

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS/MG

ENGENHARIA CIVIL

ESTELA SCHIAVONI VILELA

**ADEQUAÇÃO DO SISTEMA DE MICRODRENAGEM URBANA NA SUB-BACIA
DA LAGOA SECA NO MUNICÍPIO DE BOA ESPERANÇA - MG**

**Varginha
2016**

ESTELA SCHIAVONI VILELA

**ADEQUAÇÃO DO SISTEMA DE MICRODRENAGEM URBANA NA SUB-BACIA
DA LAGOA SECA NO MUNICÍPIO DE BOA ESPERANÇA - MG**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS/MG como pré-requisito para obtenção de grau bacharel.

Orientação: Prof. Leopoldo Uberto Ribeiro Júnior

**Varginha
2016**

ESTELA SCHIAVONI VILELA

**ADEQUAÇÃO DO SISTEMA DE MICRODRENAGEM URBANA NA SUB-BACIA
DA LAGOA SECA NO MUNICÍPIO DE BOA ESPERANÇA - MG**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas- UNIS/MG, como pré-requisito para obtenção de grau bacharel pela Banca Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em / /

Prof. Dr. Leopoldo Uberto Ribeiro Júnior
Orientador

Prof. Esp. Luana Ferreira Mendes

Prof. Marina Santos Tavares

OBS.:

Dedico este trabalho primeiramente a Deus, por me guiar e me dar forças para nunca desistir. Dedico também ao engenheiro Evandro de Tarso Rossi Vilela, que foi o pioneiro de todo meu interesse pelo curso e que além de ser meu pai foi um grande professor em todas as etapas. Finalmente dedico a todas as outras pessoas que tiveram próximas, pelo apoio e compreensão durante a minha vida acadêmica.

AGRADECIMENTOS

Agradeço meu orientador Leopoldo Uberto Ribeiro Júnior e à minha coordenadora Ivana Prado de Vasconcelos pelos conhecimentos adquiridos para realização desse trabalho, e agradeço a todos que direta ou indiretamente colaboraram para a realização deste, especialmente, colegas e familiares.

“Talvez eu não tenha conseguido fazer o melhor, mas lutei para que o melhor fosse feito. Não sou o que deveria ser, mas graças a Deus, não sou o que era antes”.

Marthin Luther King

RESUMO

O sistema de microdrenagem é extremamente necessário para um perfeito escoamento das águas pluviais. Este sistema tem por objetivo reter e conduzir as águas para locais apropriados evitando problemas como erosão das vias e alagamento da calha viária. Este trabalho averiguou tecnicamente as condições de microdrenagem no loteamento do bairro Nova Era, especificadamente na sub-bacia da Lagoa Seca em Boa Esperança, com embasamento aos aspectos teóricos, e contidos em literatura. O foco do trabalho foi sobre o empoçamento de água sobre as ruas Olinto Teixeira, Senador Milton Campos e Princesa Isabel que sofrem frequentemente com o problema. Foram levantados todos os dados necessários para a determinação da vazão gerada no trecho de estudo tais como a área da bacia de contribuição, intensidade de precipitação, tempo de retorno, tempo de concentração entre outros. Com isso a verificação da eficiência das bocas-de-lobo existentes na bacia resultou em uma capacidade de eficiência inferior à necessária para a vazão de contribuição. Pode-se comprovar que devido à falta de um sistema de microdrenagem nos trechos de estudo, a vazão da bacia de contribuição que não é drenada acumula-se no ponto mais baixo da bacia gerando alagamentos. O trabalho apresentou uma comparação entre duas soluções para o problema, na qual a primeira se fez uso de um reservatório de detenção e sistema elevatório que teve um custo aproximado de R\$1.030.949,19 e a segunda solução foi a utilização de uma galeria onde não foi possível acompanhar a declividade do terreno, tendo um custo de R\$894.159,34. Então, após a escolha da solução mais viável, fazendo implantação de dispositivos de microdrenagem que se tornaram necessários, espera-se que os problemas com inundação e alagamentos no local sejam sanados.

Palavras-chave: Lagoa Seca. Microdrenagem. Alagamentos.

ABSTRACT

The microdrainage system is extremely necessary for a perfect drainage of rainwater. This system is designed to retain and conduct water to appropriate locations to avoid problems such as erosion of roads and flooding the road gutter. This study examined the technically microdrainage conditions in the allotment of the New Age neighborhood, specifically in the Lagoa Seca sub-basin in Good Hope, with basement to the theoretical aspects, and contained in literature. His focus was on the puddling of water on the streets Teixeira Olinto, Senator Milton Campos and Princess Elizabeth, who often suffer from the problem. They were collected all the necessary data for determining the flow generated in the study area section such as the contribution basin, precipitation intensity, return time, concentration time, among others. Thus checking the efficiency of existing mouths-of-wolf in the basin resulted in a capacity of less efficient than necessary to flow contribution. It can be proved that due to the lack of a micro drainage system in study sections, the flow of contribution basin that does not drain accumulates at the lowest point of the basin causing flooding. The paper presented a comparison between two solutions to the problem, in which the first was made use of a reservoir holding and lifting system that had a cost of R \$ 1,030,949.19 and the second solution was to use a gallery where it was not possible to follow the slope of the land, with a cost of R \$ 894,159.34. Then, after choosing the most viable solution, making deployment microdrainage devices that have become necessary, it is expected that problems with flooding and waterlogging on site are healed.

Keywords: *Dry Pon. Microdrainage. Waterlogging.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Efeitos da urbanização	20
Figura 2 - Elementos do sistema de microdrenagem.....	28
Figura 3 - Tipos de sarjetas segundo Sudecap.....	29
Figura 4 - Fator de redução da capacidade de sarjeta.....	32
Figura 5 - Tipos de boca de lobo	35
Figura 6 - Alinhamento dos condutos	37
Figura 7 - Ábaco para a determinação do coeficiente	39
Figura 8 – Reservatório de detenção	43
Figura 9 – Reservatório de detenção	44
Figura 10 – Determinação da altura manométrica.....	45
Figura 11 - Localização do município	52
Figura 12 - Lagoa seca.....	53
Figura 13 - Planialtimétrico Lagoa seca	53
Figura 14 - Rua Senador Milton Campos.....	54
Figura 15 - Rua Olinto Teixeira	54
Figura 16 - Bacia de contribuição	55
Figura 17 – Sub-bacias de contribuição e sentido de escoamento da água	56
Figura 18 - Parâmetros empíricos para o cálculo da intensidade de chuva.....	57
Figura 19 – Valores aproximados de K.....	64
Figura 20 – Locação de bocas de lobo a serem executadas no trecho 22.30 da Rua Mariquinha Gomes.....	73
Figura 22 - Traçado da rede até seu destino final.....	79
Figura 23 – Níveis do reservatório	80

LISTA DE QUADROS

Quadro 1- Tempo de retorno	23
Quadro 2 - Coeficiente de Runoff	26
Quadro 3 – Método hidrológico	27
Quadro 4 – Declividade mínima de acordo com o diâmetro comercial	42
Quadro 5 - Dados históricos do município	51

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Coeficientes de rugosidade de Manning	31
Tabela 2– Dimensões mínimas para chaminé e balão de PV.	34
Tabela 3 - Fator de redução da capacidade de engolimento de boca de lobo.....	37
Tabela 4 - Parâmetros utilizados em canais de circular das galerias de águas pluviais	38
Tabela 5 - Largura da vala conforme diâmetro do tubo e profundidade.	41
Tabela 6 - Trechos com galeria	65
Tabela 7 - - Quantitativo de poços de visita e bocas de lobo.	66
Tabela 8 - Definição de áreas e coeficiente de escoamento superficial	67
Tabela 9 - Comparação de bocas de lobo existentes	69
Tabela 10 - Comparação de galerias calculadas com galerias existentes.....	70
Tabela 11 – Cálculo das novas bocas de lobo	74
Tabela 12 – Cálculo dos diâmetros comerciais	75
Tabela 13 – Verificação das velocidades nos trechos	75
Tabela 14 – Trecho de galeria que alimenta o reservatório.....	76
Tabela 15 - Vazão de saída pela galeria da Rua Mariquinha Gomes	77
Tabela 16 - Determinação do diâmetro de recalque e quantidade de níveis do reservatório ...	80
Tabela 17 – Cálculo trecho a trecho do destino final da vazão da Lagoa Seca pela solução 01	81
Tabela 18 - Determinação das perdas de cargas distribuída e localizada.....	82
Tabela 19 - Determinação das perdas de cargas distribuída e localizada.....	83
Tabela 20 - Cálculo trecho a trecho do destino final da vazão da Lagoa Seca pela solução 01	83

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

B.L – Boca de lobo

C – Coeficiente de escoamento superficial

CETESB – Companhia Ambiental do estado de São Paulo

C/G – Trecho com galeria

D – Diâmetro

DNIT- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

F – Fator de redução da capacidade de sarjetas

S/G – Trecho sem galeria

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

MD – Margem direita da via

ME – Margem esquerda da via

PV – Poço de visita

Qst – Vazão da sarjeta

SUDECAP – Superintendência de Desenvolvimento Capital

SMDU – Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano

UFV – Universidade Federal de Viçosa

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	17
1.1. Objetivos.....	18
1.1.1. Objetivo geral.....	18
1.1.2. Objetivos específicos	18
2. REVISÃO DE LITERATURA	19
2.1. Importância do Saneamento Básico	19
2.2. O efeito da urbanização	19
2.3. Inundação Urbana.....	20
2.4. Hidrologia fundamental.....	21
2.4.1. Bacia de contribuição	21
2.4.2. Intensidade de chuva	21
2.4.3. Tempo de retorno	23
2.4.4. Tempo de escoamento superficial.....	23
2.4.5. Tempo de concentração.....	24
2.4.6. Coeficiente de deflúvio ou Runoff.....	25
2.5. Método Racional	27
2.6. Sistemas de Drenagens de Águas Pluviais Urbanas.....	27
2.6.1. Terminologias e dimensionamento de elementos da Microdrenagem.....	28
2.6.1.1. Meios-Fios	29
2.6.1.2. Sarjetas	29
2.6.1.3. Sarjetões	33
2.6.1.4. Condutos forçados	33
2.6.1.5. Poço de Visita.....	33
2.6.1.6. Trecho.....	34
2.6.1.7. Bocas de lobo	34
2.6.1.8. Galerias.....	37

2.6.1.9. Tubos de ligações	42
2.7. Medidas de controle na Microdrenagem	42
2.8. Bombas	44
2.8.1. Potência dos conjuntos elevatórios	44
2.8.2. Estações Elevatórias	45
2.8.2.2. Peças especiais	46
2.8.2.3. Assentamento de bombas	47
2.8.2.4. Canalização de sucção	47
2.8.2.5. Canalização de recalque	47
2.8.3. Perda de carga em condutos forçados	48
2.9. Orçamento de obras	49
2.9.1. SINAPI	49
2.9.2. SETOP	50
3. MATERIAIS E MÉTODOS	51
3.1. Município de Boa Esperança	51
3.2. Caracterização do local de estudo	52
3.3. Parâmetros hidrológicos	55
3.3.1. Bacia de contribuição	55
3.3.2. Sub-bacias de contribuição	56
3.3.3. Intensidade de chuva	56
3.3.4. Tempo de retorno	57
3.3.5. Tempo de concentração	58
3.3.6. Coeficiente de deflúvio superficial	58
3.3.7. Método Racional	58
3.4. Métodos utilizados para o dimensionamento e verificação dos dispositivos de microdrenagem da bacia em estudo	59
3.4.1. Sarjetas	59

3.4.2. Bocas de Lobo.....	60
3.4.3. Galerias	60
3.5. Métodos utilizados para o destino final das águas pluviais que chegam à Lagoa Seca.....	61
3.5.1. Reservatório de detenção	61
3.5.2. Estação elevatória.....	62
3.5.2.1. Perda de carga em condutos forçados.....	62
3.6. Estimativa de custo.....	Erro! Indicador não definido.
4. RESULTADOS	65
4.1. Dispositivos de microdrenagem existentes	65
4.2. Tempo de concentração	66
4.3. Determinação da intensidade de chuva na região proposta.....	67
4.4. Coeficiente de escoamento superficial	67
4.5. Calculo de vazão pelo método racional.....	67
4.6. Verificação de eficiência dos dispositivos de microdrenagem existentes.....	68
4.6.1. Sarjetas	68
4.6.2. Bocas de lobo e galerias	68
4.7. Solução para os problemas encontrados na bacia de microdrenagem em estudo	70
4.7.1. Dimensionamento de dispositivos para as áreas inundadas.....	71
4.7.1.1. Dimensionamento das sarjetas necessárias.....	71
4.7.1.2. Bocas de lobo necessárias.....	71
4.7.1.3. Galerias necessárias a serem construídas	74
4.7.2. Dimensionamento do destino final da vazão que chega à Lagoa Seca através da Solução 01.....	76
4.7.2.1. Dimensionamento da rede que alimenta o reservatório.....	76
4.7.2.2. Volume do reservatório	76
4.7.2.3. Localização do reservatório.....	77

4.7.2.4. Dimensões do reservatório	78
4.7.2.5. Estação elevatória	78
4.7.2.6. Traçado da rede e diâmetro de recalque	78
4.7.2.7. Potência da bomba.....	81
4.7.3. Dimensionamento do destino final da vazão que chega à Lagoa Seca através da Solução 02.....	83
4.8. Estimativa de custo da obra e definição da solução mais viável.....	84
5. CONCLUSÃO	85
REFERÊNCIAS	86
APÊNDICE A – Tabelas de dimensionamento para verificação dos dispositivos de microdrenagem existentes	89
APÊNDICE B – Relatório fotográfico referente às inundações nas Ruas Olinto Teixeira, Senador Milton Campos e Princesa Isabel.	96
APÊNDICE C – Identificação dos trechos na bacia de contribuição.....	99
APÊNDICE D – Dimensionamento das redes a serem implantadas na bacia.....	100
APÊNDICE E – Cálculo dos volumes para o reservatório, considerando tempos de detenção de 5 a 60 minutos.....	103
APÊNDICE F – Cálculo da rede após a linha de recalque, até o seu destino final (Ribeirão das Maricotas).....	104
APÊNDICE G – Quantitativos para estimativas de custo.....	105
APÊNDICE H – Estimativas de custo.....	109
APÊNDICE I – Projeto da rede de drenagem pluvial	115
ANEXO A – Projeto planialtimétrico da bacia da Lagoa Seca (sem escala)	116

1. INTRODUÇÃO

O Saneamento influencia em todos os aspectos físicos do homem, exercendo efeitos significativos sobre seu bem-estar social, físico e mental. No entanto, pode-se dizer que o saneamento básico tem como objetivo alcançar a Salubridade Ambiental, caracterizando em um conjunto de ações socioeconômicas. (GUIMARÃES, CARVALHO; SILVA, 2007)

A drenagem das águas pluviais é um dos serviços abordados ao plano de saneamento básico conforme a lei nº11.445/07, e atualmente está muito ligada no nosso dia-a-dia, devido à preocupação dos setores públicos com problemas relacionados às inundações e enchentes urbanas. A drenagem urbana está relacionada também às soluções de engenharia, para direcionamento e condução de águas pluviais providas de praças, ruas, loteamentos com construções ou não, e demais elementos do espaço urbano que recebem de forma direta as águas da chuva. A ineficiência deste sistema pode gerar efeitos danosos sobre a população, e afetar onerosamente aos órgãos públicos.

No município de Boa Esperança- MG percebe-se um grande crescimento no setor imobiliário, loteamentos sendo implantados com certa rapidez, principalmente nas partes altas da cidade, tornando o solo cada vez mais impermeável devido às pavimentações. Portanto, o planejamento do uso e ocupação do solo e um bom dimensionamento do sistema de drenagem pluvial são de suma importância para os gestores de cada município, e quando estes são feitos com estudos prévios, os gastos com enchentes e inundações podem ser evitados.

Especificadamente no bairro Nova Era, em um lugar que é denominado popularmente de “Lagoa Seca”, no município de Boa Esperança – MG, há muitos anos sofre com problemas de inundações. Pelo fato de ser um loteamento muito antigo na cidade, não foi feito um planejamento prévio ao analisar a topografia do local, visto que quando foi implantado o loteamento o município era desprovido de um plano diretor qualificado para tal, com isto o loteamento foi construído em um local onde a topografia forma o fundo de uma bacia, onde existe uma cota mínima e ao entorno dela cotas maiores, a partir disto tomou uma característica onde o acúmulo de águas pluviais oriundas de pontos mais altos é frequente, pelo fato do seu escoamento não ser possível por gravidade. Deste modo, o presente trabalho de conclusão de curso tem como tema a eficiência da microdrenagem urbana onde apresenta duas possíveis soluções para os problemas com inundações, onde além de contemplar o setor de saneamento básico, está dentro do ramo da engenharia civil.

1.1. Objetivos

O presente trabalho visa diagnosticar e solucionar os problemas de microdrenagem na sub-bacia da Lagoa Seca, situada no município de Boa Esperança – MG.

1.1.1. Objetivo geral

Avaliar e propor a solução mais viável para o problema do sistema de drenagem na bacia de contribuição do local de estudo, de acordo com a literatura técnica pertinente.

1.1.2. Objetivos específicos

- Verificar o acúmulo de água nas ruas críticas próximas à Lagoa Seca
- Analisar a topografia e definir a área de contribuição e subdivisão de áreas.
- Determinar as vazões de cada trecho em estudo.
- Verificar os dispositivos de drenagem existentes no local observando as condições de manutenção do sistema.
- Comparar os dispositivos de drenagem calculados com os existentes.
- Avaliar duas possíveis soluções para o problema.
- Determinar a solução que tenha maior viabilidade.

2. REVISÃO DE LITERATURA

Para o desenvolvimento do trabalho, buscou-se entender conceitos básicos do tema de drenagem pluvial, tais como a importância do saneamento básico, o efeito da urbanização, macrodrenagem, microdrenagem, elementos constituintes de um sistema de microdrenagem e análise hidrológica e hidráulica do sistema.

2.1. Importância do Saneamento Básico

De acordo com Ribeiro e Rooke (2010), a importância da implantação do sistema de abastecimento de água, coleta de esgoto e drenagem de águas pluviais, dentro do contexto do saneamento básico, visa atender aos aspectos sanitário e social, buscando melhorar principalmente a saúde e condições de vida da população, diminuir a mortalidade e aumentar a esperança de vida. Visa atender também aos aspectos econômicos, buscando principalmente aumentar a vida produtiva, diminuir os gastos com internações hospitalares e o incentivo à indústria turística em cidade em cidades que possuem potencial de desenvolvimento.

2.2. O efeito da urbanização

Em função da necessidade do desenvolvimento econômico, o êxodo rural provocou certa explosão demográfica urbana, tornando crescente a demanda pelos recursos naturais e aumentando ainda mais a preocupação com a ausência do planejamento urbano na grande maioria das cidades.

A falta do planejamento referente aos aspectos de transporte, habitação, saneamento, entre outros, acarretam à inúmeras consequências indesejáveis e a maioria delas são problemas relacionados com o meio ambiente (GOMES, 2004).

Segundo Tucci et al. (1995) o mínimo de infraestrutura causada pelo processo de urbanização ocasionou problemas na área de abastecimento de água, tratamento de esgoto e na drenagem de águas pluviais.

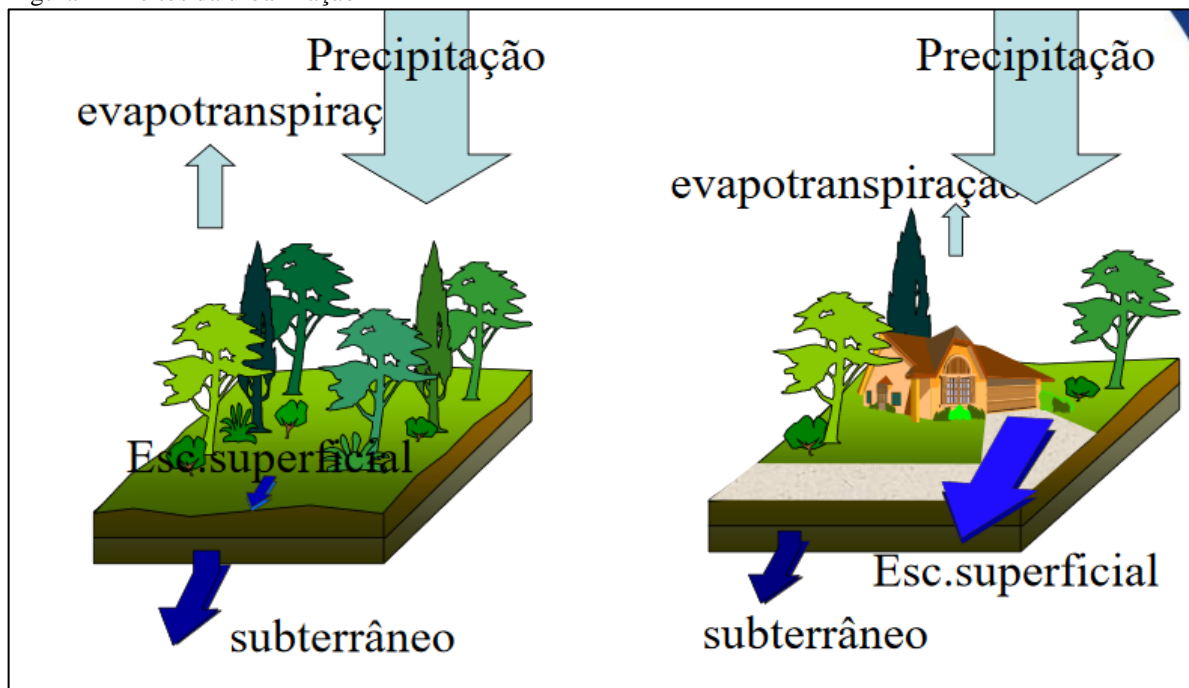
Um dos problemas crônicos no Brasil, devido à falta de planejamento, são as enchentes, onde provocam inúmeros prejuízos e na maioria das situações causam danos irreversíveis à saúde e bem estar da população (PORTO, 1995).

Para Philippi et al (2005), em consequência da impermeabilização do solo, a redução da capacidade de absorção de água por meio natural acarreta na alteração do fluxo das águas

pluviais, aumentando diretamente a possibilidade de inundações, desta forma é necessário que o escoamento das águas pluviais ocorra por dispositivos de drenagem.

A figura 1 mostra a diferença de um meio urbanizado e de um meio natural, quanto à capacidade de absorção de água pelo solo, de acordo com Pinheiro (2010).

Figura 1- Efeitos da urbanização



Fonte: Pinheiro (2010).

Portanto, é necessário que o estudo e planejamento venham na fase antecessora de um crescimento urbano, para evitar inúmeras consequências e prejuízos à população.

2.3. Inundação Urbana

Tucci (2003) diz que as inundações acontecem primeiramente através da urbanização e pela falta de dispositivos de drenagem suficientemente capazes de transportar as águas de chuva, com isto inundação urbana pode ser caracterizada pela invasão das águas pluviais em moradias, transporte, recreação, entre outros, acarretando prejuízos. Tucci (2003) explica também que as inundações podem ser classificadas em dois tipos:

- Inundação em áreas ribeirinhas: acontece com o aumento da precipitação, o excesso de volume das águas provenientes da incapacidade de infiltração do solo e da falta de

capacidade de escoamento dos dispositivos de drenagem ocupa a várzea de acordo com a topografia das regiões próximas a um rio.

- Devido à urbanização: através do crescimento urbano frequente, com o aumento de casas, telhados, calçadas, entre outros, o solo se torna cada vez impermeável, reduzindo a capacidade natural do solo de absorver água, exigindo então maior capacidade de escoamento das seções.

2.4. Hidrologia fundamental

2.4.1. Bacia de contribuição

Bacia de contribuição é uma dada seção de um curso d'água delimitada topograficamente, onde as águas pluviais afluem à seção considerada (GARCEZ, 1976).

Para Gribbin (2014), toda água pluvial que percorre a bacia de contribuição segue seu caminho até o curso d'água. Para delimitar uma bacia, inicialmente é feita uma linha imaginária denominada divisor de águas, definida pela topografia do terreno e logo após é definido o ponto exutório da bacia, que é o ponto de saída do escoamento produzido por ela.

2.4.2. Intensidade de chuva

A intensidade de chuva é a quantidade de chuva que cai em uma determinada área, durante certo tempo. Portanto a determinação da mesma é preciso determinar o tempo de retorno, ou seja, sua possibilidade de ocorrência e a sua duração (BOTELHO, 2011).

De acordo com a Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), existem equações específicas para diferentes localidades, algumas delas são:

- São Paulo:

$$I_{m\acute{a}x} = \frac{27,96 \cdot Tr^{0,112}}{(t + 15)^{0,86 \cdot Tr^{-0,0114}}}$$

(Equação 1)

Onde:

$I_{m\acute{a}x}$: Intensidade de Chuva (mm/h), para duração de até 60min;

Tr : Período de Retorno (anos);

t : Tempo de Concentração (min.).

$$I_{m\acute{a}x} = \frac{42,23 \cdot Tr^{0,15}}{(t)^{0,82}}$$

(Equação 2)

Onde:

$I_{m\acute{a}x}$: Intensidade de Chuva (mm/h), para durações superiores a 60min;

Tr : Período de Retorno (anos);

t : Tempo de Concentração (min.).

- Rio de Janeiro:

$$I_{m\acute{a}x} = \frac{1239 \cdot Tr^{0,15}}{(t + 20)^{0,74}}$$

(Equação 3)

Onde:

$I_{m\acute{a}x}$: Intensidade de Chuva (mm/h);

Tr : Período de Retorno (anos);

t : Tempo de Concentração (min.).

- Curitiba:

$$I_{m\acute{a}x} = \frac{99,154 \cdot Tr^{0,217}}{(t + 26)^{1,15}}$$

(Equação 4)

Onde:

$I_{m\acute{a}x}$: Intensidade de Chuva (mm/h), para durações superiores a 60min;

Tr : Período de Retorno (anos);

t : Tempo de Concentração (min.).

De acordo com Tomaz (2013) quando não dispomos de uma equação de chuva específica para determinada cidade podemos fazer uma estimativa através do software Plúvio 2.1, elaborado pela Faculdade Federal de Viçosa (UFV), utilizando a equação 5.

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

(Equação 5)

Onde:

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

Tr : é o período de retorno, em anos;

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

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

2.4.3. Tempo de retorno

O tempo de retorno é baseado de acordo com dados estatísticos de chuva da região e desta forma é analisado o tempo de ocorrência da chuva de maior intensidade (BOTELHO, 2011).

Segundo Tomaz (2013), o período de retorno é definido como o tempo médio em que certo acontecimento hidrológico é superado ou mesmo igualado pelo menos uma vez. Para ele, a escolha do período de retorno é um dos grandes responsáveis por problemas hidrológicos nos municípios e por isso diz que a escolha do período de retorno adequado deve ser associada ao modelo adequado.

Para Tucci (2003) esta abrangência pode variar de dois a dez anos. Sendo usual dois anos para áreas residenciais ou com menor densidade, e dez anos para áreas comerciais.

O quadro 1, disponibilizado pelo mesmo autor utiliza o período de retorno conforme as características de ocupação:

Quadro 1- Tempo de retorno

Sistema	Característica	Intervalo	Valor frequente
Microdrenagem	Residencial	2 - 5	2
	Comercial	2 - 5	5
	Áreas de prédios públicos	2 - 5	5
	Aeroporto	5 - 10	5
	Áreas comerciais e Avenidas	5 - 10	10
Macro drenagem		10 - 25	10
Zoneamento de áreas ribeirinhas		5 - 100	100*
* limite da área de regulamentação			

Fonte: (TUCCI, 2003, adaptado pelo autor).

2.4.4. Tempo de escoamento superficial

Tempo de escoamento superficial é o tempo que uma gota leva para percorrer toda a talvegue até a primeira boca de lobo do sistema (BOTELHO, 2011).

2.4.5. Tempo de concentração

O tempo de concentração é o tempo necessário a partir do início de uma chuva, em que todos os pontos de uma determinada bacia de drenagem passem a contribuir para uma dada seção (DNIT, 2005).

De acordo com DNIT (2005), o tempo de concentração influencia diretamente no cálculo da vazão de projeto, por isso é preciso bastante atenção para a escolha da fórmula ideal para o tempo de concentração, visto que esta possui inúmeras condicionantes.

Segundo Tomaz (2013), existe diferentes fórmulas para o cálculo do tempo de concentração, algumas delas são:

- Fórmula de Kirpich que é utilizada para bacias até 50ha:

$$t_c = \left[\frac{0,019 \times L^{0,77}}{S^{0,385}} \right]$$

(Equação 6)

Onde:

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

L : comprimento do talvegue principal, em m;

S : declividade do talvegue, em m/m.

-Fórmula California Culverts Practice, aplicado em bacias rurais para áreas maiores que 1km²:

$$t_c = \left[\frac{57 \times L^{1,55}}{H^{0,385}} \right]$$

(Equação 7)

Onde:

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

L : comprimento do talvegue principal, em km;

H : diferença de cotas entre a saída da bacia e ponto mais alto do talvegue, em m.

-Fórmula de Kerby, recomendado para bacias muito pequenas, menor que 04 ha e comprimento de talvegue menor que 365 m.

$$t_c = \left[1,44 \times \left(\frac{r \times L^{1,55}}{S^{0,5}} \right)^{0,467} \right]$$

(Equação 8)

Onde:

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

r : coeficiente de rugosidade de retardação, adimensional;

L : comprimento do ponto mais distante, em m;

S : declividade do talvegue, em m/m.

-Fórmula de George Ribeiro, utilizada em bacias menores em maiores:

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

(Equação 9)

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.

2.4.6. Coeficiente de deflúvio ou Runoff

Gribbin (2014) descreve que o fator de proporcionalidade ou coeficiente de deflúvio (runoff) leva em consideração a infiltração no solo e a evapotranspiração e varia de acordo com as características da bacia.

De acordo com Tomaz (2013) a escolha do coeficiente “C” necessita de análise e experiência por parte do calculista e que o valor ideal para se determinar é o que leva em consideração a maior quantidade de variáveis que estão diretamente relacionadas.

No manual da Cetesb (1980) é disponibilizado o quadro 2 com os coeficientes de runoff, com a ressalva de ser utilizada para um período de retorno de 5 a 10 anos.

Quadro 2 - Coeficiente de Runoff

DESCRIÇÃO DA ÁREA	COEFICIENTE DE “RUNOFF”
Área comercial	
Central	0,70 a 0,95
Bairros	0,50 a 0,70
Área Residencial	
Residências isoladas	0,35 a 0,50
Unidades múltiplas (separadas)	0,40 a 0,60
Unidades múltiplas (conjugadas)	0,60 a 0,75
Lotes com 2000 m ² ou mais	0,30 a 0,45
Áreas com prédios de apartamentos	0,50 a 0,70
Área Industrial	
Indústrias leves	0,50 a 0,80
Indústrias pesadas	0,60 a 0,90
Outros	
Parques e cemitérios	0,10 a 0,25
“Playgrounds”	0,20 a 0,35
Pátios de estrada de ferros	0,20 a 0,40
Áreas sem melhoramentos	0,10 a 0,30
CARACTERÍSTICAS DA SUPERFÍCIE	COEFICIENTE DE “RUNOFF”
Ruas	
Pavimentação asfáltica	0,70 a 0,95
Pavimentação de concreto	0,80 a 0,95
Passeios	
	0,75 a 0,85
Telhados	
	0,75 a 0,95
Terrenos relvados (solos arenosos)	
Pequena declividade (2%)	0,05 a 0,10
Declividade médias (2% a 7%)	0,10 a 0,15
Forte declividade (7%)	0,15 a 0,20
Terrenos relvados (solos pesados)	
Pequena declividade (2%)	0,15 a 0,20
Declividade médias (2% a 7%)	0,20 a 0,25
Forte declividade (7%)	0,25 a 0,30

Fonte: (CETESB, 1980, adaptado pelo autor).

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 10.

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

(Equação 10)

Onde:

$C_{médio}$: 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 .

2.5. Método Racional

Tucci et al. (1995) afirma que para o cálculo da vazão, o método racional é bastante utilizado para os projetos em que a bacia estudada não ultrapasse 2 Km².

Para Botelho (2011) este método é válido para bacias menores que 50 ha conforme o quadro 3.

Quadro 3 – Método hidrológico

Área da bacia (B)	Método Hidrológico
B < 50 ha	Método racional
50 há < B < 500 ha	Método racional modificado
B > 500 ha	Outros métodos: por exemplo, hidrograma unitário.

Fonte: (BOTELHO, 2011, adaptado pelo autor).

O manual da Cetesb (1980) aponta como desvantagem para este método, a não variação no hidrograma, resultando em valores superestimados para áreas com muitas sub-bacias. Porém o manual salienta que o método racional é o mais utilizado, uma vez que ainda não foi substituído, de modo satisfatório e consensual, por uma equação com o mesmo propósito.

A equação do método racional, segundo Botelho (2011), é a seguinte:

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

(Equação 11)

Onde:

Q : vazão de chuva, obtida em m³/s;

C : coeficiente de escoamento superficial;

I : intensidade da precipitação, em m/s;

A : área da bacia de contribuição, em m².

2.6. Sistemas de Drenagens de Águas Pluviais Urbanas

Segundo Cardoso Neto (s.n.t), drenagem é o dispositivo utilizado para o escoamento de águas pluviais em excesso, sejam em rodovias, áreas rurais ou urbanas, sendo a última o objeto de estudo.

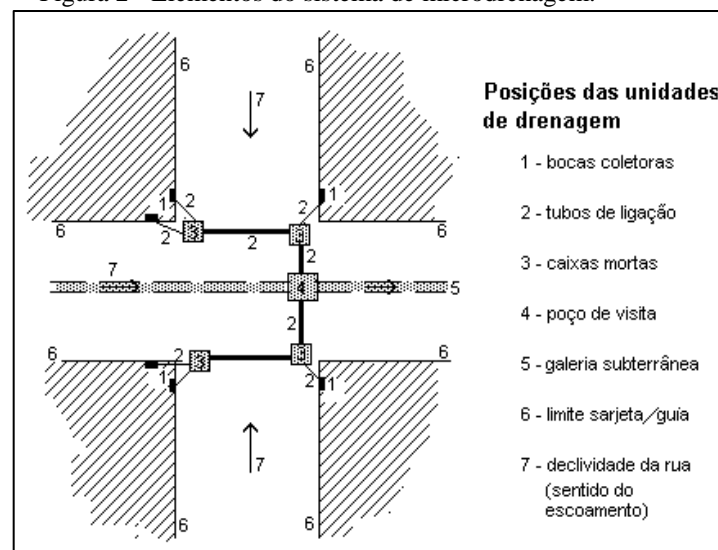
Para Botelho (2011), em uma determinada bacia nas áreas urbanas existem as seguintes terminologias:

- **Macro drenagem:** entende-se pela drenagem de rios de uma bacia em estudo, destina-se ao escoamento final das águas de superfície e das águas captadas através da microdrenagem.
- **Micro drenagem:** é responsável pela coleta das águas superficiais, podendo ser de um bairro, uma rua, um trecho, onde englobam dispositivos de drenagem superficiais como sarjetas e drenagem profunda utilizando tubos, boeios e bocas de lobo.
- **Drenagem profunda:** se caracteriza pela técnica de retirada da água que foi penetrada no terreno, sendo utilizados valetas ou drenos, abaixando o lençol freático.

2.6.1. Terminologias e dimensionamento de elementos da Microdrenagem

Alguns dos elementos do sistema de microdrenagem que serão exemplificados nos itens seguintes podem ser vistos na figura 2, segundo Medeiros Filho (2009).

Figura 2 - Elementos do sistema de microdrenagem.



Fonte: (MEDEIROS FILHO, 2009).

2.6.1.1. Meios-Fios

São as peças dispostas entre a via pública e a calçada, em posição paralela em relação ao eixo da via, onde a parte superior do meio-fio coincide com o nível do passeio (TUCCI,1995).

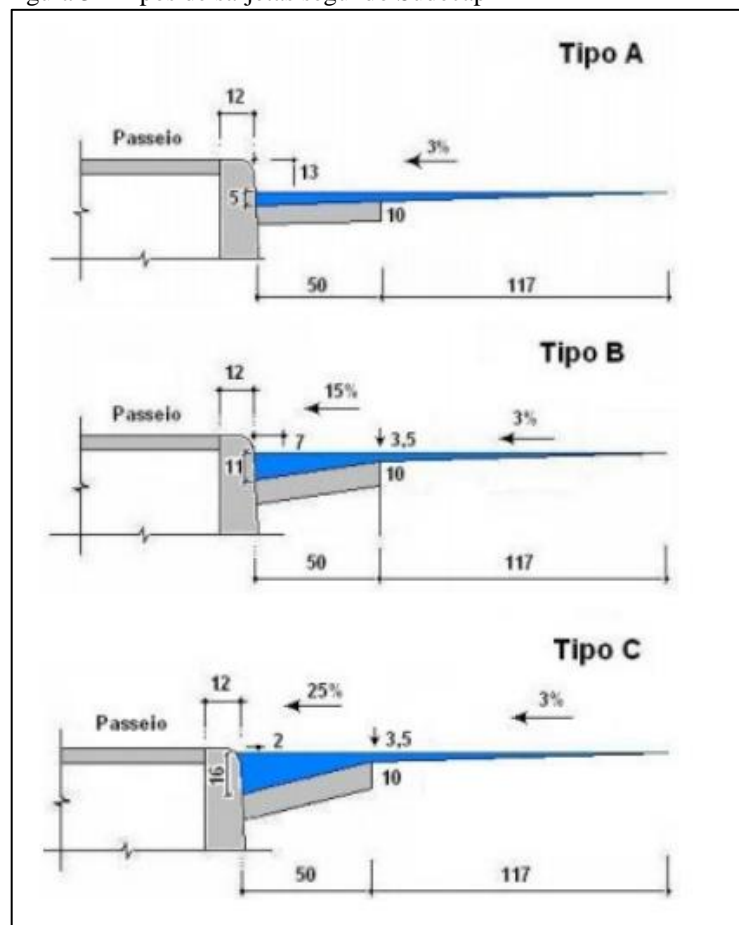
2.6.1.2. Sarjetas

Elementos dispostos paralelamente ao meio-fio, e recebem os escoamentos incidentes na via pública (TUCCI,1995).

Conforme Sudecap (2004), sarjetas funcionam como um canal triangular, triangular e de céu aberto, funcionando de acordo com a declividade longitudinal, transversal e coeficiente de rugosidade.

A Sudecap (2004) define três tipos de sarjetas, conforme figura 3.

Figura 3 - Tipos de sarjetas segundo Sudecap



Fonte: (SUDECAP, 2004).

Para Tomaz (2013), existem algumas equações para o dimensionamento de sarjetas, tais como as de FHWA 1996, DNIT 2006, CIRIA 2007:

-FHWA (1996):

$$Q = \frac{0,376}{n} \times S_X^{1,67} \times S_L^{0,6} \times T^{2,67}$$

(Equação 12)

Onde:

Q : vazão, em m³/s;

S_X : declividade transversal, m/m;

S_L : declividade da rua, m/m;

n : coeficiente de rugosidade de Manning;

T : largura da superfície livre da água na rua (m)

- Equação de Manning modificada por Izzard, segundo DNIT (2006), com dedução para pavimentos em asfalto:

$$Q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{z_1}{n} \times y_0^{\frac{8}{3}} - \frac{z_1}{n} \times y_1^{\frac{8}{3}} + \frac{z_2}{n} \times y_1^{\frac{8}{3}} \right) \times i^{0,5}$$

(Equação 13)

Onde:

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

z_1 : inverso da declividade transversal da sarjeta, m/m;

z_2 : inverso da declividade transversal da via, m/m;

n : coeficiente de rugosidade de Manning;

y_0 : 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.

y_1 : calculado pela equação 14:

$$y_1 = y_0 - (i_{ts} \cdot b)$$

(Equação 14)

Onde:

y_0 : altura da lâmina d'água junto ao meio fio, usualmente 80% da altura do meio fio, em m;

i_{ts} : declividade transversal da sarjeta, em m/m;

b : largura da sarjeta, em m.

- CIRIA (2007):

$$Q = \frac{\left(h^{\frac{8}{3}} \times S_L^{\frac{1}{2}}\right)}{2^{\frac{5}{3}} \times n \times S_c \times (S_c + 1)^{\frac{2}{3}}}$$

(Equação 15)

Q : vazão da secção considerada, em m³/s;

S_c : declividade transversal da rua, m/m;

S_L : declividade longitudinal da rua, m/m;

n : coeficiente de rugosidade de Manning;

h : altura do nível da água na sarjeta (m).

A tabela 1 de coeficientes de rugosidade de Manning é usada para os cálculos das sarjetas e galerias, segundo Tucci (1995).

Tabela 1- Coeficientes de rugosidade de Manning

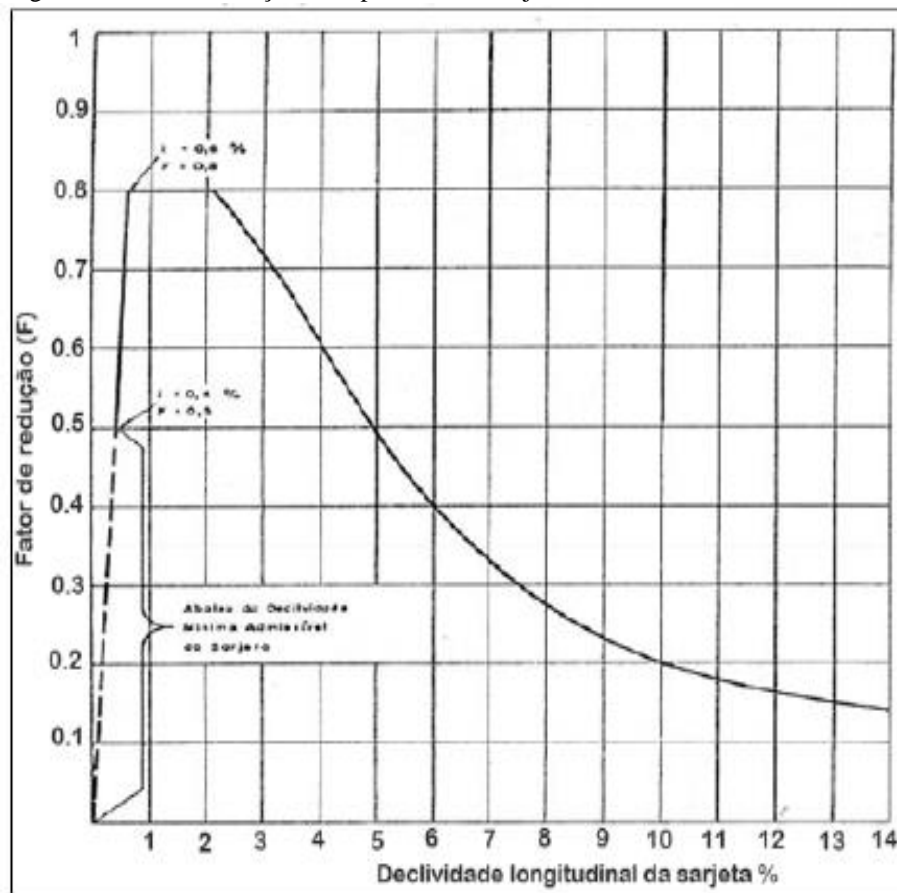
Natureza das paredes	Condições			
	Muito boa	Boa	Regular	Má
Alvenaria de pedra argamassada	0,017	0,020	0,025	0,030
Alvenaria de pedra aparelhada	0,013	0,014	0,015	0,017
Alvenaria de pedra seca	0,025	0,033	0,033	0,035
Alvenaria de tijolos	0,012	0,013	0,015*	0,017
Calhas metálicas lisas (semicirculares)	0,011	0,012	0,013	0,015
Canais abertos em rocha (irregular)	0,035	0,040	0,045	-
Canais c/ fundo em terra e talude c/ pedras	0,028	0,030	0,033	0,035
Canais c/ leito pedregoso e talude vegetado	0,025	0,030	0,035	0,040
Canais com revestimento de concreto	0,012	0,014*	0,016	0,018
Canais de terra (retilíneos e uniformes)	0,017	0,020	0,023	0,025
Canais dragados	0,025	0,028	0,030	0,033
Condutos de barro (drenagem)	0,011	0,012*	0,014*	0,017
Condutos de barro vitrificado (esgoto)	0,011	0,013*	0,015	0,017
Condutos de prancha de madeira aplainada	0,010	0,012*	0,013	0,014
Gabião	0,022	0,030	0,035	-
Superfícies de argamassa de cimento	0,011	0,012	0,013*	0,015
Superfícies de cimento alisado	0,010	0,011	0,012	0,013
Tubo de ferro fundido revestido c/ alcatrão	0,011	0,012*	0,013*	-
Tubo de ferro fundido sem revestimento	0,012	0,013	0,014	0,015
Tubos de bronze ou de vidro	0,009	0,010	0,011	0,013
Tubos de concreto	0,012	0,013	0,015	0,016
Tubos de ferro galvanizado	0,013	0,014	0,015	0,017
Córregos e rios Limpos, retilíneos e uniformes	0,025	0,028	0,030	0,033
Igual anterior porém c/ pedras e vegetação	0,030	0,033	0,035	0,040
Com meandros, bancos e poços, limpos	0,035	0,040	0,045	0,050
Margens espraiadas, pouca vegetação	0,050	0,060	0,070	0,080
Margens espraiadas, muita vegetação	0,075	0,100	0,125	0,150

Fonte: (PORTO, 1998).

O manual da Cetesb (1980) relaciona maior incidência de obstruções em sarjetas de menor declividade devido aos materiais sedimentáveis, ao passo de que declividades acentuadas trazem inconvenientes ao pedestre em consequência do aumento da velocidade.

Para atenuar este problema, o manual indica o uso do fator de redução da capacidade da sarjeta em função da declividade no sentido do escoamento (figura 4).

Figura 4 - Fator de redução da capacidade de sarjeta



Fonte: (CETESB, 1980)

Com isto a vazão real da sarjeta é calculada pela equação 16:

$$q_{sreal} = q_{st} \times F$$

(Equação 16)

Onde:

q_{st} : vazão teórica;

F : fator de redução.

2.6.1.3. Sarjetões

São as calhas situadas nos cruzamentos das vias públicas, direcionando o escoamento das águas que passam pela sarjeta (TUCCI, 1995).

Como diz Botelho (2011), os sarjetões são canais localizados em pontos mais baixos ou cruzamentos e tem por função coletar e conduzir as águas superficiais às bocas de lobo ou a outras sarjetas.

2.6.1.4. Conduitos forçados

Realizam a condução de modo seguro e eficaz das águas superficiais, não preenchendo por completo a seção transversal do conduto (TUCCI, 1995).

2.6.1.5. Poço de Visita

Elementos dispostos em pontos estratégicos das galerias, onde há alterações na direção, declividade e diâmetro das canalizações, bem como a manutenção da rede (TUCCI,1995).

De acordo com Botelho (2011), a principal função dos poços de visita nas redes pluviais é para permitira a manutenção de galerias através de operadores manuais ou mecânicos.

Os poços de visita são na maioria das vezes instalados em cruzamentos de ruas e são necessários sempre quando há mudança de diâmetro, mudança de direção e em trechos muitos longos ondes não há dispositivos para inspeção (BOTELHO, 2011).

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 02 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 2– 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.

2.6.1.6. Trecho

Parte da rede localizada entre dois poços de visita (TUCCI,1995).

2.6.1.7. Bocas de lobo

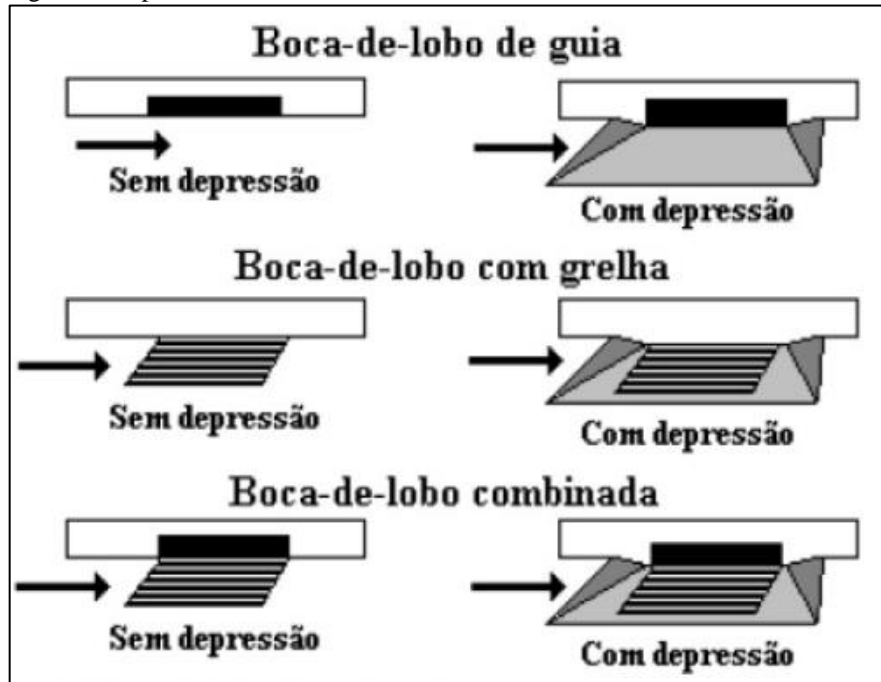
Ficam situadas junto à sarjeta, no recebimento das águas pluviais. Possuem a função de receber as águas pluviais e conduzir até as galerias (CETESB, 1980).

O manual da Cetesb (1980) diz que existem basicamente quatro tipos de bocas de lobo:

- Boca de lobo simples, que possui abertura na guia e a caixa coletora fica localizada sob o passeio;
- Boca de lobo com grelha, onde a caixa coletora fica localizada sob a faixa da sarjeta;
- Boca de lobo combinada, quando a simples e a com grelha trabalham juntas;
- Boca de lobo contínua.

A figura 5 exemplifica algumas delas, com ou sem depressão:

Figura 5 - Tipos de boca de lobo



Fonte: (TUCCI, 1995).

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 equação 17 para o dimensionamento como vertedor (TUCCI, 1995).

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

(Equação 17)

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;

Quando a altura da água sobre o local de engolimento for maior do que o dobro da abertura na guia, segundo Tucci (1995), a vazão será calculada pela equação 18:

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

(Equação 18)

Onde:

Q : vazão de engolimento da boca de lobo, em m^3/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 funcionam como vertedor de soleira livre para profundidades de lâmina de até 12cm, segundo Tucci (1995). Se um dos lados da grelha for adjacente a guia, este lado não deve ser considerado no cálculo do perímetro da equação 19:

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

(Equação 19)

Onde:

Q : vazão de engolimento da boca de lobo, em m^3/s ;

P : comprimento da soleira, em m;

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

Com profundidades de lâmina entre 12 e 42 cm a carga adotada é definida de acordo com o projetista. Já para lâminas maiores que 42 cm, segundo Tucci (1995), a vazão é calculada pela equação 20:

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

(Equação 20)

Onde:

Q : vazão de engolimento da boca de lobo, em m^3/s ;

A : área da grade, excluindo-se as áreas ocupadas pelas barras, em m^2 ;

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

A SMDU/SP (2012) diz que devido à possíveis obstruções ocorridas nas bocas de lobo a sua capacidade de engolimento acaba sendo menor do que a calculada, portanto são propostos coeficientes para estimar esta redução, como pode ser visto na tabela 3.

Tabela 3 - Fator de redução da capacidade de engolimento de boca de lobo.

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: (SMDU/SP, 2012, apud CETESB, 1980, adaptado pelo autor).

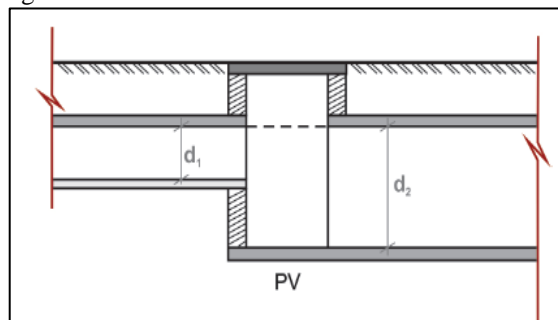
2.6.1.8. Galerias

Recebem as vazões das bocas de lobo e são responsáveis pela condução das águas de chuva através das canalizações do serviço público ou de origem privada. (TUCCI, 1995)

De acordo com o mesmo autor, alguns critérios são utilizados:

- Diâmetro mínimo utilizado para galerias circulares é de 0,30m;
- A velocidade máxima para tubos de concreto é de 5,0m/s e a mínima de 0,6m/s;
- Os diâmetros comerciais são de 0,3, 0,40, 0,5, 0,6, 0,8, 1,00, 1,20 e 1,50;
- O recobrimento mínimo deve ser de 1,00m quando não for empregada estrutura especial nas tubulações;
- Nas mudanças de diâmetro, os tubos deverão ser alinhados pela geratriz superior, como mostra a figura 6.

Figura 6 - Alinhamento dos condutos



Fonte: (TUCCI, 1995).

Os critérios de velocidade e diâmetro mínimo variam para diferentes autores, alguns autores utilizam o diâmetro mínimo igual a 0,50m, outros utilizam 0,40m e alguns utilizam velocidades mínimas que variam de 0,6 m/s a 0,9 m/s. A partir da tabela 4 de Menezes Filho e Costa (2012) é possível observar que as galerias são projetadas para funcionar com relação y/d variando de 0,7 à seção plena. Portanto é importante ressaltar que esses critérios dependem das diretrizes estabelecidas pelos gestores de cada município.

Tabela 4 - Parâmetros utilizados em canais de circular das galerias de águas pluviais

Autor/ Instituição	V _{mín} (m/s)	V _{máx} (m/s)	T _{ci} (min)	R _m (m)	Seção plena ou h/D	Tipo de escoamento
Tucci et al. (2004)	0,60	5,00	10 ^a	1,00	Plena	Unif.
Azevedo Netto e Araújo (1998)	0,75	5,00	5	1,00	Plena ou 0,90	Unif.
Wilken (1978)	0,75	3,50 ^e	5 a 15	-	Plena	Unif.
Alcântara apud Azevedo Netto (1969)	1,00	4,00	7 a 15	-	0,70	Grad. Variado
Porto (1999)	V _{méd} = 4 a 6 ^b		-	-	0,75	Unif.
Cirilo (2003)	0,60	4,50	-	-	h/D ^c	Unif.
Methods e Durrans ^d (2003)	0,60 a 0,90	4,50	-	0,90	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.
Valores recomendados pelos autores	0,75	5,00	5	1,00	0,85	Unif.

Fonte: Menezes Filho e Costa (2012).

O dimensionamento de galerias é feito com base em diversas equações, uma das mais utilizadas é a equação 21, de Manning, segundo Tucci (1995):

$$Q = \frac{Am \times R_H \times i^{0,5}}{n}$$

(Equação 21)

Onde:

Q: vazão inicial da galeria (m³/s);

A_m : área molhada (m^2);

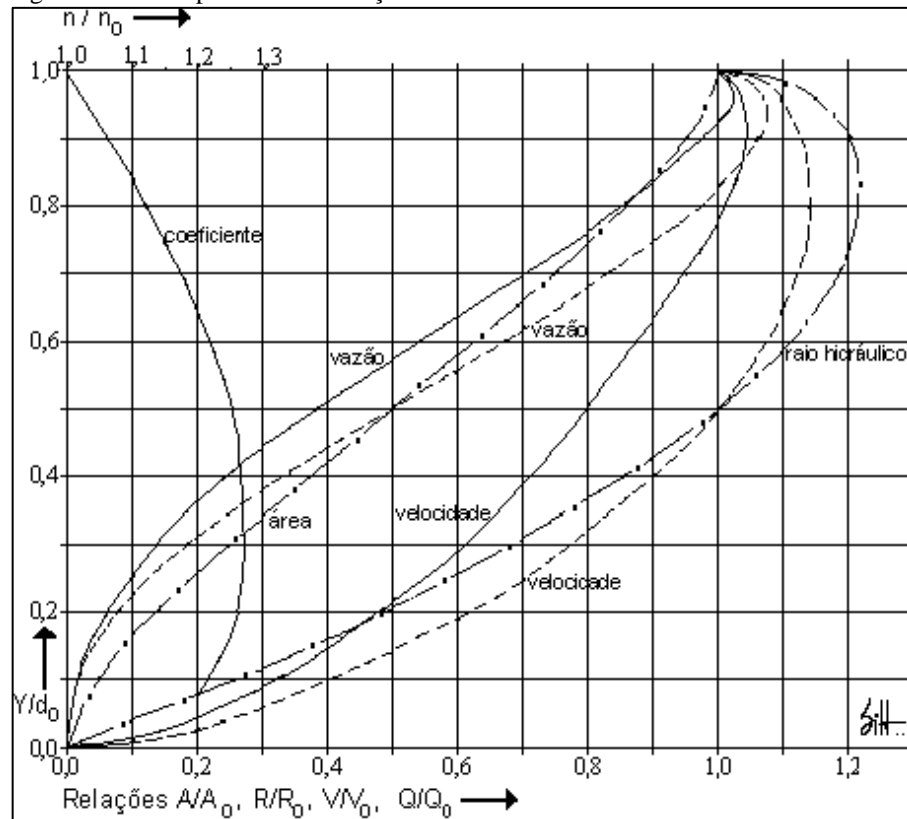
R_H : raio hidráulico (m);

i : declividade longitudinal do trecho (m/m);

n : coeficiente de rugosidade.

De acordo com Netto (1998), através do ábaco demonstrado na figura 7, é possível determinar os coeficientes utilizados para encontrar a vazão de projeto, que é a utilizada para calcular o diâmetro da tubulação.

Figura 7 - Ábaco para a determinação do coeficiente



A vazão de projeto, segundo Netto (1998), pode ser determinada através da equação 22:

$$Q_{proj} = \frac{Q}{coeficiente}$$

(Equação 22)

Onde:

Q : vazão inicial da galeria (m^3/s)

coeficiente: coeficiente encontrado no ábaco.

As equações 23 e 24 respectivamente são utilizadas para o cálculo do raio hidráulico, de acordo com o mesmo autor:

$$R_H = \frac{D}{4}$$

(Equação 23)

Onde:

D : diâmetro (mm)

$$Rh\ real = \frac{R_H}{coeficiente}$$

(Equação 24)

Onde:

R_H : raio hidráulico (m)

coeficiente: coeficiente encontrado no ábaco.

A equação 25 utilizada para o cálculo da velocidade real, como diz Netto (1998), é:

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

(Equação 25)

Onde:

R_H : raio hidráulico real (m);

i : declividade longitudinal do trecho (m/m);

n : coeficiente de rugosidade.

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 a Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto (ABTC, 2010), com relação a classe de resistência de tubos de concreto

simples para águas pluviais a nomenclatura correta é Pluvial Simples 1 (PS1) ou Pluvial Simples 2 (PS2). Para tubos de concreto armado para águas pluviais a nomenclatura correta é Pluvial Armado 1 (PA1), Pluvial Armado 2 (PA2), Pluvial Armado 3 (PA3) ou Pluvial Armado 4 (PA4). Segundo Tomaz, (2012), a largura das valas depende da profundidade da mesma, conforme tabela 5.

Tabela 5 - 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.

Segundo Botelho (2011), para cada diâmetro existe uma declividade mínima, como mostra o quadro 4.

Quadro 4 – Declividade mínima de acordo com o diâmetro comercial

Ø comercial (mm)	Declividade mínima (m/m)
300	0,003
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)

2.6.1.9. Tubos de ligações

Possuem a finalidade de transportar até as galerias ou poços de visita, as águas pluviais recebidas das bocas de lobo. (TUCCI, 1995).

2.7. Medidas de controle na Microdrenagem

De acordo com Tucci (1995), para o controle de inundações em pontos baixos de uma bacia, utiliza-se o amortecimento de volume gerado através de dispositivos como tanques, lagos e pequenos reservatórios abertos ou fechados, entre outros.

Existem dois tipos de reservatórios, diz Tucci (1995), o de detenção e o de retenção, e estes podem ser classificados como fechados ou a céu aberto.

Um dos fatores que acarretam na decisão de que o reservatório será fechado ou a céu aberto, é o custo, segundo Tomaz (2002). De acordo com o autor, um reservatório aberto custa na média US\$ 34/m³, já o fechado custa na média US\$ 108/m³.

2.7.1. Reservatório de detenção e retenção

O objetivo das bacias ou reservatórios utilizados como medidas de controle na microdrenagem urbana, é minimizar o impacto hidrológico da redução da capacidade de armazenamento natural da bacia hidrográfica. (TUCCI,1995)

Para Tomaz (2002), reservatório de detenção ou piscinão é um reservatório que pode ser aberto ou enterrado, com a finalidade de atenuar os efeitos de grandes vazões.

Os reservatórios de retenção tem a mesma função do reservatório de detenção, porém retém a água em um tempo maior, diz Tomaz(2002).

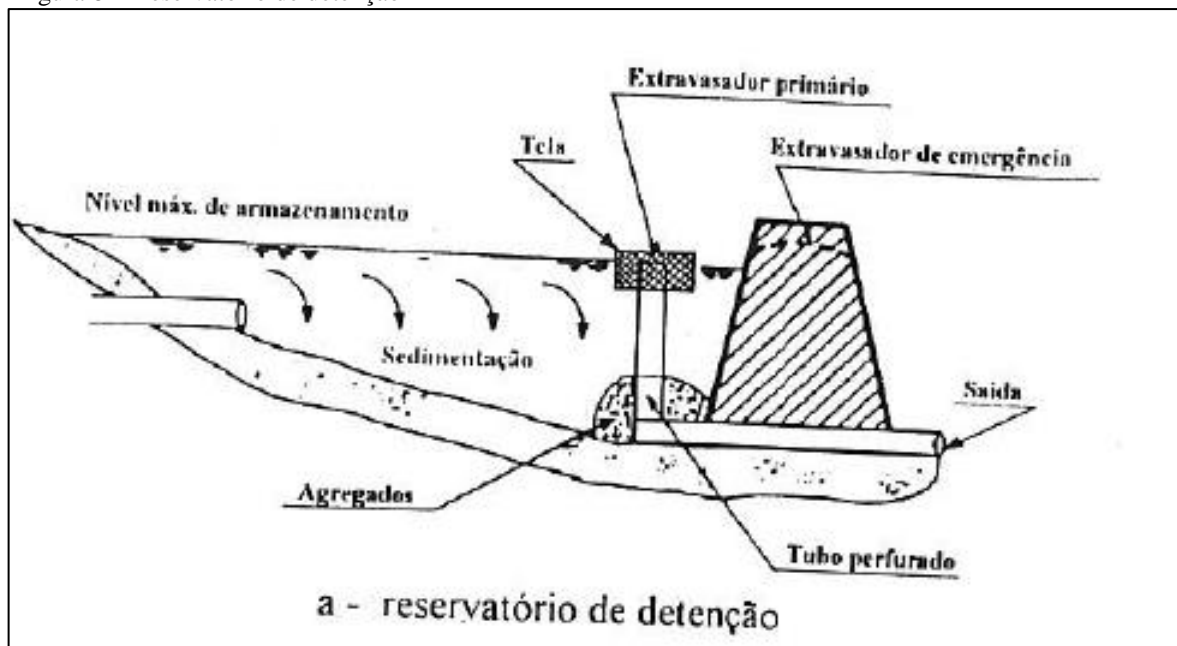
Devido a impermeabilização da superfície ocasionada pela crescente urbanização, acontece o aumento do volume do escoamento superficial ocasionando enchentes e inundações, portanto uma maneira prática de resolver esses problemas é a construção de reservatórios de detenção. (TOMAZ, 2002).

De acordo com Tucci (1995) existem algumas vantagens e desvantagens para a implantação de reservatórios de detenção:

- Vantagens: solução para problemas de inundações e enchentes, facilidade de administrar a construção, aproveitamento da área para zonas de lazer e/ou recreação.
- Desvantagens: custo de aquisição de área, dificuldade de encontrar locais adequados.

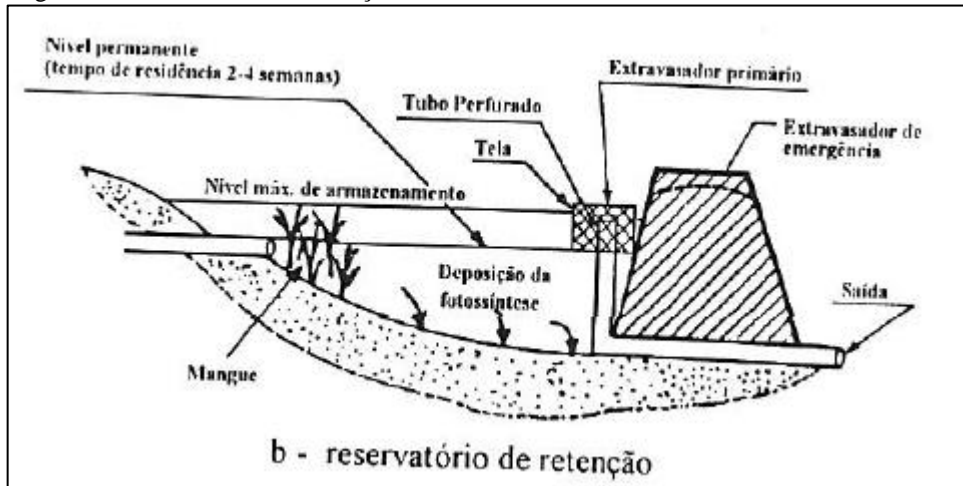
Um exemplo reservatório de detenção do tipo céu aberto pode ser observado na figura 8, e um exemplo de reservatório de retenção, também do tipo céu aberto, pode ser observado na figura 9, de acordo com Tucci (1995).

Figura 8 – Reservatório de detenção



Fonte: (TUCCI, 1995)

Figura 9 – Reservatório de detenção



Fonte: (TUCCI, 1995)

Para Tomaz (2002), antes de um projeto definitivo, é necessário que se faça um dimensionamento preliminar estimando o volume do reservatório, a área ocupada pelo mesmo, profundidade, custo e a relação custo/benefício.

2.8. Bombas

De acordo com Netto (1998), existem quatro classes de bombas: de poço profundo (tipo turbina), de êmbolo (ou de pistão), rotativas e centrífugas.

Geralmente se tratando de instalações de água e esgoto, são utilizadas bombas centrífugas acionadas por motores elétricos. (NETTO, 1998).

As bombas centrífugas são fabricadas nos mais variados modelos, e suas classificações são feitas segundo vários critérios, podendo ser classificadas de acordo com o local e aspectos construtivos. (NETTO, 1998)

2.8.1. Potência dos conjuntos elevatórios

Segundo Netto (1998), o conjunto bomba-motor deverá vencer a diferença de nível mais as perdas de carga em todo o percurso.

A altura manométrica (H_{man}), corresponde a diferença de nível (altura geométrica - H_g) mais as perdas de carga, segundo Netto (1998), portanto:

$$H_{man} = H_g + \text{perdas de carga totais}$$

(Equação 26)

A altura geométrica (H_g) corresponde a altura de sucção (H_s), que é a altura do eixo da bomba sobre o nível inferior mais a altura de recalque, que é a altura do nível superior em relação ao eixo da bomba, diz Netto (1998), portanto:

$$H_g = H_s + H_r$$

(Equação 27)

A figura 10 ilustra cada uma dessas alturas citadas acima.

Figura 10 – Determinação da altura manométrica



Fonte: (NETTO,1998)

Após obter a altura manométrica, de acordo com Netto (1998), a potência de um conjunto elevatório (motor-bomba) é dada pela equação 28.

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

(Equação 28)

Onde:

P = potência em cv;

γ = peso específico do líquido a ser elevado (água ou esgoto: 1000 kg/m³);

Q = vazão ou descarga, em m³/s;

H_{man} = altura manométrica em m;

η = rendimento global do conjunto elevatório, pode ser utilizado um valor usual de 67%.

2.8.2. Estações Elevatórias

Netto (1998) diz que as bombas devem ser abrigadas em edificações próprias, essas edificações podem ser chamadas de casa de bombas ou salas de bombas. Segundo o mesmo autor, essas edificações devem ter iluminação e ventilação adequadas e terem espaço suficiente para a instalação e manutenção do sistema.

No projeto de estações elevatórias, se requer cuidados quanto a poços de sucção e canais de acesso, peças especiais, assentamento das bombas, canalização de sucção e canalização de recalque. (NETTO,1998)

2.8.2.1. Poços de sucção e canais de acesso

Geralmente os poços de sucção são retangulares, quadrados ou circulares, e devem evitar velocidades superiores a 0,90m/s. (NETTO, 1998)

Para Netto (1998), a profundidade útil no poço de sucção deve ser igual ou superior aos limites a seguir.

- Condição hidráulica

$$H \geq \frac{V^2}{2g} + 0,20$$

(Equação 29)

- Para impedir a entrada de ar

$$H \geq 2,5D + 0,10$$

(Equação 30)

2.8.2.2. Peças especiais

De acordo com Netto (1998), é necessária a utilização de peças especiais tanto na canalização de sucção quanto na canalização de recalque, com algumas recomendações:

- Canalização de sucção: deve ser instalado um crivo com área livre (aberturas) superior a duas vezes a seção do tubo de sucção; as peças de redução de diâmetro devem ser excêntricas e não devem ser instaladas curvas horizontais, cotovelos ou tês, na entrada das bombas.

- Canalização de recalque: devem ser instaladas válvulas de retenção ou válvulas especiais de vedação, impedindo o retorno do líquido; os registros devem ser assentados após essas válvulas e em caso de golpes de aríetes elevados, devem ser considerados dispositivos ideais para atenuá-los.

2.8.2.3. Assentamento de bombas

Em relação ao assentamento de bombas, segundo Netto (1998), o principal cuidado é em deixar as bombas assentadas em nível, quando se trata de eixo horizontal, e quando se trata de eixo vertical, é importante que seja montada a prumo.

2.8.2.4. Canalização de sucção

De acordo com Netto (1998), a canalização de sucção deve ser a mais curta possível, para evitar a cavitação. O diâmetro da canalização de sucção, normalmente é um diâmetro comercial imediatamente superior ao da tubulação de recalque. (NETTO, 1998)

2.8.2.5. Canalização de recalque

O diâmetro de recalque, segundo Netto (1998), é dado de acordo com a vazão e com o número de horas que a bomba funcionará, portanto, é dada por:

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

(Equação 31)

Onde:

D = diâmetro de recalque (m),

X = relação entre o n° de horas de bombeamento por dia.

Q = vazão (m³/s)

Já para funcionamento contínuo, segundo Netto (1998), é a seguinte.

$$D = 1,2 \times \sqrt{Q}$$

(Equação 32)

Onde:

D = diâmetro de recalque (m),

X = razão entre o número de horas de funcionamento da bomba e 24.

Q = vazão (m³/s)

2.8.3. Perda de carga em condutos forçados

Existem dois tipos de perdas de carga em condutos forçados, as perdas de carga ao longo do trecho, que são as distribuídas, e as perdas de carga localizadas, que são devido às peças e conexões do sistema. (NETTO,1998).

Para as perdas de carga distribuídas, Netto (1998), evidencia a fórmula de Hazzen-Williams, conforme mostra a equação 33.

$$Hf = (10,643 \times Q^{1,85} \times C^{-1,85} \times D^{4,87}) \times L$$

(Equação 33)

Onde:

Q = vazão, m³/s;

D = diâmetro, m;

Hf = perda de carga distribuída, m;

L= comprimento do trecho, m;

C= coeficiente que depende da natureza (material e estado) das paredes dos tubos.

Já para as perdas de carga localizadas, segundo Netto (1998), pode ser determinada pela formulação seguinte.

$$Hf = K \times \frac{V^2}{2g}$$

(Equação 34)

Onde:

K = Coeficiente obtido através da peça ou conexão utilizada;

V = velocidade maior, m/s;

G= gravidade, m/s².

2.9. Orçamento de obras

De forma geral o orçamento é determinado somando-se todos os custos diretos (como mão de obra, materiais e equipamentos), os custos indiretos (como salário de engenheiros, técnicos, despesas gerais de canteiro de obra e taxas), lucros e impostos, chegando-se no preço de venda final (MATTOS, 2010 apud MARTINS, 2014).

Tem por objetivo principal calcular o preço final de venda. Martins (2014) ainda afirma que “é necessário o levantamento dos custos diretos envolvidos na obra, e então se aplica o BDI (Benefícios e Despesas Indiretas), que engloba o lucro bruto desejado sobre um empreendimento e o somatório das despesas indiretas, incluindo aí os tributos”.

Tisaka (2011) conceitua em sua obra o Orçamento Analítico ou Detalhado como a “avaliação de preços, com o nível de precisão adequado, obtida através do levantamento de quantidades e de materiais, serviços e equipamentos, acompanhados da composição analítica dos custos unitários, realizada na etapa de projeto e/ou projeto executivo, incluindo o BDI”. A análise dos custos finais de uma obra é denominada Estimativa de Custo, onde Cordeiro (2007) conceitua como “avaliação de custo obtida através de estimativa de quantidades de materiais e serviços, pesquisa de preços médios e aplicação de percentagens estimativas ou coeficientes de correlação, efetuada na etapa de estudo preliminar do projeto”.

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.

2.9.1. SINAPI

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).

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 eletrônica da CAIXA, 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 devem conter os nomes dos seus elementos, as unidades de quantificação e os indicadores de consumo e produtividade (coeficientes).
- 3) 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;
- 4) 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.

2.9.2. 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. 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. MATERIAIS E MÉTODOS

Para a metodologia foi utilizado visitas in loco, consultas na bibliografia estudada, consultas na Prefeitura Municipal de Boa Esperança e foi utilizado os softwares Pluvio 2.1 para determinação da intensidade pluviométrica, AutoCad 2016 para o cálculo de áreas e divisões de sub-bacias e o software Excel 2010 para elaboração de tabelas com dados coletados no local.

3.1. Município de Boa Esperança

Boa Esperança é uma cidade brasileira localizada no sul de Minas Gerais. Localiza-se a uma latitude 21°05'24" sul e a uma longitude 45°33'57" oeste, estando a uma altitude de 775 metros.

De acordo com dados do IBGE, conforme o senso de 2010, os últimos dados registrados da população do município são mostrados no quadro 5.

Quadro 5 - Dados históricos do município

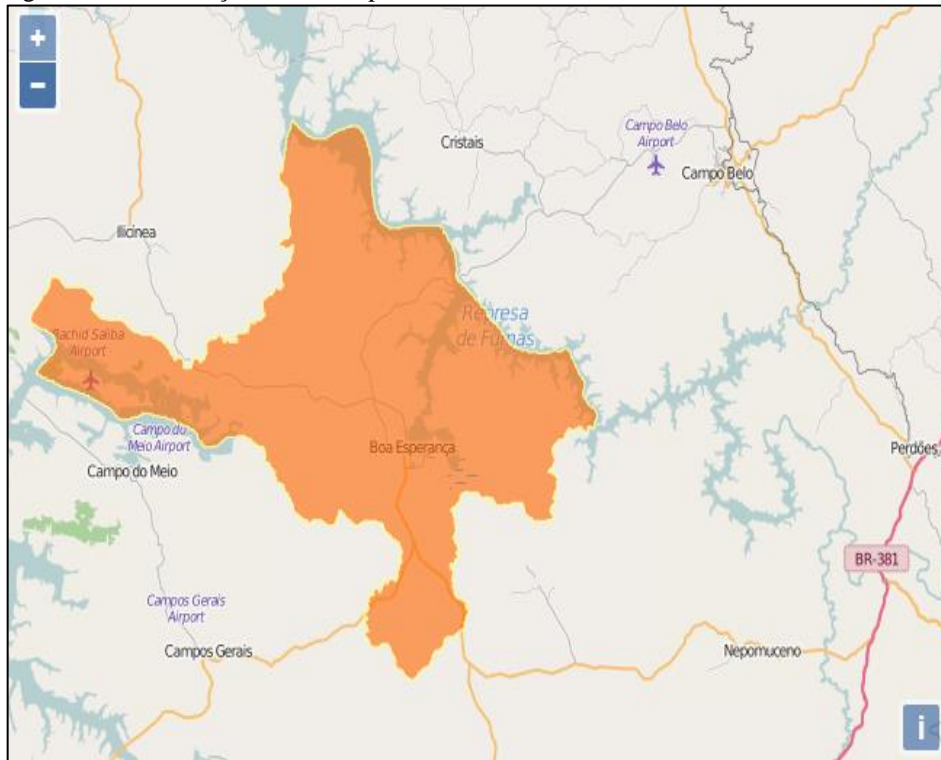
Ano	Boa Esperança	Minas Gerais	Brasil
1991	33015	15743152	146825475
1996	34020	16567989	156032944
2000	37074	17891494	169799170
2007	37801	19273506	183987291
2010	38516	19597330	190755799

Fonte: (IBGE, 2010).

A população estimada para o ano de 2015 foi de 40.287 habitantes, e sua área territorial corresponde a 860,669 Km² (IBGE, 2010).

O município de Boa Esperança é privilegiado com a passagem da Represa de Furnas, confrontando com municípios vizinhos como Ilícinea, Campos Gerais, Campo do Meio e Cristais, como mostra a figura 11, disponibilizada pelo IBGE (2010).

Figura 11 - Localização do município



Fonte: (IBGE, 2016).

3.2. Caracterização do local de estudo

A partir da realidade e dos problemas enfrentados pela cidade de Boa Esperança, relacionados às enchentes urbanas, foi definido para a realização desse trabalho a temática da microdrenagem urbana.

Na parte baixa do bairro Nova Era, situada no município de Boa Esperança – MG existe um lugar chamado popularmente de Lagoa Seca, cujo nome fantasia foi dado ao local pelo fato de acontecer inúmeras inundações em seus arredores.

Com a topografia existente no local, a região forma o fundo de uma bacia, totalizando uma área de 5,246ha. A cota planialtimétrica do local é referente à menor cota da bacia, sendo de 814,00m. A figura 12 define a região denominada Lagoa Seca.

Figura 12 - Lagoa seca



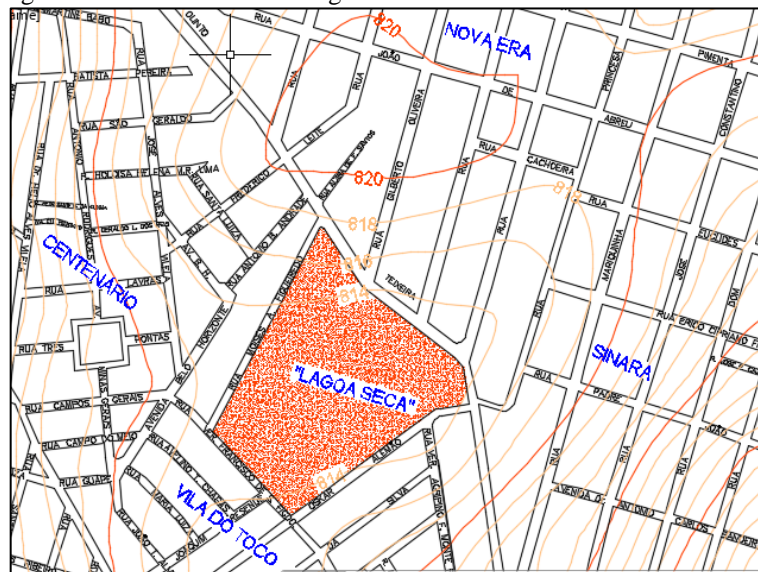
Fonte: (GOOGLE EARTH, 2016, adaptado pelo autor).

Devido à falta de infraestrutura relativa à drenagem pluvial, nos arredores da Lagoa Seca, em algumas ruas há grande intensidade de inundações, as águas invadem residências provocando intenso prejuízo e desconforto à população. De acordo com visitas in loco e informações da prefeitura e moradores, as ruas nos arredores da lagoa seca que sofrem com inundações são: Rua Senador Milton Campos; Rua Princesa Isabel e Rua Olimo Teixeira.

A figura 13 define o local e suas cotas planialtimétricas. Pode-se observar que essas ruas são localizadas nos pontos mais baixos da bacia, nas proximidades da cota 814,00 m.

O projeto planialtimétrico com seus detalhamentos está em anexo A deste trabalho.

Figura 13 - Planialtimétrico Lagoa seca



Fonte: (MC TOPOGRAFIA, 2015, adaptado pelo autor).

Na figura 14, relativa à Rua Senador Milton Campos, percebe-se a amplitude do alagamento ao longo da via, demonstrando também uma grande quantidade de água entrando pela garagem de uma residência.

Figura 14 - Rua Senador Milton Campos



Fonte: o autor

A Rua Olinto Teixeira, é representada pelo encontro das águas oriundas de diversas ruas da bacia, pois é nela em que está a cotas mais baixa, 814 m, fazendo frente com o terreno denominado Lagoa Seca, a figura 15 mostra em um dia chuvoso, o alagamento da via, prejudicando pedestres e veículos. Um relatório fotográfico será disponibilizado em apêndice B com as demais fotos do local.

Figura 15 - Rua Olinto Teixeira



Fonte: o autor.

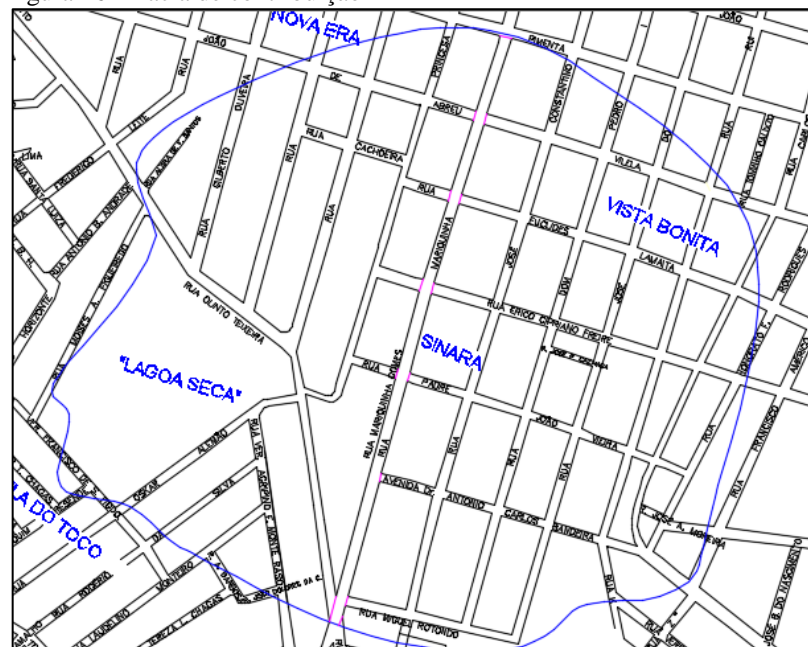
3.3. Parâmetros hidrológicos

Para a caracterização da microdrenagem no local de estudo foram aplicados os conceitos na bibliografia estudada onde será possível determinar a vazão dos dispositivos de drenagem existentes para assim poder entender os principais motivos pelo qual se dá os acontecimentos de inundações nas ruas Senador Milton Campos, Princesa Isabel e Olinto Teixeira. Foi feito também visita in loco e no órgão municipal vigente (Prefeitura Municipal de Boa Esperança), para conseguir dados e realizar análises para finalmente determinar quais equações e parâmetros cabem ao local de estudo.

3.3.1. Bacia de contribuição

A partir da seção de controle a jusante do bairro na cota 814 metros, e observando as condições topográficas que determinam o sentido do fluxo do escoamento superficial, foram delimitadas as áreas de contribuição até a cota de 856m totalizando em aproximadamente 40,81ha, conforme figura 16.

Figura 16 - Bacia de contribuição



Fonte:(MC TOPOGRAFIA, 2015, adaptado pelo autor)

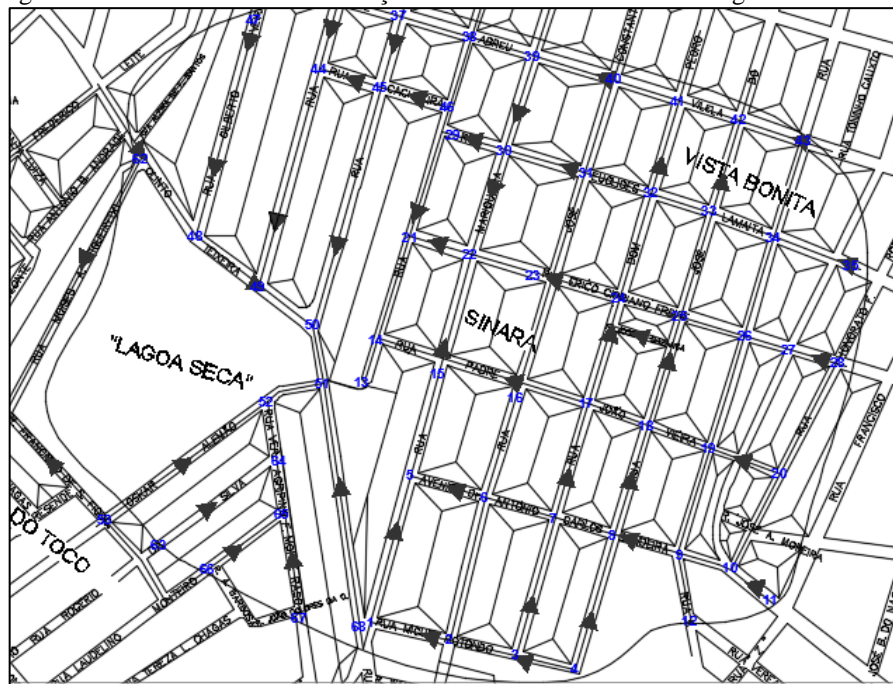
Na análise da bacia de contribuição da Lagoa Seca, percebe-se que as ruas críticas que sofrem com o problema, possivelmente recebem uma grande quantidade de águas pluviais

oriundas de zonas mais altas das proximidades, estas águas vão em direção ao “fundo da bacia”, denominado Lagoa Seca, que é onde existe a cota mais baixa da bacia, ficando então acumuladas no local e em seus arredores, pelo fato de não ter condição adequada de escoamento e pelo fato de não ter dispositivos de microdrenagem nos pontos baixos da bacia, ou seja, nos pontos críticos.

3.3.2. Sub-bacias de contribuição

A Figura 17 demonstra a subdivisão da bacia da Lagoa Seca como também o fluxo de água pluvial nos trechos em estudo. Para melhor visualização, a imagem foi disponibilizada em apêndice C.

Figura 17 – Sub-bacias de contribuição e sentido de escoamento da água



Fonte: (MC TOPOGRAFIA, 2015, adaptado pelo autor)

3.3.3. Intensidade de chuva

De acordo com a bibliografia, como diz Tomaz (2013), quando não dispomos de uma equação de chuva específica para determinada cidade podemos fazer uma estimativa através do software Plúvio 2.1, portanto foi utilizado para o cálculo da intensidade a equação 1.

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

(Equação 1)

Onde:

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

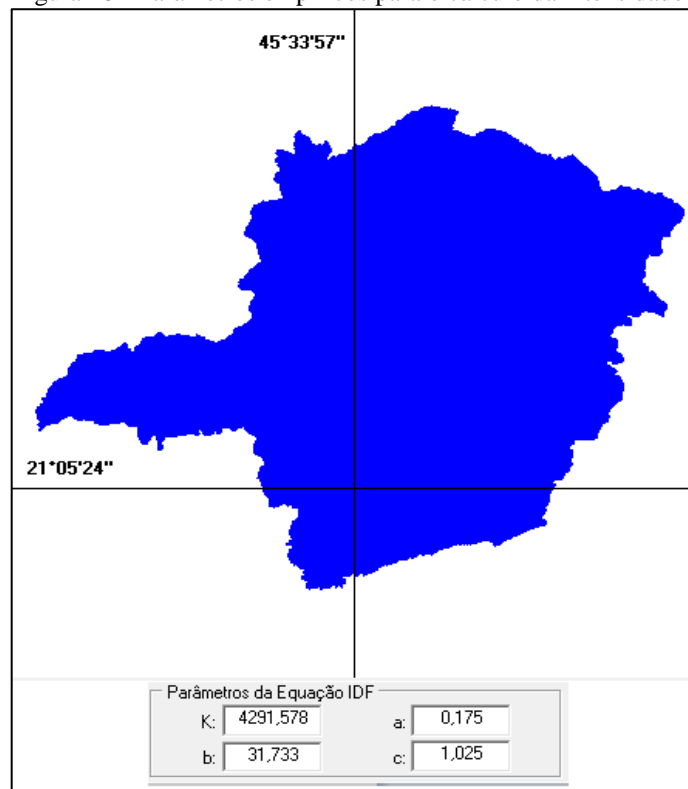
Tr : é o período de retorno, em anos;

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

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

O software Pluvio 2.1 disponibiliza os seguintes dados para o município de Boa Esperança, conforme a figura 18:

Figura 18 - Parâmetros empíricos para o cálculo da intensidade de chuva



Fonte: (PLÚVIO 2.1, 2016, adaptado pelo autor).

3.3.4. Tempo de retorno

Conforme as características de ocupação analisadas pela bacia de contribuição, considerando um sistema de microdrenagem com áreas comerciais e avenidas, conforme visto no quadro 01 da bibliografia disponibilizado por Tucci (2003), foi considerado um período de retorno de 10 anos.

3.3.5. Tempo de concentração

Para o tempo de concentração foi utilizado a fórmula de George Ribeiro, equação 9 da bibliografia, recomendada por Tomaz (2013), podendo ser utilizada em bacias menores e maiores.

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

(Equação 9)

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.

3.3.6. Coeficiente de deflúvio superficial

Para o cálculo do coeficiente de deflúvio, foi feito usando a média ponderada, conforme a equação 10 da bibliografia, recomendada por Tomaz (2013) :

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

(Equação 10)

Onde:

$C_{médio}$: 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 .

3.3.7. Método Racional

A equação 11 da bibliografia, segundo Botelho (2011), foi a utilizada para o cálculo da vazão:

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

(Equação 11)

Onde:

Q : vazão de chuva, obtida em m³/s;

C : coeficiente de escoamento superficial;

I : intensidade da precipitação, em m/s;

A : área da bacia de contribuição, em m².

3.4. Métodos utilizados para o dimensionamento e verificação dos dispositivos de microdrenagem da bacia em estudo

Foi feita uma pesquisa de campo para identificar os dispositivos de drenagem existentes no local, tais como sarjetas, bocas de lobos, galerias e poços de visita.

3.4.1. Sarjetas

Segundo engenheiro responsável, a declividade transversal das ruas em que possuem galerias, é a mesma das sarjetas, sendo de 3%, e a larguras das sarjetas possuem uma média de 50 cm.

Para o cálculo da vazão das sarjetas existentes e para o cálculo das novas sarjetas a serem implantadas foi utilizada a equação 13 da bibliografia, que é a de Manning modificada por Izzard, segundo DNIT (2006), com dedução para pavimentos em asfalto. Para o coeficiente de rugosidade foi utilizado o valor de 0,016.

$$Q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{z_1}{n} \times y_0^{\frac{8}{3}} - \frac{z_1}{n} \times y_1^{\frac{8}{3}} + \frac{z_2}{n} \times y_1^{\frac{8}{3}} \right) \times i^{0,5}$$

(Equação 13)

Onde:

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

z_1 : inverso da declividade transversal da sarjeta, m/m;

z_2 : inverso da declividade transversal da via, m/m;

n : coeficiente de rugosidade de Manning;

y_0 : 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.

3.4.2. Bocas de Lobo

Para o cálculo da vazão das bocas de lobo existentes foi utilizada a equação 19, recomendada por Tucci (1995), que é para bocas de lobo com grelha em pontos baixos da sarjeta, conforme bibliografia estudada. Para esse cálculo foi considerado um fator de redução de 0,50, que é utilizado para bocas de lobo simples e com gelha.

$$Q = 1,7 \cdot P \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

(Equação 19)

Onde:

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

P : comprimento da soleira, (m);

h : altura de água próxima à abertura na guia, (m), calculada por:

$$h = h_{\text{meio-fio}} \times 0,8 + (i t_{\text{sarjeta}} \times L_{\text{sarjeta}})$$

Para o cálculo das novas bocas de lobo que serão construídas, utilizou-se a mesma fórmula anterior, porém utilizaram-se bocas de lobo combinadas, utilizando fatores de redução considerando pontos intermediários: 0,60 para as de grelha e 0,80 para as de guia.

3.4.3. Galerias

A vazão de projeto, segundo Netto (1998), foi determinada através da equação 22. Para a comparação dos diâmetros existentes com os calculados, adotou-se uma relação $y/d=0,75$, considerando que a galeria trabalhe com uma área livre de 25%. Já para as novas galerias da bacia, utilizou-se uma relação mais econômica, de 0,80, considerando que a galeria trabalhe com uma área livre de 20%. Através disso, encontrou-se no ábaco da figura 8, um coeficiente de majoração da vazão real para a vazão de projeto de 0,913 (para relação $y/d=0,75$) e 0,98 (para relação $y/d=0,80$).

$$Q_{proj} = \frac{Q}{coeficiente}$$

(Equação 22)

Para o cálculo dos diâmetros das galerias existentes e para o cálculo das novas galerias foi utilizada a equação 21, segundo Tucci (1995).

$$Q = \frac{Am \times R_H \times i^{0,5}}{n}$$

(Equação 21)

Onde:

Q = vazão inicial da galeria (m³/s)

Am = área molhada (m²)

R_H = raio hidráulico (m)

i = declividade longitudinal do trecho (m/m).

n = coeficiente de rugosidade.

Para a verificação da velocidade nos trechos em estudo, considerou através da bibliografia estudada a velocidade máxima sendo de 5m/s, e utilizou-se a equação 25, de acordo com Netto (1998), é:

$$V_{real} = \frac{R_H^{\frac{2}{3}} \times i^{0,5}}{n}$$

(Equação 25)

Onde:

R_H : raio hidráulico real (m);

i : declividade longitudinal do trecho (m/m);

n : coeficiente de rugosidade.

3.5. Métodos utilizados para o destino final das águas pluviais que chegam à Lagoa Seca

3.5.1. Reservatório de detenção

Inicialmente foram calculados diferentes volumes para o dimensionamento do reservatório de detenção, com tempos de detenção variando entre 5 e 60 minutos, conforme mostrados em apêndice E. O volume do reservatório foi obtido através da multiplicação da vazão que chega pelo tempo de detenção considerado.

3.5.2. Estação elevatória

Para a retirada do volume de água do reservatório, foi necessário dimensionar uma estação elevatória. A potência de um conjunto elevatório (motor-bomba) foi calculado pela equação 28.

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

(Equação 28)

Onde:

P = potência em cv;

γ = peso específico do líquido a ser elevado (água ou esgoto: 1000 kg/m³);

Q = vazão ou descarga, em m³/s;

H_{man} = altura manométrica em m;

H = rendimento global do conjunto elevatório, pode ser utilizado um valor usual de 67%.

O diâmetro de recalque utilizado foi para funcionamento não contínuo, segundo Netto (1998).

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

(Equação 32)

Onde:

D = diâmetro de recalque (m),

X = razão entre o número de horas de funcionamento da bomba e 24.

Q = vazão (m³/s)

3.5.2.1. Perda de carga em condutos forçados

Para as perdas de carga distribuídas, foi utilizado um coeficiente de 120 para tubos de ferro fundido, e a fórmula utilizada foi a de Hazzen-Williams, de acordo com Netto (1998).

$$Hf = (10,643 \times Q^{1,85} \times C^{-1,85} \times D^{4,87}) \times L$$

(Equação 33)

Onde:

Q = vazão, m³/s;

D = diâmetro, m;

Hf = perda de carga distribuída, m;

L= comprimento do trecho, m;

C= coeficiente que depende da natureza (material e estado) das paredes dos tubos.

Para as perdas de carga localizadas, foi utilizada a seguinte formulação, segundo Netto (1998).

$$Hf = K \times \frac{V^2}{2g}$$

(Equação 34)

Onde:

K = Coeficiente obtido através da peça ou conexão utilizada;

V = velocidade maior, m/s;

G= gravidade, m/s².

Para obtenção dos coeficientes “K”, utilizou-se a figura 19 a seguir, que demonstra os valores de K para diferentes peças e conexões.

Figura 19 – Valores aproximados de K

Peça	K	Peça	K'
Ampliação gradual	0,30*	Junção	0,40
Bocais	2,75	Medidor Venturi	2,50**
Comporta aberta	1,00	Redução gradual	0,15*
Controlador de vazão	2,50	Registro de ângulo aberto	5,00
Cotovelo de 90°	0,90	Registro de gaveta aberto	0,20
Cotovelo de 45°	0,40	Registro de globo aberto	10,00
Crivo	0,75	Saída de canalização	1,00
Curva de 90°	0,40	Tê, passagem direta	0,60
Curva de 45°	0,20	Tê, saída de lado	1,30
Curva de 22 1/2°	0,10	Tê, saída bilateral	1,80
Entrada normal em canalização	0,50	Válvula-de-pé	1,75
Entrada de Borda	1,00	Válvula de retenção	2,50
Existência de pequena derivação	0,03	Velocidade	1,00

*Com base na velocidade maior (seção menor)
 **Relativa à velocidade na canalização

Fonte: (NETTO, 1977)

3.6. Estimativa de custo

Para a estimativa de custo da obra, foi utilizada as tabelas SINAPI e SETOP, do mês de setembro de 2016, e foi utilizada as composições com preços desonerados, desconsiderando a parcela de 20% de INSS nos Encargos Sociais. Para os itens que não foram encontrados nas duas referidas tabelas, foi preciso obter preços de mercado.

4. RESULTADOS

Perante aos problemas apresentados, a partir de buscas em livros, dissertações, artigos, levantamento de campo e consultas ao órgão público vigente do município, o presente trabalho identificará nos resultados as principais causas dos acontecimentos e logo após uma solução para tal.

4.1. Dispositivos de microdrenagem existentes

Um dos problemas encontrados, conforme citado anteriormente foi que nas ruas que sofrem com o problema de inundação, não foram encontrados bocas de lobo nem galerias, portanto sua inexistência no local pode contribuir significativamente na ocorrência das inundações e alagamentos nos trechos em estudo.

As Ruas da bacia que possuem galerias segundo o engenheiro responsável pelo setor de drenagem pluvial no município, Evandro de Tarso Rossi Vilela, estão identificadas na tabela 6.

Tabela 6 - Trechos com galeria

Rua	Diâmetro (mm)
Rua João de Abreu Vilela	600
Rua Érico Cipriano Freire	500
Rua Euclides Lamaita	400
Rua Padre João Vieira	600
Avenida Antônio Carlos Bandeira	400
Rua Mariquinha Gomes	1500

Fonte: o autor

As Ruas Joao de Abreu Vilela, Érico Cipriano Freore, Euclides Lamaita, Padre João Vieia e a Avenida Antônio Carlos Bandeira, possuem galerias nas quais transportam vazão até a Rua Mariquinha Gomes. A Rua Mariquinha Gomes recebe essa vazão e leva até outra rede que consta fora da bacia de contribuição.

Em relação às bocas de lobo, nessas Ruas, contém 44 bocas de lobo com grelha sem depressão, formadas por lâminas de ferro paralelas. Possui também 18 poços de visita, meio-

vão variando com alturas entre 10 cm e 15 cm. A tabela 7 relaciona as ruas com suas respectivas bocas de lobo e poços de visita.

Tabela 7 - - Quantitativo de poços de visita e bocas de lobo.

Rua	Bocas de Lobo (unid.)	Dimensões de BL (m)	PV (unid.)
Rua João de Abreu Vilela	3	1,20x0,50	1
Rua Érico Cipriano Freire	8	1,20x0,50	2
Rua Euclides Lamaita	3	1,20x0,50	3
Rua Padre João Vieira	9	1,20x0,50	2
Avenida Antônio Carlos Bandeira	9	1,20x0,50	4
Rua Mariquinha Gomes	12	1,50x1,20	5

Fonte: o autor

Portanto foi necessário identificar se essas galerias e bocas de lobo estão dimensionadas corretamente, para poder identificar se há ou não vazão excedente que possa chegar à Lagoa Seca e nas Ruas que sofrem com inundação.

4.2. Tempo de concentração

Para iniciar os estudos do dimensionamento dos dispositivos de microdrenagem para a bacia em estudo, inicialmente foi necessário encontrar o tempo de concentração, para isso foi calculada a declividade média em função do maior percurso em linha reta:

$$I_m = \frac{852 - 814}{685,45}$$

$$I_m = 0,061 \text{ m/m}$$

Portanto, foi possível determinar o tempo de concentração da bacia em estudo:

$$t_c = \left[\frac{16 \times 0,99025}{[(1,05 - 0,2 \times 0) \cdot (100 \times 0,061)^{0,04}]} \right] + 10$$

$$t_c = 24,03 \text{ minutos}$$

4.3. Determinação da intensidade de chuva na região proposta

A partir de determinado o tempo de concentração da bacia, se torna possível definir a intensidade de chuva, através de dados obtidos pelo Pluvio 2.1 conforme detalhados anteriormente na metodologia.

$$I_m = \frac{4291,578 \times 10^{0,175}}{(24,03 + 31,733)^{1,025}}$$

$$I_m = 104,13 \text{ mm/h}$$

4.4. Coeficiente de escoamento superficial

Foi determinado o “C” médio, coeficiente de escoamento superficial, através das áreas e coeficientes unitários de cada uma como mostra a tabela 8:

Tabela 8 - Definição de áreas e coeficiente de escoamento superficial

Tipo de área	Área (m ²)	"C"
Área Residencial	277138,05	0,5
Área Comercial	49353,00	0,85
Vias Públicas	81622,76	0,925

Fonte: o autor.

A partir disso então foi possível calcular o coeficiente médio de escoamento superficial:

$$C_{\text{médio}} = \frac{0,5 \times 277138,05 + 0,85 \times 49353,00 + 0,925 \times 81622,76}{408113,807}$$

$$C_{\text{médio}} = 0,6273$$

4.5. Calculo de vazão pelo método racional

Após ter obtido a intensidade pluviométrica e o coeficiente de escoamento superficial médio é possível determinar a vazão total da bacia em estudo:

$$Q = 0,6273 \times \frac{104,13}{1000 \times 3600} \cdot 408113,807$$

$$Q = 7,405 \text{ m}^3/\text{s}$$

É possível também determinar a vazão em função da área de contribuição que será analisada por trechos com margem esquerda e direita das vias, que foi utilizada na planilha completa de dimensionamento que consta no apêndice A.

$$Q = 0,6273 \times \frac{104,13}{1000 \times 3600} \cdot A$$

$$Q = 1,814 \times 10^{-05} \times A$$

4.6. Verificação de eficiência dos dispositivos de microdrenagem existentes

4.6.1. Sarjetas

Para o cálculo da capacidade das sarjetas existentes, de trecho a trecho da bacia, conforme detalhado na planilha em apêndice A, foi encontrada a seguinte equação, em função da declividade:

$$q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{33,33}{0,016} \times 0,12^{\frac{8}{3}} - \frac{33,33}{0,016} \times 0,10^{\frac{8}{3}} + \frac{33,33}{0,016} \times 0,10^{\frac{8}{3}} \right) \times i^{0,5}$$

$$q_{st} = 2,736 \times i^{0,5}$$

4.6.2. Bocas de lobo

Já para a verificação da capacidade de engolimento das bocas de lobo com grelha em pontos baixos, existentes na bacia em estudo, foram calculadas como mostra a seguir.

Para dimensões de boca de lobo de 1,20m de comprimento e 0,50m de largura.

$$Q = 1,7 \times (1,20 + (2 \times 0,50)) \times 0,10^{\frac{3}{2}}$$

$$Q = 118,27 \text{ l/s}$$

Considerando um fator de redução para bocas de lobo com grelha, a vazão real de cada boca de lobo foi de:

$$Q = 118,27 \times 0,5 = 59,14 \text{ l/s}$$

4.6.3. Verificação dos dispositivos existentes

A tabela 9 compara a quantidade existente e calculada de bocas de lobo.

Essa comparação foi feita entre a quantidade calculada total, da margem esquerda e direita da via e a quantidade existente total, também da margem esquerda e direita da via.

Os trechos que estão em destaque foram os críticos, em que as bocas de lobo existentes supostamente não suportam a vazão de escoamento.

Tabela 9 - Comparação de bocas de lobo existentes

RUA	TRECHO	Verificação de bocas de lobo		
		Quantidade calculada (MD + ME)	Quantidade existente (MD + ME)	Quantidade excedente
Av. Antonio Carlos Bandeira	8.7	1,00	2,00	0,00
	7.6	2,00	3,00	0,00
	6.5	4,00	4,00	0,00
Rua Padre João Vieira	18.17	2,00	3,00	0,00
	17.16	2,00	3,00	0,00
	16.15	3,00	3,00	0,00
Rua Érico Cipriano Freire	24.23	3,00	4,00	0,00
	23.22	3,00	4,00	0,00
Rua Euclides Lamaita	31.30	2,00	3,00	0,00
Rua João de Abreu Vilela	38.37	2,00	3,00	0,00
Rua Mariquinha Gomes	5.15	1,00	3,00	0,00
	15.22	2,00	3,00	0,00
	22.30	10,00	4,00	6,00
	30.39	2,00	2,00	0,00

Fonte: o autor.

Em relação às galerias, na tabela 10 foi feito uma comparação entre os diâmetros das redes existentes e os diâmetros calculados.

Os trechos mostrados na tabela referem-se aos únicos trechos da bacia de contribuição que possuem galeria.

Tabela 10 - Comparação de galerias calculadas com galerias existentes

RUA	TRECHO	Ø comercial (mm)	Ø existente (mm)	Velocidade (m/s)
Av. Antônio Carlos Bandeira	8.7	400,00	400,00	4,624
	7.6	400,00	400,00	4,273
	6.5	400,00	400,00	4,264
Rua Padre João Vieira	18.17	400,00	600,00	4,779
	17.16	400,00	600,00	4,997
	16.15	400,00	600,00	4,885
Rua Érico Cipriano Freire	24.23	400,00	500,00	4,521
	23.22	400,00	500,00	3,943
Rua Euclides Lamaita	31.30	400,00	400,00	3,120
Rua João de Abreu Vilela	38.37	500,00	600,00	1,326
Rua Mariquinha Gomes	5.15	500,00	1500,00	4,089
	15.22	1000,00	1500,00	1,951
	22.30	1500,00	1500,00	1,930
	30.39	1500,00	1500,00	2,494

Fonte: o autor.

A partir da tabela, é possível identificar que todos os diâmetros das redes existentes são maiores ou iguais aos calculados. É possível perceber que as velocidades nos trechos foram menores que a máxima sugerida pela literatura pertinente, que é de 5m/s.

4.7. Solução para os problemas encontrados na bacia de microdrenagem em estudo

A adequação do sistema para sanar os problemas de inundação encontrados nas Ruas Olinto Teixeira, Princesa Isabel e Senador Milton campos, se deu em dimensionar galerias, sarjetas e bocas de lobo para os trechos em que foi verificada sua necessidade, o dimensionamento detalhado encontra-se em apêndice D deste trabalho.

Após dimensionar as galerias e bocas de lobo nessas Ruas, visto que as águas que chegam no fundo da bacia não tem condições para escoamento, inicialmente foram previstas duas possíveis soluções:

- Solução 01: a implantação de um reservatório de retenção com a instalação de uma estação elevatória e a implantação de uma rede de recalque levando a vazão até um ponto em que há declividade para poder continuar com uma rede por gravidade até chegar a um Rio ou Ribeirão mais próximo.
- Solução 02: implantação de uma adutora sem a existência de um reservatório, na qual não será possível acompanhar a declividade do terreno.

Depois de dimensionado as duas possíveis soluções, através de projetos e orçamentos, foi possível definir qual solução obteve uma maior viabilidade.

4.7.1. Dimensionamento de dispositivos para as áreas inundadas

Inicialmente foi feito o dimensionamento detalhado para as Ruas em que houve necessidade de dispositivos de microdrenagem no qual consta em apêndice D deste trabalho.

4.7.1.1. Dimensionamento das sarjetas necessárias

Para o cálculo da capacidade das sarjetas que serão implantadas foi encontrada a seguinte equação, em função da declividade:

$$q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{33,33}{0,016} \times 0,12^{\frac{8}{3}} - \frac{33,33}{0,016} \times 0,10^{\frac{8}{3}} + \frac{33,33}{0,016} \times 0,10^{\frac{8}{3}} \right) \times i^{0,5}$$

$$q_{st} = 2,736 \times i^{0,5}$$

4.7.1.2. Bocas de lobo necessárias

Para as novas bocas de lobo da bacia, visando aumento de capacidade de engolimento, utilizaram-se bocas de lobo combinadas, com dimensões padrão de 0,90m x 0,30m.

Inicialmente calculou a altura da lâmina junto à guia, considerando a declividade transversal de sarjeta de 3% e largura de meio fio 0,50m:

$$h = 0,15 \times 0,8 + (0,03 \times 0,5)$$

$$h = 0,14m$$

Para a boca de lobo de grelha, obteve-se a vazão:

$$Q = 1,7 \times (0,90 + (2 \times 0,30)) \times 0,14^{\frac{3}{2}}$$

$$Q = 0,13 \text{ m}^3/\text{s}$$

Considerando um fator de redução para bocas de lobo com grelha em pontos intermediários, a vazão real de cada boca de lobo foi de:

$$Q = 0,13 \times 0,6 = 0,08 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para as bocas de lobo de guia, foi obtida a vazão a seguir.

$$Q = 1,7 \times 0,9 \times 0,14^{\frac{3}{2}}$$

$$Q = 0,08 \text{ m}^3/\text{s}$$

Considerando um fator de redução para bocas de lobo de guia em pontos intermediários, a vazão real de cada boca de lobo foi de:

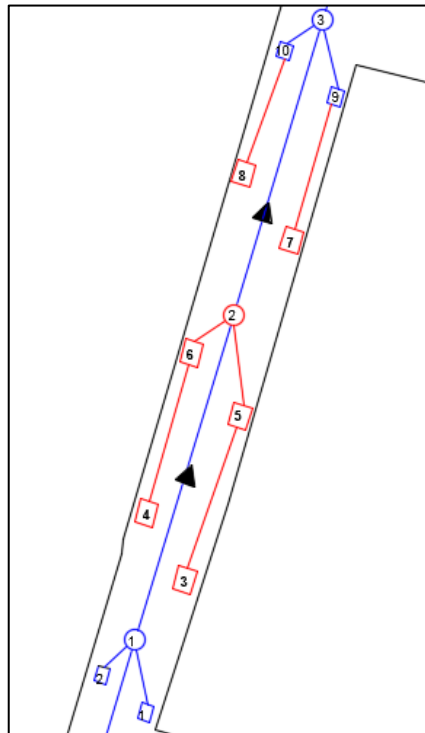
$$Q = 0,08 \times 0,8 = 0,064 \text{ m}^3/\text{s}$$

Portanto a vazão total da boca de lobo combinada foi de:

$$Q = 0,08 + 0,064 = 0,144 \text{ m}^3/\text{s}$$

Visto que no trecho 22.30 da Rua Mariquinha Gomes seria necessário 10,00 bocas de lobo, e atualmente existem somente 4,00, foi necessário fazer a locação de 6,00 bocas de lobos, com as suas respectivas redes secundárias, para isso será necessário também a execução de um poço de visita, conforme mostra a figura 20.

Figura 20 – Locação de bocas de lobo a serem executadas no trecho 22.30 da Rua Mariquinha Gomes



Fonte: o autor.

Na figura, os dispositivos de microdrenagem que estão na cor azul, são os existentes, os que estão em vermelho são os que serão executados. As bocas de lobo existentes possuem dimensões de 1,20m x 0,50m, as que serão executadas serão combinadas e terão dimensões de 0,90m x 0,30m.

A partir dos cálculos detalhados trecho a trecho, contidos em apêndice D, foi possível elaborar uma tabela, somente dos trechos que necessitaram de bocas de lobo, como mostra a tabela 11 abaixo. Como forma de demonstração, foi feito o cálculo da margem direita do primeiro trecho 14.21, da Rua Princesa Isabel.

Como a largura padronizada de boca de lobo foi de 0,90, dividindo a vazão de contribuição para aquele trecho pela vazão de engolimento de boca de lobo, tem-se o comprimento da boca de lobo para o trecho:

$$L = \frac{0,128}{0,144}$$

$$L = 0,89m$$

Dividido o comprimento calculado pelo comprimento padrão de boca de lobo, encontrou a quantidade de boca de lobo para a margem direita do trecho 14.21:

$$Quantidade = \frac{0,89}{0,90}$$

$$Quantidade MD = 0,988 = 1,00 \text{ boca de lobo}$$

Tabela 11 – Cálculo das novas bocas de lobo

RUA	TRECHO	Q (m ³ /s) BL		h (cm)	Q BL guia (m ³ /s)	Q BL grelha (m ³ /s)	Q BL comb. (m ³ /s)	L (m)		L (m)	QTDE	
		MD	ME					MD	ME		MD	ME
Rua Princesa Isabel	14.21	0,128	0,100	14	0,064	0,080	0,144	0,89	0,70	0,90	1	1
Rua Cachoeira	46.45	0,167	0,117	14	0,064	0,080	0,144	0,88	1,93	0,90	1	3
Rua Senador M. C.	45.50	0,318	0,332	14	0,064	0,080	0,144	2,21	2,30	0,90	3	3
Rua Olinto Teixeira	49.50	0,226	0,215	14	0,064	0,080	0,144	1,57	1,49	0,90	2	2
	51.50	0,152	0,135	14	0,064	0,080	0,144	1,05	0,94	0,90	2	2
Rua Oskar Alemão	52.51	0,166	0,408	14	0,064	0,080	0,144	1,15	2,83	0,90	2	4

Fonte: o autor

4.7.1.3. Galerias necessárias a serem construídas

Para as galerias a serem construídas, foi elaborado a tabela 12 somente com os trechos que necessitaram de galerias, e para demonstração de cálculo, foi feito o passo a passo do dimensionamento do trecho 14.21 da Rua Princesa Isabel:

$$\frac{0,03}{0,97747} = \frac{(\pi \times d^2/4) \times (d/4)^{\frac{2}{3}} \times 0,004^{0,5}}{0,016}$$

$$D = 212 \text{ mm}$$

$$D = 400 \text{ mm}$$

Tabela 12 – Cálculo dos diâmetros comerciais

RUA	TRECHO	Q (m³/s)	VERIFICAÇÃO		i adotado (m/m)	i adotado (%)	Q (m³/s)		Ø (mm)	
			TOTAL	MD			ME	GALERIA	PROJETO	CALC.
Rua Princesa Isabel	14.21	0,03	C/G	C/G	0,0040	0,4000	0,03	0,03	212	400
Rua Cachoeira	21.46	0,03	S/G	S/G	0,0040	0,4000	-	-	-	400
Rua Cachoeira	46.45	0,28	C/G	C/G	0,0035	0,3500	0,51	0,52	685	700
Rua Senador M. C.	45.50	0,34	C/G	C/G	0,0030	0,3000	0,34	0,35	588	700
Rua Olinto Teixeira	50-50A	0,34	C/G	C/G	0,0109	1,0900	0,34	0,35	462	700
Rua Olinto Teixeira	49.50A	1,94	C/G	C/G	0,0100	1,0000	1,94	1,97	988	1000
Rua Oskar Alemão	51.50A	0,57	C/G	C/G	0,0170	1,7000	0,57	0,59	518	600
Rua Oskar Alemão	52.51	0,57	C/G	C/G	0,0170	1,7000	0,57	0,59	518	600

Fonte: o autor

Para a verificação da velocidade elaborou-se uma continuação da tabela 12, identificado pela tabela 13 a seguir, e percebeu-se que todos os trechos atenderam à verificação de mínima (0,75m/s) e máxima (5,00m/s) velocidades. Como forma de demonstração, foi feito o cálculo detalhado do trecho 14.21 da Rua Princesa Isabel.

$$V = \frac{0,083^{0,6666} \times 0,004^{0,5}}{0,016}$$

$$V = 0,75 \text{ m/s}$$

Tabela 13 – Verificação das velocidades nos trechos

RUA	TRECHO	Q (m³/s)		Ø (mm)		RH (m)	V (m/s)
		GALERIA	PROJETO	CALC.	COM.		
Rua Princesa Isabel	14.21	0,03	0,03	212	400	0,083	0,75
	21.46	-	-	-	400	0,083	0,75
Rua Cachoeira	46.45	0,51	0,52	667	700	0,145	1,02
	45.50	0,34	0,35	588	700	0,145	0,94
Rua Senador M. C.	50-50A	0,34	0,35	462	700	0,145	1,80
	49.50A	1,93	1,94	988	1000	0,207	2,18
Rua Olinto Teixeira	51.50A	0,57	0,59	518	600	0,124	2,03
	52.51	0,57	0,59	518	600	0,124	2,03

Fonte: o autor

4.7.2. Dimensionamento do destino final da vazão que chega à Lagoa Seca através da Solução 01

4.7.2.1. Dimensionamento da rede que alimenta o reservatório

Para a vazão do trecho que vai do ultimo ponto da Rua Olinto Teixeira até chegar no reservatório, foi somada a vazão total que chega nesse ultimo ponto, ou seja somou-se a vazão de 0,57m³/s do trecho 51.50A e a vazão de 1,938m³/s do trecho 49.50A, obtendo uma vazão de 2,508 m³/s que chega no reservatório, conforme a tabela 14.

Tabela 14 – Trecho de galeria que alimenta o reservatório

RUA	TRECHO	Q (m ³ /s)		Ø (mm)		RH (m)	V (m/s)
		GALERIA	PROJETO	CALC.	COM.		
Lagoa seca	51 - Reserv.	2,508	2,559	1419	1500	0,310	1,11

4.7.2.2. Volume do reservatório

Como dito anteriormente, a vazão que vai para o reservatório pode ser obtida pelo ultimo trecho, que vai do nó 50A, da Rua Olinto Teixeira, até o reservatório, transportando toda a vazão acumulada nessa Rua. Porém para uma conferencia de calculo para um correto dimensionamento do reservatório, inicialmente foi calculada a vazão de saída da bacia de contribuição, ou seja, a vazão que é retirada da bacia através de tubulações existentes, portanto não chegam até à lagoa seca. A rede de diâmetro de Ø1500mm da Mariquinha Gomes, que recebe as redes das Ruas Miguel Rotondo, Padre João Vieira da Fonseca, Érico Cipriano Freire, Euclides Lamaita, João de Abreu Vilela e da Avenida Dr. Antônio Carlos Bandeira, se estende até à Avenida João Júlio de Faria, encaminhando a vazão que nela percorre para uma rede existente fora da bacia de contribuição, portanto deve ser desconsiderada para o cálculo do volume do reservatório de detenção.

Com isto, inicialmente, através dos cálculos de vazão feitos trecho a trecho da Rua Mariquinha Gomes, mostrados na tabela 15 a seguir, foi possível obter a vazão total que sai da bacia, ou seja, a vazão acumulada no último trecho da bacia.

Tabela 15 - Vazão de saída pela galeria da Rua Mariquinha Gomes

Rua	Trecho I (mm/H)		C	Q (m ³ /s.A)	A contribuição (m ²)		Q (m ³ /s)	
					MD	ME	MD	ME
Rua Mariquinha Gomes	1.5	104,13	0,6273	1,81447E-05	2143,69	3640,38	0,1047	0,1963
	5.15	104,13	0,6273	1,81447E-05	4868,78	4774,40	0,3139	0,7189
	15.22	104,13	0,6273	1,81447E-05	1290,76	1018,89	0,4419	1,2007
	22.30	104,13	0,6273	1,81447E-05	46467,61	35275,95	1,4867	2,3551
	30.39	104,13	0,6273	1,81447E-05	891,38	1961,35	1,6889	3,2086

Fonte: o autor.

Somando-se os valores de margem direita (MD) e margem esquerda (ME), obteve-se uma vazão de 4,8975 m³/s.

Como a vazão total da bacia já foi calculada anteriormente, sendo de 7,405 m³/s, a vazão final utilizada para cálculo do volume do reservatório foi:

$$Q = 7,405 - 4,8975 = 2,508 \text{ m}^3/\text{s}$$

Observa-se que a vazão encontrada foi a mesma que a do trecho final, que vai do ultimo nó da Rua Olinto Teixeira (nó 50A) até o reservatório, mostrada anteriormente.

Finalmente então é possível determinar o volume do reservatório de detenção, considerando o armazenamento por um tempo de 5 minutos com uma vazão por um tempo de retorno de 10 anos:

$$V = ((7,405 \times 60) - (4,8975 \times 60)) \times 5$$

$$V = 752,28 \text{ m}^3$$

4.7.2.3. Localização do reservatório

Após a determinação do volume do reservatório, é preciso saber se há espaço suficiente. O terreno que compõe a Lagoa Seca possui uma área de aproximadamente 5,246 ha, portanto há espaço suficiente para a implantação do reservatório.

Como existem vários proprietários dessa área, podem-se destacar duas alternativas:

- A prefeitura pode ficar encarregada de fazer as obras necessárias, porém será necessário fazer uma desapropriação de área, mas que para os proprietários será uma vantagem, pois a área atualmente se encontra em condições precárias e com grandes problemas de inundações, portanto atualmente não é viável a área ser loteada sem a disposição final das pluviais que acarretam grandes problemas no local.
- Os proprietários do local juntamente com uma empreiteira de loteamentos, se encarregarem de fazer o projeto executivo completo: projeto urbanístico de loteamento com a divisão de lotes contendo espaço necessário para a implantação do reservatório de detenção e casa de bombas e demais projetos necessários para executar a obra: projetos de rede de água, esgoto sanitário, pluvial, entre outros. Como será também um benefício não só para os proprietários da área, mas também para as pessoas que residem aos arredores da Lagoa Seca e sofrem com os problemas de inundação, os proprietários e a empreiteira poderá firmar um acordo com a prefeitura municipal, onde a empreiteira entra com os projetos e materiais, e a prefeitura com a mão de obra, ou vice-versa, porém este critério fica na decisão e aceite dos proprietários, empreiteira e prefeitura.

4.7.2.4. Dimensões do reservatório

Partindo do dimensionamento preliminar, com um volume de 752,28 m³, é possível adotar as dimensões para o reservatório. Visando a economia, quanto menos profundo o reservatório, terá menos volume de escavação, foi determinada uma profundidade de 2,00 m.

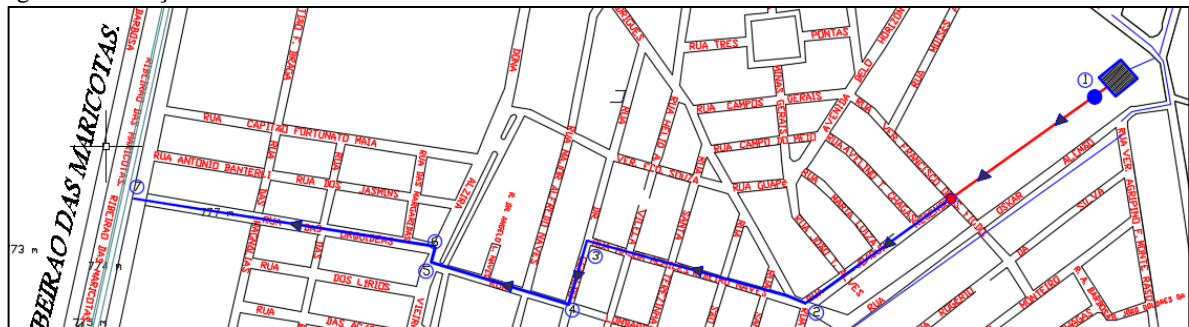
Portanto utilizando uma profundidade de 2,00 metros em um ângulo de 45,00°, um comprimento de 25,00 metros e uma largura de 15,10 metros, totalizando um volume de 755,00 m³ para o reservatório de detenção.

4.7.2.5. Estação elevatória

4.7.2.6. Traçado da rede e diâmetro de recalque

Para o cálculo da potência da bomba, inicialmente foi necessário definir onde será o destino final da vazão oriunda da lagoa seca. Após ter consultado a equipe de obras de drenagem pluvial do município, verificou-se a inexistência de galerias pluviais próximas com capacidade suficiente para receber essa vazão. No entanto, foi necessário encontrar um lago ou rio mais próximo. O rio mais próximo encontrado foi o Ribeirão das Maricotas. A figura 21 mostra o traçado da rede até o seu destino final no ribeirão. A bomba irá vencer uma altura até o ponto vermelho destacado na figura, pois desse ponto até o ribeirão, de acordo com a topografia existente, será possível conduzir a vazão por gravidade.

Figura 21 - Traçado da rede até seu destino final



Fonte: (MC TOPOGRAFIA, 2015, adaptado pelo autor)

A rede após sair da estação elevatória, percorrerá 145,00 metros em recalque, passando em linha reta até o fim do terreno da lagoa seca, onde inicia seu trajeto por gravidade: percorre 179,29m até o final da Rua Joaquim Resende, volve levemente à direita pela Rua Major Achilles Ribeiro Naves por 235,12 metros, volve à esquerda pela Rua Dr. Geraldo por 68,57 metros, volve à direita pela Rua Lombardo Moura por 148,50 metros, volve novamente à direita pela Avenida Dona Alzira Vieira por 16,70 metros, volte à esquerda pela Rua das Orquídeas por 315,97 metros chegando ao Ribeirão das Maricotas, percorrendo um comprimento total de aproximadamente 1109,00 metros.

Para determinação do diâmetro de recalque, levou-se em consideração que o reservatório pode ser dividido em níveis, de acordo com o número de bombas que serão instaladas, a partir disso, fez-se uma comparação para instalações operadas não continuamente, variando em um tempo de 1hora a 4horas, conforme a tabela 16 seguinte.

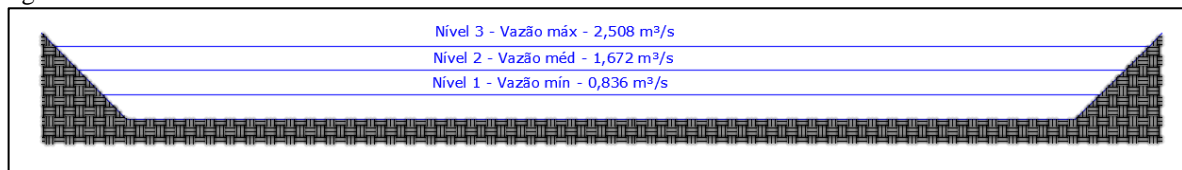
Tabela 16 - Determinação do diâmetro de recalque e quantidade de níveis do reservatório

Quantidade de bombas	Q (m ³ /s)	Funcionamento da bomba (h)	Dr (m)	Dr (mm)
1	2,508	4	1,46	1500
2	1,672	4	1,19	1200
3	0,836	4	0,84	900
1	2,508	2	1,32	1500
2	1,672	2	1,07	1200
3	0,836	2	0,76	800
1	2,508	1	0,93	1000
2	1,672	1	0,76	800
3	0,836	1	0,54	600

Fonte: o autor.

Em relação à quantidade de bombas, foi definido 3,00 bombas trabalhando em paralelo, dividindo o reservatório em três níveis, portanto a vazão total foi dividida em três, cada bomba irá recalcar 0,836 m³/s, totalizando a vazão de 2,508 m³/s, como mostra a figura 22.

Figura 22 – Níveis do reservatório



Fonte: o autor.

Deste modo, quando a quantidade de água chegar no nível 1, a primeira bomba será acionada, recalcando uma vazão de 0,836 m³/s, quando chegar no nível 2 a segunda bomba também será acionada, recalcando mais uma vazão de 0,836 m³/s, as duas totalizando com um montante de 1,672 m³/s, finalmente quando chegar-se ao 3 nível, a terceira bomba será acionada, recalcando mais uma vazão de 0,836 m³/s, totalizando assim a vazão de 2,508 m³/s, que é a vazão máxima para a bacia em um período de retorno de 10 anos.

A partir dessa análise, pela tabela 17 anterior, visando mais economia, a linha de recalque será dimensionada visando um funcionamento de bomba de 1,00 horas, portanto terá três redes pluviais, uma para cada bomba, com diâmetro de 600,00 mm, por uma extensão total de 145,00 metros, a seguir o cálculo detalhado desse trecho.

$$D = 1,3 \times \frac{1}{24}^{0,25} \times \sqrt{0,836}$$

$$D = 0,537 \text{ m}$$

$$D_{\text{comercial}} = 600\text{mm}$$

Como o diâmetro de sucção é sempre no mínimo ou um imediatamente superior ao diâmetro de recalque, foi definido que o diâmetro de sucção será o mesmo que o de recalque, de 600,00 mm.

Para os demais trechos que trabalharão em conduto livre, o diâmetro calculado dos trechos foi segundo os que mostram na tabela 17 e também disponibilizado em apêndice F.

Tabela 17 – Cálculo trecho a trecho do destino final da vazão da Lagoa Seca pela solução 01

RUA	Trecho	L (m)	i trecho (%)	Q (m ³ /s)		Q (m ³ /s)				V (m/s)
				Total	i adotad o (%)	GAL.	PROJ.	CALC.	COM.	
Rua Joaquim Resende	01.02	179,29	0,95%	2,508	0,95%	2,508	2,559	1000,00	1000	2,13
Rua Major Achilles Ribeiro Naves	02.03 03.04	113,83 123,29	2,37% 2,19%	2,508 2,508	2,37% 2,19%	2,508 2,508	2,559 2,559	845,77 858,53	1000 1000	3,36 3,23
Rua Dr. Geraldo Freire	04.05	68,57	1,46%	2,508	1,40%	2,508	2,559	933,66	1000	2,58
Rua Lombard o Moura	05.06	148,50	6,26%	2,508	5,00%	2,508	2,559	735,41	1000	4,88
Avenida Dona Alzira Vieira	06.07	16,70	4,19%	2,508	4,19%	2,508	2,559	760,13	1000	4,47
Rua das Orquídea s (Trecho final)	07.08 08.09 09. RIBEIR.	74,80 85,00 160,00	9,09% 8,82% 5,00%	2,508 2,508 2,508	5,00% 5,00% 5,00%	2,508 2,508 2,508	2,073 2,073 2,073	680,00 680,00 680,00	1000 1000 1000	4,88 4,88 4,88

Fonte: o autor.

Como foram detectadas velocidades maiores que a máxima permitida nos trechos 05.06 da Rua Lombardo Moura e no trecho, 07.08 da Rua das Orquídeas, foi necessário diminuir a declividade da rede.

4.7.2.7. Potência da bomba

Para a potência das bombas é necessário determinar a altura manométrica, e para isso será necessário calcular inicialmente a perda de carga ao longo do trecho, e a perda de carga localizada. A tabela 12 mostra o cálculo da perda de carga ao longo do trecho de recalque, que será de 145,00 metros conforme citado anteriormente, considerando um coeficiente de rugosidade para ferro fundido de 120. A tabela 18 mostra também o cálculo da perda de carga localizada, fazendo uma estimativa das peças que usualmente são utilizadas.

Tabela 18 - Determinação das perdas de cargas distribuída e localizada

Perda de carga ao longo do trecho					
Extensão da rede de recalque (m)	Q (m³/s)	C	Dr (m)	J (m/m)	Hf (m)
145	2,508	120	1	0,008304905	1,2042113
Perda de carga localizada					
V (m/s)	Peça	Quant.	k	Hf (m)	
1,9697205	Crivo	1	0,75	0,1454925	
4,4318711	Curva 90	2	0,4	0,7856593	
4,4318711	Junção	1	0,4	0,3928296	
4,4318711	Curva 45	1	0,2	0,1964148	
4,4318711	Válvula de retenção	1	2,5	2,4551852	
4,4318711	Válvula de pé	1	1,75	1,7186296	
4,4318711	RG	1	0,25	0,2455185	
Total (m) - (distribuída + localizada)					7,1439408

Fonte: o autor.

Com isto, agora é possível obter a potência das bombas. Para a altura manométrica, analisando o projeto topográfico, foi possível obter uma diferença de altura do posicionamento da bomba até o ponto onde será a vazão recalçada, de apenas 0,50m, pois a região encontra-se bastante plana, e para altura de sucção, utilizou-se alturas de 1,40m para a bomba que irá recalcar o nível 1, 0,70m para a bomba que irá recalcar o nível 2 e 0,35m para a bomba que irá recalcar o nível 3, conforme mostra a tabela 19.

Tabela 19 - Determinação das perdas de cargas distribuída e localizada

Bomba	Q (m ³ /s)	Hr (m)	Hs (m)	Hf (m)	H _{man} (m)	Pot. (CV)	Pot. Comercial (CV)
Nível 1	0,836	0,5	1,40	7,143941	9,04	150	150
Nível 2	0,836	0,5	0,70	7,143941	8,34	139	150
Nível 3	0,836	0,5	0,35	7,143941	7,99	133	150

Fonte: o autor.

4.7.3. Dimensionamento do destino final da vazão que chega à Lagoa Seca através da Solução 02

Para a solução 02, basta apenas fazer o dimensionamento da galeria que vai do ultimo ponto da Rua Olinto Teixeira, até o seu destino final no Ribeirão das Maricotas, como mostra a tabela 19.

Tabela 20 - Cálculo trecho a trecho do destino final da vazão da Lagoa Seca pela solução 01

RUA	TRECHO	i trecho (m/m)	Q (m ³ /s)		Q (m ³ /s)		Ø (mm)		V (m/s)
			TOTAL	i adotado (m/m)	GALERIA	PROJETO	CALC.	COM.	
Lagoa Seca	50A.01	0,0000	2,508	0,0100	2,508	2,559	994	1000	2,18
	01.02	0,0000	2,508	0,0100	2,508	2,559	994	1000	2,18
Rua Joaquim Resende	02.03	0,0073	2,508	0,0100	2,508	2,559	994	1000	2,18
Rua Major Achilles Ribeiro Naves	03.04	0,0237	2,508	0,0100	2,508	2,559	994	1000	2,18
	04.05	0,0219	2,508	0,0100	2,508	2,559	994	1000	2,18
Rua Dr. Geraldo Freire	05.06	0,0145	2,508	0,0145	2,508	2,559	927	1000	2,64
Rua Lombardo Moura	06.07	0,0626	2,508	0,0500	2,508	2,559	735	1000	4,88
Avenida Dona Alzira Vieira	07.08	0,0419	2,508	0,0419	2,508	2,559	760	1000	4,47
Rua das Orquídeas (Trecho final)	08.09	0,0909	2,508	0,0500	2,508	2,559	735	1000	4,88
	09.10	0,0882	2,508	0,0500	2,508	2,559	735	1000	4,88
	10. RIBEIR.	0,0500	2,508	0,0500	2,508	2,559	735	1000	4,88

Fonte: o autor

Para essa solução, foi possível analisar que na maioria dos trechos foi necessário alterar a declividade natural do terreno, nos primeiros trechos o aumento da declividade fez

com que a profundidade de poços de visita a jusante chegasse em torno de 5,00 metros, nos últimos trechos a diminuição da declividade para atenuar a grande velocidade fez com que a profundidade de poços de visita a montante chegasse em torno também de 5,00m, conforme mostra detalhado no projeto que consta em apêndice I.

4.8. Estimativa de custo da obra e definição da solução mais viável

Para o levantamento de custo da obra, se tratando de um projeto básico, foi levantado alguns quantitativos para a solução 01 e para a solução 02, para isso foi necessário elaborar um projeto contendo o traçado das redes, bem como a locação de bocas de lobo e poços de visita para cada solução. Os projetos das redes de drenagem pluvial das duas soluções constam em apêndice I.

O cálculo contendo os quantitativos para escavação, aterro, remoção de asfalto, escoramento, encontra-se em apêndice G, e os as previsões de custo detalhadas, encontram-se em apêndice H.

O custo estimado para a implantação do sistema da solução 01, utilizando a alternativa de um reservatório de detenção, ficou em torno de R\$1.030.949,19, sem mensurar os gastos com manutenção e energia elétrica em que a prefeitura ficará encarregada após a obra.

Já para a solução 02, onde não foi possível as galerias acompanharem a declividade na parte do terreno da Lagoa Seca, ficou em torno de R\$894.159,34, lembrando que para esse sistema, não foi necessário utilização de bombas, portanto o custo com a manutenção do sistema provavelmente será menor que o da solução 01.

Portanto, economicamente, foi possível perceber que a solução 02 é mais viável. Já em relação à viabilidade técnica, a solução 01 torna mais viável para execução, pois a utilização de bombas nessa solução fez com que obtivesse um volume de escavação de valas menor que o da solução 02.

5. CONCLUSÃO

Ao término do estudo realizado pode-se concluir que o sistema de drenagem urbana é essencial em todo município. A falta de um sistema de drenagem urbana ou um mau dimensionamento das estruturas ocasiona diversos problemas à população urbana tais como alagamento da calha viária, inundações, erosão da via ou terreno entre outros.

Utilizando o cálculo das vazões pelo método racional, com tempo de retorno para 10 anos, verificou-se que a capacidade de engolimento das bocas de lobos em alguns trechos existentes da bacia foram inferiores ao volume do escoamento superficial.

Ao calcular os diâmetros das galerias nas tabelas contidas em apêndice A, foi observado que as águas que chegam aos pontos mais baixos da bacia, que são nas Ruas Olinto Teixeira e Oskar Alemão, pela inexistência de galerias e pela falta de declividade, acabam invadindo a Rua Senador Milton Campos, que também não possui galerias nem bocas de lobo, sendo explicado o motivo pelo qual esta rua sofre com inundações frequentemente.

Verificou-se também que na Rua Princesa Isabel não existe galerias, e a sua necessidade ficou comprovada através dos cálculos executados, além disso, essa rua possui um lado que não tem saída, impedindo o escoamento da água para pontos mais baixos, ficando explicado então o motivo pelo qual esta rua também sofre com inundações.

Conclui-se então que nas Ruas Olinto Teixeira, Senador Milton Campos, Princesa Isabel e Oskar Alemão o acúmulo de água é formado por suas sub-bacias de contribuição e pelas vazões excedentes das bocas de lobos existentes na bacia, conforme foi mostrado nos resultados.

Para solucionar os problemas foi feita a inserção de sarjetas, bocas-de-lobos e galerias nos trechos em que foi verificado necessidade, porém para cessar o problema foi necessário fazer estudos frente a duas possíveis soluções e dimensionar sistemas para transportar essa vazão até um destino final mais próximo, que foi o Ribeirão das Maricotas. Após analisar as duas soluções, através da elaboração de projetos e estimativas de custos, verificou-se que a segunda solução, em que foi necessário um pouco mais de volume de escavação para as valas de galerias, teve uma maior viabilidade econômica, porém a primeira solução, que utiliza de um sistema de bombeamento, possui uma maior viabilidade técnica.

Por fim, a partir dos resultados foram executados cálculos nos quais abriram possibilidade do que poderá ser feito para atenuar o problema em estudo, no qual mostra que os objetivos desse trabalho foram alcançados.

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, Suely Mara Vaz Guimarães de. **As áreas de preservação permanente e a questão urbana.** (2002). Disponível em: <http://www.mpgp.mp.br/portalweb/hp/9/docs/doutrinaparc_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, J.M. Manual de Hidráulica. 8ª edição, Editora Edgard Blücher, 1998, São Paulo- SP.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos. **Águas de chuva:** Engenharia das águas pluviais nas cidades. 3ª ed. São Paulo: Blucher, 2011.

BRASIL. **Lei nº 11445, de 04 de janeiro de 2007: Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico.** Disponível em <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2007/lei/11445.htm> Acessado em 15 de abril de 2016

BRASIL. IBGE. Infográficos. Dados gerais do município. IBGE 2010. Disponível em: <<http://cidades.ibge.gov.br/painel/painel.php?lang=&codmun=310710&search=||infogr%E1ficos:-dados-gerais-do-munic%EDpio>>. Acesso em: 20 de abril de 2016.

CARDOSO NETO, A. **Introdução a drenagem urbana.** Disponível em http://www.ana.gov.br/AcoesAdministrativas/CDOC/ProducaoAcademica/Antonio%20Cardoso%20Neto/Introducao_a_drenagem_urbana.pdf .Acessado em 10 de abril de 2016.

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.

CETESB, **Drenagem Urbana:**Manual de projeto. 2ºed. São Paulo: CETESB/ASCETESB, 1980.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **Manual de hidrologia.** Rio de Janeiro, 2ª edição, 2005.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **Manual de drenagem de rodovias.** Rio de Janeiro, 2ª edição, 2006.

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.

GARCEZ, LUCAS NOGUEIRA. **Elementos de engenharia hidráulica e sanitária**. São Paulo, 2ª edição, 1976

GOOGLE EARTH. **Figura 10– Lagoa Seca**. Acessado em 25 de abril de 2016.

GOMES, Vanusa Meireles. **aspectos qualitativos e quantitativos da água de drenagem pluvial em sub-bacia urbana na cidade de Brasília-df**: Dissertação de mestrado em tecnologia ambiental e recursos hídricos. 2004. 85 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2004. Disponível em: <<http://livros01.livrosgratis.com.br/cp095478.pdf>>. Acesso em: 12 maio 2016.

GRIBBIN, JOHN E. **Introdução a hidráulica e hidrologia e gestão de águas pluviais**. 4ª edição, 2014.

GUIMARÃES, A. J. A.; CARVALHO, D. F.; SILVA, L. D. B. Saneamento básico, ago. 2007. Disponível em: Acesso em: 02 abril de 2016.

INSTRUÇÃO Técnica para Elaboração de Estudos e Projetos de Drenagem Urbana do Município de Belo Horizonte. 2004. Belo Horizonte, 2004. Disponível em: http://portalpbh.pbh.gov.br/pbh/ecp/files.do?evento=download&urlArqPlc=instrucao_tecnica_elaboracao_de_estudos_e_proj_drenagem_urbana__municipio_bh_out_2004.pdf. Acessado em: 06 de Abril de 2016.

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

MARTINS, Arthur Boehme Tepedino. **Orçamento e Programação de uma Edificação Residencial Multifamiliar**. 2014. 96 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/xmlui/bitstream/handle/123456789/127333/TCC%20Arthur%20Tepedino.pdf?sequence=1&isAllowed=y>>. Acesso em: 21. Abril.

MATTOS, Aldo Dórea. **Como preparar orçamentos de obras: dicas para orçamentistas, estudo de caso, exemplos**. São Paulo: Editora Pini, 2006.

MC TOPOGRAFIA, Levantamentos topográficos e Geodésicos. **Lugar denominado Lagoa Seca: projeto planialtimétrico**. 21 jul. 2015.

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 16 de abril de 2016.

PHILIPPI Jr, Arlindo et al. **Saneamento, saúde e ambiente: fundamentos para um desenvolvimento sustentável**. Barueri – SP: Manole, 2005.

PINHEIRO, Adilson. II Seminário Estadual de Saneamento Ambiental. **Plano Diretor de**

Drenagem Urbana. 2010, Florianópolis. Disponível em <http://eventos.fecam.org.br/arquivosbd/paginas/1/0.402069001282157464_adilson_pddu.pdf> Acesso em: 18 abril 2016.

Plúvio 2.1 - *Software*. Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos - GPRH da Universidade Federal de Viçosa - UFV. Disponível para download em: <<http://www.gprh.ufv.br/?area=softwares>> Acessado em: 21 de Abril de 2016.

PORTO, M. F. A. Aspectos Qualitativos do Escoamento Superficial em Áreas Urbanas. In: Tucci, C.E.M.; Porto, R.L.L.; Barros, M.T. **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS/ABRH, 1995, V.5, p.387-414.

RIBEIRO, J. W.; ROOKE, J. M. S. Saneamento básico e sua relação com o meio ambiente e a saúde pública. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/analiseambiental/files/2009/11/TCC-SaneamentoSa%C3%BAde.pdf>>. Acesso em 01 de abril de 2016

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.

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.

TISAKA, Maçahiko. **Orçamento na construção civil:** consultoria, projeto e execução. São Paulo: Editora Pini, 2011.

TOMAZ, Plinio. **Curso de Manejo de águas pluviais** - Livros digitais. Ministrado em 2013. Disponível em <<http://pliniotomaz.com.br/livros-digitais/>> Acessado em 17 de abril de 2016

TUCCI, C. E. M. et al. **Drenagem Urbana.** Coleção ABHR de Recursos Hídricos. 1ª edição, 1995

TUCCI, C. E. M. (2003). **Inundações e Drenagem Urbana.** In: Inundações Urbanas na América do Sul. Tucci, C. E. M.; Bertoni, J. C. (orgs.). Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE – UFCG. **Sistemas de Drenagem Pluvial.** 2016. Disponível em: <http://www.dec.ufcg.edu.br/saneamento/Dren01.html>. Acessado em: 05 de Abril de 2016.

APÊNDICE A – Tabelas de dimensionamento para verificação dos dispositivos de microdrenagem existentes

Cálculo de vazões pelo método racional:

Rua	TRECHO	i (mm/h)	C	Q (m ³ /s . A)	A contribuição (m ²)		Q (m ³ /s)	
					MD	ME	MD	ME
Rua Miguel Rotondo	4.3	104,13	0,6273	1,81447E-05	814,13	1275,17	0,0148	0,0231
	3.2	104,13	0,6273	1,81447E-05	925,14	2634,34	0,0316	0,0709
	2.1	104,13	0,6273	1,81447E-05	1886,40	3269,19	0,0658	0,1303
Av. Antônio Carlos Bandeira	11.10	104,13	0,6273	1,81447E-05	1322,12	668,80	0,0240	0,0121
	10.9	104,13	0,6273	1,81447E-05	731,53	5559,95	0,0373	0,1130
	9.8	104,13	0,6273	1,81447E-05	873,55	871,49	0,0531	0,1288
	8.7	104,13	0,6273	1,81447E-05	877,31	7164,61	0,0690	0,2588
	7.6	104,13	0,6273	1,81447E-05	1006,71	4259,80	0,0873	0,3361
	6.5	104,13	0,6273	1,81447E-05	1848,06	5502,56	0,1208	0,4360
Rua Padre João Vieira	20.19	104,13	0,6273	1,81447E-05	1327,98	9791,00	0,0241	0,1777
	19.18	104,13	0,6273	1,81447E-05	886,06	2528,14	0,0402	0,2235
	18.17	104,13	0,6273	1,81447E-05	722,79	5072,90	0,0533	0,3156
	17.16	104,13	0,6273	1,81447E-05	959,76	3473,41	0,0707	0,3786
	16.15	104,13	0,6273	1,81447E-05	1869,09	4669,14	0,1046	0,4633
	15.14	104,13	0,6273	1,81447E-05	1686,31	1652,97	0,0306	0,0300
Rua Érico Cipriano Freire	28.27	104,13	0,6273	1,81447E-05	803,70	5788,14	0,0146	0,1050
	27.26	104,13	0,6273	1,81447E-05	809,02	3171,26	0,0293	0,1626
	26.25	104,13	0,6273	1,81447E-05	997,11	3007,96	0,0474	0,2171
	25.24	104,13	0,6273	1,81447E-05	949,40	1206,45	0,0646	0,2390
	24.23	104,13	0,6273	1,81447E-05	5490,94	10981,00	0,1642	0,4383
	23.22	104,13	0,6273	1,81447E-05	2062,29	4189,45	0,2016	0,5143
	22.21	104,13	0,6273	1,81447E-05	1704,79	1654,36	0,0309	0,0300

(Continuação)								
RUA	TRECHO	i (mm/h)	C	Q (m ³ /s . A)	A contribuição (m ²)		Q (m ³ /s)	
					MD	ME	MD	ME
	35.34	104,13	0,6273	1,81447E-05	1104,91	4945,92	0,0200	0,0897
	34.33	104,13	0,6273	1,81447E-05	811,09	2510,11	0,0348	0,1353
Rua Euclides Lamaita	33.32	104,13	0,6273	1,81447E-05	733,33	4503,19	0,0481	0,2170
	32.31	104,13	0,6273	1,81447E-05	809,98	6803,89	0,0628	0,3405
	31.30	104,13	0,6273	1,81447E-05	1743,23	8565,53	0,0944	0,4959
	30.29	104,13	0,6273	1,81447E-05	1593,88	1644,38	0,0289	0,0298
	43.42	104,13	0,6273	1,81447E-05	1064,3	2907,63	0,0193	0,0528
	42.41	104,13	0,6273	1,81447E-05	966,16	4237,62	0,0368	0,1296
Rua João de Abreu Vilela	41.40	104,13	0,6273	1,81447E-05	1051,87	2751,41	0,0559	0,1796
	40.39	104,13	0,6273	1,81447E-05	1968,34	7853,48	0,0916	0,3221
	39.38	104,13	0,6273	1,81447E-05	1728,64	1617,95	0,0314	0,0294
	38.37	104,13	0,6273	1,81447E-05	1856,73	1571,35	0,0802	0,0714
	36.37	104,13	0,6273	1,81447E-05	836,42	743,05	0,0152	0,0135
	1.5	104,13	0,6273	1,81447E-05	2143,69	3640,38	0,1047	0,1963
Rua Mariquinha Gomes	5.15	104,13	0,6273	1,81447E-05	4868,78	4774,40	0,3139	0,7189
	15.22	104,13	0,6273	1,81447E-05	1290,76	1018,89	0,4419	1,2007
	22.30	104,13	0,6273	1,81447E-05	46467,61	35275,95	1,4867	2,3551
	30.39	104,13	0,6273	1,81447E-05	891,38	1961,35	1,6889	3,2086

Cálculo da capacidade das sarjetas:

RUA	TRECHO	Cálculo da declividade longitudinal da via					Q sarjeta(m ³ /s)		
		Cota início	Cota fim	L trecho	i (m/m)	i %	qst (m ³ s)	F	qs real(m ³ /s)
Rua Miguel Rotondo	4.3	841,00	836,50	61,15	0,07	7,36	0,80	0,32	0,26
	3.2	836,50	831,00	68,52	0,08	8,03	0,84	0,28	0,23
	2.1	831,00	825,00	82,64	0,07	7,26	0,80	0,31	0,25
Av. Antonio Carlos Bandeira	11.10	856,00	852,00	53,43	0,07	7,49	0,81	0,32	0,26
	10.9	852,00	849,00	56,95	0,05	5,27	0,68	0,47	0,32
	9.8	849,00	843,00	66,18	0,09	9,07	0,89	0,23	0,20
	8.7	843,00	836,50	62,24	0,10	10,44	0,96	0,19	0,18
	7.6	836,50	830,00	72,88	0,09	8,92	0,88	0,22	0,19
	6.5	830,00	823,00	78,81	0,09	8,88	0,88	0,22	0,19
Rua Padre João Vieira	20.19	849,00	844,00	75,46	0,07	6,63	0,76	0,36	0,27
	19.18	844,00	839,00	66,97	0,07	7,47	0,81	0,30	0,24
	18.17	839,00	831,00	64,33	0,12	12,44	1,04	0,17	0,18
	17.16	831,00	825,00	70,63	0,08	8,49	0,86	0,25	0,22
	16.15	825,00	819,00	82,16	0,07	7,30	0,80	0,32	0,26
	15.14	819,00	815,50	68,60	0,05	5,10	0,67	0,47	0,31
Rua Érico Cipriano Freire	28.27	841,00	838,00	46,08	0,07	6,51	0,76	0,37	0,28
	27.26	838,00	835,00	50,99	0,06	5,88	0,72	0,42	0,30
	26.25	835,00	832,30	67,42	0,04	4,00	0,59	0,60	0,36
	25.24	832,30	828,20	64,35	0,06	6,37	0,75	0,38	0,28
	24.23	828,20	823,00	70,14	0,07	7,41	0,81	0,31	0,25
	23.22	823,00	818,20	85,12	0,06	5,64	0,70	0,44	0,31
	22.21	818,20	815,70	68,60	0,04	3,64	0,57	0,64	0,36

(Continuação)

RUA	TRECHO	Cálculo da declividade longitudinal da via					Q sarjeta(m ³ /s)		
		Cota início	Cota fim	L trecho	i (m/m)	i %	qst (m ³ /s)	F	qs real(m ³ /s)
	35.34	833,00	831,00	90,02	0,02	2,22	0,44	0,77	0,34
	34.33	831,00	829,30	67,60	0,03	2,51	0,47	0,75	0,35
Rua Euclides Lamaita	33.32	829,30	826,20	64,34	0,05	4,82	0,65	0,52	0,34
	32.31	826,20	823,00	69,75	0,05	4,59	0,63	0,55	0,35
	31.30	823,00	819,00	84,11	0,05	4,76	0,65	0,52	0,34
	30.29	819,00	818,00	66,75	0,01	1,50	0,36	0,80	0,29
	43.42	829,00	826,00	68,49	0,04	4,38	0,62	0,57	0,35
	42.41	826,00	823,80	64,35	0,03	3,42	0,55	0,67	0,37
Rua João de Abreu Vilela	41.40	823,80	822,00	69,39	0,03	2,59	0,48	0,75	0,36
	40.39	822,00	820,20	83,43	0,02	2,16	0,43	0,79	0,34
	39.38	820,20	819,00	66,47	0,02	1,81	0,40	0,80	0,32
	38.37	819,00	819,00	73,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	36.37	820,00	819,00	64,53	0,02	1,55	0,37	0,80	0,29
	1.5	825,00	823,00	152,04	0,01	1,32	0,34	0,80	0,27
	5.15	823,00	819,00	123,39	0,03	3,24	0,53	0,68	0,36
Rua Mariquinha Gomes	15.22	819,00	818,20	108,41	0,01	0,74	0,25	0,80	0,20
	22.30	819,00	818,20	110,73	0,01	0,72	0,25	0,80	0,20
	30.39	820,20	819,00	99,54	0,01	1,21	0,33	0,80	0,26

Cálculo da vazão de galerias:

RUA	TRECHO	Comparação		Qexcedente (m ³ /s)		Qgaleria (m ³ /s)	Qprojeto (m ³ /s)
		MD	ME	MD	ME		
Rua Miguel Rotondo	4.3	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
	3.2	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
	2.1	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
Av. Antonio Carlos Bandeira	11.10	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
	10.9	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
	9.8	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
	8.7	S/G	C/G	FIM DE PROJETO	0,0771	0,0771	0,0844
	7.6	S/G	C/G	FIM DE PROJETO	0,1416	0,1416	0,1551
	6.5	S/G	C/G	FIM DE PROJETO	0,2419	0,2419	0,2649
Rua Padre João Vieira	20.19	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
	19.18	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
	18.17	S/G	C/G	FIM DE PROJETO	0,1381	0,1381	0,1513
	17.16	S/G	C/G	FIM DE PROJETO	0,1629	0,1629	0,1784
	16.15	S/G	C/G	FIM DE PROJETO	0,2073	0,2073	0,2271
	15.14	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
Rua Érico Cipriano Freire	28.27	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
	27.26	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
	26.25	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
	25.24	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
	24.23	S/G	C/G	FIM DE PROJETO	0,1884	0,1884	0,2064
	23.22	S/G	C/G	FIM DE PROJETO	0,2050	0,2050	0,2246
	22.21	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-

(Continuação)

RUA	TRECHO	Comparação		Qexcedente (m ³ /s)		Qgaleria (m ³ /s)	Qprojeto (m ³ /s)
		MD	ME	MD	ME		
Rua Euclides Lamaita	35.34	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
	34.33	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
	33.32	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
	32.31	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
	31.30	S/G	C/G	FIM DE PROJETO	0,1602	0,1602	0,1755
	30.29	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
Rua João de Abreu Vilela	43.42	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
	42.41	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
	41.40	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
	40.39	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
	39.38	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
	38.37	C/G	C/G	0,0802	0,0714	0,1516	0,1660
	36.37	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
Rua Mariquinha Gomes	1.5	S/G	S/G	FIM DE PROJETO	FIM DE PROJETO	-	-
	5.15	S/G	C/G	FIM DE PROJETO	0,3565	0,3565	0,3905
	15.22	C/G	C/G	0,2385	0,9973	1,2358	1,3535
	22.30	C/G	C/G	1,2854	2,1538	3,4392	3,7669
	30.39	C/G	C/G	1,4289	2,9486	4,3775	4,7946

Cálculo do diâmetro das galerias:

RUA	TRECHO	Ø	Ø comercial	Ø existente	Verificação de bocas de lobo	
		(mm)	(mm)	(mm)	L MD	L ME
Av. Antonio Carlos Bandeira	8.7	198,5191	400,0000	400,0000	-	1,1859
	7.6	256,8886	400,0000	400,0000	-	2,1792
	6.5	314,2198	400,0000	400,0000	-	3,7214
Rua Padre João Vieira	18.17	239,0949	400,0000	600,0000	-	2,1249
	17.16	273,2070	400,0000	600,0000	-	2,5064
	16.15	307,6677	400,0000	600,0000	-	3,1900
Rua Érico Cipriano Freire	24.23	295,9904	400,0000	500,0000	-	2,8990
	23.22	321,5845	400,0000	500,0000	-	3,1541
Rua Euclides Lamaita	31.30	471,6090	500,0000	600,0000	1,2343	1,0977
Rua João de Abreu Vilela	38.37	272,84	400,0000	600,0000	0,34	0,25
Rua Mariquinha Gomes	5.15	439,0118	500,0000	1500,0000	-	0,8264
	15.22	923,5193	1000,0000	1500,0000	0,2234	0,1764
	22.30	1361,0230	1400,0000	1500,0000	8,0429	6,1058
	30.39	1353,5099	1400,0000	1500,0000	0,1543	0,3395

APÊNDICE B – Relatório fotográfico referente às inundações nas Ruas Olinto Teixeira, Senador Milton Campos e Princesa Isabel.

Figura 24 – Alagamento na Rua Princesa Isabel



Fonte: o autor.

Figura 25- Alagamento na Rua Olinto Teixeira



Fonte: o autor.

Figura 26- Lixo acumulado ao entorno do terreno Lagoa Seca.



Fonte: o autor.

Figura 27- Alagamento na Rua Princesa Isabel.



Fonte: o autor.

Figura 28- Alagamento na Rua Senador Milton Campos.

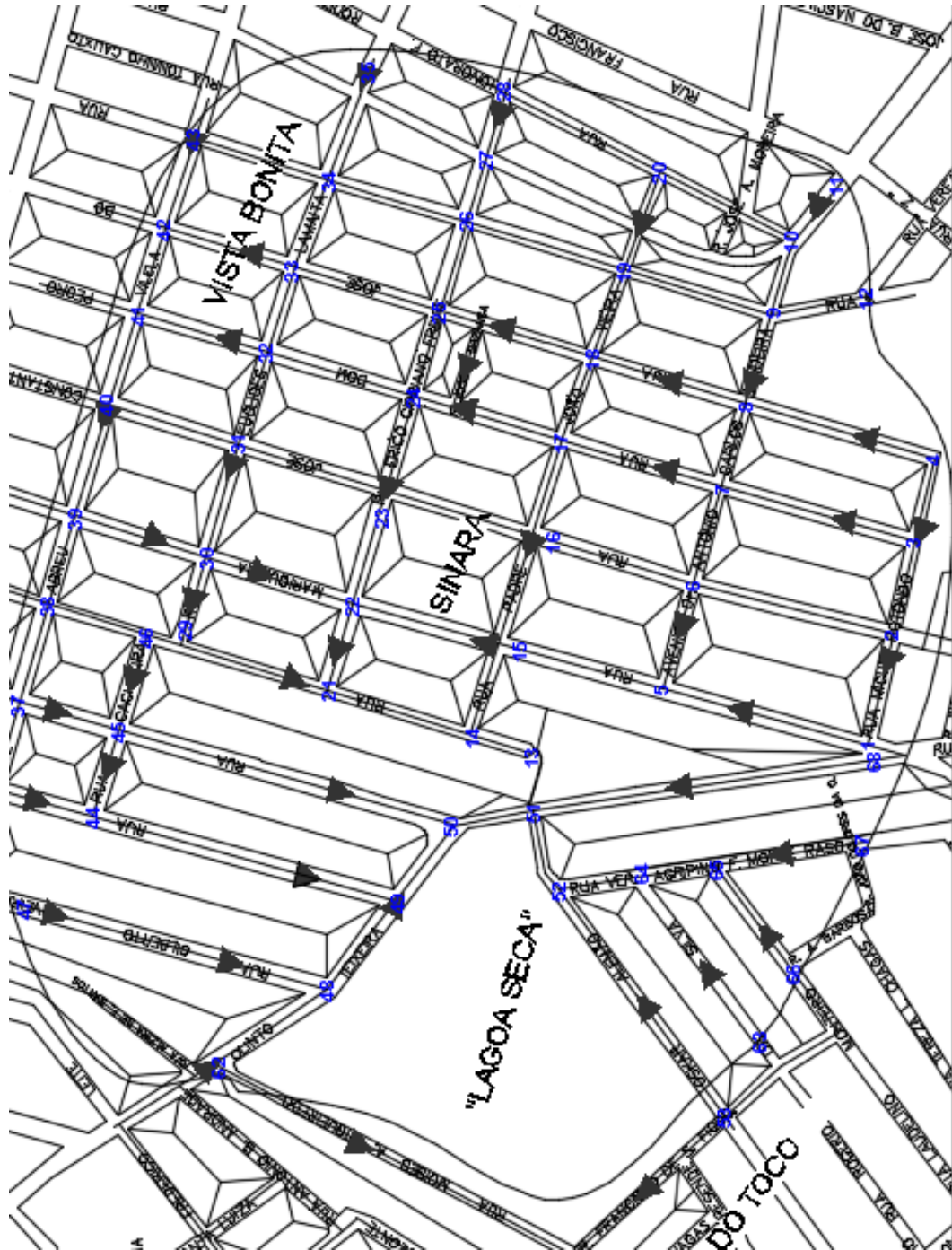


Fonte: o autor.

Figura 29- Encontro das ruas Olinto Teixeira e Oskar Almeão.



APÊNDICE C – Identificação dos trechos na bacia de contribuição



APÊNDICE D – Dimensionamento das redes a serem implantadas na bacia

Cálculo da capacidade das sarjetas:

RUA	TRECHO	Q sarjeta(m ³ /s)			Comparação	
		qst (m ³ /s)	F	qs real(m ³ /s)	MD	ME
Rua Cachoeira	46.45	0,19	0,60	0,12	C/G	C/G
	44.45	0,52	0,69	0,36	S/G	S/G
Rua Princesa Isabel	38.46	0,29	0,80	0,23	S/G	S/G
	21.46	0,41	0,80	0,33	S/G	S/G
	14.21	0,13	0,80	0,10	C/G	S/G
	13.14	0,31	0,31	0,10	S/G	S/G
Rua Senador Milton Campos	37.45	0,34	0,80	0,28	S/G	S/G
Rua "7" de Setembro	45.50	0,37	0,80	0,30	C/G	C/G
	36.44	0,35	0,35	0,12	S/G	S/G
Rua Gilberto O. Naves	44.49	0,48	0,74	0,36	S/G	S/G
	47.48	0,44	0,78	0,35	S/G	S/G
Rua Olinto Teixeira	60.61	0,42	0,80	0,33	S/G	S/G
	62.48	0,52	0,71	0,37	S/G	S/G
	48.49	0,33	0,80	0,26	S/G	S/G
	49.50	0,00	0,00	0,00	C/G	C/G
	68.51	0,57	0,63	0,36	S/G	S/G
	51.50	0,38	0,80	0,31	C/G	C/G
Rua Oskar Alemão	53.52	0,21	0,60	0,12	S/G	S/G
	52.51	0,00	0,00	0,00	C/G	C/G

Cálculo da vazão de galerias:

RUA	TRECHO	COTA M (m)	COTA J (m)	L (m)	i trecho (m/m)	Q (m ³ /s)	VERIFICAÇÃO		i adotado (m/m)
						TOTAL	MD	ME	
Rua Princesa Isabel	13.14	815,50	815,00	45,88	0,0109	0,052	S/G	S/G	0,0109
	14.21	815,70	815,50	107,21	0,0019	0,03	C/G	S/G	0,0040
	21.46	815,50	818,00	135,93	-0,0184	0,03	S/G	S/G	0,0040
Rua Cachoeira	38.46	819,00	818,30	74,48	0,0094	0,03	S/G	S/G	0,0094
	46.45	818,00	818,30	71,29	-0,0042	0,28	C/G	C/G	0,0035
	44.45	820,00	818,00	64,40	0,0311	0,54	S/G	S/G	0,0311
Rua Senador M. C.	37B.37	819,00	819,00	56,29	0,0000	0,08	C/G	C/G	0,0040
	37.45	819,00	818,00	73,92	0,0135	0,25	S/G	S/G	0,0135
	45.50	818,30	815,00	120,00	0,0275	0,34	C/G	C/G	0,0030
	36.44	821,00	820,00	73,43	0,0136	0,08	S/G	S/G	0,0136
	44.49	820,00	814,00	226,64	0,0265	0,28	S/G	S/G	0,0265
	47.48	820,00	815,00	222,58	0,0225	0,27	S/G	S/G	0,0225
	60.61	820,00	819,00	50,24	0,0199	0,03	S/G	S/G	0,0199
	62.48	818,00	815,00	96,88	0,0310	0,06	S/G	S/G	0,0310
Rua Olinto Teixeira	48.49	815,00	814,00	80,86	0,0124	0,36	S/G	S/G	0,0124
	50-50A	815,00	813,80	91,57	0,0131	0,34	C/G	C/G	0,0109
	49.50A	814,00	814,00	67,80	0,0000	1,93	C/G	C/G	0,0100
	68.51	825,00	815,00	265,60	0,0377	0,27	S/G	S/G	0,0377
Rua Oskar Alemão	51.50A	815,00	814,00	59,50	0,0168	0,57	C/G	C/G	0,0170
	53.52	815,00	814,00	202,74	0,0049	0,06	S/G	S/G	0,0049
	52.51	816,00	815,00	59,37	0,0168	0,57	C/G	C/G	0,0170

Cálculo do diâmetro das galerias:

RUA	i adotado (m/m)	Q (m ³ /s)		Ø (mm)		RH (m)	V (m/s)
		GALERIA	PROJETO	CALC.	COM.		
Rua Princesa Isabel	0,0040	0,03	0,03	212	400	0,083	0,75
	0,0040	-	-	-	400	0,083	0,75
Rua Cachoeira	0,0311	0,54	0,59	685	700	0,145	3,03
Rua Senador M. C.	0,0030	0,34	0,35	588	700	0,145	0,94
	0,0109	0,34	0,35	462	700	0,145	1,80
Rua Olinto Teixeira	0,0100	1,93	1,94	910	1000	0,207	2,18
	0,0170	0,57	0,59	518	600	0,124	2,03
Rua Oskar Alemão	0,0170	0,57	0,59	518	600	0,124	2,03
Lagoa seca	0,0015	2,508	2,559	1419	1500	0,310	1,11

**APÊNDICE E – Cálculo dos volumes para o reservatório, considerando tempos de
detenção de 5 a 60 minutos.**

C	Área (m ²)	Q saída (m ³ /s)	Q saída (m ³ /min)	Período de retorno Tr (anos)	Tempo (min)	I (m/h)	Área (m ²)	Q entrada (m ³ /s)	Q entrada (m ³ /min)	Vs (m ³)
0,63	269913,06	4,90	293,85	10,00	5,00	0,000029	408113,81	7,41	444,30	752,28
0,63	269913,06	4,90	293,85	10,00	10,00	0,000029	408113,81	7,41	444,30	1504,56
0,63	269913,06	4,90	293,85	10,00	15,00	0,000029	408113,81	7,41	444,30	2256,84
0,63	269913,06	4,90	293,85	10,00	20,00	0,000029	408113,81	7,41	444,30	3009,13
0,63	269913,06	4,90	293,85	10,00	25,00	0,000029	408113,81	7,41	444,30	3761,41
0,63	269913,06	4,90	293,85	10,00	30,00	0,000029	408113,81	7,41	444,30	4513,69
0,63	269913,06	4,90	293,85	10,00	35,00	0,000029	408113,81	7,41	444,30	5265,97
0,63	269913,06	4,90	293,85	10,00	40,00	0,000029	408113,81	7,41	444,30	6018,25
0,63	269913,06	4,90	293,85	10,00	45,00	0,000029	408113,81	7,41	444,30	6770,53
0,63	269913,06	4,90	293,85	10,00	50,00	0,000029	408113,81	7,41	444,30	7522,81
0,63	269913,06	4,90	293,85	10,00	60,00	0,000029	408113,81	7,41	444,30	9027,38

**APÊNDICE F – Cálculo da rede após a linha de recalque, até o seu destino final
(Ribeirão das Maricotas)**

RUA	TRECHO	COTA M (m)	COTA J (m)	L (m)	i trecho (%)	Q (m ³ /s)	i adotado (m/m)	i adotado (%)
						TOTAL		
Rua Joaquim Resende	01.02	814,4	812,7	179,29	0,95%	2,508	0,00948	0,95%
Rua Major Achilles	02.03	812,7	810	113,83	2,37%	2,508	0,02372	2,37%
Ribeiro Naves	03.04	810	807,3	123,29	2,19%	2,508	0,02190	2,19%
Rua Dr. Geraldo Freire	04.05	807,3	806,3	68,57	1,46%	2,508	0,01400	1,40%
Rua Lombardo Moura	05.06	806,3	797	148,50	6,26%	2,508	0,05000	5,00%
Avenida Dona Alzira Vieira	06.07	797	796,3	16,70	4,19%	2,508	0,04192	4,19%
Rua das Orquídeas (Trecho final)	07.08	796,3	782	164,02	8,72%	2,508	0,05000	5,00%
	08. RIBEIR.	782	774	180,00	4,44%	2,508	0,05000	5,00%

Continuação:

RUA	TRECHO	Q (m ³ /s)		Ø (mm)		RH (m)	V (m/s)
		GALERIA	PROJETO	CALC.	COM.		
Rua Joaquim Resende	01.02	2,508	2,559	1000,00	1000	0,207	2,13
Rua Major Achilles Ribeiro Naves	02.03	2,508	2,559	845,77	1000	0,207	3,36
	03.04	2,508	2,559	858,53	1000	0,207	3,23
Rua Dr. Geraldo Freire	04.05	2,508	2,559	933,66	1000	0,207	2,58
Rua Lombardo Moura	05.06	2,508	2,559	735,41	1000	0,207	4,88
Avenida Dona Alzira Vieira	06.07	2,508	2,559	760,13	1000	0,207	4,47
Rua das Orquídeas (Trecho final)	07.08	2,508	2,559	662,60	1000	0,207	4,88
	08. RIBEIR.	2,508	2,559	751,83	1000	0,207	4,88

APÊNDICE G – Quantitativos para estimativas de custo

Solução 01:

RUA	TRECHO	COBRIMENTO (m)	H ESCAV. M (m)	H ESCAV. J (m)	Δi (m/m)	ESCOR. (m ²)	LARGURA VALA (m)
Rua Princesa Isabel	14.21	1,00	1,40	1,65	-0,0021	163,50	1,40
Rua Cachoeira	21.46	1,00	1,65	4,60	-0,0224	424,78	1,60
Rua Senador M. C.	44.45	1,00	1,70	1,15	0,0000	91,79	1,60
Rua Olinto Teixeira	45.50	1,00	5,15	1,85	0,0245	420,00	1,60
	50-50A	1,00	1,85	2,45		196,88	1,80
	49.50A	1,00	2,00	2,45	-0,0100	150,86	2,10
	51.50A	1,00	1,60	2,45	-0,0002	120,49	1,60
Rua Oskar Alemão	52.51	1,00	1,60	1,60	-0,0002	94,99	1,40
Lagoa seca	51 - Reserv.	1,50	2,90	2,00		73,50	2,70
Rua Joaquim Resende	01.02	1,00	2,00	2,00	0,0000	358,58	2,10
Rua Major Achilles Ribeiro Naves	02.03	1,00	2,00	2,00	0,0000	227,66	2,10
	03.04	1,00	2,00	2,00	0,0000	246,58	2,10
Rua Dr. Geraldo Freire	04.05	1,00	2,00	3,60	0,0006	192,00	2,10
Rua Lombardo Moura	05.06	1,00	3,60	2,00	0,0126	415,80	2,10
Avenida Dona Alzira Vieira	06.07	1,00	2,00	2,00	0,0000	33,40	2,10
	07.08	1,00	5,05	2,00		263,67	2,10
Rua das Orquídeas (Trecho final)	08.09	1,00	5,25	2,00		308,13	2,10
	09. RIBEIR.	1,00	2,00	2,00		320,00	2,10
Total						4050,21	

(Continuação)

RUA	TRECHO	ESCAV. GALERIA (m ³)	ESCAV. BL (m ³)	REMOÇÃO ASFALTO GALERIA (m ³)	H Aterro. M (m)	H Aterro. J (m)	Aterro VALA (m ³)
Rua Princesa Isabel	14.21	228,89	0,486	18,23	1,00	1,65	198,87
	21.46	679,65	0	25,83	1,25	4,60	636,14
Rua Cachoeira	44.45	146,86	5,589	12,24	1,00	1,15	110,79
Rua Senador M. C.	45.50	672,00	1,458	22,80	4,45	1,85	604,79
	50-50A	354,38	0	19,23	1,15	2,45	296,67
Rua Olinto Teixeira	49.50A	316,80	0,972	16,27	1,00	2,45	245,59
	51.50A	192,78	0,972	11,31	1,00	2,45	164,21
Rua Oskar Alemão	52.51	132,99	1,458	10,09	1,00	1,60	108,05
Lagoa seca	51 - Reserv.	198,45	-	-	1,40	2,00	137,69
Rua Joaquim Resende	01.02	753,02	-	43,03	1,00	2,00	564,72
Rua Major Achilles Ribeiro Naves	02.03	478,09	-	27,32	1,00	2,00	358,54
	03.04	517,82	-	29,59	1,00	2,00	388,34
Rua Dr. Geraldo Freire	04.05	403,19	-	16,46	1,00	3,60	331,18
Rua Lombardo Moura	05.06	873,18	-	35,64	2,60	2,00	717,22
Avenida Dona Alzira Vieira	06.07	70,14	-	4,01	1,00	2,00	52,60
	07.08	553,71	-	17,95	4,05	2,00	475,15
Rua das Orquídeas (Trecho final)	08.09	647,06	-	20,40	4,25	2,00	557,79
	09. RIBEIR.	672,00	-	38,40	1,00	2,00	503,97
Total		7653,14	6,32	349,69			6339,79

Solução 02:

RUA	TRECHO	COBRIMENTO (m)	H ESCAV. M (m)	H ESCAV. J (m)	ESCOR. (m²)	LARGURA VALA (m)
Lagoa Seca	50A.01	1,00	2,45	4,05	452,24	2,10
	01.02	1,00	4,05	5,20	546,95	2,10
Rua Joaquim Resende	02.03	1,00	5,20	5,70	977,13	2,10
Rua Major Achilles Ribeiro Naves	03.04	1,00	5,70	4,15	560,61	2,10
	04.05	1,00	4,15	2,70	422,27	2,10
Rua Dr. Geraldo Freire	05.06	1,00	2,70	2,60	181,71	2,10
Rua Lombardo Moura	06.07	1,00	3,60	2,00	415,80	2,10
Avenida Dona Alzira Vieira	07.08	1,00	2,00	2,00	33,40	2,10
	08.09	1,00	5,05	2,00	263,67	2,10
Rua das Orquídeas (Trecho final)	09.10		5,25	2,00	308,13	2,10
	10. RIBEIR.	1,00	2,00	2,00	320,00	2,10
Total					6092,81	

(Continuação)

RUA	TRECHO	ESCAV. GALERIA (m ³)	ESCAV. BL (m ³)	REMOÇÃO ASFALTO GALERIA (m ³)	H Aterro. M (m)	H Aterro. J (m)	Aterro VALA (m ³)
Lagoa Seca	50A.01	949,70	0	33,40	1,45	4,05	803,56
	01.02	1148,60	0	28,38	3,05	5,20	1024,40
Rua Joaquim Resende	02.03	2051,97	-	43,03	4,20	5,70	1863,68
Rua Major Achilles Ribeiro Naves	03.04	1177,29	-	27,32	4,70	4,15	1057,74
	04.05	886,76	-	29,59	3,15	2,70	757,28
Rua Dr. Geraldo Freire	05.06	381,59	-	16,46	1,70	2,60	309,58
Rua Lombardo Moura	06.07	873,18	-	35,64	2,60	2,00	717,22
Avenida Dona Alzira Vieira	07.08	70,14	-	4,01	1,00	2,00	52,60
Rua das Orquídeas (Trecho final)	08.09	553,71	-	17,95	4,05	2,00	475,15
	09.10	647,06	-	20,40	4,25	2,00	557,79
	10. RIBEIR.	672,00	-	38,40	1,00	2,00	503,97
Total		11968,00	6,32	412,90			10400,16

APÊNDICE H – Estimativas de custos

Solução 01:

ORÇAMENTO DRENAGEM PLUVIAL						
ITEM	CÓDIGO	DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS	UNI D.	PREÇO UNITÁRIO	QUANT.	CUSTO TOTAL
01.00 DEMOLIÇÕES/RETIRADAS E RECOMPOSIÇÕES						
01.01	92970	DEMOLIÇÃO DE PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA COM UTILIZAÇÃO DE MARTELO PERFURADOR, ESPESSURA ATÉ 15 CM, EXCLUSIVE CARGA E TRANSPORTE	m2	R\$ 8,69	349,69	R\$ 3.038,83
01.02	73822/002	LIMPEZA MECANIZADA DE TERRENO COM REMOCAO DE CAMADA VEGETAL, UTILIZAND O MOTONIVELADORA	m2	R\$ 0,46	375,00	R\$ 172,50
	34759	CONCRETO BETUMINOSO USINADO A QUENTE (CBUQ) PARA PAVIMENTACAO ASFALTICA, PADRAO DNIT, FAIXA C, COM CAP 30/45 - DMT = 10 KM	m3	R\$ 555,80	27,98	R\$ 15.548,72
					<i>Subtotal</i>	R\$ 18.760,04
02.00 ESCAVAÇÃO						
02.01	79480	ESCAVACAO MECANICA CAMPO ABERTO EM SOLO EXCETO ROCHA ATE 2,00M PROFUNDIDADE	m3	R\$ 2,54	755,00	R\$ 1.917,70
02.02	90093	ESCAVAÇÃO MECANIZADA DE VALA COM PROF. MAIOR QUE 1,5 M ATÉ 3,0 M (MÉDIA ENTRE MONTANTE E JUSANTE/UMA COMPOSIÇÃO POR TRECHO), COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (0,8 M3/111 HP), LARG. DE 1,5 M A 2,5 M, EM SOLO DE 1A CATEGORIA, LOCAIS COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_01/2015	m3	R\$ 2,89	6.024,54	R\$ 17.410,93
02.03	90096	ESCAVAÇÃO MECANIZADA DE VALA COM PROF. MAIOR QUE 4,5 M ATÉ 6,0 M (MÉDIA ENTRE MONTANTE E JUSANTE/UMA COMPOSIÇÃO POR TRECHO), COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (1,2 M3/155 HP), LARG. MENOR QUE 1,5 M, EM SOLO DE 1A CATEGORIA, LOCAIS COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_01/2015	m3	R\$ 2,12	1.872,77	R\$ 3.970,27
02.04	74005/001	COMPACTACAO MECANICA, SEM CONTROLE DO GC (C/COMPACTADOR PLACA 400 KG)	m3	R\$ 3,64	6.024,54	R\$ 21.929,33
02.05	93382	REATERRO MANUAL DE VALAS COM COMPACTAÇÃO MECANIZADA. AF_04/2016	m3	R\$ 16,75	6.339,79	R\$ 106.191,57
02.06	94040	ESCORAMENTO DE VALA, TIPO PONTALETEAMENTO, 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	m2	R\$ 15,92	4.050,21	R\$ 64.479,36

						<i>Subtotal</i>	<i>R\$</i> 215.899,16
03.00		TUBOS DE CONCRETO					
03.01	92210	TUBO DE CONCRETO PARA REDES COLETORAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, DIÂMETRO DE 4 00 MM, JUNTA RÍGIDA, INSTALADO EM LOCAL COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIAS - FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO. AF_12/2015	m	R\$ 85,94	243,14	R\$ 20.895,45	
03.02	92212	TUBO DE CONCRETO PARA REDES COLETORAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, DIÂMETRO DE 6 00 MM, JUNTA RÍGIDA, INSTALADO EM LOCAL COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIAS - FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO. AF_12/2015	m	R\$ 140,67	118,87	R\$ 16.721,44	
03.03	92213	TUBO DE CONCRETO PARA REDES COLETORAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, DIÂMETRO DE 7 00 MM, JUNTA RÍGIDA, INSTALADO EM LOCAL COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIAS - FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO. AF_12/2015	m	R\$ 194,68	275,97	R\$ 53.725,84	
03.04	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\$ 287,36	1.037,78	R\$ 298.216,46	
						<i>Subtotal</i>	<i>R\$</i> 389.559,19
04.00		SARJETA					
04.01	DRE-SAR-010	SARJETA TIPO 2 - 50 X 5 CM, I = 3%, PADRÃO DEOP-MG	m	R\$ 16,33	1.485,34	R\$ 24.255,60	
						<i>Subtotal</i>	<i>R\$</i> 24.255,60
05.00		BOCA DE LOBO					
05.01	83621	ASSENTAMENTO TAMPAO FERRO FUNDIDO (FOFO), 30 X 90 CM PARA CAIXA DE RALO, C/ ARG CIM/AREIA 1:4 EM VOLUME, EXCLUSIVE TAMPAO.	un	R\$ 74,13	30,00	R\$ 2.223,90	
05.02	83659	BOCA DE LOBO EM ALVENARIA TIJOLO MACICO, REVESTIDA C/ ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA 1:3, SOBRE LASTRO DE CONCRETO 10CM E TAMPA DE CONCRETO ARMADO	un	R\$ 597,12	30,00	R\$ 17.913,60	
						<i>Subtotal</i>	<i>R\$</i> 20.137,50
06.00		POÇO DE VISITA					
06.01	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\$ 1.901,75	3	R\$ 5.705,25	

06.02	74124/002	POCO 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 MAT ERIAIS	un	R\$ 2.169,47	3	R\$ 6.508,41
06.03	74124/003	POCO 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 MAT ERIAIS	un	R\$ 2.348,58	3	R\$ 7.045,74
06.04	74124/006	POCO VISITA AG PLUV:CONC ARM 1,50X1,50X1,60M COLETOR D=1M PA REDE E=15 CM BASE CONC FCK=10MPA REVEST C/ARG CIM/AREIA 1:4 INCL FORN TODOS MATE RIAIS	un	R\$ 3.492,57	11	R\$ 38.418,27
06.06	DRE- CHA-005	CHAMINÉ DE POÇO DE VISITA TIPO "A", EM ALVENARIA COM DEGRAUS DE AÇO CA-50	m	R\$ 450,91	20	R\$ 9.018,20
06.07	83627	TAMPAO FOFO ARTICULADO, CLASSE B125 CARGA MAX 12,5 T, REDONDO TAMPA 600 MM, REDE PLUVIAL/ESGOTO, P = CHAMINE CX AREIA / POCO VISITA ASSENTAD O COM ARG CIM/AREIA 1:4, FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO	un	R\$ 363,83	20	R\$ 7.276,60
06.08	73607	ASSENTAMENTO DE TAMPAO DE FERRO FUNDIDO 600 MM	un	R\$ 63,46	20	R\$ 1.269,20
					<i>Subtotal</i>	R\$ 75.241,67
07.00	LINHA DE RECALQUE					
07.01	94879	TUBO DE PEAD CORRUGADO DE DUPLA PAREDE, D N 1000 MM, JUNTA ELÁSTICA INTEGRADA, INSTALADO EM LOCAL COM NÍVEL BAIX O DE INTERFERÊNCIAS - FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO. AF_06/2016	m	R\$ 857,89	145	R\$ 124.394,05
					<i>Subtotal</i>	R\$ 124.394,05
08.00	BOMBA					
08.01	73836/004	INSTALACAO DE CONJ.MOTO BOMBA HORIZONTAL DE 100 A 150 CV	un	R\$ 1.272,99	3	R\$ 3.818,97
08.02	MERCAD O	BOMBA CENTRÍGUFA 150CV	um	R\$ 52.961,0 0	3	R\$ 158.883,00
					<i>Subtotal</i>	R\$ 162.701,97
					TOTAL DA OBRA	R\$ 1.030.949,19

Solução 02:

ORÇAMENTO DRENAGEM PLUVIAL						
ITEM	CÓDIGO	DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS	UNID.	PREÇO UNITÁRIO	QUANT.	CUSTO TOTAL
01.00 DEMOLIÇÕES/RETIRADAS E RECOMPOSIÇÕES						
01.01	92970	DEMOLIÇÃO DE PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA COM UTILIZAÇÃO DE MARTELO PERFURADOR, ESPESSURA ATÉ 15 CM, EXCLUSIVE CARGA E TRANSPORTE	m2	R\$ 8,69	349,69	R\$ 3.038,83
01.02	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	27,98	R\$ 15.548,72
					<i>Subtotal</i>	<i>R\$ 18.587,54</i>
02.00 ESCAVAÇÃO						
02.02	90093	ESCAVAÇÃO MECANIZADA DE VALA COM PROF. MAIOR QUE 1,5 M ATÉ 3,0 M (MÉDIA ENTRE MONTANTE E JUSANTE/UMA COMPOSIÇÃO POR TRECHO), COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (0,8 M3/111 HP), LARG. DE 1,5 M A 2,5 M, EM SOLO DE 1ª CATEGORIA, LOCAIS COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_01/2015	m3	R\$ 2,89	2.452,83	R\$ 7.088,67
	90096	ESCAVAÇÃO MECANIZADA DE VALA COM PROF. MAIOR QUE 4,5 M ATÉ 6,0 M (MÉDIA ENTRE MONTANTE E JUSANTE/UMA COMPOSIÇÃO POR TRECHO), COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (1,2 M3/155 HP), LARG. MENOR QUE 1,5 M, EM SOLO DE 1ª CATEGORIA, LOCAIS COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_01/2015	m3	R\$ 2,12	9.639,92	R\$ 20.436,64
02.03	74005/001	COMPACTAÇÃO MECÂNICA, SEM CONTROLE DO GC (C/COMPACTADOR PLACA 400 KG)	m3	R\$ 3,64	12.092,75	R\$ 44.017,61
02.04	93382	REATERRO MANUAL DE VALAS COM COMPACTAÇÃO MECANIZADA. AF_04/2016	m3	R\$ 16,75	10.400,16	R\$ 174.202,66
02.05	94040	ESCORAMENTO DE VALA, TIPO PONTALETEAMENTO, 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	m2	R\$ 15,92	1.331,06	R\$ 21.190,50
02.06	94041	ESCORAMENTO DE VALA, TIPO PONTALETEAMENTO, COM PROFUNDIDADE DE 3,0 A 4,5 M, LARGURA MENOR QUE 1,5 M	m2	R\$ 8,47	4.791,58	R\$ 40.584,66
					<i>Subtotal</i>	<i>R\$ 307.520,73</i>

03.00		TUBOS DE CONCRETO				
03.01	92210	TUBO DE CONCRETO PARA REDES COLETORAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, DIÂMETRO DE 4 00 MM, JUNTA RÍGIDA, INSTALADO EM LOCAL COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIAS - FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO. AF_12/2015	m	R\$ 85,94	243,14	R\$ 20.895,45
03.02	92212	TUBO DE CONCRETO PARA REDES COLETORAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, DIÂMETRO DE 6 00 MM, JUNTA RÍGIDA, INSTALADO EM LOCAL COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIAS - FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO. AF_12/2015	m	R\$ 140,67	118,87	R\$ 16.721,44
03.03	92213	TUBO DE CONCRETO PARA REDES COLETORAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, DIÂMETRO DE 7 00 MM, JUNTA RÍGIDA, INSTALADO EM LOCAL COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIAS - FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO. AF_12/2015	m	R\$ 194,68	275,97	R\$ 53.725,84
03.04	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\$ 287,36	1.227,39	R\$ 352.702,79
					<i>Subtotal</i>	<i>R\$ 444.045,52</i>
04.00		SARJETA				
04.01	DRE-SAR-010	SARJETA TIPO 2 - 50 X 5 CM, I = 3%, PADRÃO DEOP-MG	m	R\$ 16,33	1.485,34	R\$ 24.255,60
					<i>Subtotal</i>	<i>R\$ 24.255,60</i>
06.00		BOCA DE LOBO				
06.01	83621	ASSENTAMENTO TAMPAO FERRO FUNDIDO (FOFO), 30 X 90 CM PARA CAIXA DE RALO, C/ ARG CIM/AREIA 1:4 EM VOLUME, EXCLUSIVE TAMPAO.	un	R\$ 74,13	30,00	R\$ 2.223,90
06.02	83659	BOCA DE LOBO EM ALVENARIA TIJOLO MACICO, REVESTIDA C/ ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA 1:3, SOBRE LASTRO DE CONCRETO 10CM E TAMPA DE CONCRETO ARMADO	un	R\$ 597,12	30,00	R\$ 17.913,60
					<i>Subtotal</i>	<i>R\$ 20.137,50</i>
07.00		POÇO DE VISITA				
07.01	74124/001	POCO 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	un	R\$ 1.901,75	3	R\$ 5.705,25

MATE RIAIS						
07.02	74124/002	POCO 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 MATE RIAIS	un	R\$ 2.169,47	3	R\$ 6.508,41
07.03	74124/003	POCO 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 MATE RIAIS	un	R\$ 2.348,58	3	R\$ 7.045,74
07.06	74124/006	POCO VISITA AG PLUV:CONC ARM 1,50X1,50X1,60M COLETOR D=1M PA REDE E=15 CM BASE CONC FCK=10MPA REVEST C/ARG CIM/AREIA 1:4 INCL FORN TODOS MATE RIAIS	un	R\$ 3.492,57	12	R\$ 41.910,84
07.08	DRE- CHA-005	CHAMINÉ DE POÇO DE VISITA TIPO "A", EM ALVENARIA COM DEGRAUS DE AÇO CA-50	m	R\$ 450,91	21	R\$ 9.469,11
07.09	83627	TAMPAO FOFO ARTICULADO, CLASSE B125 CARGA MAX 12,5 T, REDONDO TAMPA 600 MM, REDE PLUVIAL/ESGOTO, P = CHAMINE CX AREIA / POCO VISITA ASSENTAD O COM ARG CIM/AREIA 1:4, FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO	un	R\$ 363,83	21	R\$ 7.640,43
07.10	73607	ASSENTAMENTO DE TAMPAO DE FERRO FUNDIDO 600 MM	un	R\$ 63,46	21	R\$ 1.332,66
<i>Subtotal</i>						<i>R\$ 79.612,44</i>
TOTAL DA OBRA						R\$ 894.159,34

ANEXO A – Projeto planialtimétrico da bacia da Lagoa Seca (sem escala)

