

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

DECKSON LACERDA DE SOUSA COSTA

**SOLUÇÕES ESTRUTURAIS NÃO CONVENCIONAIS E CONVENCIONAIS EM
DRENAGEM URBANA: Estudo de caso na curva do noventa em São Luís/MA**

SÃO LUÍS

2018

DECKSON LACERDA DE SOUSA COSTA

**SOLUÇÕES ESTRUTURAIS NÃO CONVENCIONAIS E CONVENCIONAIS EM
DRENAGEM URBANA: Estudo de caso na curva do noventa em São Luís/MA**

Monografia apresentada à Coordenação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Maranhão – UEMA, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Profa. ^a Dr. Maria Teresinha de Medeiros Coelho

São Luís

2018

Costa, Deckson Lacerda de Sousa.

Soluções estruturais não convencionais e convencionais em drenagem urbana: estudo de caso na curva do noventa em São Luís/Ma / Deckson Lacerda de Sousa Costa. – São Luís, 2018.

143 f.

Monografia (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Maranhão, 2018.

Orientador: Profa.Dra. Maria Teresinha de Medeiros Coelho.

1.Drenagem urbana. 2.Soluções estruturais. 3.Engenharia hidráulica.

I.Título

CDU: 626.86(812.1)

DECKSON LACERDA DE SOUSA COSTA

**SOLUÇÕES ESTRUTURAIS NÃO CONVENCIONAIS E CONVENCIONAIS EM
DRENAGEM URBANA: Estudo de caso na curva do noventa em São Luís/MA**

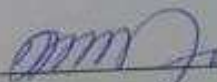
Monografia apresentada à Coordenação do
Curso de Engenharia Civil da Universidade
Estadual do Maranhão – UEMA, como
requisito para obtenção do título de Bacharel
em Engenharia Civil

Aprovado em: 06/12/2018



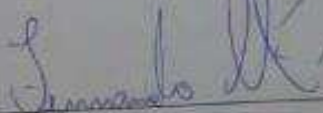
Prof. Dr.^a Maria Teresinha de Medeiros Coelho

Universidade Estadual do Maranhão



Prof. Msc. Marivaldo Costa Duarte

Universidade Estadual do Maranhão



Prof. Dr. Fernando Jorge Cutrim Demétrio

Universidade Estadual do Maranhão

A Deus, o senhor de todas as coisas que sempre esteve comigo.

A minha família nas pessoas de Edivan Lacerda, Juscilene Alves e meus irmãos Darlykson Lacerda e Derick Sousa, que são os responsáveis por tornar isso possível.

A minha namorada Juliana que sempre me apoiou.

E a todos os outros familiares e meus amigos que sempre estiveram comigo.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente eu gostaria de agradecer a Deus, por tudo que ele fez por mim e por minha família. Deus é o principal motivo de eu estar hoje aqui e por tudo que conquistei até o momento, principalmente por essa oportunidade de estar me graduando nesse curso.

Aos meus pais e minha família, que sempre foram minha base e meio de sustento no decorrer da minha graduação. Foram o pilar do meu sustento, principalmente meu pai Edivan Lacerda e minha mãe Juscilene Alves que sempre foram minha inspiração e meu exemplo de vida. Gostaria também de mencionar meus irmãos Darlynson Lacerda e Derick Sousa que sempre tiveram comigo nessa caminhada e que fazem parte da minha base familiar.

A minha namorada Juliana Carvalho, que está comigo desde 2015 vivenciando meu dia a dia e minhas constantes dificuldades, sempre me auxiliando e me dando apoio nos meus estudos.

Ao meu grande amigo Daniel Nogueira, que sempre me ajudou no decorrer do curso e com minha adaptação na cidade de São Luís e também a Jean Medeiros por ser um grande companheiro nesse período. Também queria agradecer a minha turma que me receberam muito bem e por todos esses anos juntos.

A minha orientadora, que me auxiliou na minha pesquisa científica e está me auxiliando nesse projeto de monografia. Gostaria de agradecer também aos meus professores que se dedicaram para repassar da melhor maneira o conteúdo para a minha turma, especialmente o Mestre Solon Tupinambá (*In memoriam*) que teve um papel fundamental nesses últimos períodos do curso com a disciplina de concreto.

Aos meus amigos e parentes, que sempre me ajudaram a vencer os obstáculos e prosseguir na minha meta e por fim conquistar o meu diploma.

Por fim, a todos que foram citados aqui, não existe palavras para descrever o papel que vocês tiveram na minha vida e que sempre terão. Obrigado a todos.

“O gênio é um por cento de inspiração e noventa e nove por cento de suor.”

Thomas Edison

RESUMO

Os problemas relacionados a inundações são frequentes em várias cidades do Brasil, não obstante, São Luís entra nesse índice apresentando muitos pontos de alagamentos. Nesse trabalho busca-se apresentar dois métodos de dimensionamentos em drenagem urbana: soluções estruturais convencionais e não convencionais. A região de estudo deu-se no ponto crítico da cidade de São Luís (MA) que fica na Curva do Noventa, localizado na Avenida Jerônimo de Albuquerque no Bairro Vinhais. Foi realizado uma análise hidrológica com auxílio de sites e programas, tais como a ANA (Agencia Nacional das Águas), o SIG (Sistema de Informação Geográfica), entre outros, bem como uma pesquisa de campo onde se aplicou um questionário com o objetivo de melhor entendimento dos problemas advindos das inundações urbanas ocorridas na área de estudo. Com o dimensionamento das soluções convencionais realizadas, observou-se que a Avenida Jerônimo de Albuquerque sofre com a falta de dispositivos de drenagem e que os bueiros existentes não suprem a demanda do local, necessitando assim de uma intervenção. Porém, com o dimensionamento das bacias de detenção, tornou-se possível manter os diâmetros existentes, com isso, essa alternativa pode ser levada em conta devido ao impacto que uma solução convencional no bueiro pode causar.

Palavras Chave: Drenagem Urbana, Soluções Estruturais, Engenharia Hidráulica.

ABSTRACT

Problems related to flooding are frequent in several cities of Brazil, nevertheless, São Luís enters this index presenting many points of floods. In this paper we present two methods of urban drainage design: conventional and non-conventional structural solutions. The region of study was located at the critical point of the city of São Luís (MA), which is located at the Curve of the Noventa, located at Avenida Jerônimo de Albuquerque in Bairro Vinhais. A hydrological analysis was carried out with the help of sites and programs, such as ANA (National Water Agency), GIS (Geographic Information System), among others, as well as a field survey where a questionnaire was applied with the objective of better understanding of the problems arising from urban floods in the study area. With the sizing of the conventional solutions carried out, it was observed that Avenida Jerônimo de Albuquerque suffers from the lack of drainage devices and that the existing sewers do not supply the demand of the place, thus requiring an intervention. However, with the dimensioning of the holding basins, it has become possible to maintain the existing diameters, with this, this alternative can be taken into account due to the impact that a conventional solution in the manhole can cause.

Keywords: Urban Drainage, Structural Solutions, Hydraulic Engineering.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Pluviômetro Padrão.....	27
Figura 2: Pluviógrafo com mecanismo de registro em papel graduado	27
Figura 3: Pluviógrafo com mecanismo de registro em meio magnético	28
Figura 4: Representação da bacia hidrográfica como um sistema aberto.....	32
Figura 5: Dispositivo de drenagem em planta	36
Figura 6: Dispositivo de drenagem em perfil	37
Figura 7: Sarjetão	44
Figura 8: Ramal de ligação.....	44
Figura 9: Sarjeta	45
Figura 10: Boca de lobo dupla tipo grelha e guia chapéu	46
Figura 11: Poço de visita	46
Figura 12: Galeria pluvial.....	47
Figura 13: Ilustração esquemática dos conceitos de Reservação x Canalização.....	50
Figura 14: Esquema das obras e dispositivos de retenção/detenção	52
Figura 15: Superfície de infiltração	54
Figura 16: Trincheira de percolação	55
Figura 17: Vala de infiltração	55
Figura 18: Bacia de percolação	56
Figura 19: Pavimento poroso.....	56
Figura 20: Controle nos telhados.....	57
Figura 21: Bacia de retenção	58
Figura 22: Bacia de detenção	59
Figura 23: Reservatórios on-line e off-line	59

Figura 24: Bacia subterrânea	61
Figura 25: Localização do trecho de estudo - Av. Jeronimo de Albuquerque	65
Figura 26: Vista do trecho inicial de estudo – região da curva do Noventa.....	66
Figura 27: Vista do trecho final de estudo.....	66
Figura 28: Vista da via de estudo	67
Figura 29: Vista ao longo da via.....	67
Figura 30: Vista da via em período de chuva	68
Figura 31: Vista da via em período de chuva próximo à Curva do Noventa.	68
Figura 32: Vista da via em período de chuva na Curva do Noventa.....	69
Figura 33: Trânsito parado próximo à Curva do Noventa.....	69
Figura 34: DA-01 – Descida d’Água.....	72
Figura 35: DA-02 – Descida d’Água.....	72
Figura 36: DA-03 e 04 – Descidas d’Água	73
Figura 37: DA-05 – Descida d’Água.....	73
Figura 38: DA-06 – Descida d’Água.....	74
Figura 39: DA-07 – Descida d’Água.....	74
Figura 40: DA-08 – Descida d’Água.....	75
Figura 41: DA-09 – Descida d’Água.....	75
Figura 42: DA-10 – Descida d’Água.....	76
Figura 43: DA-11 – Descida d’Água.....	76
Figura 44: DA-12 – Descida d’Água.....	77
Figura 45: DA-13 – Descidas d’Água	77
Figura 46: DA-14 – Descida d’Água.....	78
Figura 47: BL-01 – Boca de Lobo Simples	78

Figura 48: BL-02 – Boca de Lobo Dupla	79
Figura 49: B-01 – Bueiro.....	79
Figura 50: B-02 - Bueiro	80
Figura 51: Poço de Visita - PV-01.....	80
Figura 52: Poço de Visita - PV-02.....	80
Figura 54: Poço de Visita – PV-03	81
Figura 53: Poço de Visita - PV-04.....	81
Figura 55: Poço de Visita - PV-05.....	81
Figura 56: Tipos de imóveis entrevistados	84
Figura 57: Tipos de drenagem presenciadas in loco.....	84
Figura 58: Existência de manutenção do sistema de drenagem	85
Figura 59: Porcentagem de imóveis que apresentam problemas de inundações.....	85
Figura 60: Nível de alcance das inundações causadas	86
Figura 61: Frequência da coleta de lixo	87
Figura 62: Localização da área de estudo nas bacias hidrográficas da Ilha de São Luís.	88
Figura 63: Histograma de precipitação média mensal.....	94
Figura 64: Histograma de precipitação máxima mensal	95
Figura 65: Histograma do número de dias com chuva	95
Figura 66: Curvas de I-D-F de São Luís.....	96
Figura 67: Planta de localização do trecho 1 e 2	100
Figura 68: Planta de localização trecho 1 (continuação) e trecho 3	101
Figura 69: Planta de localização do trecho 4.....	102
Figura 70: Planta de localização de início do trecho 4.....	103
Figura 71: Áreas adotadas para o cálculo das galerias	104

Figura 72: Bueiro 1.....	105
Figura 73: Bueiro 2.....	106
Figura 74: Área de influência do bueiro 1	107
Figura 75: Área de influência do bueiro 2	109
Figura 76: Esquema geral de hidrograma afluente, hidrograma efluente e volume retido. ...	110
Figura 77: Hidrogramas do método racional para chuvas com duração igual ao tempo de concentração	111
Figura 78: Estrutura de controle de vazão Tipo Vertedouro.	112
Figura 79: Estrutura de controle de vazão Tipo Orifício.....	113
Figura 80: Valores de coeficiente de descarga (C_d) para diferentes orifícios.....	114
Figura 81: Disposição esquemática da bacia de detenção.	114
Figura 82: Locais para as bacias de detenção.....	117
Figura 83: Bacias de Detenção	128

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores do coeficiente "C" por tipo de ocupação	24
Tabela 2: Valores do coeficiente "C" com base em superfícies	25
Tabela 3: Período de recorrência adotado pelo DNIT	29
Tabela 4: Período de retorno usuais	29
Tabela 5: Velocidades máximas admissíveis para água	38
Tabela 6: Coeficiente de rugosidade	39
Tabela 7: Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros tubulares de concreto trabalhando como canal	41
Tabela 8: Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros celulares de concreto trabalhando como canal	42
Tabela 9: Capacidade de galerias tubulares	48
Tabela 10: Precipitação Média Mensal	92
Tabela 11: Dados Pluviométricos	93
Tabela 12: Valores de K em função de ξ	116
Tabela 13: Porcentagem em Vegetação	119
Tabela 14: Cálculo de vazões das sub-bacias para urbanização em 2016	119
Tabela 15: Planilha de cálculo do dimensionamento das galerias – Trecho 1	120
Tabela 16: Planilha de cálculo do dimensionamento das galerias – Trecho 2	121
Tabela 17: Planilha de cálculo do dimensionamento das galerias – Trecho 3	121
Tabela 18: Planilha de cálculo do dimensionamento das galerias – Trecho 4	122
Tabela 19: Dimensionamento das bocas de lobo	123
Tabela 20: Dispositivos adotado para os bueiros	124
Tabela 21: Característica da bacia em estudo	124

Tabela 22: Valores da vazão efluente para diversos diâmetros.....	126
Tabela 23: Valores das dimensões da bacia de retenção para volumes distintos – Bacia de retenção 1	126
Tabela 24: Valores das dimensões da bacia de retenção para volumes distintos – Bacia de retenção 2	127

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Conceito de Canalização x Conceito de Reservação.....	51
Quadro 2: Classificação geral dos dispositivos de infiltração.....	54
Quadro 3: Dados do Posto Pluviométrico	92
Quadro 4: Quadro comparativo entre as bocas de lobo existentes e projetadas.....	129
Quadro 5: Comparativo dos bueiros	130

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	20
1.1 Justificata.....	21
1.2 Objetivos.....	21
1.2.1 Objetivo geral	21
1.2.2 Objetivos específicos.....	21
1.3 Organização do Trabalho.....	22
2. REVISÃO DA LITERATURA.....	23
2.1 Hidrologia.....	23
2.1.1 Escoamento superficial.....	23
2.1.2 Precipitação	25
2.1.3 Medição da precipitação	26
2.1.4 Período de retorno	28
2.1.5 Tempo de concentração	30
2.1.6 Bacia de contribuição hidrográfica.....	32
2.1.7 Métodos de previsão de vazão.....	33
2.2 Inundações Urbanas.....	34
2.2.1 Tipos de inundações	34
2.3 Soluções Estruturais Convencionais em Drenagem	35
2.3.1 Drenagem superficial.....	36
2.3.1.1 Dimensionamento hidráulico.....	37
2.3.1.2 Saídas D'água	39
2.3.1.3 Descidas d'água	40
2.3.2 Drenagem subterrânea ou profunda.....	40
2.3.3 Drenagem de transposição de talvegues.....	40
2.3.3.1 Bueiros.....	41

2.3.4 Drenagem urbana.....	42
2.3.4.1 Microdrenagem.....	43
2.3.4.1.1 Sarjetas	45
2.3.4.1.2 Bocas de lobo	45
2.3.4.1.3 Poço de visita.....	46
2.3.4.1.4 Galerias.....	46
2.3.4.2 Macrodrenagem	49
2.4 Soluções Estruturais Não Convencionais em Drenagem	49
2.4.1 Detenção dos Escoamentos	52
2.4.1.1 Contenção na Fonte	53
2.4.1.1.1 Disposição no local.....	53
2.4.1.1.2 Controle de entrada.....	56
2.4.1.1.3 Detenção no local (<i>In Situ</i>)	57
2.4.1.2 Contenção a Jusante.....	58
2.4.1.2.1 Bacia de Detenção	60
3. METODOLOGIA.....	64
3.1 Caracterização da Área.....	65
3.1.1 Dados Gerais	65
3.1.2 Cadastro dos Dispositivos de Drenagem Existente na Avenida Jerônimo de Albuquerque.....	69
3.1.3 Pesquisa de Campo.....	81
3.2 Cálculo e Determinação dos Parâmetros Hidrológicos	87
3.2.1 Área de Contribuição – Estudo de Sub-bacias	87
3.2.2 Precipitação e Intensidade de Chuva	91
3.2.3 Estudos das Precipitações de Projeto.....	92
3.3 Definição do Coeficiente de Escoamento Superficial	97
3.4 Cálculo da Vazão	98
3.5 Dimensionamento de Estruturas Convencionais	98

3.5.1 Dimensionamento das Galerias de Águas Pluviais	98
3.5.2 Dimensionamento das Bocas de Lobo.....	105
3.5.3 Dimensionamento dos Bueiros	105
3.5.3.1 Dimensionamento do Bueiro 1	106
3.5.3.2 Dimensionamento do Bueiro 2	107
3.6 dimensionamento de estruturas não convencionais.....	110
3.6.1 Dimensionamento das Bacias de Detenção	110
3.6.1.1 Dimensionamento Hidrológico.....	111
3.6.1.1.1 Hidrograma Afluente	111
3.6.1.1.2 Hidrograma Efluente	112
3.6.1.2 Dimensionamento Hidráulico.....	114
3.6.1.2.1 Implantação da Bacia de Detenção	116
4. RESULTADOS.....	119
4.1 Coeficiente de Escoamento Superficial.....	119
4.2 Vazões das Sub-bacias	119
4.3 Galerias de Águas Pluviais	119
4.4 Bocas de lobo	122
4.5 Bueiros.....	124
4.6 Bacias de Detenção.....	124
5. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS.....	129
6. CONCLUSÃO.....	132
REFERÊNCIAS Bibliográficas	133
ANEXO A - MODELO DA PLANILHA DE PESQUISA DE CAMPO	138
ANEXO B – PLANTA DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS DOS POÇOS DE VISITA E BOCAS DE LOBO	139
ANEXO C – PLANTA DE PERFIS DE DRENAGEM DAS GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS.....	141

1. INTRODUÇÃO

A drenagem urbana está intimamente ligada às enchentes e inundações que se fazem presente em nossa cidade. Não obstante a região da Curva do Noventa faz parte dessa realidade, apresentando problemas com enchentes. É notório que, uma dessas causas dá ao crescimento das áreas urbanizadas, fazendo com que os dispositivos de drenagem fiquem insuficientes para suprir a demanda do local.

De acordo com Tucci (2005, p. 9), “O desenvolvimento urbano acelerou-se na segunda metade do século XX, com grande concentração de população em pequenos espaços, impactando a população com inundações, doença e perda de qualidade de vida”.

Sabe-se que esse problema perpetua em grandes centros urbanos espalhados pelo Brasil, ocasionando muitas vezes grandes prejuízos, na maioria das vezes irreparáveis.

Segundo Barbosa (2006, p. 15), “O problema das inundações urbanas é complexo uma vez que envolve ações multidisciplinares e abrangentes sobre a bacia hidrográfica como um sistema integrado e dinâmico. Ações isoladas podem apenas transferir de local as inundações”.

Segundo Canholi (2014, p. 14):

A ampliação dos sistemas de drenagem existentes nesses locais torna-se muitas vezes impraticável, pelos altos custos sociais envolvidos e pelos elevados investimentos necessários a implantação de obras hidráulicas de grande porte. Em muitos casos, por causa do alto custo ou da impossibilidade de desapropriação de áreas ribeirinhas, bem como pela necessidade de interrupção do tráfego, a solução requer a utilização de métodos executivos sofisticados e, portanto, custosos.

Diante disso, se faz necessário um estudo de soluções e a aplicação de estruturas não convencionais e convencionais para a solução dos problemas dessa natureza, uma vez que de acordo com Barbosa (2006, p. 15):

A canalização tem sido uma medida utilizada extensamente para transferir o problema de um ponto a outro na bacia, sem que sejam avaliados os efeitos para jusante ou os reais benefícios das obras. Esse processo é prejudicial aos interesses públicos e representa um prejuízo extremamente alto para a sociedade ao logo do tempo.

Segundo Canholi (2014), essas novas soluções, estruturas não convencionais, têm por objetivo a readequação ou o aumento da eficiência hidráulica dos sistemas de drenagem, promover o retardamento dos escoamentos, de forma a aumentar os tempos de concentração e

reduzir as vazões máximas. Isso significa uma mudança radical na filosofia das soluções estruturais em drenagem urbana.

Diante do exposto, esse trabalho tem como objetivo geral trazer soluções estruturais não convencionais e convencionais em drenagem urbana e fazer uma comparação entre os dois métodos, usando como estudo de caso a região inserida na bacia de contribuição, da Curva do Noventa, localizado na Avenida Jerônimo de Albuquerque, no Bairro Vinhais.

1.1 JUSTIFICATA

É notório que o Brasil sofre com enchentes, não obstante o Maranhão apresenta essa realidade com várias cidades nessa situação, inclusive a capital, São Luís. É nítido os problemas que o governo enfrenta em certas épocas do ano, onde a intensidade de chuva aumenta de forma drástica.

Muitas intervenções para resolver tais problemas são deixadas de lado devido a um alto valor orçamentário que o governo teria que arcar para combater essas mazelas. Vemos nos telejornais que esses problemas estão atingindo cada vez mais um público maior e que muitos não têm uma renda satisfatória e ideal para repor com os prejuízos do mesmo.

Com isso, surgiu a motivação de fazer esse trabalho devido a essas circunstâncias apresentadas, com ressalva também em já ter feito um trabalho de iniciação científica na área de estudo e por já ter presenciado os prejuízos que as inundações provocam na população daquela região. Pode-se ainda ressaltar que tais intervenções propostas nesse estudo trará benefícios para o local, uma vez que a Curva do Noventa já vem sendo alvo constante de inundação.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

Estudar soluções estruturais não convencionais e convencionais em drenagem urbana para a região da Curva do Noventa, em São Luís - MA

1.2.2 Objetivos Específicos

- Estudar as características da bacia hidrográfica do bairro Vinhais, que contribui para a Curva do Noventa, na Av. Jerônimo de Albuquerque, em São Luís;

- Elaborar Mapas Cartográficos, contendo informações de características da área, como: hidrologia, demografia, etc;
- Verificar a capacidade dos bueiros existente na Av. Jerônimo de Albuquerque e propor soluções estruturais não convencionais e convencionais de drenagem urbana nos pontos críticos de alagamentos;
- Fazer uma análise entre os dois métodos.

1.3 Organização do Trabalho

O capítulo 1 deste trabalho contém a introdução, os objetivos que se procura atingir ao final dessa pesquisa e a divisão dos capítulos.

No capítulo 2 tem-se a revisão da literatura, onde é abordado os principais conceitos referentes a temática proposta neste trabalho.

No capítulo 3 é apresentado a metodologia do trabalho, a caracterização da área de estudo, resultados de pesquisa de campo, contendo dados, fotos e gráfico.

O capítulo 4 apresenta o dimensionamento de estruturas convencionais no decorrer do trecho em estudo, e o procedimento de cálculo dos dispositivos adotados para amenizar os problemas de inundações no local.

O capítulo 5 tem o dimensionamento de estruturas não convencionais, procedimentos de cálculos e suas localizações dentro da bacia demográfica da região.

No capítulo 6 tem a análise dos resultados obtidos da pesquisa, onde é feito o estudo dos dois tipos de estrutura e levantado seus principais pontos.

No capítulo 7 tem a conclusão, é a visão geral desse trabalho, apresentando em síntese, todos os resultados.

2. REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Hidrologia

Segundo U.S. Federal Council for Science and Technology (citado por CHOW, 1959, apud TUCCI 2001, p. 25), “A hidrologia é a ciência que trata da água na terra, sua ocorrência, circulação e distribuição, suas propriedades físicas e químicas, e sua reação com o meio ambiente, incluindo sua relação com as formas vivas”.

Tucci (2001, p. 25) diz que:

A hidrologia é uma ciência interdisciplinar que tem tido evolução significativa em face aos problemas crescentes, resultados da ocupação das bacias, do incremento significativo da utilização da água e do resultante impacto sobre o meio ambiente do globo. A hidrologia evoluiu de uma ciência preponderantemente descritiva e qualitativa, para uma área de conhecimento onde os métodos quantitativos têm sido explorados através de metodologias matemáticas e estatísticas, melhorando de um lado os resultados e de outro explorando melhor as informações existentes.

2.1.1 Escoamento Superficial

De acordo com o Barbosa Júnior (2007, p. 92):

O escoamento superficial é o segmento do ciclo hidrológico caracterizado pelo deslocamento da água na superfície da terra e nos cursos d'água naturais. Tem origem, fundamentalmente, nas precipitações e constitui, para o engenheiro, a mais importante das fases do ciclo hidrológico, uma vez que as maiorias dos estudos estão ligadas ao aproveitamento da água superficial e à proteção contra os fenômenos provocados pelo seu deslocamento (erosão do solo, inundação, etc.).

Ainda de acordo com Barbosa Júnior (2007, p. 92):

Para descrever a ocorrência do escoamento superficial como fase do ciclo hidrológico é necessário levar em consideração os seguintes fatos. Quando uma chuva atinge determinada área ou bacia hidrográfica, parte de suas águas é interceptada pela vegetação (e/ou outros obstáculos), de onde se evapora posteriormente, e o restante atinge a superfície do solo. Da água que atinge a superfície do solo, parte é retida nas depressões do terreno, parte se infiltra e o restante escoar pela superfície do terreno. É razoável admitir-se que, durante a chuva, as quantidades evaporadas ou evapotranspiradas são desprezíveis. O escoamento da água que atinge a superfície do terreno acontece, portanto, após a intensidade da precipitação superar a capacidade de infiltração do solo e depois de serem preenchidas as depressões armazenadoras da superfície.

Segundo Paz (2004, p. 46), “Dentre as várias formas de precipitação (granizo, neve, chuva, etc), ao se estudar o escoamento superficial o maior interesse e praticamente o único se resume à chuva, pela própria capacidade de gerar escoamento superficial”.

As tabelas 1 e 2 ilustram os valores dos coeficientes de escoamento superficial de acordo com o tipo de ocupação ou caracterização da área.

Tabela 1: Valores do coeficiente "C" por tipo de ocupação

Descrição das Áreas das Bacias Tributárias	Coeficiente de Deflúvio "C"
Comércio:	
Áreas Centrais	0,70 a 0,95
Áreas das periferias do centro	0,50 a 0,70
Residencial:	
Áreas de uma única família	0,30 a 0,50
Multi-unidades, isoladas	0,40 a 0,60
Multi-unidades, ligadas	0,60 a 0,75
Residencial (suburbana)	0,25 a 0,40
Área de apartamentos	0,50 a 0,70
Industrial:	
Áreas leves	0,50 a 0,80
Áreas densas	0,60 a 0,90
Parques, cemitérios	0,10 a 0,25
Playgrounds	0,20 a 0,35
Pátio e espaço de serviços de estrada de ferro	0,20 a 0,40
Terrenos baldios	0,10 a 0,30

Fonte: Adaptado de Coelho (2015)

Tabela 2: Valores do coeficiente "C" com base em superfícies

Tipo de Superfície	Coeficiente de Deflúvio "C"
Áreas Rurais	
Revestimento Asfáltico	0,9
Revestimento de concreto armado	0,8 - 0,9
Revestimento de macadame asfáltico	0,6 - 0,8
Acostamento ou Estradas com pedregulho	0,4 - 0,6
Terras sem revestimento	0,2 - 0,9
Áreas gramadas com declive (2:1)	0,5 - 0,7
Prados	0,1 - 0,4
Áreas com matas	0,1 - 0,3
Campos cultivados	0,2 - 0,4
Áreas Urbanas	
Zona residencial mais ou menos plana com cerca de 30% de área impermeável	0,4
Zona residencial mais ou menos plana com cerca de 60% de área impermeável	0,55
Zona residencial moderadamente íngreme com cerca de 50% de área impermeável	0,6
Zona residencial moderadamente íngreme com cerca de 70% de área impermeável	0,8
Zona comercial com cerca de 90% da área impermeável	0,8
* Para taludes suaves ou solos permeáveis, use os valores mais baixos, para taludes íngremes ou solos impermeáveis, use os mais altos	

Fonte: Adaptado de Coelho (2015)

2.1.2 Precipitação

Segundo Paz (2004, p. 29), “A precipitação é entendida como qualquer forma de água proveniente da atmosfera que atinge a superfície terrestre, como, por exemplo, neve, granizo, chuva, orvalho, geada, etc. O que diferencia as várias formas de precipitação é o estado em que a água se encontra

A ocorrência de precipitação está geralmente relacionada à ascensão de ar úmido, após o qual se dá o processo de condensação sobre os núcleos e de crescimento das gotas. Mas há diferentes mecanismos agindo no sentido de causar a referida ascensão do ar úmido e,

conforme o tipo de mecanismo, as precipitações são classificadas em: convectivas, orográficas e frontais (PAZ, 2004).

Ainda segundo Paz (2004), a precipitação, em se tratando da chuva, é formada pelas seguintes grandezas:

- altura pluviométrica (P): representa a espessura média da lâmina de água precipitada, sendo geralmente adotado como unidade o milímetro (mm), supondo-se que não houvesse infiltração, evaporação nem escoamento para fora da região;
- duração (t): representa o período de retorno de tempo durante o qual ocorreu a precipitação. Geralmente se utilizam horas (h) ou minutos (min) como unidade;
- intensidade (i): fazendo-se a relação da lâmina de água precipitada com o intervalo de tempo transcorrido, obtém-se a intensidade dessa precipitação, geralmente em mm/h ou mm/min, assim $i=P/t$;
- tempo de recorrência (T_r): representa o número médio de anos durante o qual se espera que uma determinada precipitação seja igualada ou superada.

2.1.3 Medição da Precipitação

Segundo Paz (2004, p. 31), “Os instrumentos usuais de medição da precipitação são o pluviômetro e o pluviógrafo”.

Ainda, segundo o mesmo autor o pluviômetro é constituído por um recipiente metálico dotado de funil com anel receptor (Figura 1), que geralmente com uma proveta graduada para leitura direta da lâmina de água precipitada. Esse instrumento armazena a água da chuva e, fazendo-se a leitura da proveta, tem-se a lâmina precipitada (P).

Segundo Paz (2004, p. 32), “Assim, o pluviômetro indica a precipitação ocorrida nas últimas 24 horas, desde a última leitura, a qual é anotada pelo operador em uma caderneta diariamente”.

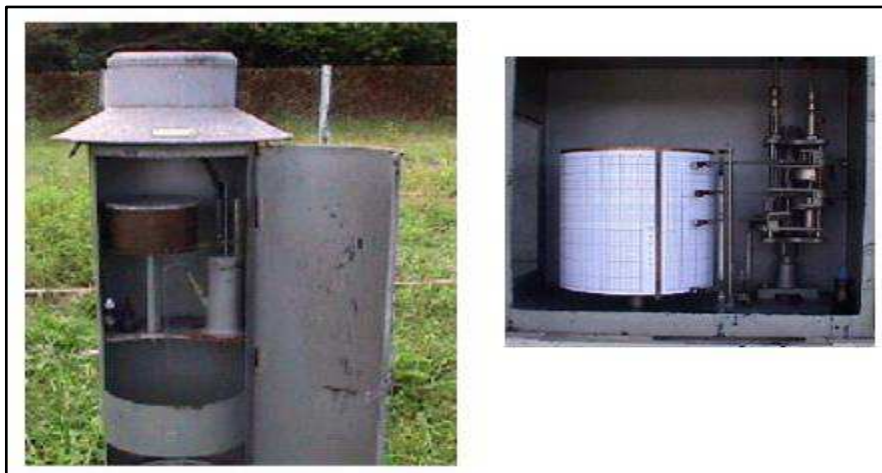
Figura 1: Pluviômetro Padrão



Fonte: Studart (2003, apud Paz, 2004)

Segundo esse mesmo autor, o outro instrumento utilizado para registrar a precipitação, é o pluviógrafo, no qual difere do pluviômetro basicamente por possuir um mecanismo de registro automático da precipitação, gerando informações mais discretizadas no tempo, isto é, informações em intervalos de tempo menores. Os equipamentos mais antigos utilizam um braço mecânico para traçado de um gráfico em papel graduado com os valores precipitados (Figura 2). Os pluviógrafos mais modernos armazenam tais informações em meio magnético (Figura 3) ou enviam em tempo real por sistema de transmissão remoto de dados.

Figura 2: Pluviógrafo com mecanismo de registro em papel graduado



Fonte: Studart (2003, apud Paz, 2004)

Figura 3: Pluviógrafo com mecanismo de registro em meio magnético



Fonte: Hobeco (2003, apud Paz, 2004)

Segundo Varejão Silva (2005), tem-se os modernos instrumentos que possuem sensores elétricos, normalmente são integrantes de plataformas de coletas de dados (PCD) meteorológicos. A corrente produzida pelo sensor é analisada por um circuito elétrico e a temperatura correspondente é exibida em um visor digital, registrado em papel gráfico ou gravado em fita magnética para ser processado no computador no final do processo.

Com isso, dar-se a importância dessa leitura mediante ao trabalho e também a revisão dos dados realizados para que não contenha erros que venham prejudicar o resultado final.

2.1.4 Período de Retorno

Segundo Righeto (1998, apud TOMAZ 2002, p. 67):

Período de retorno (T) é o período de tempo médio que um determinado evento hidrológico é igualado ou superado pelo menos uma vez. 'É um parâmetro fundamental para a avaliação e projeto de sistemas hídricos, como reservatórios, canais, vertedores, bueiros, galerias de águas pluviais, etc'.

Nas tabelas 3 e 4 mostra os períodos de recorrência utilizados em projetos de drenagem e que serão usados como base nesse estudo.

Tabela 3: Período de recorrência adotado pelo DNIT

Tipo de Obra	T (anos)
- Drenagem Superficial:	
Estrada de 1º Classe	10
Estrada Vicinal	5
- Drenagem Urbana:	
Microdrenagem	15
Macro drenagem	25
- Bueiros tubulares:	
Trabalhando como Canal	15
Trabalhando como Orifício	25
- Bueiros celulares:	
Trabalhando como canal	25
Trabalhando como Orifício	50
- Pontes:	
Estrada de Primeira Classe	10
Estrada Vicinal	50
- Barragens	1000/5000

Fonte: DNIT (2006 apud Coelho, 2015)

Tabela 4: Período de retorno usuais

Tipos de obras	Potencial danos de inundação	Frequência de inundação (período de retorno em anos)
Coletor de águas pluviais em estradas	Impede o tráfego Custos de atrasos nos veículos devido a inundação	2 a 5 anos
Coletor urbano nas ruas	Impede acesso de emergência Custos de contorno devido a inundação	10 a 25 anos
Controle rural de inundação	Danos a estradas de rodagem Danos às plantações	25 a 50 anos
Controle urbano de inundação	Danos às propriedades Danos a infraestrutura	100 anos

Fonte: Adaptado de Chin (2000, apud Tomaz 2002)

Ainda segundo Mays (2001, apud TOMAZ 2002, p. 70), “A probabilidade de ocorrência de um evento hidrológico de uma observação é o inverso do período de retorno”.

$$P = 1/T \quad \text{(Equação 1)}$$

Onde:

T – Período de retorno ou tempo de recorrência (anos).

P – Probabilidade de um evento ser superado ou igualado.

2.1.5 Tempo de Concentração

Segundo Tomaz (2013, p. 116), “O tempo de concentração é o tempo que leva uma gota de água mais distante até o trecho considerado na bacia”.

Segundo Coelho (2015), existem várias fórmulas empíricas para o cálculo do tempo de concentração, dentre eles podemos citar:

a) California Hingways and Public Works:

- Para bacias com $A \leq 80$ ha:

$$tc = 57 * \left(\frac{L^3}{\Delta H}\right)^{0,385} \quad \text{(Equação 2)}$$

- Para bacias com $A > 80$ ha:

$$tc = 85,2 * \left(\frac{L^3}{\Delta H}\right)^{0,385} \quad \text{(Equação 3)}$$

Onde:

tc - Minutos;

L – Comprimento do talvegue principal - Km;

ΔH – Diferença de nível entre o ponto mais alto da bacia e a seção onde se localiza a obra em estudo. – (m).

Ou:

$$tc = 0,95 * \left(\frac{L^3}{\Delta H}\right)^{0,385} \quad \text{(Equação 4)}$$

Onde:

tc – horas.

b) Ven Te Chow:

$$tc = 25,20 * \left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{0,64} \quad \text{(Equação 5)}$$

Onde:

tc - Minutos;

L – Comprimento do talvegue principal - Km;

I – Declividade média em (%).

c) Kirpich:

$$tc = 0,115 * \left(\frac{L}{\sqrt{S}}\right)^{0,77} \quad \text{(Equação 6)}$$

Onde:

tc - Minutos;

L - Km;

S - (%).

Ou:

$$tc = 23,376 * \left(\frac{L}{\sqrt{S}}\right)^{0,77} \quad \text{(Equação 7)}$$

Onde:

tc - Minutos;

L – Comprimento do talvegue principal - m;

I – Declividade média da bacia em (%).

É importante lembrar ainda que o tempo de concentração é um parâmetro crucial no dimensionamento dos dispositivos de drenagem. Com isso, podem-se utilizar os valores recomendados por DNIT (2006, apud Coelho 2015):

- Dimensionamento de Sarjetas: $t_c = 5$ minutos;
- Dimensionamento de Valetas e Canais: $t_c = 10$ minutos;
- Dimensionamento de Bueiros: $t_c =$ calculado.

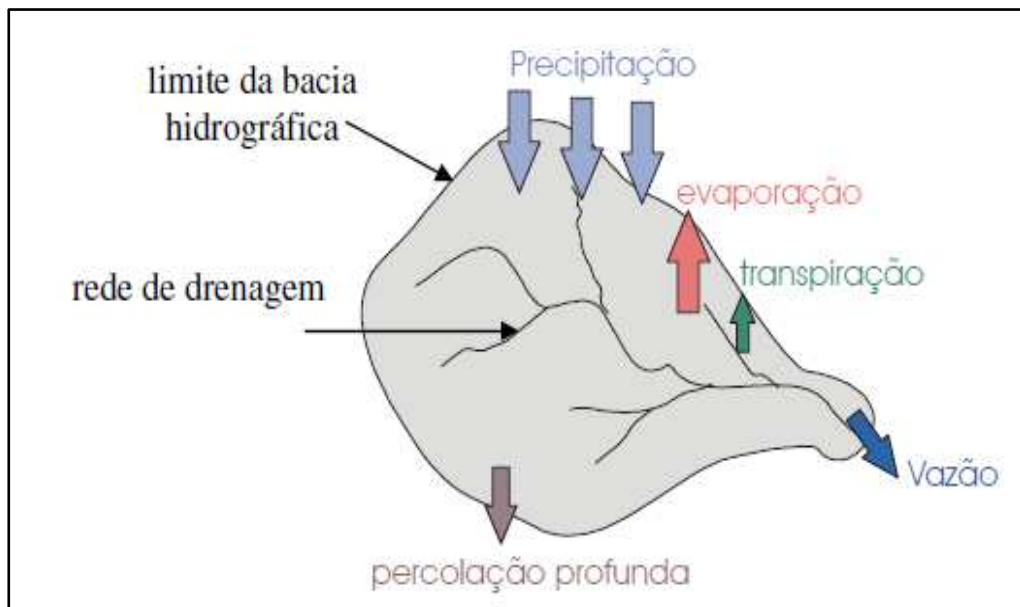
2.1.6 Bacia de Contribuição Hidrográfica

Segundo Paz (2004, p. 15):

A expressão bacia hidrográfica é usada para denotar a área de captação natural da água de precipitação que faz convergir os escoamentos para um único ponto de saída, que é chamado de exutório. A bacia é constituída por um conjunto de superfícies vertentes – terreno sobre o qual escoam a água precipitada – e de uma rede de drenagem formada por cursos d'água que confluem até resultar um leito único no exutório.

Na figura 4 é apresentada um exemplo de bacia hidrográfica.

Figura 4: Representação da bacia hidrográfica como um sistema aberto



Fonte: Paz (2004)

Ainda segundo Paz (2004, p. 16):

A bacia hidrográfica pode ser considerada como um sistema físico, cuja entrada é o volume de água precipitado e cuja saída é o volume de água escoado pelo exutório.

Entretanto, esse é um sistema aberto, já que nem toda a precipitação (entrada de água) se torna escoamento no exutório (saída) ou fica armazenada na própria bacia.

Segundo Tucci (2001, p. 40):

A bacia hidrográfica é uma área de captação natural da água de precipitação que guia os escoamentos para um único ponto de saída, seu exutório. A bacia hidrográfica compõe basicamente de um conjunto de superfícies vertentes e de uma rede de drenagem formada por cursos de água que confluem até resultar um leito único no exutório.

2.1.7 Métodos de Previsão de Vazão

• Método Racional

De acordo com Coelho (2015, p. 28), “Esse método foi introduzido em 1889, sendo largamente utilizado no E.U.A e vários outros países”. Esse método é adequado para bacias que não apresentam complexidade e que tenham uma área menor que 400 ha.

$$Q = \frac{C * I * A}{6} \quad \text{(Equação 8)}$$

Onde:

Q – Vazão (m³/s);

C – Coeficiente De escoam. Superficial (RUN-OFF);

I – Intensidade média da precipitação sobre toda a área drenada de duração igual ao tempo de concentração em mm/min;

A – Área a ser drenada (ha).

• Método Racional Corrigido

É usada para o cálculo da vazão em bacias com áreas entre 400 ha a 1000 ha.

$$Q = \frac{C * I * A}{6} * n \quad \text{(Equação 9)}$$

Onde:

Q – Vazão (m³/s);

C – Coeficiente De escoam. Superficial (RUN-OFF);

I – Intensidade média da precipitação sobre toda a área drenada de duração igual ao tempo de concentração em mm/min;

A – Área a ser drenada (ha).

Segundo DNIT (2006 apud, Coelho 2015), o coeficiente ou fator de distribuição, de acordo com Burkli-Ziegler:

- Para área rural: $n = A^{-0,10}$ (Equação 10)

Onde: A – área da bacia de contribuição (ha).

- Para área urbana: $n = A^{-0,15}$ (Equação 11)

Onde: A – área da bacia de contribuição (Km²).

2.2 Inundações Urbanas

Segundo Tucci (2003, p. 45):

A inundação urbana é uma ocorrência tão antiga quanto as cidades ou qualquer aglomeramento urbano. A inundação ocorre quando as águas dos rios, riachos, galerias pluviais saem do leito de escoamento devido à falta de capacidade de transporte de um destes sistemas e ocupa áreas onde a população utiliza para moradia, transporte (ruas, rodovias e passeios), recreação, comércio, indústria, entre outros. Estes eventos podem ocorrer devido ao comportamento natural dos rios ou ampliados pelo efeito de alteração produzida pelo homem na urbanização pela impermeabilização das superfícies e a canalização dos rios.

Ainda segundo Tucci (2003, p. 46):

Os problemas resultantes da inundação dependem do grau de ocupação da várzea pela população no primeiro caso e da impermeabilização e canalização da rede de drenagem no segundo. As inundações ribeirinhas têm sido registradas junto com a história do desenvolvimento humano. As inundações devido a urbanização têm sido mais frequentes neste século, com o aumento significativo da urbanização das cidades e a tendência dos engenheiros de drenarem o escoamento pluvial o mais rápido possível das áreas urbanizadas.

2.2.1 Tipos de Inundações

Segundo Tucci (2003, p. 45):

Quando a precipitação é intensa e o solo não tem capacidade de infiltrar, grande parte do volume escoar para o sistema de drenagem, superando sua capacidade natural de escoamento. O excesso do volume que não consegue ser drenado ocupa a várzea inundando de acordo com a topografia das áreas próximas aos rios. Estes

eventos ocorrem de forma aleatória em função dos processos climáticos locais e regionais. Este tipo de inundação é denominado neste livro de inundação ribeirinha. Na medida que a população impermeabiliza o solo e acelera o escoamento através de condutos e canais a quantidade de água que chega ao mesmo tempo no sistema de drenagem aumenta produzindo inundações mais frequentes do que as que existiam quando a superfície era permeável e o escoamento se dava pelo ravinamento natural. Esta inundação é devido a urbanização ou na drenagem urbana. Estes dois efeitos podem ocorrer isoladamente ou combinados, mas geralmente as inundações ribeirinhas ocorrem em bacias de grande médio e porte ($> 500 \text{ km}^2$) no seu trecho onde a declividade é baixa e a seção de escoamento pequena, enquanto que as inundações na drenagem urbana ocorrem em pequenas bacias urbanizadas ($1 - 100 \text{ km}^2$, a exceção são grandes cidades como São Paulo).

Segundo Nogueira (2017, p. 21):

As inundações fluviais podem ser entendidas como aquelas têm a sua ocorrência devido a um período longo de chuvas, dessa forma, tem-se que o nível de água em um rio aumenta ultrapassando os limites impostos por suas margens. Este tipo inundação geralmente ocorre de maneira gradual e, com isso, os danos sociais podem ser controlados, sobretudo, com a desocupação das casas próximas ao rio ou efluente. As inundações costeiras, como o próprio nome já pressupõe, podem ocorrer em áreas ou cidades litorâneas devidas, sobretudo, fenômenos atípicos como tsunamis ou maremotos, e aumento das ondas devido a grandes tempestades no mar. Inundações de depressões topográficas ocorrem geralmente, em terrenos com grande incidência de bacias sedimentares, pois estas, devido ao seu formato côncavo, consegue armazenar a água advinda das precipitações. Por fim, as inundações urbanas, que é o foco principal deste trabalho, podem ser entendidas como um evento constrangedor que ocasiona perdas materiais e danos morais, a todos aqueles que padecem com tal mazela. Tal evento, como já fora mencionado em tópicos anteriores, é fruto das fortes precipitações na qual os centros urbanos estão inseridos devidos suas condições climáticas e, sobretudo, devido a ineficiência dos sistemas de captação tanto no aspecto micro, quanto no aspecto macro.

2.3 Soluções Estruturais Convencionais em Drenagem

As soluções estruturais que são abordados nessa pesquisa são classificados de acordo com o tipo de drenagem.

Segundo DNIT (2006 apud, Coelho 2015), os sistemas de drenagem são classificados em:

- Drenagem superficial;
- Drenagem subterrânea ou profunda;
- Drenagem de transposição de talvegues;
- Drenagem urbana.

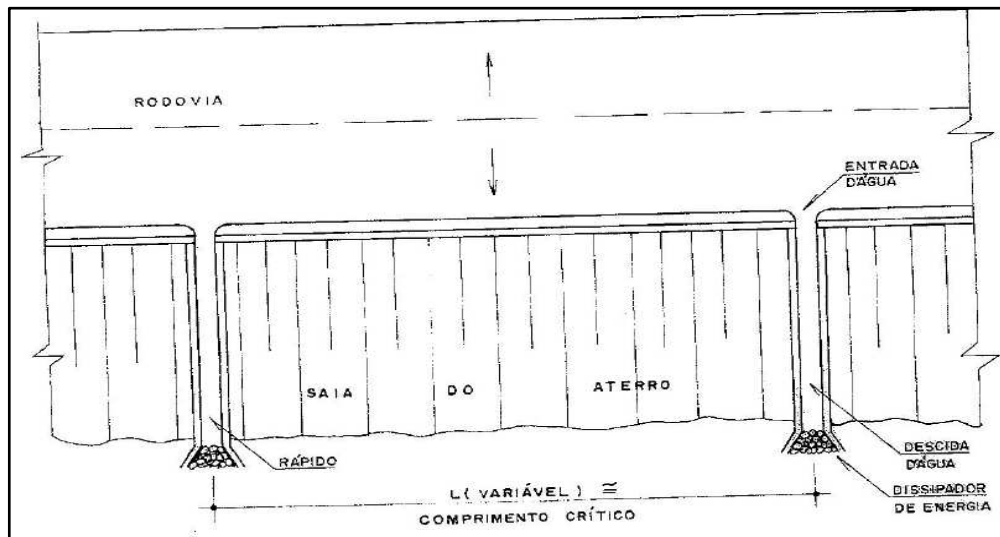
2.3.1 Drenagem Superficial

Segundo Coelho (2015, p. 35), “Consiste na implantação de dispositivos, destinados a interceptar, captar e conduzir as águas pluviais que se encontram na superfície, para fora do corpo estradal”. Seus principais Dispositivos são: valetas de proteção de cortes e aterros, sarjetas de cortes e aterros, saída d’água, descidas d’água e dissipadores de energia.

É importante salientar que a drenagem superficial é uma solução utilizada em rodovias e que só em algumas ocasiões é utilizada na drenagem urbana, sendo visto em algumas vias de São Luís.

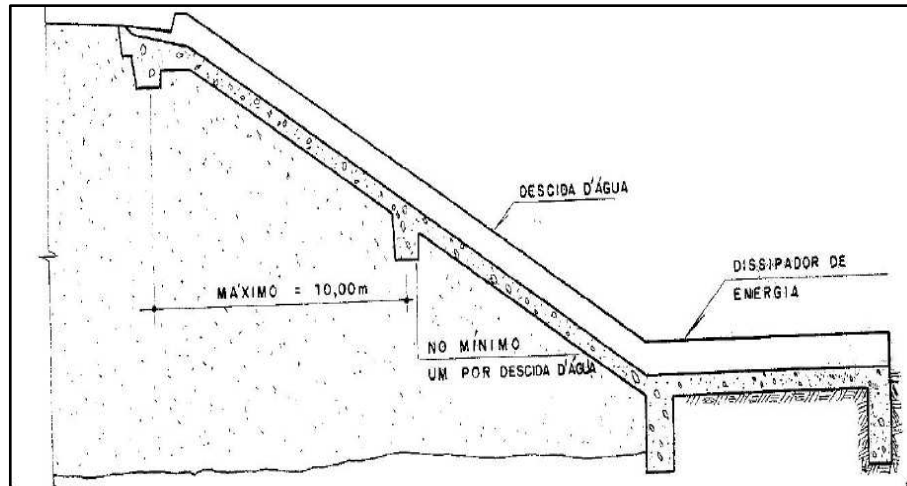
A figura 5 mostra o dispositivo de drenagem superficial numa seção-tipo de estrada, em planta e a figura 6 mostra em perfil.

Figura 5: Dispositivo de drenagem em planta



Fonte: Coelho (2015)

Figura 6: Dispositivo de drenagem em perfil



Fonte: Coelho (2015)

2.3.1.1 Dimensionamento Hidráulico

Para o dimensionamento hidráulico das galerias de águas pluviais foi utilizado a fórmula de Manning associada à equação da continuidade respectivamente.

$$V = (RH^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I})/n \quad \text{(Equação 12)}$$

$$Q = S * V \quad \text{(Equação 13)}$$

Associando as equações 1 e 2, tem-se:

$$Q = S * (R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I})/n \quad \text{(Equação 14)}$$

é usada para calcular a superfície ou a capacidade.

Onde:

Q = Capacidade de escoamento da galeria;

S = Seção de escoamento da galeria;

V = Velocidade de escoamento da galeria;

RH = Raio hidráulico e $Rh = S/P$;

Sendo: S - Área molhada (m^2) e P - Perímetro molhado (m);

I = Declividade da galeria;

n = Coeficiente de rugosidade ou coeficiente de Manning.

Nas tabelas 5 e 6 mostram as velocidades máximas admissíveis e os coeficientes de rugosidade de Manning (n), respectivamente:

Tabela 5: Velocidades máximas admissíveis para água

COBERTURA VEGETAL	VEL. MÁXIMA
Gramma comum firmemente implantada	1,50 - 1,80
Tufos de grama com solo exposto	0,60 - 1,20
Argila	0,80 - 1,30
Lodo	1,30 - 1,80
Areia fina	0,35 - 0,85
Areia media	0,30 - 0,40
Cascalho fino	0,35 - 0,45
Silte	0,50 - 0,80
Alvenaria de tijolos	0,70 - 1,20
Concreto de cimento Portland	4,5
Aglomerados consistentes	2
Revestimento betuminoso	3,0 - 4,0
Revestimento em grama para solo	1,8
Revestimento em grama para solo	2,4
Velocidade mínima	0,75

Fonte: adaptado de DNIT (2006, apud Coelho 2015)

Tabela 6: Coeficiente de rugosidade

COBERTURA VEGETAL	VALORES DE MANNING (n)
Tubo de concreto	0,011 - 0,013
Concreto, acabamento com colher.	0,012 - 0,014
Sarjeta de concreto, acabamento de colher.	0,012
Concreto com superfície conformada, sem acabamento.	0,013 - 0,017
Sarjeta de concreto com pavimento asfáltico	0,013 - 0,015
Pavimento em concreto	0,014 - 0,016
Tubo de cerâmica vitrificada	0,015
Terra, seção uniforme e estabiliza limpa.	0,018 - 0,020
Terra, seção uniforme, com grama curta, pouca vegetação.	0,020 - 0,027
Terra, seção bem uniforme, sem vegetação.	0,022 - 0,025
Terra, seção bem uniforme, paredes limpas, fundo com seixo.	0,030 - 0,040
Rocha lisa e uniforme	0,035 - 0,040
Rocha áspera e irregular	0,040 - 0,045
Canais não conservados, fundo limpo, plantas nas paredes.	0,05 - 0,08
Canais com vegetação, boa conservação, qualquer grama.	0,07 - 0,30
Canal não conservado, planta em quantidade, altura elevada	0,10 - 0,14
Revestimento em grama	0,025

Fonte: adaptado de DNIT (2006, apud Coelho 2015)

2.3.1.2 Saídas D'Água

Segundo Coelho (2015, p. 45), “São dispositivos destinados a conduzir as águas coletadas pelas sarjetas de aterro para as descidas d’água”.

Ainda segundo Coelho (2015), são localizadas geralmente nas extremidades dos comprimentos críticos das sarjetas de aterro, nos pontos baixos, junto as pontes e pontilhões. As saídas obedecem aos projetos-tipo do DNER e são projetados considerando-se sua localização. Os tipos são:

- Tipo 1: Usadas em greides contínuos;
- Tipo 2: Usadas em pontos baixos.

2.3.1.3 Descidas D'Água

Segundo Coelho (2015, p. 45), “Seu objetivo é conduzir pelos taludes dos aterros as águas captadas por outros dispositivos de drenagem superficial (saída d'água). Localizam-se nos extremos dos comprimentos críticos das sarjetas de aterro”.

As descidas d'água podem ter a seção de vazão de diversas formas. As mais comuns são: retangular e em meia cana de concreto ou metálico. Dependendo da altura dos aterros, as descidas poderão ser do tipo rápido ou em degraus, para alturas menores que 4 m, usa-se o tipo rápido em concreto simples, para alturas entre 4 e 5,5 m, usa-se tipo rápido em concreto armado e para alturas maiores que 5,5 m usa-se o tipo degrau (COELHO, 2015).

Essas soluções apresentadas são muito vistas em rodovias, onde predomina as saídas e descidas d'água.

2.3.2 Drenagem Subterrânea ou Profunda

Segundo Coelho (2015), seu objetivo é estudar as águas que infiltram nas superfícies dos solos, formando lençóis freáticos, com a finalidade de manter o lençol freático a profundidade de 1,50 a 2,00 m do subleito das rodovias. Seus principais dispositivos são: drenos profundos, drenos espinha de peixe, colchão drenante, valetas laterais e drenos sub-horizontais.

Nesse estudo não será utilizado nenhum dispositivo de drenagem profunda, uma vez que essa solução não é muito apropriada para a drenagem urbana, é usado somente para alguns casos específicos. Por isso não será aprofundado mais sobre esse assunto, dando uma ênfase maior aos outros tipos de drenagem onde contenha os dispositivos adotados nesse projeto.

2.3.3 Drenagem de transposição de Talvegues

Segundo Coelho (2015), o objetivo é captar e conduzir as águas de talvegue naturais que cruzam o corpo da estrada, isso é realizado com a implantação de bueiros, pontilhões ou pontes. O dimensionamento depende da possibilidade de a obra poder ou não trabalhar com a carga hidráulica à montante, do tempo de recorrência, classe da rodovia e sua repercussão econômica.

2.3.3.1 Bueiros

Segundo Coelho (2015), o objetivo dos bueiros é permitir a passagem das águas que cortam transversalmente as estradas. Ficam localizados sob aterros em linha de talvegue e nos cortes. O seu dimensionamento pode ser feito funcionando como canal, orifício ou como vertedouro usado em várzeas, açudes, alagados e etc.

Nas tabelas 7 e 8, apresenta-se as vazões de referência utilizadas no dimensionamento dos bueiros estudados.

Tabela 7: Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros tubulares de concreto trabalhando como canal

TIPO	DIÂMETRO (m)	ÁREA MOLHADA CRÍTICA (m²)	VAZÃO CRÍTICA (M³/S)	VELOCIDADE CRÍTICA (m/s)	DECLIVIDADE CRÍTICA (%)
BSTC	0,60	0,22	0,43	1,98	0,80
BSTC	0,80	0,39	0,88	2,29	0,80
BSTC	1,00	0,60	1,53	2,56	0,70
BSTC	1,20	0,87	2,42	2,80	0,70
BSTC	1,50	1,35	4,22	3,14	0,60
BDTC	1,00	1,20	3,07	2,56	0,74
BDTC	1,20	1,73	4,84	2,80	0,70
BDTC	1,50	2,71	8,45	3,14	0,65
BTTC	1,00	1,81	4,60	2,56	0,74
BTTC	1,20	2,60	7,26	2,80	0,70
BTTC	1,50	4,06	12,67	3,14	0,65

Fonte: DNIT (2006)

Tabela 8: Vazão, velocidade e declividade crítica de bueiros celulares de concreto trabalhando como canal

TIPO	BASE X ALTURA (m x m)	ÁREA MOLHADA CRÍTICA (m ²)	VAZÃO CRÍTICA (m ³ /s)	VELOCIDADE CRÍTICA (m/s)	DECLIVIDADE CRÍTICA (%)
BSCC	1,0 x 1,0	0,67	1,71	2,56	0,78
BSCC	1,5 x 1,5	1,5	4,7	3,14	0,68
BSCC	2,0 x 1,5	2	6,26	3,14	0,56
BSCC	2,0 x 2,0	2,67	9,64	3,62	0,62
BSCC	2,0 x 2,5	3,33	13,48	4,05	0,69
BSCC	2,0 x 3,0	4	17,72	4,43	0,76
BSCC	2,5 x 2,5	4,17	16,85	4,05	0,58
BSCC	3,0 x 1,5	3	9,4	3,14	0,44
BSCC	3,0 x 2,0	4	14,47	3,62	0,47
BSCC	3,0 x 2,5	5	20,22	4,05	0,51
BSCC	3,0 x 3,0	6	26,58	4,43	0,54
BDCC	2,0 x 1,5	4	12,53	3,14	0,56
BDCC	2,0 x 2,0	5,33	19,29	3,62	0,62
BDCC	2,0 x 2,5	6,67	26,96	4,05	0,69
BDCC	2,0 x 3,0	8	35,44	4,43	0,76
BDCC	2,5 x 2,5	8,33	33,7	4,05	0,58
BDCC	3,0 x 1,5	6	17,79	3,14	0,44
BDCC	3,0 x 2,0	8	28,93	3,62	0,47
BDCC	3,0 x 2,5	10	40,44	4,05	0,51
BDCC	3,0 x 3,0	12	53,16	4,43	0,54
BTCC	2,0 x 2,0	8	28,93	3,62	0,62
BTCC	2,0 x 2,5	10	40,44	4,05	0,69
BTCC	2,5 x 2,5	12,5	50,55	4,05	0,58
BTCC	3,0 x 2,0	12	43,4	3,63	0,47
BTCC	3,0 x 2,5	15	60,66	4,05	0,51
BTCC	3,0 x 3,0	18	79,73	4,43	0,54

Fonte: DNIT (2006)

2.3.4 Drenagem Urbana

A drenagem urbana é o conjunto de medidas que tem como objetivo minimizar os riscos que a população está sujeita, diminuindo os prejuízos causados por inundações e possibilitar o desenvolvimento urbano de forma harmônica, articulada e sustentável. Ou seja, a drenagem nada mais é do que o gerenciamento da água da chuva que escoar no meio urbano.

O aumento da população, principalmente em polos regionais de crescimento e a expansão irregular da periferia tem produzido impactos significativos na infraestrutura de recursos hídricos. E um dos principais impactos que tem ocorrido na drenagem urbana é a forma de aumento da frequência e magnitude das inundações e conseqüentemente a degradação ambiental (VAZ, 2004).

Segundo Vaz (2004), a visão antiga da drenagem urbana tinha como princípios: remover as águas pluviais para jusante executar projetos e obras, como medida estrutural para resolver os problemas e a base de análise era somente econômica. Já na visão moderna busca a compreensão integrada do meio ambiente: social, legal, institucional e tecnológica, visando resolver os problemas gerenciais através de componentes políticos.

Segundo Aragão (2017), os sistemas de drenagem urbana são sistemas preventivos de inundações. Quando um sistema de drenagem não é considerado desde o início da formação do planejamento urbano, é bastante provável que esse sistema, ao ser projetado, revela-se, de alto custo.

Segundo esse mesmo autor, os sistemas de drenagem urbana são classificados de acordo com suas dimensões em:

- Sistemas de microdrenagem;
- Sistemas de macrodrenagem ou drenagem principal.

2.3.4.1 Microdrenagem

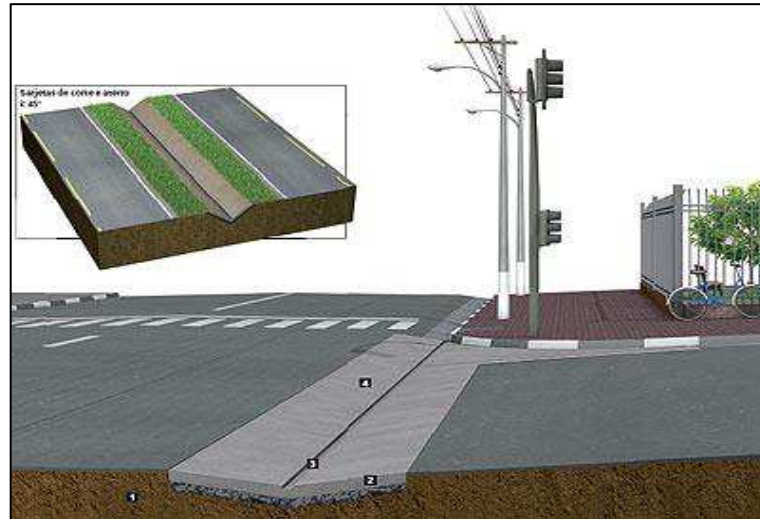
“Entende-se como microdrenagem as estruturas que, inicialmente, coletam as águas de chuva nas áreas urbanas, formadas por tubulações de menor porte. Complementa esse sistema as bocas de lobo, caixas de ligação, poços de visita e galerias tubulares” (Diogo, 2008, apud Coelho, 2011, p. X).

Segundo Bidone (1995, apud Coelho 2011, p. X), “os principais elementos utilizados no dimensionamento de um sistema de microdrenagem são apresentados a seguir, numa sequência seguindo o percurso da água ao longo da bacia”:

- Sarjetas: faixas de via pública, paralelas e vizinhas ao meio-fio, formando uma calha que recebe as águas pluviais que incidem sobre as vias e calçadas;

- Sarjetões: calhas localizadas nos cruzamentos de vias públicas, seguindo pela de maior hierarquia e formadas pela própria pavimentação, e se destinam a orientar o fluxo das águas que escoam pelas sarjetas;

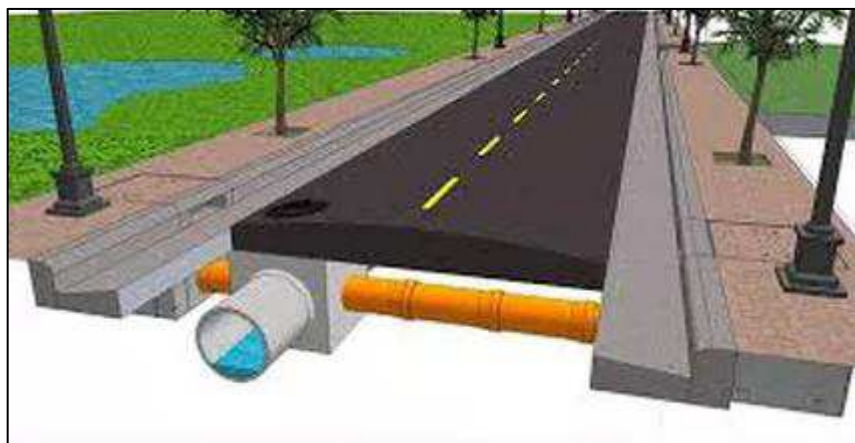
Figura 7: Sarjetão



Fonte: Leal (2011)

- Bocas de Lobo: dispositivos localizados sob o passeio e destinados a captar a água que escoar pela sarjeta;
- Tubos ou ramais de ligação: são canalizações destinadas a conduzir as águas pluviais, captadas pelas bocas de lobo, até as galerias ou poços de visitas;

Figura 8: Ramal de ligação



Fonte: Vieira (2016)

- Galerias: canalizações públicas usadas para conduzir as águas provenientes das bocas de lobo e das ligações de particulares;

- Poços de Visita: são dispositivos localizados em pontos convenientes do sistema de galerias, para permitir a mudança de direção, declividade ou diâmetro, bem como, a inspeção e limpeza das canalizações.

2.3.4.1.1 Sarjetas

Segundo Coelho (2015), seu objetivo é conduzir as águas que precipitam sobre a plataforma e adjacências até o ponto de captação (bocas de lobo). Para a execução em projetos urbanos necessita-se: verificação da capacidade da sarjeta, determinar a localização das bocas de lobo e verificar o V máximo na sarjeta.

Figura 9: Sarjeta



Fonte: <http://presservengenharia.com.br/servicos/guias-sarjetas-sarjetoes/> (Acesso em 21/11/2018)

2.3.4.1.2 Bocas de Lobo

Segundo Coelho (2015), tem a finalidade de captar as águas que escoam pelas sarjetas e, em seguida conduzi-las as galerias. Ficam localizadas em pontos baixos, nos pontos intermediários por insuficiência da sarjeta e nos trechos em curvas (mudanças de superelevação).

Ainda segundo Coelho (2015), quanto a sua classificação se dá:

- Boca de lobo, tipo guia chapéu (simples, dupla e tripla);
- Boca de lobo com grelha (simples, dupla e tripla);
- Boca de lobo mista ou combinada (simples, dupla e tripla).

Figura 10: Boca de lobo dupla tipo grelha e guia chapéu



Fonte: <http://www.sigamais.com/noticias/cidades/apos-denuncia-de-vereadores-bocas-de-lobo-sao-alteradas-no-california-park/> (Acesso em 21/11/2018)

2.3.4.1.3 Poço de Visita

Segundo Coelho (2015), seu objetivo é permitir mudanças de direção, da declividade ou da dimensão da galeria. É previsto para locais onde concorrem mais de um coletor, permite uma fácil limpeza e a verificação do seu funcionamento.

Figura 11: Poço de visita



Fonte: <http://www.ebanataw.com.br/drenagem/bocadelobo.htm> (Acesso em 21/11/2018)

2.3.4.1.4 Galerias

Segundo Coelho (2015, p. 57), são “Constituídas de tubos de concreto com seções variáveis, cujo dimensionamento obedece a formula de Manning, associada à equação da

continuidade”. Na tabela 9 apresenta a capacidade de tubos de concreto com diâmetro variando de 0,40m a 1,50m, com suas respectivas velocidades.

Figura 12: Galeria pluvial



Fonte: <http://www.goionews.com.br/noticia/2012/05/10/1554/galerias-pluviais-no-jardim-galileia/29482/>
(Acesso em 21/11/2018)

Tabela 9: Capacidade de galerias tubulares

I (%)	Ø = 0,40		Ø = 0,60		Ø = 0,80		Ø = 1,00		Ø = 1,20		Ø = 1,50	
	V = 14,36*√I		V = 18,82*√I		V = 22,80*√I		V = 26,46*√I		V = 29,87*√I		V = 34,67*√I	
	Q = 1,80*√I		Q = 5,32*√I		Q = 11,46*√I		Q = 20,78*√I		Q = 33,78*√I		Q = 61,26*√I	
	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0,1	0,45	0,06	0,6	0,17	0,72	0,36	0,84	0,66	0,94	1,07	1,1	1,94
0,3	0,79	0,1	1,03	0,29	1,25	0,63	1,45	1,14	1,64	1,85	1,9	3,36
0,5	1,02	0,13	1,33	0,38	1,61	0,81	1,87	1,47	2,11	2,39	2,45	4,33
1	1,44	0,18	1,88	0,53	2,28	1,15	2,65	2,08	2,99	3,38	3,47	6,13
1,5	1,76	0,22	2,3	0,65	2,79	1,4	3,24	2,55	3,66	4,14	4,25	7,5
2	2,03	0,25	2,66	0,75	3,22	1,62	3,74	2,94	4,22	4,78	4,9	8,66
2,5	2,27	0,28	2,98	0,84	3,6	1,81	4,18	3,29	4,72	5,34	5,48	9,69
3	2,49	0,31	3,26	0,92	3,95	1,98	4,58	3,6	5,17	5,85	6,01	10,61
3,5	2,69	0,34	3,52	1	4,27	2,14	4,95	3,89	5,59	6,32	6,49	11,46
4	2,87	0,36	3,76	1,06	4,56	2,29	5,29	4,16	5,97	6,76	6,93	12,25
4,5	3,05	0,38	3,99	1,13	4,84	2,43	5,61	4,41	6,34	7,17	7,35	13
5	3,21	0,4	4,21	1,19	5,1	2,56	5,92	4,65	6,68	7,55	7,75	13,7
5,5	3,37	0,42	4,41	1,25	5,35	2,69	6,21	4,87	7,01	7,92	8,13	14,37
6	3,52	0,44	4,61	1,3	5,58	2,81	6,48	5,09	7,32	8,27	8,49	15,01
6,5	3,66	0,46	4,8	1,36	5,81	2,92	6,75	5,3	7,62	8,61	8,84	15,62
7	3,8	0,48	4,98	1,41	6,03	3,03	7	5,5	7,9	8,94	9,17	16,21
7,5	3,93	0,49	5,15	1,46	6,24	3,14	7,25	5,69	8,18	9,25	9,49	16,78
8	4,06	0,51	5,32	1,5	6,45	3,24	7,48	5,88	8,45	9,55	9,81	17,33
8,5	4,19	0,52	5,49	1,55	6,65	3,34	7,71	6,06	8,71	9,85	10,11	17,86
9	4,31	0,54	5,65	1,6	6,84	3,44	7,94	6,23	8,96	10,13	10,4	18,38
9,5	4,43	0,55	5,8	1,64	7,03	3,53	8,16	6,4	9,21	10,41	10,69	18,88
10	4,54	0,57	5,95	1,68	7,21	3,62	8,37	6,57	9,45	10,68	10,96	19,37

Fonte: Coelho (2015)

2.3.4.2 Macrodrenagem

A macrodrenagem envolve os sistemas coletores de diferentes sistemas de microdrenagem. A macrodrenagem abrange áreas superiores a 4 km² ou 400 ha, sendo que esses valores não devem ser tomados como absolutos porque a malha urbana pode possuir as mais diferentes configurações. Este tipo de sistema deve ser projetado para acomodar precipitações superiores às da microdrenagem com riscos de acordo com os prejuízos humanos e materiais potenciais (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSP, 2006, p. 6)

Segundo Coelho (2011, p. 102), “A macrodrenagem é entendida, normalmente, como o conjunto de condutos de grande porte, naturais ou artificiais, que visam o escoamento de um grande volume de água. Os principais condutos são: trechos de rio, canais naturais e artificiais, grandes galerias de concreto e outros”.

Ainda segundo Coelho (2011, p. 102), “Dentre os objetivos da macrodrenagem, pode-se dizer que os principais são: aumentar a capacidade de descarga, diminuir as áreas alagadiças, e adaptar a rede de drenagem à nova situação de escoamento superficial resultante do processo de urbanização de uma bacia”.

O foco desse estudo será em torno da microdrenagem, uma vez que as características da bacia se encaixam nesse requisito. Por isso, a macrodrenagem não será abordada de forma profunda, nem é utilizado os dispositivos que fazem parte desse tipo de drenagem.

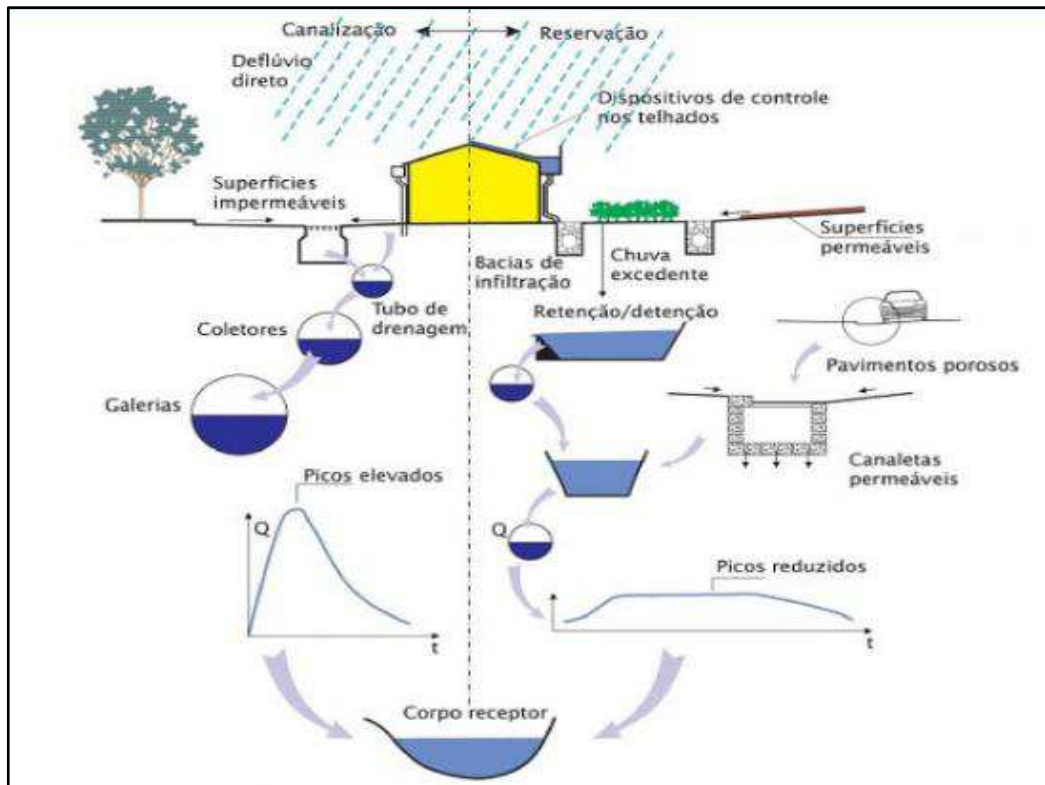
2.4 Soluções Estruturais Não Convencionais em Drenagem

Segundo Canholi (2014, p. 31):

As medidas não convencionais em drenagem urbana podem ser entendidas como estruturas, obras, dispositivos ou mesmo como conceitos diferenciados de projeto, cuja utilização não se encontra ainda disseminada. São soluções que diferem do conceito tradicional de canalização, mas podem estar a ela associadas, para adequação ou otimização do sistema de drenagem. Dentre as medidas não convencionais mais frequente adotadas, destacam-se aquelas que visam a incrementar o processo da infiltração; reter os escoamentos em reservatórios, ou retardar o fluxo nas calas dos córregos e rios”.

De acordo com Welsh (1989, apud Canholi, 2014, p. 31), “Classifica as diretrizes gerais de projeto de drenagem urbana em ‘conceito de canalização’ e ‘conceito de reservação’”. Na figura 13 é apresentado os principais dispositivos empregados em cada conceito.

Figura 13: Ilustração esquemática dos conceitos de Reservação x Canalização



Fonte: Braga (1994, apud Canholi, 2014)

No quadro 1 é apresentado a diferença de canalização e reservação em relação as suas características como: função, aplicabilidade e outros.

Quadro 1: Conceito de Canalização x Conceito de Reservação

CARACTERÍSTICAS	CANALIZAÇÃO	RESERVAÇÃO
Função	Remoção rápida dos escoamentos	Contenção temporária para subsequente liberação
Componentes principais	Canais abertos/galerias	Reservatórios a superfície livre Reservatórios subterrâneos Retenção subsuperficial
Aplicabilidade	Instalação em áreas novas Construção por fases Ampliação de capacidade pode se tornar difícil (centros urbanos)	Áreas novas (em implantação) Construção por fases Áreas existentes (à superfície ou subterrâneas)
Impacto nos trechos de jusante (quantidade)	Aumenta significativamente os picos das enchentes em relação à condição anterior Maiores obras nos sistemas de jusante	Áreas novas: podem ser dimensionadas para impacto zero (Legislação EUA) Reabilitação de sistemas: podem tornar vazões a jusante compatíveis com capacidade disponível
Impacto nos trechos de jusante (qualidade)	Transporta para o corpo receptor toda carga poluente afluyente	Facilita a remoção de material flutuante por concentração em áreas de recirculação dos reservatórios e dos sólidos em suspensão, pelo processo natural de decantação
Manutenção/operação	Manutenção em geral pouco frequente (pode ocorrer excesso de assoreamento e de lixo) Manutenção nas galerias é difícil (condições de acesso)	Necessária limpeza periódica Necessária fiscalização Sistemas de bombeamento requerem operação/manutenção Desinfecção eventual (insetos)
Estudos hidrológicos/hidráulicos	Requer definição dos picos de enchente	Requer definição dos hidrogramas (volumes das enchentes)

Fonte: Canholi (2014)

O foco deste trabalho será nas alternativas ligadas ao conceito de reservação com uma maior ênfase na detenção do escoamento, descritos a seguir.

2.4.1 Detenção dos Escoamentos

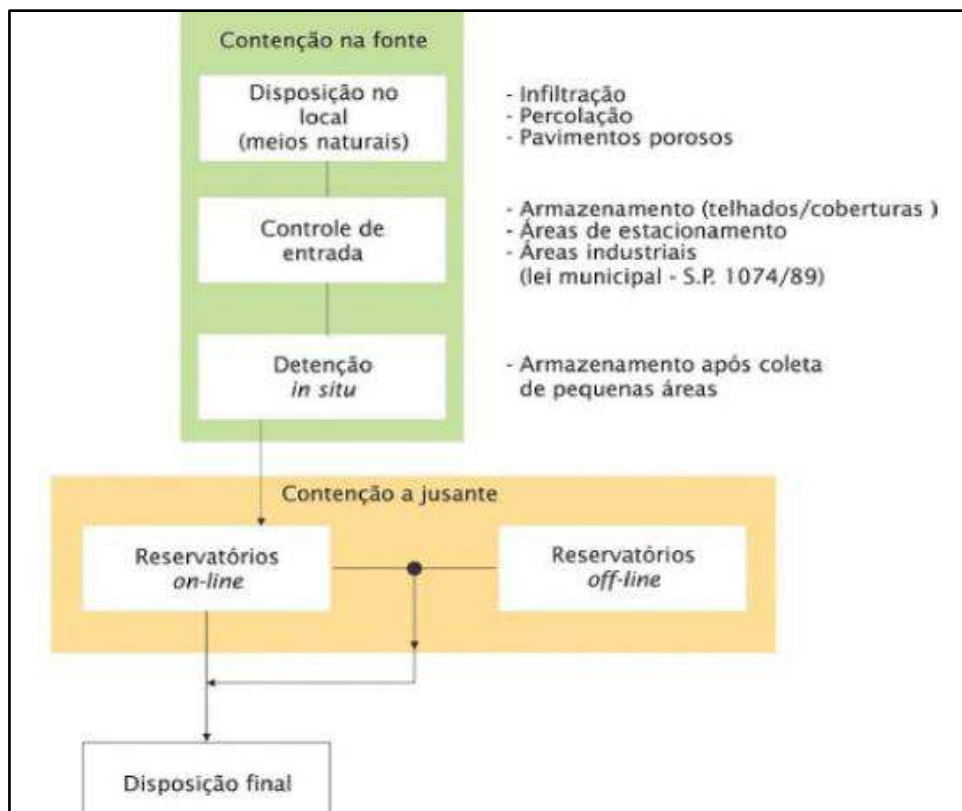
Os conceitos de detenção estão intimamente ligados ao conceito de reservação, que será o alvo principal de estudo nesse tópico.

Segundo Canholi (2014, p. 35),

Os dispositivos aplicados para favorecer a reservação dos escoamentos constituem o conceito mais significativo e de amplo espectro no campo das medidas inovadoras em drenagem urbana. A finalidade dessa solução é reduzir o pico das enchentes, por meio do amortecimento conveniente das ondas de cheia, obtida pelo armazenamento de parte do volume escoado. As obras e os dispositivos de reservação foram classificados em dois grupos principais, de acordo com a sua localização no sistema de drenagem, a saber: contenção na fonte e contenção a jusante dela.

A figura 14, esquematiza os dois grupos que são atribuídos a reservação com seus principais dispositivos.

Figura 14: Esquema das obras e dispositivos de retenção/detenção



Fonte: Stahre (1990, apud Canholi, 2014)

2.4.1.1 Contenção na Fonte

Segundo Canholi (2014, p. 37) a contenção na fonte tem como:

O objetivo de recuperar, o máximo possível, as condições hidrológicas locais anteriores a ocupação da bacia. Essas técnicas, ditas alternativas ou compensatórias, buscam, por meio da utilização de diferentes processos físicos e biológicos e da visão multidisciplinar e sistêmica do problema, garantir a diminuição do volume escoado após a urbanização, a manutenção do tempo de concentração da bacia, o controle das velocidades de escoamento, a manutenção da qualidade da água e o uso da água de chuva. Esses dispositivos são de pequenas dimensões e localizados próximos aos locais onde os escoamentos são gerados (fonte)".

“Esse tipo de solução apresenta algumas vantagens, como o fato destes dispositivos serem normalmente compostos por pequenas unidades de reservação, que podem ser padronizadas” (CANHOLI, 2014, p. 37)

Ainda segundo esse mesmo autor os custos de manutenção e operação podem elevar-se pela multiplicação das unidades, e a avaliação do desempenho global, para fins de dimensionamento e projeto, pode torna-se complexa e trazer incertezas ao projetista”.

Quanto à contenção na fonte, é possível classificá-la de acordo com a) disposição no local: construída por estruturas, obras e dispositivos que facilitam a infiltração e a percolação; b) controle de entrada: dispositivos que restringem a entrada na rede de drenagem, como válvulas nos telhados ou o controle nas captações das áreas de estacionamentos e pátios; c) detenção no local (ou *in situ*): pequenos reservatórios ou bacias para armazenamento temporário de escoamentos produzidos em áreas restritas e próximas (CANHOLI, 2014, p. 37)

2.4.1.1.1 Disposição no local

Segundo Canholi (2014, p. 42):

Este tipo de reservação das águas precipitadas é tipicamente voltado ao controle em lotes residenciais e vias de circulação, constituído por obras ou dispositivos que promovam ou incrementem a infiltração e percolação das águas coletadas. O objetivo é reduzir os picos das vazões veiculadas para a rede de drenagem. A possibilidade de promover a recarga de aquíferos e o possível aproveitamento das águas reservadas para usos diversos constituem vantagens adicionais.

“Nos últimos anos disseminou-se a pesquisa de dispositivos que incrementem a infiltração, visando à disposição no local” (CANHOLI, 2014, p. 43).

De acordo com Nakamura (1988, apud Canholi, 2014, p. 43), “esses dispositivos podem ser classificados em dois grupos principais, denominados métodos dispersivos e métodos em poços”.

Segundo Canholi (2014, p. 43), “Os métodos dispersivos incluem os dispositivos pelos quais a água superficial infiltra-se no solo. Os métodos em poços são aqueles em que há recarga do nível subterrâneo pelas águas da superfície”.

No quadro 2, tem-se os principais dispositivos usados nos dois métodos descritos por Canholi em sua literatura.

Quadro 2: Classificação geral dos dispositivos de infiltração

MÉTODOS DISPERSIVOS	MÉTODOS EM POÇOS
Superfícies de infiltração	Poços de infiltração secos
Valetas de infiltração abertas	Poços de infiltração úmidos
Trincheira de percolação	
Bacias de percolação	
Pavimentos porosos	

Fonte: Adaptado de Nakamura (1988, apud Canholi, 2014)

A seguir são apresentados os conceitos desses dispositivos, de acordo com Canholi (2014).

- Superfícies de infiltração: são as formas mais simples de disposição no local, onde permite que as águas superficiais percorram um terreno coberto por vegetação. Em áreas com subsolo argiloso ou pouco permeável pode ser instalado subdrenos para eliminar locais com água parada.

Figura 15: Superfície de infiltração



Fonte: Duarte e Mulfarth (2006)

- Trincheira de percolação: são feitas do preenchimento com material granular de uma pequena vala para infiltração ou filtração e detenção do escoamento superficial. As trincheiras podem receber o escoamento por contribuição lateral ou até mesmo pontual. Podem ter geralmente uma altura e largura de 1 a 2 m, com o comprimento variável.

Figura 16: Trincheira de percolação



Fonte: Ciria (2007, apud Beux; Ottoni, 2015)

- Valetas de infiltração abertas: são revestidas com vegetação, em geral grama, ao lado de ruas e estradas, ou próximo a estacionamentos, para favorecer a infiltração. Também podemos mencionar as valetas secas, estreitas e mais profundas que as de grama, que podem ser utilizadas em áreas com ocupação mais densa, essas precisam de uma taca de infiltração superior a 7 mm/h.

Figura 17: Vala de infiltração



Fonte: Ciria (2007, apud Beux; Ottoni, 2015)

- Bacias de percolação: é construída por escavação de uma valeta que, posteriormente, é preenchida com brita ou cascalho, e sua superfície reaterrada. O material granular promove a reservação temporária de escoamento, enquanto a percolação se processa lentamente para o subsolo.

Figura 18: Bacia de percolação



Fonte: Canholi (2014)

- Pavimentos porosos: são constituídos normalmente de concreto ou asfalto convencionais, podem ser construídas sobre camadas permeáveis, geralmente base de material granular.

Figura 19: Pavimento poroso



Fonte: Canholi (2014)

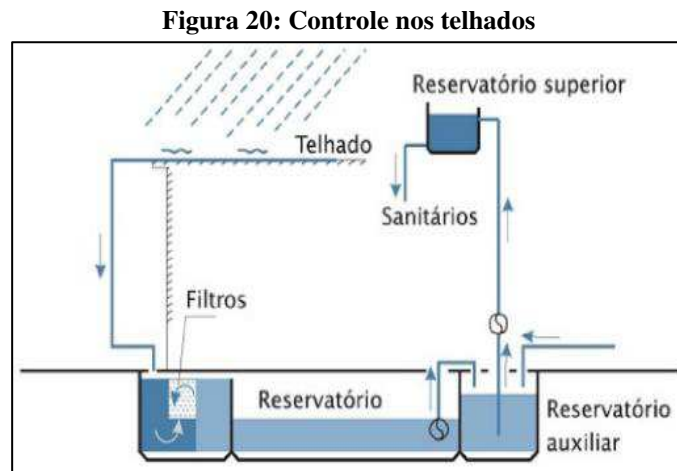
2.4.1.1.2 Controle de entrada

Segundo Canholi (2014, p. 53):

Os dispositivos de controle visam restringir a entrada dos escoamentos no sistema de drenagem, promovendo sua reservação. Em relação ao evento chuvoso, essa reservação pode ser temporária, atuando como um retardamento no fluxo, ou permanente, para que a água reservada seja posteriormente utilizada.

Segundo o mesmo autor, sendo:

- Controle nos telhados: onde pode ser obtido com um sistema de calhas e condutores com capacidade de armazenamento. Telhas e estruturas de cobertura de concreto, podem ser usados como armazenamento.



Fonte: Nakamura (1988, apud Canholi, 2014)

- Controle em áreas impermeabilizadas: são usadas normalmente quando se tratam de grandes áreas impermeabilizadas, como estacionamento, centros de compras, praças públicas e centro esportivos.

2.4.1.1.3 Detenção no local (*In Situ*)

De acordo com Canholi (2014, p. 57)

As obras de detenção *in situ* compreendem os reservatórios implantados para controlar áreas urbanizadas restritas, como condomínios, loteamentos e distritos industriais. Todos os princípios hidrológicos e hidráulicos aplicados para o projeto de bacias de detenção, são normalmente adotados para os reservatórios de menores dimensões.

O foco desse trabalho se dá através de bacias de detenção, uma vez que a região se torna propícia para esse tipo de alternativa. Porém, o tipo de detenção usada no projeto vai ser detenção a jusante, devido as características da bacia e da região. Com isso, essa solução será mais discutida e detalhada no tópico 2.4.1.2.

2.4.1.2 Contenção a Jusante

De acordo com Canholi (2014, p. 41) “Refere-se às obras para reservação dos deflúvios a jusante, representadas pelos reservatórios destinados a controlar os deflúvios provenientes de partes significativas da bacia”.

Segundo Canholi (2014, p. 42) “Os reservatórios são classificados, de acordo com o seu posicionamento e função nos sistemas de drenagem, em *on-line*, ou seja, na linha principal do sistema ou a ele conectado em série, e *off-line*, quando implantados em paralelo, para desvio dos escoamentos”, ilustrado na figura 23.

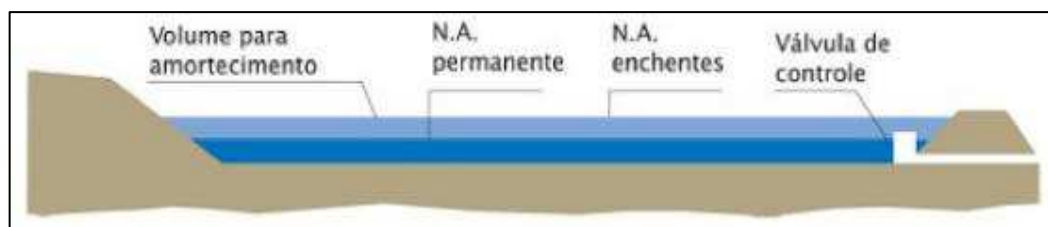
“Reservatórios *on-line* encontram-se na linha principal do sistema e restituem os escoamentos de forma atenuada e retardada ao sistema de drenagem, de maneira contínua, normalmente por gravidade”. (CANHOLI, 2014, p. 72).

“Reservatórios *off-line*, retém volumes de água desviados da rede de drenagem principal quando ocorre a cheia, e os devolvem para o sistema, geralmente por bombeamento, ou por válvulas controladas, após obtido o alívio nos picos de vazão”. (CANHOLI 2014, p. 72)

De acordo com Welsh (1989, apud Canholi, 2014, p. 71) “as obras de reservação podem ser diferenciadas em bacias de retenção e bacias de detenção”:

- Bacias de retenção: são reservatórios de superfície que sempre contém um volume de água permanente para servir a finalidades recreacionais, paisagísticas, ou até para abastecimento de água.

Figura 21: Bacia de retenção



Fonte: Canholi (2014)

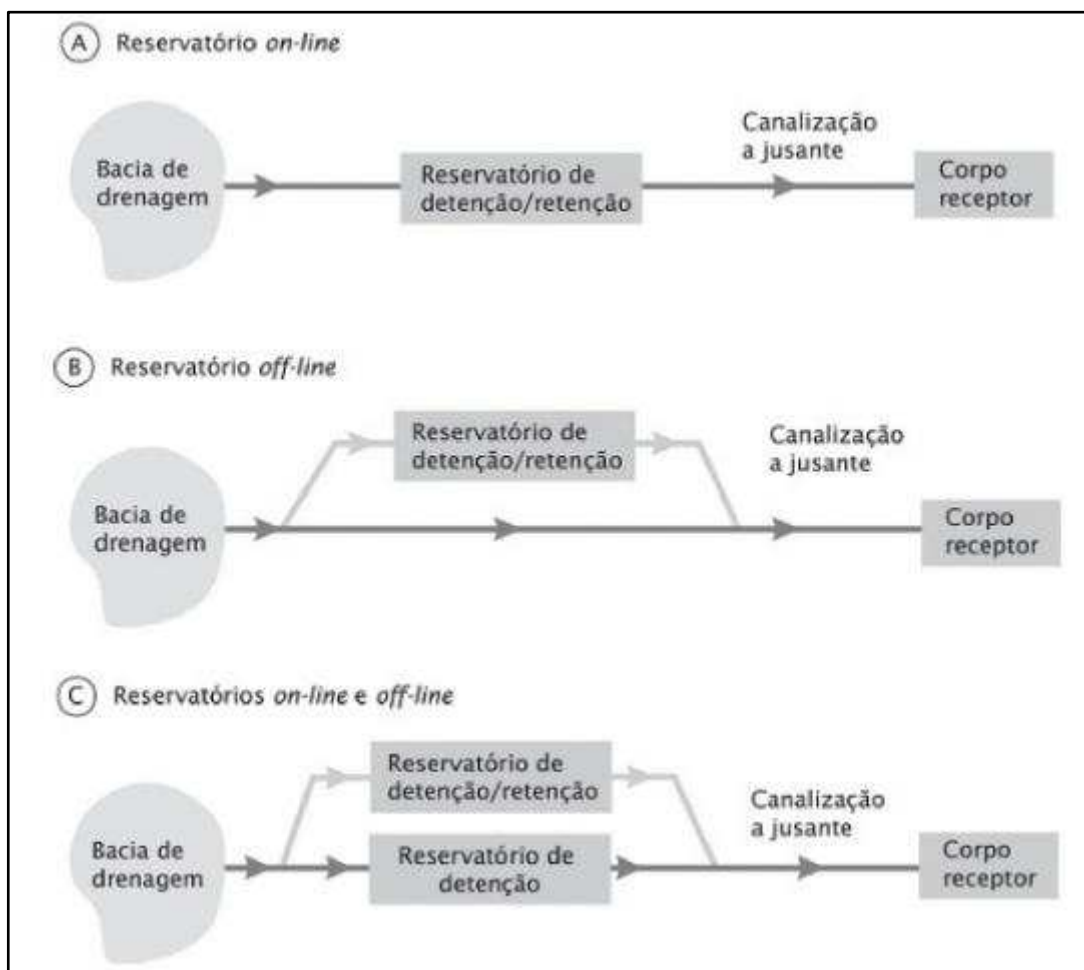
- Bacias de detenção: são áreas que ficam secas durante as estiagens, mas projetadas para reter as águas superficiais apenas durante e após as chuvas. O tempo de detenção guarda relação apenas com os picos máximos de vazão requeridos a jusante e com os volumes armazenados

Figura 22: Bacia de detenção



Fonte: Canholi (2014)

Figura 23: Reservatórios on-line e off-line



Fonte: Canholi (2014)

2.4.1.2.1 Bacia de Detenção

Como já mencionado anteriormente, essa solução é usada como principal solução quando se trata de estruturas não convencionais, nesse tópico será abordado os principais conceitos e informações pertinentes a respeito de bacias de detenção.

Segundo Baptista (2005, apud Coelho, 2012, p. 62), “as bacias de detenção são estruturas de acumulação temporária de e/ou de infiltração de águas pluviais utilizadas para atender três funções principais relacionadas à drenagem urbana:”

- Amortecimento das cheias como forma de controle de inundação;
- A eventual redução no volume de escoamento superficial, nos casos de bacia de infiltração;
- A redução da poluição fluvial difusa de origem pluvial em contexto urbano.

Segundo Coelho (2012, p. 62) “As bacias de detenção são dispositivos de controle de drenagem pluvial com porte estrutural variável, tendo a finalidade de acumulação temporária das águas precipitadas, podendo ainda estar associadas ao fenômeno de infiltração.”

Assim como as demais técnicas de drenagem não convencionais, essas estruturas contribuem para a redução dos impactos de urbanização sobre o processo hidrológico nas bacias hidrográficas urbanas. Sua composição inclui, basicamente, um volume deixado livre para armazenamento de águas, denominado volume de espera, uma estrutura hidráulica de controle de saída, usualmente uma estrutura de descarga de fundo, controlada ou não por comportas ou válvulas, e um vertedor de emergência (BAPTISTA, 2005, apud COELHO, 2012, p. 62).

Coelho (2012, p. 63) diz que:

Ao se implantar um espelho d’água ou a reserva de uma área destinada a criar um volume de armazenamento em um espaço urbano conduz, quase naturalmente, a outros usos dessa estrutura hidráulica, tais como o desenvolvimento de áreas de lazer ou de reservas ecológicas. A este respeito, fazem-se apenas distinção das bacias de detenção de caráter essencialmente hidrológico, tendo por função o controle de cheias e de poluição, e bacias de detenção multifuncionais que agregam funções como áreas de lazer e reservas ecológicas.

As bacias ainda ganham uma classificação segundo há algumas características que a diferem, essa classificação é de acordo com a forma e entre outros fatores. Segundo Baptista (2005, apud Coelho, 2012), essas classificações são apresentadas da seguinte forma:

- Classificação quanto à forma:

- Bacias a céu aberto: são as bacias que se encontram sobre a superfície terrestre. São exemplos de bacia a céu aberto aquelas com espelho d'água permanente; as bacias secas, que são aquelas que armazenam água apenas durante eventos de precipitação; e bacias de zona úmida, que são artificialmente construídas semelhantes às várzeas, capazes de armazenar água em pequenas profundidades e extensas áreas, com forte desenvolvimento de vegetação típica de zonas úmidas.

- Bacias subterrâneas ou cobertas: são aquelas empregadas em zonas de considerável densidade populacional onde não há possibilidade de implantação de bacias a céu aberto.

Figura 24: Bacia subterrânea



Fonte: Zahed Filho e Martins (2014)

Segundo Coelho (2012):

A implantação de um sistema de drenagem não convencional contemplando bacia de detenção, requer uma escolha minuciosa da técnica que mais se adequar à circunstância. A técnica a ser empregada, seus princípios de funcionamento quanto a forma de alimentação, de armazenamento e de esvaziamento, são pontos que devem ser levados em conta na fase de concepção do sistema de drenagem de águas pluviais.

De acordo com esse mesmo autor, para que uma solução de desenvolvimento de uma bacia de detenção no sistema de drenagem urbana seja aceita é necessário o preenchimento de alguns pré-requisitos, segundo o que será abordado nas linhas seguintes.

- Aspectos físicos

Estudo planialtimétrico: A cota do local de implantação da bacia de detenção deve receber especial atenção. Sendo assim, deve ser feita uma análise em desenhos que apresentam as curvas de nível da localidade de forma que possibilite o armazenamento resultante.

Lançamento: caso a solução implementada não seja de infiltração *in situ*, é o caso do estudo proposto, é de suma importância que se tenha a preocupação sobre o escoamento e deságüe adequado das águas pluviais para que não haja perda na qualidade e quantidade das águas.

Estabilidade do solo: é necessário o estudo sobre o comportamento do solo em contato com a água, caso a técnica a ser empregada seja a de infiltração. Esta preocupação é dada pelo fato de que certos tipos de solos sofrem o risco de dissolução quando em contato com a água, causando desmoronamento. Como exceção ao fato descrito nas linhas superiores, temos os solos que são favorecidos com a proximidade com as águas. Adquirem uma maior estabilidade através do empolamento.

Altura do lençol freático: em locais onde o lençol freático está situado a 1 metro de profundidade, não é aconselhado, sob o ponto de vista da sustentabilidade, que sejam implementadas soluções técnicas de enterramento, uma vez que poderá acarretar na contaminação do lençol freático.

Retenção de água: em soluções onde seja necessário o acúmulo de água em espelhos d'água, deve-se ter um nível operacional de água no local, mesmo que este tenha uma variação, desta forma além da área ocupada em projeto deve ser prevista uma folga de inundação.

- Aspectos sanitários e ambientais

Os sistemas de drenagem urbana oferecem riscos ao meio ambiente quando a qualidade da água escoada é de origem duvidosa ou, então o corpo receptor não possui condições de agregar um dado volume de água de chuva.

O histórico do uso dos solos pode trazer informações importantes sobre a qualidade da água. Definir se as águas drenadas são provenientes de zonas residenciais, comerciais, industriais ou mistas, ajuda na análise de poluição, seja ela crônica ou acidental.

Os corpos receptores, quanto a sua vulnerabilidade, devem ser apreciados sob o ponto de vista de seu valor hídrico (água potável, uso industrial, agrícola, etc.) e o seu valor patrimonial, ou seja, o seu uso em empreendimentos futuros.

As obras de retenção são penalizadas pelo escoamento de material fino, podendo causar o assoreamento, salvo se no projeto estiver previsto um dispositivo de decantação. A proximidade com obras em áreas mais altas sem a cobertura vegetal podem ser fatores determinantes ao escoamento de material fino.

- Aspectos urbanísticos e de infraestrutura

Nesses aspectos são analisados os espaços disponíveis para a implantação do sistema e sua interferência com as redes de infraestrutura urbana.

- Aspectos socioeconômicos

Em estudos de viabilidade, é necessária a análise de alguns fatores socioeconômicos, tais como: a má ou boa percepção de certas técnicas, razões culturais ou históricas, a proximidade de equipamentos urbanos para os quais o uso de determinadas técnicas pode ser considerada inadequado, o risco de utilização de um espaço de armazenamento das águas pluviais como depósito de resíduos sólidos, que podem gerar áreas de contaminação.

Finalmente, critérios relativos ao custo do uso de técnicas compensatórias, podem vir a comprometer certas alternativas, seja por impossibilidade de manutenção futura ou pela necessidade de tratamento específico, no caso do solo poluído.

3. METODOLOGIA

Para estudar os sistemas de drenagem urbana e propor as possíveis soluções na Curva do Noventa em São Luís – MA, empregou-se uma metodologia composta pelas seguintes etapas:

- Revisão bibliográfica;
- Levantamento de documentos, dados, mapas cartográficos referentes à área de estudo;
- Pesquisa de campo;
- Dimensionamento de estruturas convencionais;
- Dimensionamento de estruturas não convencionais;
- Análise dos resultados obtidos.

A revisão bibliográfica foi apresentada no item anterior onde são apresentados os principais conceitos para uma melhor compreensão deste trabalho, ou seja, entender o funcionamento dos sistemas de drenagens urbanos e seus dispositivos.

Na etapa de levantamento de documentos e dados, foi feita a obtenção de materiais, mapas e informações juntamente a órgãos de São Luís. Os mapas e dados são cruciais para o decorrer do trabalho.

A pesquisa de campo foi realizada na área de estudo, entrevistando moradores do local para a obtenção de dados para que se tenha um melhor conhecimento da real situação que o local está exposto mediante aos casos de inundações que assolam a região. Tais dados são apresentados no item 3.1.3 com seus respectivos resultados relevantes ao trabalho.

O dimensionamento de estruturas convencionais, está associado à proposta de soluções, abordando dispositivos voltados ao método convencional de drenagem, tais como: bueiros, bocas de lobo e poço de visita.

O dimensionamento de estruturas não convencionais, se dá pela solução e dispositivo não convencional para a região, sendo utilizado bacia de detenção.

A análise dos resultados tem por objetivo mostrar os dois métodos usados nessa pesquisa e mostrar a eficiência dos mesmos na contribuição para amenizar os danos de

inundação na região estudada. Será feito uma comparação entre as soluções apresentadas, mostrando o impacto positivo que poderão causar na região e para os moradores do local.

3.1 Caracterização da Área

3.1.1 Dados Gerais

A região da Curva do Noventa foi selecionada como estudo de caso devido a algumas razões: apresenta problemas de inundações nos pontos baixos da via em todos os períodos de chuva e trata-se de uma via de grande importância ao sistema viário de São Luís, por estar localizado, em um bairro de transição entre o centro e as demais localidades da cidade.

O trecho voltado para o dimensionamento de estruturas convencionais apresenta uma extensão aproximada de 1852,00 m, e com uma área de bacia hidrográfica de 115,64 ha, abrangendo os bairros Vinhais, Cohama, Recanto dos Vinhais, Quitandinha e outros. Esses bairros tiveram sua ocupação urbana de forma acelerada nos últimos anos, tornando-se regiões muito populosas, predominando população de média e alta renda.

Nas figuras 25 a 27, mostram a localização do trecho em estudo.

Figura 25: Localização do trecho de estudo - Av. Jerônimo de Albuquerque



Fonte: Google Mapas (2018).

Figura 26: Vista do trecho inicial de estudo – região da curva do Noventa



Fonte: Google Earth (2018).

Figura 27: Vista do trecho final de estudo



Fonte: Google Earth (2018).

Na figura 28 e 29 apresenta vistas da Avenida Jerônimo de Albuquerque.

Figura 28: Vista da via de estudo



Fonte: O autor (2018).

Figura 29: Vista ao longo da via



Fonte: O autor (2018).

As figuras 30 e 31 representa a via em épocas de chuvas, em períodos predominantemente no início de cada ano. Observa-se a via inundada após uma forte chuva, evidenciando que os sistemas de drenagem nesse local, são falhos.

Figura 30: Vista da via em período de chuva



Fonte: Imitante.com.br (Acesso em 30/10/18)

Figura 31: Vista da via em período de chuva próximo à Curva do Noventa.



Fonte: G1.globo.com/ma/maranhão (2018).

Na figura 32 observa-se o impacto que a inundação causa no ponto baixo da avenida. Já na figura 33 mostra o trânsito lento devido às fortes chuvas no local.

Figura 32: Vista da via em período de chuva na Curva do Noventa



Fonte: G1.globo.com/ma/maranhão (2018)

Figura 33: Trânsito parado próximo à Curva do Noventa.



Fonte: G1.globo.com/ma/maranhao (2018).

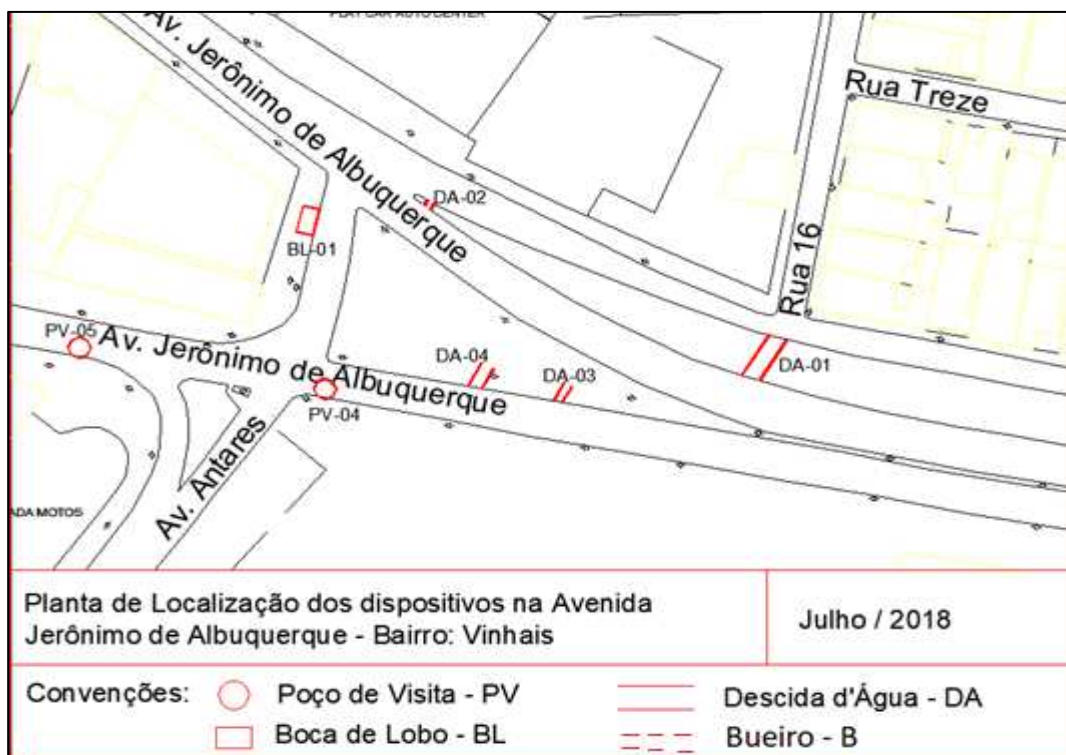
3.1.2 Cadastro dos Dispositivos de Drenagem Existente na Avenida Jerônimo de Albuquerque

Com o objetivo de aumentar as informações neste trabalho, foi realizado um levantamento de todos os dispositivos de drenagem no decorrer da Avenida Jerônimo de Albuquerque, tais como: bocas de lobo, poço de visita, bueiro e descidas d'água. Foram tiradas fotografias do local para uma melhor visualização e também verificados as localizações de todos os dispositivos e em seguida, apresentados em planta.

Na planta de localização dos dispositivos, mapa 01 e mapa 02 estão todos os dispositivos que foram pertinentes e que influenciam na drenagem local. As figuras de 34 a 55 mostram às imagens dos dispositivos existentes na área.

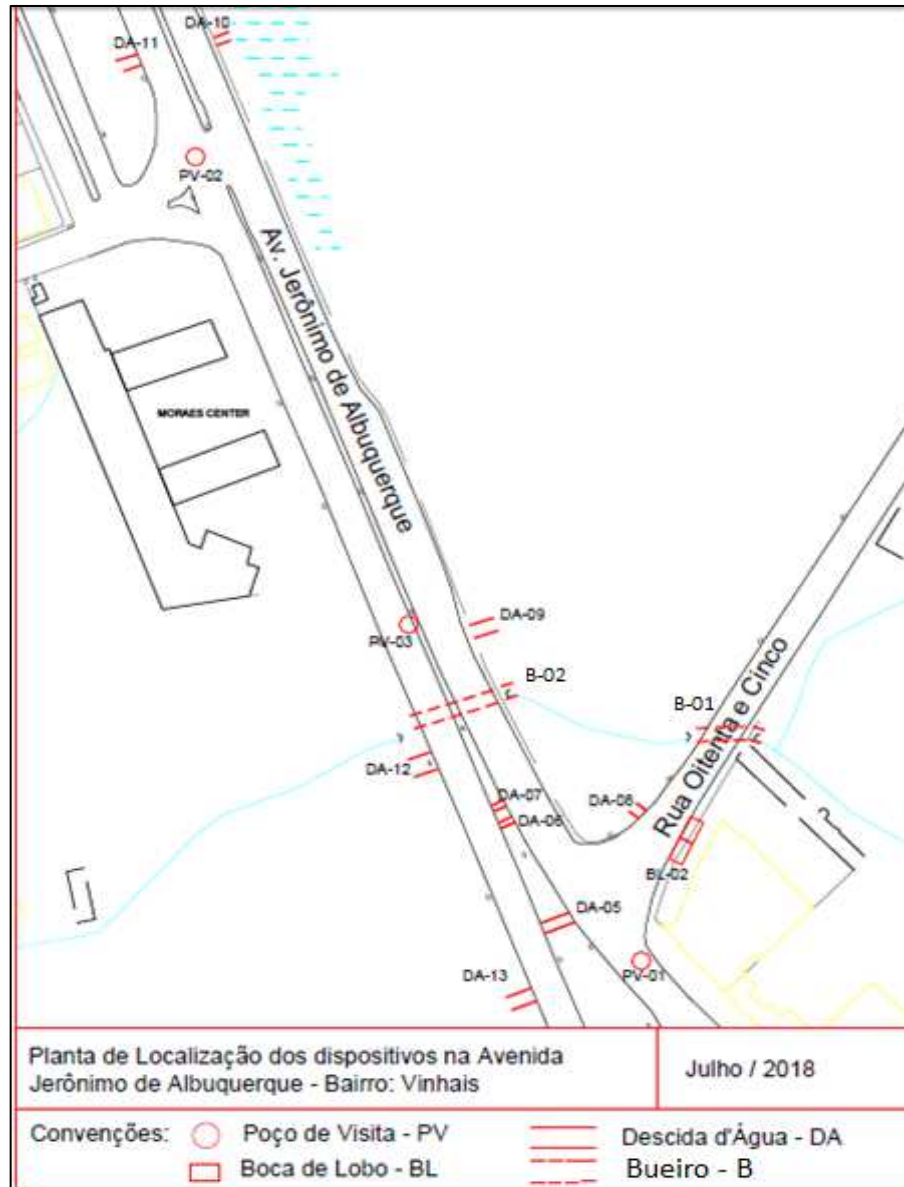
Acompanhando cada figura, apresentam-se a descrição de cada, sendo: 2 bocas de lobo, 5 poços de visita, 14 descidas d'água e 2 bueiros. Porém, no local pode conter outros poços de visitas que por ventura estejam localizados abaixo do pavimento e que não foi possível a sua visualização e, com isso, sua locação no projeto.

Mapa 1: Planta dos Dispositivos – Parte 1



Fonte: O autor (2018)

Mapa 2: Planta dos Dispositivos - Parte 2



Fonte: O autor (2018)

- **DA-01:** Na figura 34, tem-se uma descida d'água que está localizado no início da via antes do Mix Mateus.

Figura 34: DA-01 – Descida d'Água



Fonte: O autor (2018)

- **DA-02:** Na figura 35, mostra uma descida d'água que está localizado próximo à curva.

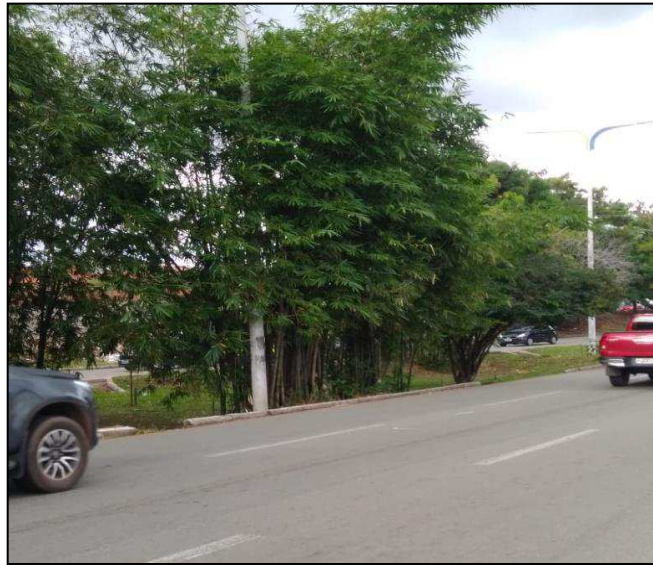
Figura 35: DA-02 – Descida d'Água



Fonte: O autor (2018)

- **DA- 03 e 04:** Na figura 36, têm-se duas descidas d'água que direcionam a água para o canteiro central onde predomina uma vegetação.

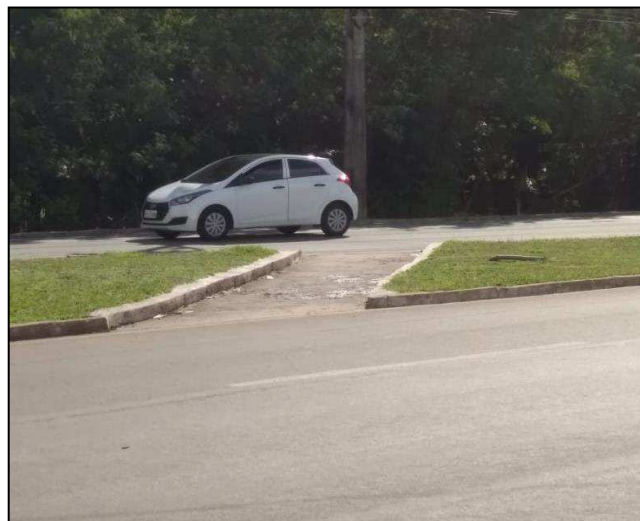
Figura 36: DA-03 e 04 – Descidas d'Água



Fonte: O autor (2018)

- **DA-05:** Na figura 37, tem-se uma descida d'água que está próxima ao ponto de alagamento na via. Essa descida interliga as duas vias para o caminho da água e está em frente à Rua Oitenta e Cinco.

Figura 37: DA-05 – Descida d'Água

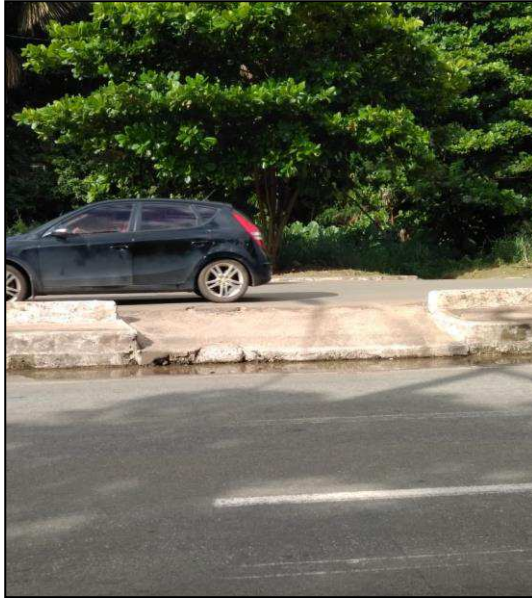


Fonte: O autor (2018)

As próximas descidas de água estão localizadas na região apresentada nas figuras 31 e 32, onde existe um grande número de descidas que fazem a ligação entre as vias. São mencionados neste trabalho só algumas dessas descidas, uma vez que estão muito próximas umas das outras.

-DA-06: Na figura 38, tem-se uma descida d'água que está próxima ao ponto de alagamento, essa descida interliga as duas vias.

Figura 38: DA-06 – Descida d'Água



Fonte: O autor (2018)

-DA-07: Na figura 39, tem-se uma descida d'água que está na parte final da via estudada, ligando as duas vias.

Figura 39: DA-07 – Descida d'Água



Fonte: O autor (2018)

- DA-08: Na figura 40, tem-se uma descida d'água no acostamento na Rua Oitenta e Cinco por onde a água escoar para um terreno baldio com presença de vegetação.

Figura 40: DA-08 – Descida d'Água



Fonte: O autor (2018)

- **DA-09:** Na figura 41, tem-se uma descida d'água na via em estudo.

Figura 41: DA-09 – Descida d'Água



Fonte: O autor (2018)

- **DA-10:** Na figura 42, tem-se outra descida d'água na via em estudo. e que recebe o escoamento que vem do outro extremo da via.

Figura 42: DA-10 – Descida d'Água



Fonte: O autor (2018)

- **DA-11:** Na figura 43, também se tem uma descida d'água na via em estudo.

Figura 43: DA-11 – Descida d'Água



Fonte: O autor (2018)

- **DA-12:** Na figura 44, tem-se uma descida d'água na via em estudo e tem grande importância na área, pois fica próximo ao local de inundação. Percebe-se ainda que suas dimensões são acima das tradicionais.

Figura 44: DA-12 – Descida d'Água



Fonte: O autor (2018)

- **DA-13:** Na figura 45, mostra uma descida d'água na via em estudo que se localiza próxima a área que sofre com as inundações em fortes períodos de chuva. A água é escoada para um terreno com uma vegetação intensa.

Figura 45: DA-13 – Descidas d'Água



Fonte: O autor (2018)

- **DA-14:** Na figura 46, mostra uma descida d'água em degrau. Esse tipo é usado para amenizar a velocidade da água que deve ser intensa no local, devido à topografia da região.

Figura 46: DA-14 – Descida d'Água



Fonte: O autor (2018)

- **BL-01:** Na figura 47, tem-se uma boca de lobo simples onde percebe que ela está sem tampa e sem proteção, estando sujeita a presença de lixo e ocasionando um problema maior devido à insegurança que ela passa para as pessoas que andam por aquela região, principalmente para as crianças. Também fica nítida a presença de um buraco ali próximo, podendo ocasionar um acidente.

Figura 47: BL-01 – Boca de Lobo Simples



Fonte: O autor (2018)

- **BL-02:** Na figura 48, tem-se uma boca de lobo dupla de concreto em uma rua perpendicular à via de estudo, pode-se observar que a boca de lobo está obstruída com alguns objetos plásticos, folhas e outros materiais.

Figura 48: BL-02 – Boca de Lobo Dupla



Fonte: O autor (2018)

- **B - 01:** Na figura 49, tem-se um bueiro duplo metálico localizado na travessia da Rua Oitenta e Cinco que fica perpendicular a Avenida Jeronimo de Albuquerque. Esse bueiro tem um papel fundamental no escoamento superficial e ao mesmo tempo possui uma área de influência devido a sua localização.

Figura 49: B-01 – Bueiro



Fonte: O autor (2018)

- **B - 02:** Na figura 50, tem-se um bueiro duplo de concreto na via de estudo. Nessa parte da avenida é onde se encontra o maior problema de enchente. Aparentemente esse dispositivo não é suficiente para drenar o volume de água presente naquele local, em dias com forte chuva.

Figura 50: B-02 - Bueiro



Fonte: O autor (2018)

- Poços de Visita:

- **PV-01:** (Figura 51), está localizada próxima à esquina da Rua Oitenta e Cinco e próximo ao ponto de inundação.

- **PV-02:** (Figura 52), está localizada ao final da via de estudo, próximo ao posto de gasolina.

Figura 51: Poço de Visita - PV-01



Figura 52: Poço de Visita - PV-02



Fonte: O autor (2018)

- **PV-03:** (Figura 53), está localizada no canteiro central próximo a área que vem sofrendo com problemas de enchentes.

- **PV-04:** (Figura 54), está localizado próximo ao supermercado Mateus no início do trecho.

Figura 54: Poço de Visita - PV-04



Figura 53: Poço de Visita – PV-03



Fonte: O autor (2018)

- **PV-05:** (Figura 55), está localizada na Av. Jerônimo de Albuquerque, próximo a Av. Antares.

Figura 55: Poço de Visita - PV-05



Fonte: O autor (2018)

3.1.3 Pesquisa de Campo

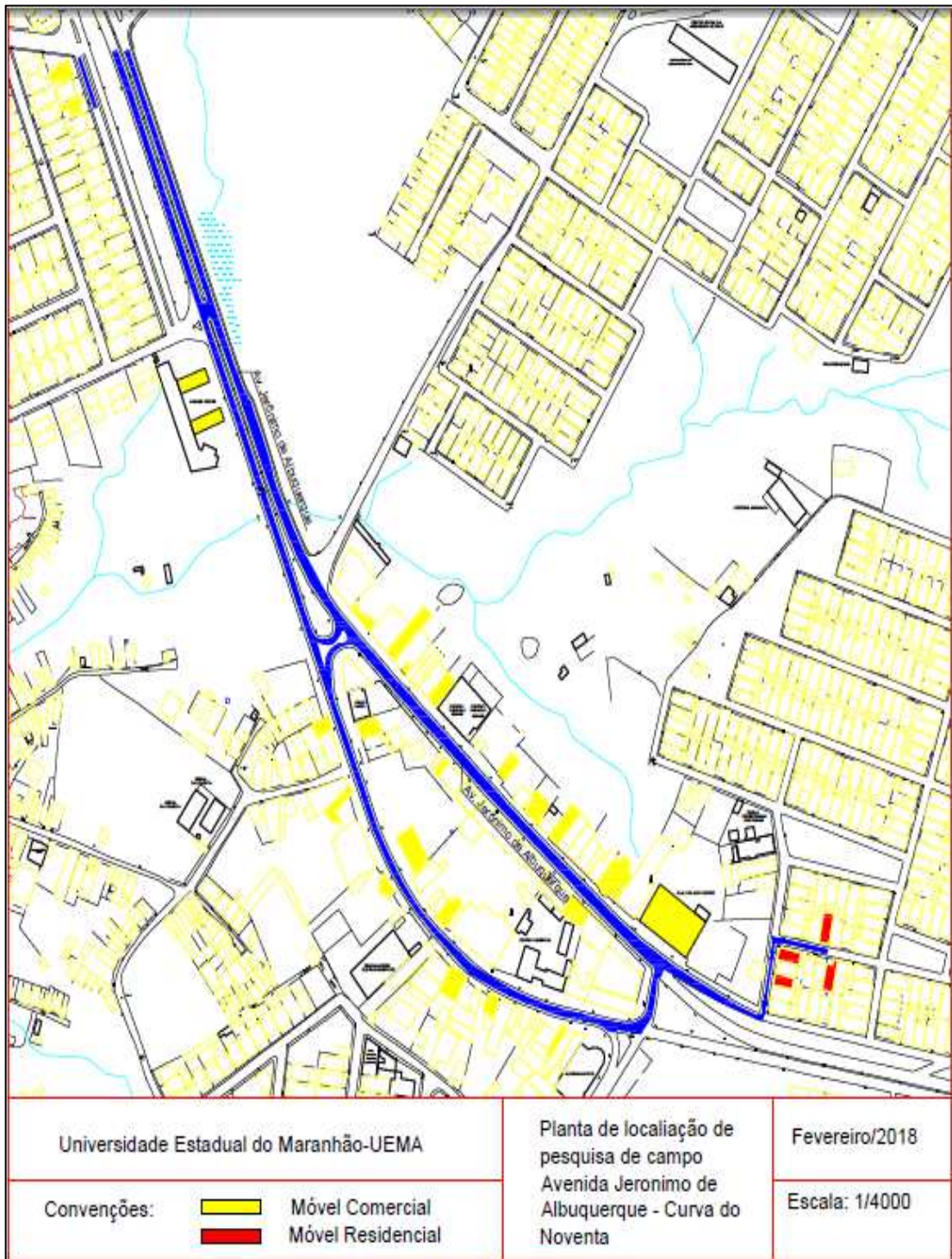
Foi realizado uma pesquisa de extensão fomentado pela FAPEMA na Universidade Estadual do Maranhão pelo mesmo autor desse trabalho, na qual está sendo aproveitada nesse estudo. Essa pesquisa foi realizada no dia 27 de janeiro de 2018, com entrevistas em 40 imóveis, comerciais e residenciais, escolhidos aleatoriamente, localizados ao longo da via em estudo, conforme mostra no Mapa 03.

A entrevista foi feita com a aplicação de um questionário (ver Anexo A) com o objetivo de coletar informações gerais do sistema de drenagem existente da via, bem como, para confirmar possíveis trechos que padecem com problemas de inundações.

As informações coletadas nessa pesquisa são:

- Tipos de imóveis;
- Sistema de drenagem existente;
- Manutenção do sistema de drenagem;
- Problemas de inundação;
- Alcance das inundações;
- Frequência de coleta de lixo;
- Revestimento asfáltico na via.

Mapa 3: Planta de localização



Fonte: O autor (2018)

- Tipos de Imóveis

A figura 56 ilustra um gráfico demonstrativo dos tipos de imóveis entrevistados.

Figura 56: Tipos de imóveis entrevistados



Fonte: Dados da pesquisa (o autor, 2018).

Observa-se pelo gráfico que no trecho em estudo predominam-se imóveis comerciais, apresentando um percentual pequeno (10%) de residenciais.

- Sistema de Drenagem Existente

De acordo com a pesquisa, 100% dos imóveis entrevistados informaram que se observa algum tipo de dispositivo de drenagem na via em frente ao seu imóvel.

Nos sistemas de drenagem existentes na região de estudo, observou-se que a maior parte (61%) está associada a descidas d'água seguidas de poços de visita ao longo da via, com uma pequena quantidade de bueiro e bocas de lobo. A figura 57 mostra essa realidade.

Figura 57: Tipos de drenagem presenciadas in loco



Fonte: Dados da pesquisa (o autor, 2018).

- Manutenção de Drenagem Existente

Ficou nítido, pelos dados apresentados na figura 58, que a manutenção na área é inexistente, agravando assim o caso de inundações em dias de intensas chuvas.

Figura 58: Existência de manutenção do sistema de drenagem



Fonte: Dados da pesquisa (o autor, 2018).

- Problemas de Inundação

Outro fator que está relacionado com a falta de manutenção são os problemas de inundações, onde 38% das pessoas confirmaram ter sofrido esse tipo de problema, conforme indica a figura 59.

Figura 59: Porcentagem de imóveis que apresentam problemas de inundações

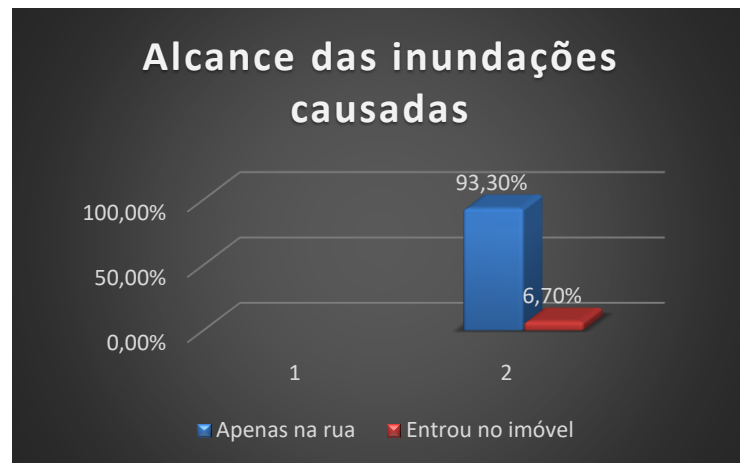


Fonte: Dados da pesquisa (o autor, 2018).

- Alcance das Inundações

Dos 38% que sofrem com problemas de inundação, 93,3% atestam que a mesma se dá apenas na rua, ou seja, não entra no imóvel. Todavia, 6,7% padecem com essa problemática. A figura 60 ilustra tal afirmativa.

Figura 60: Nível de alcance das inundações causadas



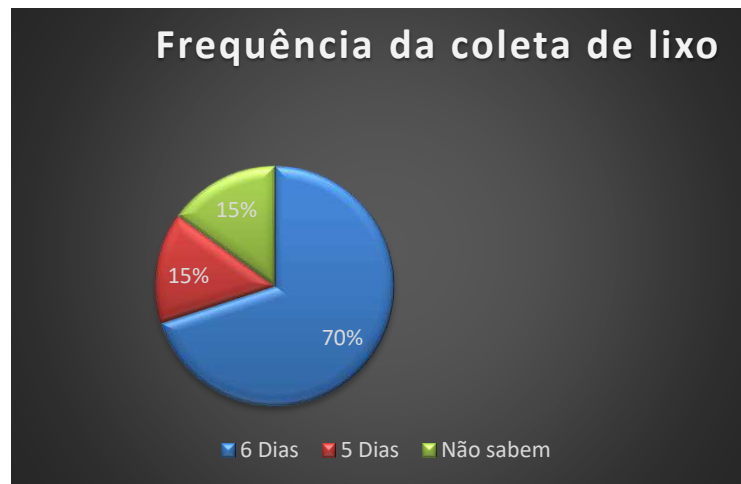
Fonte: Dados da pesquisa (o autor, 2018).

- Perdas de Materiais

A pesquisa mostrou que não houve perdas de material nas lojas e residências dos entrevistados, amenizando assim essa calamidade que atinge a região estudada.

- Frequência de Coleta de Lixo

A figura 61 mostra que ocorre em 70% dos casos a coleta de lixo em 6 dias/semana e 15% acontecem em 5 dias.

Figura 61: Frequência da coleta de lixo

Fonte: Dados da pesquisa (o autor, 2018).

- Revestimento Asfáltico na Via

No que diz respeito à pavimentação da via, a região apresenta vias com revestimento asfáltico.

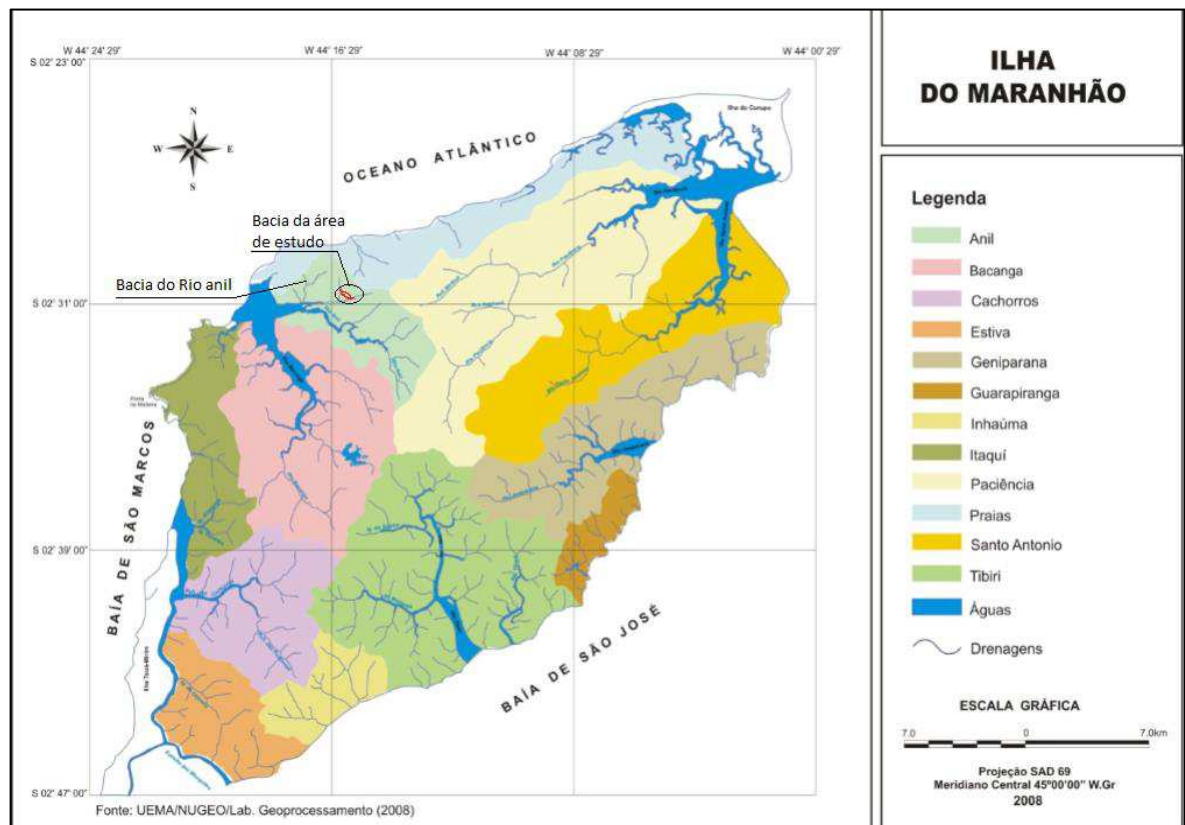
3.2 Cálculo e Determinação dos Parâmetros Hidrológicos

Como já exposto, para o estudo do sistema de drenagem urbana, faz-se necessário estudar alguns parâmetros hidrológicos da região para o dimensionamento dos dispositivos que serão usados nesse trabalho, tais dados são apresentados nos itens a seguir.

3.2.1 Área de Contribuição – Estudo de Sub-bacias

A região de estudo apresenta uma área de 115,64 ha e tem sua contribuição para a bacia do Rio Anil conforme mostra a figura 62.

Figura 62: Localização da área de estudo nas bacias hidrográficas da Ilha de São Luís.

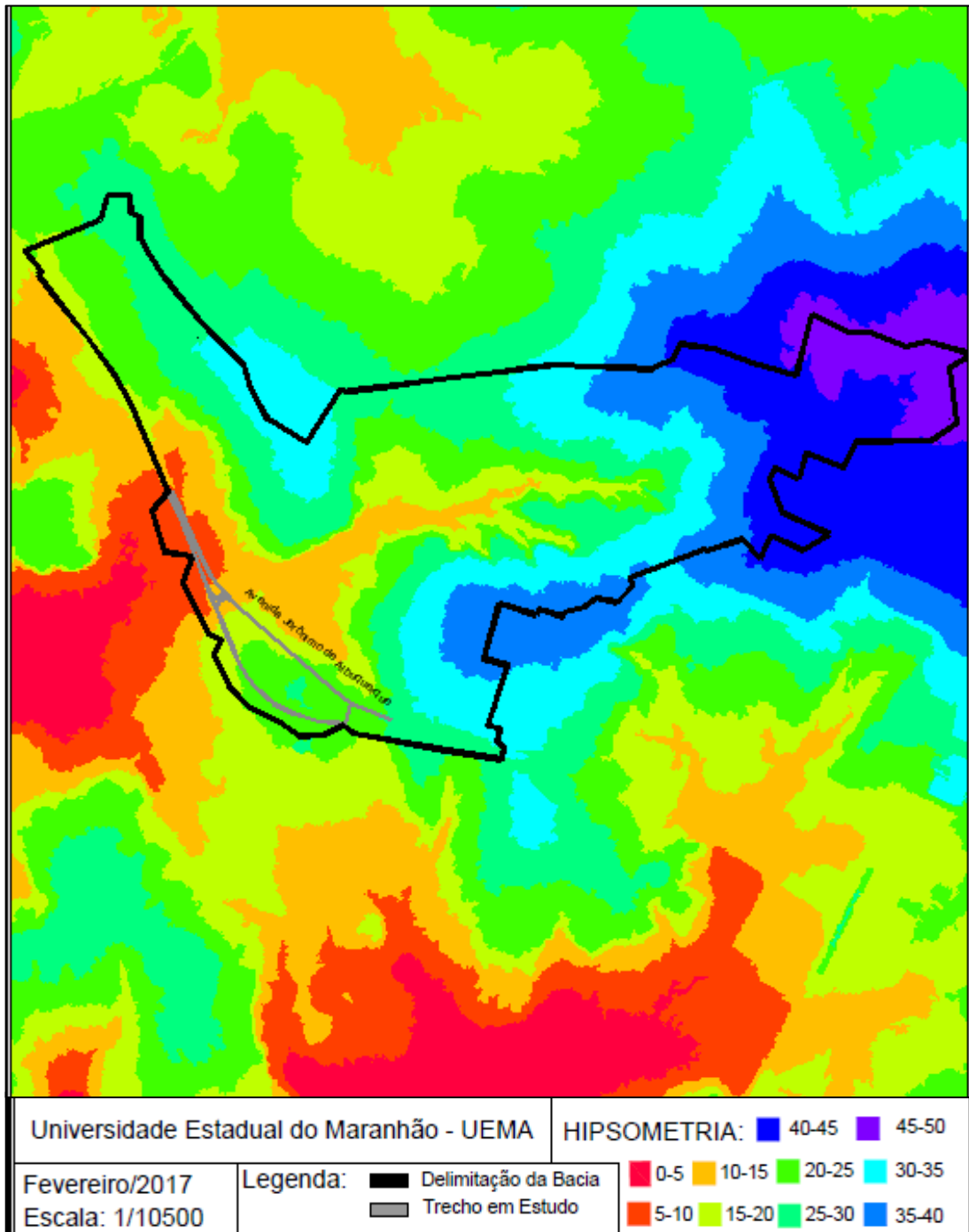


Fonte: Laboratório de Geoprocessamento – UEMA/NUGEO (2008).

Para uma melhor compreensão deste trabalho, analisou-se a topografia da região, necessária para a divisão das sub-bacias de contribuição para o trecho da via em estudo. Como resultado dessa análise elaborou-se a planta hipsométrica (Mapa 04) e a delimitação da bacia e sub-bacias (Mapa 05).

“A hipsometria é uma técnica de representação gráfica da elevação de um terreno através de um conjunto de cores, onde cada cor corresponde a um intervalo de cotas do terreno estudado” (NOGUEIRA, 2017). Para a elaboração da planta de hipsometria utilizou-se a ferramenta: AutoDeskAutoCad Civil 3D de 2012.

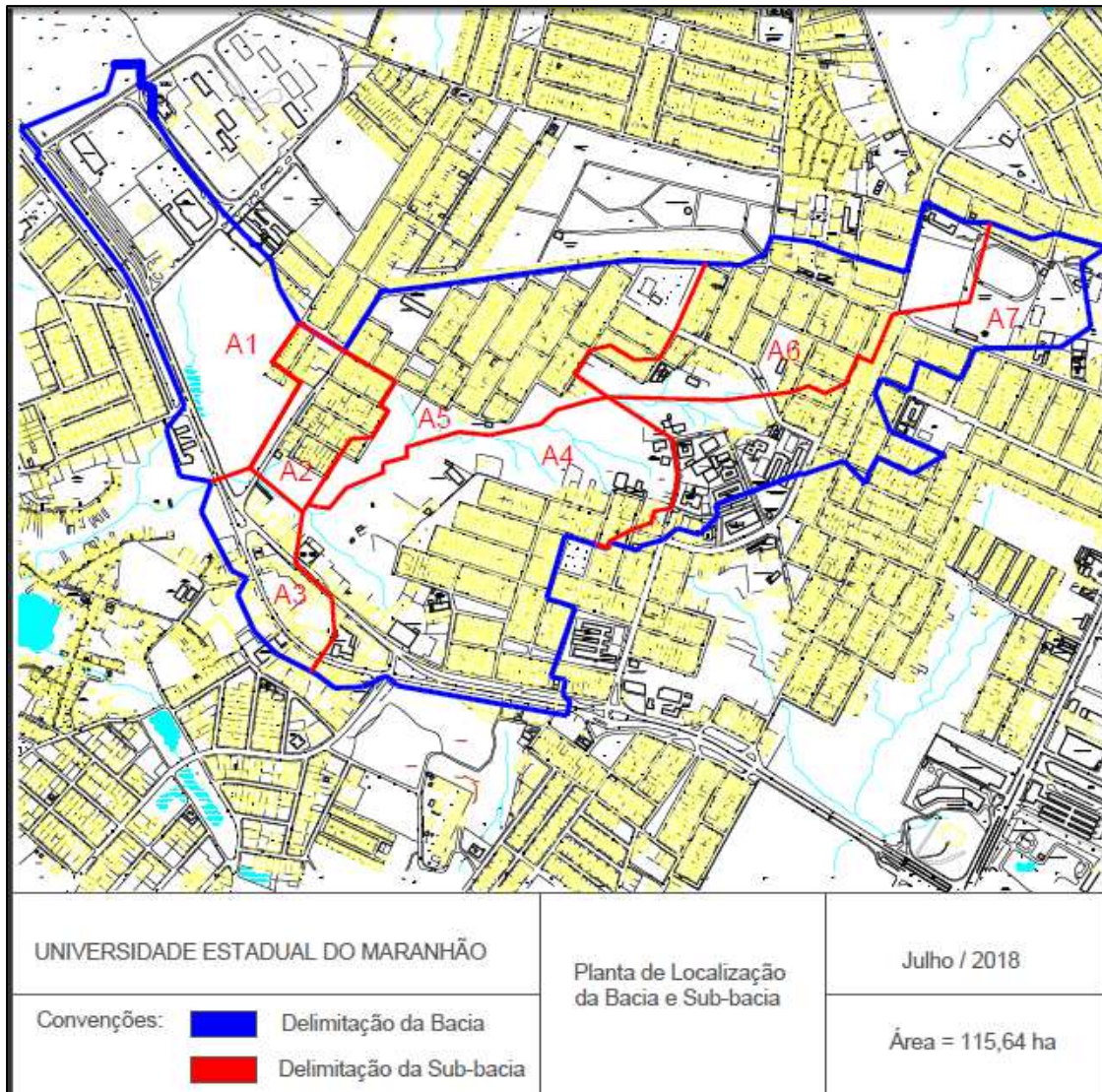
Mapa 4: Planta Hipsométrica



Fonte: O autor (2018)

No mapa 05 configura a delimitação da bacia e sub-bacias estudadas, elaborada a partir da cartografia disponível. Nota-se que a área estudada apresenta uma grande variedade de altitude no decorrer das avenidas e ruas que compõem o projeto, o que pode ser visto em imagens já expostas anteriormente e também no mapa hipsometrico (mapa 04) que mostra a altitude na área de estudo.

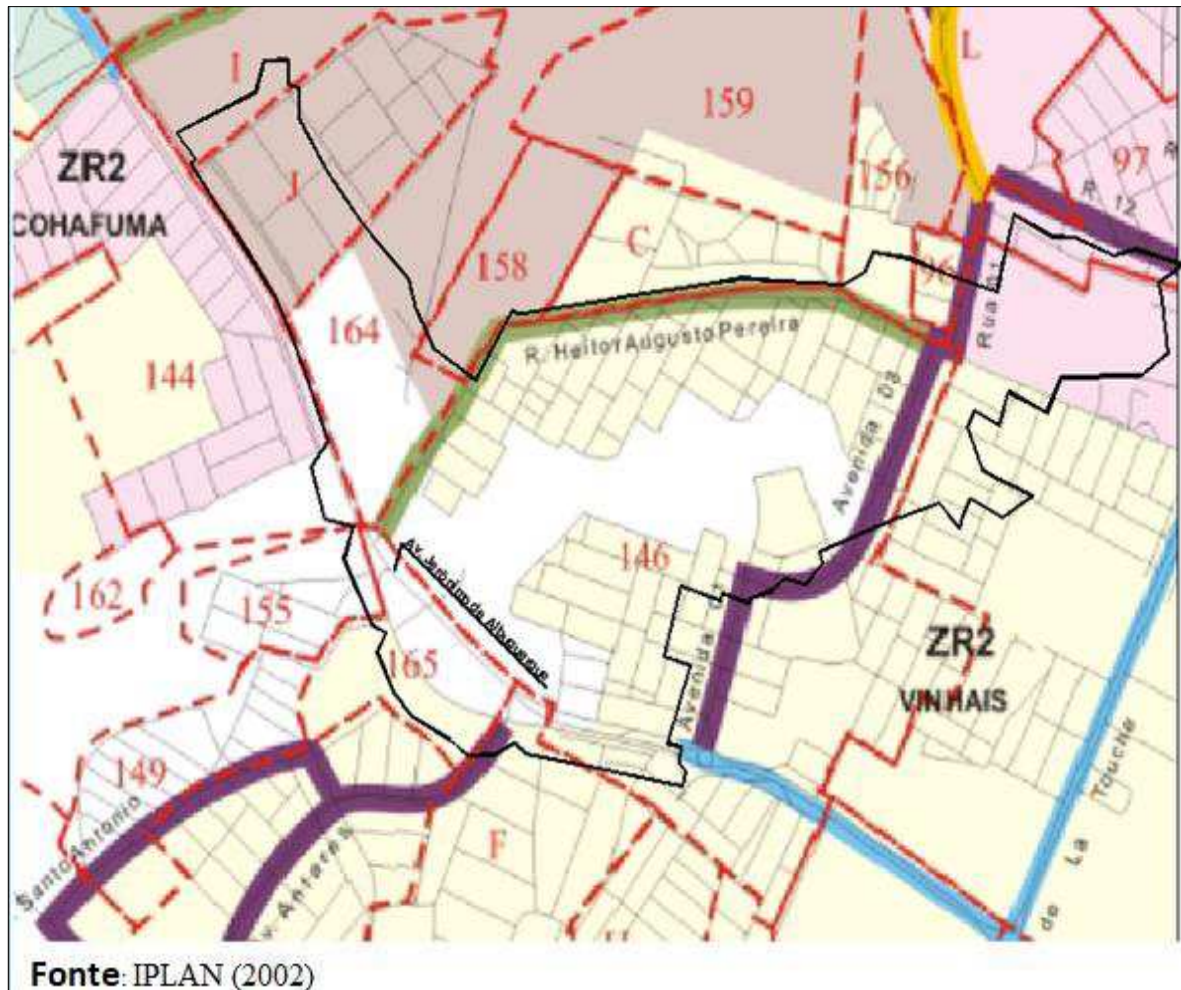
Mapa 5: Delimitação da Bacia e Sub-bacias



Fonte: O autor (2018)

A área de estudo trata-se de uma zona residencial localizada entre os bairros Cohafuma e Cohama, localizado na zona R2, atuando na parte 165, 146, com alguns trechos dos 155, 144, 164 e F, conforme mostra o mapa 06.

Mapa 6: Mapa de Zoneamento



Fonte: IPLAN (2002)

3.2.2 Precipitação e Intensidade de Chuva

Para o desenvolvimento dos estudos hidrológicos foram analisados os postos pluviométricos localizados no sítio eletrônico do Instituto Nacional de Meteorologia - INMET do Posto São Luís disponível na web site do INMET, com o objetivo de fornecer elementos para os dados hidrológicos cujas informações são disponibilizadas pela internet em seu serviço denominado BDMEP - Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa, conforme apresentado no quadro 3.

Quadro 3: Dados do Posto Pluviométrico

Código: 82280	Período: 1990 a 2016
Nome: São Luís	Latitude: -2°53'00"
Responsável: INMET	Longitude: -44°21'00"
Operador: INMET	

Fonte: <http://www.inmet.gov.br/portal/>

A Tabela 10 apresenta as precipitações médias mensais dos 26 anos de dados coletados, referentes aos anos de 1990 a 2016.

Tabela 10: Precipitação Média Mensal

POSTO: INMET – São Luís		FONTE: INMET											
ANOS	INFORMAÇÕES	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
1990 a 2016	Precipitações Médias Mensais (mm)	227,76	313,11	463,3	447,29	297,63	186,84	122,14	30,14	7,45	10	11,35	56,99

Fonte: Adaptado de INMET (2018)

Como se pode observar, a pluviometria da região apresenta uma variação de valores ao longo do ano, ou seja, apresentam as máximas alturas no primeiro semestre (janeiro a julho), e valores muito baixos entre os meses de agosto e novembro.

3.2.3 Estudos das Precipitações de Projeto

Para o estudo realizado no bairro Vinhais foram utilizados dados pluviométricos da cidade de São Luís, conforme visto na tabela 11. A figura 48 representa os histogramas dos dados hidrográficos, onde estão sendo representados: a média por mês da precipitação total, a média por mês da precipitação máxima e a média por mês dos dias de chuva. A figura 49 representa a curva de intensidade – duração e frequência de São Luís.

Tabela 11: Dados Pluviométricos

DADOS PLUVIOMÉTRICOS														
Posto: INMET - São Luís		Número: 82280					Latitude: - 2.53				Longitude: - 44.21			
Período: 1990 a 2016		Município: São Luís					Estado: Maranhão				Fonte: INMET			
1990	Precipitação Total	109,2	501,5	198,3	285,9	146,6	154,3	228,4	35,1	33,4	1	3,1	56,8	1753,6
	Prec. Máxima	23,1	149,8	32,4	59,6	30,3	41,8	85,1	13,8	17,8	1	2	47	149,8
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1991	Precipitação Total	280,1	168,9	587,9	428	341,4	244,1	94,2	19,3	0,3	3,4	-	-	2167,6
	Prec. Máxima	62,4	56,4	152,5	62,4	31,5	108,5	37,5	11	0,3	2,2	-	-	152,5
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1992	Precipitação Total	307,1	165,7	438,9	94,4	94,2	49,3	46,6	0,2	0,1	0,6	1,1	0,2	1198,4
	Prec. Máxima	78,7	40,1	126,5	24,4	59,6	37,1	33,1	0,2	0,1	0,6	1,1	0,1	126,5
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1993	Precipitação Total	102,7	264,1	406,7	189,8	199,6	96,4	102,6	12,2	-	-	0,6	263	1637,5
	Prec. Máxima	40	85,3	120,8	30,9	67,4	32,8	39,6	5,3	-	-	0,6	160	159,7
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1994	Precipitação Total	409,9	293,3	712,4	405,3	404,1	235,9	161,5	33,4	16,2	0,2	-	48	2720,2
	Prec. Máxima	62,8	66	134,4	76,2	125,3	49,1	39	9,6	9,3	0,2	-	14,8	134,4
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1995	Precipitação Total	51,3	415,4	367,2	605	457	312,3	142,9	6,5	-	2,9	81,4	28,2	2470,1
	Prec. Máxima	16,3	74,4	60,4	91,5	80,1	65,4	49,7	3	-	1,8	67,3	14,4	91,5
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1996	Precipitação Total	252,1	174,5	548,5	592,3	521,7	90,4	127,7	88,1	14,4	0,8	2,6	6,1	2419,2
	Prec. Máxima	67,6	34	79,4	117,8	124,3	19,4	40,1	34,4	10	0,4	2,6	6,1	124,3
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1997	Precipitação Total	107,1	113,4	403,2	422	267,4	16,1	20,7	-	-	0,3	41,4	29,6	1421,2
	Prec. Máxima	33,5	43,7	64,2	71,3	55,8	9,6	7,5	-	-	0,2	28,5	26	71,3
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1998	Precipitação Total	306,7	58,8	366,1	246,6	144,4	128,2	152,4	2,7	-	-	0,3	53,6	1459,8
	Prec. Máxima	80,3	19,4	66,7	41	26,4	28,2	69,5	1,8	-	-	0,3	20,3	80,3
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1999	Precipitação Total	135,7	375	660,8	474,4	241,9	171	131	44,1	0,1	1,1	-	131	2366,2
	Prec. Máxima	72,2	57,3	130,3	95,2	27,5	34	22,1	25	0,1	1	-	57	130,3
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2000	Precipitação Total	267,1	392,1	606	609,6	422,2	146,1	202,1	63,9	12,6	-	0,2	43,3	2765,2
	Prec. Máxima	94	109,7	159,8	76	46,8	36,9	55,6	18,7	5	-	0,2	33,4	159,8
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2001	Precipitação Total	336,2	445,4	370,7	590,1	201,8	327,2	150,2	0,5	7,4	-	6,1	44	2479,6
	Prec. Máxima	65,4	80,3	104,6	84,8	46,6	72,9	53,2	0,3	5,8	-	5,8	18,8	104,6
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2002	Precipitação Total	345,6	83,4	314,1	489,3	295,4	237	42,3	4,6	-	-	29,3	47,4	1888,4
	Prec. Máxima	66,9	19,3	61,7	75	76,4	41,8	22,1	2,5	-	-	29,2	24,2	76,4
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2003	Precipitação Total	359,1	491,1	570,2	428,8	207,7	148	64,6	34,4	5,9	0,2	4,7	55,8	2370,5
	Prec. Máxima	65,2	144,4	121,7	64,4	55,8	30	17	13,6	3,7	0,2	3	38	144,4
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2004	Precipitação Total	445,7	485,4	388	452,9	183,5	213,1	233	83,9	1,5	-	3,2	6,6	2496,8
	Prec. Máxima	118	82,8	94,6	80,8	29,5	36,6	43,4	43,6	1,4	-	2,4	4	118
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2005	Precipitação Total	33,1	230,8	350,4	371,4	219,6	256,5	166,4	12,8	-	0,2	4	158	1803,3
	Prec. Máxima	15,2	58	65,6	42,4	39,6	58,3	48,6	5,5	-	0,2	2	56,2	65,6
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2006	Precipitação Total	189,9	277,5	369,2	537,3	536,1	261,9	63,2	67	2,3	-	9,3	40,5	2354,2
	Prec. Máxima	66,8	70,2	107,9	83,2	116	108,2	22,6	45,8	1,5	-	6,8	24	116
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2007	Precipitação Total	16,3	545,1	457,4	348,6	286,1	61,4	136,3	0,2	2,2	1	2,4	42	1899
	Prec. Máxima	4,6	123,9	54	55,6	71,1	17,6	56,4	0,2	2	1	1,2	18,8	123,9
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2008	Precipitação Total	124,4	413,5	584,5	607	314,2	380	104,9	51,4	0,4	0,4	0,6	18,5	2599,8
	Prec. Máxima	27	65,3	83,4	102,2	92	133	54	21,6	0,3	0,3	0,6	10	133
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2009	Precipitação Total	375,8	367,2	565,4	767,1	467,7	207,6	71,8	12,3	-	-	2,6	10,3	2847,8
	Prec. Máxima	98,6	77,4	82,7	93,6	154,9	39,6	18	6,4	-	-	2,6	5,1	154,9
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Posto: São Luís - MA

Data: Dezembro/2017

PLUVIOMETRIA- SÉRIE HISTÓRICA

DADOS PLUVIOMÉTRICOS														
Posto: INMET - São Luís		Número: 82280				Latitude: - 2.53				Longitude: - 44.21				
Período: 1971 a 2016		Município: São Luís				Estado: Maranhão				Fonte: INMET				
2010	Precipitação Total	108,2	121,5	316,9	393,7	377,5	218,3	105,2	7	0,4	-	16,2	90,7	1755,6
	Prec. Máxima	38,6	71,3	162,2	50,4	62,7	58,8	27,2	5	0,4	-	7,5	73,3	162,2
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2011	Precipitação Total	490,3	457,4	430,9	621,7	310,8	166,8	128	38,7	-	61,6	6,5	0,6	2713,3
	Prec. Máxima	187,8	131,6	89,2	133,9	42,4	37,2	51	14,8	-	30,6	6	0,5	187,8
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2012	Precipitação Total	102,4	238,1	331,7	249,5	86,4	50,8	60,5	11,2	0,2	-	1,6	0,8	1133,2
	Prec. Máxima	47	108,3	76,1	40,8	28,2	14,6	18,8	5,8	0,2	-	1,4	0,4	108,3
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2013	Precipitação Total	60	279,4	319,1	267,8	186,3	203,4	203,7	15	4,4	0,8	13,8	40,5	1594,2
	Prec. Máxima	29	145	113,6	60,6	30,2	55,2	44,6	7,6	4,2	0,8	11	39,6	145
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2014	Precipitação Total	149,6	251	161	244,3	784,3	185,5	44,3	3,8	0,5	2,2	1,8	29,2	1857,5
	Prec. Máxima	33,2	40,4	32	47,2	181,6	51,1	14,2	2	0,5	2,2	1,8	25,2	181,6
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2015	Precipitação Total	30,2	90,7	425,9	366,5	399,7	106,7	75,9	-	-	-	0,3	11,3	1507,2
	Prec. Máxima	19	23,6	76	49,6	98,2	19,8	26,4	-	-	-	0,3	9,9	98,2
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2016	Precipitação Total	204,5	140,8	362,1	327,4	264,9	133,4	52,1	13,4	1,8	-	-	42,9	1543,3
	Prec. Máxima	29,1	34,8	44	79,2	62,6	53,7	13,8	9,8	1,8	-	-	34,2	79,2
	Dias de chuva	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Nº de Anos com Dados		26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	-
Precipitação Total		227,76	313,11	463,3	447,3	297,6	186,84	122,14	30,14	7,45	1	11,35	56,99	2164,26
Mensal Média														
Precipitação Máxima		57,93	72,86	95,18	71,42	67,85	50,04	40,71	13,81	4,41	0,76	9,19	30,42	514,58
Mensal														
Número Médio de Dias com Precipitação		13*	17*	23*	22*	20*	13*	10*	4*	2*	1*	1*	4*	130

Observação: *Os números médios de dias de chuvas mensais foram obtidos diretamente no site do INMET.

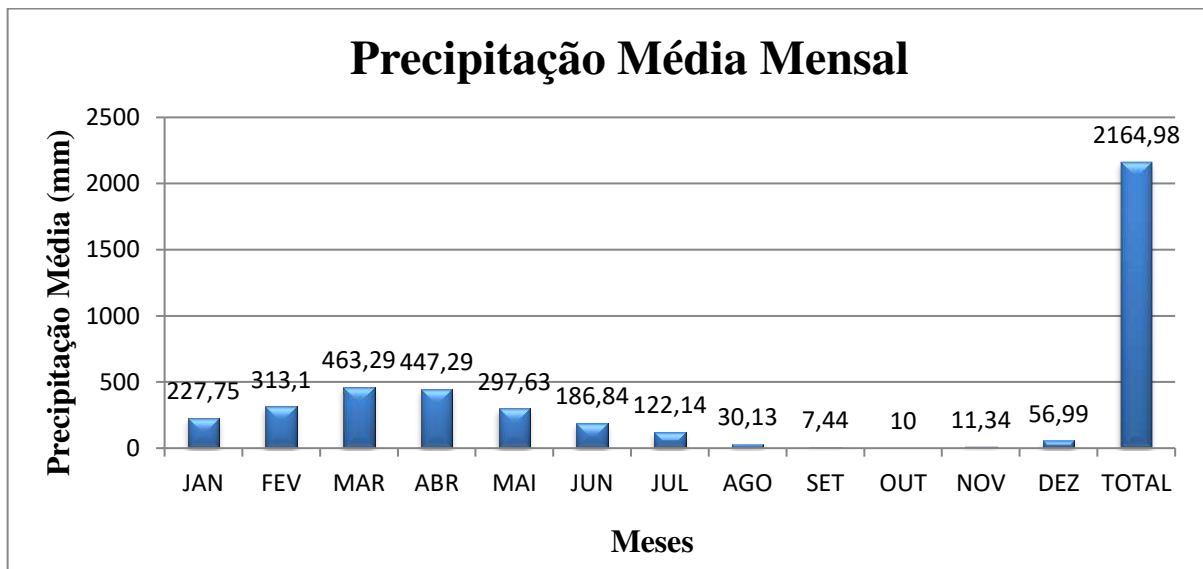
PLUVIOMETRIA - SÉRIE HISTÓRICA

Posto: São Luís - MA

Data: Dezembro/2017

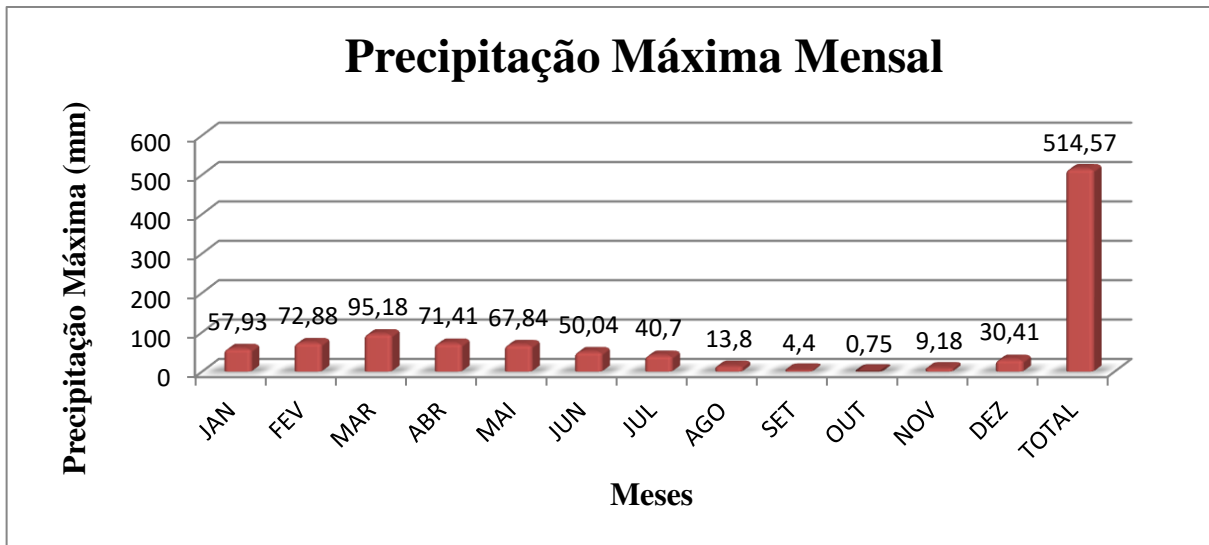
Fonte: Adaptado de INMET (2018)

Figura 63: Histograma de precipitação média mensal



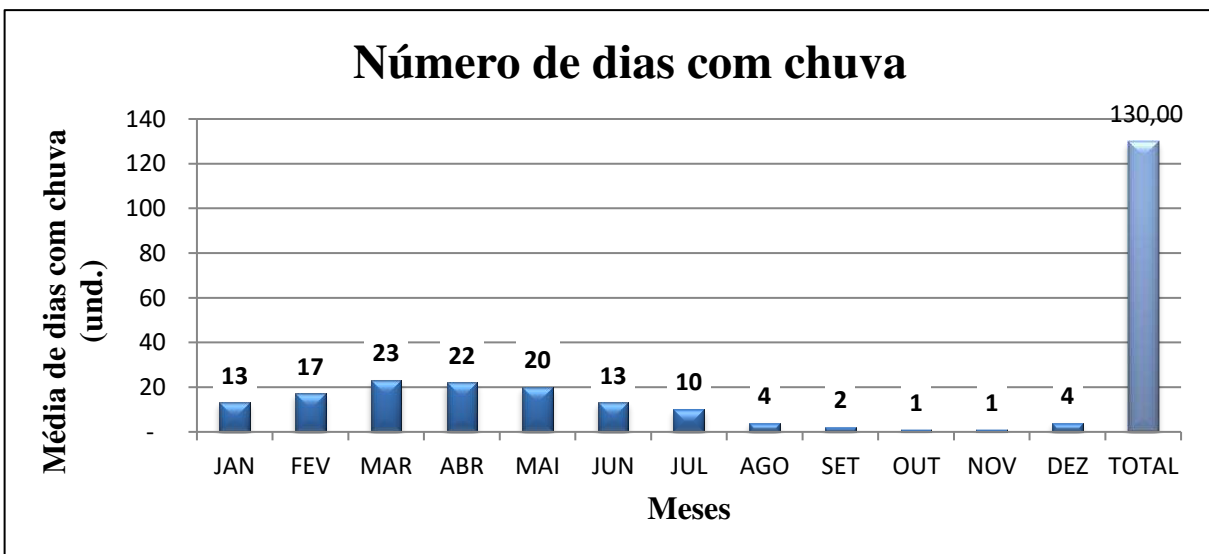
Fonte: O autor (2018)

Figura 64: Histograma de precipitação máxima mensal



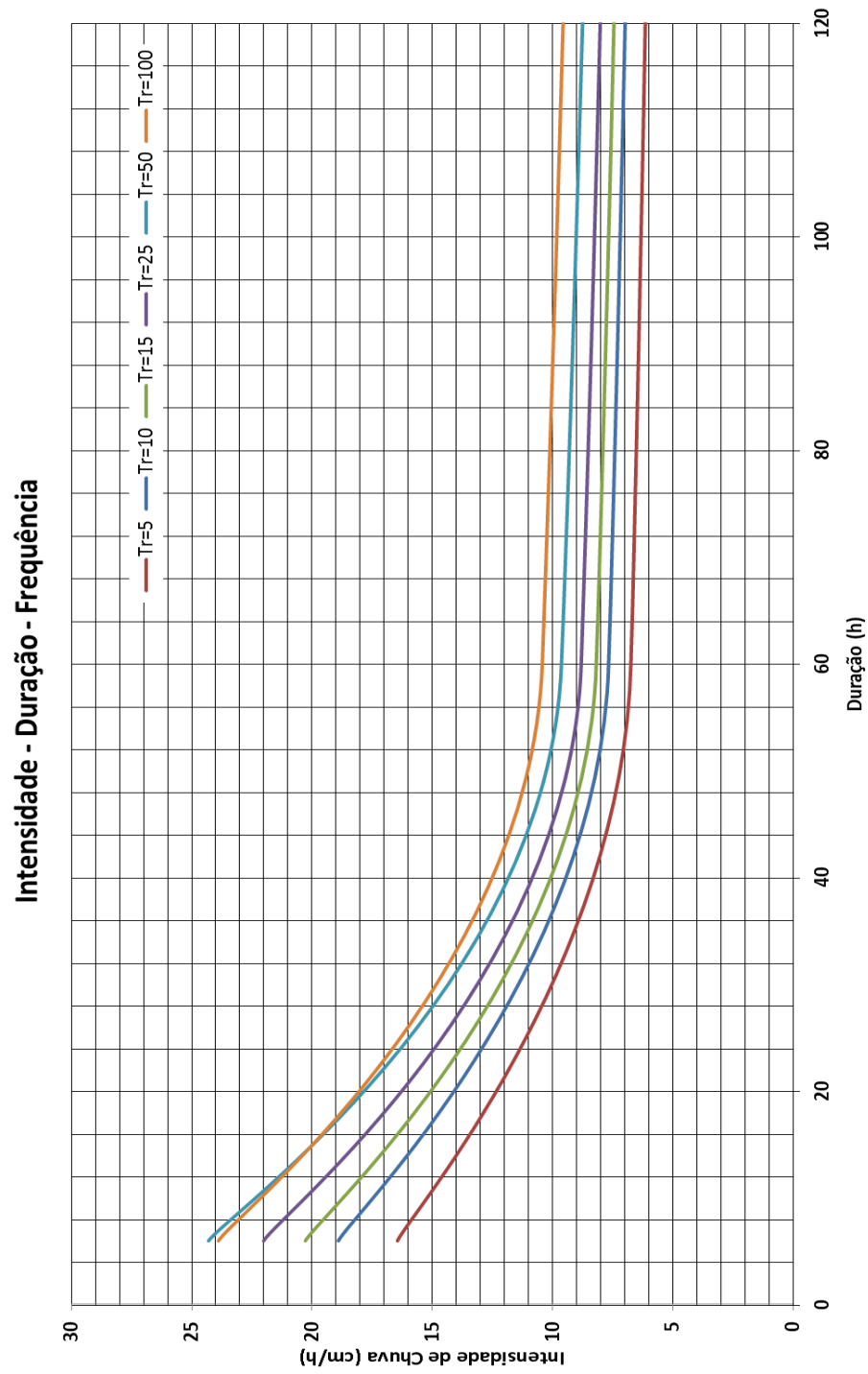
Fonte: O autor (2018)

Figura 65: Histograma do número de dias com chuva



Fonte: O autor (2018)

Figura 66: Curvas de I-D-F de São Luís.



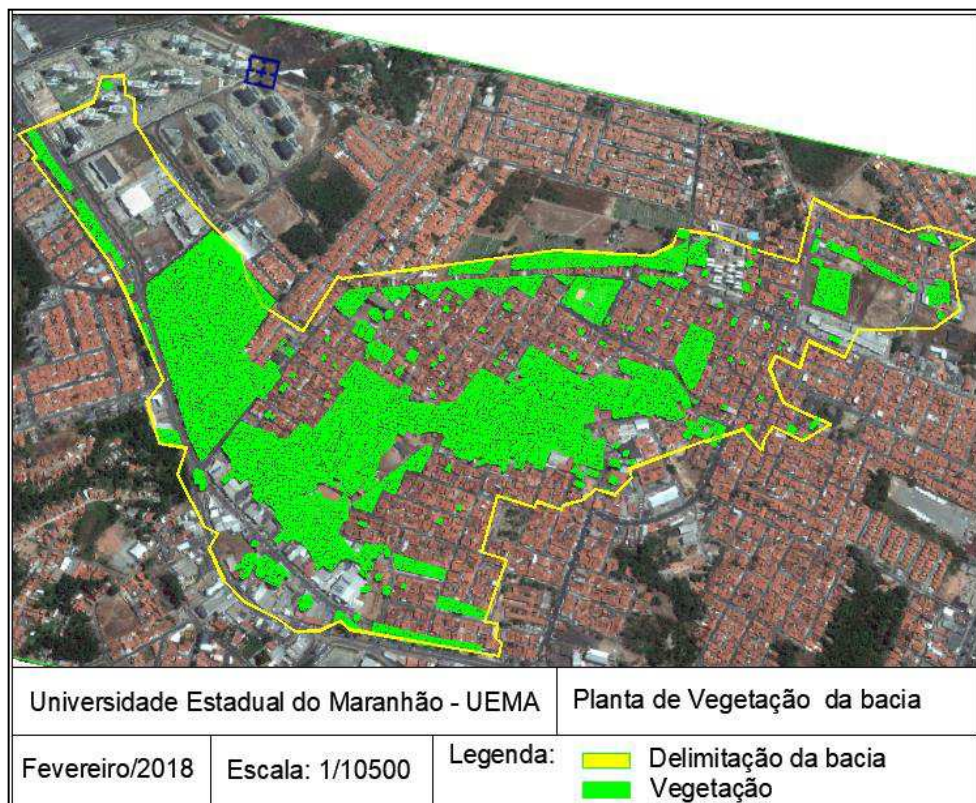
Fonte: Posto INMET – São Luís.

3.3 Definição do Coeficiente de Escoamento Superficial

O coeficiente de escoamento superficial utilizado nesse estudo foi definido tendo como base os dados da tabela 2 (Valores do coeficiente “C” com base em superfícies), para áreas urbanas apresentadas no do item 2.1.1 e também através do estudo de urbanização feito na bacia no ano de 2016, como é exposto no mapa 7. Assim, adotou-se nesse estudo um valor de 0,80 para a situação de urbanização de 2016, tendo em vista as características da bacia, ou seja, zona residencial moderadamente íngreme com cerca de 70% de área impermeável.

Para obter-se um parâmetro da urbanização na bacia de estudo, foi levantado o total da área permeável (vegetação) e comparado com a área impermeável (áreas construídas). A representação gráfica desse estudo encontra-se no mapa 07.

Mapa 7: Planta de Vegetação - 2016



Fonte: O autor (2018)

3.4 Cálculo da Vazão

A partir da metodologia e parâmetros descritos e adotados procedeu-se o cálculo das vazões para cada sub-bacia. O período de recorrência adotado é de 15 anos, de acordo com a tabela 3 para microdrenagem e tempo de concentração de 10 minutos, correspondendo a uma intensidade de chuva igual a 2,327 mm/min para 15 anos. Tal resultados pode ser obtido na figura 66 (Curva de I-D-F).

Os cálculos de vazão apresentado na tabela 14 foi processado utilizando o método racional. Essa vazão foi calculada, considerando as áreas individuais de cada sub-bacia e situação de urbanização de 2016, porém. Na finalização desse estudo, foram analisadas as contribuições acumuladas para trechos individuais.

3.5 Dimensionamento de Estruturas Convencionais

3.5.1 Dimensionamento das Galerias de Águas Pluviais

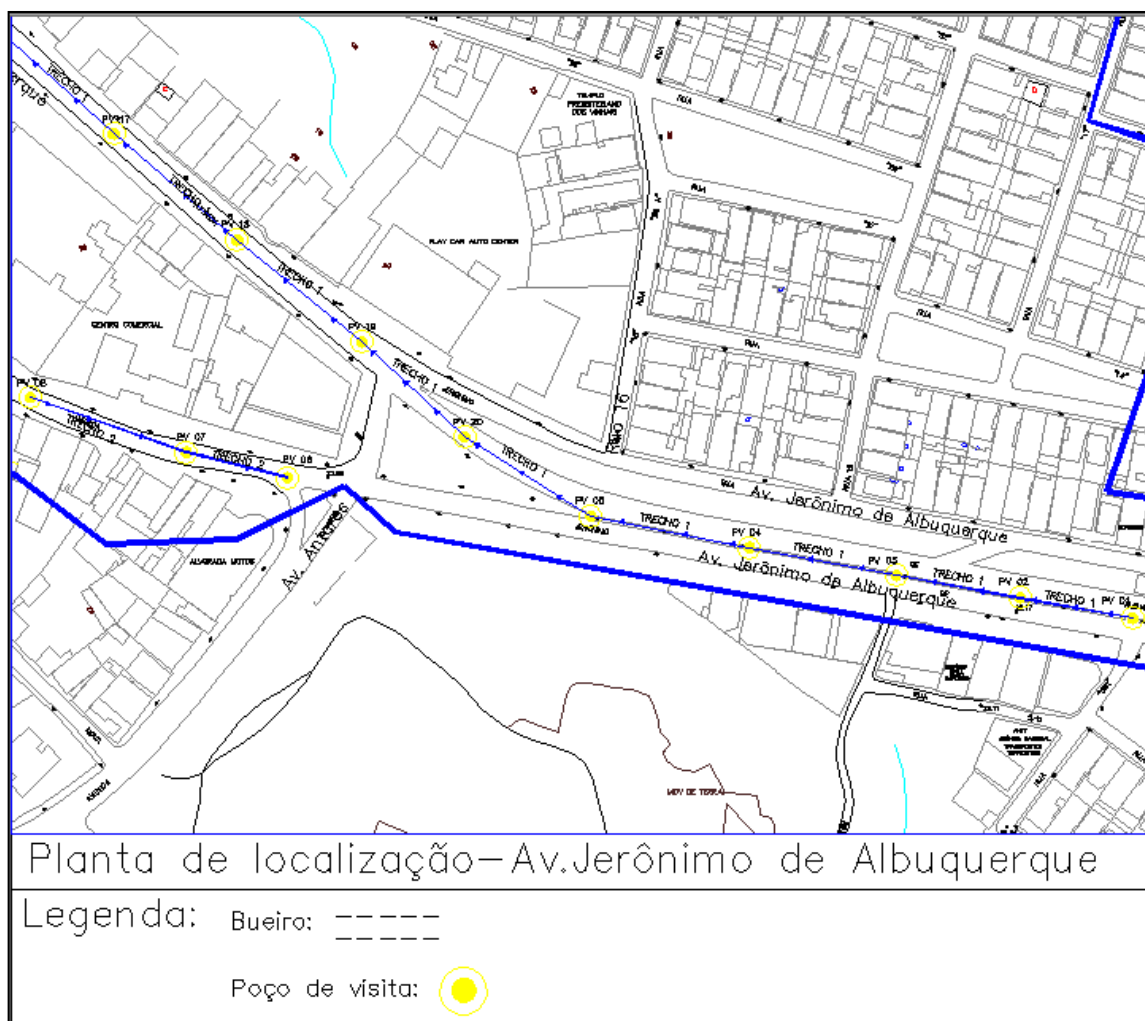
Para o dimensionamento do sistema de drenagem urbana da Avenida Jerônimo de Albuquerque é necessário o conhecimento das áreas de contribuição, coeficiente de Runoff, intensidade pluviométrica do local e as cotas da avenida que são expostas anteriormente. Para o procedimento do dimensionamento foi adotado:

- Poços de visita foram locados nas esquinas de cada rua e avenida e também numa distância entre 50 a 75 metros de um para o outro.
- Após a locação dos poços de visita, analisam-se as cotas de cada trecho e as distâncias horizontais dos PV's, obtendo a declividade da galeria a ser projetada.
- O coeficiente de Runoff adotado é de 0,8 de acordo com o item 3.3.
- A área de contribuição foi feita com o auxílio do software AutoCad da Autodesk. A figura 71 apresenta todas as áreas que foram adotadas para o cálculo em questão.
- O tempo de concentração adotado no início do trecho foi de 10 minutos. No decorrer dos novos trechos o tempo de concentração aumentará gradativamente de acordo com o trecho no local estudado.
- A intensidade pluviométrica é calculada através do gráfico I-D-F que se encontra na figura 66.

- Após os valores mencionados anteriormente é calculado a vazão de contribuição pelo método racional. Assim, é calculada a vazão em cada trecho acumula-se até o trecho final.
- Com a vazão de contribuição, é adotada uma seção de galeria que atenda a demanda solicitada no trecho, usando a tabela 9 tem-se a velocidade e a vazão de capacidade suportada pelo dispositivo que varia também de acordo com a inclinação do trecho.
- O valor do coeficiente de rugosidade de Manning adotado foi de 0,015, de acordo com a tabela 6.
- A velocidade mínima no interior da tubulação deve ser 0,75 m/s e a velocidade máxima não deve exceder 4,5 m/s.
- O revestimento mínimo adotado da tubulação é de 0,60 metros.

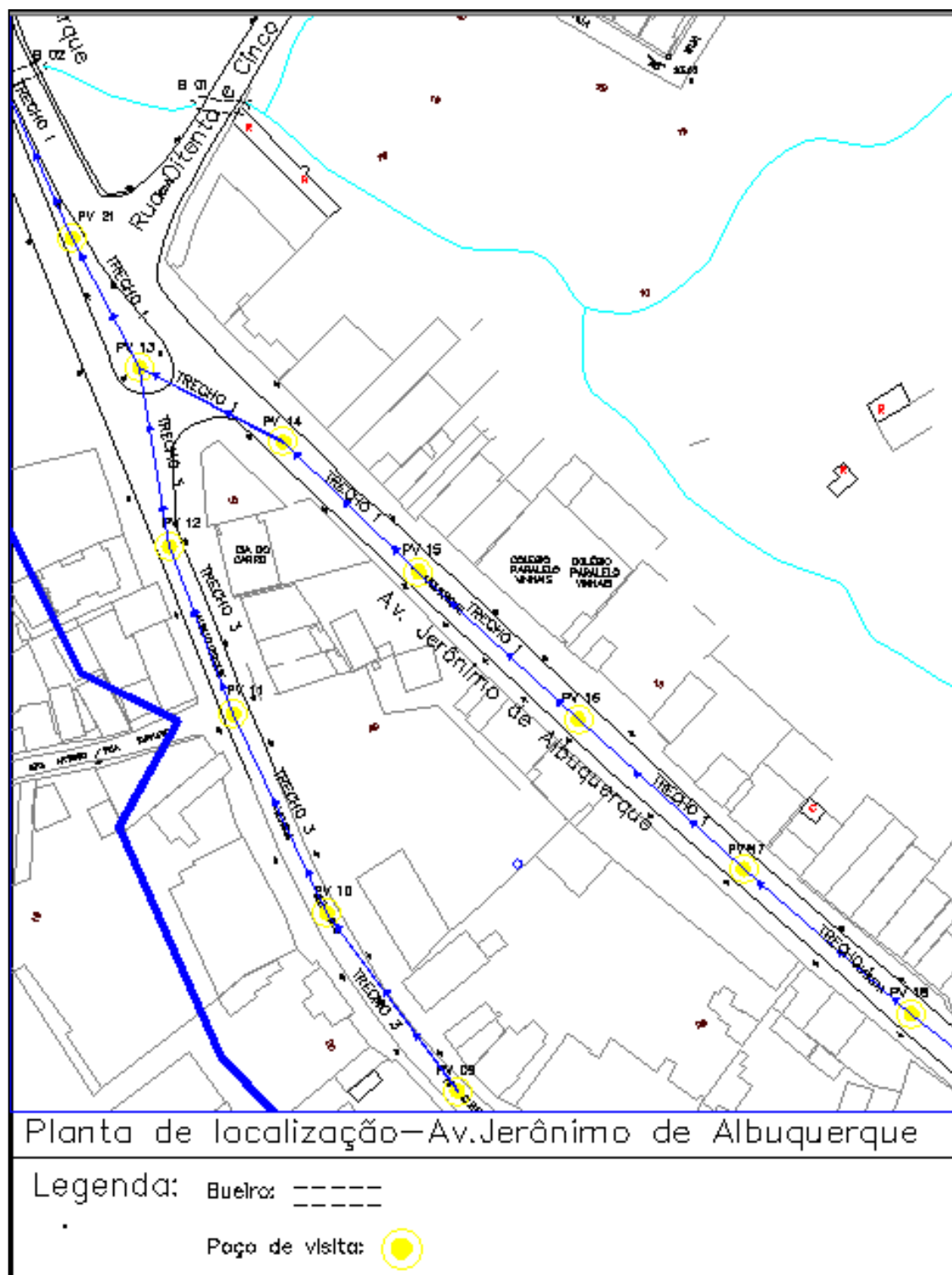
Nas figuras 67 a 70 mostram os trechos onde dimensionou-se galerias de águas pluviais.

Figura 67: Planta de localização do trecho 1 e 2



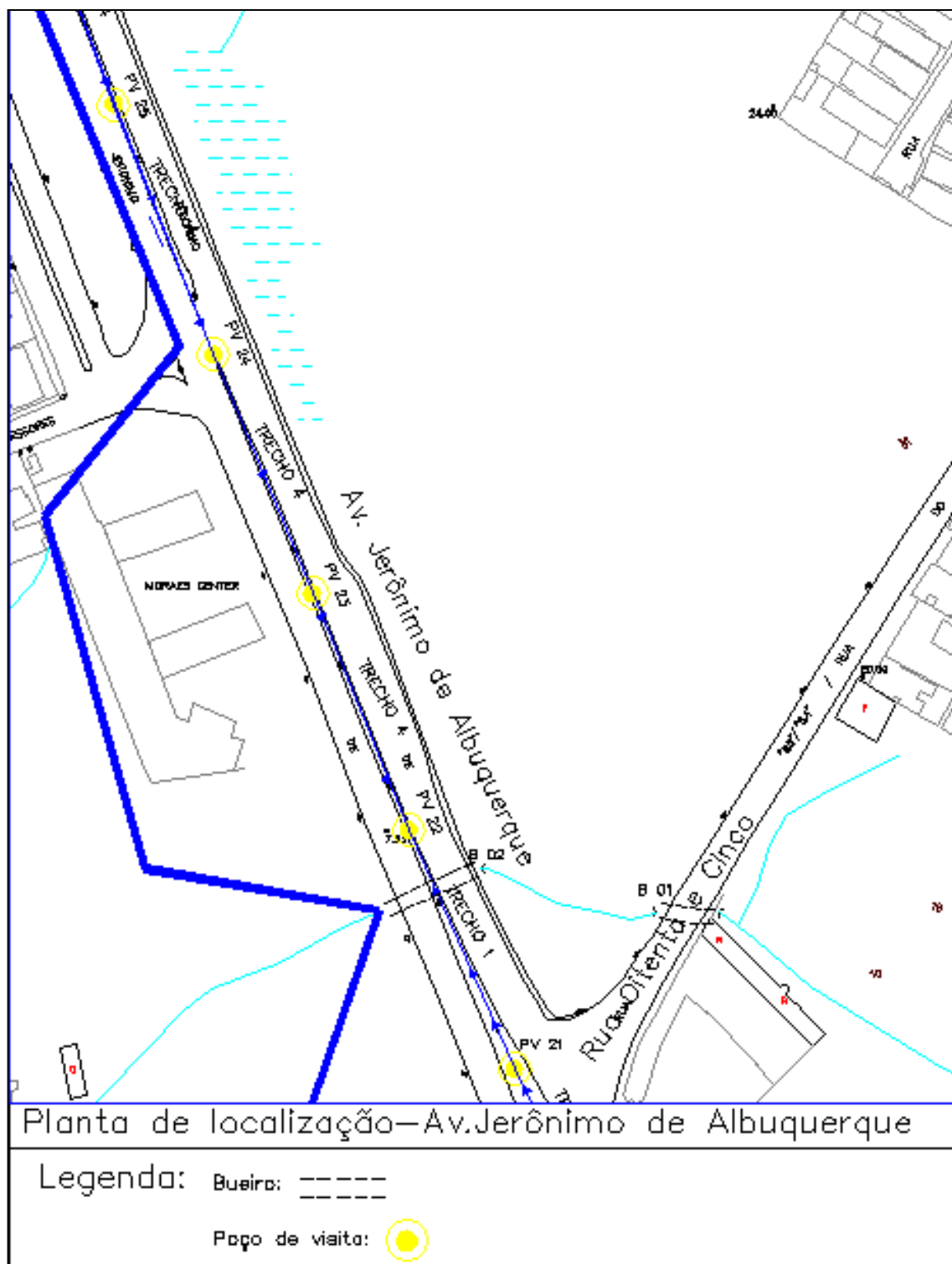
Fonte: O autor (2018)

Figura 68: Planta de localização trecho 1 (continuação) e trecho 3



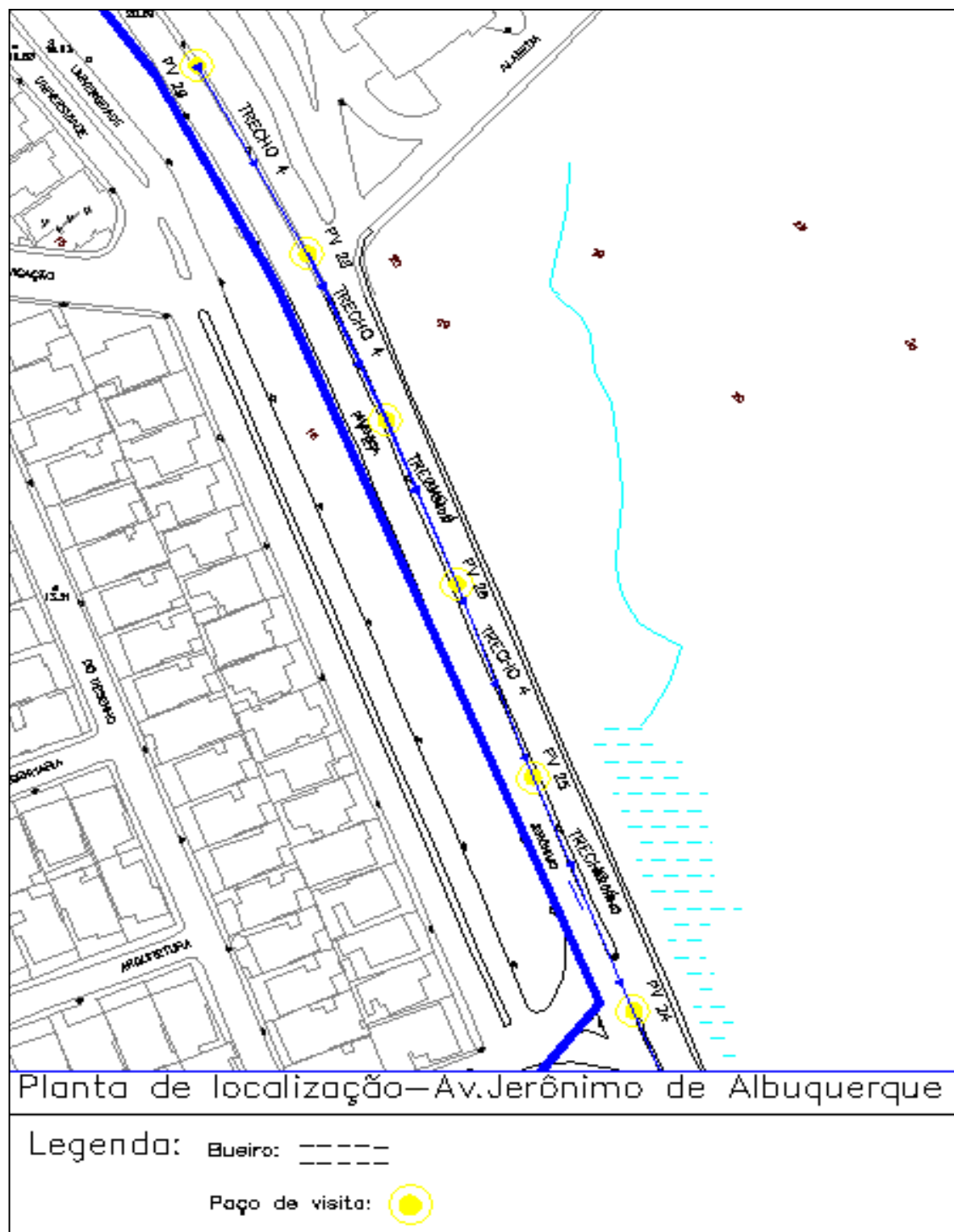
Fonte: O autor (2018)

Figura 69: Planta de localização do trecho 4



Fonte: O autor (2018)

Figura 70: Planta de localização de início do trecho 4



Fonte: O autor (2018)

Na figura 71, encontra-se as áreas que foram usadas para fazer o pré-dimensionamento dos dispositivos encontrados na Avenida Jerônimo de Albuquerque. Totalizando 29 áreas.

Figura 71: Áreas adotadas para o cálculo das galerias



Fonte: O autor (2018)

No anexo B e C, são apresentados o detalhamento dos sistemas de drenagem dimensionados na Avenida Jerônimo de Albuquerque (desenho 01/01), bem como a planta dos perfis das galerias (desenho 01/02 e 02/02). Para o dimensionamento de tais dispositivos foram considerados apenas a influência na avenida, onde no primeiro momento é a principal alvo de pesquisa mediante os problemas que permeiam no local.

3.5.2 Dimensionamento das Bocas de Lobo

Para o dimensionamento das bocas de lobo, foram adotadas as seguintes recomendações:

- As bocas de lobo foram locadas nos pontos baixos e em outras partes onde ficam as inundações.
- O detalhamento foi feito com o suporte do software AutoCad da Autodesk, utilizando as áreas de contribuição de cada trecho.
- O tempo de concentração adotado foi de 10 minutos, o que corresponde a uma intensidade de 2,32 mm/min, para um período de recorrência de 15 anos.
- Considerou-se que as bocas de lobo têm capacidade de coleta de 70 a 100 l/s.

3.5.3 Dimensionamento dos Bueiros

Conforme visita “in loco”, constata-se na região a presença de dois bueiros:

- Bueiro 1: localizado na rua Oitenta e Cinco, trata-se de um bueiro tubular duplo metálico com um diâmetro de 1 metro, conforme visto na figura 72.

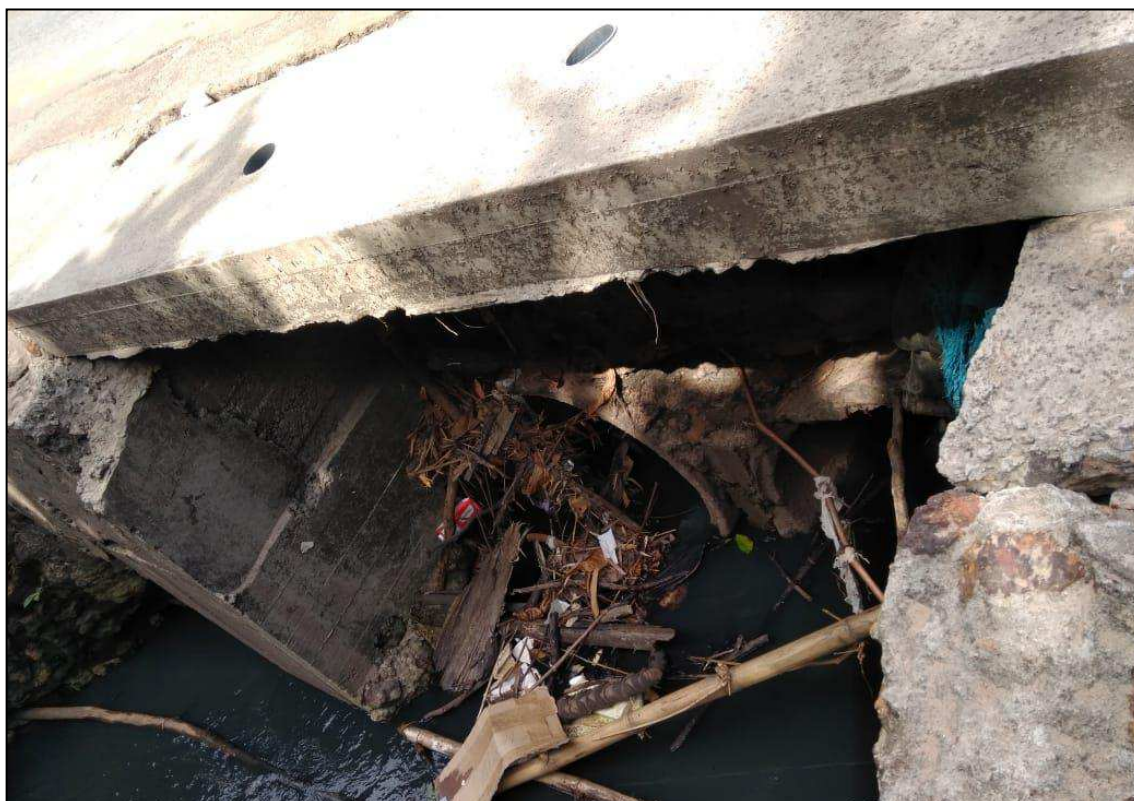
Figura 72: Bueiro 1



Fonte: O autor (2018)

- Bueiro 2: localizado na Avenida Jerônimo de Albuquerque, trata-se de um bueiro tubular duplo de concreto com diâmetro de 1 metro. Ainda, é visto a presença de lixo obstruindo o bueiro o que dificulta sua capacidade de fazer o escoamento do riacho naquele local, acarretando assim nas inundações que presenciamos no local em períodos de chuva, conforme visto na figura 73.

Figura 73: Bueiro 2



Fonte: O autor (2018)

3.5.3.1 Dimensionamento do Bueiro 1

Para o dimensionamento do bueiro, foram adotadas as seguintes características:

- Se trata de um bueiro celular, trabalhando como canal.
- Tempo de recorrência é de 25 anos.
- O coeficiente de Runoff adotado é de 0,8 de acordo com o item 3.3.
- Para o cálculo da área é adotado o método racional.

- Para o tempo de concentração, é adotado a equação 2: $t_c = 57 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0,385}$, cujo L é o comprimento do talvegue principal em (km) e H é a diferença de nível entre o ponto mais alto da bacia e a seção onde se localiza a obra em estudo (m).
- A área total de influência é de 68,35 ha, conforme visto na figura 74.
- O valor da diferença de nível é: $H = 44,78 - 10 = 34,78$ m.
- O valor do comprimento do talvegue principal é: $L = 1,8$ km.
- O tempo de concentração calculado é de: $t_c = 28,66$ min.
- A intensidade para um período de 25 anos para um t_c de 28,66 min é de: $I = 1,747$ mm/min de acordo com a figura 66.
- Depois de encontrada a vazão, é analisada a tabela 8 de acordo com a vazão crítica e adotada o tipo e diâmetro a ser adotada na região.

Figura 74: Área de influência do bueiro 1



Fonte: O autor (2018)

3.5.3.2 Dimensionamento do Bueiro 2

Para o dimensionamento do bueiro, foram adotadas as seguintes características:

- Se trata de um bueiro celular, trabalhando como canal.

- Tempo de recorrência é de 15 anos.
- O coeficiente de Runoff adotado é de 0,8 de acordo com o item 3.3.
- Para o cálculo da área é adotado o método racional.
- Para o tempo de concentração, é adotado a equação 2: $t_c = 57 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0,385}$, cujo L é o comprimento do talvegue principal em (km) e H é a diferença de nível entre o ponto mais alto da bacia e a seção onde se localiza a obra em estudo (m).
- A área total de influência é de 78,59 ha, conforme visto nas figuras 74 e 75, que terão suas áreas somadas correspondente a influência no bueiro 2.
- O valor da diferença de nível é: $H = 32 - 7 = 25$ m.
- O valor do comprimento do talvegue principal é: $L = 0,497$ km.
- O tempo de concentração calculado é de: $t_c = 7,36$ min.
- A intensidade para um período de 15 anos e t_c de 7,36 é de: $I = 2,50$ mm/min de acordo com a figura 66.
- Depois de encontrada a vazão, é analisada a tabela 9 de acordo com a vazão crítica e adotada o tipo e diâmetro a ser adotada na região.

Na figura 75, temos uma das áreas de influência correspondente ao bueiro 2, que foi somada com a área de influência do bueiro 1 para o cálculo visto a cima.

Figura 75: Área de influência do bueiro 2



Fonte: O autor (2018)

3.6 Dimensionamento de Estruturas Não Convencionais

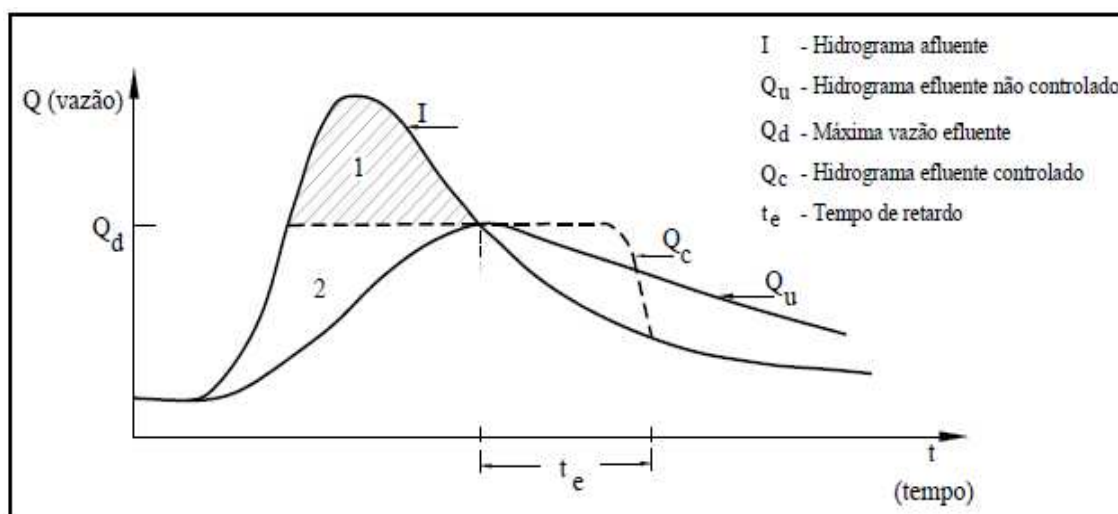
3.6.1 Dimensionamento das Bacias de Detenção

O dimensionamento de bacia de detenção segundo Coelho (2012), consiste na retenção temporária do volume de água absorvido pela bacia deixando o armazenado durante um período de tempo. Após isso, ocorre o despejo dessa água de forma gradativa para evitar transtornos no ponto de saída.

A definição das dimensões da bacia de detenção é feita pelo processo comumente empregado no cálculo da capacidade de armazenamento de represas de acumulação, isto é, registrando os caudais afluentes e os efluentes, cuja diferença entre eles, indicará o volume de armazenamento necessário (FRANCO, 2004, apud COELHO, 2012, p. 72).

Na figura 76, tem-se as relações entre hidrograma afluente, hidrograma efluente e volume retido para o caso de descargas controladas (com comportas) e não controladas (vertedor livre).

Figura 76: Esquema geral de hidrograma afluente, hidrograma efluente e volume retido.



Fonte: Adaptado de Franco (2004, apud COELHO, 2012).

Os elementos necessários para o dimensionamento da bacia de detenção, proposta neste estudo, serão detalhados nos próximos itens. Segundo Coelho (2012), o cálculo de dimensionamento é feito do seguinte modo:

- Dimensionamento hidrológico:
 - Hidrograma afluente;
 - Hidrograma efluente.

- Dimensionamento hidráulico:

- Volume de detenção.

3.6.1.1 Dimensionamento Hidrológico

3.6.1.1.1 Hidrograma Afluente

Segundo Coelho (2012, p. 73) onde diz que:

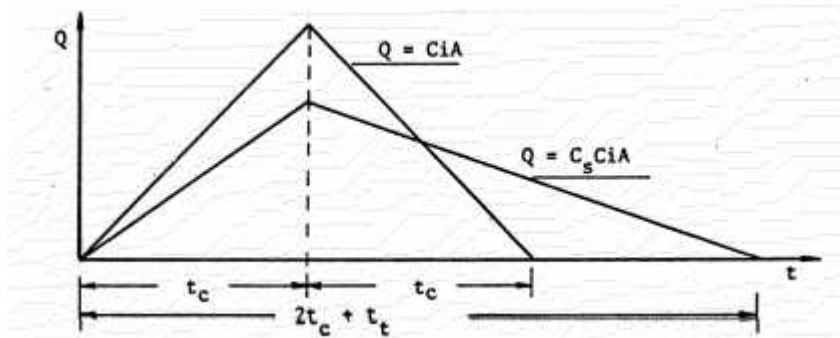
Dentre as metodologias simplificadas para calcular a vazão afluente de cheia em pequenas bacias hidrográficas, a fórmula racional é reconhecidamente a de maior utilização e divulgação à escala mundial. Desde que sejam consideradas as suas limitações, a adequação dos seus parâmetros de base e a correta definição dos procedimentos da sua aplicação, é seguramente muito útil.

Como se trata de uma bacia com 115,64 ha, será utilizado o método racional como é aconselhado no item 2.1.7. Segundo Coelho (2012) é importante salientar que se deve seguir algumas orientações, como:

- a chuva é considerada de intensidade uniforme;
- a duração da chuva deve ao menos igualar o tempo de concentração da bacia;
- o escoamento subterrâneo é desprezível.

Segundo Raudkivi (1979, apud FRANCO, 2004, p. 7) “tratando do escoamento em áreas urbanas, define-se um hidrograma para o método racional, de forma triangular, com ápice nas coordenadas (t_c , Q), para chuvas com duração igual ao tempo de concentração”. A figura 77 mostra os hidrogramas para o método racional.

Figura 77: Hidrogramas do método racional para chuvas com duração igual ao tempo de concentração



Fonte: Raudkivi, (1979, apud Franco, 2004)

3.6.1.1.2 Hidrograma Efluente

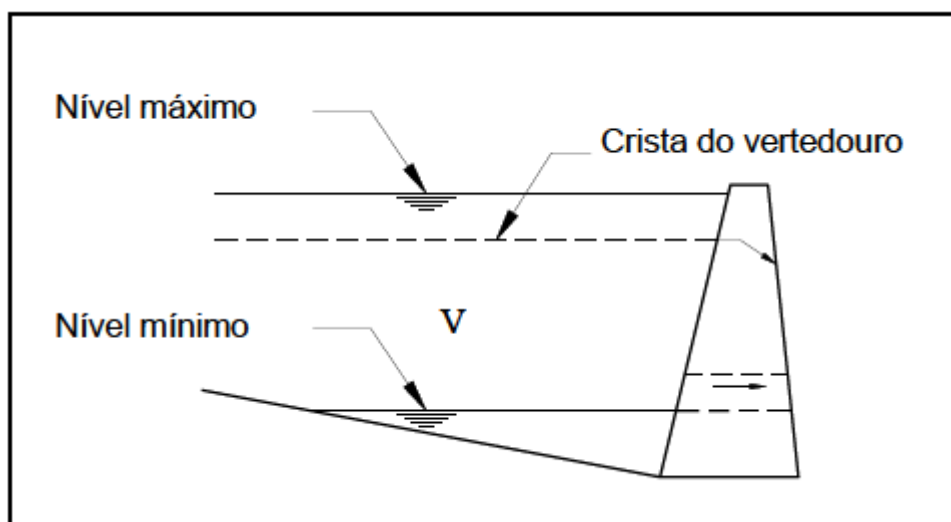
Segundo Franco (2004, p. 15),” o hidrograma efluente dependerá fundamentalmente, do nível de água na bacia de detenção e do tipo de estrutura utilizada para o controle da vazão da bacia de detenção, cujo cálculo, por sua vez, depende das restrições a jusante, topografia determinadas pelo uso e ocupação do solo”.

Segundo Coelho (2012, p. 75)

Existem dois tipos básicos de estrutura de controle, a do tipo vertedouro e a do tipo orifício ou adufa. Algumas estruturas mais sofisticadas utilizam uma combinação de ambas, cujo comportamento hidráulico pode ser decomposto nesses dois modelos, desde que observados as respectivas faixas de operação. Os vertedouros são estruturas que, operando sempre com superfície livre, exercem controle de soleira, devendo ser galgadas pelo fluxo. A vazão neste caso depende da carga hidráulica considerada nos vertedouros. As estruturas do tipo orifício ou adufas são dutos de descarga situados na base da bacia de detenção. Em geral, essas estruturas, inicialmente, opera segundo um controle de soleira, e no caso de cargas hidráulicas maiores, apresentam controle de orifício.

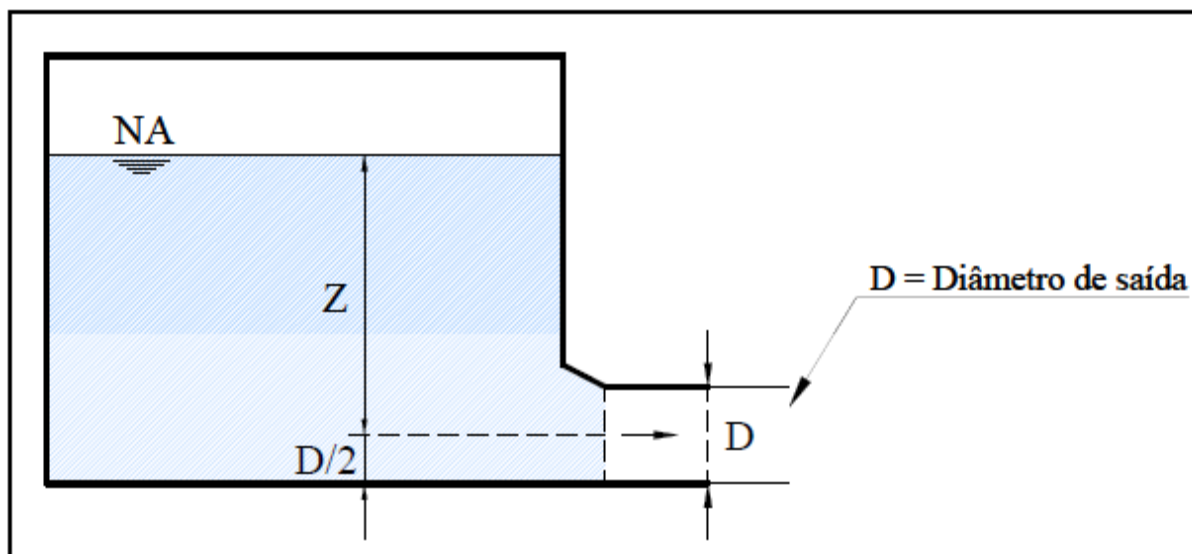
Nas figuras 78 e 79 tem-se os tipos de controle de vazão, do tipo vertedouro e do tipo orifício.

Figura 78: Estrutura de controle de vazão Tipo Vertedouro.



Fonte: Tucci (2005, apud COELHO, 2012)

Figura 79: Estrutura de controle de vazão Tipo Orifício.



Fonte: Adaptado de Diogo (2008, apud COELHO, 2012).

Nesta pesquisa será adotada a estrutura de controle de vazão tipo orifício, devido a sua facilidade de implantação e dimensionamento em relação ao tipo vertedouro. Segundo Franco (2004), o cálculo de vazão para esse tipo de estrutura é dado por:

$$Q = C_d * A * \sqrt{2 * g * Z} \quad (\text{Equação 15})$$

Sendo:

Q – Vazão (m^3/s);

C_d – coeficiente de descarga do orifício, adimensional;

A – área do orifício (m^2);

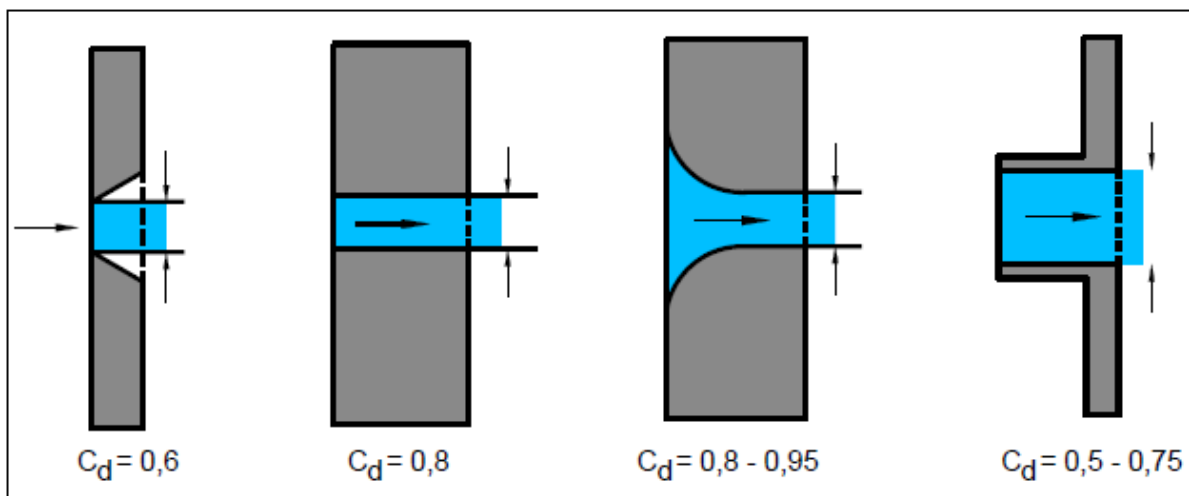
g – Gravidade (m^2/s);

Z – Carga montante do orifício (m).

Segundo Coelho (2012, p. 77) “As principais variações do coeficiente de descarga do orifício são devidas à geometria e características do orifício”. Na figura 80 apresenta o valor do coeficiente de descarga para diferentes tipos de orifício.

De acordo com Coelho (2012, p. 77) “Alguns autores, tais como Azevedo Neto (1991), Franco (2004), ressaltam que, como primeira aproximação, para os condutos circulares, C_d , varia de 0,60 a 0,65”.

Figura 80: Valores de coeficiente de descarga (C_d) para diferentes orifícios.



Fonte: Diogo (2008, apud COELHO, 2012)

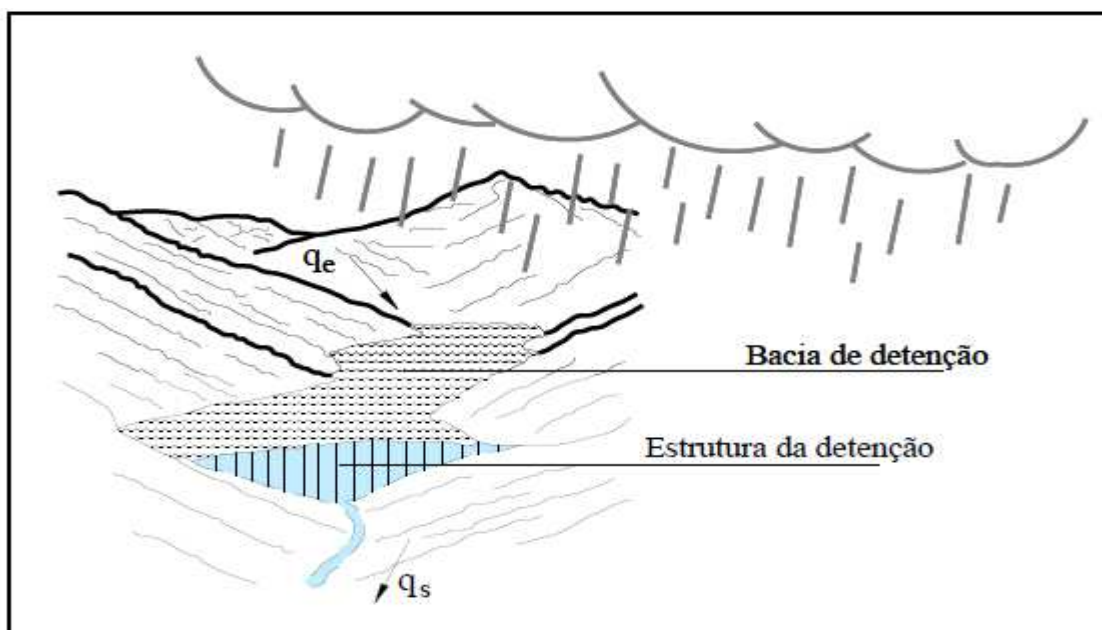
3.6.1.2 Dimensionamento Hidráulico

De acordo com Coelho (2012, p. 77)

O dimensionamento hidráulico de uma bacia de detenção consiste, fundamentalmente, no cálculo do volume necessário ao armazenamento da vazão afluente (ou de entrada no reservatório - q_e), correspondente à precipitação para um determinado período de retorno, de forma que a máxima vazão efluente (ou de saída no reservatório - q_s) não ultrapasse um determinado valor pré-estabelecido.

Na figura 81 é apresentado os detalhes da vazão afluente e efluente.

Figura 81: Disposição esquemática da bacia de detenção.



Fonte: Adaptado de Matias (2006, apud COELHO 2012).

Segundo Franco (2004, p. 26):

A complexidade da solução exata do problema do abatimento de cheias tem motivado muitos pesquisadores a estabelecer uma relação direta entre o volume detido e as principais variáveis hidrológicas. Tem-se obtido, deste modo, aproximações das vazões de entrada e saída do reservatório, as vezes desmembradas em função da intensidade da chuva e do coeficiente de escoamento superficial.

Existem diversos métodos para o cálculo do volume de detenção, tais como: método proposto por Wilken, método proposto por Maidment e o método proposto por Franco. Nesse trabalho utilizou-se o método proposto por Wilken.

Wilken (1978, apud COELHO 2012), apresenta um procedimento de cálculo de volumes de detenção baseado em pesquisas de engenheiros alemães em 1953 e, posteriormente, por Muller – Neuhaus. O volume de detenção pode ser definido pelas equações:

$$V = Q_a * t_c * K \quad \text{(Equação 16)}$$

$$K = f(\xi) \quad \text{(Equação 17)}$$

$$\xi = Q_e / Q_a \quad \text{(Equação 18)}$$

Onde:

V = volume do reservatório de detenção (m³);

Q_a = vazão afluente máxima, calculada pelo Método Racional (m³/s);

t_c = tempo de concentração (segundos);

K = fator de volume, dado em função da relação de detenção ξ

Q_e = vazão efluente máxima (m³/s).

A contribuição de Wilken (1978) foi determinar a relação entre K e ξ , na forma da equação 19:

$$K = \log(1/\xi) \quad \text{(Equação 19)}$$

Através dessa fórmula, foi possível calcular os valores de K, em função de ξ , conforme apresentado na tabela 12.

Tabela 12: Valores de K em função de ξ .

ξ	K	ξ	k
0,1	1	0,55	0,26
0,15	0,824	0,6	0,222
0,2	0,699	0,65	0,187
0,25	0,602	0,7	0,155
0,3	0,523	0,75	0,125
0,35	0,456	0,8	0,097
0,4	0,398	0,85	0,071
0,45	0,347	0,9	0,046
0,5	0,301	0,95	0,022
-		1	0

Fonte: Wilken (1978, apud COELHO 2012).

3.6.1.2.1 Implantação da Bacia de Detenção

Segundo Coelho (2012), alguns critérios devem ser estudados antes da implantação da bacia, dentre eles, o uso e ocupação do solo, onde deve ser considerado o espaço físico disponível para a sua implantação e o seu funcionamento.

Quanto a localização para a implantação da bacia, seria ideal no ponto mais baixo próximo à avenida onde tem uma maior contribuição do escoamento superficial de forma que possa captar e armazenar toda água proveniente da chuva. Nesse estudo foi proposto a implantação de duas bacias de retenção, conforme apresenta na figura 82.

Como visto no item 4.3 os bueiros existentes no local não suportam a demanda de água precipitada de acordo com o dimensionamento já proposto nessa pesquisa. Com a implantação das bacias de retenção pode-se manter os bueiros com as mesmas dimensões, podendo ser uma solução mais econômica do que a proposta no item 4.3, pelo fato de não haver necessidade de implantar nova obra na Avenida, o que necessitaria de alterar o trânsito local provisoriamente.

Figura 82: Locais para as bacias de detenção

Fonte: O autor (2018)

Como mostra na figura 82, a contribuição para a bacia de detenção 1 será armazenada após um período de tempo, e em seguida despejada de forma gradativa e controlada para o bueiro 1. Essa contribuição será armazenada na bacia de detenção 2, que despeja de forma gradativa para o bueiro 2, escoando, a seguir, para seu destino final. Com isso, os bueiros trabalharam com suas dimensões atuais evitando assim as inundações no ponto mais baixo da avenida.

Segundo Coelho (2012, p. 105) “cuidados especiais devem ser dados para as técnicas que visam à estagnação da água, o que demanda certa cautela, uma vez que pode gerar riscos sanitários”. Com isso, cuidados especiais no tipo de água que será levada para a bacia se torna crucial para o bom funcionamento do mesmo, evitando ao máximo que o esgoto possa se misturar a água pluvial.

De acordo com a figura 82, pode-se observar que a área destinada para a locação da bacia é uma área verde desocupada por moradores ou prédios comerciais, o que é propício para a instalação da bacia. No entanto, para um projeto dessa magnitude, outras características devem ser estudadas e levadas como critério, tais como: aspectos físicos, aspectos sanitários e ambientais, aspectos urbanísticos, socioeconômico e de infraestrutura. Nessa pesquisa, foram estudadas apenas os dimensionamentos e localizações para possíveis implantações das bacias de detenção.

4. RESULTADOS

4.1 Coeficiente de Escoamento Superficial

Na tabela 13 tem-se a porcentagem de vegetação referente ao mapa 7.

Tabela 13: Porcentagem em Vegetação

Ano	Área Total (há)	Área Verde (há)	%
2016	115,64	37,014	32%

Fonte: O autor (2018)

4.2 Vazões das Sub-bacias

Na tabela 14, tem-se os resultados das vazões respectivas para cada sub-bacia.

Tabela 14: Cálculo de vazões das sub-bacias para urbanização em 2016

Nº das Sub- Bacia	Área (ha)	Coef. de Esc. Sup. (C)	Intens. Pluviométrica I (mm/min) – 15 Anos	Intens. Pluviométrica I (mm/min) – 25 Anos	Vazão - Q (m ³ /s) – 15 Anos
A1	20,55	0,8	2,327	2,463	6,38
A2	5,89	0,8	2,327	2,463	1,83
A3	6,29	0,8	2,327	2,463	1,95
A4	30,4	0,8	2,327	2,463	9,43
A5	18,49	0,8	2,327	2,463	5,74
A6	16	0,8	2,327	2,463	4,96
A7	18,02	0,8	2,327	2,463	5,59

Fonte: O autor (2018)

4.3 Galerias de Águas Pluviais

As tabelas de 15 a 18 mostram o dimensionamento proposto das galerias para a Avenida Jeronimo de Albuquerque. As tabelas foram divididas em 4 trechos de acordo com a topografia do local, com os pontos altos e baixos no decorrer da área de estudo.

Tabela 15: Planilha de cálculo do dimensionamento das galerias – Trecho 1

Trecho	Rua			Comprimento (m)	Declividade (%)	Área tributária a montante					Tempo de Escoamento		Intensidade (mm/h)	Qcontrib. (m³/s)	Seção Tipo	Decliv. (%)	GALERIA		Profundidade da Soleira (m)				OBSERVAÇÕES	
	Cotas Topográficas (m)					Zonas Contribuintes Incrementadas			Soma C.A	Soma A (ha)	Até Montante	No trecho					Velocidade Seção Plena(m/s)	Capacidade (m³/s)	Desnível (m)	Cota da Soleira		M		J
	M	J	Diferença			Coef. Médio C	Área (ha) A	C.A												M	J			
PV-1	29,860	29,170	0,690	50,00	1,38	0,80	0,15	0,120	0,120	0,15	10,00	0,26	139,344	0,046	0,60	3,00	3,260	0,922	1,500	28,660	27,160	1,20	2,01	
PV-2	29,170	28,570	0,600	61,00	0,98	0,80	0,10	0,080	0,200	0,25	10,26	0,34	138,708	0,077	0,60	2,50	2,976	0,841	1,525	27,160	25,635	2,01	2,94	
PV-03	28,570	27,003	1,567	70,00	2,24	0,80	0,37	0,296	0,496	0,62	10,60	0,33	137,869	0,190	0,60	3,50	3,521	0,995	2,450	25,635	23,185	2,94	3,82	
PV-04	27,003	25,003	2,000	70,00	2,86	0,80	0,15	0,120	0,616	0,77	10,93	0,27	137,059	0,235	0,80	3,50	4,265	2,144	2,450	22,985	20,535	4,02	4,47	degrau = 0,20 m
PV-05	25,003	23,400	1,603	53,00	3,02	0,80	0,05	0,040	0,656	0,82	11,20	0,25	136,390	0,249	0,80	2,50	3,605	1,812	1,325	20,535	19,210	4,47	4,19	
PV-20	23,400	22,450	0,950	60,00	1,58	0,80	0,06	0,048	0,704	0,88	11,45	0,28	135,787	0,266	0,80	2,50	3,605	1,812	1,500	19,210	17,710	4,19	4,74	
PV-19	22,450	21,500	0,950	69,00	1,38	0,80	5,46	4,368	5,072	6,34	11,72	0,31	135,098	1,903	1,00	2,00	3,741	2,938	1,380	17,510	16,130	4,94	5,37	degrau = 0,20 m
PV-18	21,500	20,250	1,250	73,00	1,71	0,80	0,58	0,460	5,532	6,92	12,03	0,33	134,324	2,064	1,00	2,00	3,741	2,938	1,460	16,130	14,670	5,37	5,58	
PV-17	20,250	18,850	1,400	73,00	1,92	0,80	0,64	0,512	6,044	7,56	12,36	0,29	133,488	2,241	1,00	2,50	4,183	3,285	1,825	14,670	12,845	5,58	6,01	
PV-16	18,850	17,200	1,650	69,00	2,39	0,80	0,69	0,552	6,596	8,25	12,65	0,27	132,724	2,432	1,00	2,50	4,183	3,285	1,725	12,845	11,120	6,01	6,08	
PV-15	17,200	14,001	3,199	61,00	5,24	0,80	0,71	0,568	7,164	8,96	12,92	0,24	131,985	2,627	1,00	2,50	4,183	3,285	1,525	11,120	9,595	6,08	4,41	
PV-14	14,001	11,001	3,000	51,00	5,88	0,80	0,51	0,408	7,572	9,47	13,17	0,20	142,910	3,006	1,00	2,50	4,183	3,285	1,275	9,595	8,320	4,41	2,68	
PV-13	11,001	9,400	1,601	46,00	3,48	0,80	0,45	0,360	7,932	11,62	13,37	0,18	142,910	3,149	1,00	2,50	4,183	3,285	1,150	8,320	7,170	2,68	2,23	
PV-21	9,400	8,000	1,400	65,00	2,15	0,80	0,96	0,768	8,700	12,58	13,55	0,26	142,910	3,454	1,20	2,00	4,225	4,778	1,300	6,970	5,670	2,43	2,33	degrau = 0,20 m
PV-22																								

Fonte: Adaptado de Nogueira (2017)

Tabela 16: Planilha de cálculo do dimensionamento das galerias – Trecho 2

Trecho	Rua			Comprimento (m)	Declividade (%)	Área tributária a montante					Tempo de Escoamento		Intensidade (mm/h)	Qcontrib. (m³/s)	GALERIA				Profundidade da Soleira (m)				OBSERVAÇÕES	
	Cotas Topográficas (m)					Zonas Contribuintes Incrementadas			Soma A (ha)	Até Montante	No trecho	Seção Tipo D(m)			Decliv. (%)	Velocidade Seção Plena(m/s)	Capacidade (m³/s)	Desnível (m)	Cota da Soleira		(m)			
	M	J	Diferença			Coef. Médio C	Área (ha) A	C.A											Soma C.A	M	J	M		J
PV-08	24,002	24,002	0,000	70,00	0,00	0,65	0,32	0,208	0,208	0,32	10,00	0,88	139,344	0,081	0,60	0,50	1,331	0,376	0,350	22,802	22,452	1,20	1,55	
PV-07	24,002	24,002	0,000	51,00	0,00	0,65	0,71	0,462	0,670	1,03	10,88	0,45	137,186	0,255	0,60	1,00	1,882	0,532	0,510	22,452	21,942	1,55	2,06	
PV-06	24,002	22,450	1,552	71,00	2,19	0,65	0,37	0,241	0,910	1,40	11,33	0,52	136,080	0,344	0,80	1,00	2,280	1,146	0,710	21,742	21,032	2,26	1,42	degrau = 0,20 m
PV-19																								

Fonte: Adaptado de Nogueira (2017)

Tabela 17: Planilha de cálculo do dimensionamento das galerias – Trecho 3

Trecho	Rua			Comprimento (m)	Declividade (%)	Área tributária a montante					Tempo de Escoamento		Intensidade (mm/h)	Qcontrib. (m³/s)	GALERIA				Profundidade da Soleira (m)				OBSERVAÇÕES	
	Cotas Topográficas (m)					Zonas Contribuintes Incrementadas			Soma A (ha)	Até Montante	No trecho	Seção Tipo D(m)			Decliv. (%)	Velocidade Seção Plena(m/s)	Capacidade (m³/s)	Desnível (m)	Cota da Soleira		(m)			
	M	J	Diferença			Coef. Médio C	Área (ha) A	C.A											Soma C.A	M	J	M		J
PV-9	24,002	20,300	3,702	70,00	5,29	0,65	0,38	0,247	0,247	0,38	10,00	0,28	139,344	0,096	0,60	5,00	4,208	1,190	3,500	22,802	19,302	1,20	1,00	
PV-10	20,300	17,400	2,900	70,00	4,14	0,65	0,54	0,351	0,598	0,92	10,28	0,28	138,655	0,230	0,60	5,00	4,208	1,190	3,500	19,302	15,802	1,00	1,60	
PV-11	17,400	14,001	3,399	60,00	5,67	0,65	0,45	0,293	0,293	1,37	10,00	0,24	139,344	0,113	0,60	5,00	4,208	1,190	3,000	15,802	12,802	1,60	1,20	
PV-12	14,001	11,001	3,000	58,00	5,17	0,65	0,33	0,215	0,507	1,70	10,24	0,23	138,753	0,195	0,60	5,00	4,208	1,190	2,900	12,802	9,902	1,20	1,10	
PV-13	11,001	9,400	1,601												1,00	2,50	4,183	3,285	0,000	9,502	9,502			degrau = 0,40 m

Fonte: Adaptado de Nogueira (2017)

Tabela 18: Planilha de cálculo do dimensionamento das galerias – Trecho 4

Trecho	Rua			Comprimento (m)	Declividade (%)	Área tributária a montante					Tempo de escoamento			GALERIA				Profundidade da Soleira (m)				OBSERVAÇÕES			
	Cotas Topográficas (m)					Zonas Contribuintes Incrementadas			Soma A (ha)	Até Montante	No trecho	Intensidade (mm/h)	Qcontrib. (m³/s)	Seção Tipo	Decliv. (%)	Velocidade Seção Plena(m/s)	Capacidade (m³/s)	Desnível (m)	Cota da Soleira		(m)				
	M	J	Diferença			Coef. Médio C	Área (ha) A	C.A											Soma C.A	M	J		M	J	
PV-29	20,002	19,100	0,902	62,00	1,45	0,65	0,05	0,033	0,033	0,05	10,00	0,39	139,344	0,013	0,60	2,00	2,661	0,753	1,240	18,802	17,562	1,20	1,54		
PV-28	19,100	17,650	1,450	52,00	2,79	0,65	1,58	1,027	1,060	1,63	10,39	0,27	138,381	0,407	0,60	3,00	3,260	0,922	1,560	17,562	16,002	1,54	1,65		
PV-27	17,650	15,500	2,150	51,00	4,22	0,65	0,10	0,065	1,125	1,73	10,65	0,21	137,730	0,430	0,60	4,50	3,992	1,129	2,295	16,002	13,707	1,65	1,79		
PV-26	15,500	12,001	3,499	60,00	5,83	0,65	0,10	0,065	1,190	1,83	10,87	0,24	137,210	0,453	0,60	5,00	4,208	1,190	3,000	13,707	10,707	1,79	1,29		
PV-25	12,001	9,840	2,161	72,00	3,00	0,65	0,11	0,072	1,261	1,94	11,10	0,37	136,629	0,479	0,60	3,00	3,260	0,922	2,160	10,707	8,547	1,29	1,29		
PV-24	9,840	8,700	1,140	69,00	1,65	0,65	0,14	0,091	1,352	2,08	11,47	0,39	135,724	0,510	0,60	2,50	2,976	0,841	1,725	8,347	6,622	1,49	2,08	degrau = 0,20 m	
PV-23	8,700	7,550	1,150	61,00	1,89	0,65	0,14	0,091	1,443	2,22	11,86	0,34	134,761	0,540	0,60	2,50	2,976	0,841	1,525	6,622	5,097	2,08	2,45		
PV-22A																									

Fonte: Adaptado de Nogueira (2017)

4.4 Bocas de lobo

A tabela 19 mostra o dimensionamento das bocas de lobo juntamente com o número necessário para a urbanização atual.

Tabela 19: Dimensionamento das bocas de lobo

Trecho	Área (ha)		Coef. Médio	I (mm/h) 15 anos	Q (m³/s) - 15 anos		Quantidades de Bocas de Lobo - 15 anos		Tipo de Boca de Lobo	
	Lado Esquerdo	Lado Direito			Lado Esquerdo	Lado Direito	Lado Esquerdo	Lado Direito	Lado Esquerdo	Lado Direito
	Ponto Alto - PV1	0,04			0,11	0,65	139,344	0,01	0,03	0,10
PV1 - PV2	0,05	0,05	0,65	139,344	0,01	0,01	0,13	0,13	1 BLS	1 BLS
PV2 - PV3		0,32	0,65	139,344		0,08		0,81		1 BLS
PV3 - PV5	0,13	0,58	0,65	139,344	0,03	0,15	0,33	1,46	1 BLS	1 BLD
PV5 - PV20		0,06	0,65	139,344		0,02		0,15		1 BLS
PV20 - PV19	0,276	0,75	0,65	139,344	0,07	0,19	0,69	1,89	1 BLS	1 BLD
PV3 - PV4	-	2,98	0,65	139,344	-	0,75	-	7,50	-	2 BLT + 1 BLD
PV4 - PV5	-	1,29	0,65	139,344	-	0,32	-	3,25	-	2 BLD
PV19 - PV18	0,21	0,21	0,65	139,344	0,05	0,05	0,53	0,53	1 BLS	1 BLS
PV18 - PV17	0,26	0,26	0,65	139,344	0,07	0,07	0,65	0,65	1 BLS	1 BLS
PV17 - PV16	0,27	0,27	0,65	139,344	0,07	0,07	0,68	0,68	1 BLS	1 BLS
PV16 - PV15	0,25	0,25	0,65	139,344	0,06	0,06	0,63	0,63	1 BLS	1 BLS
PV15 - PV14	0,17	0,17	0,65	139,344	0,04	0,04	0,43	0,43	1 BLS	1 BLS
Ponto Alto - PV8	0,18	0,18	0,65	139,344	0,05	0,05	0,45	0,45	1 BLS	1 BLS
PV8 - PV7	0,34	0,34	0,65	139,344	0,09	0,09	0,86	0,86	1 BLS	1 BLS
PV7 - PV6	0,19	0,19	0,65	139,344	0,05	0,05	0,48	0,48	1 BLS	1 BLS
Ponto Alto - PV9	0,2	0,2	0,65	139,344	0,05	0,05	0,50	0,50	1 BLS	1 BLS
PV9 - PV10	0,3	0,3	0,65	139,344	0,08	0,08	0,75	0,75	1 BLS	1 BLS
PV10 - PV11	0,22	0,22	0,65	139,344	0,06	0,06	0,55	0,55	1 BLS	1 BLS
PV11 - PV12	0,14	0,14	0,65	139,344	0,04	0,04	0,35	0,35	1 BLS	1 BLS
PV12 - PV13	0,23		0,65	139,344	0,06		0,58		1 BLS	
PV14 - PV13		0,23	0,65	139,344		0,06		0,58		1 BLS
PV13 - PV21	0,4	0,08	0,65	139,344	0,10	0,02	1,01	0,20	1 BLD	1 BLS
PV21 - PV22	0,08	0,16	0,65	139,344	0,02	0,04	0,20	0,40	1 BLS	1 BLS
Ponto Alto - PV29	0,02	0,02	0,65	139,344	0,01	0,01	0,05	0,05	1 BLS	1 BLS
PV29 - PV28	0,06	0,06	0,65	139,344	0,02	0,02	0,15	0,15	1 BLS	1 BLS
PV28 - PV27	0,06	1,5	0,65	139,344	0,02	0,38	0,15	3,77	1 BLS	1 BLT + 1 BLS
PV27 - PV26	0,048	0,048	0,65	139,344	0,01	0,01	0,12	0,12	1 BLS	1 BLS
PV26 - PV25	0,055	0,055	0,65	139,344	0,01	0,01	0,14	0,14	1 BLS	1 BLS
PV25 - PV24	0,07	0,07	0,65	139,344	0,02	0,02	0,18	0,18	1 BLS	1 BLS
PV24 - PV23	0,07	0,07	0,65	139,344	0,02	0,02	0,18	0,18	1 BLS	1 BLS
PV23 - PV22	0,075	0,075	0,65	139,344	0,02	0,02	0,19	0,19	1 BLS	1 BLS

BLS - Boca de Lobo Simples
 BLD - Boca de Lobo Dupla
 BLT - Boca de Lobo Tripla

Fonte: adaptado de Nogueira (2017)

4.5 Bueiros

De acordo com a tabela 20, temos os resultados para os bueiros 1 e 2.

Tabela 20: Dispositivos adotado para os bueiros

Nº do bueiro	Área (ha)	Vazão (m ³ /s)	Bueiro adotado
1	68,35	15,92	BDCC 2,00 X 2,00
2	78,59	26,20	BTCC 2,00 X 2,00

Fonte: O autor (2018)

4.6 Bacias de Detenção

Após as análises feitas, o levantamento de dados necessário para o cálculo dos volumes e dos dimensionamentos das bacias estão na tabela 21 referente a cada bacia de detenção.

Tabela 21: Característica da bacia em estudo

Descrição	Bacia de Detenção 1	Bacia de Detenção 2
Área de influencia	95,52 ha	20,12 ha
Área urbanizada	68,67 ha	9,96 ha
Área não urbanizada	26,85 ha	10,17 ha
Percentual de urbanização	71,89%	49,48%
Extensao do Talvegue	1076 m	856,72 m
Desnível da Bacia (ΔH)	35,50 m	21,50 m

Fonte: O autor (2018)

Como já mencionado, será utilizado o método racional para o cálculo da vazão afluente. Para o cálculo do tempo de concentração foi utilizada a equação 3, e os dados da tabela 21. Dessa forma, tem-se:

- Bacia de detenção 1:

$$tc = 85,2 * \left(\frac{L^3}{\Delta H}\right)^{0,385} = 23,46 \text{ minutos}$$

- Bacia de detenção 2:

$$tc = 57 * \left(\frac{L^3}{\Delta H}\right)^{0,385} = 14,63 \text{ minutos}$$

- Vazão afluyente

Como já mencionado a fórmula será:

$$Qa = \frac{C * I * A}{6}$$

Com o valor de $C = 0,80$, como mostra o item 3.3. Para o cálculo de intensidade de chuva (I) foi adotado o tempo de recorrência igual a 25 anos, como recomenda Cetesb (1986, apud COELHO, 2012) e Tucci (1995, apud COELHO, 2012). Utilizando a curva I-D-F da figura 66, então a vazão será igual a:

- Bacia de detenção 1:

$$A = 95,52 \text{ ha}$$

$$I = 1.903 \text{ mm/min}$$

$$Qa1 = 24,24 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- Bacia de detenção 2:

$$A = 20,12 \text{ ha}$$

$$I = 2.281 \text{ mm/min}$$

$$Qa2 = 6,12 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_{\text{total}} = Qa1 + Qa2 = 30,36 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Vazão efluente

Utilizando a equação 15, que se encontra no item 5.1.1.2 e considerando a altura de água armazenada nas bacias de detenção igual a 3 metros. Tem-se, os cálculos da vazão efluente apresentados a seguir:

$$Q = Cd * A * \sqrt{2 * g * Z}$$

Neste trabalho optou-se por trabalhar com o orifício circular, onde é adotado um $Cd = 0,65$, como mostra no item 5.1.1.2. Na tabela 22 apresenta o cálculo de Qe para diferentes diâmetros da tubulação de saída.

Tabela 22: Valores da vazão efluente para diversos diâmetros

Diâmetro do Orifício (m)	Área do orifício (m ²)	Carga a montante (Z)	Q _e (m ³ /s)
1,00	0,79	2,50	3,57
1,20	1,13	2,40	5,04
1,50	1,77	2,25	7,63

Fonte: O autor (2018)

- Cálculo do volume de armazenamento – Método Wilken

Adotando as equações 16,17 e 18 apresentados no item 5.1.2 para os diferentes diâmetros, onde:

$$V = Q_a * t_c * K$$

$$K = f(\xi)$$

$$\xi = Q_e / Q_a$$

Obtém-se as dimensões das bacias de detenção, conforme mostra nas tabelas 23 e 24.

- Bacia de detenção 1:

$$Q_{a1} = 24,24 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$t_c = 23,46 \text{ minutos} = 1407,6 \text{ segundos}$$

Tabela 23: Valores das dimensões da bacia de detenção para volumes distintos – Bacia de detenção 1

Diâmetro do Orifício (m)	Q _e (m ³ /s)	Q _a (m ³ /s)	ξ	K	V (m ³)	Bacia de Detenção		H _{N.A}	H _{Bacia}
						Área (m ²)	Dimensões (L x C) (m)		
1,00	3,57	24,24	0,147	0,831	28368,58	9456,194	65 x 146	3,00	3,50
1,20	5,04	24,24	0,208	0,682	23267,67	7755,891	60 x 130	3,00	3,50
1,50	7,63	24,24	0,315	0,502	17132,66	5710,888	60 x 96	3,00	3,50

Fonte: O autor (2018)

Foi adicionado uma folga de 0,50m na altura da bacia de detenção.

- Bacia de detenção 2:

$$Q_{atotal} = 30,36 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_c = 14,63 \text{ minutos} = 877,8 \text{ segundos}$$

Tabela 24: Valores das dimensões da bacia de detenção para volumes distintos – Bacia de detenção 2

Diâmetro do Orifício (m)	Qe (m ³ /s)	Qa (m ³ /s)	ξ	K	V (m ³)	Bacia de Detenção		H _{N.A}	H _{Bacia}
						Área (m ²)	Dimensões (L x C) (m)		
1	3,57	30,36	0,118	0,929	39709,08	13236,36	100 x 133	3,00	3,50
1,2	5,04	30,36	0,166	0,780	33320,32	11106,77	90 x 124	3,00	3,50
1,5	7,63	30,36	0,251	0,600	25636,37	8545,458	65 x 132	3,00	3,50

Fonte: O autor (2018)

Da mesma forma que a anterior, foi considerado uma folga de 0,50m na bacia de detenção.

De acordo com as dimensões resultantes no dimensionamento e com as áreas disponíveis nos locais escolhidos para a implantação das bacias, adotou-se para as bacias de detenção um diâmetro do orifício de 1 m, devido ao diâmetro dos bueiros existente serem nessa faixa, facilitando assim o despejo da água. Na figura 83, tem-se as bacias locadas em seus respectivos locais, já com suas dimensões adotados, ou seja, a bacia de detenção 1 com dimensão 65x146 m.

Já para a bacia de detenção 2, foi adaptado suas dimensões para melhor se enquadrar no terreno existente. Tem-se a bacia com a geometria de um trapézio, onde base menor (x) = 110,64 m, base maior (y) = 169,55m e largura (L) = 94,48 m, como mostra a figura 83.

Figura 83: Bacias de Detenção

Fonte: O autor (2018)

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

Com o cadastramento dos dispositivos na avenida e a pesquisa de campo realizada, foi possível fazer algumas análises do local estudado, comparando os dispositivos já existentes com os dimensionados.

Inicialmente, é essencial notar que o principal ponto de alagamento se encontra no ponto baixo onde foi locado o poço de visita 22 (figura 69), onde é exigido um maior diâmetro da galeria para suportar o escoamento gerado para a avenida que nesse local é intenso e também onde estão presentes os bueiros.

Outro ponto que é pertinente nesse trabalho, seria a falta de dispositivos existentes no local comparado aos que foram dimensionados e locados no desenho 01/01 do anexo B. Como mostra no item 3.1.2 que existe apenas 2 bocas de lobo para fazer toda a captação das águas que escoam desde a área 19 de acordo com a figura 71. De acordo com a tabela 18 nota-se a necessidade de bocas de lobas no decorrer da avenida, algo que não é presenciado no local, ocasionando assim as enchentes no ponto mais baixo do mesmo.

Vale ressaltar também, que a topografia tem um papel fundamental na direção do escoamento na região, algo que fica nítido ao ver a figura 56 onde tem as áreas 19 e 21 com uma grande extensão, alcançando mais de três quarteirões de escoamento direcionados ao ponto mais baixo da avenida.

No quadro 4 tem-se a comparação das bocas de lobo existentes e as dimensionadas, ficando nítido a necessidade de implantar outras.

Quadro 4: Quadro comparativo entre as bocas de lobo existentes e projetadas

Trecho	Dispositivos de Drenagem				Vazões suportadas (m ³ /s)			
	Existentes		Projetados		Existentes		Projetados	
	Lado Esquerdo	Lado Direito	Lado Esquerdo	Lado Direito	Lado Esquerdo	Lado Direito	Lado Esquerdo	Lado Direito
PV20 - PV19	1 BLS	0	1 BLS	1 BLT	0,10	0,00	0,10	0,30
PV13- PV21	1 BLD	0	1 BLD	1 BLS	0,20	0,00	0,20	0,10
Legenda	BLS - Boca de Lobo Simples							
	BLD - Boca de Lobo Dupla							
	BLT - Boca de Lobo Tripla							

Fonte: O autor (2018)

Pelo quadro 4, pode-se notar que existe apenas duas bocas de lobo como já foi mencionado no item 3.1.2. Percebe-se que no trecho PV20 - PV19 tem-se a situação mais

precária, devido à falta de dispositivos principalmente no lado direito da via e por se tratar apenas de uma boca de lobo simples no lado esquerdo. Observa-se também que o outro ponto está menos crítico, pois possui uma boca de lobo dupla, ficando nítido no dimensionamento a falta desses dispositivos em torno da avenida.

Consoante a isso, tem-se a situação dos bueiros que segundo o dimensionamento apresentado no item 4.3 os dispositivos existentes se tornam insuficientes para o escoamento pluvial da região, uma vez que o bueiro 1 exige uma vazão crítica de 15,92 m³/s sendo projetado para o mesmo um bueiro duplo celular de concreto (BDCC) com base de 2 m e altura de 2m, com vazão crítica de 19,29 m³/s, sendo mais que o suficiente para atender a demanda no local, enquanto que o dispositivo existente tem a capacidade de suportar uma vazão de 3,07 m³/s o que é muito abaixo do exigido. O bueiro 2 que exige uma vazão de 26,20 m³/s, para tal foi projetado um bueiro triplo celular de concreto (BTCC) com base de 2 m e altura de 2 m, com capacidade de 28,93 m³/s, enquanto que o dispositivo existente suporta uma vazão de 3,07 m³/s que é abaixo do necessário para aquele local. Pode-se ver essa comparação através do quadro 5.

Quadro 5: Comparativo dos bueiros

	Bueiro 1		Bueiro 2	
	Obra exixtente	Obra necessária	Obra exixtente	Obra necessária
	BDTM Ø 1,00	BDCC 2,00x2,00	BDTC Ø 1,00	BTCC 2,00x2,00
Capacidade Existente - m ³ /s	3,07	-	3,07	-
Capacidade Exigida - m ³ /s	15,92	-	26,20	-
Capacidade Adotada - m ³ /s	-	19,29	-	28,93

Fonte: O autor (2018)

Com isso, pela tabela 18 é notório que deve ser implantado mais dispositivos em outros pontos da via, e que as descidas de água presentes no local não satisfazem a necessidade de escoamento das águas, uma vez que essa solução não acaba com o problema de inundação local. Ressalta-se ainda, que as saídas d'água devem ser consideradas como solução provisória, pois não se deve fazer lançamento de água para o interior de terrenos. O ideal seria excluir as descidas e implantar bocas de lobo.

Também foi realizado o dimensionamento de bacias de detenção, através de um método não convencional e pouco difundido na literatura brasileira. É importante salientar que esse dimensionamento foi proposto mediante as condições que a bacia proporciona e também mediante as necessidades do local. O principal objetivo da bacia é receber e conter a

contribuição de outros pontos da bacia, fazendo com que o despejo dessa água seja controlado e de forma contínua através dos bueiros existentes.

As bacias de retenção apresentam uma alternativa de solução, caso a implantação de novos bueiros seja inviável para o local. Por se tratar de uma via de muito tráfego, porém as bacias mostraram, que para suas implantações necessita de uma área grande. Um estudo mais aprofundado sobre os possíveis riscos que essa solução venha causar ao meio ambiente do local é necessário, uma vez que se trata de uma região muito urbanizada, porém preserva áreas nativas de vegetação.

6. CONCLUSÃO

No decorrer do trabalho foi realizado o levantamento de dados da pesquisa de campo, onde se observou alguns problemas na região estudada dentre os quais, destacam-se a falta de manutenção dos dispositivos de drenagem e a frequência de alagamentos. Por outro lado, nessa pesquisa apresentou alguns índices satisfatórios tais como uma boa frequência de coleta de lixo por semana.

Pode-se notar ainda que o problema de inundação, observados em épocas de chuva que se predomina no 1º semestre de cada ano, está principalmente associado à falta de dispositivos e na ineficiência dos que existem no trecho de estudo.

Com o cadastro dos dispositivos existentes observou-se inúmeras decidas de água localizadas no canteiro central, algo que não minimiza as condições de alagamento no local, ou seja, só transfere o problema de uma via para a outra. Com isso a execução de bocas de lobo se torna crucial para que os casos de inundações na região sejam amenizados.

Segundo a tabela 18, observa-se um grande número de bocas de lobo dimensionadas para os dois lados da via, em contrapartida as bocas de lobo existente restringem-se a apenas duas, de acordo com o item 3.1.2. Foram calculadas no total mais de 50 bocas de lobo para suprir a demanda de escoamento no trecho de estudo, bem acima do número atual.

Com os estudos realizados fica claro que a região precisa de uma intervenção e uma reforma na drenagem local, evidenciando que os dispositivos existentes não suprem a demanda da precipitação na região. Também fica visível que a região é propícia para receber bacias de retenção, pois apresenta espaço para suas implantações em áreas não ocupadas por imóveis, tornando assim uma solução mais plausível e que venha dar uma contribuição para a região no tocante a inundação, um problema observado em todos os períodos de chuva na Curva do Noventa.

É importante salientar que, o dimensionamento das bacias de retenção é uma alternativa caso o dimensionamento dos bueiros seja inviável para a região. Por se tratar de uma obra de grande porte em uma via de muito tráfego, o que dificulta sua implantação, porém as bacias mostraram necessitar de uma grande área. Um estudo mais aprofundado sobre os possíveis riscos que essa solução venha causar ao meio ambiente do local é indispensável.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BEUX, F. ; OTTONI,. MÉTODOS ALTERNATIVOS DE DRENAGEM A PARTIR DA RETENÇÃO E INFILTRAÇÃO DAS ÁGUAS DE CHUVA NO SOLO, VISANDO A REDUÇÃO DAS ENCHENTES URBANAS. **Revista Nacional de Gerenciamento de de Cidades**, Rio de Janeiro, v. 3, n. 17, p. 13, 2015. ISSN ISSN.

BORGES VAZ, V. Sobre o Gerenciamento da Bacia Hidrográfica do Rio Pardo. **Site do Comitê Pardo**, 2004. Disponível em: <<http://www.comitepardo.com.br/boletins/2004/boletim05-04.html>>. Acesso em: Outubro 2018.

CIDADES tentam se recuperar após enchentes no Maranhão. **Site da Globo**, 2018. Disponível em: <<https://g1.globo.com/ma/maranhao/noticia/cidades-tentam-se-recuperar-apos-enchentes-no-maranhao.ghml>>. Acesso em: 2018.

COELHO, M. M. **O USO DE BACIA DE DETENÇÃO NA DRENAGEM URBANA DE SÃO LUÍS - MA ESTUDO DE CASO: SUB-BACIA NO BAIRRO DO TIRIRICAL**. Universidade Estadual do Maranhão. São Luís. 2012.

COELHO, M. T. D. M. **Tópicos em drenagem**. Universidade Estadual do Manharão. São Luís, p. 121. 2015.

COELHO, T. D. M. **Risco de inundação devido à fragilidade do sistema de drenagem na região metropolitana de São Luís - MA**. Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ. Rio de Janeiro. 2011.

DE ARAGÃO, R. **Sistemas de drenagem urbana - desafios para a sua adequada implantação e manejo sustentável**. Universidade Federal de Campina Grande. Cuiabá. 2017.

DE ASSIS DOS REIS BARBOSA, F. **Medidas de Proteção e Controle de inundações urbanas na bacia do rio mamanguape/PB**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) - UFPB. João Pessoa, p. 115. 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSP. **Manual de Drenagem de Rodovias**. Rio de Janeiro, p. 323. 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSP. **Manual de drenagem de rodovias - Versão preliminar**. Departamento nacional de infra-estrutura de transporte. Rio de Janeiro, p. 304. 2006.

DUARTE, D.; MULFARTH, R. K.; GONÇALVES, J. **Sustentabilidade Ambiental Urbana no Ensino de Graduação: Proposta do departamento de tecnologia da FAUUSP**. Universidade de São Paulo. São Paulo. 2007.

E. M. TUCCI, C. **Gestão de águas pluviais urbanas**. [S.l.]: Unesco, 2005.

E.M. TUCCI, C.; BERTONI, C. **Inundações urbanas na america do sul**. 1. ed. Porto Alegre: [s.n.], 2003.

FILHO, K. Z. et al. **Gestão de Águas Pluviais Urbanas - RETENÇÃO E DETENÇÃO**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. [S.l.]. 2014.

FRANCO, E. J. **DIMENSIONAMENTO DE BACIAS DE DETENÇÃO DAS ÁGUAS PLUVIAIS COM BASE NO MÉTODO RACIONAL**. Dissertação (Dissertação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) - UFPR. Curitiba, p. 143. 2004.

GALERIAS pluviais no Jardim Galileia. **Site do GoioNEWS**, 2012. Disponível em: <<http://www.goionews.com.br/noticia/2012/05/10/1554/galerias-pluviais-no-jardim-galileia/29482/>>. Acesso em: 21 Novembro 2018.

GUIAS, Sarjetas e Sarjetões. **Site da Presserv Engenharia**. Disponível em: <<http://presservengenharia.com.br/servicos/guias-sarjetas-sarjetoes/>>. Acesso em: 21 Novembro 2018.

INSTITUDO Nacional de Meteorologia. **Site do INMET**. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/portal/>>. Acesso em: 2018.

Laboratório de Geoprocessamento – NUGEO. Universidade Estadual do Maranhão. São Luís. 2008.

LEAL, U. Infraestrutura Urbana. **Site da Pini**, 2011. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana17.pini.com.br/solucoes-tecnicas/6/1-sarjetoes-de-concreto-armado-227269-1.aspx>>. Acesso em: Novembro 2018.

NOGUEIRA, D.; DE ANDRADE NOGUEIRA, D. **Efeitos da ineficiência do sistema de drenagem na patologia dos pavimentos asfálticos**. Universidade Estadual do Maranhão. São Luís, p. 71. 2017.

OBRAS de Infraestrutura. **Site da SIGAMAIS**, 2017. Disponível em: <<http://www.sigamais.com/noticias/cidades/apos-denuncia-de-vereadores-bocas-de-lobo-sao-alteradas-no-california-park/>>. Acesso em: 21 Novembro 2018.

PARDO CANHOLI, **Drenagem urbana e controle de enchentes**. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2014. ISBN ISBN.

RIOS poluídos e reaproveitamento marcam dia da água em São Luís. **Site da Imirante**. Disponível em: <<http://imirante.com/mobile/oestadoma/noticias/2016/03/22/rios-poluidos-e-reaproveitamento-marcam-dia-da-agua-em-sao-luis.shtml>>. Acesso em: 2018.

RODRIGUES BARBOSA JÚNIOR, A. Elementos de hidrologia aplicada. In: JÚNIOR, A. R. B. **Elementos de hidrologia aplicada**. Ouro Preto: [s.n.], 2007. Cap. 6, p. 64.

ROLIM DA PAZ, A. **Hidrologia Aplicada**. Universidade Estadual do Rio Grande do Sul. Caxias do Sul, p. 138. 2004.

SECRETÁRIA DE ESTADO DE MEIO AMBIENTE E RECURSOS. **Manual de drenagem urbana**. Governo do estado do Paraná. Toledo, p. 37. 2017.

TOMAZ, P. **Cálculos hidrologicos e hidraulicos para obras municipais**. 1. ed. Guarulhos: [s.n.], 2002.

TOMAZ, P. Curso de manejo de águas pluviais. In: TOMAZ, P. **Curso de manejo de águas pluviais**. [S.l.]: [s.n.], 2013. Cap. 3, p. 39.

TUCCI, C. **Hidrologia: ciência e aplicação**. 2. ed. Porto Alegre: Universidade/UFRGS, 2001.

VAREJÃO SILVA, M. A. **METEOROLOGIA E CLIMATOLOGIA**. Recife: [s.n.], 2006. 449 p.

VIEIRA, M. M. B. Drenagem Urbana - Sistemas de Microdrenagem. **Site de blog ambiental**, 2016. Disponível em: <<http://blogambiental2016.wixsite.com/conjuntofelicidade/single-post/2016/04/12/Sistemas-de-Microdrenagem>>. Acesso em: 21 Novembro 2018.

WATANABE. Boca de Lobo. **Site do Ebanataw**, 2018. Disponível em: <<http://www.ebanataw.com.br/drenagem/bocadelobo.htm>>. Acesso em: 21 Novembro 2018.

ANEXOS

ANEXO A - MODELO DA PLANILHA DE PESQUISA DE CAMPO

Bairro: _____

Nome da rua: _____ N° _____

A rua é pavimentada: Sim NãoSe sim: Qual o tipo de pavimento: asfalto blocos de concreto piçarra _____Tipo de imóvel: Residencial Comercial Outros: _____

Tem sistema de drenagem na rua? a) Sim b) Não

Se sim, qual o sistema:

a) canal de concreto

b) galeria com tubulação

c) valeta de concreto na lateral da rua

d) Outros: _____

Tem manutenção na rede de drenagem existente:

a) Sim b) Não Se sim, qual a frequência: _____

Qual a frequência da coleta de lixo: _____ Dias

Problemas de inundação: Sim Não

Se sim:

a) apenas na rua (não atingiu a casa):

Qual a frequência: _____

A última ocorrência _____

b) entrou no imóvel:

Nível de água no imóvel: _____

Houve perda material:

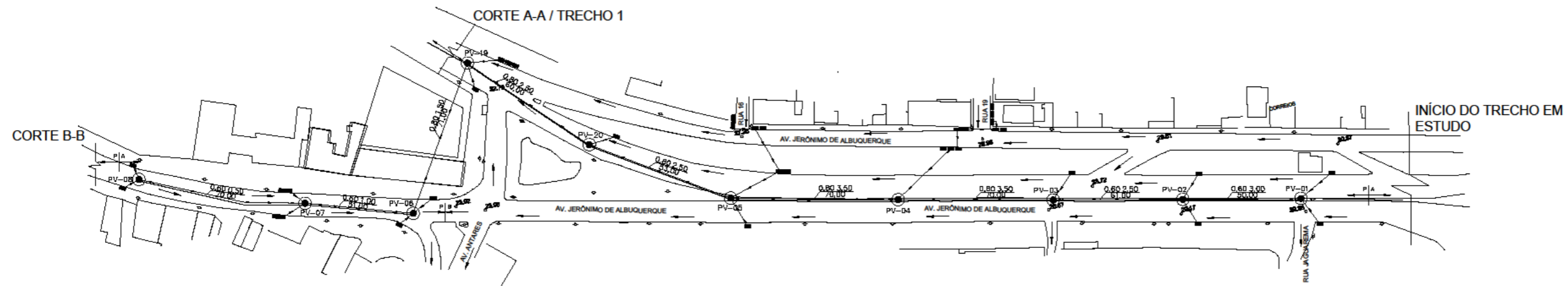
a) Sim b) Não

Houve perda humana:

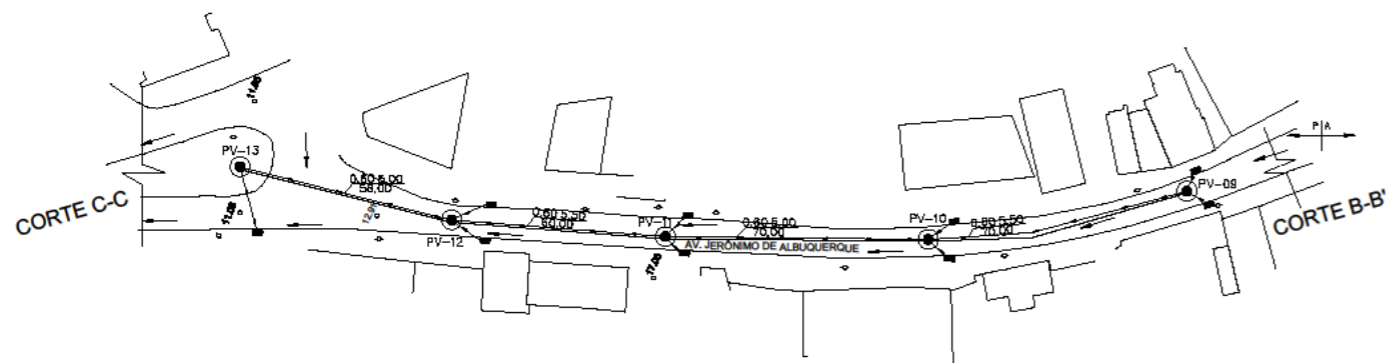
a) Sim b) Não Se sim qual foi? _____

Altura aproximada da soleira do imóvel: _____ m

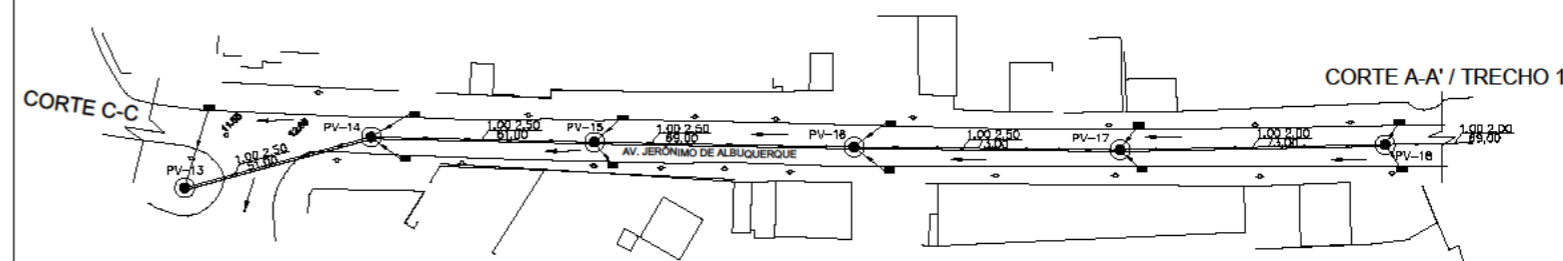
**ANEXO B – PLANTA DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS DOS POÇOS DE
VISITA E BOCAS DE LOBO**



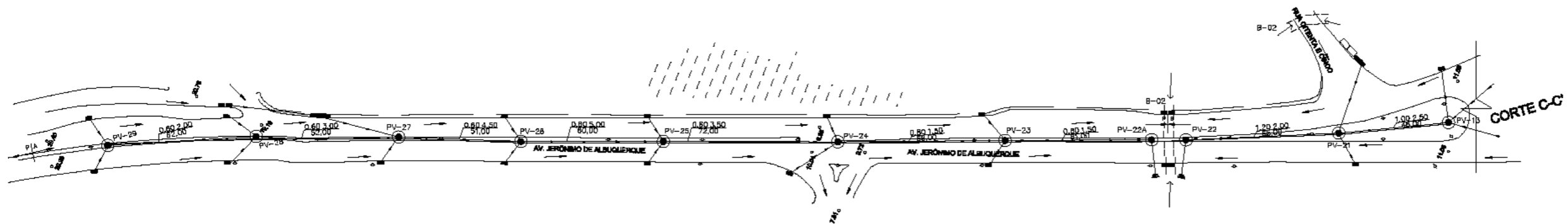
REPRESENTAÇÃO DO TRECHO 1 E TRECHO 2



REPRESENTAÇÃO DO TRECHO 3



REPRESENTAÇÃO DO TRECHO 1 (CONTINUAÇÃO)



REPRESENTAÇÃO DO TRECHO 4

PENDÊNCIAS:

DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA:

TÍTULO	NÚMERO

CONVENÇÕES:

	— BOTA DE LODO EXISTENTE		— GALERIA EXISTENTE
	— BOTA DE LODO SIMPLES A IMPLANTAR		— PONTO ALTO
	— BOTA DE LODO DUPLA A IMPLANTAR		— PONTO BAIXO
	— BOTA DE LODO TRÍPLA A IMPLANTAR		— SENTIDO DO ESTABELECIMENTO SUPERFICIAL
	— GALERIA TUBULAR A IMPLANTAR		— CORTE
	— DISSIPADOR DE ENERGIA E BOTA TIPO NT		— CURVAS DE NÍVEL
	— BOTA DE LODO EXISTENTE		— POSTE

Nº	Descrição	Data	Autoridade

NOTAS GERAIS:

TRECHO 1:
PV-1 / PV-2 / PV-3 / PV-4 / PV-5 / PV-20 / PV-19 / PV-18 / PV-17 / PV-16 / PV-15 / PV-14 / PV-13 / PV-21 / PV-22 /

TRECHO 2:
PV-8 / PV-7 / PV-6 /

TRECHO 3:
PV-9 / PV-10 / PV-11 / PV-12 / PV-13

TRECHO 4:
PV-29 / PV-28 / PV-27 / PV-26 / PV-25 / PV-24 / PV-23 / PV-22 /

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO-UEMA

DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE DRENAGEM URBANA

Planta de drenagem de águas pluviais

MONOGRAFIA PARA OBTENÇÃO DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL

AV. JERÔNIMO DE ALBUQUERQUE

DECKSON LACERDA DE SOUSA COSTA

SÃO LUÍS - MA

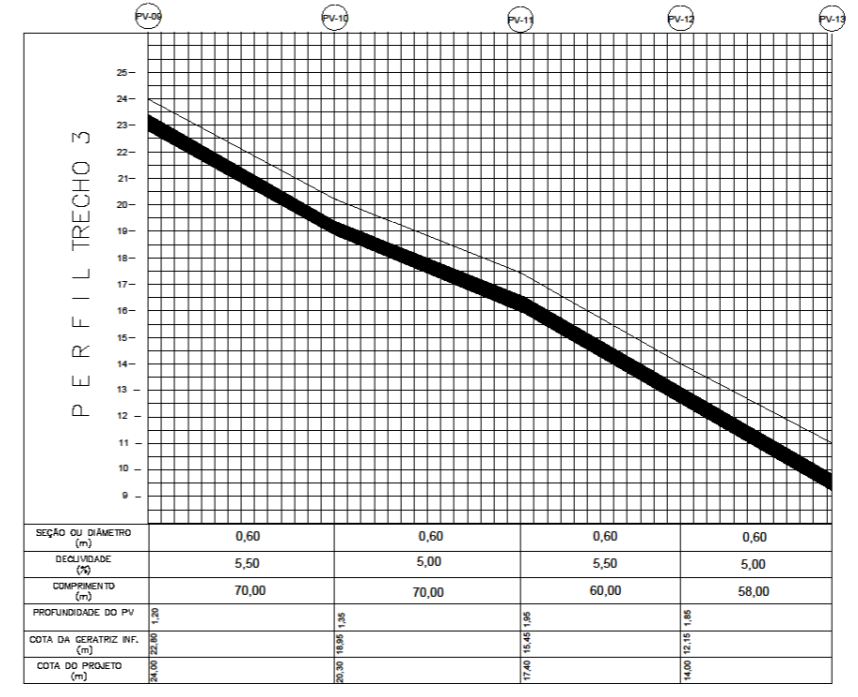
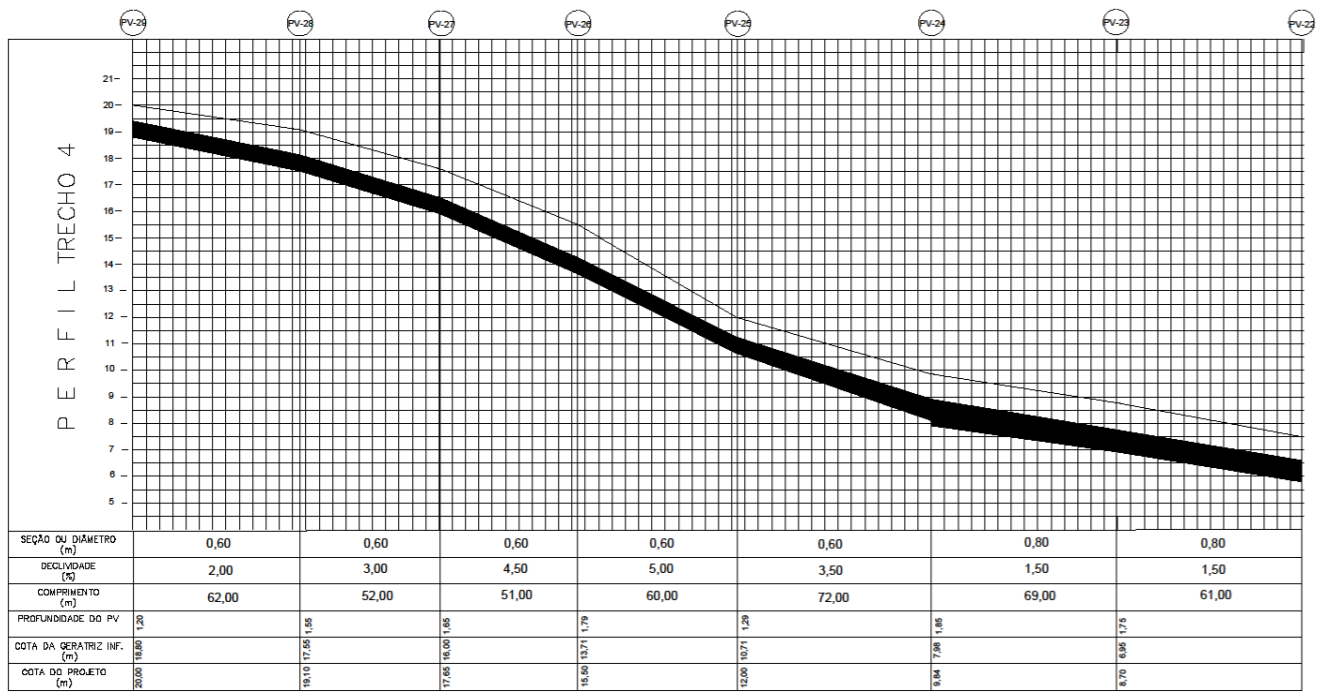
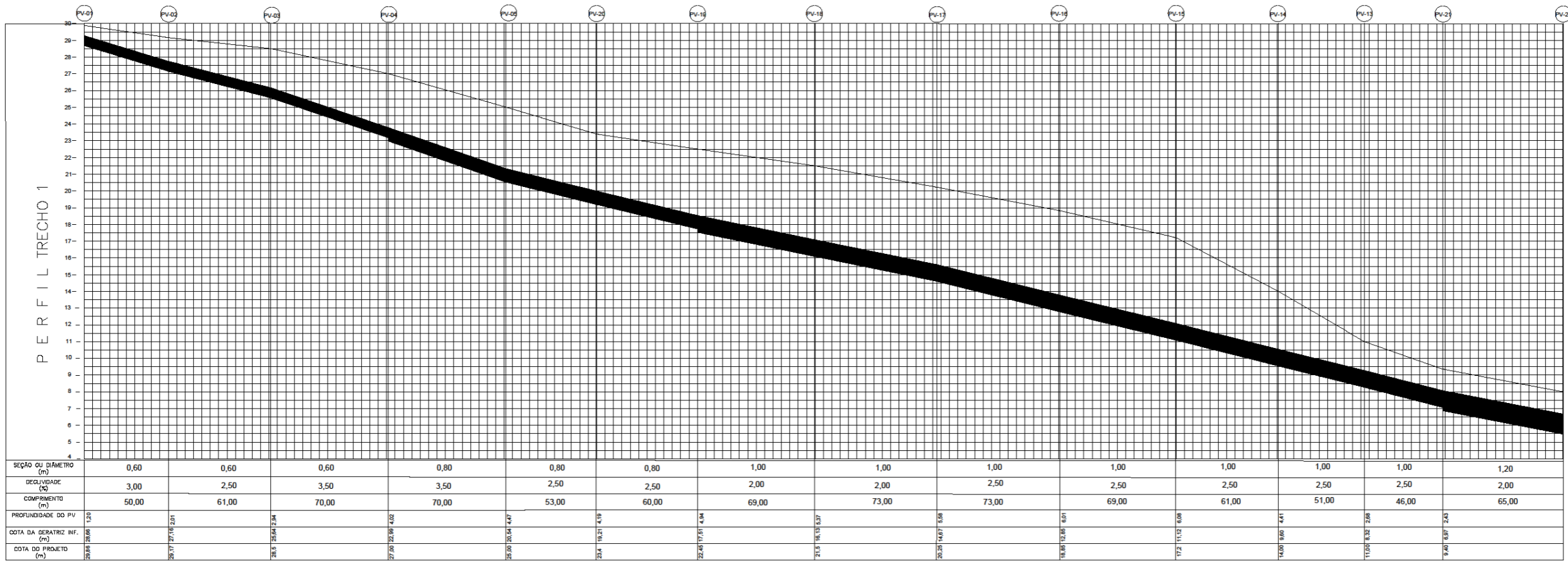
01/01

DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS

SÃO LUÍS - MA

ACIDENTE/2018

**ANEXO C – PLANTA DE PERFIS DE DRENAGEM DAS GALERIAS DE ÁGUAS
PLUVIAIS**



PENDÊNCIAS:

DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA:

NUMERO	DESCRIÇÃO

IP	Descrição	Data	Assinatura

CONVENÇÕES:

— — GREIDE DO TERRENO

█ — GALERIA PROJETADA

PENDÊNCIAS:

DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA:

NUMERO	DESCRIÇÃO

IP	Descrição	Data	Assinatura

NOTAS GERAIS:

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO—UEMA

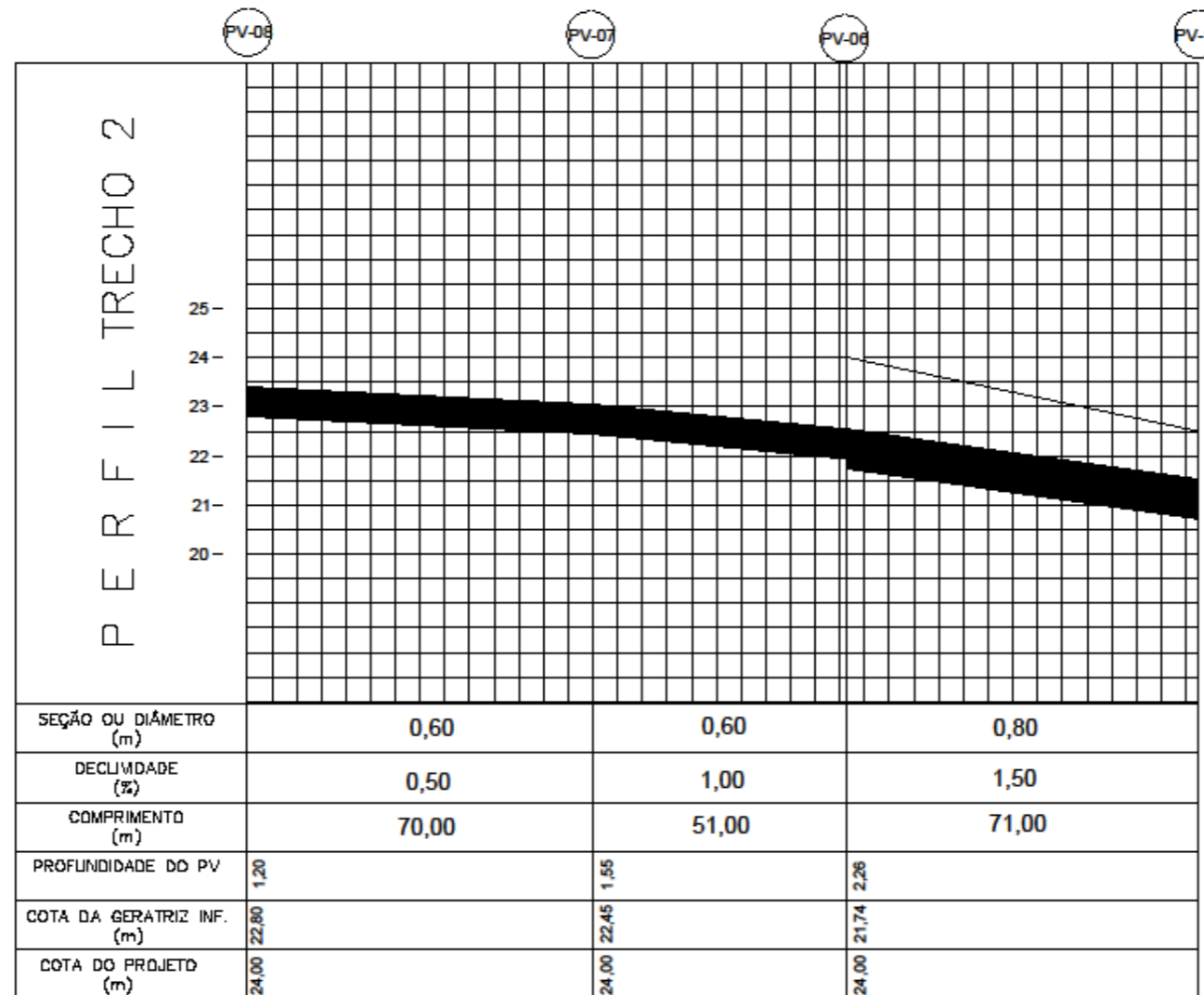
PRÉ DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE DRENAGEM URBANA 01/02

MONOGRAFIA PARA OBTENÇÃO DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL

AV. JERÔNIMO DE ALBUQUERQUE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS

ALUNA DECKSON LACERDA DE SOUSA COSTA SÃO LUIS - MA

DATA: ABRIL/2018



PENDÊNCIAS:

DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA:

NÚMERO

CONVENÇÕES:

- — GREIDE DO TERRENO
- █ — GALERIA PROJETADA

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO—UEMA

ENDEREÇO: AV. BRASIL, 1155 - C.A.P. 66.077-170 - SÃO LUIS/MA FONE: (98) 2546-8401 / FAX: (98) 2546-0492 C.A.P.: 09.282.421/0001/96 - CRIADA POR TERMO DE LIC. 4.409 DE 2012/96

PRÉ DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE DRENAGEM URBANA
Planta de perfis de drenagem de águas pluviais

DESENHO Nº:

02/02

OBJETO: MONOGRAFIA PARA OBTENÇÃO DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL

LOCAL: AV. JERÔNIMO DE ALBUQUERQUE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS
PERFIL

ALUNO: DECKSON LACERDA DE SOUSA COSTA CIDADE: SÃO LUIS - MA

ESCALA: DATA: AGOSTO/2016 REVISÃO Nº: 0

