

**UNIEVANGÉLICA**

**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**ARTHUR FRANCISCO VIEIRA CUNHA**

**ESTUDO DE CASO SOBRE O DIMENSIONAMENTO DE  
POÇOS DE RECARGA COMO ALTERNATIVA DE  
CONTROLE DE INUNDAÇÕES NA FONTE**

**ANÁPOLIS / GO**

**2017**

**ARTHUR FRANCISCO VIEIRA CUNHA**

**ESTUDO DE CASO SOBRE O DIMENSIONAMENTO DE  
POÇOS DE RECARGA COMO ALTERNATIVA DE  
CONTROLE DE INUNDAÇÕES NA FONTE**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA**

**ORIENTADOR: AGNALDO ANTÔNIO MOREIRA TEODORO  
DA SILVA**

**COORIENTADOR: CARLOS EDUARDO FERNANDES**

**ANÁPOLIS / GO: 2017**

## FICHA CATALOGRÁFICA

CUNHA, ARTHUR FRANCISCO VIEIRA

Estudo de caso sobre o dimensionamento de poços de recarga como alternativa de controle de inundações na fonte.

103P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2017).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

1. Drenagem Urbana

2. Águas Pluviais

3. Poços de Recarga

4. Drenagem na Fonte

I. ENC/UNI

II. Título (Série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CUNHA, Arthur Francisco Vieira. Estudo de caso sobre o dimensionamento de poços de recarga como alternativa do controle de inundações na fonte. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 103p. 2017.

## CESSÃO DE DIREITOS

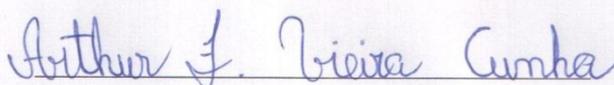
NOME DO AUTOR: Arthur Francisco Vieira Cunha

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: Estudo de caso sobre o dimensionamento de poços de recarga como alternativa do controle de inundações na fonte.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2017

É concedida à UniEvangélica a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.



Arthur Francisco Vieira Cunha

E-mail: Arthur\_meseger@hotmail.com

**ARTHUR FRANCISCO VIEIRA CUNHA**

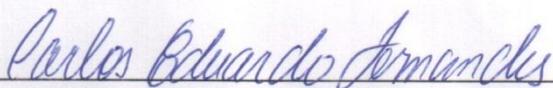
**ESTUDO DE CASO SOBRE O DIMENSIONAMENTO DE  
POÇOS DE RECARGA COMO ALTERNATIVA DE  
CONTROLE DE INUNDAÇÕES NA FONTE**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE  
ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL**

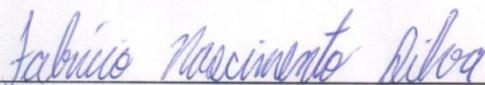
**APROVADO POR:**



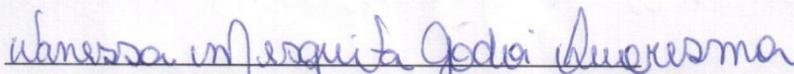
\_\_\_\_\_  
**AGNALDO ANTÔNIO MOREIRA TEODORO DA SILVA, Especialista  
(UniEvangélica)  
(ORIENTADOR)**



\_\_\_\_\_  
**CARLOS EDUARDO FERNANDES, Especialista (UniEvangélica)  
(COORDINADOR)**



\_\_\_\_\_  
**FABRÍCIO NASCIMENTO SILVA, Mestre (UniEvangélica)  
(EXAMINADOR INTERNO)**



\_\_\_\_\_  
**WANESSA MESQUITA GODOI QUARESMA, Mestra (UniEvangélica)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

**DATA: ANÁPOLIS/GO, 02 de Dezembro de 2017.**

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a todos os meus familiares que me deram todo apoio ao longo de toda a minha jornada no curso, em especial à minha avó e meu avô que me criaram e são pra mim meus pais e pessoas em quem me espelho em ser, pois, me ensinaram que o conhecimento é uma fonte de riqueza que ninguém pode nos roubar, uma das únicas que levaremos desse mundo e sem eles não teria chegado onde estou.

Agradeço também à minha mãe por todo esforço em poder me dar uma boa educação.

Por fim, agradeço a Deus, porque, seus planos são maiores do que nós e com suas mãos tem me guiado durante minha caminhada sem me deixar esmorecer.

Arthur Francisco Vieira Cunha

## **RESUMO**

Com o surgimento das grandes cidades, o uso da irrigação e a vida urbana insalubre, houve a necessidade de se desenvolver técnicas de drenagem e controle de inundações com a escavação de canais de drenagem e afastamento das águas pluviais e servidas, surgindo assim, o conceito de gestão de águas pluviais. A pesquisa desenvolvida busca apresentar a importância dos sistemas de drenagem pluvial, sua constituição e a aplicação dos conceitos desenvolvidos no campo da engenharia ao longo dos anos para a realização de um estudo de caso sobre a determinação da quantidade de poços de recarga necessários para um lote em estudo. O estudo consiste no dimensionamento de um sistema de drenagem na fonte, baseando-se em dados geotécnicos e na planta do terreno com uma análise de suas respectivas áreas permeáveis e impermeáveis. Como resultado do estudo foi feita uma avaliação da quantidade de poços de recarga necessários para se aproximar das condições da vazão de pré-urbanização do lote de exemplo, contribuindo para desafogar o sistema público de drenagem à jusante, que devido ocupação urbana desordenada e à falta de planejamento poderia se sobrecarregar, estando suscetível a inundações em épocas de chuva.

### **PALAVRAS-CHAVE:**

Drenagem urbana. Águas pluviais. Poços de recarga. Drenagem na fonte. Inundações.

## **ABSTRACT**

With the emergence of large cities, the use of irrigation and the unhealthy urban life, there was a need to develop drainage techniques and flood control with the excavation of drainage channels with removal of rainwater and wastewater, resulting in the concept of rainwater management. The research developed seeks to present the importance of rainwater drainage systems, their constitution and the application of concepts developed in the field of engineering over the years to carry out a case study on the determination of the number of recharge wells required for a lot in study. The study consists of the design of a drainage system at the source, based on geotechnical data and the ground plan with an analysis of their respective permeable and impermeable areas. As a result of the study, an evaluation was made of the number of recharge wells needed to approach the pre-urbanization flow conditions of the sample lot, contributing to the public downstream drainage system, which due to disordered urban occupation and lack could be overloaded, being susceptible to flooding in times of rain.

### **KEYWORDS:**

Urban drainage. Rainwater. Recharge wells. Drainage at source. Floods.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Característica do leito dos rios e sua calha secundária .....	21
Figura 2 - Blocos de concreto vazados preenchidos com grama.....	25
Figura 3 - Atuação de polders em épocas de inverno e verão na Holanda.....	25
Figura 4 - Integração dos planos ao plano diretor da cidade .....	29
Figura 5 - Ilustração de poço de recarga feito com pneus furados .....	31
Figura 6 - Mecânica de funcionamento de um poço de recarga de tubo de concreto perfurado .....	32
Figura 7 - Configurações dos condutores de direcionamento do escoamento .....	32
Figura 8 - Poço de recarga com tijolo maciço furado em crivo .....	33
Figura 9 - Poços de recarga padrão .....	34
Figura 10 - Enchimento máximo admitido.....	38
Figura 11 - Tipos de bocas de lobo .....	39
Figura 12 - Vegetação como revestimento de talude - Planetário de Anápolis.....	41
Figura 13 - Enrocamento para prevenção de erosão.....	41
Figura 14 - Cravação dos anéis.....	47
Figura 15 - Enchimento do anel externo .....	48
Figura 16 - Enchimento do anel interno .....	48
Figura 17 - Leitura inicial.....	49
Figura 18 - Manutenção do nível de água do anel externo.....	49
Figura 19 - Comprimento de saturação .....	50
Figura 20 - Parâmetros para equação de Kostiaikov - Método Gráfico .....	54
Figura 21 - Hidrograma triangular de entrada no reservatório .....	58
Figura 22 - Volume de escoamento detido.....	60
Figura 23 - Tubo extravasor de 75 mm .....	64
Figura 24 - Exemplo para poço padrão de 2,5 m.....	65
Figura 25 - Área de contribuição efetiva para poço padrão de 2,0 m.....	66
Figura 26 - Área de contribuição efetiva para poço de 2,5 m .....	66
Figura 27 - Área de contribuição efetiva para poço de 3,0 m .....	67
Figura 28 - Taxa de infiltração média em função do tempo: Ensaio 01.....	73
Figura 29 - Parâmetro Y adotado em função do tempo: Ensaio 01.....	74
Figura 30 - Taxa de infiltração ajustada à equação de Horton: Ensaio 01 .....	75
Figura 31 - Taxa de infiltração média em função do tempo: Ensaio 02.....	77

Figura 32 - Parâmetro Y adotado em função do tempo: Ensaio 02.....	78
Figura 33 - Taxa de infiltração ajustada à equação de Horton: Ensaio 02 .....	79
Figura 34 – Infiltração acumulada em função do tempo: Ensaio 01 .....	82
Figura 35 - Velocidade de infiltração média em função do tempo: Ensaio 01 .....	83
Figura 36 - Velocidade de infiltração em função do tempo: Ensaio 01 .....	83
Figura 37 - Infiltração acumulada em função do tempo: Ensaio 02.....	86
Figura 38 - Velocidade de infiltração média em função do tempo: Ensaio 02 .....	87
Figura 39 - Velocidade de infiltração em função do tempo: Ensaio 02 .....	87

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Comparação dos aspectos da água entre países desenvolvidos e o Brasil .....	20
Quadro 2 - Parâmetros regionais constantes.....	57
Quadro 3 - Parâmetros para Anápolis.....	57
Quadro 4 - Coeficiente de fragilidade da sub-bacia .....	62
Quadro 5 - Parâmetros para a equação de Horton: Ensaio 01 .....	74
Quadro 6 - Parâmetros para a equação de Horton: Ensaio 02 .....	78
Quadro 7 - Parâmetros encontrados: Ensaio 01 .....	81
Quadro 8 - Parâmetros encontrados: Ensaio 02 .....	85
Quadro 9 - Valores adotados para taxa de infiltração instantânea .....	88

## LISTA DE TABELA

Tabela 1 - Tempos de retorno para diferentes ocupações e tipos de obra .....	35
Tabela 2 - Classificação da região em função da intensidade pluviométrica .....	43
Tabela 3 - Diâmetro do tubo extravasor em função da área de contribuição .....	63
Tabela 4 - Dados de campo: Ensaio 01 .....	72
Tabela 5 - Ajuste à equação de Horton.....	73
Tabela 6 - Taxa de infiltração por Horton: Ensaio 01 .....	75
Tabela 7 - Dados de campo: Ensaio 02 .....	76
Tabela 8 - Ajuste à equação de Horton: Ensaio 02.....	77
Tabela 9 - Taxa de infiltração por Horton: Ensaio 02 .....	79
Tabela 10 - Dados de campo: Ensaio 01 .....	80
Tabela 11 - Dados para regressão linear.....	81
Tabela 12 - Informações de infiltração ao longo do experimento.....	82
Tabela 13 - Dados de campo: Ensaio 02 .....	84
Tabela 14 - Dados para regressão linear: Ensaio 02.....	84
Tabela 15 - Informações de infiltração ao longo do experimento: Ensaio 02.....	86
Tabela 16 - Coeficiente de runoff em função de cada sub-área .....	89
Tabela 17 - Volume de Detenção .....	89
Tabela 18 - Volumes Afluente e Efluente .....	90
Tabela 19 - Área de infiltração necessária (m <sup>2</sup> ).....	90
Tabela 20 - Quantidade de poços .....	91
Tabela 21 - Pré-Dimensionamento .....	91
Tabela 22 - Balanço Hidrológico de 30 Dias .....	92
Tabela 23 - Número de poços de infiltração.....	92
Tabela 24 – Número de poços de recarga: considerando o cálculo de volume de reservatório necessário.....	93
Tabela 25 - Tempo de detenção: considerando o cálculo de volume de reservatório necessário .....	93
Tabela 26 - Número de poços de recarga: considerando o cálculo de um volume de detenção .....	94
Tabela 27 - Quantidades de poços padrão necessários.....	95

## LISTA DE ABREVIATURA E SIGLA

ASCE	American Society of Civil Engineers
CETESB	Companhia Ambiental do Estado de São Paulo
DAEE	Departamento de Águas e Energia Elétrica
DER-GO	Departamento de Estradas de Rodagem de Goiás
EA	Educação Ambiental
FCTH	Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica
GO	Goiás
PDDrU	Plano Diretor de Drenagem Urbana
ReCESA	Rede Nacional de Capacitação e Extensão Tecnológica em Saneamento Ambiental
RN	Rio Grande do Norte
UNB	Universidade de Brasília

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>14</b>
1.1 JUSTIFICATIVA.....	15
1.2 OBJETIVOS .....	16
1.2.1 <b>Objetivo Geral</b> .....	16
1.2.2 <b>Objetivos Específicos</b> .....	16
1.3 METODOLOGIA .....	17
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	18
<b>2 SISTEMAS DE DRENAGEM.....</b>	<b>19</b>
2.1 GERENCIAMENTO DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS .....	19
2.1.1 <b>Água e Desenvolvimento Social</b> .....	19
2.1.2 <b>Desenvolvimento Urbano e Seus Impactos Ambientais</b> .....	20
2.1.3 <b>O Ciclo Hidrológico</b> .....	21
2.1.3.1 Evaporação e Transpiração .....	22
2.1.3.2 Escoamento Superficial .....	22
2.1.3.3 Infiltração e Percolação.....	22
2.2 ALTERNATIVAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÕES .....	23
2.2.1 <b>Medidas Estruturais</b> .....	24
2.2.1.1 Pavimentos permeáveis.....	24
2.2.1.2 Polders.....	25
2.2.1.3 Reservatórios de detenção e infiltração .....	26
2.2.2 <b>Medidas Não-Estruturais</b> .....	26
2.2.2.1 Zoneamento.....	27
2.2.2.2 Sistema de Previsão e Alerta.....	27
2.2.2.4 Plano Diretor de Drenagem Urbana.....	28
2.3 POÇOS DE RECARGA E O CONTROLE DO ESCOAMENTO NA FONTE.....	30
2.3.1 <b>Definição</b> .....	30
2.3.2 <b>Mecânica de Funcionamento</b> .....	31
2.3.3 <b>Aspectos de Viabilidade à Instalação</b> .....	33
2.3.4 <b>Poço Padrão Adotado</b> .....	34
2.4 MACRODRENAGEM .....	35
2.5 MICRODRENAGEM .....	35

2.6	ELEMENTOS CONSTITUINTES DE UM SISTEMA DE DRENAGEM .....	36
2.6.1	<b>Dispositivos da Calha Viária</b> .....	37
2.6.1.1	Guias .....	37
2.6.1.2	Sarjetas .....	37
2.6.1.3	Sarjetões .....	37
2.6.2	<b>Dispositivos de Captação e Direcionamento</b> .....	37
2.6.2.1	Bocas de Lobo.....	38
2.6.2.2	Canaletas de Topo e Pé de Talude .....	39
2.6.3	<b>Dispositivos de Condução (Galerias)</b> .....	40
2.6.3.1	Tubos de Concreto de Seção Circular.....	40
2.6.4	<b>Poço de Visita (P.V)</b> .....	40
2.6.5	<b>Dispositivos de Proteção do Sistema de Drenagem</b> .....	40
2.6.5.1	Revestimento de Taludes .....	40
2.6.5.2	Estruturas de Dissipação .....	41
2.7	CONCEITUAÇÕES BÁSICAS HIDROLÓGICAS E HIDRÁULICAS .....	42
2.7.1	<b>Bacia Hidrográfica</b> .....	42
2.7.2	<b>Hidrograma</b> .....	42
2.7.3	<b>Intensidade Pluviométrica</b> .....	42
2.7.4	<b>Tempo de Retorno</b> .....	43
2.7.5	<b>Tempo de Concentração</b> .....	43
2.7.6	<b>Área de Contribuição</b> .....	44
2.7.7	<b>Conduto Livre e Conduto Forçado</b> .....	44
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA</b> .....	<b>46</b>
3.1	ÁREA DE ESTUDO .....	46
3.2	ENSAIO DE INFILTRAÇÃO .....	46
3.2.1	<b>Procedimento de Execução</b> .....	47
3.2.2	<b>Método de Horton</b> .....	50
3.2.3	<b>Método de Kostiaikov</b> .....	52
3.2.3.1	Método Analítico .....	52
3.2.3.2	Método Gráfico .....	54
3.3	DIMENSIONAMENTO DO POÇO DE INFILTRAÇÃO.....	55
3.3.1	<b>Método Racional</b> .....	55
3.3.1.1	Coeficiente de Escoamento Superficial .....	56

3.3.1.2	Intensidade Pluviométrica.....	56
3.3.1.3	Volume de Detenção.....	57
3.3.1.4	Quantidade de Poços de Recarga.....	59
3.3.2	<b>Método do Manual de Drenagem de Natal-RN</b> .....	61
3.3.2.1	Pré-Dimensionamento.....	63
3.3.2.2	Balanço Hidrológico de 30 Dias.....	65
3.3.3	<b>Equação de Anápolis</b> .....	67
3.3.3.1	Número de Poços de Recarga - Considerando Volume do Reservatório (m <sup>3</sup> ).....	69
3.3.3.2	Número de Poços de Recarga – Considerando Volume de Detenção (m <sup>3</sup> ).....	70
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	<b>72</b>
4.1	TAXA DE INFILTRAÇÃO.....	72
4.1.1	<b>Método de Horton</b> .....	72
4.1.1.1	Ensaio nº 01.....	72
4.1.1.2	Ensaio nº 02.....	76
4.1.2	<b>Método de Kostiakov</b> .....	80
4.1.2.1	Ensaio 01.....	80
4.1.2.2	Ensaio 02.....	84
4.1.3	<b>Valores Adotados</b> .....	88
4.2	NÚMERO DE POÇOS DE INFILTRAÇÃO.....	88
4.2.1	<b>Método Racional</b> .....	88
4.2.2	<b>Método do Manual de Drenagem de Natal/RN</b> .....	91
4.2.3	<b>Método de Anápolis</b> .....	92
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	<b>95</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>97</b>
	<b>ANEXO A – LOTE FICTÍCIO PARA O CÁLCULO DAS QUANTIDADES DE POÇOS DE RECARGA</b> .....	<b>101</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Desde o início da civilização a água era um fator decisivo na escolha de se estabelecer em um local, permitindo o consumo humano e favorecendo a agricultura.

Com o desenvolvimento urbano e tecnológico, o crescimento das cidades impôs um sistema de malha viária que, aos poucos, exerceu pressão e viabilidade econômica de investimentos que promovessem o saneamento das áreas ribeirinhas e a execução de obras de retificação de canais, pavimentos, pontes e, conseqüentemente, da ocupação parcial ou total da calha secundária de trechos dos cursos de água ou de áreas de alagamentos naturais (Righetto; Moreira; Sales, 2009).

Em face de todas as alterações, foram sendo criadas áreas de impermeabilização e ocupação de regiões de fundo de vale, causando um desequilíbrio de ordem natural no ambiente até então estável. As vazões superficiais que ocorrerão, serão então muito maiores que as que antes ocorriam, pois antes, significativa parte das águas ao cair se infiltrava no terreno, e agora, com a impermeabilização, a maior parte das águas corre pela superfície sem poder se infiltrar (BOTELHO, 2011).

Com a problemática criada, restam sucintamente duas soluções: uma de ordem conservadora até então adotada pelos engenheiros, constituindo a filosofia das práticas de drenagem urbana; uma de cunho inovador buscando a eficiência e readequação dos sistemas de drenagem até então utilizados.

A primeira se baseia no rápido transporte das águas pluviais para os corpos receptores à jusante, por meio de obras de captação, transporte e detenção das mesmas, sendo uma solução muito adotada no mundo todo e especialmente no Brasil.

Por outro lado, a segunda visa, além do afastamento das águas pluviais, reter os escoamentos das águas de chuva em regiões próximas à sua fonte, para assim, aumentar os tempos de concentração e reduzir as vazões máximas, como elucida Canholi (2005), causando por consequência uma melhoria das condições de infiltração local.

Tendo em vista as consequências danosas dos efeitos da falta de planejamento nos centros urbanos referentes à problemática de águas pluviais, o presente trabalho tem por objetivo elaborar um estudo de caso sobre o dimensionamento de poços de infiltração em uma construção de um prédio popular de 5 pavimentos, para um lote fictício adotado como padrão, como uma alternativa de drenagem ainda pouco explorada pela população, buscando integrar as duas soluções até então expostas, atendendo assim às exigências humanas de saúde, segurança e qualidade de vida de todos os moradores da região.

São soluções mais simples, de controle da qualidade e da quantidade da água na fonte, que visam restabelecer ou se aproximar das condições de pré-urbanização da bacia com medidas preventivas localizadas e soluções mais efetivas do que as de ordem corretiva, onde o problema já se encontra instalado, demandando obras de alto custo em reparos.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

O manejo de águas pluviais urbanas é na engenharia civil um dos assuntos de crucial importância, visto ser um planejamento ligado à infraestrutura urbana, que deve ser cuidadosamente planejado pelo poder público e contemplado por um plano urbanístico sob pena de prejudicar a todos aqueles que se utilizam de seus serviços.

Pensando nisso, a gerência de águas pluviais deve levar em conta questões mais amplas, com medidas integradas e realizadas por toda a população em apoio ao poder público, colaborando assim, com o bom funcionamento do sistema público de drenagem e ajudando na manutenção e no bom funcionamento de todas as estruturas urbanas, afetadas direta ou indiretamente por essa problemática.

Canholi (2005) reafirma tais conceitos ao dizer que as ações devem ser realizadas de maneira integrada, abrangendo toda a bacia hidrográfica, esteja ela inserida num ou em vários municípios.

Sendo assim, o tema foi escolhido por ser uma alternativa de drenagem na fonte, que colabora com os sistemas convencionais, ajuda no reestabelecimento das condições de pré-urbanização e do equilíbrio hídrico e desafoga o sistema de microdrenagem à jusante através da redução do volume de escoamento, contribuindo assim, indiretamente, para o desenvolvimento de um sistema viário mais eficiente, livre de inundações e lamaçais, visto ser a estrutura viária um fator decisivo no desenvolvimento de um país, causando por consequência uma redução nos gastos públicos com a manutenção das vias e beneficiando as áreas contempladas por meio da valorização das propriedades ali existentes.

Como subsídio para esse trabalho, contei com o auxílio dos professores orientadores além de consultar bibliografias de renomados autores no campo da gestão de águas pluviais, como: Manuel Henrique Campos Botelho, Carlos E. M.. Tucci, Aluísio Pardo Canholi, etc.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo Geral

A pesquisa tem como objetivo geral aplicar os conhecimentos adquiridos durante o curso de engenharia civil para dimensionar a quantidade de poços de recarga necessários a um projeto de um prédio fictício, para as condições de solos ensaiados em Anápolis/GO, de forma que atendam às recomendações de cada uma das metodologias utilizadas, a fim de promover mais saúde, segurança e qualidade de vida para todas as pessoas da região que indiretamente se beneficiam com essas medidas.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

- a) Explicar as necessidades e funções de um sistema de drenagem de águas pluviais;
- b) Demonstrar a interferência da urbanização no ciclo hidrológico, apresentando a importância do planejamento urbano na prevenção de problemas hídricos;
- c) Apresentar os elementos constituintes de um bom sistema pluvial urbano;
- d) Discorrer sobre a legislação federal referente ao manejo de águas pluviais em sistemas prediais e urbanos;
- e) Demonstrar o que são poços de infiltração e como funcionam;
- f) Realizar ensaios de infiltração da água no solo, através do infiltrômetro de anéis concêntricos, em diferentes locais do centro universitário UniEvangélica em Anápolis/GO e calcular as taxas de infiltração em cada um deles pelos métodos de Horton e Kostiaikov;
- g) Utilizar as taxas de infiltração calculadas para o dimensionamento da quantidade de poços de recarga, necessários ao projeto adotado, pelo método racional, pela metodologia utilizada em Natal/RN e pela equação sugerida para esse fim em Anápolis/GO, local dos estudos.

### 1.3 METODOLOGIA

O estudo em questão tem como base o projeto fictício de um prédio popular de 5 pavimentos com suas respectivas áreas permeáveis e impermeáveis, bem como a inclinação em (%) dessas áreas.

A partir delas, será possível calcular parâmetros de aplicação nas equações das metodologias apresentadas para o cálculo da quantidade de poços necessários para reduzir o escoamento superficial a condições próximas das condições de pré-urbanização do local do exemplo.

Antes, porém, será necessário ensaiar os solos de diferentes locais do centro universitário UniEvangélica situada em Anápolis/GO, para estimação da sua capacidade de infiltração.

Para a realização dos ensaios será utilizado o método do infiltrômetro de anéis concêntricos, com as velocidades de infiltrações em cada um deles sendo calculadas pelos métodos de Horton e Kostikov.

Todos os cálculos serão feitos para três diferentes dimensões de poços de recarga, considerados como padrão pelo método do manual de drenagem de Natal/RN, e adotados também como poços padrão para a análise dessa pesquisa.

Ambos os poços possuem altura limite da lâmina d'água de 2,5 m e revanche de transbordamento de 0,5 m, porém, com a diferença de apresentarem diâmetros distintos, sendo eles de 2,0 m, 2,5 m e 3,0 m

No método racional, será necessário calcular o coeficiente de runoff médio do terreno, visto que ele possui coberturas de coeficientes distintos, além da intensidade pluviométrica para determinação das vazões afluente e efluente.

Pelo método de Natal/RN serão utilizadas tabelas para o cálculo das áreas de contribuição proporcionada por cada poço e em função da área de contribuição total necessária serão calculadas as quantidades de poços de recarga em duas etapas, denominadas de pré-dimensionamento e balanço hidrológico de 30 dias, respectivamente, para que depois possa ser adotada a pior situação, ou seja, a que necessita de uma maior quantidade de poços.

Com a equação da lei complementar de Anápolis será feito o cálculo do volume de reservatório necessário e do volume de detenção necessário para que em função das características dos solos analisados, possa ser encontrada a quantidade de poços de recarga requeridos.

## 1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho proposto se divide em 5 capítulos:

O capítulo 1 traz uma breve introdução sobre o assunto procurando situar o leitor no tema estudado, mostrando assim os objetivos que serão alcançados ao longo da pesquisa, a metodologia utilizada para isso e a estrutura de organização dos capítulos;

O capítulo 2 busca mostrar a importância dos sistemas de drenagem na civilização e como a urbanização sem planejamento afeta o ciclo hidrológico causando problemas de ordem sócio-ambiental.

Discorre ainda sobre os elementos constituintes de um sistema de drenagem usual, utilizado na maioria das cidades brasileiras, em face dos poços de infiltração como sistemas de drenagem alternativos, de controle na fonte, e a legislação aplicada a eles;

O capítulo 3 apresenta as metodologias utilizadas no trabalho para coleta de dados sobre a taxa de infiltração nos solos e posterior dimensionamento dos poços de infiltração para a edificação em estudo, ambos em mais de uma metodologia a fim de comparar seus resultados.

O capítulo 4 aborda os resultados encontrados para as taxas de infiltração e quantidades de poços de infiltração, necessários para deter o escoamento da vazão pluvial do lote estudado, a fim de reestabelecer as condições de pré-urbanização e não sobrecarregar o sistema de drenagem público à jusante.

O capítulo 5 referente às considerações finais fará uma análise crítica sobre as metodologias apresentadas a fim de se determinar qual é a mais econômica e qual é a mais conservadora, pendendo para um grande número de poços, e avaliará se as soluções encontradas são possíveis de serem implementadas, se fazendo cumprir os objetivos a que a pesquisa se propôs a atingir.

## **2 SISTEMAS DE DRENAGEM**

### **2.1 GERENCIAMENTO DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS**

Segundo a Lei Nacional nº 11.445, de 5 de Janeiro de 2007 que estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico, o conceito de drenagem e manejo de águas pluviais urbanas é definido como: conjunto de atividades, infraestruturas e instalações operacionais de drenagem urbana de águas pluviais, de transporte, detenção ou retenção para o amortecimento de vazões de cheias, tratamento e disposição final das águas pluviais drenadas nas áreas urbanas.

#### **2.1.1 Água e Desenvolvimento Social**

Segundo os autores Righetto; Moreira e Sales (2009), “os indicadores referentes ao saneamento básico por si só mostram o estágio de desenvolvimento da localidade e vislumbram a qualidade de vida reinante de seus habitantes.”

Os sistemas do saneamento básico são:

- a) Água para abastecimento;
- b) Esgotamento sanitário;
- c) Drenagem de águas pluviais;
- d) Coleta e destinação de resíduos sólidos.

Segundo os mesmos autores, “[...] independentemente do estágio socioeconômico, o zelo e cuidados pela boa funcionalidade desses sistemas indicam o estágio cultural, organizacional e de desenvolvimento de seus habitantes”.

Tucci (2008), compara esses sistemas em relação aos aspectos da água, para países desenvolvidos e o Brasil, mostrando que são vários os aspectos a percorrer e melhorar para que a qualidade da água possa ser garantida:

**Quadro 1 - Comparação dos aspectos da água entre países desenvolvidos e o Brasil**

<b>Infra-estrutura urbana</b>	<b>Países desenvolvidos</b>	<b>Brasil</b>
Abastecimento de água	Resolvido, cobertura total.	Grande parte atendida, tendência de redução da disponibilidade devido a contaminação, grande quantidade de perdas na rede.
Saneamento	Cobertura quase total.	Falta de rede e estações de tratamento; as que existem não conseguem coletar o esgoto como projetado.
Drenagem Urbana	Controlado os aspectos quantitativos; Desenvolvimento de investimentos para controle dos aspectos de qualidade da água.	Grandes inundações devido a ampliação de inundações; Controle que agrava as inundações através de canalização; Aspectos de qualidade da água nem mesmo foram identificados.
Inundações Ribeirinhas	Medidas de controle não-estruturais como seguro e zoneamento de inundações.	Grandes prejuízos por falta de política de controle.

Fonte: TUCCI, 2003, p.32.

### **2.1.2 Desenvolvimento Urbano e Seus Impactos Ambientais**

Para Tucci a urbanização é responsável pelos seguintes problemas:

- a) Causam aumento das vazões máximas em função da impermeabilização das superfícies;
- b) Aumento da produção de sedimentos e resíduos sólidos;
- c) Perda de qualidade da água em função do transporte de sedimentos e ligações clandestinas do esgoto cloacal às instalações de águas pluviais.

A junção desses itens, segundo o autor, é responsável pelo aumento na frequência de enchentes.

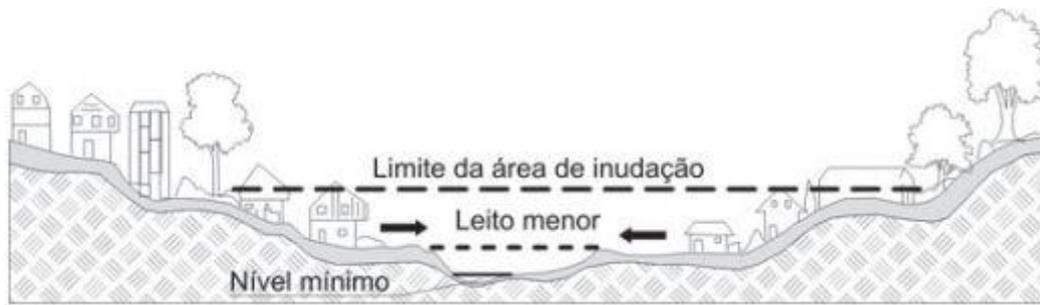
Righetto; Moreira e Sales (2009) explicam que à medida em que ocorre o desenvolvimento urbano, há uma pressão para a retificação de canais para promoção do

saneamento das áreas ribeirinhas com a ocupação total ou parcial da calha secundária de corpos hídricos bem como áreas de alagamentos naturais.

Com isso os autores tentam mostrar que a falta de legislações foi um dos motivos para que isso acontecesse, causando problemas que serão no futuro de alagamentos e inundações que se distribuem ao longo da linha de escoamento natural dos deflúvios, em função da topografia local e do grau de impermeabilização alcançado, e que por conta disso, a prática de manejo e gestão de águas pluviais é um assunto bastante discorrido na entrada do milênio.

A figura abaixo mostra a questão de ocupação da calha secundária:

**Figura 1 - Característica do leito dos rios e sua calha secundária**



Fonte: TUCCI, 2008, p.105.

### 2.1.3 O Ciclo Hidrológico

Nas conceituações realizadas por Carvalho & Silva (2006, p.11) o ciclo hidrológico nada mais é do que o “[...] fenômeno global de circulação fechada da água entre a superfície terrestre e a atmosfera, impulsionado fundamentalmente pela energia solar associada à gravidade e a rotação terrestre”.

Segundo Gribbin (2009) a água de chuva pode tomar três caminhos ao atingir o solo perto de um curso d’água:

- a) Uma parte se perde imediatamente para a atmosfera, por evaporação e evapotranspiração por parte das plantas;
- b) Outra parcela flui por gravidade sobre a superfície até encontrar o curso d’água;
- c) E o restante se infiltra no solo, se juntando às águas do lençol freático ou escoando do subsolo lentamente até o curso d’água.

### 2.1.3.1 Evaporação e Transpiração

Martins (2011) esclarece os dois conceitos que quando juntos, segundo ele, se denominam evapotranspiração:

- a) Evaporação é a mudança de estado físico da água em vapor que ocorre nas águas de superfície como lagos, mares e cursos d'água;
- b) Transpiração é a parte da água retirada do solo pelas plantas que é cedida à atmosfera em forma de vapor pela superfície das folhas.

### 2.1.3.2 Escoamento Superficial

Ainda segundo Martins (2011), os escoamentos se dividem em dois grupos:

- a) **Escoamento Superficial:** Decorrente do rápido escoamento sobre o solo;
- b) **Escoamento de Base:** No qual há suprimento constante aos cursos d'água devido ao escoamento ininterrupto de água por parte do subsolo, razão pela qual esses cursos são sempre abastecidos até mesmo em épocas de estiagem.

O autor cita por fim que devido à baixa contribuição hídrica por parte dos escoamentos de base, a vazão adotada em projeto é sempre referente à vazão superficial.

### 2.1.3.3 Infiltração e Percolação

Há alguns fatores de intervenção no processo de infiltração, citados por Martins (2011), como por exemplo:

- a) Tipo de Solo:
  - Características como porosidade e tamanho dos grãos do solo, principalmente as características presentes nas camadas superficiais da ordem de 1cm, afetam diretamente a capacidade de infiltração no terreno;
- b) Grau de Umidade do Solo:
  - Solos que contenham certa umidade tem sua capacidade de infiltração reduzida.
- c) Precipitação Sobre o Terreno:

- O choque das águas pluviais com o terreno causa uma compactação do solo, que por sua vez, perde parte de sua capacidade de infiltração.

d) Compactação Devida ao Homem e aos Animais:

- Áreas onde há constante tráfego de pedestres e veículos, ou áreas de pastagens onde a superfície é constantemente pisoteada, tem sua capacidade de infiltração diminuída devido à compactação causada.

e) Cobertura Vegetal:

- A presença de vegetação atenua o impacto da água contra o solo e dificulta seu escoamento superficial, estabelecendo uma camada de matéria orgânica atrativa para insetos e animais que façam escavações nesse local, aumentando as vias de entrada para percolação das águas pluviais.

f) Presença de Ar:

- O ar presente entre as partículas de solo sofre compressão da água que se infiltra, ficando retido temporariamente e atrasando o processo de infiltração.

g) Temperatura:

- Épocas de clima frio tendem a alterar a viscosidade da água, dificultando sua infiltração em relação aos meses mais quentes.

## 2.2 ALTERNATIVAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÕES

Segundo o objetivo a ser alcançado no controle de inundações, pode-se adotar algumas soluções.

As de cunho estrutural envolvem obras de engenharia enquanto que as de ordem não estrutural optam pela aplicação de leis e contam com a colaboração da comunidade para a realização desse controle (WALESH<sup>1</sup>, 1989; TUCCI & GENZ<sup>2</sup>, 1995 apud DECINA; BRANDÃO, 2016).

---

<sup>1</sup> WALESH, S.G. (1989) Urban Surface Water Management. New York: John Wiley & Sons, Inc., 518 p.

<sup>2</sup> TUCCI, C.E.M. & GENZ, F. (1995) Controle do Impacto da Urbanização. In: TUCCI, C.E.M.; PORTO, R.L.L.; BARROS, M.T. (Eds.). Drenagem Urbana. Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/ UFRGS, cap. 7, p. 277-347.

As medidas citadas serão abordadas nos tópicos a seguir.

### 2.2.1 Medidas estruturais

Para Canholi (2005), todas as obras que tenham como objetivo acelerar, retardar ou até mesmo desviar os escoamentos superficiais gerados por uma precipitação, visando prevenir ou corrigir problemas de inundação e enchentes.

São citadas algumas dessas medidas a seguir:

#### 2.2.1.1 Pavimentos permeáveis

São pavimentos que permitem o escoamento e infiltração facilitada da água para o subsolo devido a aberturas em sua estrutura (FERGUSON, 2005, apud GONÇALVES, OLIVEIRA, 2014, p.1).

Segundo os autores, além de contribuir com a recarga do subsolo e a diminuição da carga hidráulica lançada no sistema de microdrenagem, essa solução tem a vantagem de funcionar como um filtro, melhorando a qualidade da água infiltrada e escoada.

Os autores Urbonas & Stahre<sup>3</sup> (1993, apud Araújo; Tucci; Goldenfum; 2000) classificam os pavimentos permeáveis basicamente em 3 tipos:

- a) Pavimento de Asfalto Poroso;
- b) Pavimento de concreto poroso;
- c) Pavimento de concreto com blocos de concreto vazado preenchido com material granular, como areia ou vegetação rasteira, como grama.

Os pavimentos de blocos de concreto vazado, que são preenchidos com grama, são vantajosos na medida em que aumentam a área verde, contribuindo assim para melhoria da evapotranspiração e redução das ilhas de calor. Já os pavimentos de concreto poroso, quando empregados no sistema viário, possuem a vantagem de diminuir o risco de aquaplanagem, trazendo boa visibilidade e reduzindo a distância de frenagem, além de minimizar o barulho do tráfego decorrente da frenagem dos pneus com o pavimento. (DIAS; ANTUNES, 2010).

Segundo Urbonas & Stahre (1993, apud Dias; Antunes, 2010), a utilização desse tipo de técnica deve ser analisada em casos onde:

---

<sup>3</sup> URBONAS, B e STAHR, P. (1993) “*Stormwater Best Management Practices and Detention*” Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 450 p.

- a) A baixa permeabilidade do solo afeta a capacidade de infiltração da água até o subsolo;
- b) O nível do lençol freático é alto.

**Figura 2 - Blocos de concreto vazados preenchidos com grama**



Fonte: CANHOLI, 2005, p.45.

#### 2.2.1.2 Polders

Segundo Canholi (2005), são diques, muros laterais, que se utilizam de uma rede de drenagem e sistemas de bombeamento para proteção de áreas ribeirinhas que estejam a cotas mais baixas que os níveis d'água em períodos de enchentes ou marés.

Na Holanda os polders são bastante utilizados:

**Figura 3 - Atuação de polders em épocas de inverno e verão na Holanda**



Fonte: ONNIG, 2012.

### 2.2.1.3 Reservatórios de retenção e infiltração

Gribbin (2009) define reservatório como sendo uma bacia de retenção que armazena um volume de água no período de ocorrência da chuva, que posteriormente é liberado de forma controlada, limitando a vazão afluente a uma determinada região e minimizando os efeitos danosos causados pelo escoamento. Sua estrutura é de uma abertura cavada no solo que permite o acúmulo das águas pluviais. Possui diversas vantagens, entre as citadas a seguir:

- a) Limitar a vazão de pico;
- b) Regular o volume do escoamento superficial, na medida em que as águas deixam o reservatório através de sua infiltração no solo ou pelas estruturas de saída do mesmo;
- c) Promover a melhoria da qualidade das águas pluviais através da retenção de sólidos em suspensão;
- d) Favorecer a recarga dos aquíferos através da parcela da água que se infiltra no solo.

O autor cita ainda alguns elementos constituintes ou não dessas bacias a depender das condições do terreno e vazões efluentes:

- a) A utilização de uma Berma de terra para adequação do volume de armazenamento, construída em um dos limites da bacia;
- b) Estruturas de saída, também chamadas de saída de único estágio quando a água deixa a bacia por apenas uma abertura, ou saída de vários estágios quando devido ao projeto ou outras condições, se deseja criar algum tipo de distribuição das descargas.

### 2.2.2 Medidas Não-Estruturais

Diferentemente das medidas estruturais, as não estruturais tem como objetivo unir esforços entre as ações do poder público com os hábitos da comunidade local, para que juntos consigam estabelecer um controle que amenize os problemas de inundação e evitem perdas materiais e humanas (BARBOSA, 2006).

Algumas dessas medidas são:

### 2.2.2.1 Zoneamento

É a delimitação de áreas inundáveis, como a calha menor e a várzea inundável dos rios, regida por regulamento que impeça construções de qualquer tipo nessas áreas. Pode ser adotada como alternativa de uso, em locais onde a inundação não provoque riscos humanos e materiais, a construção de parques e áreas de uso popular para atividades de recreação, contribuindo ainda com a função de evitar a construção de habitações ilegais. (DIAS, ANTUNES, 2010).

### 2.2.2.2 Sistema de Previsão e Alerta

Sua função é antecipar a ocorrência de inundações, avisando a população para que a mesma tome as devidas medidas a fim de evitar ou reduzir os prejuízos resultantes desse incidente. (SOUZA, GONÇALVES, GOULDENFUM, 2007).

Os autores citam ainda as três etapas que envolvem a previsão em tempo real:

a) Prevenção:

- Envolve o treinamento da defesa civil e dos moradores com informações e mapas que identifiquem as áreas alagadas, e planeje locais que possam receber a população vulnerável.

b) Alerta:

- Que trata do acompanhamento da ocorrência das chuvas e sua evolução.

c) Mitigação:

- Realização de ações que diminuam os prejuízos do evento, com o isolamento de ruas, áreas de risco e proteção de locais públicos, além de remoção dos animais e população.

### 2.2.2.3 Educação Ambiental

Segundo o art.225 da Constituição Federal, § 1º, VI:

**“Art.225 – Tódos têm direito ao meio ambiente ecologicamente equilibrado, bem de uso comum do povo e essencial à sadia qualidade de vida, impondo-se ao poder público e à coletividade o dever de defendê-lo e preservá-lo para as presentes e futuras gerações. [...] § 1º - Para assegurar a efetividade desse direito, incumbe ao poder público: [...] VI – promover a educação ambiental em todos os níveis de ensino e a conscientização pública para a preservação do meio ambiente” (Constituição Federal, 1988).**

A educação ambiental é de crucial importância no papel de levar ao entendimento popular que a má ocupação de terras, sua impermeabilização e o descaso com o meio ambiente através da disposição inadequada de lixo, que venha a interromper e atrapalhar o fluxo dos cursos de água, só provocará maiores danos sociais e econômicos em eventos de cheia (MEDEIROS<sup>4</sup>, 2011, p.2, apud ABREU; ZANELLA; MEDEIROS, 2016).

O objetivo da EA, além de informar e conscientizar sobre os problemas gerados pelo descaso com o meio ambiente, é de mobilizar toda a comunidade para a participação em seu desenvolvimento sustentável (GOMES, 2013).

### 2.2.2.4 Plano Diretor de Drenagem Urbana

Segundo a colocação de Souza; Gonçalves; Gondenfum (2007), o Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDrU) é “[...] um instrumento de planejamento que tem como objetivo criar mecanismos de gestão da infra-estrutura urbana relacionados com o escoamento das águas pluviais e dos cursos d’água na área urbana.”

Sua visão é que o planejamento seja o instrumento de melhoria das condições de saúde e meio ambiente da cidade, contribuindo até mesmo para evitar perdas econômicas em soluções de drenagem muitas vezes corretivas.

Segundo Tucci (2005, apud Dias; Antunes), o plano diretor deve ser norteado por alguns princípios, entre os citados:

---

<sup>4</sup> MEDEIROS, M.J. Diagnóstico da ocorrência de inundações no Brasil como ferramenta de planejamento: o atlas de vulnerabilidade a inundações. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 19, 2011, Maceió. Anais.

- a) O crescimento acompanhado do incremento das estruturas já existentes não pode causar um aumento da vazão máxima à jusante;
- b) O planejamento de drenagem urbana deve ser incorporado ao plano diretor da cidade;
- c) A análise de novas alternativas e o manejo dos impactos já existentes devem levar em consideração toda a bacia;
- d) Deve haver uma integração entre as atividades de esgotamento sanitário e resíduos sólidos para a verificação dos efluentes.

Logo, a constituição do plano diretor deve levar em conta a integração dos diversos planos no âmbito do manejo de águas pluviais, como pode ser visto pela figura abaixo:

**Figura 4 - Integração dos planos ao plano diretor da cidade**



Fonte: MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2015.

Atualmente, segundo Righetto et al. (2009, apud Miguez, Veról e Rezende), a concepção de Manejo de Águas Pluviais Urbanas consiste de uma junção entre medidas estruturais e não-estruturais com a criação de obras de planejamento e gestão do espaço urbano.

No âmbito das medidas não-estruturais, a legislação é para Tucci (2005, apud Dias; Antunes) a principal medida de controle dos futuros desenvolvimentos, podendo ser incorporada ao plano diretor urbano ou à decretos municipais específicos.

Um exemplo disso é o código civil (Lei Federal nº 10.406, de 10 de janeiro de 2002) que traz vários artigos sobre os sistemas de águas pluviais, prediais e urbanos onde demonstra “[...] a preocupação de deixar livre o escoamento de água e preservar áreas laterais ao córrego.” (BOTELHO, 2011, p.61).

Segundo o mesmo autor, essas medidas tem a função de:

- a) Permitir que o corpo hídrico possa ter enchentes sem inundar;
- b) Garantir espaço suficiente junto à margem dos mesmos, para a execução de obras de rede de esgoto em fundos de vale.

A eficiência do plano será muito maior quando levada em conta a participação popular para entendimento de que a má ocupação de terras, sua impermeabilização e o descaso com o meio ambiente através da disposição inadequada de lixo, que venha a interromper e atrapalhar o fluxo dos cursos de água, só provocará maiores danos sociais e econômicos em eventos de cheia.

## 2.3 POÇOS DE RECARGA E O CONTROLE DO ESCOAMENTO NA FONTE

### 2.3.1 Definição

Sendo o poço de recarga o objetivo principal deste estudo de caso, vamos conceituá-lo como alternativa estrutural de microdrenagem que atua com o controle de escoamentos na fonte.

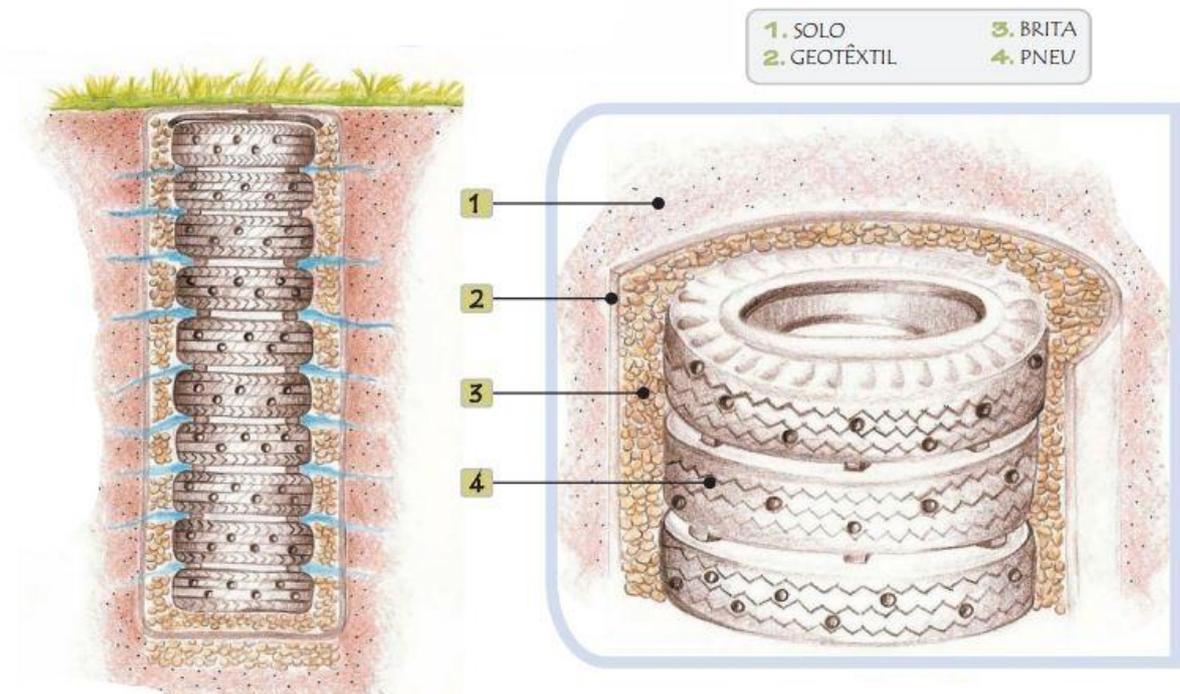
Os poços de recarga são obras de armazenamento temporário das águas de chuva, oriundas das áreas impermeáveis, sendo projetados para infiltrar a água armazenada e extravasar o volume excedente durante uma precipitação (CAMAPUM DE CARVALHO & LELIS, 2010).

Segundo os autores, os poços apresentam formato cilíndrico com características como o diâmetro e altura máxima da cota d’água sendo definidos através do cálculo da taxa de infiltração do solo e do volume necessário a ser detido. Sua construção pode ser feita com manilhas, alvenaria ou blocos de concreto e até mesmo pneus furados. O uso de pneus

furados apresenta a vantagem de se apresentar como uma alternativa sustentável, que dá uma finalidade e retira da natureza os inúmeros pneus descartados.

Os poços de infiltração com pneus furados poderão ser melhor entendidos pela ilustração abaixo:

**Figura 5 - Ilustração de poço de recarga feito com pneus furados**



Fonte: CAMAPUM DE CARVALHO & LELIS, 2010, p.25.

### 2.3.2 Mecânica de Funcionamento

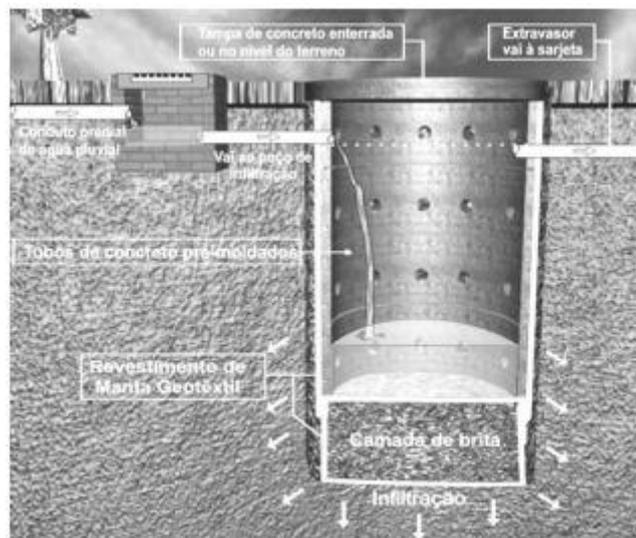
O sistema de poços de recarga é dado por um tubo cilíndrico, com a base revestida com uma camada de brita envolta por uma manta geotêxtil, que também envolve as laterais do poço. A função da camada de brita é reter sujeira e pequenas partículas carregadas, a fim de não causar a colmatção da manta geotêxtil, que é a obstrução dos poros, atrapalhando o processo de infiltração. Por meio de encanações que vão desde a calha dos telhados até o poço de recarga, a água é levada ao reservatório, que quando atinge sua capacidade máxima de detenção com o solo já saturado, extravasa o volume restante para a rede pública de drenagem (REIS; OLIVEIRA; SALES, 2008).

Uma representação esquemática dessa mecânica de funcionamento pode ser vista na figura (6).

Os autores consideram ainda, relevante a questão de disposição da encanação, que a depender de sua configuração, contribuirá mais, ou menos, para o sucesso do poço de recarga, como pode ser analisado pela figura (7).

Segundo eles, a configuração de nº 01 fará com que a água ganhe muita velocidade extravasando antes mesmo de chegar ao poço, enquanto que na configuração de nº 03, devido à angulação e diferença de nível entre os tubos responsáveis pela vazão afluente e efluente ao poço, a água escoará primeiro ao reservatório pra que somente quando o mesmo se encontrar em sua capacidade máxima, ela extravase.

**Figura 6 - Mecânica de funcionamento de um poço de recarga de tubo de concreto perfurado**



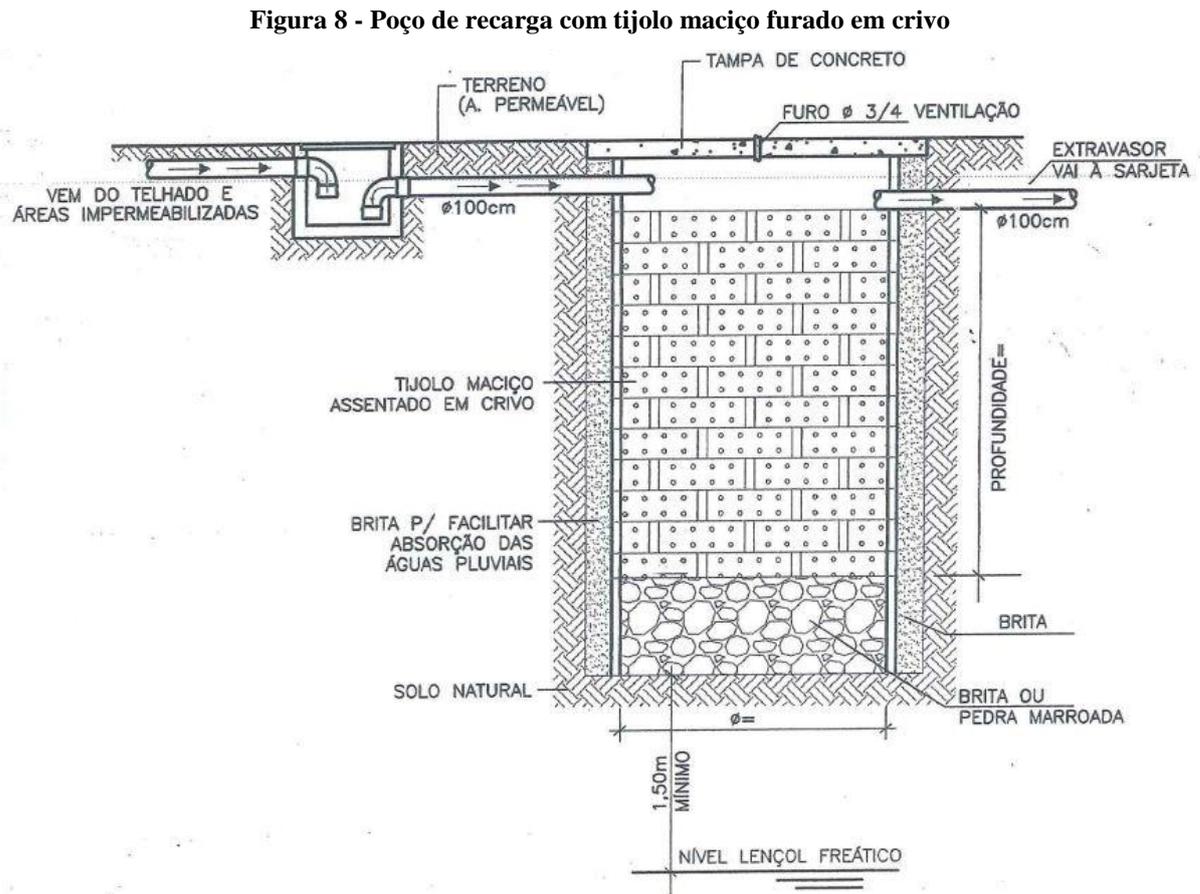
Fonte: REIS; OLIVEIRA; SALES, 2008, p.102.

**Figura 7 - Configurações dos condutores de direcionamento do escoamento**



Fonte: REIS; OLIVEIRA; SALES, 2008, p.104.

Como reforço ao esquema de um poço, a figura (8) demonstra os componentes desse sistema, levando em consideração, a distância mínima ao lençol freático exigida:



Fonte: Prefeitura de Anápolis, 2017.

### 2.3.3 Aspectos de Viabilidade à Instalação

Por serem de dimensões reduzidas e poderem ficar enterrados sem se preocupar com a declividade do terreno, os poços de recarga são uma ótima solução de drenagem na fonte (FUZIY et. al., 2012).

Os autores citam que como vantagens, o sistema é de simples execução e possui baixo custo, além de não interferirem na paisagem já que ficam enterrados.

Por outro lado, são necessários alguns cuidados em sua construção, como o cuidado com o desmoronamento da estrutura do solo durante a instalação e com sua instalação a

distâncias seguras da fundação para evitar que se modifique a estrutura do solo ali existente. A colmatação é outro fator preocupante que ocorre pelo depósito de partículas trazidas pela água, nos poros da manta geotêxtil, causando com o tempo sua obstrução, e por isso é recomendável uma tampa no poço com fácil acesso para que seja possível efetuar manutenções (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUDI, 2005 apud FUZIY et. al., 2012).

Outro problema se refere à contaminação do lençol freático pelos poluentes carregados durante a tormenta, por isso, segundo a Lei Complementar nº001 do plano diretor da cidade de Anápolis em acordo com as normas sanitárias vigentes, sua instalação deve obedecer a uma distância mínima de 1,50 m acima do lençol freático.

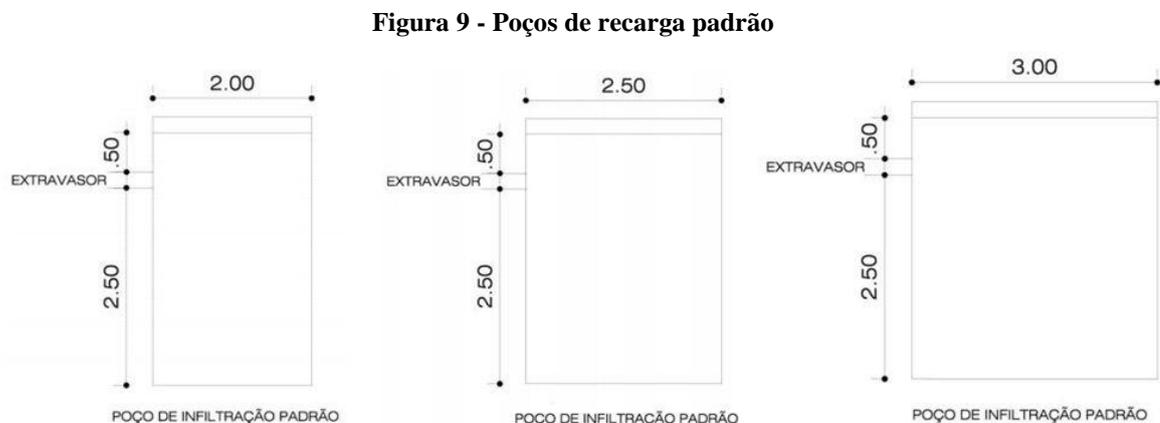
Segundo Reis; Oliveira e Sales (2008) é recomendável ainda, que para evitar a inundação do subsolo, em casos onde o dispositivo estiver em um subsolo, que sua tampa esteja acima do nível das caixas de passagem, pois, a saturação causada no solo poderá fazer com que a água aflore para a superfície.

### 2.3.4 Poço Padrão Adotado

Em todo o dimensionamento, foram consideradas como medidas padrão, as mesmas medidas recomendadas pelo manual de drenagem de Natal/RN.

São ao todo três tipos de poços, ambos com cota d'água máxima de 2,50 m e cota de extravasamento de 0,5 m com os diâmetros variando de 2,0m, 2,5 m e 3,0m.

Tais medidas podem ser conferidas na figura a seguir:



Fonte: Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais da Cidade do Natal, 2009 (adaptado).

## 2.4 MACRODRENAGEM

A macrodrenagem engloba obras de maior porte e mais custosas, com tempos de retorno em projetos variando de 10 a 100 anos. São obras de intervenção hidráulica com a finalidade de reduzir as áreas de alagamento, retificar cursos d'água ou aumentar sua capacidade de escoamento, entre outras. São formados pela hidrografia natural da bacia, composta por seus canais naturais ou artificiais condutores da água do sistema (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2015).

Apesar da importância dos processos de macrodrenagem na continuidade dos processos de drenagem à jusante, o presente trabalho se concentra em apresentar e discutir apenas as metodologias e conceitos da microdrenagem de captação inicial dos escoamentos superficiais.

## 2.5 MICRODRENAGEM

É considerada a rede primária de captação das águas pluviais, englobando obras urbanas em loteamentos e no sistema viário, como canais, condutos e demais elementos de captação e transporte dessas águas. São obras utilizadas para atender a precipitações de risco hidrológico moderado, com tempo de retorno entre 2 e 10 anos. Seus componentes devem possuir limpeza regular e com maiores cuidados em épocas de chuva para o bom funcionamento e desempenho de todo o sistema. (TOMINAGA, 2013)

Alguns tempos de retorno podem ser vistos pela tabela a seguir, em função do tipo de ocupação da edificação e da classificação da obra em micro ou macrodrenagem:

**Tabela 1 - Tempos de retorno para diferentes ocupações e tipos de obra**

<b>T (ano)</b>	<b>Tipo de Ocupação</b>	<b>Tipo de Obra</b>
2	Residencial	
5	Comercial	
5	Área com edifícios públicos	Microdrenagem
2 - 5	Aeroportos	
5 - 10	Área comerciais altamente valorizadas e terminais aeroportuários	

<b>T (ano)</b>	<b>Tipo de Ocupação</b>	<b>Tipo de Obra</b>
50 - 100	Áreas comerciais e residenciais	Macro drenagem
500	Áreas de importância específica	

Fonte: DAEE/CETESB<sup>5</sup>, 1980, PORTO et al., 2000, apud COSTA, SIQUEIRA, MENEZES FILHO, 2007, p.32.

A concepção desse sistema leva em consideração a topografia e a geologia da área por meio do estudo das curvas de nível, e estudos hidrológicos que incluem a bacia hidrográfica na busca de alcançar a redução do alagamento das ruas e inundação dos pontos baixos, garantindo a proteção da calha viária contra erosão e a segurança de todos os que dela se utilizam, levando em conta, a utilização das águas pluviais urbanas como recurso hídrico utilizável e de grande significância ao urbanismo e estética da cidade (Righetto; Moreira; Sales, 2009).

Sendo a macro drenagem uma consequência da micro drenagem, enquanto sistema primário de captação e transporte, é relevante conhecer um pouco de seus elementos.

## 2.6 ELEMENTOS CONSTITUINTES DE UM SISTEMA DE DRENAGEM

Uma das etapas mais importantes em projeto de drenagem pública consiste no estudo do traçado preliminar das redes de galerias que irão abrigar os elementos físicos de transporte e afastamento das águas pluviais até os corpos hídricos receptores.

Para Botelho (2011) o estudo dos elementos topográficos e geológicos locais bem como o pré-dimensionamento hidráulico e hidrológico, são de fundamental importância na orientação global da obra, reduzindo seus custos e evitando problemas de erosão, alagamento da calha viária e eliminando os pontos baixos sem escoamento, garantindo assim a manutenção do sistema pluvial. A eficiência de todo esse processo está intimamente ligada ao plano urbanístico das ruas e quadras que afetam diretamente as dimensões e locações desses elementos, impactando por consequência no orçamento final da obra.

Segundo o autor quando o fator urbanístico não é levado em consideração, a obra em questão fica fadada a elevados custos e restrições executivas. Logo, para que os objetivos ao qual o sistema foi proposto sejam alcançados, deve-se conhecer muito bem os elementos estruturais convencionais, componentes dessa rede, para a melhor concepção de seu traçado.

Tais elementos são apresentados a seguir.

<sup>5</sup> DAEE/CETESB. Drenagem Urbana – Manual de Projeto. 2. ed. São Paulo: DAEE/CETESB, 1980. 486p.

## **2.6.1 Dispositivos da Calha Viária**

### 2.6.1.1 Guias

Como nos apresenta Botelho (2011), guias nada mais são do que as faixa de limitação entre o passeio e o leito carroçável, feitas de granito ou concreto simples, comumente chamadas de meio-fio, que funcionam como uma calha hidráulica que pode se apresentar de vários tamanhos e tipos a depender da necessidade.

### 2.6.1.2 Sarjetas

Representam a calha coletora das águas pluviais que escoam pelas ruas, podendo ser consideradas como a faixa de limitação entre a via pública e o meio-fio (DNIT<sup>6</sup> 2004, apud CARVALHO, 2010).

### 2.6.1.3 Sarjetões

São estruturas de orientação do escoamento instaladas nos cruzamentos das ruas, transversalmente às mesmas, com a finalidade de transferir a vazão de uma rua à outra que possua maior capacidade de escoamento (TOMAZ, 2014).

## **2.6.2 Dispositivos de Captação e Direcionamento**

O caminho natural de escoamento das águas pluviais segue a calha viária que ao exceder sua capacidade de transporte, sofre com problemas de inundações e alagamentos.

Para Botelho (2011), a função desses dispositivos é justamente atuar como armadilhas que possam captar essa vazão excedente e direcioná-la aos corpos hídricos receptores sendo necessário para isto que o dispositivo de captação:

- a) Esteja devidamente localizado;
- b) Seja adequado hidraulicamente;
- c) Esteja limpo e não danificado.

---

<sup>6</sup> DNIT 030/2004 – Drenagem - Dispositivos de drenagem pluvial urbana – Especificação de serviço. 2004, p.2

### 2.6.2.1 Bocas de Lobo

“São dispositivos localizados nas sarjetas para a captação das águas em escoamento nas mesmas, quando se esgota sua capacidade hidráulica. Podem ser de guia, de sarjeta ou mistas, com grelhas ou não” (AZEVEDO NETTO, 1998, p.546).

Ainda segundo o autor, as bocas de lobo devem se localizar em:

- a) Ambos os lados da rua quando for necessário para a capacidade hidráulica das sarjetas;
- b) Pontos baixos das quadras;
- c) Cruzamentos, mais especificamente à montante do vértice de intersecção das sarjetas, evitando assim, prejuízo ao trânsito de pedestres quando de enxurradas convergentes.

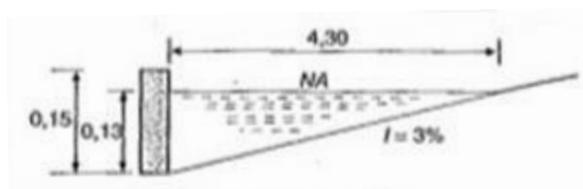
Botelho (2011) define boca de lobo como sendo o dispositivo mais comum das captações com a chegada horizontal das águas pluviais da sarjeta, apresentando:

- a) Rebaixamento da sarjeta, para facilidade de captação;
- b) Guia chapéu;
- c) Caixa de captação, construída de alvenaria de tijolos ou blocos de concreto;
- d) Tampa de cobertura de concreto armado;
- e) Ligação à galeria pluvial por meio de tubos de concreto ou manilha de grés cerâmico.

Plínio Tomaz (2012) discute que por motivos de segurança a abertura máxima das bocas de lobo deveria ser de 15 cm, que é o tamanho da cabeça de uma criança.

Do total dessa altura, Azevedo Netto et al. (1998) explica que é admitido um enchimento máximo de 13cm considerando uma declividade transversal da via pública de 3%.

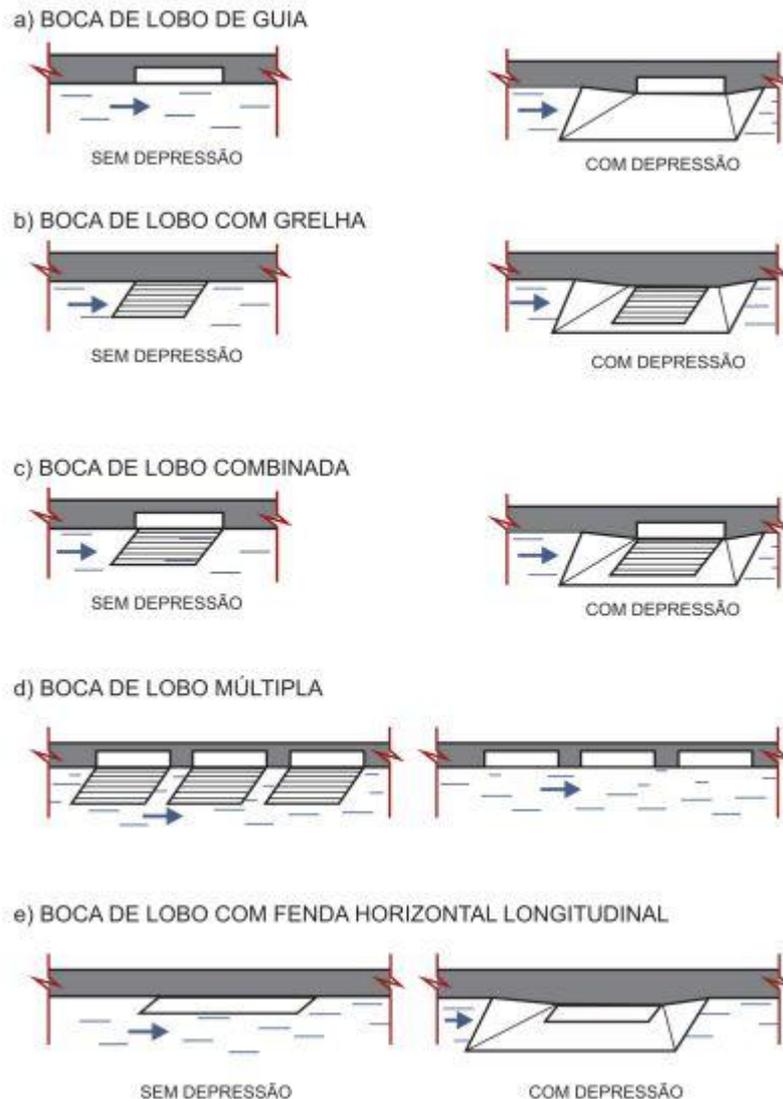
**Figura 10 - Enchimento máximo admitido**



Fonte: NETTO et al., 1998.

Os tipos básicos de bocas de lobo podem ser vistos a seguir de acordo com o manual de drenagem e manejo de águas pluviais de São Paulo:

**Figura 11 - Tipos de bocas de lobo**



Fonte: Manual de drenagem e manejo de águas pluviais de São Paulo - vol.3, 2012, p.41.

#### 2.6.2.2 Canaletas de Topo e Pé de Talude

Elucidadas por (Botelho, 2011) como sendo canaletas, feitas de alvenaria ou tubos de concreto moldados in loco ou pré-moldados cortados à meia-cana, com função de interceptar as águas pluviais e direcioná-las para rampas, escadarias, ou tubulações, impedindo que sua alta velocidade eroda a face do talude ou causem danos em seu pé e topo.

### **2.6.3 Dispositivos de Condução (Galerias)**

#### **2.6.3.1 Tubos de Concreto de Seção Circular**

Nas conceituações dadas por Santos Júnior et al. (2013), as galerias são tubulações de condução das águas coletadas previamente, pelos dispositivos de captação primária como as bocas de lobo e as caixas com grelha, para uma canalização principal. Tem seus diâmetros variando de 300mm à 2000mm.

### **2.6.4 Poço de Visita (P.V)**

“A função dos poços de visita (P.V) é permitir a inspeção, limpeza e desobstrução de galerias enterradas por operários que entrem nessas instalações ou por uso de equipamento mecânico” (BOTELHO, 2011, p.47).

Segundo o autor deveria haver uma maior densidade de poços de visita em regiões de menores velocidades de água, devido à menor declividade, causadoras de entupimentos mais frequentes, com sua instalação em regiões como:

- a) Cruzamentos de ruas;
- b) Em trechos longos de galeria sem inspeção;
- c) Pontos de mudança de direção da galeria;
- d) À montante da rede, em seu ponto de partida.
- e) De aumento das dimensões de algum tubo da galeria.

### **2.6.5 Dispositivos de Proteção do Sistema de Drenagem**

#### **2.6.5.1 Revestimento de Taludes**

Geralmente feito com uma fina camada de asfalta ou grama para proteger da erosão causada pela alta velocidade atingida pela água devido à inclinação do talude. (DNIT 2004, apud CARVALHO, 2010).

**Figura 12 - Vegetação como revestimento de talude - Planetário de Anápolis**



Fonte: Próprio autor, 2017.

#### 2.6.5.2 Estruturas de Dissipação

“Devem ser utilizadas nas saídas das galerias em cursos d’água para evitar a erosão causada pela concentração do escoamento pluvial.” (BIDONE, TUCCI, 1995).

**Figura 13 - Enrocamento para prevenção de erosão**



Fonte: Próprio autor, 2017.

## 2.7 CONCEITUAÇÕES BÁSICAS HIDROLÓGICAS E HIDRÁULICAS

### 2.7.1 Bacia Hidrográfica

Uma microbacia hidrográfica pode ser definida como sendo “[...] a área de formação natural, drenada por um curso d’água e seus afluentes, a montante de uma seção transversal considerada, para onde converge toda a água da área considerada” (CRUCIANI, 1976 apud CARVALHO; SILVA, 2007, p.15).

Segundo o autor, tem a função de “[...] transformar uma entrada de volume concentrada no tempo (precipitação) em uma saída de água (escoamento) de forma mais distribuída no tempo.”

### 2.7.2 Hidrograma

Um hidrograma “[...] é a representação gráfica da variação da vazão na seção de saída (exutório) da bacia hidrográfica ao longo do tempo, em razão da precipitação ocorrida sobre a bacia” (SOUZA; GONÇALVES; GOLDENFUM, 2007, p.6).

São, portanto, gráficos de representação da precipitação efetiva, demonstrando o comportamento da bacia hidrográfica a uma determinada precipitação, com a área sob seu gráfico representando o volume total de escoamento.

Possuem grande importância nos estudos hidrológicos para o controle de cheias e correto dimensionamento de obras hidráulicas como a drenagem urbana (RIBEIRO, 2015).

### 2.7.3 Intensidade Pluviométrica

“É a medida da quantidade de chuva que cai numa área num certo tempo. É uma medida volumétrica.” (BOTELHO, 2011).

O autor exemplifica que uma intensidade pluviométrica de 10mm/hora é interpretada como a altura de 10mm de água que caiu em uma área de 1m<sup>2</sup> no período de 1 hora, considerando que não houvesse perdas por infiltração ou evaporação. Sua medição se dá através de pluviômetros e pluviógrafos.

De acordo com o mesmo autor, segundo a intensidade pluviométrica, as regiões se classificam normalmente em:

Tabela 2 - Classificação da região em função da intensidade pluviométrica

Intensidade Pluviométrica (mm/ano)	Região
$i < 800$	Baixa Precipitação
$800 \leq i \leq 1600$	Média Precipitação
$i > 1600$	Alta Precipitação

Fonte: BOTELHO, 2011, p.109.

#### 2.7.4 Tempo de Retorno

Representa, em média, o tempo para que determinado evento volte a se repetir. Se a probabilidade de ocorrência de determinada vazão ou precipitação é “p” então o tempo de retorno “T” dessa vazão é definido como o inverso de “p”, equação (1). Sendo assim, um tempo de retorno de 10 anos significa que determinada enchente voltará a se repetir, em média, a cada 10 anos, ou ainda, que a cada ano essa enchente tem 10% de chances de ocorrer (TUCCI, 2003).

$$T = \frac{1}{p} \quad (1)$$

Segundo o autor, para a correta definição do tempo de retorno, que é calculado com base nas séries históricas das intensidades pluviométricas do local, seriam necessários estudos sociais e econômicos, de avaliação do impacto de uma enchente, com uma análise de risco que se torna inviável financeiramente para obras de pequeno porte do sistema de microdrenagem, sendo para tanto adotados alguns riscos de projeto tabelados, como os já apresentados na tabela 1.

#### 2.7.5 Tempo de Concentração

Para Canholi (2005) “o tempo de concentração para uma dada bacia hidrográfica é definido como o tempo de percurso da água desde o ponto mais afastado da bacia até a seção de interesse, a partir do instante de início de precipitação.”

O autor enfatiza ser este um fator importante e que deve ser tomado de modo criterioso, visto que, a maioria dos métodos de cálculo existentes derivam de medições experimentais em áreas rurais, e que a disparidade dos resultados obtidos em cada método

interfere fortemente na construção das vazões de pico dos hidrogramas, causando uma interpretação errônea da realidade.

É composto por duas parcelas:

- a) Tempo de Entrada (min);
- b) Tempo de Percurso (min): tempo gasto no trajeto dentro do conduto.

$$tc = te + tp \quad (2)$$

### 2.7.6 Área de Contribuição

“É denominada como a área de cada sub-bacia de contribuição obtida pela divisão da área de cada bacia em áreas contribuintes para os diversos poços de visita [...]” (DIAS; ANTUNES, 2010, p.67).

Segundo Watanabe (2013) representa a contribuição do escoamento em determinado ponto por parte da área do terreno.

### 2.7.7 Conduto Livre e Conduto Forçado

Os condutos podem funcionar de duas maneiras distintas a depender de sua pressão de funcionamento, como exemplificam (CARVALHO & SILVA, 2006):

- a) Conduto Livre:
  - Condutos que funcionam com sua seção transversal, de perímetro fechado ou não, parcialmente cheia, com a pressão atmosférica atuando na seção livre;
  - Nesta seção o fluido escoar com o auxílio da gravidade.
- b) Conduto Forçado:
  - Condutos de seção transversal preenchidas completamente, de perímetro fechado, onde a pressão interna se difere da pressão atmosférica;
  - Nesta seção o fluido escoar em qualquer sentido do tubo.

Dentro dos sistemas de saneamento ambiental a drenagem urbana é tida como um componente importante dessa rede de infraestrutura presente nas cidades, responsável pela captação, manejo e disposição das águas coletadas em corpos hídricos aptos a esta recepção.

O correto funcionamento de uma rede de drenagem está intimamente ligado ao correto planejamento de seus componentes de modo que segundo (Botelho, 2011) o estudo de

águas pluviais de uma cidade não pode se limitar a apreciar tão somente os aspectos hidrológicos e hidráulicos, como deve estar integrado também aos demais aspectos de uso adequado do solo urbano, cuidando assim dos aspectos topográficos e geológicos da região.

Para compreender o que o autor pretendeu dizer, basta olhar para trás nos antigos sistemas de drenagem com seus erros e acertos, causados por uma série de fatores que foram sendo apreendidos e corrigidos ao longo do tempo, tendo em vista a maior facilidade atual no estudo, concepção e execução desses sistemas.

A revisão histórica dos processos de drenagem, utilizados pelas civilizações que nos antecederam, foi e ainda é de extrema importância para os povos atuais na medida em que servem de aprendizado para que não se cometam os mesmos erros baseados em conhecimentos científicos equivocados de outrora, trazendo desse modo um panorama geral sobre o assunto para que assim, seja possível avaliar a importância desta técnica para a vida humana.

### 3 METODOLOGIA

#### 3.1 ÁREA DE ESTUDO

O lote padrão escolhido para a realização do estudo de caso compreende uma área total de 1.080,00 m<sup>2</sup> (Anexo A), onde foi construído um prédio popular de 5 pavimentos (Pav. Térreo - 275,31 m<sup>2</sup> e 4 Pav. Tipos - 260,18m<sup>2</sup>/pav) com 4 unidades habitacionais por pavimento com 60m<sup>2</sup> cada (54,94 m<sup>2</sup> o apartamento e 5,06 m<sup>2</sup> a sacada).

Há ainda uma guarita de 12,07 m<sup>2</sup> que se somando ao reservatório, casa de máquina e barrilete, totalizam uma área construída de 1.365,36 m<sup>2</sup> representando uma área de ocupação de 287,38m<sup>2</sup> (26,60%) sobre o lote.

Em resumo, o terreno conta com uma área permeável de 219,76 m<sup>2</sup> (20,34%) e uma área impermeável de 860,24m<sup>2</sup>, dados cruciais no cálculo do volume do poço de recarga.

Tanto o bloco quanto a guarita são cobertos por telha de fibrocimento com declividade de 10% ( $S = 0,1$  m/m), o reservatório e as sacadas por concreto armado com declividade de 1% ( $S = 0,01$  m/m) e a área descoberta do estacionamento é asfaltada.

#### 3.2 ENSAIO DE INFILTRAÇÃO

Conhecer o solo no local onde será instalado o poço de recarga é essencial no dimensionamento de suas características e, para isso, deve ser feito um ensaio de infiltração visando encontrar a velocidade de infiltração da água no mesmo.

Foi escolhido então o terreno da UniEvangélica – Centro Universitário de Anápolis para determinação das taxas de infiltração para posterior aplicação desses parâmetros no terreno hipotético do estudo de caso.

A metodologia utilizada foi a do infiltômetro de anéis concêntricos por ser prática e altamente utilizada para determinação desses dados.

Foram feitas duas medições na parte da manhã em pontos diferentes do terreno com a segunda sendo realizada 10 meses após a primeira.

A primeira medição foi feita pelos alunos do 6º período, matutino, do curso de engenharia civil da UniEvangélica em Outubro de 2016 sob supervisão do professor da disciplina de hidrologia eng. Carlos Eduardo e a segunda em Agosto de 2017 pelo autor deste trabalho.

### 3.2.1 Procedimento de Execução

Para a realização do ensaio foram utilizados, dois anéis feitos com chapa de alumínio com as medidas de 25 cm de diâmetro e altura de 20 cm e 15 cm de diâmetro e altura de 20 cm, respectivamente, e água com auxílio de uma mangueira.

Na falta da régua de bóia, foi utilizada uma régua metálica graduada e um cronômetro para avaliação do rebaixamento do nível d'água de tempos em tempos, além de martelo para cravamento dos cilindros.

O ensaio teve duração total de 01 hora e 52 minutos e cada etapa de execução é explicada a seguir:

- a) Cravar ambos os cilindros com o auxílio de um martelo a uma profundidade de 5 cm, de modo que fiquem concêntricos e permitam uma altura livre de 15 cm para a lâmina d'água.

**Figura 14 - Cravação dos anéis**



Fonte: Próprio autor, 2017.

- b) Colocar água no cilindro externo para impedir que a água do cilindro interno infiltre lateralmente comprometendo os resultados do ensaio, preenchendo imediatamente em seguida o anel interno, tentando igualar suas cotas;

**Figura 15 - Enchimento do anel externo**



Fonte: Próprio autor, 2017.

**Figura 16 - Enchimento do anel interno**



Fonte: Próprio autor, 2017.

- c) Realizar a leitura na régua somente no cilindro interno, visto que o externo é somente um auxiliador para evitar que ocorra infiltração lateral, e iniciar a contagem do tempo para infiltração da água no solo em intervalos de tempo determinados;

**Figura 17 - Leitura inicial**



Fonte: Próprio autor, 2017.

- d) É importante realizar a manutenção do nível de água do anel externo;

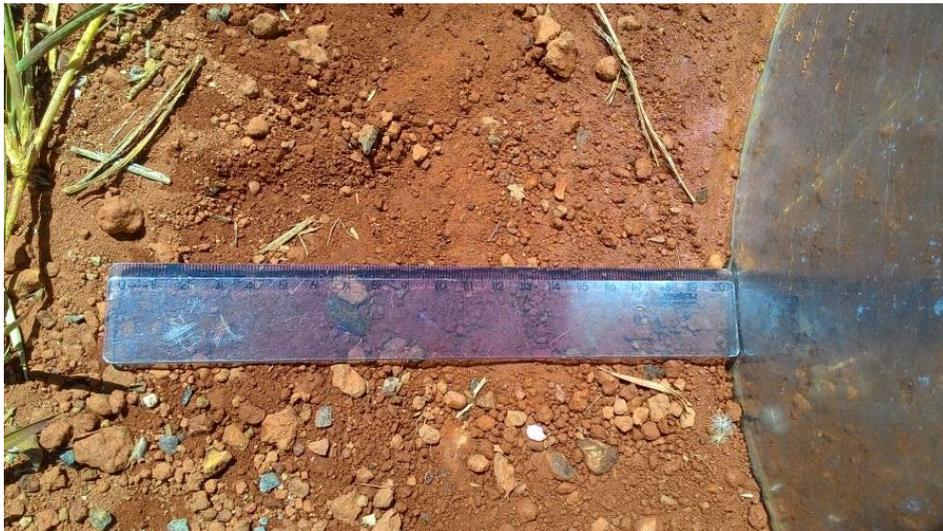
**Figura 18 - Manutenção do nível de água do anel externo**



Fonte: Próprio autor, 2017.

- e) Avaliar o comprimento da saturação ocasionado pela infiltração por fora do anel externo;

**Figura 19 - Comprimento de saturação**



Fonte: Próprio autor, 2017.

- f) O ensaio termina quando a taxa de infiltração permanecer constante ou variar menos que 10% no período de 1 hora.

### 3.2.2 Método de Horton

Apresentado por Horton entre 1939 e 1940, é o método mais popular para calcular a infiltração (AKAN, 1993 apud TOMAZ, 2010).

Tomando como base a premissa de que a infiltração é maior no início do ensaio e sofre decréscimo de maneira exponencial ao longo do tempo, até se estabilizar, a equação de Horton é então dada por:

$$f = f_c + (f_o - f_c) \cdot e^{-\beta t} \quad (1)$$

Onde:

$f$  = Taxa de infiltração (mm/h);

$f_c$  = Taxa de infiltração em situação de saturação (mm/h);

$f_o$  = Taxa de infiltração inicial (mm/h);

$t$  = Tempo (min);

$\beta$  = Constante da exponencial (1/min);

É possível obter os parâmetros  $f_c$ ,  $f_o$  e  $\beta$ , por meio de uma ajuste de curva dos dados coletados previamente em campo.

Primeiramente é necessário determinar a taxa de infiltração média (mm/h), obtida pela seguinte relação:

$$T.I = \frac{(\Delta I \cdot 10)}{(\Delta t / 60)} \quad (2)$$

O segundo passo será plotar um gráfico de dispersão relacionando tempo (min) x taxa de infiltração média (mm/h), ao qual será adicionada uma linha de tendência do tipo exponencial, que se adequa perfeitamente à equação de Horton.

Serão feitas a partir daí duas simplificações:

$$Y = f - f_c \text{ (adotado)} \quad (3)$$

$$X = f_o - f_c \text{ (adotado)} \quad (4)$$

Permitindo que a equação original possa ser escrita da seguinte maneira:

$$(f - f_c) = (f_o - f_c) \cdot e^{-\beta t} \quad (5)$$

$$Y = X \cdot e^{-\beta t} \quad (6)$$

A terceira etapa consiste em descobrir valores de “Y” para cada conjunto de dados encontrados em campo através da diferença entre os valores de taxa de infiltração previamente calculados e um valor adotado para “ $f_c$ ”, assim como mostra a equação (3).

A escolha de “ $f_c$ ” é feita considerando um valor menor que o menor dos valores encontrados para as taxas de infiltração, tendo em vista ser esse o valor correspondente ao solo saturado, quando sua capacidade de infiltração é a menor possível.

O valor considerado é alterado até que se obtenha o melhor ajuste da linha de tendência exponencial do gráfico plotado entre o tempo (min) x Y (mm/h), dado por “R<sup>2</sup>” que varia de 0 à 1.

Encontrado o melhor ajuste, pode-se obter da equação representativa da curva exponencial os valores de “X” e “ $\beta$ ”.

A partir da equação (4), tendo em mãos os valores de “X” e “ $f_c$ ”, o valor de “ $f_o$ ” pode ser calculado.

Por fim, com todos os valores encontrados, é possível substituí-los à equação de Horton (1), que terá ajustado cada valor de tempo (min) a uma taxa de infiltração (mm/h)

correspondente, com os valores de infiltração decrescendo na medida em que se desenvolve o processo de infiltração, assim, como se espera que aconteça teoricamente.

### 3.2.3 Método de Kostiakov

Esse modelo é um método empírico de infiltração, desenvolvido em 1932 por Kostiakov, bastante empregado visto ser simples e preciso para elaborar os dados que irão determinar o ponto onde será alcançado o equilíbrio do solo em relação ao seu grau de saturação.

Sua aplicação é satisfatória para períodos curtos de infiltração em precipitações de lâminas d'água médias e pequenas, visto que para períodos longos a taxa de infiltração tende a zero, quando na verdade esse parâmetro tende a um valor constante e diferente de zero. (CARVALHO, SILVA, 2006).

A equação potencial de Kostiakov é dada por:

$$I = k \cdot T^m \quad (7)$$

Onde:

I = Infiltração acumulada (cm);

K = Constante dependente do solo (adimensional);

T = Tempo de infiltração (min);

m = Constante dependente do solo (adimensional), varia de [0-1].

Há duas formas de resolvê-la, por método analítico ou gráfico.

#### 3.2.3.1 Método Analítico

Sua aplicação envolve o método da regressão linear.

Para empregá-lo deverão ser feitas transformações logarítmicas, para que a equação antes exponencial seja agora uma equação linear.

Aplicando as propriedades logarítmicas, temos:

$$\log I = \log K + m \cdot \log T \quad (8)$$

Formando assim uma equação linear do tipo:

$$Y = A + B \cdot X \quad (9)$$

Onde:

$$Y = \log I$$

$$A = \log K$$

$$B = m$$

$$X = \log T$$

Pela regressão linear os valores de A e B são dados por:

$$A = \frac{\Sigma X \cdot \Sigma XY - \Sigma X^2 \cdot \Sigma Y}{(\Sigma X)^2 - N \cdot \Sigma X^2} \quad (10)$$

$$B = \frac{\Sigma X \cdot \Sigma Y - N \cdot \Sigma XY}{(\Sigma X)^2 - N \cdot \Sigma X^2} \quad (11)$$

Onde:

N = Número de pares de dados Tempo (min) x Infiltração (mm).

Encontrados os valores de A e B, os valores dos coeficientes adimensionais “k” e “m” são dados por:

$$k = \text{antilog } A \quad (12)$$

$$m = B \quad (13)$$

Aplicando-os à equação de kostiakov teremos a infiltração acumulada (I) ao longo do tempo, dada pela equação (7).

Derivando a infiltração acumulada (I), obteremos a equação da velocidade de infiltração (VI), em cm/min:

$$VI = k \cdot m \cdot T^{m-1} \quad (14)$$

Dividindo o valor da infiltração acumulada (I) pelo tempo (T), obteremos a equação da velocidade de infiltração média no intervalo de tempo considerado, em cm/min:

$$VI_{méd} = \frac{k \cdot T^m}{T} \quad (15)$$

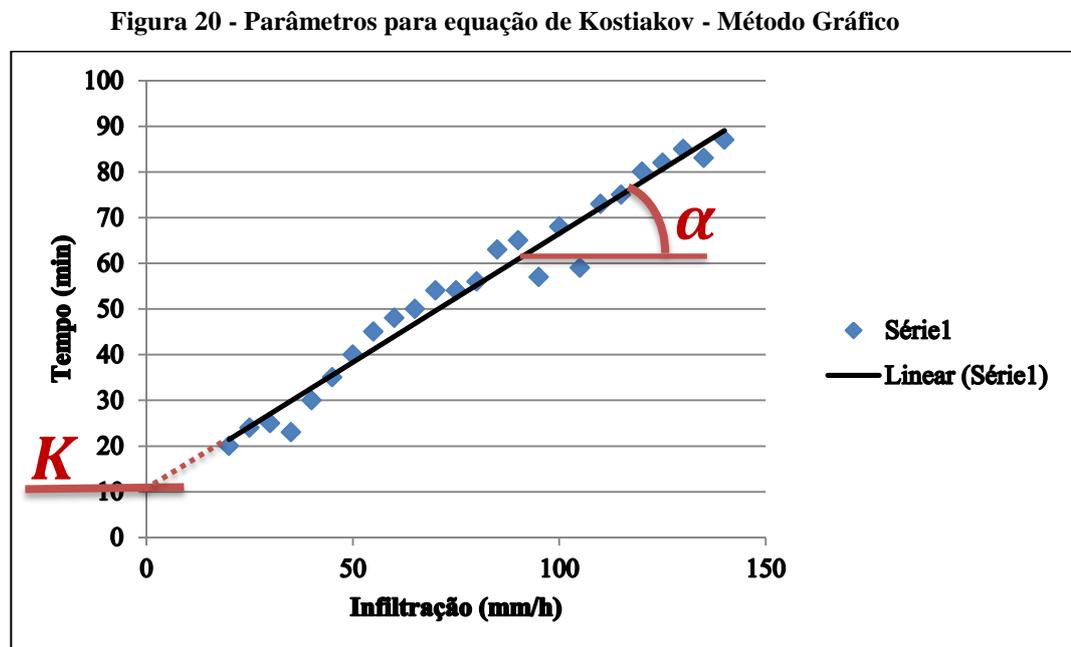
$$VI_{méd} = k \cdot T^{m-1} \quad (16)$$

### 3.2.3.2 Método Gráfico

Pelo método gráfico deve-se plotar o grupo de dados conseguidos em campo, de Infiltração (cm) x Tempo (min), em um papel log-log.

Após isso, deve-se traçar uma reta que melhor se ajuste aos pontos e prolongá-la até que esta intercepte o eixo das ordenadas relativo ao Tempo (min).

O ponto de interseção com o eixo do Tempo (min) dá o valor do parâmetro “k” enquanto o valor do parâmetro “m” é dado pela inclinação da reta traçada, obtido pela tangente do ângulo feito entre ela e o semi-eixo x positivo, considerado como “ $\alpha$ ” na figura de exemplo abaixo:



Fonte: Próprio autor, 2017.

### 3.3 DIMENSIONAMENTO DO POÇO DE INFILTRAÇÃO

O dimensionamento será baseado em três metodologias distintas a fim de que se possa comparar no final a quantidade de poços necessários ao lote em questão, discorrendo sobre o método mais conservador (com maior quantidade de poços) e o mais econômico.

#### 3.3.1 Método Racional

O primeiro método a ser analisado será o método racional que é um método indireto, com a função básica de estimar a vazão de pico, para que a partir dela seja possível o cálculo do volume de detenção e conseqüentemente da quantidade de poços de recarga.

Recebeu o nome de racional em contraposição aos antigos métodos empíricos até então utilizados e foi apresentado em 1851 por Mulvaney e utilizado pela primeira vez nos Estados Unidos por Emil Kuichling em 1889 com uma formulação que relaciona a chuva e o escoamento superficial (deflúvio) (Tomaz, 2013).

Ainda segundo o autor, ao aplicar o método racional, estamos considerando algumas premissas, entre elas:

- a. Toda bacia contribui com o escoamento superficial, sendo necessário que o tempo de duração da chuva seja igual ou exceda o tempo de concentração da mesma;
- b. A distribuição da chuva é considerada uniforme sobre toda bacia;
- c. As perdas já são contabilizadas no coeficiente de escoamento superficial (runoff).

É interessante notar, que segundo diretrizes do FCTH (Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica) de 1998 para projetos de drenagem urbana no município de São Paulo, é recomendável aplicar o método somente para pequenas bacias, com área inferior a 3 km<sup>2</sup>.

Apesar de não ser um dimensionamento para a região de São Paulo e sim de Goiás, o valor será adotado como o limite para esse estudo, visto que o lote em questão se encontra com área bastante inferior a essa recomendação, constituindo uma pequena bacia.

O cálculo da vazão, segundo o método racional, é dado por:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{6 \cdot 10^4} \quad (17)$$

Onde:

Q = Vazão de pico (m<sup>3</sup>/s);

C = Coeficiente de escoamento superficial (varia de 0 a 1)/(adimensional);

I = Intensidade pluviométrica (mm/min);

A = Área da bacia (m<sup>2</sup>).

### 3.3.1.1 Coeficiente de Escoamento Superficial

Assim como nos elucida Tomaz (2013), quando o lote apresenta ocupações (coberturas) distintas, o valor do coeficiente de runoff pode ser obtido pela média ponderada entre os coeficientes representativos de cada subárea, da seguinte maneira:

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i \cdot A_i}{A_t} \quad (18)$$

Onde:

C = Coeficiente de runoff médio (adimensional);

C<sub>i</sub> = Coeficiente de runoff da subárea considerada (adimensional);

A<sub>i</sub> = Subárea considerada (m<sup>2</sup>);

A<sub>t</sub> = Área do terreno (m<sup>2</sup>).

### 3.3.1.2 Intensidade Pluviométrica

A intensidade pluviométrica é calculada pela equação formulada por uma equipe de pesquisadores com base em dados de pluviogramas coletados para a região de Goiás, sul do Tocantins e Alto das Garças em Mato Grosso, e disponibilizada no manual do ReCESA, pela UNB que define a intensidade pluviométrica, válida para  $1 \text{ ano} \leq Tr \leq 8 \text{ anos}$ , como:

$$i = \frac{B1 \cdot (Tr^{\alpha + \frac{\beta}{Tr^\gamma}})^\delta}{(td + c)^b} \quad (19)$$

Onde:

$i$  = intensidade pluviométrica máxima (mm/min);

$\alpha, \beta, \gamma, \delta$  = Parâmetros regionais constantes, dependentes do período de retorno;

$B, b, c$  = Parâmetros que descrevem as características locais;

$Tr$  = Tempo de retorno (anos);

$td$  = Tempo de duração da precipitação (min);

Utilizando-se de um tempo de retorno de 5 anos, as constantes regionais serão:

**Quadro 2 - Parâmetros regionais constantes**

$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$
0,1471	0,22	0,09	0,6274

Fonte: ReCESA, 2007.

Para a cidade de Anápolis, considerado local de estudo, serão utilizados os seguintes parâmetros locais:

**Quadro 3 - Parâmetros para Anápolis**

$b$	$c$	$B1$
0,92278	20,91	42,4964

Fonte: ReCESA, 2007.

### 3.3.1.3 Volume de Detenção

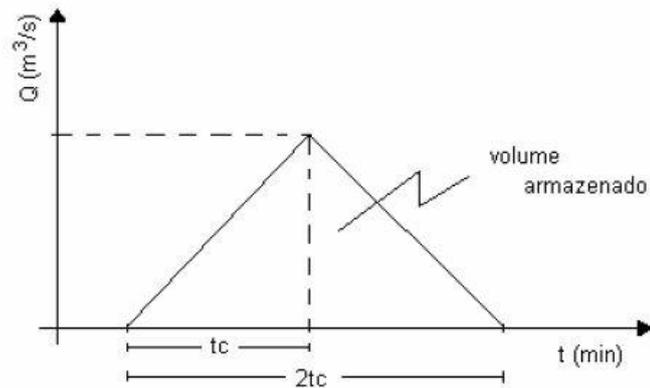
Tendo sido calculada a vazão afluente máxima, pode-se construir um hidrograma de entrada do tipo triangular, relacionando tempo (min) x vazão ( $m^3/s$ ), cuja área sob o gráfico representa o volume máximo de entrada no lote.

Para isso, são consideradas algumas simplificações sobre o tempo de pico ( $tp$ ) e o tempo de base ( $tb$ ) em função do tempo de concentração ( $tc$ ), elucidadas por Tucci (1998, apud Costa et al., 2007, p.93):

- a)  $t_p = t_c$ ;  
 b)  $t_b = 2 \cdot t_c$ .

Essas simplificações podem ser melhor compreendidas pela figura abaixo:

**Figura 21 - Hidrograma triangular de entrada no reservatório**



Fonte: COSTA et al., 2007.

Deve-se levar em conta ainda, que o tempo de concentração ( $t_c$ ) deve ser menor ou igual ao tempo de duração da precipitação ( $t_d$ ), portanto:

$$t_c = t_d \quad (20)$$

Levando em conta esses fatores, o volume afluente é dado pela área sob o gráfico:

$$V_{af} = Q_{af} \cdot (t_d \cdot 60) \quad (21)$$

Onde:

$V_{af}$  = Volume afluente ( $m^3$ );

$Q_{af}$  = Vazão afluente ( $m^3/s$ );

$t_d$  = Tempo de duração da precipitação (min).

Para encontrar o volume de detenção deverá ser calculada a vazão efluente, considerada como a vazão de pré-urbanização, que poderá escoar pela tubulação da rede pública de drenagem sem causar prejuízos ao sistema como um todo, tendo em vista ser essa a vazão que existia antes da ocupação do terreno.

A vazão efluente difere da vazão afluente somente pela consideração do coeficiente de runoff, traduzido nos valores de superfície para as condições de pré-urbanização.

Com o valor da vazão efluente, é possível obter o volume efluente:

$$V_{ef} = Q_{ef} \cdot (td \cdot 60) \quad (22)$$

Onde:

$V_{ef}$  = Volume efluente (m<sup>3</sup>);

$Q_{ef}$  = Vazão efluente (m<sup>3</sup>/s);

$t_d$  = Tempo de duração da precipitação (min).

O volume de detenção é então dado pela diferença entre os volumes afluente e efluente:

$$V_d = (Q_{af} - Q_{ef}) \cdot (td \cdot 60) \quad (23)$$

Onde:

$V_d$  = Volume de detenção (m<sup>3</sup>);

$Q_{af}$  = Vazão afluente (m<sup>3</sup>/s);

$Q_{ef}$  = Vazão efluente (m<sup>3</sup>/s);

$t_d$  = Tempo de duração da precipitação (min).

#### 3.3.1.4 Quantidade de Poços de Recarga

Assim como recomendado pelo método do manual de drenagem de Natal/RN, serão adotadas as medidas padrão para poços com diâmetros de 2,0m, 2,5m e 3,0m para o cálculo da quantidade necessária de cada poço para que no final os métodos possam ser comparados.

Sendo assim, a quantidade de poços é dada pela área de infiltração total, necessária para que o volume de detenção possa se dispersar no solo, sobre a área de infiltração proporcionada por cada poço, dada em função de suas medidas adotadas, da seguinte maneira:

$$Qtde_{poços} = \frac{A_{inf}}{A_{poço}} \quad (24)$$

Onde:

$Qtde_{poços}$  = Quantidade de poços de recarga necessários;

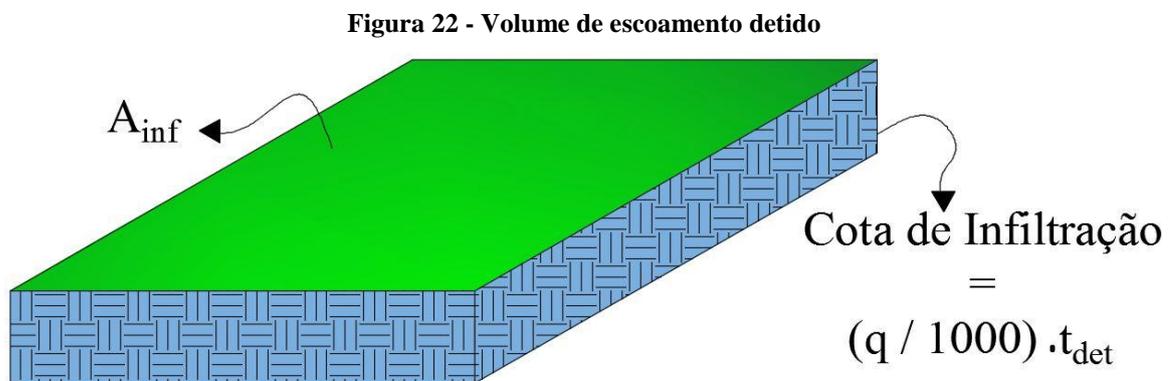
$A_{inf}$  = Área de infiltração total necessária para dissipar o volume de água escoado (m<sup>2</sup>);

$A_{poço}$  = Área de infiltração proporcionada pelo poço de infiltração adotado (m<sup>2</sup>);

Considerando o período de um dia (24h) para detenção da água nos poços e conhecendo a taxa de infiltração comportada pelo solo em (mm/h), pode-se calcular a cota infiltrada nesse período.

Conhecendo ainda o volume de água necessário para detenção, é possível determinar qual a área de infiltração total necessária para dispersar o volume escoado.

A figura abaixo elucida tal questão:



Fonte: Próprio autor, 2017.

Sendo assim, a área de infiltração é dada por:

$$A_{inf} = \frac{V_d \cdot 1000}{q \cdot t_{det}} \quad (25)$$

Onde:

$A_{inf}$  = Área de infiltração necessária ( $m^2$ );

$V_d$  = Volume de detenção ( $m^3$ );

$q$  = Taxa de infiltração (mm/h);

$t_{det}$  = Tempo de detenção (h), considerar 1 dia (24h).

Por serem cilíndricos, a área de absorção de cada poço é dada pela soma das áreas da base e da lateral:

$$A_{poço} = \left( \frac{\pi \cdot D^2}{4} \right) + (\pi \cdot D \cdot h) \quad (26)$$

Onde:

$A_{poço}$  = Área de infiltração do poço padrão ( $m^2$ );

$D$  = Diâmetro do poço padrão (m);

$H$  = Altura máxima da lâmina d'água (m).

### 3.3.2 Método do Manual de Drenagem de Natal-RN

Apesar de ser um método para as condições da região de Natal/RN, é uma maneira oportuna de fazer comparações para as quantidades de poços, para o terreno do estudo de caso, em relação ao método racional.

O método consiste em calcular a área de contribuição de cada poço padrão adotado, ou seja, a área que cada poço consegue receber, em termos de escoamento, na ocorrência de uma precipitação.

Para isso, são utilizados poços de diâmetro de 2,0m, 2,5m e 3,0m e calculadas suas respectivas áreas de contribuição em duas etapas:

- a. Pré-Dimensionamento;
- b. Balanço Hidrológico de 30 Dias.

A menor área de contribuição constitui o pior caso, com o maior número de poços, e deverá ser utilizada na equação da determinação da quantidade de poços:

$$N_{poços} = k \cdot \frac{Ac}{Ac_{poço}} \quad (27)$$

Onde:

$N_{poços}$  = Número de poços de infiltração necessários;

K = Coeficiente de Fragilidade da sub-bacia (adimensional);

Ac = Área de contribuição efetiva do lote (m<sup>2</sup>);

$Ac_{poço}$  = Área de contribuição do poço padrão adotado (m<sup>2</sup>).

O coeficiente de fragilidade da sub-bacia é um coeficiente majorador, dado pela razão entre a intensidade pluviométrica máxima de tempos de retorno distintos, pela intensidade pluviométrica máxima para um tempo de retorno de 2 anos, com valores pré-definidos pela tabela do manual de drenagem abaixo:

**Quadro 4 - Coeficiente de fragilidade da sub-bacia**

<b>Tipo</b>	<b>Tr (anos)</b>	<b>I (mm/h)</b>	<b>K</b>	<b>DESCRIÇÃO DA SUB-BACIA</b>
<b>I</b>	<b>2</b>	95,7	1	Sub-bacia aberta sem ocorrências de inundações.
<b>II</b>	<b>5</b>	109,2	1,14	Sub-bacia aberta com ocorrência de inundações na micro drenagem.
<b>III</b>	<b>10</b>	120,5	1,26	Sub-bacia aberta com ocorrências de inundações na macro drenagem e fechada com sistema de drenagem com transposição.
<b>IV</b>	<b>25</b>	137,4	1,44	Sub-bacia fechada com transposição deficiente.
<b>V</b>	<b>50</b>	151,8	1,59	Sub-bacia fechada com sistema de drenagem deficiente, sem transposição.

Fonte: Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais da Cidade do Natal, 2009 (adaptado).

Em razão de o tempo de retorno adotado ser de 5 anos, será utilizado o valor de 1,14 para o coeficiente de fragilidade (k), relacionado à sub-bacias abertas com ocorrência de inundações na micro-drenagem.

Por fim, a área de contribuição efetiva do lote é dada pela área total do terreno com valor de 1.080,00m<sup>2</sup>.

Para poder aplicar a equação (24) deve-se antes encontrar a área de contribuição de cada poço pelas duas etapas elucidadas nos sub-tópicos seguintes.

### 3.3.2.1 Pré-Dimensionamento

O pré-dimensionamento começa com a definição do diâmetro do tubo extravasor, que irá liberar o volume excedente na rede pública de drenagem pluvial.

Para isso, deve-se conhecer apenas a área de contribuição da bacia em estudo, relacionada na tabela abaixo:

**Tabela 3 - Diâmetro do tubo extravasor em função da área de contribuição**

<b>Área de contribuição Ac (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Diâmetro máximo (mm)</b>	<b>Declividade máxima (%)</b>
Ac ≤ 500	50	1,0
500 < Ac < 3.000	75	1,0
Ac ≥ 3.000	100	1,0

Fonte: Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais da Cidade do Natal, 2009 (adaptado).

Logo, relativo a uma área de contribuição de 1.080,00m<sup>2</sup>, o diâmetro da tubulação extravasora utilizado será de 75mm.

A segunda etapa consiste em determinar a área da base de cada poço padrão, ambos com revanche de transbordamento de 0,5m, com diâmetros de 2,0m, 2,5m e 3,0m.

Por serem cilíndricos, a área da base de cada poço é dada por:

$$A_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (28)$$

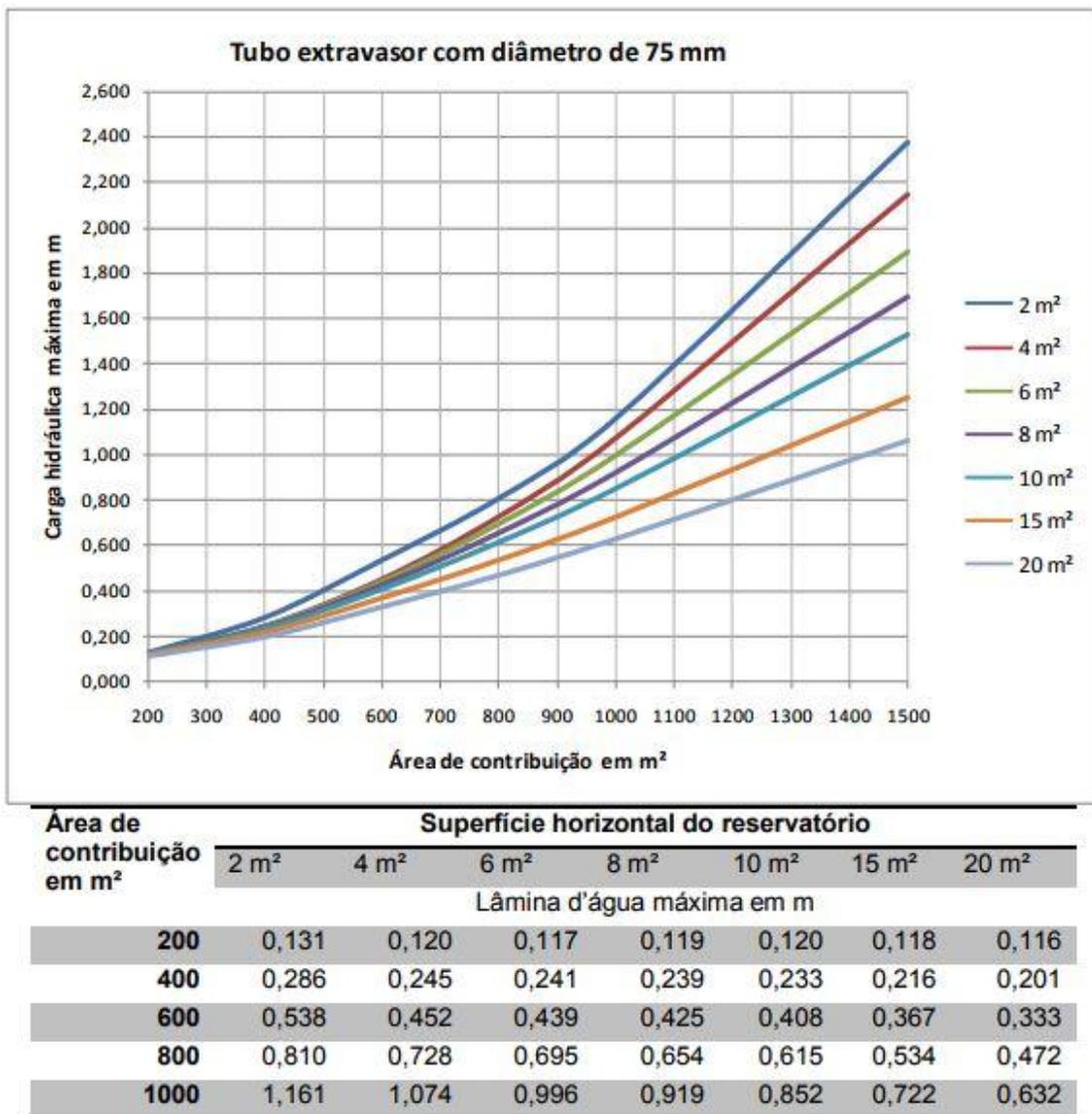
Posteriormente, é determinada a área de contribuição de cada poço, ou seja, a área relativa à bacia, que cada poço é capaz de receber o escoamento na ocasião de uma precipitação.

O manual traz para isso três tabelas, relativas aos diâmetros dos tubos extravasores de 50mm, 75mm e 100mm, para que a partir da área de superfície do poço (Ab) e da respectiva revanche de transbordamento, possa ser determinada a área de contribuição.

É possível ainda, determinar a área de contribuição por método gráfico, cruzando a linha que se estende do valor da lâmina d'água adotado, até a área de superfície do poço correspondente.

Como já foi definido o diâmetro do extravasor, a única tabela utilizada será a de diâmetro para tubo extravasor de 75mm, correspondente a áreas de contribuição entre 500m<sup>2</sup> e 3.000m<sup>2</sup>, como se pode observar a seguir:

Figura 23 - Tubo extravasador de 75 mm



Fonte: Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais da Cidade do Natal, 2009.

Apesar de mais fácil, o método gráfico se mostra mais impreciso, por isso, a área contribuição será determinada por via de uma interpolação, visto que a tabela apresenta somente valores inteiros para as áreas de base dos poços, quando na verdade, esses valores são decimais.

Sabendo ser a área de base para o poço de diâmetro de 2,5m igual a aproximadamente 4,91m<sup>2</sup>, por exemplo, com revanche de transbordamento de 0,5m, faz-se necessário interpolar as revanches de transbordamento para poços de superfície de 4,0m<sup>2</sup> e 6,0m<sup>2</sup>, respectivamente, visando encontrar a área de contribuição para cada um quando a lâmina d'água máxima for adotada de 0,5m.

Os valores escolhidos devem ser o menor e o maior mais próximos à área do poço desejada, no caso,  $4,91\text{m}^2$  se apresenta entre  $4,0\text{m}^2$  e  $6,0\text{m}^2$ .

Encontradas as áreas de contribuição para as superfícies de  $4,0\text{m}^2$  e  $6,0\text{m}^2$  para lâmina d'água máxima de  $0,5\text{m}$ , deve-se fazer uma última interpolação para encontrar a área de contribuição para a área de base do poço adotado, no caso do exemplo,  $4,91\text{m}^2$ .

Seguindo a linha de raciocínio do exemplo, a interpolação ocorrerá da seguinte maneira:

**Figura 24 - Exemplo para poço padrão de 2,5 m**

<b>Poço Padrão de 2,5m</b>			
Área da base	-->	4,91 m <sup>2</sup>	
Lâmina d'água máxima	-->	0,50 m	
Área de contribuição para lâmina d'água máxima de 0,5m em:			
Superfície de 4,0m <sup>2</sup>		Superfície de 6,0m <sup>2</sup>	
800	0,728	800	0,695
x	0,500	y	0,500
600	0,452	600	0,439
$x = 634,783\text{ m}^2$		$y = 647,656\text{ m}^2$	
Área de contribuição para lâmina d'água máxima de 0,5m em:			
Superfície de 4,91m <sup>2</sup>			
y	6,00		
z	4,91		
x	4,00		
$z = 640,632\text{ m}^2$			

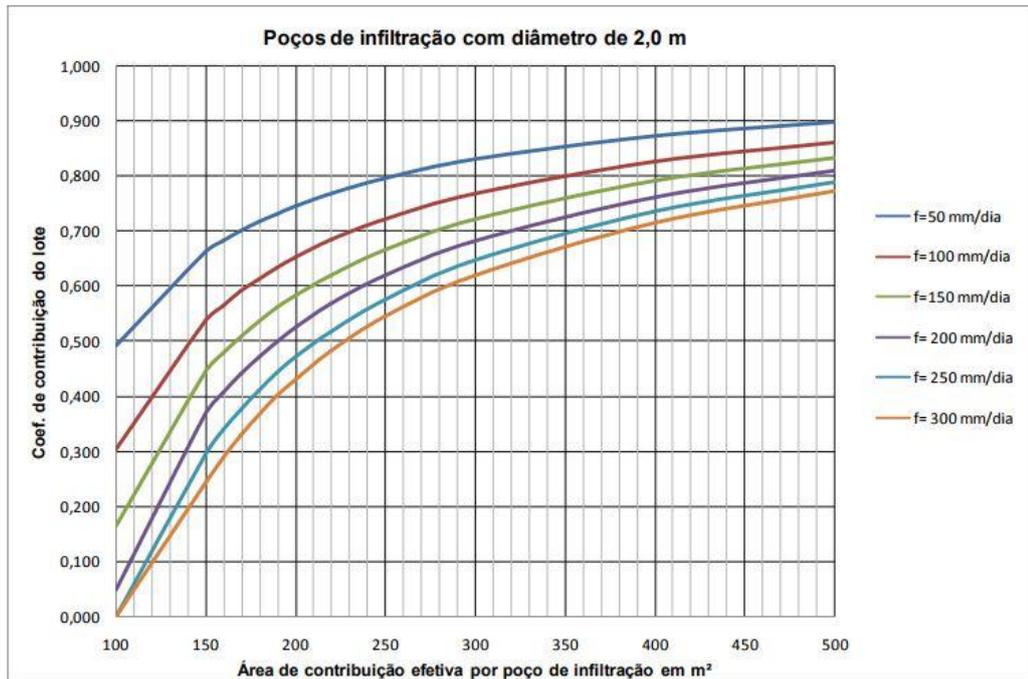
Fonte: Próprio autor, 2017.

O mesmo procedimento será feito para encontrar a área de contribuição para os poços padrão de 2,0m e 3,0m.

### 3.3.2.2 Balanço Hidrológico de 30 Dias

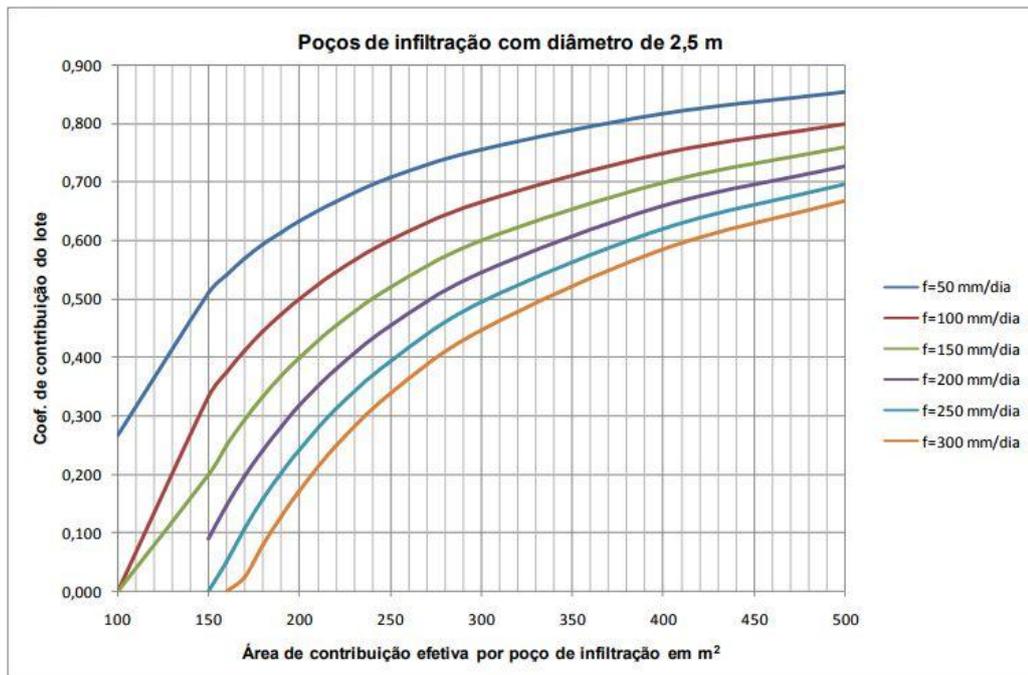
Para a determinação da área de contribuição de cada poço nessa etapa, é necessário relacionar o coeficiente de deflúvio encontrado para o terreno em estudo com a curva de taxa de infiltração dada em (mm/dia) nos gráficos referentes aos três poços de infiltração padrão, retirados do manual de drenagem e mostrados a seguir:

Figura 25 - Área de contribuição efetiva para poço padrão de 2,0 m



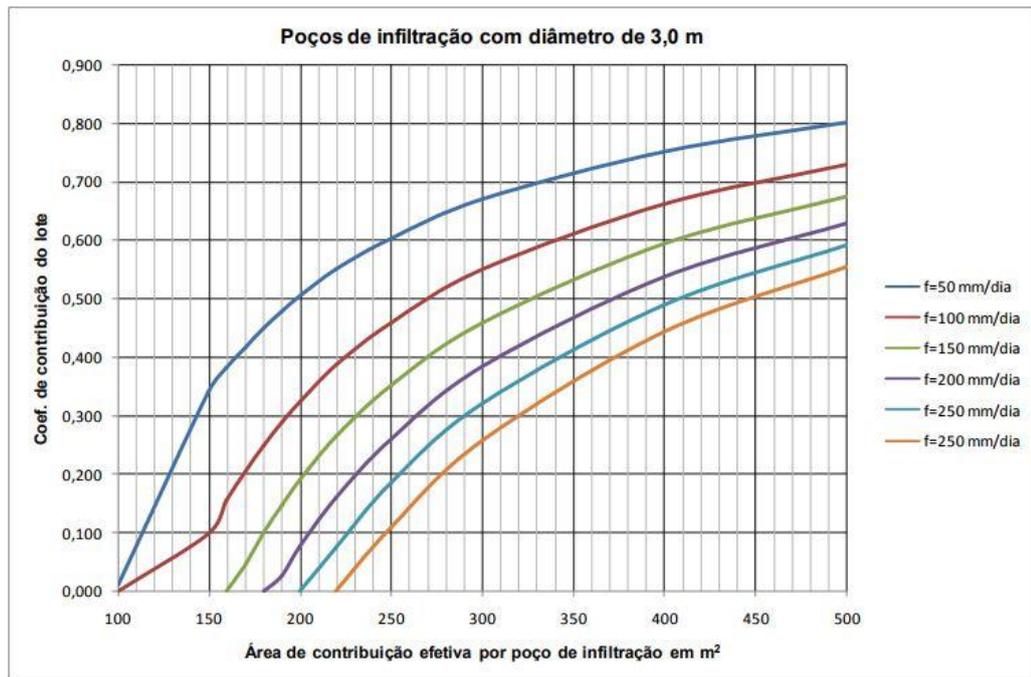
Fonte: Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais da Cidade do Natal, 2009.

Figura 26 - Área de contribuição efetiva para poço de 2,5 m



Fonte: Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais da Cidade do Natal, 2009.

**Figura 27 - Área de contribuição efetiva para poço de 3,0 m**



Fonte: Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais da Cidade do Natal, 2009.

Assim, para um poço padrão de 3,0m e uma taxa de infiltração de 100mm/dia, por exemplo, com um coeficiente de runoff representativo de 0,700, obtemos uma área de contribuição de aproximadamente 450m<sup>2</sup>.

O mesmo procedimento será realizado para as demais taxas de infiltração, calculadas pelos métodos apresentados, para os solos relativos aos dois ensaios realizados.

### 3.3.3 Equação de Anápolis

O último método se refere à cidade de Anápolis/GO, local dos estudos, que instituiu através do projeto de lei complementar nº 001 de 15 de Fevereiro de 2016 do plano diretor da cidade, a obrigatoriedade da construção de poços de recarga/detenção, com capacidade de drenagem suficiente e calculada sobre a área impermeável, para empreendimentos com área construída maior ou igual a 80,00m<sup>2</sup>, além dos 20% de área permeável já exigidos.

Como a edificação tomada como exemplo para esse trabalho possui área construída superior aos 80,00m<sup>2</sup>, ela se encaixa na obrigatoriedade de construção de poços de recarga/detenção.

A lei exige a construção de poços a uma distância superior a 1,50m acima do lençol freático, além de proibir a impermeabilização do mesmo a uma faixa de 1,50m das laterais, a fim de garantir que a água consiga percolar pelas laterais além da base.

A equação estabelecida para determinação do volume do reservatório necessário é a seguinte:

$$V = 0,2 \cdot AI \cdot C \cdot T \quad (29)$$

Onde:

V = Volume de reservatório necessário (m<sup>3</sup>);

C = Constante (m/h), adotar 0,06;

T = Tempo de duração da precipitação (h).

A equação pressupõe que além dos 20% de área permeável, o empreendimento deve contribuir com a detenção de mais 20% da precipitação sobre a área impermeável, adotando a solução de poços de recarga/detenção, com o escoamento excedente sendo extravasado por gravidade para a rede pública de drenagem pluvial.

Segundo a equação, a constante C, entendida pelo autor como sendo a intensidade pluviométrica, deve ser adotada para a região com valor igual 0,06m/h.

Além disso, o tempo de duração da precipitação recomendado é de 1h.

A interpretação literal da equação de Anápolis pressupõe o cálculo do volume final do reservatório em (m<sup>3</sup>) e não o volume de detenção necessário (m<sup>3</sup>), o que no entendimento do autor, não leva em conta o fator da taxa de infiltração (mm/h) de cada solo em particular, obrigando o sistema a funcionar mais como reservatório de detenção do que de infiltração em determinados casos, extrapolando em até dias o tempo de detenção para determinadas velocidades de infiltração.

Por isso, nessa pesquisa foram feitos os cálculos da quantidade de poços para as duas situações, onde a primeira leva em consideração a interpretação literal da equação com o cálculo de um volume final de reservatório necessário (m<sup>3</sup>), enquanto que a segunda, leva em consideração o cálculo de um volume de detenção (m<sup>3</sup>) para que possam ser feitas as considerações sobre a taxa de infiltração (mm/h) de cada solo ensaiado, calculando-se a quantidade de poços para um tempo de detenção máximo de 24h.

### 3.3.3.1 Número de Poços de Recarga - Considerando Volume do Reservatório (m<sup>3</sup>)

O primeiro passo é calcular volume de cada poço padrão, adotado para os estudos nesse trabalho, da seguinte maneira:

$$V_{poço} = \left( \frac{\pi \cdot D^2}{4} \right) \cdot h \quad (30)$$

Onde:

$V_{poço}$  = Volume do poço padrão (m<sup>3</sup>);

D = Diâmetro do poço padrão (m);

h = Altura máxima da lâmina d'água (m).

Sendo h (m) a altura da lâmina d'água, seu valor será considerado como 2,5 m, assim como especificações de medidas dos poços padrão pelo manual de drenagem de Natal.

Por fim, a quantidade de poços é dada pela razão entre o volume do reservatório necessário (m<sup>3</sup>) e o volume do poço padrão (m<sup>3</sup>):

$$Qtde_{poços} = \frac{V}{V_{poço}} \quad (31)$$

Definidas as quantidades de poços necessários, para cada medida de poço padrão, será feita uma análise para determinar o tempo de detenção da água em cada um deles, de acordo com as características dos solos analisados nessa pesquisa.

Assim como no tópico 3.3.1.4, se faz necessário encontrar a área de infiltração de cada poço padrão através da equação (26) já apresentada e reprisada a seguir:

$$A_{poço} = \left( \frac{\pi \cdot D^2}{4} \right) + (\pi \cdot D \cdot h) \quad (26)$$

Onde:

$A_{poço}$  = Área de infiltração do poço padrão (m<sup>2</sup>);

D = Diâmetro do poço padrão (m);

h = Altura máxima da lâmina d'água (m).

Depois se calcula o volume infiltrado por unidade de tempo em (m<sup>3</sup>/h) para as características de taxa de infiltração (mm/h) dos solos analisados e das áreas de infiltração de cada poço padrão (m<sup>2</sup>):

$$qv = \left( \frac{q}{1000} \right) \cdot A_{inf} \quad (32)$$

Onde:

$qv$  = Taxa de volume infiltrado no tempo (m<sup>3</sup>/h);

$q$  = Taxa de infiltração do solo (mm/h);

$A_{poço}$  = Área de infiltração do poço padrão (m<sup>2</sup>).

Finalmente, o tempo de detenção é a razão entre o volume de reservatório (m<sup>3</sup>), necessário para o escoamento calculado, e a taxa de volume infiltrado no tempo (m<sup>3</sup>/h):

$$t_{det} = \frac{V}{qv} \quad (33)$$

Onde:

$t_{det}$  = Tempo de detenção do escoamento (h);

$V$  = Volume de reservatório necessário (m<sup>3</sup>);

$qv$  = Taxa de volume infiltrado do poço padrão (m<sup>3</sup>/h).

### 3.3.3.2 Número de Poços de Recarga – Considerando Volume de Detenção (m<sup>3</sup>)

Considerando que a equação de Anápolis fornecesse o volume de detenção (m<sup>3</sup>), pode-se calcular a quantidade de poços de recarga pela mesma análise apresentada para o método racional na seção 3.3.1.4 deste trabalho, da seguinte maneira:

$$Qtde_{poços} = \frac{A_{inf}}{A_{poço}} \quad (24)$$

Onde:

$Qtde_{poços}$  = Quantidade de poços de recarga necessários;

$A_{inf}$  = Área de infiltração total necessária para dissipar o volume de água escoado ( $m^2$ );

$A_{poço}$  = Área de infiltração proporcionada pelo poço de infiltração adotado ( $m^2$ );

Com o volume de detenção calculado, bem como as taxas de infiltração de cada solo, a área de infiltração necessária para dissipar o volume de água escoado para um tempo de detenção de 24h é dada pela equação (25) rememorada a seguir:

$$A_{inf} = \frac{V_d \cdot 1000}{q \cdot t_{det}} \quad (25)$$

Onde:

$A_{inf}$  = Área de infiltração necessária ( $m^2$ );

$V_d$  = Volume de detenção ( $m^3$ );

$q$  = Taxa de infiltração (mm/h);

$t_{det}$  = Tempo de detenção (h), considerar 1 dia (24h).

A área de infiltração de cada poço é a área permeável de cada um, dada pela área das laterais e da base dos mesmos, como já exemplificado pela equação (26):

$$A_{poço} = \left( \frac{\pi \cdot D^2}{4} \right) + (\pi \cdot D \cdot h) \quad (26)$$

Onde:

$A_{poço}$  = Área de infiltração do poço padrão ( $m^2$ );

$D$  = Diâmetro do poço padrão (m);

$H$  = Altura máxima da lâmina d'água (m).

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados serão apresentados nas ordens de realização dos ensaios com os valores das taxas de infiltração e sua posterior utilização na determinação da quantidade de poços de recarga necessários ao lote em estudo.

### 4.1 TAXA DE INFILTRAÇÃO

A seguir são apresentados os resultados para os ensaios 01 e 02 para os métodos de Horton e Kostikov adotados nessa pesquisa.

#### 4.1.1 Método de Horton

##### 4.1.1.1 Ensaio nº 01

O ensaio de campo consiste na determinação da relação entre o tempo (min) e a leitura (cm), na régua fixada ao aparato de infiltrômetro de anéis concêntricos, para analisar a cota infiltrada e determinar a taxa de infiltração média do solo.

Os dados coletados em campo, são dispostos a seguir:

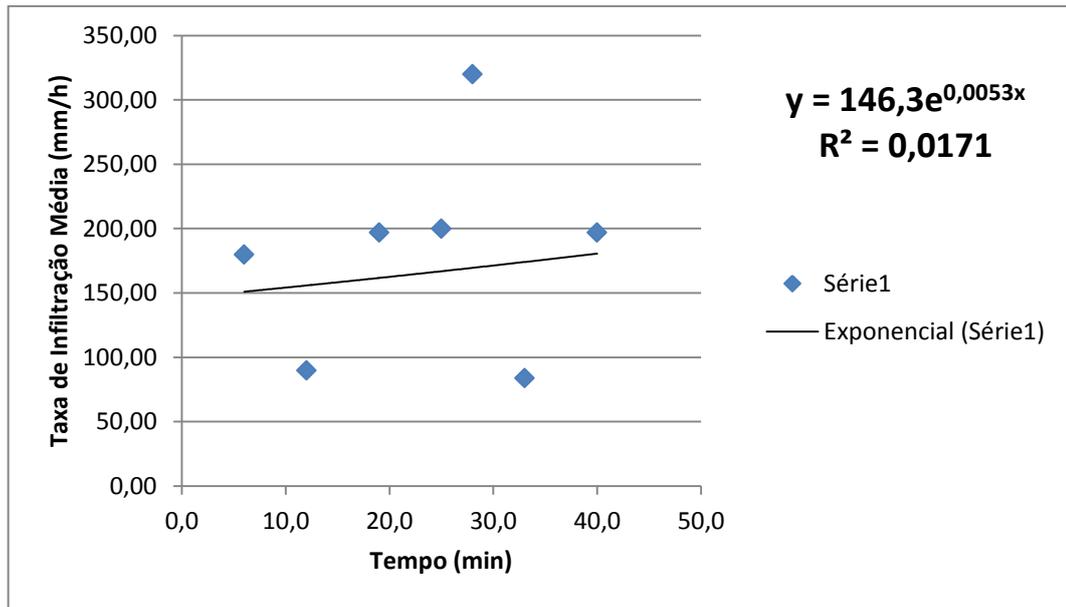
**Tabela 4 - Dados de campo: Ensaio 01**

Tempo (min)		Infiltração (cm)		Taxa de Infiltração
<i>t</i>	<i>Δt</i>	Leitura	Infiltração	Média (mm/h)
0,00	0,00	15,00	0,00	0,00
6,00	6,00	13,20	1,80	180,00
12,00	6,00	12,30	0,90	90,00
19,00	7,00	10,00	2,30	197,14
25,00	6,00	8,00	2,00	200,00
28,00	3,00	6,40	1,60	320,00
33,00	5,00	5,70	0,70	84,00
40,00	7,00	3,40	2,30	197,14

Fonte: Turma do 6º ano de engenharia civil da UniEvangélica, 2016 (adaptado).

Os dados encontrados são dispostos em um gráfico de dispersão que relaciona o tempo (min) pela taxa de infiltração (mm/h) como se pode observar a seguir:

**Figura 28 - Taxa de infiltração média em função do tempo: Ensaio 01**



Fonte: Próprio autor, 2017.

A partir deles foi possível a determinação das variáveis aplicáveis à equação de Horton.

Sendo a taxa de infiltração no tempo de 33 minutos de valor igual a 84,00 mm/h, a menor encontrada, foi adotado um “ $f_c$ ” de 83,99 mm/h por ser menor que a menor taxa de infiltração média calculada.

Com ele foram calculados os valores “ $Y$ ” que forneceram a partir do gráfico plotado de  $Y$  (mm/h) em função do tempo (min), os parâmetros aplicados para a obtenção da equação de Horton, como mostra a tabela a seguir:

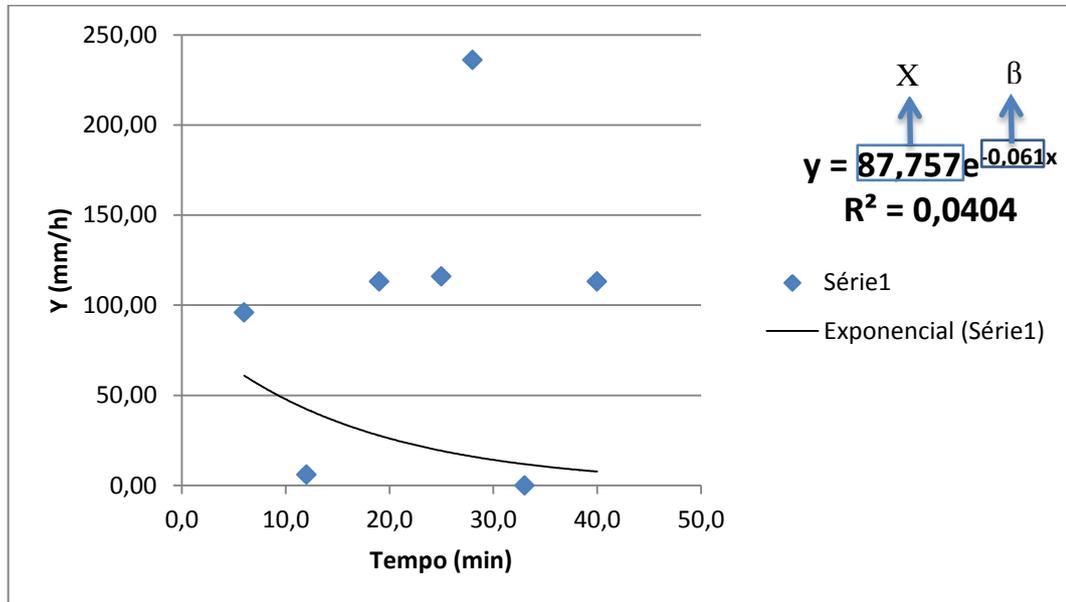
**Tabela 5 - Ajuste à equação de Horton**

<b>Tempo (min)</b>	<b>Taxa de Infiltração Média (mm/h)</b>	<b>Y (mm/h)</b>
0,00	0,00	0,00
6,00	180,00	96,01
12,00	90,00	6,01
19,00	197,14	113,15
25,00	200,00	116,01
28,00	320,00	236,01
33,00	84,00	0,01
40,00	197,14	113,15

Fonte: Próprio autor, 2017.

O gráfico a seguir é o resumo dos dados encontrados de Y (mm/h) em função do tempo (min):

**Figura 29 - Parâmetro Y adotado em função do tempo: Ensaio 01**



Fonte: Próprio autor, 2017.

Os valores obtidos para cada parâmetro, bem como a sua aplicação à equação de Horton são mostrados abaixo:

**Quadro 5 - Parâmetros para a equação de Horton: Ensaio 01**

<b>fc (adotado)</b>	<b>X</b>	<b>fo</b>	<b>β</b>
83,99 mm/h	87,76 mm/h	171,75 mm/h	- 0,061

Fonte: Próprio autor, 2017.

$$f = 83,99 + (171,75 - 83,99) \cdot e^{-0,061t} \quad (1)$$

Sua aplicação em função do tempo mostra a variação exponencial da taxa de infiltração, objetivo final dessa análise, como pode ser observado pela tabela abaixo:

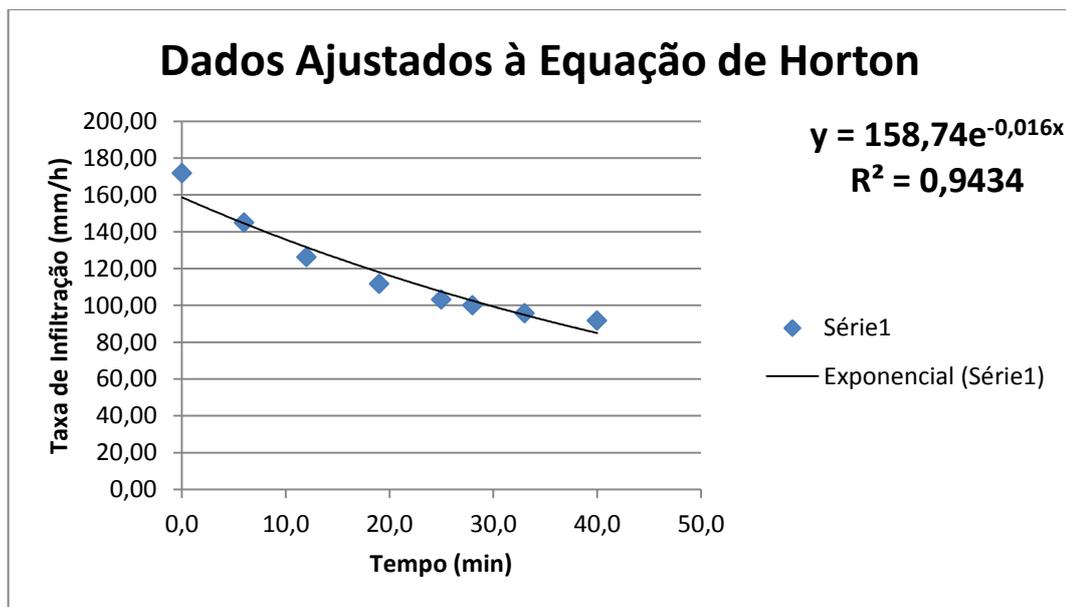
Tabela 6 - Taxa de infiltração por Horton: Ensaio 01

Tempo (min)	Taxa de Infiltração (mm/h)
0,00	171,75
6,00	144,85
12,00	126,20
19,00	111,53
25,00	103,09
28,00	99,89
33,00	95,71
40,00	91,64

Fonte: Próprio autor, 2017.

O gráfico seguinte representa a curva de ajuste dos dados à equação de Horton, com os valores da taxa de infiltração (mm/h) encontrados em função do tempo (min) de ensaio:

Figura 30 - Taxa de infiltração ajustada à equação de Horton: Ensaio 01



Fonte: Próprio autor, 2017.

A menor velocidade de infiltração, no tempo de 40 minutos e igual a 91,64 mm/h, será a considerada no dimensionamento dos poços de infiltração, simulando a situação mais desfavorável, na qual o solo se encontra saturado.

## 4.1.1.2 Ensaio n° 02

O ensaio de campo consiste na determinação da relação entre o tempo (min) e a leitura (cm), na régua fixada ao aparato de infiltrômetro de anéis concêntricos, para analisar a cota infiltrada e determinar a taxa de infiltração média do solo.

Os dados coletados em campo são dispostos a seguir:

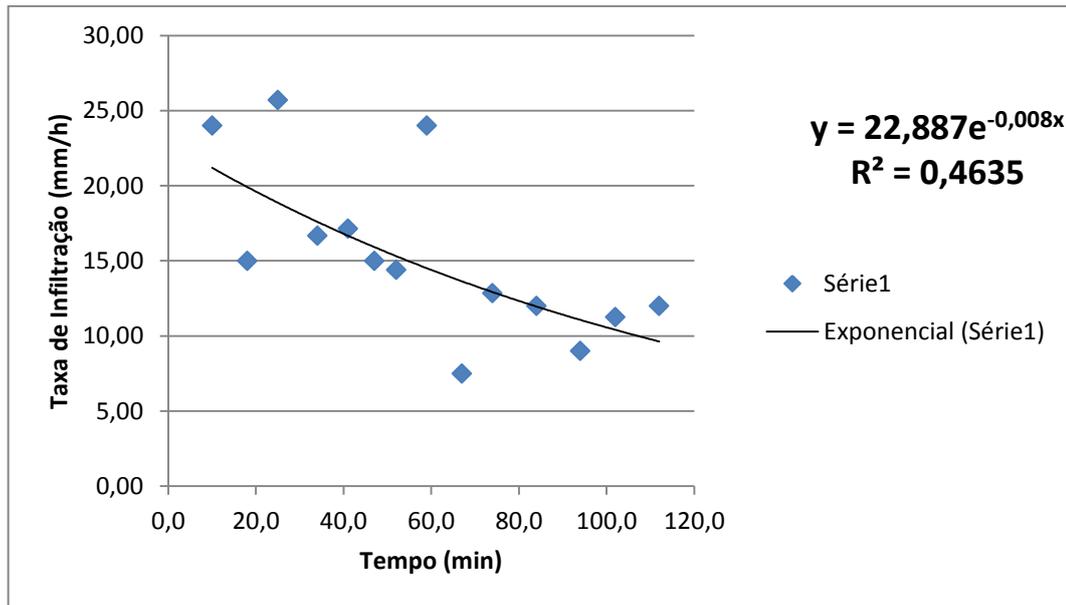
Tabela 7 - Dados de campo: Ensaio 02

Tempo (min)		Infiltração (cm)		Taxa de Infiltração Média (mm/h)
<i>t</i>	$\Delta t$	Leitura	Infiltração	
0,00	0,00	20,00	0,00	0,00
10,00	10,00	19,60	0,40	24,00
18,00	8,00	19,40	0,20	15,00
25,00	7,00	19,10	0,30	25,71
34,00	9,00	18,85	0,25	16,67
41,00	7,00	18,65	0,20	17,14
47,00	6,00	18,50	0,15	15,00
52,00	5,00	18,38	0,12	14,40
59,00	7,00	18,10	0,28	24,00
67,00	8,00	18,00	0,10	7,50
74,00	7,00	17,85	0,15	12,86
84,00	10,00	17,65	0,20	12,00
94,00	10,00	17,50	0,15	9,00
102,00	8,00	17,35	0,15	11,25
112,00	10,00	17,15	0,20	12,00

Fonte: Próprio autor, 2017.

Os dados encontrados são dispostos em um gráfico de dispersão que relaciona o tempo (min) pela taxa de infiltração (mm/h) como se pode observar a seguir:

**Figura 31 - Taxa de infiltração média em função do tempo: Ensaio 02**



Fonte: Próprio autor, 2017.

A partir deles foi possível a determinação das variáveis aplicáveis à equação de Horton.

Sendo a taxa de infiltração no tempo de 67 minutos de valor igual a 7,50 mm/h, a menor encontrada, foi adotado um “ $f_c$ ” de 7,00 mm/h por ser menor que a menor taxa de infiltração média calculada.

Com ele foram calculados os valores “ $Y$ ” que forneceram a partir do gráfico plotado  $Y$  (mm/h) em função do tempo (min), os parâmetros aplicados para a obtenção da equação de Horton, como mostra a tabela a seguir:

**Tabela 8 - Ajuste à equação de Horton: Ensaio 02**

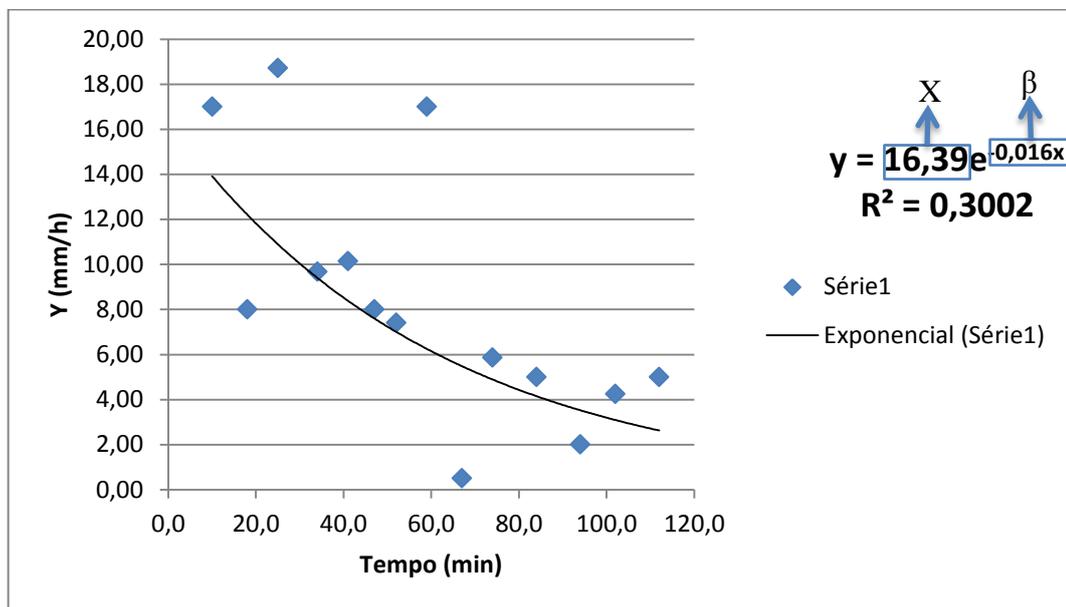
<b>Tempo (min)</b>	<b>Taxa de Infiltração Média (mm/h)</b>	<b>Y (mm/h)</b>
0,00	0,00	0,00
10,00	24,00	17,00
18,00	15,00	8,00
25,00	25,71	18,71
34,00	16,67	9,67
41,00	17,14	10,14
47,00	15,00	8,00
52,00	14,40	7,40
59,00	24,00	17,00
67,00	7,50	0,50

Tempo (min)	Taxa de Infiltração Média (mm/h)	Y (mm/h)
74,00	12,86	5,86
84,00	12,00	5,00
94,00	9,00	2,00
102,00	11,25	4,25
112,00	12,00	5,00

Fonte: Próprio autor, 2017.

O gráfico a seguir é o resumo dos dados encontrados de Y (mm/h) em função do tempo (min):

Figura 32 - Parâmetro Y adotado em função do tempo: Ensaio 02



Fonte: Próprio autor, 2017.

Os valores obtidos para cada parâmetro, bem como a sua aplicação à equação de Horton são mostrados abaixo:

Quadro 6 - Parâmetros para a equação de Horton: Ensaio 02

fc (adotado)	X	fo	β
7,00 mm/h	16,39 mm/h	23,39 mm/h	- 0,016

Fonte: Próprio autor, 2017.

$$f = 7,00 + (23,39 - 7,00) \cdot e^{-0,016t} \quad (2)$$

Sua aplicação em função do tempo mostra a variação exponencial da taxa de infiltração, objetivo final dessa análise, como pode ser observado pela tabela abaixo:

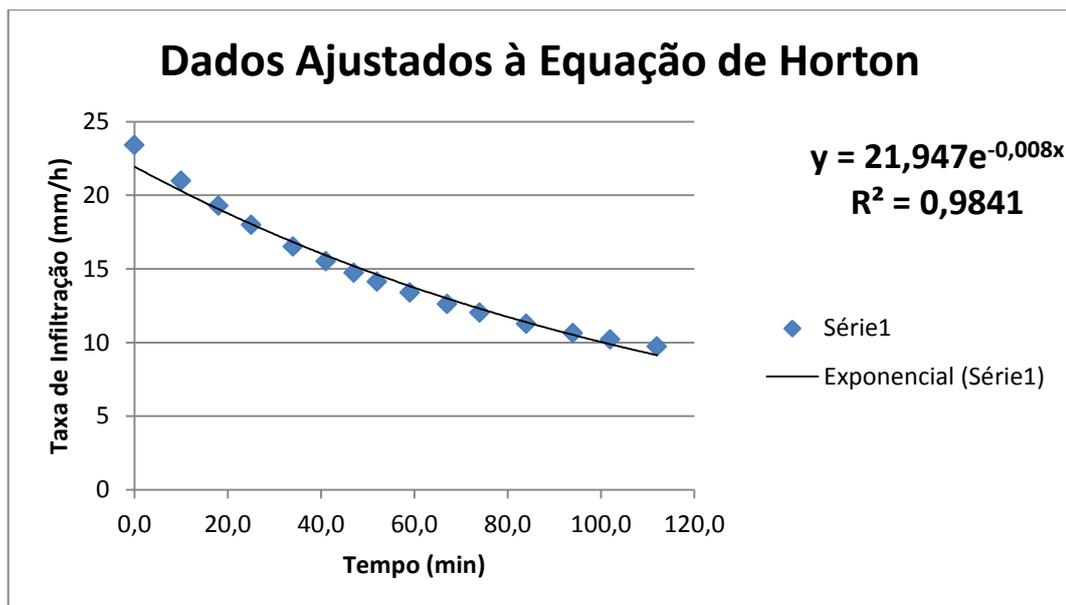
Tabela 9 - Taxa de infiltração por Horton: Ensaio 02

Tempo (min)	Taxa de Infiltração (mm/h)
0,00	23,39
10,00	20,97
18,00	19,29
25,00	17,99
34,00	16,51
41,00	15,51
47,00	14,73
52,00	14,13
59,00	13,38
67,00	12,61
74,00	12,02
84,00	11,27
94,00	10,64
102,00	10,20
112,00	9,73

Fonte: Próprio autor, 2017.

O gráfico seguinte representa a curva de ajuste dos dados à equação de Horton, com os valores da taxa de infiltração (mm/h) encontrados em função do tempo (min) de ensaio:

Figura 33 - Taxa de infiltração ajustada à equação de Horton: Ensaio 02



Fonte: Próprio autor, 2017.

A menor velocidade de infiltração, no tempo de 112 minutos e igual a 9,73 mm/h, será a considerada no dimensionamento dos poços de infiltração, simulando a situação mais desfavorável, na qual o solo se encontra saturado.

#### 4.1.2 Método de Kostiakov

Apesar de os valores para infiltração, velocidade de infiltração instantânea e média terem sido encontrados nas unidades indicadas como (cm) e (cm/min), respectivamente, eles foram convertidos para (mm) e (mm/h) a fim de possibilitar a comparação com os valores obtidos pela equação de Horton, apresentados também nas mesmas unidades.

##### 4.1.2.1 Ensaio 01

Assim como o método de Horton, foi necessária uma coleta de dados a fim de determinar a variação da infiltração (mm/h) relacionanda a um determinado tempo de ensaio (min).

Os dados coletados em campo podem ser observados abaixo:

**Tabela 10 - Dados de campo: Ensaio 01**

<b>Tempo (min)</b>		<b>Infiltração (cm)</b>		
<i>T</i>	<i>Tac</i>	<i>Leitura</i>	<i>Infiltração</i>	<i>Iac</i>
0,0	0,0	15,00	0,00	0,00
6,0	6,0	13,20	1,80	1,80
6,0	12,0	12,30	0,90	2,70
7,0	19,0	10,00	2,30	5,00
6,0	25,0	8,00	2,00	7,00
3,0	28,0	6,40	1,60	8,60
5,0	33,0	5,70	0,70	9,30
7,0	40,0	3,40	2,30	11,60

Fonte: Próprio autor, 2017.

Os somatórios referentes às equações de regressão linear são dispostos a seguir:

Tabela 11 - Dados para regressão linear

<b>Tac (min)</b>	<b>Iac (cm)</b>	<b>X = log (Tac)</b>	<b>Y = log (Iac)</b>	<b>X·Y</b>	<b>X<sup>2</sup></b>
0,0	0,00	-	-	-	-
6,0	1,80	0,7782	0,2553	0,1986	0,6055
12,0	2,70	1,0792	0,4314	0,4655	1,1646
19,0	5,00	1,2788	0,6990	0,8938	1,6352
25,0	7,00	1,3979	0,8451	1,1814	1,9542
28,0	8,60	1,4472	0,9345	1,3524	2,0943
33,0	9,30	1,5185	0,9685	1,4707	2,3059
40,0	11,60	1,6021	1,0645	1,7053	2,5666
<b>Σ</b>		<b>9,1018</b>	<b>5,1981</b>	<b>7,2677</b>	<b>12,3263</b>

Fonte: Próprio autor, 2017.

A partir das equações de regressão foi possível encontrar os valores de “A” e “B” e por consequência os parâmetros “k” e “m”:

Quadro 7 - Parâmetros encontrados: Ensaio 01

<b>A</b>	<b>B</b>	<b>k</b>	<b>m</b>
-0,6027	1,0347	0,2496	1,0347

Fonte: Próprio autor, 2017.

Que aplicados resultam na equação potencial de Kostiakov:

$$I = 0,2496 \cdot T^{1,0347} \quad (3)$$

Para obter a velocidade de infiltração média devemos dividir a equação (3) encontrada, da infiltração acumulada no tempo, pelo tempo, resultando:

$$VI_m = 0,2496 \cdot T^{0,0347} \quad (4)$$

E por fim, como objetivo final, para encontrar a equação da velocidade instantânea que possibilitou a comparação com os valores obtidos pelo método de Horton, deriva-se a equação da infiltração (3):

$$VI = 0,2496 \cdot 1,0347 \cdot T^{(1,0347-1)} \quad (5)$$

Os valores obtidos para cada equação, ao longo do tempo de execução do experimento, bem como o valor a ser usado para comparação, podem ser conferidos na tabela abaixo:

Tabela 12 - Informações de infiltração ao longo do experimento

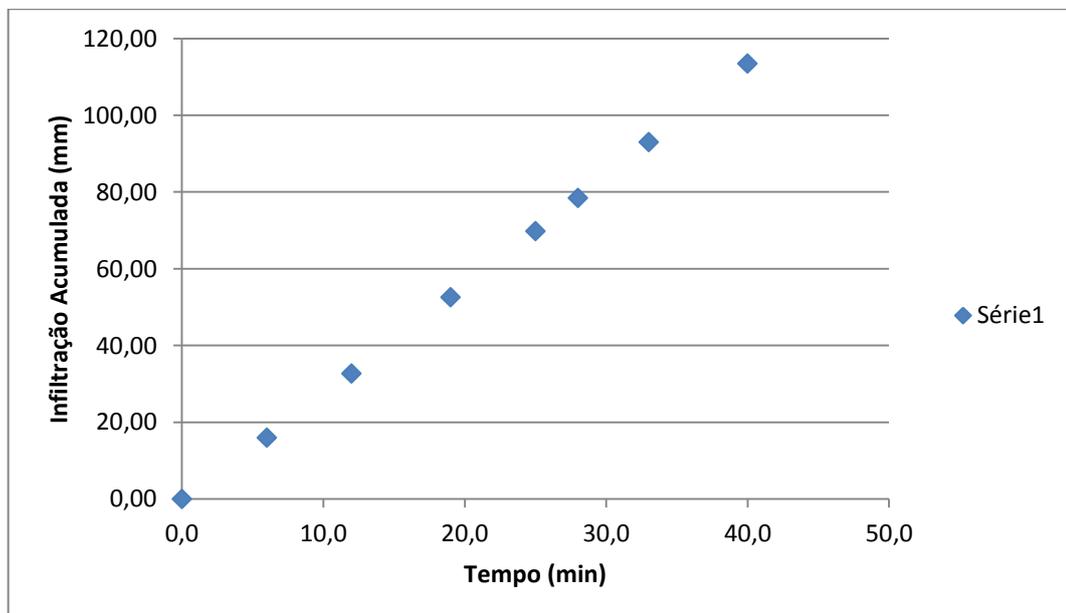
Tempo (min)	Infiltração Acumulada (mm)	Velocidade de Infiltração Média (mm/h)	Velocidade de Infiltração (mm/h)
0,0	-	-	-
6,0	15,94	159,37	164,89
12,0	32,65	163,24	168,90
19,0	52,52	165,86	171,61
25,0	69,77	167,45	173,25
28,0	78,45	168,11	173,93
33,0	92,99	169,07	174,93
40,0	113,47	170,20	176,10

Fonte: Próprio autor, 2017.

Sendo o tempo (min) a variável independente em todas as equações, podemos plotar um gráfico para cada equação, relacionando tempo (min) e sua respectiva variável dependente.

Infiltração acumulada (mm) em função do tempo (min):

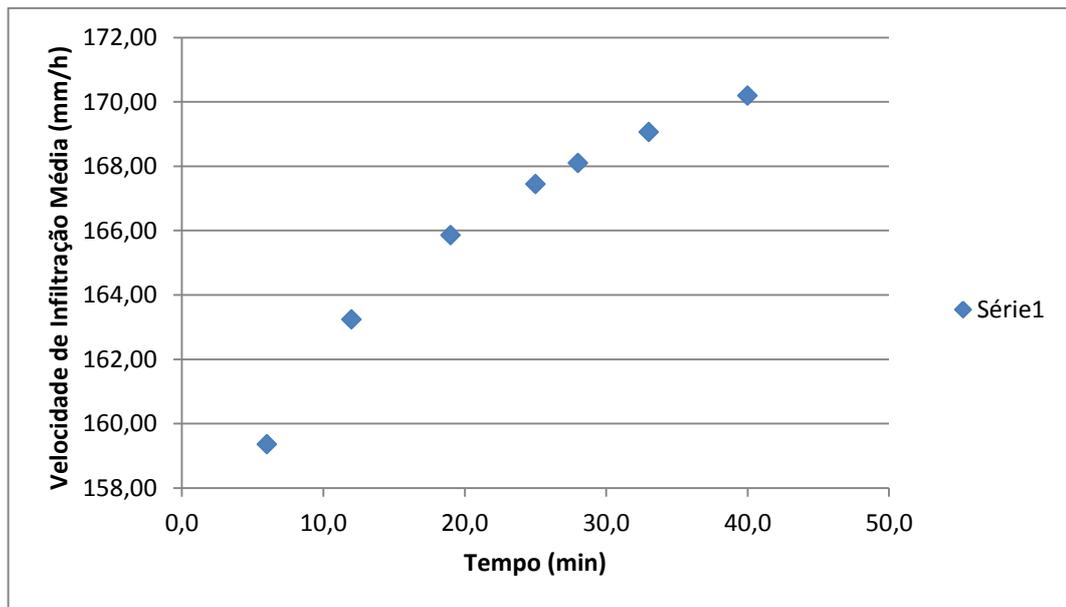
Figura 34 – Infiltração acumulada em função do tempo: Ensaio 01



Fonte: Próprio autor, 2017.

Velocidade de infiltração média(mm/h) em função do tempo (min):

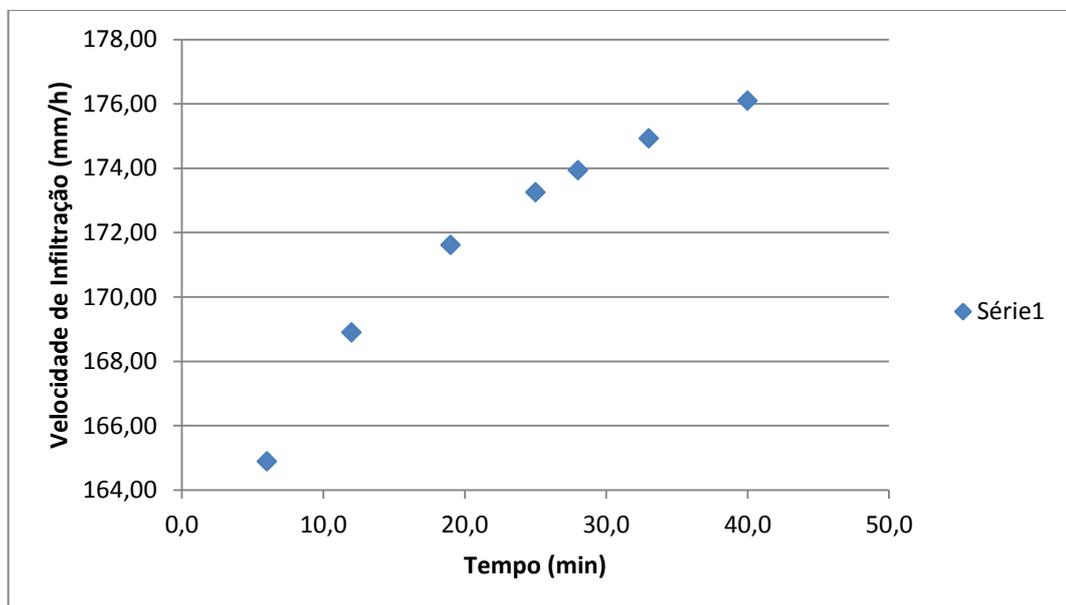
**Figura 35 - Velocidade de infiltração média em função do tempo: Ensaio 01**



Fonte: Próprio autor, 2017.

Velocidade de infiltração (mm/h) em função do tempo (min):

**Figura 36 - Velocidade de infiltração em função do tempo: Ensaio 01**



Fonte: Próprio autor, 2017.

## 4.1.2.2 Ensaio 02

Assim como o método de Horton, foi necessária uma coleta de dados a fim de determinar a variação da infiltração (mm/h) relacionanda a um determinado tempo de ensaio (min).

Os dados coletados em campo podem ser observados abaixo:

Tabela 13 - Dados de campo: Ensaio 02

Tempo (min)		Infiltração (cm)		
<i>T</i>	<i>Tac</i>	<i>Leitura</i>	<i>Infiltração</i>	<i>Iac</i>
0,0	0,0	20,00	0,00	0,00
10,0	10,0	19,60	0,40	0,40
8,0	18,0	19,40	0,20	0,60
7,0	25,0	19,10	0,30	0,90
9,0	34,0	18,85	0,25	1,15
7,0	41,0	18,65	0,20	1,35
6,0	47,0	18,50	0,15	1,50
5,0	52,0	18,38	0,12	1,62
7,0	59,0	18,10	0,28	1,90
8,0	67,0	18,00	0,10	2,00
7,0	74,0	17,85	0,15	2,15
10,0	84,0	17,65	0,20	2,35
10,0	94,0	17,50	0,15	2,50
8,0	102,0	17,35	0,15	2,65
10,0	112,0	17,15	0,20	2,85

Fonte: Próprio autor, 2017.

Os somatórios referentes às equações de regressão linear são dispostos a seguir:

Tabela 14 - Dados para regressão linear: Ensaio 02

<b>Tac (min)</b>	<b>Iac (cm)</b>	<b>X = log (Tac)</b>	<b>Y = log (Iac)</b>	<b>X·Y</b>	<b>X<sup>2</sup></b>
0,0	0,00	-	-	-	-
10,0	0,40	1,0000	-0,3979	-0,3979	1,0000
18,0	0,60	1,2553	-0,2218	-0,2785	1,5757
25,0	0,90	1,3979	-0,0458	-0,0640	1,9542
34,0	1,15	1,5315	0,0607	0,0930	2,3454
41,0	1,35	1,6128	0,1303	0,2102	2,6011
47,0	1,50	1,6721	0,1761	0,2944	2,7959
52,0	1,62	1,7160	0,2095	0,3595	2,9447

<b>Tac (min)</b>	<b>Iac (cm)</b>	<b>X = log (Tac)</b>	<b>Y = log (Iac)</b>	<b>X·Y</b>	<b>X<sup>2</sup></b>
59,0	1,90	1,7709	0,2788	0,4936	3,1359
67,0	2,00	1,8261	0,3010	0,5497	3,3345
74,0	2,15	1,8692	0,3324	0,6214	3,4940
84,0	2,35	1,9243	0,3711	0,7140	3,7029
94,0	2,50	1,9731	0,3979	0,7852	3,8932
102,0	2,65	2,0086	0,4232	0,8501	4,0345
112,0	2,85	2,0492	0,4548	0,9321	4,1993
<b>Σ</b>		<b>23,6070</b>	<b>2,4704</b>	<b>5,1629</b>	<b>41,0114</b>

Fonte: Próprio autor, 2017.

A partir das equações de regressão foi possível encontrar os valores de “A” e “B” e por consequência os parâmetros “k” e “m”:

**Quadro 8 - Parâmetros encontrados: Ensaio 02**

<b>A</b>	<b>B</b>	<b>k</b>	<b>m</b>
-1,2190	0,8276	0,0604	0,8276

Fonte: Próprio autor, 2017.

Que aplicados resultam na equação potencial de Kostiakov:

$$I = 0,0604 \cdot T^{0,8276} \quad (6)$$

Para obter a velocidade de infiltração média devemos dividir a equação (6) encontrada, da infiltração acumulada no tempo, pelo tempo, resultando:

$$VI_m = 0,0604 \cdot T^{-0,1724} \quad (7)$$

E por fim, como objetivo final, para encontrar a equação da velocidade instantânea que possibilitou a comparação com os valores obtidos pelo método de Horton, deriva-se a equação da infiltração (6):

$$VI = 0,0604 \cdot 0,8276 \cdot T^{(0,8276-1)} \quad (8)$$

Os valores obtidos para cada equação, ao longo do tempo de execução do experimento, bem como o valor a ser usado para comparação, podem ser conferidos na tabela abaixo:

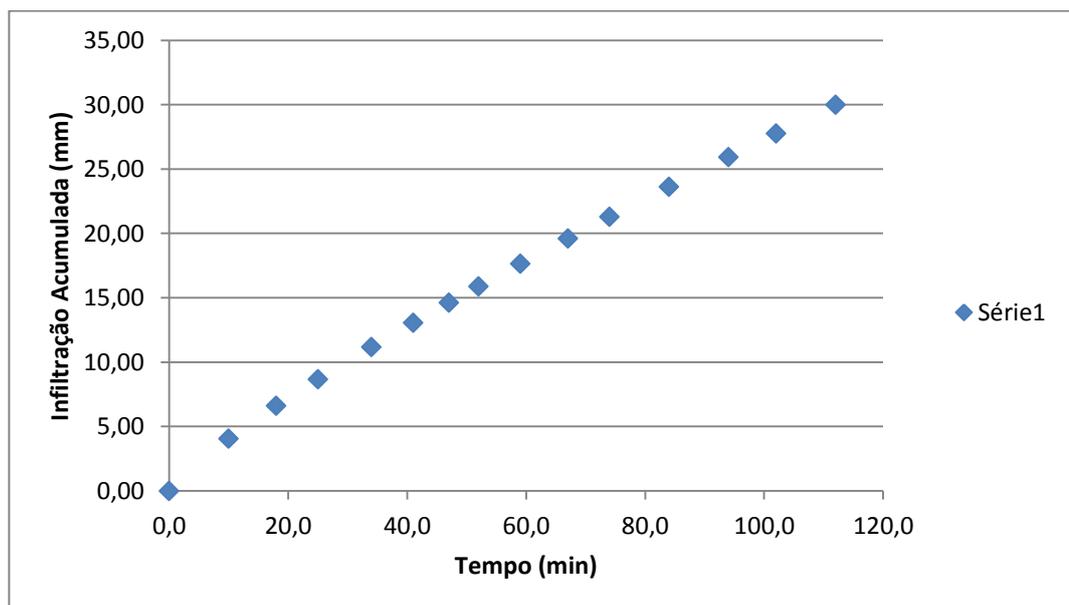
**Tabela 15 - Informações de infiltração ao longo do experimento: Ensaio 02**

Tempo (min)	Infiltração Acumulada (mm)	Velocidade de Infiltração Média (mm/h)	Velocidade de Infiltração (mm/h)
0,0	-	-	-
10,0	4,06	24,36	20,16
18,0	6,60	22,01	18,22
25,0	8,67	20,80	17,22
34,0	11,18	19,73	16,33
41,0	13,05	19,10	15,81
47,0	14,61	18,66	15,44
52,0	15,89	18,33	15,17
59,0	17,64	17,94	14,85
67,0	19,60	17,55	14,52
74,0	21,28	17,25	14,28
84,0	23,63	16,88	13,97
94,0	25,94	16,55	13,70
102,0	27,75	16,32	13,51
112,0	29,98	16,06	13,29

Fonte: Próprio autor, 2017.

Sendo o tempo (min) a variável independente em todas as equações, podemos plotar um gráfico para cada equação, relacionando tempo (min) e sua respectiva variável dependente.

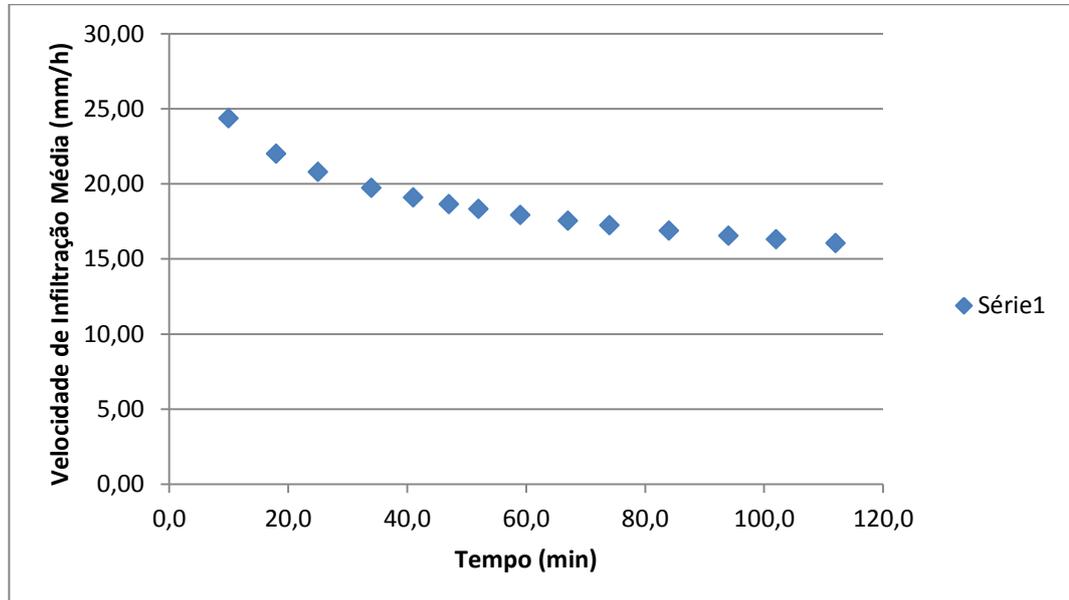
Infiltração acumulada (mm) em função do tempo (min):

**Figura 37 - Infiltração acumulada em função do tempo: Ensaio 02**

Fonte: Próprio autor, 2017.

Velocidade de infiltração média (mm/h) em função do tempo (min):

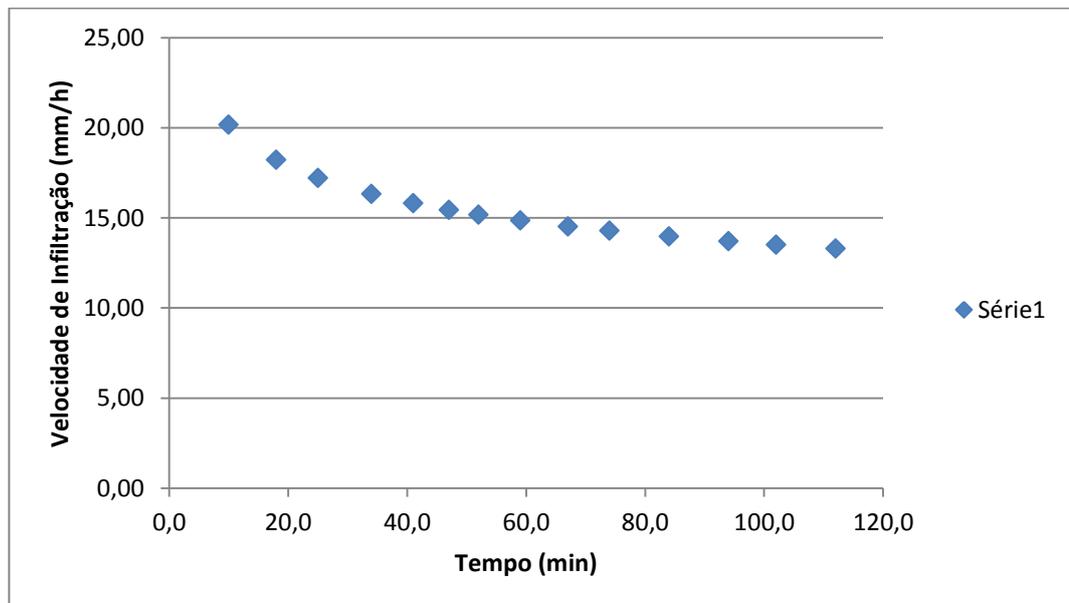
**Figura 38 - Velocidade de infiltração média em função do tempo: Ensaio 02**



Fonte: Próprio autor, 2017.

Velocidade de infiltração (mm/h) em função do tempo (min):

**Figura 39 - Velocidade de infiltração em função do tempo: Ensaio 02**



Fonte: Próprio autor, 2017.

### 4.1.3 Valores Adotados

Abaixo se encontra o resumo dos valores adotados para as taxas de infiltração instantânea (mm/h), obtidas pelos métodos de Horton e Kostiakov para os ensaios 01 e 02.

Por representarem a pior situação, ocasião em que o solo se encontra teoricamente saturado, foram esses os valores utilizados no dimensionamento dos poços de infiltração, ajudando nos cálculos a favor da segurança.

**Quadro 9 - Valores adotados para taxa de infiltração instantânea**

<b>Ensaio 01</b>		<b>Ensaio 02</b>	
<i>Horton</i>	<i>Kostiakov</i>	<i>Horton</i>	<i>Kostiakov</i>
91,64 mm/h	164,89 mm/h	9,73 mm/h	13,29 mm/h

Fonte: Próprio autor, 2017.

Apesar de estarem contra a economia percebe-se que o ajuste pelo método de Horton apresenta resultados mais concisos, com uma faixa de valores para a relação tempo (min) x taxa de infiltração instantânea (mm/h) muito mais ampla em relação aos dados obtidos pelo ajuste de Kostiakov e por apresentar situações mais desfavoráveis de infiltração se encontram a favor da segurança no processo de dimensionamento dos poços de recarga.

## 4.2 NÚMERO DE POÇOS DE INFILTRAÇÃO

Os três métodos apresentados como metodologia são agora calculados para determinação da quantidade de poços que melhor contribuiria com a diminuição do escoamento superficial.

### 4.2.1 Método Racional

Segundo características do lote estudado, foi possível compor uma tabela, com cada subárea do terreno, relacionando seu tipo de superfície com seu respectivo coeficiente de deflúvio, para encontrar o coeficiente de deflúvio médio:

Tabela 16 - Coeficiente de runoff em função de cada sub-área

<b>Tipo de Superfície</b>	<b>Subárea Ai (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Coeficiente</b>
Asfalto	541,70	0,83
Concreto	47,78	0,88
Telha (fibrocimento)	207,57	0,85
Vegetação	219,76	0,08
<b>C</b>		<b>0,63</b>

Fonte: Próprio autor, 2017.

O coeficiente de deflúvio para as condições de pré-urbanização foi adotado, pela tabela da ASCE (1969), com um valor de 0,15, por representar um solo plano, de declividade de até 2% coberto com grama.

Por ser uma obra de pequeno porte com drenagem superficial, o tempo de retorno adotado foi de 5 anos, assim como recomendado pela IS-04 do DER-GO (2006, Costa et al., 2007, p.17).

Pela falta de dados da série histórica de precipitação para o município de Anápolis/GO, a previsão do volume de retenção levou em consideração um acréscimo de 10 min sobre o tempo de duração da precipitação a cada tentativa de determinação do volume de retenção, até que se apresentasse uma variação em (%) menor que 5% em relação ao volume de retenção anterior.

O volume de escoamento encontrado, para ser detido, foi de 34,129m<sup>3</sup> para uma precipitação de duração de 70min, sendo esse valor utilizado como a pior situação no dimensionamento dos poços de infiltração, assim como mostra a tabela abaixo:

Tabela 17 - Volume de Detenção

<b>C</b>		<b>Tr</b> <b>(anos)</b>	<b>td</b> <b>(min)</b>	<b>I</b> <b>(mm/min)</b>	<b>A</b> <b>(m<sup>2</sup>)</b>	<b>Qaf</b> <b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Qef</b> <b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Vd</b> <b>(m<sup>3</sup>)</b>	<b>ΔVd</b> <b>(%)</b>
<b>Pós Urb.</b>	<b>Pré Urb.</b>								
0,63	0,15	5	10	2,5194	1080,00	0,0288	0,0068	13,193	-
0,63	0,15	5	20	1,9452	1080,00	0,0222	0,0053	20,373	54,42
0,63	0,15	5	30	1,5897	1080,00	0,0182	0,0043	24,975	22,59
0,63	0,15	5	40	1,3473	1080,00	0,0154	0,0036	28,221	13,00
0,63	0,15	5	50	1,1709	1080,00	0,0134	0,0032	30,659	8,64
0,63	0,15	5	60	1,0367	1080,00	0,0118	0,0028	32,574	6,25
<b>0,63</b>	<b>0,15</b>	<b>5</b>	<b>70</b>	<b>0,9310</b>	<b>1080,00</b>	<b>0,0106</b>	<b>0,0025</b>	<b>34,129</b>	<b>4,77</b>

Fonte: Próprio autor, 2017.

Os volumes afluente e efluente, utilizados no cálculo dos volumes de detenção para cada tempo de precipitação, podem ser melhor visualizados abaixo:

**Tabela 18 - Volumes Afluente e Efluente**

<b>td (min)</b>	<b>Qaf (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Vaf (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Qef (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Vef (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Vd (m<sup>3</sup>)</b>
10	0,0288	17,275	0,0068	4,081	13,193
20	0,0222	26,675	0,0053	6,302	20,373
30	0,0182	32,701	0,0043	7,726	24,975
40	0,0154	36,951	0,0036	8,730	28,221
50	0,0134	40,144	0,0032	9,485	30,659
60	0,0118	42,651	0,0028	10,077	32,574
<b>70</b>	<b>0,0106</b>	<b>44,686</b>	<b>0,0025</b>	<b>10,558</b>	<b>34,129</b>

Fonte: Próprio autor, 2017.

O cálculo da área de infiltração necessária contempla os dois ensaios realizados por ambos os métodos apresentados, de Horton e de Kostiakov, com os valores mais desfavoráveis ao dimensionamento para a taxa de infiltração (mm/h), já calculados na seção 4.1.3.

Considerou-se, como já foi dito, um tempo de detenção de 24h, do volume escoado, nos poços de infiltração.

Sendo assim, as áreas de infiltração, necessárias para cada caso, podem ser vistas na tabela abaixo:

**Tabela 19 - Área de infiltração necessária (m<sup>2</sup>)**

<b>Ensaio nº</b>	<b>Método</b>	<b>q (mm/h)</b>	<b>Vd (m<sup>3</sup>)</b>	<b>tdet (h)</b>	<b>Ainf (m<sup>2</sup>)</b>
01	Horton	91,64	34,129	24	<b>15,518</b>
	Kostiakov	164,89	34,129	24	<b>8,624</b>
02	Horton	9,73	34,129	24	<b>146,149</b>
	Kostiakov	13,29	34,129	24	<b>107,000</b>

Fonte: Próprio autor, 2017.

Por fim, foi calculada a quantidade de poços de recarga necessários para cada método de ambos os ensaios, para os poços de dimensão de 2,0m, 2,5m e 3,0m de diâmetro, apresentados como medidas padrão no dimensionamento pelo método do manual de drenagem de Natal/RN, para que seja possível uma posterior comparação.

Todos os poços possuem um nível d'água máximo de 2,5m com uma revanche de transbordamento de 0,5m.

Os resultados mostram mais claramente para o solo do ensaio nº 02, que o método de Horton se mostra mais conservador, adotando uma maior quantidade de poços em relação à quantidade obtida pelo método de Kostiakov para os poços de mesmas dimensões, como pode ser observado na tabela abaixo:

Tabela 20 - Quantidade de poços

Ensaio nº	Método	Ainf (m <sup>2</sup> )	hágua (m)	Área do Poço (m <sup>2</sup> )			Nº de Poços		
				2,0 m	2,5 m	3,0 m	2,0 m	2,5 m	3,0 m
01	Horton	15,518	2,50	18,850	24,544	30,631	1	1	1
	Kostiakov	8,624	2,50	18,850	24,544	30,631	1	1	1
02	Horton	146,149	2,50	18,850	24,544	30,631	8	6	5
	Kostiakov	107,000	2,50	18,850	24,544	30,631	6	5	4

Fonte: Próprio autor, 2017.

#### 4.2.2 Método do Manual de Drenagem de Natal/RN

Apesar de ser um método para as condições da região de Natal/RN, é uma maneira oportuna de fazer comparações para as quantidades de poços, para o terreno do estudo de caso, pelo método racional.

O método consiste em calcular a área de contribuição de cada poço padrão adotado, ou seja, a área que cada poço contribui com a detenção do escoamento.

O pré-dimensionamento começa com a definição do diâmetro do tubo extravasor, que irá liberar o volume excedente na rede pública de drenagem pluvial.

Através da metodologia já apresentada, calcula-se a área de contribuição de cada poço padrão pelo modelo de pré-dimensionamento:

Tabela 21 - Pré-Dimensionamento

Poço Padrão (m)	Dext (mm)	Δh (m)	Superfície do Poço (m <sup>2</sup> )	Acpoço (m <sup>2</sup> )
2,00	75	0,500	3,14	606,910
2,50	75	0,500	4,91	640,632
3,00	75	0,500	7,07	657,191

Fonte: Próprio autor, 2017.

Posteriormente deve-se encontrar a mesma variável, só que pelo modelo do balanço hidrológico de 30 dias, através da relação dos dados da taxa de infiltração (mm/dia) com o respectivo coeficiente de runoff médio do terreno, através da tabela do manual de drenagem já apresentada:

**Tabela 22 - Balanço Hidrológico de 30 Dias**

<i>Ensaio n<sup>o</sup></i>	<i>Método</i>	<i>q (mm/h)</i>	<i>q (mm/dia)</i>	<i>C</i>	<i>Acpoço (m<sup>2</sup>)</i>		
					<b>2,0 m</b>	<b>2,5 m</b>	<b>3,0 m</b>
01	Horton	91,64	2199,36	0,63	500,000	500,000	500,000
	Kostiakov	164,89	3957,36	0,63	500,000	500,000	500,000
02	Horton	9,73	233,52	0,63	<b>280,000</b>	<b>400,000</b>	<b>500,000</b>
	Kostiakov	13,29	318,96	0,63	330,000	470,000	500,000

Fonte: Próprio autor, 2017.

A quantidade de poços. para cada dimensão adotada, é calculada sobre a menor área de contribuição encontrada pelos modelos de pré-dimensionamento e balanço hidrológico de 30 dias.

Levando em consideração a área do terreno e o coeficiente de fragilidade da sub-bacia, temos os números de poços:

**Tabela 23 - Número de poços de infiltração**

<b>Poço Padrão (m)</b>	<b>Acpoço (m<sup>2</sup>)</b>		<b>Acpoço (m<sup>2</sup>) mais desfavorável</b>	<b>k</b>	<b>A (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Npoços</b>
	<b>Pré-Dim.</b>	<b>Balanço Hidrológico 30 Dias</b>				
2,00	606,910	280,000	280,000	1,14	1080,000	<b>5</b>
2,50	640,632	400,000	400,000	1,14	1080,000	<b>4</b>
3,00	657,191	500,000	500,000	1,14	1080,000	<b>3</b>

Fonte: Próprio autor, 2017.

#### 4.2.3 Método de Anápolis

Para o cálculo do volume de reservatório necessário, segundo equação (29) na seção de metodologia, optou-se pela utilização de um tempo de duração da precipitação de 70 minutos para que fosse igual ao tempo encontrado para o cálculo pelo método racional e para pudesse se apresentar uma situação de precipitação mais desfavorável, a favor da segurança.

Assim como apresentado na seção 3.1, o terreno conta com uma área impermeável de 860,24m<sup>2</sup>.

Visto que a contribuição exigida, representada pelos 20% da área impermeável, da equação de Anápolis (29), é limitada em relação aos demais métodos, a quantidade de poços para deter tal escoamento foi a menor entre as demais calculadas, tornando a execução mais econômica, mas, exigindo um pouco mais do sistema público de drenagem pluvial.

As tabelas (24) e (25) apresentadas a seguir, mostram a quantidade de poços de recarga e o tempo de detenção do escoamento em cada um deles, para a taxa de infiltração de cada solo ensaiado, considerando ter sido calculado o volume final de reservatório necessário.

**Tabela 24 – Número de poços de recarga: considerando o cálculo de volume de reservatório necessário**

Poço Padrão (m)	V (m <sup>3</sup> )	Vpoço (m <sup>3</sup> )	Qtdepoços
2,00	12,043	7,854	2
2,50	12,043	12,272	1
3,00	12,043	17,671	1

Fonte: Próprio autor, 2017.

Observa-se um tempo de detenção muito longo, de quase três dias, para a menor taxa de infiltração, referente ao ensaio 02 pelo método de Horton, destacado na tabela seguinte:

**Tabela 25 - Tempo de detenção: considerando o cálculo de volume de reservatório necessário**

Ensaio	Método	q (mm/h)	qv (m <sup>3</sup> /h)			V (m <sup>3</sup> )	tdet (h)		
			2,0	2,5	3,0		2,0	2,5	3,0
1	Horton	91,64	1,727	2,249	2,807	12,043	6,97	5,35	4,29
	Kostiakov	164,89	3,108	4,047	5,051	12,043	3,87	2,98	2,38
2	Horton	9,73	0,183	0,239	0,298	12,043	<b>65,66</b>	<b>50,43</b>	<b>40,41</b>
	Kostikov	13,29	0,251	0,326	0,407	12,043	48,08	36,92	29,58

Fonte: Próprio autor, 2017.

Por fim, a tabela (26) mostra o número de poços de recarga necessários, considerando para a equação de Anápolis o cálculo de um volume de detenção, e levando em consideração as taxas de infiltração encontradas na pesquisa com um tempo de detenção máximo de 24h.

Os cálculos das áreas de infiltração referentes a cada poço padrão já foram feitos pela tabela (19) da seção 4.2.1, por isso, não serão reproduzidos novamente na tabela abaixo.

Tabela 26 - Número de poços de recarga: considerando o cálculo de um volume de detenção

Ensaio	Método	q (mm/h)	tdet (h)	V (m <sup>3</sup> )	Ainf (m <sup>2</sup> )	Número de Poços		
						2,0	2,5	3,0
01	Horton	91,64	24	12,043	5,476	1	1	1
	Kostiakov	164,89	24	12,043	3,043	1	1	1
02	Horton	9,73	24	12,043	51,572	<b>3</b>	<b>3</b>	<b>2</b>
	Kostiakov	13,29	24	12,043	37,757	2	2	1

Fonte: Próprio autor, 2017.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

De acordo com os resultados obtidos pôde-se fazer um comparativo das quantidades de poços de recarga necessários ao lote em estudo por cada método analisado, alcançando assim o objetivo do estudo em dimensionar um sistema de drenagem na fonte que contribuísse com o funcionamento dos sistemas públicos de manejo de águas pluviais já existentes, evitando sobrecarregar o sistema de macrodrenagem à jusante.

As metodologias utilizadas foram cruciais na obtenção dos dados que pudessem levar à dimensão das soluções para os problemas causados por tormentas.

Devido às peculiaridades de cada método, diferentes e discrepantes quantidades de poços seriam necessários.

Analisando os piores casos, caímos sempre no solo do ensaio nº 02 que pelo método de Horton apresentou as piores taxas de infiltração, motivo pelo qual demandaram as maiores quantidades para poços como soluções para o controle de inundações na fonte.

Observa-se pela tabela (27), que mostra as maiores quantidades calculadas para cada método, que o método racional se mostra conservador, porém, muitas vezes inviável e antieconômico, devido à alta quantidade de poços como solução de se aproximar da vazão de pré-urbanização.

O autor pensa que como solução de aplicação prática, a quantidade de poços possa ser reduzida, devido a fatores de cálculo que por si só já se comprometem com a segurança de projeto como é o caso da taxa de infiltração adotada para o solo em condição de saturação, que para o tempo de duração de precipitação adotada só ocorreria quando a mesma estivesse por findar.

Tal redução ocorreria sem prejuízos ao sistema público de drenagem que receberia um volume extravasado maior, mas que mesmo assim, estaria contemplado com uma medida de auxílio à redução de sobrecarga no sistema à jusante.

**Tabela 27 - Quantidades de poços padrão necessários**

Método	Poços Padrão		
	2,0 m	2,5 m	3,0 m
Racional	8	6	5
Natal	5	4	3
Anápolis	3	3	2

Fonte: Próprio autor, 2017.

A equação estabelecida para Anápolis definiu as menores quantidades de poços encontrados, devido a exigir uma contribuição que se ocorresse de forma ideal, seria de 40% dos escoamentos, sem se preocupar com a vazão de pré-urbanização.

Nesse método as menores quantidades, apesar de extravasarem mais, representam uma evolução no âmbito ambiental ao colocar como lei a obrigatoriedade de poços de infiltração para todas as edificações com área construída acima de 80,00 m<sup>2</sup>.

O sistema público de drenagem pluvial que antes recebia todo o escoamento, agora deve ser auxiliado por todas as edificações.

Por fim, o método do manual de drenagem de Natal/RN, foi o que apresentou resultados intermediários, mesmo com a majoração de suas quantidades pelo coeficiente de fragilidade da sub-bacia, compatíveis com a execução das soluções propostas devido a ficarem menos custosas e trabalhosas.

Além de se apresentar um método com soluções interessantes, é de fácil aplicação.

As soluções aqui encontradas, tomaram como base apenas os ensaios de infiltração no solo, que puderam ser realizados sem maiores problemas e com aparatos bem simples.

A construção de poços de recarga, no entanto, requer o auxílio de um engenheiro que realize as ponderações e considerações necessárias com a elaboração dos memoriais de cálculo e assinatura da responsabilidade técnica sobre a obra.

Se cada morador de sua cidade se comprometesse com as causas ambientais, respeitando a natureza como elemento integrante da sociedade, obedecesse às normas do plano diretor, referentes ao zoneamento, e pudesse contribuir com a instalação de poços de recarga como auxílio ao sistema de drenagem já existente, que cada vez se sobrecarrega ainda mais por consequência da impermeabilização causada pelo progresso, a qualidade das águas e seu manejo seriam bem melhores com a certeza de atenuação das consequências danosas causadas pela problemática das precipitações no âmbito sócio-econômico.

## REFERÊNCIAS

ABREU, Nair Júlia Andrade de ; ZANELLA, Maria Eliza; MEDEIROS, Marysol Dantas de . O papel da educação ambiental no desenvolvimento da percepção dos riscos de inundações e prevenção de acidentes e desastres. Revbea, São Paulo, v. 11, n. 1, p. 97-107, jan. 2016. Disponível em: <<http://www.sbectur.org.br/revbea/index.php/revbea/article/view/4558/3101>>. Acesso em: 25 mar. 2017.

ANÁPOLIS. **Plano Diretor. Lei Complementar nº001 de 15 de fev. 2016**, art.88. Anápolis, GO.

ARAÚJO, P. R., TUCCI, C. E. M., GOLDENFUM J. A. **Avaliação da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução do escoamento superficial**. Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRG. Porto Alegre, 2000.

BARBOSA, Francisco de Assis dos Reis. **Medidas de proteção e controle de inundações urbanas na bacia do rio Mamanguape/PB**. 2006. 116 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana)- Engenharia Urbana, UFPB, João Pessoa, 2006. Disponível em: <[http://www.cprm.gov.br/publique/media/diss\\_franciscobarbosa.pdf](http://www.cprm.gov.br/publique/media/diss_franciscobarbosa.pdf)>. Acesso em: 11 abr. 2017.

BOTELHO, Manuel Henrique Campos. **Águas de chuva: engenharia das águas pluviais**. 3. ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda., 2011. 297 p.

BRASIL. **Cosntituição Federal de 1988**, art.225. Brasília, DF.

CAMAPUM DE CARVALHO, José; LELIS, Ana Cláudia. **Cartilha infiltração: série geotecnia UNB**. Brasília: [s.n.], 2010. 36 p. v.2. Disponível em: <[http://www.geotecnia.unb.br/downloads/publicacoes/cartilhas/cartilha\\_infiltracao\\_2010.pdf](http://www.geotecnia.unb.br/downloads/publicacoes/cartilhas/cartilha_infiltracao_2010.pdf)> Acesso em: 14.set. 2017.

CANHOLI, Aluísio Pardo. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2005. 302 p.

CARVALHO, D.F.; SILVA, L.D.B. Irrigação e Drenagem. **Hidrologia**. UFRJ, Rio de Janeiro, mai.2007. Disponível em: <<http://www.ufrj.br/institutos/it/deng/jorge/downloads/APOSTILA/LICA%20Parte%201.pdf>>. Acesso em: 22 mai.2017.

CARVALHO, Karollyne Oliveira de. **Drenagem pluvial urbana convencional x sustentável: estudo de caso nos bairros Baraúna e Centenário – Feira de Santana – Bahia**. 2010. 79 p. TCC (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Feira de Santana – UEFS, Feira de Santana - Bahia, 2010. Disponível em: <<http://civil.uefs.br/DOCUMENTOS/KAROLLYNE%20OLIVEIRA%20DE%20CARVALHO.pdf>>. Acesso em: 04 jun 2017.

COLLISCHONN, Bruno. Exercício infiltração: hidrologia. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=fPR9iPYtPSk>>. Acesso em: 17 set. 2017.

Curso Básico de Hidrologia Urbana: nível 3 / COSTA, Alfredo Ribeiro da; SIQUEIRA, Eduardo Queija de; MENEZES FILHO, Frederico Carlos Martins de. Brasília: ReCESA, 2007. 130p. il.

DECINA, Thiago Galvão Tiradentes; BRANDÃO, João Luiz Boccia. Análise de desempenho de medidas estruturais e não estruturais de controle de inundações em uma bacia urbana. **Eng Sanit Ambient**, [S.l.], v. 21, n. 1, p. 207-217, mar. 2016. Disponível em: <<http://www.scielo.br/pdf/esa/v21n1/1413-4152-esa-21-01-00207.pdf>>. Acesso em: 05 jun. 2017.

DIAS, Fernanda Spitz; ANTUNES, Patrícia Tainá da Silva Correa. **Estudo comparativo de projeto de drenagem convencional e sustentável para controle de escoamento superficial em ambientes urbanos**. 2010. 100 p. TCC (Graduação em Engenharia Civil) – Escola Politécnica – UFRJ, Rio de Janeiro, 2010. Disponível em: <<http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10000312.pdf>>. Acesso em: 15 maio 2017.

FUZIY, Christiane Assunção et al. Águas em ambientes urbanos: facilitadores da infiltração e qualidade das águas. *Águas em ambientes urbanos*, São Paulo, p. 1-13, jan. 2012.

GOMES, Cárin Raquel Grassmann. **Análise da importância da educação ambiental na prevenção das enchentes: um estudo em Blumenau/SC**. 2013. 43 p. Monografia (Especialização em Educação Ambiental)- Centro de Ciências Rurais, UFSM, Santa Maria, 2013. Disponível em: <[http://repositorio.ufsm.br/bitstream/handle/1/641/Gomes\\_Carin\\_Raquel\\_Grassmann.pdf?sequence=1](http://repositorio.ufsm.br/bitstream/handle/1/641/Gomes_Carin_Raquel_Grassmann.pdf?sequence=1)>. Acesso em: 14 abr. 2017.

GONÇALVES, Andre Bertoletti; OLIVEIRA, Rafael Henrique de. **ÁGUA EM AMBIENTES URBANOS, PHA2537.**, 2014, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. **Pavimentos permeáveis e sua influência sobre a drenagem...** São Paulo: [s.n], 2014. 10 p. Disponível em: < [www.pha.poli.usp.br/LeArq.aspx?id\\_arq=11805](http://www.pha.poli.usp.br/LeArq.aspx?id_arq=11805)>. Acesso em: 28 maio 2017.

GRIBBIN, John E. **Introdução à hidráulica e hidrologia na gestão de águas pluviais** / John E. Gribbin; [tradução: Glauco Peres Damas]. -- São Paulo: Cengage Learning, 2009.

**Inundações Urbanas na América do Sul** / Carlos E. M. Tucci, Juan Carlos Bertoni (organizadores). - Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2003.

JÚNIOR, Valdevino José dos Santos. Avaliação de fragilidade no sistema de drenagem pluvial urbana: o caso da bacia hidrográfica do córrego das Melancias em Montes Claros – MG. **Revista Monografias Ambientais – REMOA**, UFSM – Santa Maria, v. 13, n. 5, p. 3986-3997, dez. 2014. Disponível em: < <https://periodicos.ufsm.br/remoa/article/viewFile/15125/pdf> >. Acesso em: 27 maio 2017.

MIGUEZ, Marcelo Gomes; VERÓL, Aline Pires; REZENDE, Osvaldo Moura. **Drenagem urbana: do projeto tradicional à sustentabilidade**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2015. 384 p.

NATAL, Prefeitura Municipal. **Manual de Drenagem**. Natal 2009. 256p.

NETTO, José Martiniano de Azevedo et al. **Manual de hidráulica**. 8. ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda., 1998. 669 p.

ONNIG, James. A construção dos polders na Holanda. Disponível em: <<https://professorjamesonnig.wordpress.com/2012/11/20/a-construcao-dos-polders-na-holanda/>>. Acesso em: 10 maio 2017.

PINTO, N.L.S.; HOLTZ, A.C.T.; MARTINS, J.A.; GOMIDE, F.L.S. (1976) Hidrologia Básica. São Paulo: Edgard Blucher.

REIS, Ricardo Prado Abreu; OLIVEIRA, Lúcia Helena de; SALES, Maurício Martinés. Sistemas de drenagem na fonte por poços de infiltração de águas pluviais. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 8, n. 2, p. 99-117, jun. 2008. Disponível em: <[https://www.researchgate.net/profile/L\\_Oliveira3/publication/237504827\\_Sistemas\\_de\\_drenagem\\_na\\_fonte\\_por\\_pocos\\_de\\_infiltracao\\_de\\_aguas\\_pluviais/links/54f705230cf210398e9080f8/Sistemas-de-drenagem-na-fonte-por-pocos-de-infiltracao-de-aguas-pluviais.pdf](https://www.researchgate.net/profile/L_Oliveira3/publication/237504827_Sistemas_de_drenagem_na_fonte_por_pocos_de_infiltracao_de_aguas_pluviais/links/54f705230cf210398e9080f8/Sistemas-de-drenagem-na-fonte-por-pocos-de-infiltracao-de-aguas-pluviais.pdf)>. Acesso em: 14 jun. 2017.

RIGHETTO, A.M.; MOREIRA, L.F.F.; SALES, T.E.A. PROSAB5: **Manejo de águas pluviais urbanas**. Disponível em: <[https://www.finep.gov.br/images/apoio-e-financiamento/historico-de-programas/prosab/prosab5\\_tema\\_4.pdf](https://www.finep.gov.br/images/apoio-e-financiamento/historico-de-programas/prosab/prosab5_tema_4.pdf)>. Acesso em: 12 mar. 2017.

RIGHETTO, J.M.; MEDIONDO, E.M.; RIGHETTO A.M. Modelo de seguro para riscos hidrológicos. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 12, n. 2, p. 107-113, abr./jun. 2007.

SÃO PAULO. Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; diretrizes para projetos**. São Paulo SMDU, 2012. 128 p. il. v.3. Disponível em: <[http://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/upload/desenvolvimento\\_urbano/arquivos/manual-drenagem\\_v3.pdf](http://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/upload/desenvolvimento_urbano/arquivos/manual-drenagem_v3.pdf)> Acesso em: 02 de abr. de 2017.

SOUZA, Christopher Freire; GONÇALVES, Lidiane Souza; GOLDENFUM, Joel Avruch. Planejamento integrado de sistemas de drenagem urbana. **Planejamento integrado de sistemas de drenagem urbana**, IPH/UFRGS, p. 1-50, abril. 2007. Disponível em: <[http://www.ctec.ufal.br/professor/cfs/Apostila\\_PlanejamentoDrenagemUrbana.pdf](http://www.ctec.ufal.br/professor/cfs/Apostila_PlanejamentoDrenagemUrbana.pdf)>. Acesso em: 14 maio 2017.

TOMAZ, Plínio. **Cálculos hidrológicos e hidráulicos**. [S.l.: s.n.], 2015. 103 p. Disponível em: <[http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos\\_livros/livro\\_calculoshidrolicos/Capitulo%2005-%20Microdrenagem.pdf](http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos_livros/livro_calculoshidrolicos/Capitulo%2005-%20Microdrenagem.pdf)>. Acesso em: 24 maio 2017.

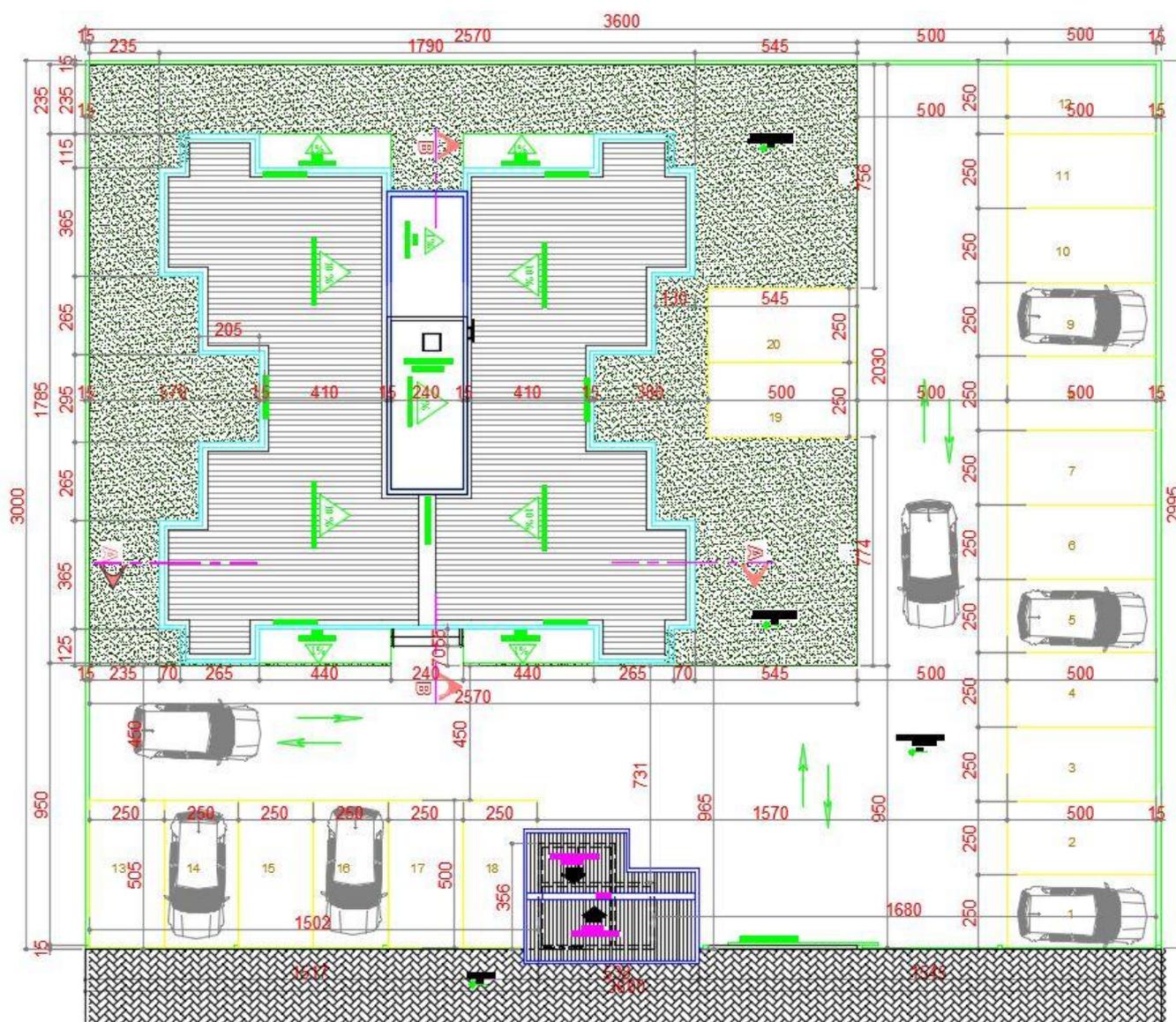
TOMAZ, Plínio. Capítulo 86: Infiltração pelo método de Horton. **Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais**, [S.l.], p. 1-10, out. 2010. Disponível em: <[http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/capitulo\\_86\\_infiltracao\\_hrton.pdf](http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/capitulo_86_infiltracao_hrton.pdf)>. Acesso em: 17 set. 2017.

TOMINAGA, Erika Naomi de Souza. **Urbanização e cheias**: medidas de controle na fonte. 2013. 137 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, USP, São Paulo, 2013. Disponível em: <[www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3147/tde-19092014.../Dissert\\_Tominaga.pdf](http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3147/tde-19092014.../Dissert_Tominaga.pdf)>. Acesso em: 28 maio 2017.

TUCCI, Carlos E. M. Águas Urbanas: Desenvolvimento Urbano. **Águas Urbanas**, [S.l.], p. 97-112, jun. 2008. Disponível em:<<http://www.scielo.br/pdf/ea/v22n63/v22n63a07.pdf>>. Acesso em: 13 maio 2017.

WATANABE, Roberto Massaru. **Área de contribuição**. Disponível em: <<http://www.ebanataw.com.br/drenagem/area.htm>>. Acesso em: 24 maio 2017.

## ANEXO A – LOTE FICTÍCIO PARA O CÁLCULO DAS QUANTIDADES DE POÇOS DE RECARGA



PLANTA DE LOCAÇÃO E COBERTURA  
ESCALA: 1/100