-13	51,42	0,60	0,0117	0,0117	0,996	1,019	705	800	0,165	2,50	1	0
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	13-20	50,79	0,60	0,0118	0,0118	1,065	1,090	721	800	0,165	2,52	1	0
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	20-22	48,84	0,40	0,0082	0,0082	1,178	1,205	802	900	0,186	2,27	1	0
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	22-31	49,17	0,40	0,0081	0,0081	1,206	1,233	810	900	0,186	2,26	1	0
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	31-29	54,98	0,80	0,0146	0,0146	1,151	1,178	714	900	0,186	3,02	0	0
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	29-36	110,86	5,00	0,0451	0,0390	0,957	0,979	554	900	0,186	4,95	0	0
Av. Dr. Antonio Carlos Bandeira	36-37	65,93	5,30	0,0804	0,0390	1,273	1,303	616	900	0,186	4,95	2	0
Alameda Dos Flamboyant	211-56	47,64	1,00	0,0210	0,0210	0,241	0,247	371	400	0,083	2,11	1	1
Alameda Dos Flamboyant	56-57	47,19	1,00	0,0212	0,0212	0,560	0,573	508	600	0,124	2,78	1	2
Alameda Das Hortênsias	57-58	54,23	3,30	0,0609	0,0609	0,949	0,971	508	600	0,124	4,72	2	2
Rua Honorato F. Rodrigues	37-38	36,45	1,70	0,0466	0,0390	0,959	0,981	554	900	0,186	4,95	0	0
Rua Honorato F. Rodrigues	38-39	61,6	4,00	0,0649	0,0380	1,202	1,230	606	900	0,186	4,89	2	0

Rua	Trecho	L (m)	Δh (m)	I trecho (m/m)	I adotado (m/m)	Q (m ³ /s)		\emptyset (mm)		Rh (m)	V (m/s)	BL	
						Galeria	Projeto	Calc.	Com.			MD	ME
Rua Honorato F. Rodrigues	39-77	115,91	6,80	0,0587	0,0350	1,165	1,191	608	900	0,186	4,69	0	0
Rua Honorato F. Rodrigues	77-76	86,04	4,40	0,0511	0,0320	1,218	1,246	629	900	0,186	4,48	1	0
Rua Honorato F. Rodrigues	76-74	101,35	5,60	0,0553	0,0300	1,236	1,264	640	900	0,186	4,34	1	0
Rua João De Abreu Vilela	58-59	47,1	0,60	0,0127	0,0127	1,043	1,067	705	800	0,165	2,61	1	1
Rua João De Abreu Vilela	59-61	47,52	0,30	0,0063	0,0063	1,485	1,519	919	1000	0,207	2,14	2	2
Rua João De Abreu Vilela	61-180	33,12	0,20	0,0060	0,0060	1,971	2,017	1030	1200	0,248	2,36	2	2
Rua João De Abreu Vilela	180-70	29,93	0,20	0,0067	0,0067	1,961	2,006	1009	1200	0,248	2,48	0	0
Rua João De Abreu Vilela	70-72	42,71	0,50	0,0117	0,0117	1,881	1,924	894	900	0,186	2,71	0	0
Rua João De Abreu Vilela	72-74	40,76	0,50	0,0123	0,0123	3,839	3,927	1158	1200	0,248	3,36	3	3
Rua João De Abreu Vilela	74-169	45,56	0,70	0,0154	0,0154	3,788	3,875	1105	1200	0,248	3,76	0	0
Rua Gutemberg Moreira Leite	175-165	77,4	0,50	0,0065	0,0065	4,683	4,791	1407	1500	0,310	2,83	1	1
Rua Gutemberg Moreira Leite	165-164	60,37	0,50	0,0083	0,0083	4,968	5,082	1373	1500	0,310	3,21	1	1
Rua Geraldo José Monteiro	157-156	62,28	4,00	0,0642	0,0642	0,075	0,076	194	400	0,083	3,70	0	1
Rua Carlos Gomes	169-170	106,09	4,92	0,0464	0,0200	3,361	3,439	1005	1200	0,248	4,29	0	0
Rua Carlos Gomes	170-174	85,44	2,18	0,0255	0,0255	4,016	4,109	1027	1200	0,248	4,85	3	3
Rua Carlos Gomes	174-175	83,48	0,60	0,0072	0,0072	4,454	4,556	1353	1500	0,310	2,99	2	2
Rua José Do Patrocínio	164-163	18,76	0,30	0,0160	0,0160	4,785	4,895	1197	1500	0,310	4,45	0	0
Rua José Do Patrocínio	163-162	47,3	1,50	0,0317	0,0180	4,533	4,638	1147	1500	0,310	4,73	0	0
Rua José Do Patrocínio	162-159	68,32	2,40	0,0351	0,0180	4,739	4,848	1166	1500	0,310	4,73	1	1

Rua	Trecho	L (m)	Δh (m)	I trecho (m/m)	I adotado (m/m)	Q (m ³ /s)		\varnothing (mm)		Rh (m)	V (m/s)	BL	
						Galeria	Projeto	Calc.	Com.			MD	ME
Rua José Do Patrocínio	159-156	120,06	1,30	0,0108	0,0108	6,781	6,937	1467	1500	0,310	3,67	2	2
Rua Olímpio Tavares	156-155	57,8	4,80	0,0830	0,0830	0,670	0,686	421	500	0,103	4,88	1	3
Rua Olímpio Tavares	154-155	59,04	3,70	0,0627	0,0627	0,293	0,300	325	400	0,083	3,65	0	2
Rua Geraldo José Monteiro	156-146	122,54	7,70	0,0628	0,0200	7,329	7,498	1347	1500	0,310	4,98	0	0
Rua Geraldo José Monteiro	146-113	116,4	5,30	0,0455	0,0200	7,329	7,498	1347	1500	0,310	4,98	0	0
Rua Joaquim A. Figueiredo	113-114	58,35	1,00	0,0171	0,0171	7,329	7,498	1386	1500	0,310	4,61	0	0
Rua Joaquim A. Figueiredo	114-115	60,26	1,00	0,0166	0,0166	7,329	7,498	1395	1500	0,310	4,54	0	0
Rua Joaquim A. Figueiredo	115-116	57,53	1,00	0,0174	0,0174	7,329	7,498	1383	1500	0,310	4,64	0	0
Trecho Final 1	116-212	98,95	3,00	0,0303	0,0200	7,329	7,498	1347	1500	0,310	4,98	0	0
Trecho Final 2 (Opção 01)	212-213	824,27	14,00	0,0170	0,0200	7,329	7,498	1347	1500	0,310	4,98	0	0
Trecho Final 2 (Opção 01)	212-213	824,27	14,00	0,01698	0,0268	2,736	2,799	881	1000	0,207	4,40	0	0
Trecho Final 2 (Opção 01)	212-213	824,27	14,00	0,01698	0,0268	3,835	3,923	1000	1000	0,207	4,40	0	0
Trecho Final 2 (Opção 02)	212-213	824,27	14,00	0,01698	0,0136	13,900	14,220	1840	2000	0,413	4,98	0	0

Fonte: O autor.

Tabela 23 – Áreas das sub-bacias.

Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)
186	I	59,37	TOTAL		5223,81	TOTAL		9349,77	TOTAL		6597,11
	II	108,24	179	I	736,70	174	I	506,30	169	I	707,45
TOTAL		167,60		II	4145,29		II	1231,48		II	2876,67
185	I	95,59		III	4460,99		III	1053,54		III	2390,31
	II	199,92		IV	431,69		IV	616,98		IV	635,67
TOTAL		295,51	TOTAL		9774,68	TOTAL		3408,30	TOTAL		6610,11
184	I	89,53	178	I	582,44	173	I	498,38	168	I	631,22
	II	92,17		II	4433,93		II	820,78		II	2633,73
TOTAL		181,69		III	4215,89		III	712,67		III	2737,75
183	I	736,21		IV	435,12		IV	660,10		IV	654,06
	II	272,00	TOTAL		9667,39	TOTAL		2691,92	TOTAL		6656,76
	III	963,53	177	I	601,88	172	I	619,09	167	I	625,52
TOTAL		1971,75		II	4498,06		II	497,19		II	2637,40
182	I	173,48		III	4498,06		III	1581,33		III	2580,53
	II	95,45		IV	506,30		IV	243,46		IV	777,79
	III	215,99	TOTAL		10104,29	TOTAL		2941,07	TOTAL		6621,25
TOTAL		484,93	176	I	620,24	171	I	619,09	166	I	652,33
181	I	435,66		II	4298,65		II	2408,68		II	2688,90
	II	253,69		III	4011,21		III	2804,48		III	2550,39
	III	507,78		IV	515,96		IV	720,67		IV	675,50
	IV	136,10	Total	9446,04	TOTAL		6552,92	Total	6567,13		
TOTAL		1333,23	175	I	644,82	170	I	821,64	165	I	654,53
180	I	640,07		II	4233,80		II	2294,13		II	1389,93
	II	2078,66		III	3931,26		III	2757,45		III	2373,21
	III	2505,09		IV	539,88		IV	723,89			

Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	
TOTAL		4417,66	159	I	584,54	153	II	4833,62	148	III	1369,92	
164	I	669,79		II	397,95		III	5435,90		IV	307,35	
	II	1571,09		III	715,59		IV	3665,84		TOTAL		5230,38
	III	2072,34		IV	313,81		TOTAL			16965,33	I	2861,55
	IV			TOTAL			2011,89	I		1046,34	II	734,79
TOTAL		4313,21	158	I	596,81	152	II	323,86	147	III	2515,92	
163	I	672,37		II	678,74		III	1109,82		IV	744,78	
	II	2730,76		III	659,91		IV	348,93		TOTAL		6857,04
	III	2542,73		IV	577,58		TOTAL			2828,95	I	626,78
	IV	582,25		TOTAL			2513,05	I		2554,34	II	1441,25
TOTAL		6528,11	157	I	570,86	151	II	360,97	146	III	1245,39	
162	I	715,78		II	628,04		III	2947,37		IV	626,80	
	II	2138,27		III	749,09		IV	355,62		TOTAL		3940,22
	III	2928,39		IV	518,74		TOTAL			6218,31	I	1764,54
	IV	463,14		TOTAL			2466,73	I		3364,96	II	3261,23
TOTAL		6245,59	156	I	1018,27	150	II	995,99	145	III	3771,32	
161	I	692,40		II	709,99		III	3460,77		IV	1051,96	
	II	2524,18		III	641,68		IV	925,14		TOTAL		9849,06
	III	2846,45		IV	806,07		TOTAL			8746,86	I	676,79
	IV	481,44		TOTAL			3176,01	I		2317,38	II	1318,61
TOTAL		6544,47	155	I	452,74	149	II	3324,13	144	III	1367,15	
160	I	706,13		II	493,59		III	613,02		IV	653,36	
	II	2557,19		III	338,77		IV	845,09		TOTAL		4015,91
	III	2510,83		IV	650,88		TOTAL			7099,63	I	604,91
	IV	593,32		TOTAL			1935,98	I		2905,97	II	1096,45
TOTAL		6367,47	154	I	3029,98			II	647,15	III	1311,67	

Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)
	IV	616,28	TOTAL		6543,55	133	I	1225,45		III	932,53
TOTAL		3629,31	138	I	1404,14		II	443,26		IV	216,09
143	I	420,66		II	2012,80		III	1126,11	TOTAL		2583,83
	II	1998,90		III	2016,40		IV	374,75	127	I	363,68
	III	1706,80	IV	1515,73	TOTAL		3169,56	II		256,04	
IV	607,95	TOTAL		6949,07	132	I	1261,29	III		347,54	
TOTAL		4734,32	137	I		1068,94	II	235,08	IV	268,61	
142	I	788,42		II		2041,60	III	1156,29	TOTAL		1235,88
	II	4192,67		III	1945,97	IV	456,78	126	I	476,17	
	III	3490,44		IV	1110,40	TOTAL			3109,44	II	663,73
	IV	657,33	TOTAL		6166,93	131	I		1339,97	III	344,68
TOTAL		9128,86	136	I	1385,96		II		1495,96	IV	675,48
141	I	1083,44		II	898,54		III	1664,09	TOTAL		2160,07
	II	2954,81		III	1019,96		IV	302,70	125	I	2001,74
	III	2302,91		IV	1511,05	TOTAL		4802,73		II	676,07
	IV	1307,70	TOTAL		4815,50	130	I	1326,10		III	1353,69
TOTAL		7648,86	135	I	1523,28		II	522,68		IV	743,13
140	I	949,34		II	2184,11		III	1032,12	TOTAL		4774,63
	II	1870,56		III	2341,06		IV	1432,21	124	I	3007,24
	III	1834,81		IV	1410,35	V	263,66	II		693,83	
	IV	1059,41	TOTAL		7458,80	TOTAL		4576,78		III	3468,38
TOTAL		5714,12	134	I	1124,98	129	I	358,89		IV	677,76
139	I	1357,64		II	317,09		II	181,14	TOTAL		7847,21
	II	2001,97		III	1257,43	TOTAL		540,03	123	I	685,78
	III	1675,06		IV	328,37	128	I	1144,54		II	178,10
	IV	1508,86	TOTAL		3027,87		II	290,68		TOTAL	

Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)
122	I	662,45	TOTAL	II	996,67	111	I	1012,24	105	IV	1470,32
	II	3835,82		III	259,41		II	610,69		TOTAL	5417,13
	III	4201,69		IV	786,89		III	1261,94		I	1058,83
	IV	524,80		TOTAL	3022,24		IV	210,79		II	1830,36
TOTAL	9224,76	116	I	964,56	TOTAL	3095,66	110	III	1845,91		
121	I		710,68	II	1601,76	I		217,53	IV	1157,00	
	II		4484,72	III	389,77	II		2197,81	TOTAL	5892,10	
	III		3159,83	TOTAL	2956,08	III		1644,41	104	I	624,50
	IV	649,05	115	I	1527,82	IV	947,36	II		1343,34	
TOTAL	9004,28	II		3393,60	TOTAL	5007,11	III	1678,25			
120	I	981,80		III	2879,13	109	I	895,87		IV	1067,51
	II	3059,17		IV	1110,62		II	2325,02	TOTAL	4713,60	
	III	3600,08	TOTAL	8911,17	III		2295,38	103	I	1266,70	
	IV	774,14	114	I	186,04		IV		1056,35	II	1827,12
TOTAL	8415,20	II		1344,39	TOTAL	6572,62	III		1769,45		
119	I	828,95		III	1852,24	108	I		954,86	IV	1338,13
	II	2828,41		IV	523,69		II	1100,52	TOTAL	6201,40	
	III	3452,61	TOTAL	3906,36	TOTAL		2055,38	102	I	913,94	
	IV	597,22	113	I	188,13		I		1100,40	II	1488,14
TOTAL	7707,19	II		916,94	II	2116,80	III		1813,39		
118	I	2410,53		III	768,91	107	III		2172,37	IV	992,39
	II	2466,16		TOTAL	1873,99		IV	962,28	TOTAL	5207,86	
	III	1860,36	112	I	743,12		TOTAL	6351,85	101	I	662,10
	IV	1726,40		II	1033,26		106	I		1345,04	II
TOTAL	8463,45	III		235,27	II	2307,21		III		1206,29	
117	I	979,27		TOTAL	2011,65	III		294,56		IV	580,35

Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	
TOTAL		4336,36	95	I	158,85	88	II	417,15	82	II	1038,75	
100	I	624,35		II	934,14		III	611,96		III	864,49	
	II	2027,21		III	128,16		TOTAL			1641,48	IV	1567,85
	III	1683,32		TOTAL			1221,15	I		1651,59	TOTAL	
	IV	509,50	94	I	953,66	87	II	1027,23	81	I	1730,79	
TOTAL		4844,37		II	449,49		III	1155,81		II	1638,61	
99	I	1758,72		III	1634,53		IV	1196,99		III	1353,32	
	II	2513,25	TOTAL		3037,68	TOTAL		5031,62	IV	1762,91		
	III	2747,64	93	I	574,28	86	I	1609,05	TOTAL		6485,63	
	IV	1732,15		II	940,24		II	1243,39	80	I	1631,74	
TOTAL		8751,75		III	836,95		III	1098,22		II	1617,02	
98	I	588,85	TOTAL		2351,47	85	IV	1428,69		III	1636,50	
	II	1381,68	92	I	116,21		TOTAL		5379,35	IV	1676,30	
	III	1573,44		II	1492,21		84	I	292,66	TOTAL		6561,55
	IV	446,24		III	393,23	II		145,20	79	I	1569,62	
TOTAL		3990,20	TOTAL		2001,65	III	330,97	II		1680,56		
97	I	599,01	91	I	4283,60	TOTAL		768,83	III	1573,18		
	II	1570,03		II	3543,67	83	I	1121,22	IV	1637,88		
	III	1426,03		III	3282,66		II	1187,60	TOTAL		6461,24	
	IV	450,97	TOTAL		11109,94	III	1275,24	78	I	1650,52		
TOTAL		4046,03	90	I	1553,99	TOTAL			3584,06	II	1742,00	
96	I	1128,75		II	1161,47	84	I		619,70	III	1825,17	
	II	2050,63		III	899,34		II		595,12	IV	1596,29	
	III	1924,43		IV	1552,84		III	367,89	TOTAL		6813,98	
	IV	1006,73	TOTAL		5167,64	TOTAL		1582,71	I	593,08		
TOTAL		6110,54	89	I	612,38	83	I	1620,85	II	1334,13		

Quadra	Sub-bacia	Área (m²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m²)
	III	196,19	72	I	1163,25	67	I	2137,12	Total	II	2517,37
TOTAL		2123,39		II	1365,98		II	1388,88		III	753,86
77	I	975,32		III	1413,84		III	1283,36		IV	894,35
	II	1556,74		IV	1117,09		IV	1494,85			5177,49
	III	1483,34	TOTAL		5060,16	Total		6304,21	I	3221,72	
	IV	1127,92	71	I	877,69	66	I	974,51	61	II	607,77
TOTAL		5143,32		II	562,86		II	1326,44		III	2659,46
76	I	866,68		III	863,33		III	1501,49		IV	558,15
	II	1429,10		IV	100,38		IV	1967,90		TOTAL	
	III	1562,45	TOTAL		2404,25	Total		5770,33	I	2808,85	
	IV	1013,45	70	I	2592,50	65	I	3542,92	60	II	522,90
TOTAL		4871,69		II	442,38		II	916,78		III	4698,79
75	I	912,12		III	1099,52		III	4175,39		IV	820,54
	II	708,20		IV	3030,20		IV	563,82		TOTAL	
	III	812,29	V	688,6616	Total		9198,91	I	2381,62		
	IV	109,41	TOTAL		7853,26	64	I	1492,32	58	II	854,80
TOTAL		2542,01	I	1481,63	II		704,70	III		2186,15	
74	I	1281,36	69	II	1031,29		III	1247,11		IV	186,96
	II	1104,21		III	1172,24		IV	774,77		TOTAL	
	III	685,49		IV	1412,12	Total		4218,89	I	314,83	
TOTAL		3071,07	Total		5097,28	63	I	2434,04	57	II	121,25
73	I	990,92	68	I	1450,16		II	807,18		III	261,86
	II	1437,45		II	1099,77		III	3430,35	TOTAL		697,94
	III	1337,29		III	1580,28		IV	595,18	56	I	1356,30
	IV	786,07		IV	824,74	Total		7266,75		II	5550,52
TOTAL		4551,72	Total		4954,94	62	I	1011,92	III	2191,85	

Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)
	IV	6804,45	50	I	1380,87		IV	1050,25	TOTAL		5667,46
TOTAL		15903,12		II	753,82	TOTAL		8212,47	39	I	1529,64
55	I	850,36		III	1130,10	44	I	1340,92		II	1404,97
	II	1953,05		IV	1174,44		II	1154,32		III	1479,21
	III	1947,73	TOTAL		4439,22		III	1487,22		IV	1388,87
IV	867,78	49	I	877,52	IV		1850,36	TOTAL		5802,69	
TOTAL			5618,92	II	1088,66	TOTAL		5832,82	38	I	1417,50
54	I		1097,05	III	1115,58	43	I	921,83		II	1374,23
	II		975,96	IV	893,50		II	1490,26		III	1305,95
	III	895,89	TOTAL		3975,25		III	1336,67		IV	1069,07
	IV	1349,10	48	I	939,84		IV	1348,83	TOTAL		5166,75
TOTAL		4318,00		II	942,19	TOTAL		5097,60	37	I	1090,68
53	I	1293,41		III	1037,90	42	I	625,18		II	1115,84
	II	553,18		TOTAL			2919,93	II		1798,06	III
	III	882,91	47	I	1165,46		III	1919,34		IV	1169,81
TOTAL		2729,51		II	3878,83		IV	394,85	TOTAL		4340,84
52	I	976,64		III	3413,16	TOTAL		4737,43	36	I	2758,90
	II	1782,64		TOTAL		8457,45	41	I		1473,42	II
	III	1998,64	46	I	4600,22	II		386,87		III	3081,84
	IV	930,39		II	5180,89	III		654,36		IV	643,45
TOTAL		5688,30		III	6531,81	IV		1074,97	TOTAL		7117,27
51	I	921,83		IV	4797,47	TOTAL		3589,62	35	I	1072,43
	II	2040,03	TOTAL		21110,39	40	I	1134,81		II	1536,90
	III	1394,18	45	I	916,84		II	1606,11		III	1435,95
	IV	1068,40		II	4595,39		III	1618,75		IV	868,73
TOTAL		5424,45		III	1650,00		IV	1307,79	TOTAL		4914,01

Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)
34	I	1813,10	23	II	1970,01	18	III	189,51	18	IV	1102,46
	II	1134,88		III	2012,10		TOTAL	1329,77		TOTAL	6717,21
	III	1364,57		IV	1279,36		I	3736,54		I	1146,38
	IV	1219,07		TOTAL	6431,98		II	774,17		II	899,58
TOTAL	5531,63	28	I	1337,53	22	III	3667,58	17	III	1031,85	
33	I		1125,89	II		1562,95	IV		618,55	IV	1064,81
	II		426,43	III		2187,05	TOTAL		8796,84	TOTAL	4142,62
	III		1084,94	IV		1356,50	I		939,93	I	1866,91
	IV	634,91	TOTAL	6444,02	II	1859,48	II	1258,45			
TOTAL	3272,17	27	I	963,27	21	III	2088,38	16	III	1302,08	
32	I		1074,07	II		741,54	IV		820,49	IV	1949,84
	II		636,19	III		730,91	TOTAL		5708,29	TOTAL	6377,28
	III		769,02	IV		934,04	I		1114,44	I	1453,84
	IV	763,72	TOTAL	3369,75	II	1722,61	II	2012,58			
TOTAL	3243,00	26	I	1106,78	20	III	1753,19	15	III	951,74	
31	I		1037,76	II		892,68	IV		996,76	TOTAL	4418,16
	II		1538,77	III		969,91	TOTAL		5587,01	I	1260,50
	III		1380,43	IV		1039,77	I		1410,12	II	837,96
	IV	1267,52	TOTAL	4009,14	II	744,35	III	1106,85			
TOTAL	5224,48	25	I	1704,89	19	III	207,93	14	IV	1185,86	
30	I		1264,08	II		1715,96	IV		1220,38	TOTAL	4391,16
	II		628,46	III		1667,50	IV		518,54	I	1021,32
	III		1082,07	IV		1636,18	TOTAL		4101,33	II	624,44
	IV	701,01	TOTAL	6724,53	I	1434,07	III	201,76			
TOTAL	3675,63	24	I	214,96	13	II	1860,08	TOTAL	1847,52		
29	I		1170,51	II		925,31	III	2320,60	I	1054,22	

Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)	Quadra	Sub-bacia	Área (m ²)
	II	2036,62		IV	770,61	TOTAL		4039,70		III	4043,59
	III	1623,52	TOTAL		3344,67	6	I	1104,20		IV	612,14
	IV	1050,09	9	I	669,19		II	496,04	TOTAL		8246,93
TOTAL		5764,44		II	1090,59		III	1289,16	2	I	812,98
12	I	4229,72		III	389,17		IV	1122,08		II	640,58
	II	2071,46		IV	1225,08	TOTAL		4011,48		III	849,62
	III	3701,17	TOTAL		3374,03	5	I	129,13	IV	769,77	
TOTAL		10002,34	8	I	1104,18		II	312,27	TOTAL		3072,94
11	I	4073,96		II	1430,37	TOTAL		441,40	1	I	923,81
	II	812,20		III	834,21	4	I	2283,35		II	2380,45
	III	3363,88		IV	1153,89		II	743,54		III	567,25
	IV	299,66	TOTAL		4522,65		III	2621,20		IV	2000,79
TOTAL		8549,69	7	I	1174,78		IV	727,81	TOTAL		5872,29
10	I	648,18		II	1062,80	TOTAL		6375,89			
	II	898,00		III	789,45	3	I	3139,41			
	III	1027,88		IV	1012,68		II	451,80			

Fonte: O autor.

Tabela 24 – Cotas de cada trecho.

Nó	Cota (m)	Nó	Cota (m)	Nó	Cota (m)	Nó	Cota (m)	Nó	Cota (m)	Nó	Cota (m)
1	863	24	838	57	824	114	797	170	817,58	194	829
2	862	25	859,5	58	820,7	115	796	172	818	195	826,7
3	846,5	27	860,7	59	821,7	116	795	173	816	196	825
4	861,1	28	857,8	60	824,9	146	803,3	174	815,4	197	822,4
5	845,9	29	856	61	822	151	824,7	175	814,8	198	822
6	845,35	30	855,6	62	825,2	152	824,5	176	815,2	199	819
7	860,2	31	856,8	63	835,2	153	823,2	177	815,65	200	815,1
8	859,8	32	846	64	834,8	154	819,5	178	815,6	201	829,2
9	845,1	33	847	65	834,4	155	815,8	179	818,4	202	827,4
10	844,8	34	846	66	845,2	156	811	180	822,3	203	824
11	859,6	35	829,8	67	834,75	157	815	181	815,2	204	821
12	858,8	36	851	68	830,1	158	811,85	182	814,4	205	820,5
13	858,2	37	845,7	69	824,7	159	809,6	184	813,9	206	815,5
14	844,2	38	844	70	822,6	160	811,3	185	814,8	207	815,2
15	844,5	39	840	71	821	161	814,6	186	817,5	208	814,2
16	842,3	50	839	72	822,9	162	812	187	819,5	209	814,8
17	841,1	51	840	73	829,5	163	813,5	188	836	210	826,7
18	843	52	830,7	74	823,2	164	813,8	189	836,6	211	822
19	843,5	53	831,8	75	834,5	165	814,3	190	834,8	212	792
20	857,6	54	833	76	828,8	166	815,8	191	835,5	213	778
22	857,2	55	834	77	833,2	167	819,3	192	830	214	774
23	857	56	823	113	798	169	822,5	193	832,2		

Fonte: O autor.

APÊNDICE C

Tabela 25 – Planilha orçamentária.

Item	Código	Descrição dos serviços	Unid.	Preço unitário	Quant.	Custo total
01.00		Demolições/retiradas e recomposições				
01.01	SINAPI – 92970	Demolição de pavimentação asfáltica com utilização de martelo perfurador, espessura até 15 cm, exclusive carga e transporte	m ²	R\$ 8,67	9.498,22	R\$ 82.349,59
01.02	SETOP – DEM-SAR-005	Demolição de sarjeta ou sarjetão de concreto	m ²	R\$ 10,39	1.415,98	R\$ 14.711,99
<i>Subtotal</i>						<i>R\$ 97.061,58</i>
02.00		Escavação				
02.01	SINAPI – 90107	Escavação mecanizada de vala com profundidade maior que 1,5 m até 3,0 m, com (média entre montante e jusante/uma composição por trecho) com retroescavadeira (capacidade da caçamba da retro: 0,26 m ³ / potência: 88 hp), largura menor que 0,8 m, em solo de 1ª categoria, locais com baixo nível de interferência. Af_01/2015	m ³	R\$ 8,68	20.507,46	R\$ 178.004,79
02.02	SINAPI – 72961	Regularização e compactação de subleito até 20 cm de espessura	m ²	R\$ 1,09	8.501,60	R\$ 9.266,74
02.03	SINAPI – 93382	Reaterro manual de valas com compactação mecanizada. Af_04/2016	m ³	R\$ 16,64	23.993,38	R\$ 399.249,88
02.04	SINAPI – 94040	Escoramento de vala, tipo pontaleamento, com profundidade de 1,5 a 3,0 m, largura maior ou igual a 1,5 m e menor que 2,5 m, em local com nível alto de interferência. Af_06/2016	m ²	R\$ 15,84	8.851,41	R\$ 140.206,39
<i>Subtotal</i>						<i>R\$ 726.727,79</i>

Item	Código	Descrição dos serviços	Unid.	Preço unitário	Quant.	Custo total
03.00		Berço				
03.01	SINAPI – 73361	Concreto ciclópico fck=10mpa 30% pedra de mão inclusive lançamento	m³	R\$ 291,55	425,08	R\$ 123.932,00
<i>Subtotal</i>						<i>R\$ 123.932,00</i>
04.00		Tubos de concreto				
04.01	SINAPI – 92210	Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 400 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015	m	R\$ 86,27	220,50	R\$ 19.022,54
04.02	SINAPI – 92211	Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 500 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015	m	R\$ 110,60	57,80	R\$ 6.392,68
04.03	SINAPI – 92212	Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 600 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015	m	R\$ 141,14	209,18	R\$ 29.523,67
04.04	SINAPI – 92213	Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 700 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015	m	R\$ 195,22	51,23	R\$ 10.001,12
04.05	SINAPI – 92214	Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 800 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015	m	R\$ 213,02	47,10	R\$ 10.033,24

Item	Código	Descrição dos serviços	Unid.	Preço unitário	Quant.	Custo total
04.06	SINAPI – 92215	Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 900 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015	m	R\$ 257,27	978,34	R\$ 251.697,53
04.07	SINAPI – 92216	Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 1000 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015	m	R\$ 288,10	47,52	R\$ 13.690,51
04.08	SINAPI – 92816	Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 200 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015	m	R\$ 394,96	340,90	R\$ 134.641,86
04.09	SINAPI – 92818	Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 1500 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015	m	R\$ 573,24	989,72	R\$ 567.347,09
<i>Subtotal</i>						<i>R\$ 1.042.350,24</i>
05.00		Sarjeta				
05.01	SETOP – DRE-SAR-010	Sarjeta tipo 2 - 50 x 5 cm, i = 15 %, padrão DEOP-MG	m	R\$ 17,38	15.189,50	R\$ 263.993,51
<i>Subtotal</i>						<i>R\$ 263.993,51</i>
06.00		Boca de lobo				

Item	Código	Descrição dos serviços	Unid.	Preço unitário	Quant.	Custo total
06.01	SINAPI – 83621	Assentamento tampão ferro fundido (fofo), 30 x 90 cm para caixa de ralo, c/ arg cim/areia 1:4 em volume, exclusive tampão.	un	R\$ 73,35	70,00	R\$ 5.134,50
06.02	SINAPI – 83659	Boca de lobo em alvenaria tijolo maciço, revestida c/ argamassa de cimento e areia 1:3, sobre lastro de concreto 10cm e tampa de concreto armado	un	R\$ 593,06	70,00	R\$ 41.514,20
<i>Subtotal</i>						<i>R\$ 46.648,70</i>
07.00		Poço de visita				
07.01	SINAPI – 74124/001	Poço visita ag pluv:conc arm 1x1x1,40m coletor d=40 a 50cm parede e=15 cm base conc fck=10mpa revest c/arg cim/areia 1:4 incl forn todos materiais	un	R\$ 1.901,08	8	R\$ 15.208,64
07.02	SINAPI – 74124/002	Poço visita ag pluv:conc arm 1,10x1,10x1,40m coletor d=60cm parede e=1 5cm base conc fck=10mpa revest c/arg cim/areia 1:4 incl forn todos materiais	un	R\$ 2.168,97	4	R\$ 8.675,88
07.03	SINAPI – 74124/003	Poço visita ag pluv:conc arm 1,20x1,20x1,40m coletor d=70cm parede e=1 5cm base conc fck=10mpa revest c/arg cim/areia 1:4 incl forn todos materiais	un	R\$ 2.348,47	1	R\$ 2.348,47
07.04	SINAPI – 74124/004	Poço visita ag pluv:conc arm 1,30x1,30x1,40m coletor d=80cm parede e=1 5cm base conc fck=10mpa revest c/arg cim/areia 1:4 incl forn todos materiais	un	R\$ 2.692,53	1	R\$ 2.692,53
07.05	SINAPI – 74124/005	Poço visita concreto armado p/ag pluv 1,40x1,40x1,50m coletor d=90cm parede e=15cm base concreto fck=10mpa revestido c/arg cim/areia 1:4 in cl forn todos materiais	un	R\$ 3.126,48	19	R\$ 59.403,12

Item	Código	Descrição dos serviços	Unid.	Preço unitário	Quant.	Custo total
07.06	SINAPI – 74124/006	Poço visita ag pluv:conc arm 1,50x1,50x1,60m coletor d=1m parede e=15 cm base conc fck=10mpa revest c/arg cim/areia 1:4 incl forn todos materiais	un	R\$ 3.491,46	1	R\$ 3.491,46
07.07	SINAPI – 74124/008	Poço visita ag pluv:conc arm 1,70x1,70x1,80m coletor d=1,20m parede e=15cm base conc fck=10mpa revest c/arg cim/areia 1:4 degraus ff incl forn todos materiais	un	R\$ 4.068,68	23	R\$ 93.579,64
07.08	SETOP – DRE-CHA-005	Chaminé de poço de visita tipo "A", em alvenaria com degraus de aço CA-50	m	R\$ 450,91	57	R\$ 25.701,87
07.09	SINAPI – 83627	Tampão fofo articulado, classe b125 carga max 12,5 t, redondo tampa 600 mm, rede pluvial/esgoto, p = chaminé cx areia / poço visita assentado com arg cim/areia 1:4, fornecimento e assentamento	un	R\$ 363,22	57	R\$ 20.703,54
07.10	SINAPI – 73607	Assentamento de tampão de ferro fundido 600 mm	un	R\$ 62,87	57	R\$ 3.583,59
<i>Subtotal</i>						<i>R\$ 235.388,74</i>
08.00		Pavimentação asfáltica				
08.01	SINAPI – 34759	Concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) para pavimentação asfáltica, padrão DNIT, faixa c, com cap 30/45 - dmt = 10 km	m³	R\$ 555,80	780,61	R\$ 433.863,84
<i>Subtotal</i>						<i>R\$ 433.863,84</i>
Total da obra						R\$ 2.985.531,87

Fonte: O autor.

Tabela 26 – Planilha orçamentária último trecho (opção 01).

Item	Código	Descrição dos serviços	Unid.	Preço unitário	Quant.	Custo total
01.00		Escavação				
01.01	SINAPI – 90107	Escavação mecanizada de vala com profundidade maior que 1,5 m até 3,0 m, com (média entre montante e jusante/uma composição por trecho) com retroescavadeira (capacidade da caçamba da retro: 0,26 m ³ / potência: 88 hp), largura menor que 0,8 m, em solo de 1ª categoria, locais com baixo nível de interferência. Af_01/2015	m ³	R\$ 8,68	18.234,87	R\$ 158.278,69
01.02	SINAPI – 72961	Regularização e compactação de subleito ate 20 cm de espessura	m ²	R\$ 1,09	5.687,46	R\$ 6.199,33
01.03	SINAPI – 93382	Reaterro manual de valas com compactação mecanizada. Af_04/2016	m ³	R\$ 16,64	15.483,51	R\$ 257.645,54
01.04	SINAPI – 94040	Escoramento de vala, tipo pontaleamento, com profundidade de 1,5 a 3 ,0 m, largura maior ou igual a 1,5 m e menor que 2,5 m, em local com nível alto de interferência. Af_06/2016	m ²	R\$ 15,84	2.893,60	R\$ 45.834,62
<i>Subtotal</i>						<i>R\$ 467.958,19</i>
02.00		Berço				
02.01	SINAPI – 73361	Concreto ciclópico fck=10mpa 30% pedra de mão inclusive lançamento	m ³	R\$ 291,55	284,37	R\$ 82.908,99
<i>Subtotal</i>						<i>R\$ 82.908,99</i>
03.00		Tubos de concreto				
03.01	SINAPI – 92216	Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 1 000 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015	m	R\$ 288,10	1.648,54	R\$ 474.944,37

Item	Código	Descrição dos serviços	Unid.	Preço unitário	Quant.	Custo total
03.02	SINAPI – 92818	Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 1 500 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015	m	R\$ 573,24	824,27	R\$ 472.504,53
<i>Subtotal</i>						<i>R\$ 947.448,91</i>
04.00		Poço de visita				
04.01	SINAPI – 74124/008	Poço visita ag pluv:conc arm 1,70x1,70x1,80m coletor d=1,20m parede e=15cm base conc fck=10mpa revest c/arg cim/areia 1:4 degraus ff incl forn todos materiais	un	R\$ 4.068,68	27	R\$ 109.854,36
04.02	SETOP – Dre-cha-005	Chaminé de poço de visita tipo "a", em alvenaria com degraus de aço ca-50	m	R\$ 450,91	27	R\$ 12.174,57
04.03	SINAPI – 83627	Tampão fofo articulado, classe b125 carga max 12,5 t, redondo tampa 600 mm, rede pluvial/esgoto, p = chaminé cx areia / poco visita assentado com arg cim/areia 1:4, fornecimento e assentamento	un	R\$ 363,22	27	R\$ 9.806,94
04.04	SINAPI – 73607	Assentamento de tampão de ferro fundido 600 mm	un	R\$ 62,87	27	R\$ 1.697,49
<i>Subtotal</i>						<i>R\$ 133.533,36</i>
Total da obra						R\$ 1.631.849,45

Fonte: O autor.

Tabela 27 – Planilha orçamentária último trecho (opção 02).

Item	Código	Descrição dos serviços	Unid.	Preço unitário	Quant.	Custo total
01.00		Demolição galerias existentes				
01.01	SINAPI – 85364	Demolição manual de estrutura de concreto armado	m ³	R\$ 169,72	18,01	R\$ 3.057,36
01.02	SINAPI – 92970	Demolição de pavimentação asfáltica com utilização de martelo perfurador, espessura até 15 cm, exclusive carga e transporte	m ²	R\$ 8,67	320,76	R\$ 2.780,99
<i>Subtotal</i>						<i>R\$ 5.838,35</i>
02.00		Escavação				
02.01	SINAPI – 90107	Escavação mecanizada de vala com profundidade maior que 1,5 m até 3,0 m, com (média entre montante e jusante/uma composição por trecho) com retroescavadeira (capacidade da caçamba da retro: 0,26 m ³ / potência: 88 hp), largura menor que 0,8 m, em solo de 1ª categoria, locais com baixo nível de interferência. Af_01/2015	m ³	R\$ 8,68	9.917,20	R\$ 86.081,34
02.02	SINAPI – 72961	Regularização e compactação de subleito até 20 cm de espessura	m ²	R\$ 1,09	2.472,81	R\$ 2.695,36
02.03	SINAPI – 93382	Reaterro manual de valas com compactação mecanizada. Af_04/2016	m ³	R\$ 16,64	7.327,68	R\$ 121.932,66
02.04	SINAPI – 94040	Escoramento de vala, tipo pontaleamento, com profundidade de 1,5 a 3,0 m, largura maior ou igual a 1,5 m e menor que 2,5 m, em local com nível alto de interferência. Af_06/2016	m ²	R\$ 15,84	3.305,73	R\$ 52.362,84
<i>Subtotal</i>						<i>R\$ 263.072,20</i>

Item	Código	Descrição dos serviços	Unid.	Preço unitário	Quant.	Custo total
03.00		Berço				
03.01	SINAPI – 73361	Concreto ciclópico fck=10mpa 30% pedra de mão inclusive lançamento	m³	R\$ 291,55	123,64	R\$ 36.047,39
<i>Subtotal</i>						<i>R\$ 36.047,39</i>
04.00		Tubos de concreto				
04.01	SINAPI – 7727	Tubo concreto armado, classe pa-2, pb, dn 2000 mm, para aguas pluviais (NBR 8890)	m	1083,88	824,27	R\$ 893.409,77
<i>Subtotal</i>						<i>R\$ 893.409,77</i>
05.00		Poço de visita				
05.01	SINAPI – 74124/008	Poço visita ag pluv:conc arm 1,70x1,70x1,80m coletor d=1,20m parede e=15cm base conc fck=10mpa revest c/arg cim/areia 1:4 degraus ff incl forn todos materiais	un	R\$ 4.068,68	9	R\$ 36.618,12
05.02	SETOP – DRE-CHA-005	Chaminé de poço de visita tipo "a", em alvenaria com degraus de aço ca-50	m	R\$ 450,91	9	R\$ 4.058,19
05.03	SINAPI – 83627	Tampão fofo articulado, classe b125 carga max 12,5 t, redondo tampa 600 mm, rede pluvial/esgoto, p = chaminé cx areia / poço visita assentado com arg cim/areia 1:4, fornecimento e assentamento	un	R\$ 363,22	9	R\$ 3.268,98
05.04	SINAPI – 73607	Assentamento de tampão de ferro fundido 600 mm	un	R\$ 62,87	9	R\$ 565,83
<i>Subtotal</i>						<i>R\$ 44.511,12</i>
Total da obra						R\$ 1.242.878,82

Fonte: O autor.

APÊNDICE D

ANEXO A

Tabela 28 – Conduitos circulares parcialmente cheios.

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	0,0066	0,0013	0,0890	0,00015	0,26	0,1516	0,1623	0,7165	0,14803
0,02	0,0132	0,0037	0,1408	0,00067	0,27	0,1566	0,1711	0,7320	0,15945
0,03	0,0197	0,0069	0,1839	0,00161	0,28	0,1614	0,1800	0,7470	0,17123
0,04	0,0262	0,0105	0,2221	0,00298	0,29	0,1662	0,1890	0,7618	0,18336
0,05	0,0326	0,0147	0,257	0,00480	0,30	0,1709	0,1982	0,7761	0,19583
0,06	0,0389	0,0192	0,2891	0,00708	0,31	0,1756	0,2074	0,7901	0,20863
0,07	0,0451	0,0242	0,3194	0,00983	0,32	0,1802	0,2167	0,8038	0,22175
0,08	0,0513	0,0294	0,3480	0,01304	0,33	0,1847	0,2260	0,8172	0,23518
0,09	0,0575	0,0350	0,3752	0,01672	0,34	0,1891	0,2355	0,8302	0,24892
0,10	0,0635	0,0409	0,4011	0,02088	0,35	0,1935	0,2450	0,8430	0,26294
0,11	0,0695	0,0470	0,4260	0,02550	0,36	0,1978	0,2546	0,8554	0,27724
0,12	0,0755	0,0534	0,4499	0,03058	0,37	0,2020	0,2642	0,8675	0,29180
0,13	0,0813	0,0600	0,4730	0,03613	0,38	0,2062	0,2739	0,8794	0,30662
0,14	0,0710	0,0668	0,4953	0,04214	0,39	0,2102	0,2936	0,8909	0,32169
0,15	0,0929	0,0739	0,5168	0,04861	0,40	0,2142	0,2934	0,9022	0,33699
0,16	0,0986	0,0811	0,5376	0,05552	0,41	0,2182	0,3032	0,9131	0,35250
0,17	0,1042	0,0885	0,5578	0,06288	0,42	0,2220	0,3130	0,9239	0,36823
0,18	0,1097	0,0961	0,5774	0,07068	0,43	0,2258	0,3229	0,9343	0,38415
0,19	0,1152	0,1039	0,5965	0,07891	0,44	0,2295	0,3328	0,9445	0,40025
0,20	0,1206	0,1118	0,6150	0,08757	0,45	0,2331	0,3428	0,9544	0,41653
0,21	0,1259	0,1199	0,6331	0,09664	0,46	0,2366	0,3527	0,9640	0,43296
0,22	0,1312	0,1281	0,6506	0,10613	0,47	0,2401	0,3627	0,9734	0,44954
0,23	0,1364	0,1365	0,6677	0,11602	0,48	0,2435	0,3727	0,9825	0,46624
0,24	0,1416	0,1449	0,6844	0,12631	0,49	0,2468	0,3827	0,9914	0,48307
0,25	0,1466	0,1535	0,7007	0,13698	0,50	0,2500	0,3927	1,0000	0,50000

y/d	R/d	A/d	v/v_p	Q/Q_p	y/d	R/d	A/d	v/v_p	Q/Q_p
0,51	0,2531	0,4027	1,0084	0,51702	0,76	0,3024	0,6405	1,1354	0,92582
0,52	0,2562	0,4127	1,0165	0,53411	0,77	0,3031	0,6489	1,1369	0,93938
0,53	0,2592	0,4227	1,0243	0,55127	0,78	0,3036	0,6573	1,1382	0,95253
0,54	0,2621	0,2327	1,0320	0,56847	0,79	0,3039	0,6655	1,1391	0,96523
0,55	0,2649	0,4426	1,0393	0,58571	0,80	0,3042	0,6736	1,1397	0,97747
0,56	0,2676	0,4526	1,0464	0,60296	0,81	0,3043	0,6815	1,1400	0,98921
0,57	0,2703	0,4625	1,0533	0,62022	0,82	0,3043	0,6893	1,1399	1,00041
0,58	0,2728	0,4724	1,0599	0,63746	0,83	0,3041	0,6969	1,1395	1,01104
0,59	0,2753	0,4822	1,0663	0,65467	0,84	0,3038	0,7043	1,1387	1,02107
0,60	0,2776	0,4920	1,0724	0,67184	0,85	0,3033	0,7115	1,1374	1,03044
0,61	0,2799	0,5018	1,0783	0,68895	0,86	0,3026	0,7189	1,1358	1,03913
0,62	0,2821	0,5115	1,0839	0,70597	0,87	0,3018	0,7254	1,1337	1,04706
0,63	0,2842	0,5212	1,0893	0,72290	0,88	0,3007	0,7320	1,1311	1,05420
0,64	0,2862	0,5308	1,0944	0,73972	0,89	0,2995	0,7384	1,1280	1,06047
0,65	0,2881	0,5404	1,0993	0,75641	0,90	0,2980	0,7445	1,1243	1,06580
0,66	0,2900	0,5499	1,1039	0,77295	0,91	0,2963	0,7504	1,1200	1,07011
0,67	0,2917	0,5594	1,1083	0,78932	0,92	0,2944	0,7560	1,1151	1,07328
0,68	0,2933	0,5687	1,1124	0,80551	0,93	0,2921	0,7612	1,1027	1,07568
0,69	0,2948	0,5780	1,1162	0,82149	0,94	0,2895	0,7662	1,1027	1,07568
0,70	0,2962	0,5872	1,1198	0,83724	0,95	0,2865	0,7707	1,0950	1,07452
0,71	0,2975	0,5964	1,1231	0,85275	0,96	0,2829	0,7749	1,0859	1,07138
0,72	0,2987	0,6054	1,1261	0,86799	0,97	0,2787	0,7785	1,0751	1,06575
0,73	0,2998	0,6143	1,1288	0,88294	0,98	0,2735	0,7816	1,0618	1,05669
0,74	0,3008	0,6231	1,1313	0,89758	0,99	0,2666	0,7841	1,0437	1,04196
0,75	0,3017	0,6319	1,1335	0,91188	1,00	0,2500	0,7854	1,0000	1,00000

Fonte: Azevedo Netto, 1998.

ANEXO B

Figura 41 – Relatório emitido pelo *software* Plúvio (UFV, 2006).

Data de emissão do relatório: 15/05/2016



Plúvio 2.1



Copyright (2005) © GPRH

RELATÓRIO

Parâmetros da Equação de Intensidade, Duração e Frequência da Precipitação

LOCALIZAÇÃO:

Localidade: Boa Esperança **Estado:** Minas Gerais

Latitude: 21°05'24"

Longitude: 45°33'57"

PARÂMETROS DA EQUAÇÃO:

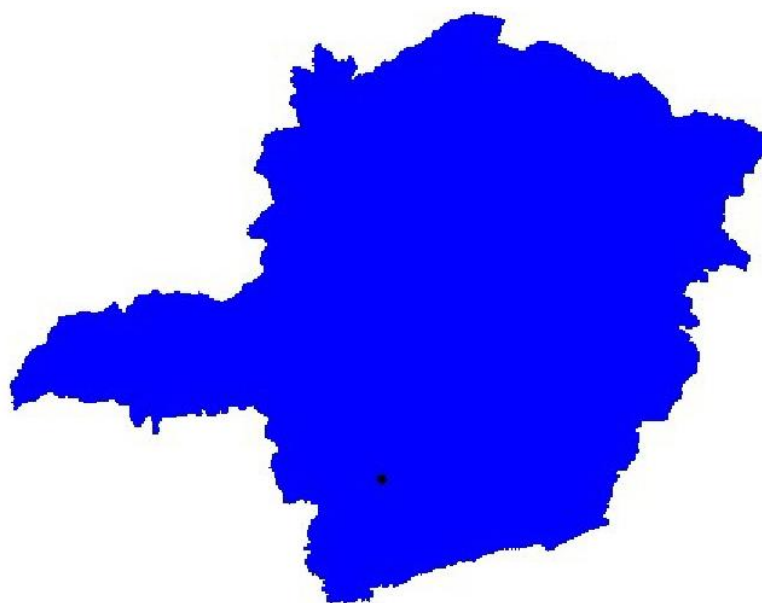
K: 4291,578

a: 0,175

b: 31,733

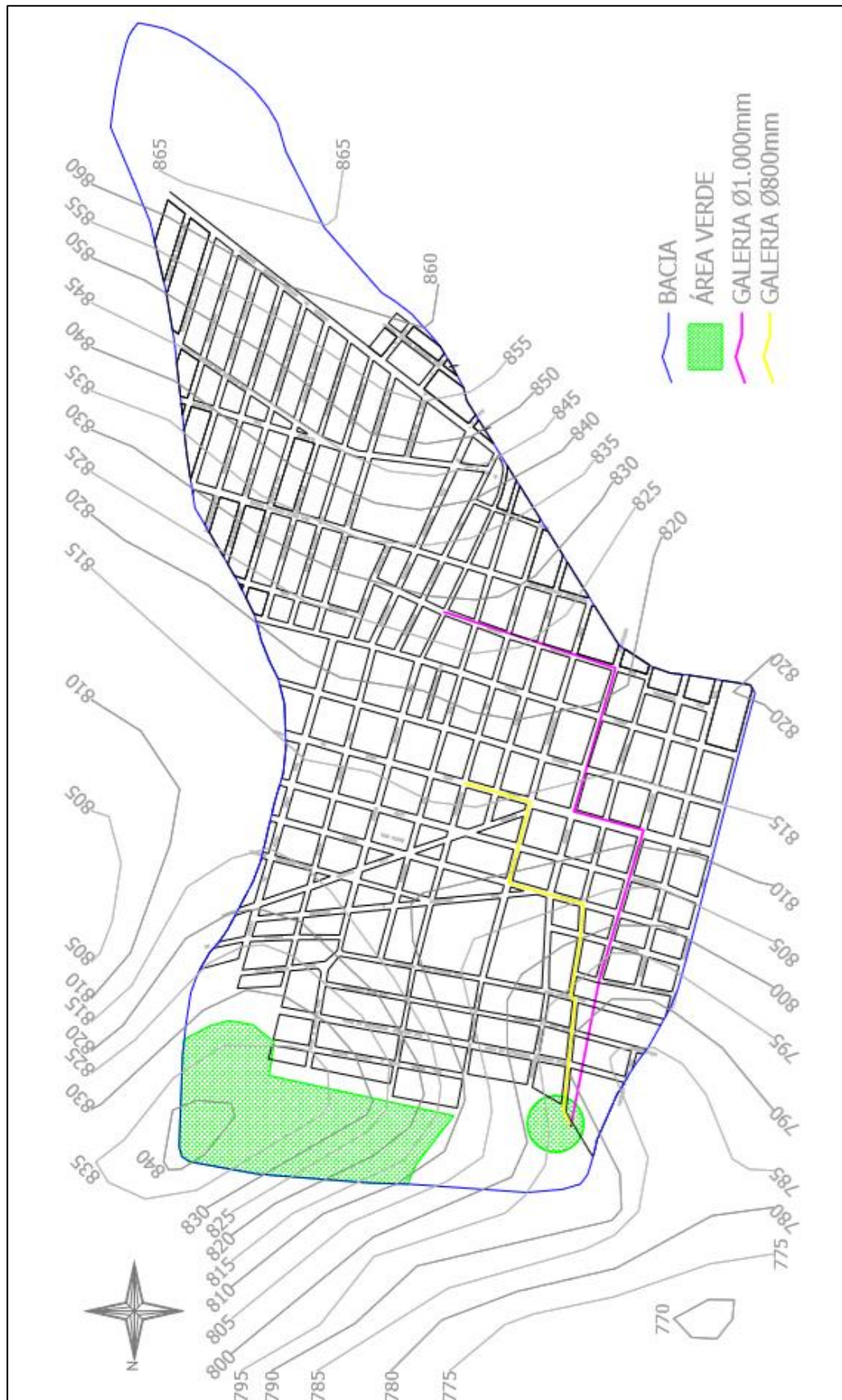
c: 1,025

MAPA DE LOCALIZAÇÃO:



Fonte: O autor.

Figura 42 – Bacia de contribuição com a localização das galerias pluviais.



Fonte: AutoCAD, cotas de nível obtidas através do Global Mapper, adaptado pelo autor.