

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LUIZ AFONSO ROSA DE LIMA SILVA

ESTUDO DO AMORTECIMENTO DE VAZÕES DE PICO ATRAVÉS DE UMA
BACIA DE DETENÇÃO E RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO *IN LOCO* EM UMA
SUB-BACIA HIDROGRÁFICA NO MUNICÍPIO DE PATO BRANCO - PR

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PATO BRANCO

2017

LUIZ AFONSO ROSA DE LIMA SILVA

ESTUDO DO AMORTECIMENTO DE VAZÕES DE PICO ATRAVÉS DE UMA
BACIA DE DETENÇÃO E RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO *IN LOCO* EM UMA
SUB-BACIA HIDROGRÁFICA NO MUNICÍPIO DE PATO BRANCO - PR

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito parcial à
obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil, da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná, *Câmpus*
Pato Branco.

Orientador: Prof. Dr. Ney Lyzandro
Tabalipa.

PATO BRANCO

2017



TERMO DE APROVAÇÃO

ESTUDO DO AMORTECIMENTO DE VAZÕES DE PICO ATRAVÉS DE UMA BACIA DE DETENÇÃO E RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO *IN LOCO* EM UMA SUB-BACIA HIDROGRÁFICA NO MUNICÍPIO DE PATO BRANCO - PR

LUIZ AFONSO ROSA DE LIMA SILVA

No dia 20 de junho de 2017, às 16h31min, na SALA M009 da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, este trabalho de conclusão de curso foi julgado e, após arguição pelos membros da Comissão Examinadora abaixo identificados, foi aprovado como requisito parcial para a obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, conforme Ata de Defesa nº 11-TCC/2017.

Orientador: Prof. Dr. NEY LYZANDRO TABALIPA (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 1 da Banca: Prof. Dr. CESAR AUGUSTO MEDEIROS DESTRO (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 2 da Banca: Prof. Dr. MURILO CESAR LUCAS (DACOC/UTFPR-PB)

Dedico àqueles que se foram sem saber a importância que tiveram na minha formação como pessoa: Vó Maria, Tia Nega e Tio Zé.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço à minha família. Minha mãe, Yolanda Salustiano da Silva e meu pai Roilço Rosa de Lima, que sempre me apoiaram em minhas decisões, me aconselharam e criticaram quando preciso no decorrer da faculdade e de minha vida. Foram vocês os meus maiores incentivadores durante a faculdade, e a quem serei eternamente grato pela pessoa que me tornei.

Ao meu irmão Carlos Tassio Rosa de Lima Silva, pelo exemplo de dedicação que sempre me deu, a quem sempre admirei e me espelhei no decorrer da minha vida, e pela amizade incondicional de irmão que a vida nos proporcionou. Agradeço também à minha vó loura pelo carinho e apoio.

À minha namorada Wilna Ferreira Souza, por sempre estar ao meu lado nas horas difíceis. Pelo amor, carinho e companheirismo em todos os momentos. Por sempre me ajudar quando preciso, mesmo não podendo. Saiba, que sem você não seria possível. Te amo.

Àqueles com quem compartilhei uma moradia e as melhores recordações de Pato Branco, os Brothers Eduardo Leão (Buda), Guilherme Viana (Nikito) e Renan Vinícius. Com vocês, vivenciei as melhores risadas e descobri o real valor da amizade. Saibam que jamais os esquecerei, mesmo distante.

À Taislaine Costa, pela amizade e companheirismo no decorrer da universidade. Ao Alessandro Pasa pela amizade, parceria e ajuda no TCC. Aos meus amigos “canadenses”, Alison Macambira e Diogo Vieira, pelos momentos vividos no exterior e pelo apoio mesmo distantes.

Ao meu orientador Ney Lyzandro Tabalipa, pelo fornecimento do tema do TCC, e ao professor Murilo pela ajuda no início da realização do mesmo.

Aos professores de Engenharia Civil da UTFPR, que fizeram parte da minha formação profissional. À CAPES e ao Governo Federal por me proporcionar o estudo no exterior pelo CSF. Enfim, a todos os outros amigos e pessoas que de certa forma fizeram parte da minha formação e àqueles que sempre estiveram ao meu lado, meus agradecimentos.

“Insanidade é fazer sempre a mesma coisa várias e várias vezes esperando obter um resultado diferente. Loucura também é ligar 100% do profissional e perder a nossa sensibilidade humana e o sentido da vida que são as pessoas.”

Albert Einstein

RESUMO

As inundações urbanas representam uma grande geradora de gastos para as autoridades no contexto atual. Muito da causa deste problema se deve à insistência no uso de drenagem convencional para afastar vazões nos meios urbanos, o que leva a um aumento na vazão de pico a jusante. A partir disso, as medidas não convencionais de drenagem urbana aparecem como solução para tais problemas, visto que estas procuram reservar as vazões na fonte, visando uma pré urbanização das áreas de drenagem. Neste trabalho, objetivou-se avaliar o comportamento hidráulico de uma bacia de retenção e reservatórios de retenção *in loco*, no que tange ao amortecimento de vazões de pico. Os métodos racional e do NRCS-CN foram utilizados para se determinar as vazões de projeto em cada caso, e o método numérico *Level Pool Routing*, no dimensionamento dos reservatórios e da bacia. Ao final, verificou-se que a bacia de retenção estudada perde a eficiência quando utilizada para conter chuvas de período de retorno diferente àquele para o qual foi dimensionada 50 anos. Isso se deve ao fato do dispositivo de saída da bacia ter dimensões muito grande, o qual libera praticamente toda a vazão quando chuvas menos intensas acontecem. Os reservatórios de retenção em lote propostos apresentaram ótimos resultados quanto ao amortecimento de vazão de saída do lote. Contudo, quando estimado o efeito destes na bacia hidrográfica como um todo, uma eficiência muito baixa foi verificada. Isso se deve ao fato da área residencial na bacia, local de implantação hipotética dos reservatórios, não ser tão significativa quanto às áreas restantes da bacia, que em sua maioria, também geram escoamento superficial alto. No mais, um orçamento dos reservatórios também foi realizado e comparado ao orçamento de construção da bacia. A implantação dos reservatórios se mostrou com custo inferior. Conclui-se, portanto, que os dois métodos de drenagem urbana não convencional conseguem amortecer a vazão de pico da bacia, mas com baixa eficiência, na maioria dos casos. Deste modo, sugere-se que se empregue técnicas auxiliares de drenagem, em conjunto às estudadas neste trabalho, que vise conter as águas pluviais oriundas do restante da bacia em busca de melhores taxas de amortecimento da vazão de pico, e conseqüente contenção de inundações urbanas.

Palavras Chave: Bacia. Escoamento superficial. Hidrograma. Inundações urbanas. Medidas não convencionais. Reservatórios. Vazão de pico.

ABSTRACT

Urban floods are one of the main source of government spending nowadays. This is due to the insistence on the use of conventional drainage to avoid outflows in urban environments, which leads to an increase of the downstream peak flow rate. Therefore, the non-conventional measures of urban drainage appear as a solution for such problems, since these seek to reserve the flows at the source, foreseeing a pre-urbanization of the drainage areas. The objective of this study was to evaluate the hydraulic behavior of a detention basin and on-site reservoirs, in relation to the reduction of peak flows. The Rational method and NRCS-CN method were used to determine the design flows in the cases, and the numerical method, Level Pool Routing, were used in the design of the reservoirs and of the basin. In the end, it was verified that the studied basin loses the efficiency when used to contain rains of a return period different than the one for which it was sized, which was 50 years. This is due to the outlet device of the basin has very large dimensions, which releases almost all the flow when less intense rains occurs. The on-site reservoirs presented excellent results regarding the reduction of outflow individually. However, when estimated the effect of these on the watershed as a whole, a very low efficiency has been verified. This is because the residential area in the watershed, that is the hypothetical location to implement the reservoirs, is not as significant as the remaining areas of the watershed, which, in general, also generate high surface runoff. In addition, an expenses budget of the on-site reservoirs was also made to be compared with to the budget of the construction of the detention basin, at where it was clear that the reservoirs were shown to have lower cost. It was concluded that the two methods of non-conventional urban drainage can reduce the peak flow of the watershed, but both with low efficiency in most cases. Thus, it is suggested that auxiliary drainage techniques, along with those presented in this study, can be used to contain the rainwater coming from the rest of the watershed to obtain better results in reducing the peak flow, and consequently avoid urban floods.

Keywords: Watershed. Surface runoff. Hydrograph. Urban floods. Non-conventional measures. Reservoirs. Peak Flow Rate.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ocupação de área de inundação ribeirinha.....	20
Figura 2 – Sistema de microdrenagem.	21
Figura 3 – Hidrogramas de diferentes situações hidrológicas.....	24
Figura 4 – Exemplos de dispositivos de infiltração: valas de infiltração (acima), trincheira de infiltração (esquerda) e bacia de percolação (direita).	27
Figura 5 – Esquema Construtivo de Reservatório de armazenamento das águas. ..	28
Figura 6 – Bacias de Retenção e Detenção.....	31
Figura 7 – Hidrograma típico de uma bacia de detenção.....	32
Figura 8 – Curva I-D-F para diferentes períodos de retorno da cidade de Santos. ...	35
Figura 9 – Tipos de escoamento na bacia hidrográfica.....	37
Figura 10 - Hidrograma Triangular do SCS.....	44
Figura 11 – Volume aproximado de detenção.....	48
Figura 12 – Comparação de métodos simplificados.....	49
Figura 13 – Método Gráfico de Horn.	50
Figura 14 –Gráficos do Método de Akan.	50
Figura 15 – Gráficos desenvolvido por Porto.	52
Figura 16 - Galerias de fundo em bacias de detenção.....	54
Figura 17 - Localização do Município de Pato Branco	57
Figura 18 - Bairros da área estudada.....	58
Figura 19 - Fluxograma dos Métodos utilizados.....	59
Figura 20 – Sub-bacias hidrográficas e detalhe do sentido do escoamento superficial.	70
Figura 21 – Bacia Hidrográfica da área de estudo.	71
Figura 22 – Imagem de Satélite GeoEye-1 com Bacia hidrográfica sobreposta.	72
Figura 23 – Mapa de uso do solo da bacia hidrográfica.....	72
Figura 24 - Mapa definitivo de uso do solo com correções	74
Figura 25 – Distribuição Temporal da chuva.....	75
Figura 26 – Precipitação total e efetiva distribuídas no tempo.	77
Figura 27 – Hidrograma Triangular Unitário da bacia.....	78
Figura 28 – Cálculo do Hidrograma final de projeto.	79
Figura 29 – Projeto Bacia de Detenção.....	80
Figura 30 – Superfície da bacia de detenção na cota de 770 m e 767 m.	81

Figura 31 – Curva Cota-Volume da Bacia.....	82
Figura 32 – Curva Cota-Vazão da Bacia.....	84
Figura 33 – Relação armazenamento e vazão de saída.....	86
Figura 34 – Hidrogramas afluente e efluente da bacia.....	88
Figura 35 - Hidrogramas para vários períodos de retorno.....	90
Figura 36 - Aproximação do Hidrograma afluente pela função Gama.....	91
Figura 37 - Obtenção de Q^* e V^* no gráfico de Porto	92
Figura 38 – Hidrograma de entrada do Método Racional.....	94
Figura 39 – Curvas Cota-Volume e Cota-Vazão do Reservatório.....	95
Figura 40 – Curva do método Puls.....	96
Figura 41 – Hidrogramas de Entrada e Saída do Reservatório de Detenção <i>in loco</i>	97

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Conceito de Canalização x Conceito de Reservação	25
Quadro 2 - Períodos de retorno para projetos de drenagem urbana.....	34
Quadro 3 – Coeficiente de escoamento superficial para tempo de retorno TR = 10 anos.	40
Quadro 4 – Grupos hidrológicos dos solos do método NRCS.....	45
Quadro 5 – Valores de CN para áreas urbanas.	46
Quadro 6 – Valores de Cv em função de H/D.	54
Quadro 7 – Áreas correspondentes a cada tipo de uso do solo.....	73
Quadro 8 - Dados de saída do método Puls.	88
Quadro 9 - Eficiência Hidráulica da bacia de detenção para diferentes TR	90
Quadro 10 - Dados de entrada para método de Porto	92
Quadro 11 - Eficiência Hidráulica para diferentes TR dos Reservatórios de detenção in loco	98
Quadro 12 - Vazões Máxima da Bacia com e sem detenção in loco	99

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores dos parâmetros hidrológicos determinados.....	74
Tabela 2 – Distribuição Temporal da Chuva.	75
Tabela 3 – Valores de CN para cada tipo de uso do solo.	76
Tabela 4 – Precipitação Total e Efetiva em blocos alternados.	76
Tabela 5 – Cálculo da vazão unitária.	77
Tabela 6 – Vazão máxima para cada bloco de chuva efetiva.	78
Tabela 7 – Características físicas da Bacia de Detenção.	81
Tabela 8 – Volumes de reservação para diferentes níveis d'água.	82
Tabela 9 – Vazões de Saída para diferentes lâminas d'água.	83
Tabela 10 – Relação armazenamento e vazão de saída.	86
Tabela 11 – Início do processo iterativo do método Puls	87
Tabela 12 – Cálculo do tempo de concentração.	93
Tabela 13 – Vazão Máxima pelo Método Racional.	94
Tabela 14 – Orçamento reservatórios de detenção.	100
Tabela 15 - Comparação do orçamento das obras de detenção.....	100

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	OBJETIVO GERAL.....	16
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	16
1.3	JUSTIFICATIVA.....	17
2	REFERENCIAL TEÓRICO	19
2.1	URBANIZAÇÃO E INUNDAÇÕES URBANAS	19
2.2	SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA	21
2.2.1	Microdrenagem.....	21
2.2.2	Macrodrenagem.....	22
2.3	MÉTODOS CONVENCIONAIS DE DRENAGEM URBANA	23
2.4	MÉTODOS NÃO CONVENCIONAIS DE DRENAGEM URBANA	23
2.4.1	Reservação in loco	28
2.4.2	Bacias de Detenção e Retenção	30
2.5	ESTUDOS HIDROLÓGICOS	33
2.5.1	Período de Retorno	33
2.5.2	Curva de Intensidade-Duração-Frequência (IDF).....	34
2.5.3	Tempo de Concentração	36
2.5.4	Vazão de projeto.....	38
2.5.4.1	<i>Método Racional</i>	39
2.5.4.2	<i>Método NRCS-CN (Curva Número)</i>	41
2.6	DIMENSIONAMENTO DE BACIAS DE DETENÇÃO	46
2.6.1	Métodos de pré-dimensionamento	47
2.6.2	Método Level Pool Routing (Puls)	52
3	MATERIAIS E MÉTODOS	55
3.1	LOCAL DE ESTUDO	55
3.2	MATERIAIS	58
3.3	MÉTODOS	59
3.3.1	Delimitação da Bacia Hidrográfica.....	60
3.3.2	Mapa de Uso do Solo	60

3.3.3	Parâmetros Hidrológicos	61
3.3.4	Precipitação Efetiva	62
3.3.5	Vazão e Hidrograma de Projeto	62
3.3.6	Bacia de Detenção	63
3.3.6.1	<i>Método Level Pool Routing (Puls)</i>	64
3.3.6.2	<i>Método Gráfico de Porto</i>	66
3.3.7	Reservatórios de Detenção in loco	67
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	70
4.1	DELIMITAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA	70
4.2	MAPA DE USO DO SOLO	71
4.3	PARÂMETROS HIDROLÓGICOS.....	74
4.4	PRECIPITAÇÃO EFETIVA (NRCS-CN)	75
4.5	VAZÃO E HIDROGRAMA DE PROJETO.....	77
4.6	BACIA DE DETENÇÃO	80
4.6.1	Características Físicas	80
4.6.2	Método Level Pool Routing (Puls)	82
4.6.3	Método Gráfico de Porto.....	91
4.7	RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO IN LOCO	93
4.7.1	Hidrograma de Entrada	93
4.7.2	Dimensionamento dos Reservatórios	95
4.7.3	Estimativa de Amortecimento na Vazão de Pico da Bacia	98
4.8	AVALIAÇÃO ECONÔMICA PRELIMINAR	99
5	CONCLUSÃO.....	102
	REFERÊNCIAS.....	105
	APÊNDICE A	109
	APÊNDICE B	110
	APÊNDICE C	113
	APÊNDICE D	114
	APÊNDICE E	117
	APÊNDICE F.....	121
	ANEXO A.....	122

1 INTRODUÇÃO

As inundações urbanas se transformaram em um sério problema para a sociedade nas últimas décadas. Estes eventos geram uma série de consequências sociais, econômicas e ambientais. Dentre elas, destacam-se os danos materiais e psicológicos sofridos pela população, problemas de saúde pública devido à transmissão de doenças pela água, e a deterioração das redes de infraestrutura das cidades.

A população é quem sofre imediatamente as consequências das inundações urbanas com perdas materiais e de vidas. No entanto, o custo de todas as adversidades causadas pelo alagamento dos meios urbanos recai de forma direta ou indireta sobre o poder público. Estes custos poderiam ser minimizados significativamente caso os investimentos em infraestrutura urbana fossem utilizados de forma adequada pelas autoridades. A situação no Brasil é agravada pelo elevado índice pluviométrico anual, quando comparado à países de clima subtropical e temperado. Além disso, as precárias condições de infraestrutura do país contribuem para as consequências adversas das inundações urbanas.

Os governantes de muitos países não souberam planejar o crescimento das cidades, permitindo aglomerações subnormais em áreas de risco em áreas de rios. O Brasil, por exemplo, segundo o IBGE (2010), comporta 3,22 milhões de domicílios situados em regiões de ocupação subnormal, como favelas, comunidades carentes e vilas em periferias urbanas. Ao todo, são 11,43 milhões de pessoas vivendo nestes locais. Nos períodos das enchentes naturais, estas localidades se transformam, frequentemente, em cenários de catástrofe, como a ocorrida em 2011 no Rio de Janeiro, quando desmoronamentos causados pelas fortes chuvas, levaram a óbito mais de 700 pessoas (Ministério da Integração Nacional, 2011).

Além disso, as condições precárias de saneamento acarretam problemas ambientais e de saúde pública, devido à poluição dos corpos hídricos e a transmissão de doenças pela água nos eventos de enchentes. São nessas áreas também, onde se concentram as vazões transferidas de montante devido ao rápido escoamento superficial, agravando ainda mais a delicada situação nessas localidades.

O aumento de problemas com a drenagem urbana, como as inundações, tem como causa principal o processo acelerado de urbanização. Para Canholi, (2014), o

crescimento das cidades trouxe consigo a impermeabilização de vias urbanas, as quais acelera o escoamento das águas pluviais e aumenta o pico de vazão da bacia hidrográfica, provocando as inundações. As medidas empregadas atualmente nos projetos de drenagem para evitar os alagamentos agravam ainda mais este cenário, pois se baseiam na visão higienista de drenagem, a qual não mais produz os resultados esperados quando se trata de drenagem urbana (Martins J. R., 2012).

A visão higienista ou abordagem tradicional de drenagem é a filosofia predominante no cenário atual brasileiro. O conceito se baseia no escoamento rápido da água das chuvas através da utilização de canalizações na tentativa de afastar as inundações da área urbana. Entretanto, para Canholi (2014), essa transferência de vazões, sobrecarrega os córregos receptores, agravando as inundações para jusante. O que ocorre na verdade, é a transferência do problema de um ponto para o outro na bacia.

Apesar de tudo, o desenvolvimento de novas técnicas de drenagem cresceu notoriamente nas últimas décadas. As consequências indesejáveis do tratamento da drenagem urbana conforme a visão higienista fez com que se desenvolvessem novos conceitos de drenagem, que se baseiam na visão conservacionistas de drenagem urbana (Canholi, 2014). Criou-se, então, a necessidade de controlar os escoamentos pluviais na fonte, na microdrenagem, a fim de se minimizar os efeitos da urbanização, segundo Tucci (1995).

O conceito do controle na microdrenagem compreende medidas que tentam simular as condições de drenagem de pré-ocupação em uma determinada área, quando a água da chuva tendia a se infiltrar no solo, e as vazões máximas eram menores. Canholi (2014) define essas técnicas utilizadas para o amortecimento das vazões de pico como medidas não convencionais de drenagem urbana, também conhecidas como técnicas compensatórias ou sustentáveis de drenagem. Martins (2012) comenta que esta visão da drenagem urbana compreende exemplos de medidas sustentáveis que deverão fazer parte da nova forma de planejar as cidades daqui para frente.

Dentre as técnicas não convencionais de drenagem urbana, os reservatórios de retenção são os mais utilizados no país atualmente. “Dispositivos de armazenamento que permitem o retardo do escoamento, atenuando o pico dos hidrogramas e possibilitando a recuperação da capacidade de amortecimento perdida pela bacia devido à impermeabilização” (CRUZ; TUCCI; SILVEIRA, 1998, pg. 20).

A reservação da água das chuvas pode ser realizada a nível de microdrenagem, *in loco*, e de macrodrenagem, na bacia. Visto que o controle na macrodrenagem muitas vezes gera grande impacto ambiental e altos custos, buscase neste trabalho, avaliar as características e eficiência das bacias de detenção e dos reservatórios de detenção *in loco*.

É verdade que a drenagem urbana começou a ser pensada de forma sustentável há décadas em países desenvolvidos. Internacionalmente, países como Estados Unidos, Reino Unido e Austrália já possuem técnicas consolidadas de drenagem, como as BMPs, SUDs e WSUDs. Contudo, no Brasil, o que se observa é a insistência em executar práticas de canalização dos escoamentos que, em geral, agravam os problemas das inundações urbanas. Isso mostra o pouco conhecimento que as autoridades e profissionais de engenharia têm sobre a importância em se realizar drenagem sustentável. Faz-se necessário o desenvolvimento de estudos localizados de drenagem que mostrem aos gestores urbanos os benefícios em se empregar técnicas não convencionais de drenagem.

A estrutura deste trabalho consiste, primeiramente, em entender os conceitos de drenagem urbana e sua relação com as inundações através da revisão bibliográfica. Em sequência, serão aplicados conhecimentos hidráulicos e hidrológicos em um estudo de caso no município de Pato Branco – PR, cujos resultados serão discutidos ao final do trabalho, elaborando-se as devidas conclusões.

1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste trabalho é estudar a eficiência hidráulica no amortecimento de vazões de pico, de uma bacia de detenção de águas pluviais e de reservatórios de detenção *in loco*, no município de Pato Branco-PR.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Determinar as variáveis hidrológicas da área estudada e calcular a vazão e hidrograma de projeto.

Efetuar o cálculo da vazão efluente e volume de armazenamento máximo de uma bacia de detenção com dimensões já definidas.

Realizar o dimensionamento de reservatórios de retenção das águas pluviais *in loco* visando a simulação das condições de drenagem anterior a edificação em cada lote.

Avaliar a eficiência hidráulica do uso de um reservatório de retenção em um lote padrão da área estudada, quanto ao amortecimento da vazão de saída.

Estimar o efeito da reservação *in loco* na vazão de pico da bacia hidrográfica e comparar com a vazão efluente da bacia de retenção.

Realizar uma avaliação econômica da implantação de reservatórios de retenção nos lotes da área estudada e comparar com o custo da obra da bacia de retenção.

1.3 JUSTIFICATIVA

Dentre os vários métodos de amortecimento da vazão máxima em bacias hidrográficas, destacam-se as bacias de retenção e a reservação de águas pluviais *in loco*. Embora o primeiro tenha sido empregado em vários municípios brasileiros, muitas vezes, o seu dimensionamento carece de fundamentação técnica, o que pode acarretar em mal funcionamento do sistema.

Em contrapartida, o segundo método ainda carece de iniciativas públicas e de estudos mais aprofundados em locais específicos. É com base nessas necessidades que se respalda a relevância deste trabalho, o qual estuda e compara os dois métodos citados quanto a sua eficiência hidráulica no amortecimento de vazões de pico.

Dessa forma, destaca-se a importância em estudar estes métodos a fim de se obter evolução tecnológica para o emprego de medidas sustentáveis de drenagem urbana. O desenvolvimento de estudos aprofundados neste âmbito, cria uma fundamentação teórica para que sociedade e autoridades se conscientizem das medidas mais eficazes contra os problemas decorrente da utilização endêmica de técnicas de drenagem convencional no Brasil.

A existência de um projeto de uma bacia de retenção no município de Pato Branco, possibilita avaliar o efeito da utilização da mesma em uma situação real. Dessa forma, estudos mais aprofundados de viabilidade de implantação da bacia não são necessários. Sendo assim, o presente trabalho torna-se viável à medida que se

pode dar enfoque à análise da eficiência da reservação das águas pluviais *in loco* e na bacia de detenção.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 URBANIZAÇÃO E INUNDAÇÕES URBANAS

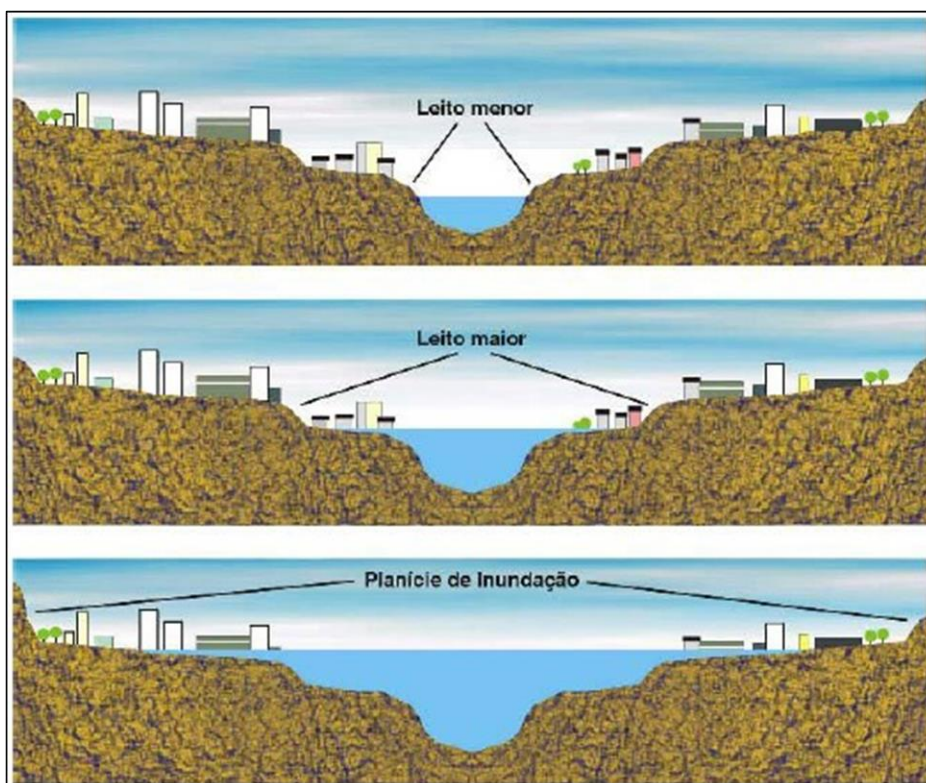
O processo de urbanização se intensificou rapidamente e em escala global nas últimas décadas. Vários fatores como a industrialização da produção e avanço da tecnologia provocaram o êxodo rural, principalmente a partir da década de 60, no Brasil. Segundo dados do IBGE (2010), em 1960 a população urbana no Brasil representava 45,1%; percentual que atinge 84,4% atualmente, conforme censo de 2010.

O drástico crescimento da população urbana teve relevância principalmente pelo fato de que as cidades não tinham infraestrutura adequada para comportar esse aumento populacional. A população de baixa renda, perante os elevados custos de se viver em regiões sólidas nas cidades, começaram a povoar áreas mais baixas próximas ao leito dos rios, as várzeas Santos (2008). As fracas políticas de uso e ocupação do solo das cidades permitiram essas aglomerações subnormais, o que fez com que as cidades crescessem de forma desornada e rápida, constituindo áreas de precária infraestrutura e saneamento básico.

As inundações urbanas podem ocorrer basicamente de duas formas, as inundações de áreas ribeirinhas e inundações devido à urbanização (Tucci, 2005). Os rios possuem normalmente dois leitos, o leito menor e o leito maior. O leito menor, é onde a água escoia predominantemente. Nos eventos de chuva, a água atinge o leito maior dos rios, quando ocorrem as inundações ribeirinhas. Tucci (2005) afirma ainda que essas inundações são processos naturais que fazem parte do ciclo hidrológico da água.

A questão das enchentes urbanas no caso das inundações ribeirinhas surge quando há ocupação de moradores nos leitos dos rios (Figura 1). Uma vez que a inundação do leito maior do rio é um processo temporário, a população de baixa renda ocupa essas áreas de risco quando não inundadas, em busca de acesso a corpos hídricos para serem utilizados como fonte de alimento e dessedentação (Canholi, 2014).

Figura 1 – Ocupação de área de inundação ribeirinha.



Fonte: Silva (2006).

Outra questão importante a respeito das inundações urbanas é aquela causada pela urbanização. Tucci (2005, pg. 21) se refere a esta como sendo “as inundações que ocorrerem na drenagem urbana devido ao efeito da impermeabilização do solo, canalização do escoamento ou obstrução ao escoamento”. O estudo de Fontes e Barbassa (2003) mostrou taxas de ocupação e impermeabilização que tendem a 70% em 1998 na cidade de São Carlos, com uma projeção de até 85% para 2018.

A questão da impermeabilização do solo se torna preocupante no processo de ocorrência das enchentes. Hollis (1975) comenta que com a impermeabilização do solo, em locais onde se possibilitava a infiltração da água no solo antes da ação antrópica no mesmo, passa a permitir apenas o escoamento das águas pluviais para as redes de drenagem. Os condutos pluviais aumentam a velocidade do escoamento superficial, o que leva a um aumento, também da vazão máxima da bacia (Tucci, 2005). Assim, as áreas a jusante são sobrecarregadas, ocorrendo as inundações pois o sistema de drenagem das águas pluviais não mais comporta o volume de água recebido.

2.2 SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA

O sistema de drenagem de uma bacia é constituído por todos os elementos que garantem o transporte das águas pluviais para a bacia posterior. Sendo assim, em uma bacia hidrográfica na qual se situa um aglomerado urbano, compõe os elementos do sistema de drenagem qualquer dispositivo natural ou artificial que se interligam para conduzir as águas provindas do deflúvio para a bacia subsequente.

Dentre esses sistemas, destaca-se o sistema de microdrenagem e macrodrenagem, que Martins (1992) define de forma geral.

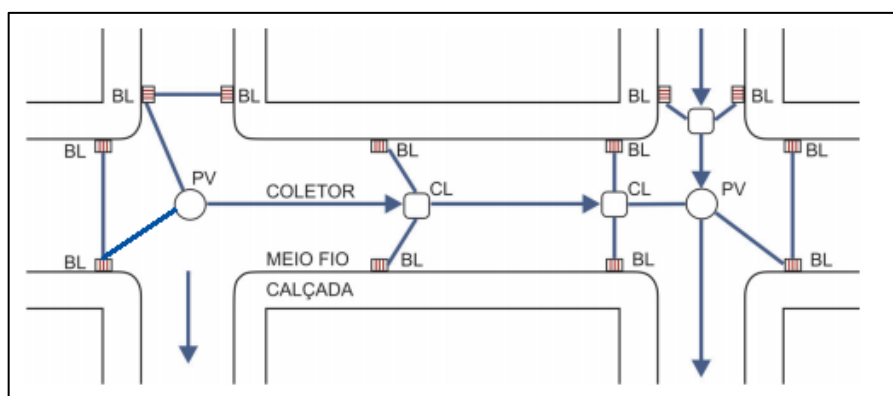
“Pode-se dizer que a micro drenagem é afeita aos sistemas viários e de acesso, sendo projetada, construída e operada para garantir o bom desempenho destes, além de servir de porta de entrada para a macrodrenagem, que recebe todo o impacto da ação urbana sobre a bacia.”

2.2.1 Microdrenagem

O sistema de microdrenagem é composto por todos os elementos que garantem o funcionamento das vias públicas e o acesso aos lotes de habitações (Martins J. R., 2012). Nos eventos de chuvas, a função dos elementos da microdrenagem é transportar as águas pluviais para pontos a jusante do sistema de drenagem, evitando-se o acúmulo da água nas ruas e calçadas, possibilitando a continuidade do uso normal das mesmas.

Os elementos mais comuns que compreendem o sistema de microdrenagem são os pavimentos das ruas, sarjetas, bocas de lobo, galerias de drenagem, condutos pluviais e poços de visita (Figura 2).

Figura 2 – Sistema de microdrenagem.



Fonte: SMDU (2012).

Martins (2012) também afirma que os componentes da microdrenagem admitem alto risco de falha, que correspondem ao período de retorno de 2 a 10 anos. Isso se justifica pelo fato de que é mais viável economicamente se ter períodos de retornos baixos para a microdrenagem, pois esta comporta volumes de água menores que os da macrodrenagem, sendo que a sua falha causa problemas apenas nas ruas, calçadas e avenidas nas quais estão situados, podendo ser mais facilmente substituídos em comparação à macrodrenagem.

2.2.2 Macrodrenagem

A macrodrenagem, segundo Martins (1995) tem o papel de condução final das águas captadas pela microdrenagem. Esses autores ainda afirmam que a macrodrenagem de uma zona urbana é constituída pelos elementos de drenagem natural que existiam antes da ocupação, como riachos, córregos e rios.

Os autores ressaltam que as alterações realizadas pelo homem na macrodrenagem surgem em consequência da degradação da drenagem natural. Uma vez implantada os elementos da microdrenagem, estes aumentam a vazão afluente nos componentes da macrodrenagem, fazendo com que modificações sejam feitas para controlar o impacto do aumento do escoamento.

No Brasil, o que tem sido feito para se minimizar os impactos da urbanização a nível de macrodrenagem são as obras de canalização do escoamento (SUDERHSA, 2002). Sendo assim, as principais obras de intervenção na macrodrenagem são retificação e ampliação de canais, construção de canais artificiais e galerias de grandes dimensões.

Em relação ao risco de falha, as obras de macrodrenagem se diferenciam das de microdrenagem. Martins (2012) explica que os elementos da macrodrenagem têm alta interconectividade, e em caso de falha, os problemas são transferidos de um subsistema para o outro. Assim, o período de retorno para o qual as obras são projetadas são superiores a 25 anos. Já SUDERHSA (2002) fixa o período de retorno entre 10 e 100 anos.

2.3 MÉTODOS CONVENCIONAIS DE DRENAGEM URBANA

A drenagem convencional é considerada toda forma de drenagem das águas pluviais que tem a intenção de canalizar ao invés de reservar, ou infiltrar. O conceito de canalização, definido por Welsh (1989) é o de afastar rapidamente os escoamentos do local de precipitação.

No dizer de Canholi (2014), esta abordagem é utilizada há décadas no mundo todo. Apesar do conceito de reservação, ou drenagem não convencional ter sido difundido nas últimas décadas, a grande maioria dos municípios brasileiros recorrem a drenagem convencional para mitigar inundações urbanas

Canholi (2014) ainda cita obras que se enquadram em drenagem convencional como canais de concreto, implantação de galerias, retificação de traçados, e mesmo aqueles elementos da microdrenagem, como bueiros, canais de ligação e sarjetas. A canalização dos corpos hídricos é a mais utilizada, visto que ao substituir a superfície do leito dos rios por uma mais lisa, o escoamento superficial ocorre mais rapidamente, agravando problemas a jusante.

Embora os métodos não convencionais de drenagem serem considerados os mais adequados para zonas muito urbanizadas, a drenagem convencional pode servir de auxílio às estruturas compensatórias. Além disso, nem sempre é viável aplicar medidas não convencionais, em geral, porque o custo benefício é baixo em relação às canalizações. Os gestores urbanos devem ter cautela, porém, para que soluções pontuais com drenagem convencional não se tornem um hábito, o que já tem ocorrido em grande parte do cenário urbano brasileiro.

Como elementos convencionais de microdrenagem e macrodrenagem não serão dimensionados neste estudo, não serão abordados os métodos para se efetuar os cálculos hidráulicos destes elementos, a fim de que se dê enfoque nas medidas não convencionais de drenagem

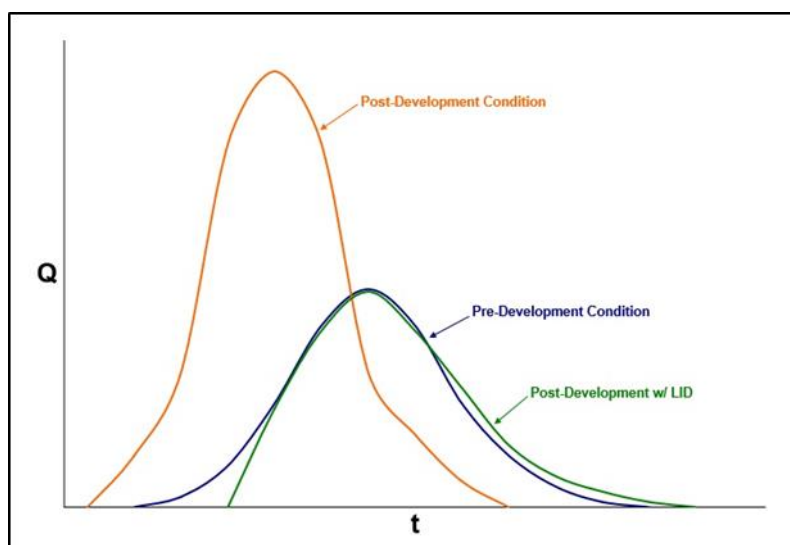
2.4 MÉTODOS NÃO CONVENCIONAIS DE DRENAGEM URBANA

Frente aos inúmeros problemas de inundações urbanas que surgem na cidade devido ao processo de urbanização, fez-se necessário criar novos conceitos de drenagem urbana. As medidas não convencionais de drenagem urbana, como define

Canholi (2014, pg.31) são aquelas que “diferem do conceito tradicional de canalização”. Essas medidas buscam principalmente, simular as condições de pré-urbanização em um determinado local, destacando-se aquelas que visam a infiltração da água no solo e a retenção dos escoamentos em reservatórios. (Canholi, 2014).

Em conceitos hidrológicos, a abordagem conservacionista do manejo dos escoamentos pluviais busca reduzir o pico dos hidrograma nos eventos de chuva. Na Figura 3, de Gearheart (2007), pode-se observar a diferença da vazão de pico dos hidrogramas de três situação hidrológicas. Nota-se que a situação de pós-desenvolvimento, entendida como a urbanização apresenta um pico muito superior àquela anterior ao desenvolvimento. O gráfico mostra ainda o hidrograma da situação de pós-desenvolvimento, com o uso de técnicas de desenvolvimento de baixo impacto (*Low Impact Development, LID*), o qual praticamente se iguala àquela da situação anterior à urbanização.

Figura 3 – Hidrogramas de diferentes situações hidrológicas.



Fonte: Gearheart (2007).

No contexto internacional, verifica-se que modelos já consolidados de drenagem urbana sustentável têm sido implementados em países desenvolvidos. Os Sistemas de Drenagem Urbana Sustentável, *Sustainable Urban Drainage Systems* (SUDs), criado no Reino Unido, segundo Woods-Ballard et al. (2007), por exemplo, visa atingir a sustentabilidade na drenagem urbana por meio de medidas que buscam, principalmente, reduzir as taxas de escoamento superficial, encorajar a recarga

natural dos aquíferos e reduzir a concentração de poluentes nos sistemas de drenagem pluvial.

Ainda no âmbito internacional, destaca-se o programa de Urbanização de Baixo Impacto, *Low Impact Development (LID)*, desenvolvido pela Agência de Proteção ao Meio Ambiente, Environment Protection Agency (US EPA) dos Estados Unidos da América. Segundo Gearheart (2007), as técnicas LID se baseiam em um sistema integrado de medidas descentralizadas e de pequena escala. As técnicas do LID focam no design reduzido de ruas e lotes residenciais afim de se reduzir as áreas impermeáveis. Além disso, US EPA (2012) afirma que técnicas sustentáveis de drenagem como o uso de valas de infiltração na margem de estradas e pisos de estacionamentos permeáveis são medidas de baixo custo quando comparados ao emprego de medidas convencionais de drenagem.

Walesh (1989) define a drenagem urbana a partir do conceito de canalização e do conceito de reservação. Estes se enquadram nas técnicas convencionais e não convencionais de drenagem urbana, respectivamente. O autor faz uma comparação dos dois métodos, destacando algumas características conforme quadro 1.

Quadro 1 – Conceito de Canalização x Conceito de Reservação

	Canalização	Reservação
Função	Promover a rápida remoção dos escoamentos pluviais	Armazenar temporariamente os escoamentos superficiais para posterior liberação
Componentes Principais	Canais abertos e galerias de águas pluviais	Reservatórios de detenção ao ar livre ou subterrâneo e Reservatórios de Retenção
Aplicabilidade	Possível a implementação em áreas urbanas existentes e em desenvolvimento	Mais adequado a implementação em áreas urbanas novas do que existentes
Impacto nos trechos de jusante (quantidade)	Aumenta significativamente os picos das enchentes em relação à condição anterior	Pode ser dimensionado para causar nenhum aumento significante ou ao menos reduzir os picos de enchente em áreas de inundação à jusante
Impacto nos trechos de jusante (qualidade)	Transporta materiais suspensos e outros poluentes para o corpo receptor	Facilita a remoção de material suspenso e reduz a carga poluente no corpo receptor

Operação e Manutenção	Limpeza periódica mínima	Controle contínuo dos dispositivos de entrada e saída Remoção frequente de detritos e controle de proliferação de insetos e vegetação indesejável
Multidisciplinaridade de uso	Canalizações apenas para coleta e transporte das águas pluviais Canais abertos podem servir como base para construção de parques	Controle de qualidade da água Recreação Razão estética Abastecimento de água Recarga aquífera

Fonte: Adaptado de Walesh (1989).

É visível que as medidas não convencionais de drenagem urbana tendem a priorizar alguns conceitos chave a fim de se minimizar os efeitos da urbanização. De forma geral, é de consenso entre vários autores que se deve controlar as velocidades de escoamento, fazendo-se a manutenção do tempo de concentração da bacia e reduzindo-se assim os picos de vazão a jusante. Para isso, o controle pode ser feito tanto da fonte quanto a jusante, em pontos estratégicos na bacia.

Dentre as alternativas de controle dos escoamentos na fonte, as principais medidas tem sido: a detenção no lote, o uso de áreas de infiltração e os pavimentos permeáveis (Tucci, 2003).

Os dispositivos de infiltração são utilizados com o objetivo de reduzir os picos das vazões que são direcionadas a rede de drenagem e paralelamente, promover a recarga dos aquíferos (Canholi, 2014). O autor cita alguns dispositivos muito utilizados na atualidade: superfícies de infiltração, trincheiras de infiltração abertas, valetas de infiltração, lagoas de infiltração e bacias de percolação (Figura 4).

Figura 4 – Exemplos de dispositivos de infiltração: valas de infiltração (acima), trincheira de infiltração (esquerda) e bacia de percolação (direita).



Fonte: Adaptado de SUDERHSA (2002), Tomaz (2016) e Canholi (2014).

Peiter e Poletto (2012) estudaram os efeitos de trincheiras de infiltração sobre o escoamento superficial. Os resultados mostraram capacidades de armazenamento de água de até 267 L para cada m^3 de material granular, demonstrando a viabilidade em se utilizar dispositivos de infiltração para o controle do escoamento superficial urbano.

É importante destacar, também, o uso de pavimentos permeáveis como mecanismo de redução do escoamento superficial. O trabalho de Acioli (2005), avaliou o comportamento de dois tipos de pavimentos permeáveis, blocos vazados intertravados de concreto e asfalto poroso, no controle do escoamento superficial. Taxas médias de escoamento superficial de 5% para a superfície com revestimento asfáltico, e de 2,3% para o revestimento em blocos vazados intertravados de concreto foram encontradas no trabalho. Esses resultados mostram a importância deste tipo de material ser usado como medida de controle na fonte.

Outra medida não convencional de drenagem urbana é a reservação das águas pluviais. Esta pode ocorrer a nível de microdrenagem, que se caracteriza por ser uma medida de controle na fonte, ou na macrodrenagem, uma medida de controle à jusante. Na microdrenagem, destaca-se a reservação *in loco*, que é pouco difundida

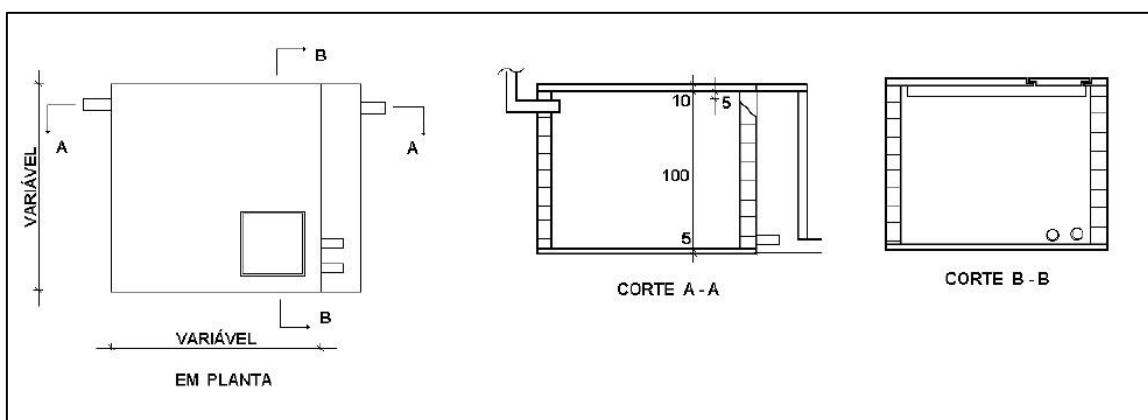
no Brasil, apesar de já existir legislações para a obrigatoriedade da implantação destes dispositivos. Mais amplamente conhecido e implantado no país, estão as bacias de retenção e retenção, que são medidas de controle na macrodrenagem e à jusante.

2.4.1 Reservação in loco

Uma medida não convencional de drenagem urbana, e objeto de estudo neste trabalho, é a reservação *in loco* das águas pluviais. O objetivo é promover o retardamento da entrada da água no sistema de drenagem, podendo assim, reduzir os picos de vazão na bacia. Segundo Cruz, Tucci e Silveira (1998), “O controle a nível de lote permite a redução de uma parte dos impactos devido a urbanização”, podendo esta reservação ser feita principalmente através de telhados e pequenos reservatórios residenciais (Figura 5).

A detenção das águas pluviais *in loco* pode ser feita de forma temporária ou permanente. No primeiro caso, o dispositivo de armazenamento teria a função de amortecer o fluxo de água que entra no sistema de drenagem, já que o volume reservado será despejado lentamente nas canalizações a partir de um dispositivo regulador de vazão. A reservação permanente funciona de forma similar com a exceção de que apenas uma parte do volume retido será drenado, restando então um volume permanente que servirá para usos específicos no local.

Figura 5 – Esquema Construtivo de Reservatório de armazenamento das águas.



Fonte: Cruz; Tucci e Silveira (1998).

Muitos estudos têm sido desenvolvidos no sentido de avaliar a eficiência de dispositivos de reservação *in loco*. Cruz; Tucci, e Silveira (1998) estudaram o comportamento hidráulico de seis tipos de reservatórios implantados hipoteticamente em lotes da cidade de Porto Alegre com diferentes taxas de impermeabilização. Os resultados mostraram a necessidade de um volume de armazenamento de 2,5 a 3 m³ para lotes de 600 m² e taxa de impermeabilização de 100%, a fim de se amortecer as vazões de saída em uma simulação das condições de pré-ocupação no lote.

A tese de Ohnuma Júnior (2008) analisou a eficiência no uso integrado de vários dispositivos não convencionais de reservação e infiltração *in loco*, quanto à redução da descarga hídrica de saída do lote. O estudo que utilizou estruturas como trincheira de infiltração, telhado verde e reservatórios de retenção do escoamento superficial apontou uma eficiência hídrica em torno de 35%. Isso representa uma redução de 35% na descarga pluvial no sistema de drenagem.

As consequências da urbanização no que se refere ao aumento do escoamento superficial fez com que inúmeras cidades criassem leis que limitam o volume de água de um lote que pode ser drenado para o sistema de canalização público. No Estado de São Paulo, a lei nº 12.526 obriga a implantação de reservatórios para armazenamento da água da chuva em lotes com área impermeabilizada superiores a 500 m². A lei ainda indica uma formulação para o volume reservado (Equação 1), o que resultam em uma reservação mínima de 4,5 m³.

$$V_{res} = 0,15 \cdot A_I \cdot IP \cdot t \quad \text{Equação 1}$$

V_{res} é o volume do reservatório em metros cúbicos (m³).

A_I é a área impermeabilizada em metros quadrados (m²).

IP é o índice pluviométrico igual a 0,06 m/h.

t é o tempo de duração da chuva igual a 1 (uma) hora.

Em outras cidades brasileiras, como em Porto Alegre, a exigência é que a reservação seja feita para vazões que excedam 20,8 l/s.ha em lotes com área impermeabilizada de 600 m² (Canholi, 2014). O volume que deve ser reservado é determinado pela equação 2, conforme indica o Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul no Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre (2005).

$$V = 4,25 \cdot A \cdot AI \quad \text{Equação 2}$$

V é o volume necessário para armazenamento (m³).

A é a área drenada para jusante do empreendimento (ha).

AI é toda a área impermeável que drena a precipitação para os condutos pluviais (% da área total A).

A cidade de Curitiba possui lei semelhante para implementação de mecanismos de contenção de cheias. O decreto 176/2007 regulamenta, dentre outros critérios, a construção de reservatórios de detenção em empreendimentos com taxa de permeabilidade inferiores a 25% ou que impermeabilizarem mais que 3000 m², e até mesmo em alguns setores da cidade, independente da área impermeabilizada. O dimensionamento dos reservatórios segue a equação 3.

$$V = K.I.A \quad \text{Equação 3}$$

V é o volume dos reservatórios.

K é uma constante dimensional = 0,20 h.

I é a intensidade da chuva = 0,08m/h.

A é a área considerada do empreendimento.

Estas equações acima foram desenvolvidas a partir de parâmetros fixos de para determinadas regiões, e servem como método de pré-dimensionamento de reservatórios. Um método numérico e mais preciso para dimensionamento de reservatórios será abordado mais adiante.

2.4.2 Bacias de Detenção e Retenção

Uma prática que está sendo muito utilizada no Brasil para o controle dos escoamentos superficiais são as bacias de detenção e retenção (Figura 6). Estas bacias diferem-se da reservação in loco devido a suas grandes dimensões em relação aquelas, por serem medidas de controle na macrodrenagem, e por efetuarem um controle do escoamento em locais à jusante da bacia hidrográfica, normalmente junto ao corpo receptor.

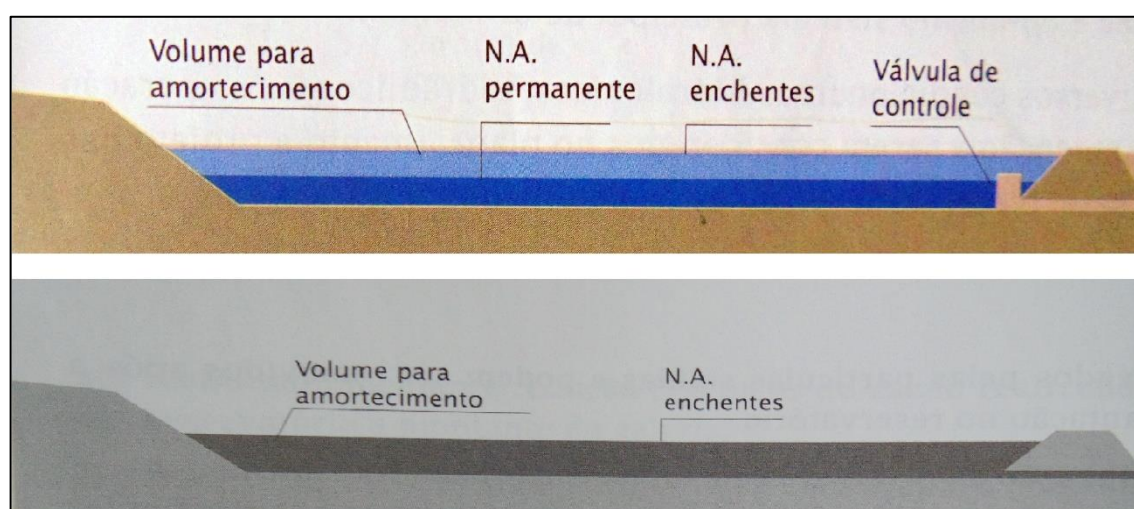
Segundo Porto (2003, pg. 136), estas bacias têm como filosofia básica “promover a redução do pico de cheia, através da laminação do hidrograma, pelo armazenamento temporário e conveniente do volume escoado”. Assim, as bacias de retenção e detenção são dispositivos de amortecimento das vazões máximas em uma bacia hidrográfica.

Outra questão pertinente a respeito destes reservatórios de armazenamento à jusante, destacada por muitos autores, entre eles Canholi (2014), é a questão da multidisciplinaridade das bacias. Segundo ele, o aspecto paisagístico destes locais se torna ferramenta importantíssima na aceitação pelas comunidades deste tipo de obra, sendo estas potenciais áreas verdes e de lazer. Além disso, estes dispositivos de amortecimento da vazão também têm sido vinculados à melhoria da qualidade da água através do controle de sedimentos e poluentes (Porto R. d., 2003).

Walesh (1989) define as instalações de armazenamento do escoamento das águas superficiais como bacias de detenção e retenção. Para o autor, uma bacia de detenção é seca na maior parte do tempo, sendo projetada para deter o escoamento superficial imediatamente após os eventos de chuva. “A ideia principal é que a bacia armazene o escoamento superficial e vá liberando aos poucos, através de pequeno orifício de saída, as vazões para jusante” (SMDU, 2012).

As bacias de retenção dos escoamentos das águas superficiais também são definidas por Walesh (1989). São estruturas que possuem sempre um volume significativo de água o qual se destina a funções variadas como uso recreacional, estético e abastecimento de água, entre outros. Para o autor, um volume provindo do escoamento superficial é armazenado acima do volume normal permanente, durante e imediatamente após os eventos de chuva.

Figura 6 – Bacias de Retenção e Detenção.



Fonte: Adaptado de Canholi (2014).

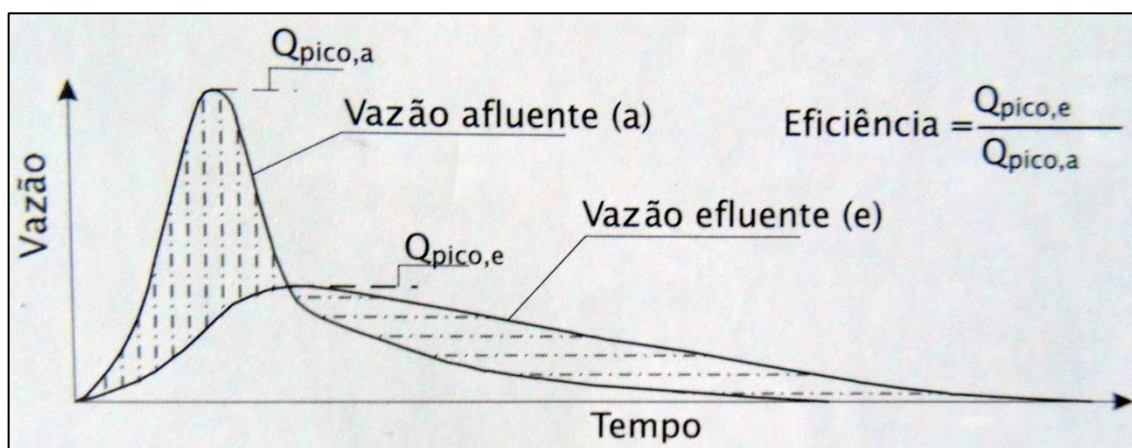
O Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais (SMDU, 2012) ressalta que este tipo de estrutura melhora a qualidade da água do escoamento superficial.

Isso se deve ao fato de que os sólidos indesejáveis ficam suspensos no volume permanente de água, podendo ser facilmente retirados. Além disso, o ecossistema aquático formado na lagoa usa parte dos nutrientes e metais poluentes, impedindo-os de serem lançados no corpo hídrico.

Tucci (2005) destaca uma prática recorrente na concepção deste tipo de estrutura. Consiste no dimensionamento de uma área alagada permanente que atende ao escoamento de cheias frequentes, e planejar outra área de extravasamento com paisagismo e campo de esportes, que atende a cheias maiores. Isso reduz o espaço necessário para o alagamento, sendo que na ocorrência de cheias maiores, será necessário realizar apenas a limpeza da área de extravasamento.

O funcionamento de ambos os tipos de bacias de reservação garantem uma descarga lenta do escoamento superficial para jusante da bacia. Isso reduz os picos de vazão, podendo evitar inundações em áreas baixas onde as vazões foram significativamente aumentadas devido ao processo de urbanização. Essa redução do pico de vazão é representada hidrológicamente como uma laminação do hidrograma da cheia, reduzindo-se o pico, e alargando-se a base, como ilustrado na Figura 7, que mostra o volume amortecido efluente dos picos das enchentes.

Figura 7 – Hidrograma típico de uma bacia de detenção.



Fonte: Canholi (2014).

Os tipos de obras de reservação também podem ser diferenciados quanto à posição deste em relação a linha principal do sistema de drenagem. Canholi (2014) diferencia estas obras de detenção e retenção em reservatórios *on-line* e *off-line*. Além de utilizados separadamente, estes dispositivos também podem ser utilizados em conjunto.

Segundo o autor, os reservatórios *on-line* são aqueles que se situam na mesma linha principal do sistema. Estes se caracterizam também por atenuar o escoamento de maneira contínua, através de dispositivos reguladores de vazão. Os reservatórios *off-line* distinguem-se por divergir parte do escoamento para um local separado da linha principal do sistema de drenagem. Estes reservatórios são usados principalmente em cheias, a fim de se obter alívios no pico de vazão.

Woods-Ballard et al. (2007), sugere ainda uma a utilização dos dois tipos de reservação quando se pretende que os reservatórios atuem no controle da qualidade da água. A utilização de um sistema único *off-line* por exemplo faz com que os poluentes trazidos por chuvas frequentes não sejam desviados para o reservatório, sendo descarregados diretamente a jusante. Os autores propõem, então, o uso de um reservatório online para eventos de chuva frequente, e um reservatório *off-line* acoplado ao sistema para receber os eventos de chuva maiores. Esse sistema fornece uma maior facilidade no tratamento da água já que requer volumes de reservação menores.

No dizer de Nascimento et. All (2000), que avaliou experiencias no uso de bacias de detenção em diferentes países, a instalação uso e operação de bacias de detenção devem envolver profissionais de inúmeras áreas, como engenheiros, políticos e até mesmo sociologistas. Segundo o autor, é preciso se realizar uma abordagem multidisciplinar para que objetivos de eficiência hidráulica-hidrológica e social sejam atendidas corretamente no uso destas.

2.5 ESTUDOS HIDROLÓGICOS

2.5.1 Período de Retorno

Conforme a definição de Porto (1995), “O período de retorno é o inverso da probabilidade de um determinado evento hidrológico ser igualado ou excedido em um ano qualquer”. Quando se define um período de retorno para uma obra de drenagem, considera-se que por exemplo, que a vazão a qual a obra suporta, será superada ao menos uma vez. A equação 4 mostra a definição acima de período de retorno.

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

Equação 4

P é a probabilidade do evento ser superado em um ano.

T_r é o período de retorno.

Os critérios para escolha do período de retorno em uma obra hídrica abrangem fatores econômicos, sociais e técnicos. Os dois primeiros estão ligados a segurança da população, pois ao se escolher o período de retorno, significa escolher um risco aceitável para a obra desejada (SMDU, 2012). Os critérios técnicos devem ser avaliados para que não se defina valores incoerentes para determinado tipo de obra.

O SMDU (2012) apresenta na Quadro 2, sugestões de período de retornos para diferentes tipos de obras de drenagem urbana.

Quadro 2 - Períodos de retorno para projetos de drenagem urbana

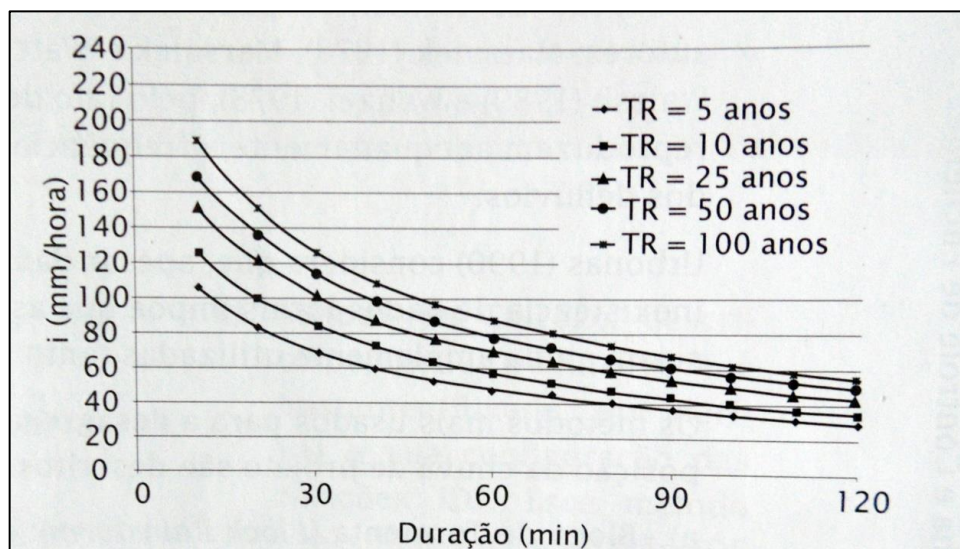
Características do sistema	Tr (anos)
Microdrenagem	2 a 10
Macrodrenagem	25 a 50
Grandes corredores de tráfego e áreas vitais para a cidade	100
Áreas onde se localizam instalações e edificações de uso estratégico, como hospitais, bombeiros, polícia, centros de controle de emergências, etc.	500
Quando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

2.5.2 Curva de Intensidade-Duração-Frequência (IDF)

O conhecimento dos valores de precipitação máxima em uma bacia é de fundamental importância em qualquer projeto de drenagem. Estes valores servirão posteriormente para o cálculo da vazão de projeto para a qual as estruturas de drenagem devem ser dimensionadas. “O estudo das precipitações máximas é um dos caminhos para conhecer-se a vazão de enchentes de uma bacia” (Bertoni & Tucci, 2009, p. 201).

Existem algumas metodologias conhecidas para a determinação da precipitação máxima em uma bacia hidrográfica, sendo a principal, a elaboração de curvas de Intensidade-Duração-Frequência, as curvas IDF (Figura 8). Estas relacionam a intensidade de precipitações, a duração das mesmas e a frequência com que elas ocorrem. Ademais, Canholi (2014) diz essas curvas são elaboradas por meio de registros históricos destes dados, sendo estes tabulados e processados estaticamente.

Figura 8 – Curva I-D-F para diferentes períodos de retorno da cidade de Santos.



Fonte: Canholi (2014).

As curvas IDF são normalmente formuladas para diferentes períodos de retorno. Ou seja, para uma determinada duração de chuva, haverá um valor de precipitação máxima diferente para cada período de retorno. Isso se torna importante para uma melhor concepção de projetos hidráulicos de macro e microdrenagem, os quais possuem significativas diferenças nos períodos de retorno utilizados.

As curvas IDF demonstram uma relação inversamente proporcional entre a intensidade e duração. Segundo Bertoni, Tucci (2009) quanto mais intensa for uma precipitação, menor será sua duração; e quanto menor for o risco de uma determinada precipitação acontecer, maior será a intensidade.

A partir destas curvas, são geradas as equações de chuvas intensas, diferentes para cada região, desenvolvidas com base nas séries históricas analisadas. Estas equações são apresentadas no modelo da equação 5.

$$i = \frac{K.T^m}{(t+b)^n} \quad \text{Equação 5}$$

i é a intensidade de precipitação.

T é o tempo de retorno.

t é a duração da precipitação.

K, m, n e b são parâmetros que variam de acordo com a localidade.

Para a cidade de Pato Branco, a equação das chuvas intensas é apresentada abaixo.

$$i = \frac{879,43 * T_R^{0,152}}{(t+9)^{0,732}} \quad \text{Equação 6}$$

2.5.3 Tempo de Concentração

Uma das variáveis de mais difícil aquisição em estudos de drenagem urbana é o tempo de concentração. Uma boa definição do termo é a de Canholi (2014). “O tempo de percurso da água desde o ponto mais afastado da bacia até a seção de interesse, a partir do instante de início da precipitação”, sendo o ponto mais afastado como sendo o ponto mais remoto em tempo, não necessariamente em espaço. A importância deste parâmetro se dá pelo fato de que quase todas as análises hidrológicas exigem o valor do tempo de concentração, sendo que erros cometidos em sua aquisição podem gerar falhas de projeto significantes (McCUEN, *et al.*, 1984).

Há, na literatura científica, equações variadas para se definir o tempo de concentração de uma bacia. A maior dificuldade nessa determinação reside no fato de que essas equações foram desenvolvidas para bacias com características específicas, como por exemplo, a equação de Kirpich, de 1940 para pequenas bacias rurais (Equação 7). Na prática ocorre uma generalização do uso destas equações para bacias similares, e muitas vezes o uso errôneo destas em áreas totalmente distintas.

$$t_c = 57 \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0,385} \quad \text{Equação 7}$$

L é o comprimento do talvegue.

Δh é a diferença de cotas na bacia.

A despeito da forma mais correta de calcular o tempo de concentração, Porto (1995) afirma que os métodos cinemáticos são os mais aceitos no âmbito científico, como o método cinemático do SCS. Este, conforme USDA (1986), considera que a água se move em uma bacia de três maneiras: escoamento em superfície, escoamento em canais rasos e escoamento em canalizações, representados na Figura 9. Basicamente o método consiste em se calcular o tempo de concentração a partir do somatório dos tempos de percurso de cada trecho conforme sua equação geral, equação 8.

$$t_c = \frac{1000}{60} \sum \frac{L}{V} \quad \text{Equação 8}$$

t_c é o tempo de concentração em minutos.

L é o comprimento do talvegue.

V é a velocidade média do escoamento.

O fator velocidade no trecho das canalizações é obtido através da equação de Manning, e os dois primeiros trechos por outras equações que dependem de fatores como declividade do talvegue, rugosidade e intensidade da chuva.

Figura 9 – Tipos de escoamento na bacia hidrográfica.



Fonte: Canholi (2014)

O estudo de McCuen, *et al.* (1984) mostra bem as dificuldades em se aplicar as equações do tempo de concentração. Em seu estudo, foram comparados 11 métodos de determinação do tempo de concentração utilizando dados de 48 bacias nos Estados Unidos. Os resultados mostraram elevadas variações na aplicação das diferentes equações empíricas. Ao final, o autor calibrou duas equações baseadas nos seus resultados, sendo a mais usual a equação 9, na qual a intensidade da chuva se mostrou o parâmetro mais importante

$$t_c = 135 \frac{L^{0,5552}}{i^{0,7164} I_0^{0,2070}}$$

Equação 9

L é o comprimento do talvegue em km.

i é a intensidade da chuva para tempo de retorno de 2 anos.

I_0 é a declividade do talvegue.

Altas divergências de resultados no uso de equações empíricas também é citado por Grimaldi, *et al.*(2012). Os autores encontram variações de até 500% na estimativa do tempo de concentração de quatro pequenas bacias no Texas, EUA. No estudo, os t_c foram determinados através de diversas fórmulas empíricas e do método cinemático do NRCS, e comparados com os valores obtidos de dados observados das bacias.

Cabe citar a contribuição de Silveira (2005) no que tange a determinação do tempo de concentração de uma bacia. Ao avaliar o comportamento de 23 equações empíricas em bacias urbanas e rurais, o autor calculou os erros dos resultados obtidos em relação aos t_c de dados observados das bacias. Para áreas urbanas, bons resultados foram encontrados utilizando as equações de Carter (Equação 10), e Schaake (Equação 11) para limites de áreas corrigidos pelo autor de 11 km² e 0,62 km², respectivamente.

$$t_c = 5,862 \frac{L^{0,6}}{I_0^{0,3}} \quad \text{Equação 10}$$

$$t_c = 4,968 \frac{L^{0,24}}{I_0^{0,16} A_{imp}^{0,26}} \quad \text{Equação 11}$$

L é o comprimento do talvegue em km.

I_0 é a inclinação do talvegue.

A_{imp} é a área impermeabilizada da bacia.

A equação de McCuen demonstrou erros baixos, segundo o autor, porém para áreas muito restritas, de 0,06 km². Vale também comentar o desempenho da equação de Kirpich, a qual apesar de ter sido desenvolvida para pequenas bacias rurais, também pode ser usada em bacias urbanas que superam os limites da equação de Carter.

2.5.4 Vazão de projeto

Em projetos de obras hídricas, o principal parâmetro a se determinar é a vazão de projeto. Esta regerá o dimensionamento das estruturas hidráulicas, as quais devem

ser concebidas para suportar a vazão máxima proveniente de deflúvios por um mínimo tempo fixado no projeto, que é o período de retorno.

O acerto na determinação da vazão de projeto implica na aquisição correta de outros parâmetros importantes, como hidrograma, volumes de cheia e o dimensionamento das estruturas em si. Conforme diz Porto (1995), erros cometidos nessa etapa podem levar ao sub ou superdimensionamento de obras de drenagem urbana. Porém, o autor também cita a admissibilidade de variações nos valores obtidos devido a incertezas hidrológicas.

Existem vários métodos de se determinar a vazão de projeto em uma bacia hidrográfica. Destacam-se os métodos estatísticos e os modelos chuva-vazão. O métodos estatísticos são baseados em séries de dados históricos, a partir de medições regulares feitas em um determinado local de estudo. Estes dados, ao passar por análises estatísticas fornecem previsões futuras de eventos hidrológicos, e tem a vantagem de serem baseados em dados de vazões que ralmente acontecem no local (Walesh, 1989).

Segundo UDSA (1986), o estudo de vazões de pico em uma bacia deveria ser baseados em registros históricos. Porém, esses dados normalmente inexitem em áreas pequenas. Essa escassez de registros dados levaram a concepção de modelos baseados na precipitação. Os modelos de chuva-vazão são soluções de caráter dedutivo, e são chamados de métodos indiretos (Wilken, 1978). Dentre eles, os que mais se destacam é o método racional e o método do NRCS.

2.5.4.1 Método Racional

O método mais consagrado na literatura para determinação da vazão de projeto é sem dúvida o método racional. Este, criado no final do século XIX, tem sido muito utilizado nos cálculos de obras de drenagem. A sua larga utilização por profissionais do ramo de engenharia hídrica se deve à simplicidade do método, o qual proporciona resultados satisfatórios quando utilizado de forma coerente (PORTO, 1995).

Segundo Wilken (1978), o método é considerado um método indireto com fundamento cinemático. Isso porque o método se baseia em considerações relativas à velocidade do escoamento. Ainda conforme o autor, o método fornece a vazão em função de fatores fisiográficos, como sua área, permeabilidade do solo, a sua forma e declividade.

A equação 12 demonstra o método racional adaptado para uma vazão de pico Q_p dada em m^3/s .

$$Q_p = 0,275 \cdot C \cdot I \cdot A \quad \text{Equação 12}$$

C é um coeficiente de escoamento superficial adimensional.

I é a média da chuva em mm/h .

A é a área da bacia.

O coeficiente C é um fator que reduz o volume de precipitação total, o qual considera que apenas parte da água da chuva escoar pela superfície, chamado de chuva excedente. Este coeficiente depende de uma série de fatores como ocupação da bacia, umidade antecedente, a intensidade da chuva, entres outros (SMDU, 2012). Diversos autores citam a determinação do coeficiente de escoamento superficial através de tabelas baseadas no critério de Fruhling, que classifica os valores de C conforme zonas com níveis ocupação distintas. Mays (2001) recomenda o uso dos valores constantes no quadro 3.

Quadro 3 – Coeficiente de escoamento superficial para tempo de retorno TR = 10 anos.

Uso do solo	PERÍODO DE RETORNO (ANOS)			
	2 - 10	25	50	100
Sistema viário				
Vias pavimentadas	0,75 - 0,85	0,83 - 0,94	0,90 - 0,95	0,94 - 0,95
Vias não pavimentadas	0,60 - 0,70	0,66 - 0,77	0,72 - 0,84	0,75 - 0,88
Áreas industriais				
Pesadas	0,70 - 0,80	0,77 - 0,88	0,84 - 0,95	0,88 - 0,95
Leves	0,60 - 0,70	0,66 - 0,77	0,72 - 0,84	0,75 - 0,88
Áreas comerciais				
Centrais	0,75 - 0,85	0,83 - 0,94	0,90 - 0,95	0,94 - 0,95
Periféricas	0,55 - 0,65	0,61 - 0,72	0,66 - 0,78	0,69 - 0,81
Áreas residenciais				
Gramados planos	0,10 - 0,25	0,11 - 0,28	0,12 - 0,30	0,13 - 0,31
Gramados íngremes	0,25 - 0,40	0,28 - 0,44	0,30 - 0,48	0,31 - 0,51
Condomínios c/lotes > 300m ²	0,30 - 0,04	0,33 - 0,44	0,36 - 0,48	0,31 - 0,50
Residências unifamiliares	0,45 - 0,55	0,50 - 0,61	0,54 - 0,66	0,56 - 0,69
Uso misto - denso	0,50 - 0,60	0,55 - 0,66	0,60 - 0,72	0,63 - 0,75
Prédios/ conjunto de apartamentos	0,60 - 0,70	0,66 - 0,77	0,72 - 0,84	0,75 - 0,88
Playground/Praças	0,40 - 0,50	0,44 - 0,55	0,48 - 0,60	0,50 - 0,63
Áreas rurais				

Áreas agrícolas	0,10 - 0,20	0,11 - 0,22	0,12 - 0,24	0,13 - 0,25
Solo exposto	0,20 - 0,30	0,22 - 0,33	0,24 - 0,36	0,25 - 0,38
Terrenos montanhosos	0,60 - 0,80	0,66 - 0,88	0,72 - 0,95	0,75 - 0,95
Telhados	0,80 - 0,90	0,90	0,90	0,90

Fonte: Mays (2001)

O princípio básico do método racional é citado por Tucci (2009), o qual diz que

“(...) o método considera a duração da precipitação intensa de projeto igual ao tempo de concentração. Ao considerar esta igualdade admite-se que a bacia é suficientemente pequena para que esta situação ocorra, pois a duração é inversamente proporcional à intensidade. ”

Tucci (2009) ainda reitera que o método racional não avalia o volume da cheia e a distribuição temporal das vazões.

A aplicação deste método é normalmente recomendada para pequenas bacias. Entretanto, há muita subjetividade no entendimento de pequena bacia. Tomaz (2016) lista os valores limites da fórmula do método racional de vários autores, sendo que a maioria sugere o seu uso para bacias de até 13 km². Entretanto, o autor recomenda o limite superior de 3 km², também sugerido por SMDU (2012), acrescentando-se o limite máximo do tempo de concentração em 1 hora.

Um dos pontos positivos acerca do método racional é citado por Walesh (1989) como sendo a facilidade em usá-lo em áreas urbanas muito devido as suas variáveis serem de rápida obtenção. Entre as características negativas, o autor cita a consideração do tempo de concentração ser igual ao tempo de duração da chuva. Este preceito pode levar a concepção de projetos de retenção e armazenamento com capacidade de armazenamento insuficiente. Além disso, o fato do método apenas fornecer vazões máximas e não volumes de escoamento superficial dificulta o uso de medidas alternativas de drenagem.

2.5.4.2 Método NRCS-CN (Curva Número)

Um outro método de estabelecimento da relação chuva x vazão que tem sido muito utilizado nos projetos de drenagem atualmente é o método do hidrograma triangular unitário do NRCS (*Natural Resource Conservation Service*) dos Estados Unidos da América. Este é baseado na teoria do hidrograma unitário, o qual deu origem a outros inúmeros métodos para determinação da vazão de projeto.

A teoria do hidrograma unitário foi criada por Sherman em 1932, e é definido por Wilken (1978) como sendo o “hidrograma produzido por uma chuva excedente unitária, num tempo unitário, sendo esta chuva em excesso sobre a capacidade de infiltração e retenção do solo.” É utilizado normalmente o hidrograma para 1 cm de chuva efetiva. A teoria propõe que ao se dispor de um hidrograma unitário para uma determinada duração de chuva então pode-se determinar por proporcionalidade, a vazão máxima para qualquer total de chuva excedente, (Canholi, 2014).

O hidrograma unitário possui três hipóteses principais as quais devem ser seguidos para aplicação do método. O primeiro é o princípio da constância do tempo de base, no qual admite-se que a duração do escoamento superficial é a mesma para qualquer chuva uniformemente distribuída e de intensidade constante em uma bacia de drenagem.

O princípio da proporcionalidade permite a obtenção do hidrograma correspondente a qualquer outra chuva ao multiplicar-se as ordenadas do hidrograma unitário pela relação entre as chuvas, desde que sejam de mesma duração. O terceiro é o princípio da superposição ou aditividade, o qual viabiliza a obtenção do hidrograma total de uma bacia através da soma dos hidrogramas unitários de cada chuva excedente.

No dizer de Porto (1993), a escassez de dados hidrológicos de determinadas bacias hidrográficas e o desejo em se determinar situações futuras de ocupação levou o desenvolvimento de hidrogramas unitários sintéticos. Estes possibilitam a construção de hidrogramas a partir de análises hidrológicas de uma bacia hidrográfica e através de equacionamentos predeterminados por diferentes métodos. É comum a sintetização de hidrogramas unitários a partir de uma representação por um triângulo, o qual possui em seu vértice, a vazão de pico do escoamento analisado.

Esta representação permite-se chegar a várias relações como das equações 13, em que o volume do escoamento V_{ESD} é dado pela área do triângulo. A equação 14 exprime o tempo de base que é a duração do escoamento superficial como sendo a soma do tempo de ascensão ou de pico t_A e do tempo de decaimento, que é dado em função t_A , multiplicado por um fator X .

$$V_{ESD} = \frac{Q_p t_b}{2} \quad \text{Equação 13}$$

$$t_b = t_A + X t_A \quad \text{Equação 14}$$

Q_p é a vazão de pico.

t_b é o tempo de base.

A equação 15 também representa o volume escoado superficialmente.

$$V_{ESD} = Ah_{exc} \quad \text{Equação 15}$$

A é a área da bacia.

h_{exc} é a precipitação excedente.

Através de substituições simples das equações 12, 13 e 14, e considerando a chuva unitária de 1 cm, a área da bacia em km² e o tempo de base em horas, pode-se chegar a equação da vazão de projeto em m³/s segundo a equação 16.

$$Q_p = 2,75 \cdot \frac{2A}{(1+X)t_A} \quad \text{Equação 16}$$

Pode-se afirmar a partir das equações acima que o valor de X é diretamente proporcional ao tempo de base e inversamente proporcional à vazão de pico. Isso significa que quanto maior o valor de X , tempo de base e menor a vazão de pico, ou seja, há um amortecimento da vazão máxima quando se aumenta a duração do escoamento superficial para um mesmo volume precipitado.

O NRCS, antigo SCS (*Soil Conservation Service*), estipulou o valor de X em 1,67. Este valor resulta em várias relações que possibilitam a concepção do hidrograma adimensional unitário do SCS. Segundo Canholi, (2014), a forma do hidrograma sintetiza uma média de vários hidrogramas unitários de bacias com características distintas.

$$t_b = 2,67t_A \quad \text{Equação 17}$$

$$t_A = \frac{D}{2} + 0,6 \cdot t_c \quad \text{Equação 18}$$

$$D = 0,2 \cdot t_A \quad \text{Equação 19}$$

$$D = 0,133 \cdot t_c \quad \text{Equação 20}$$

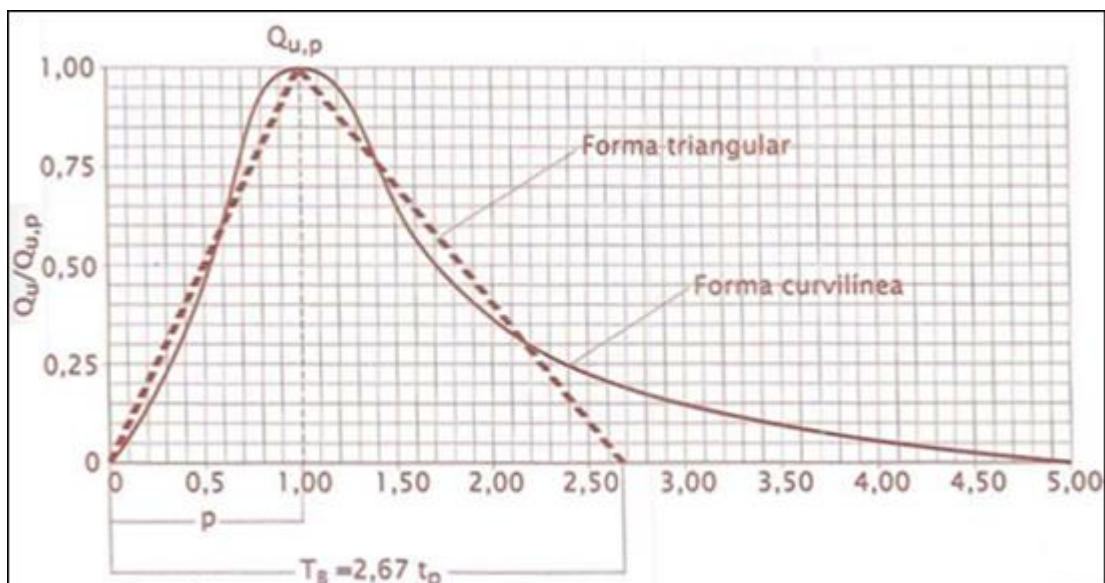
$$t_R = 0,6 \cdot t_c \quad \text{Equação 21}$$

$$Q_p = 2,08 \frac{A}{t_A} \quad \text{Equação 22}$$

t_R é o tempo de retardo.

O hidrograma triangular do SCS é ilustrado na figura Figura 10.

Figura 10 - Hidrograma Triangular do SCS



Fonte: (Canholi, 2014)

Ao final da aplicação do método do SCS obtêm-se o hidrograma triangular para uma unidade de chuva excedente. Pelo princípio da superposição do hidrograma triangular, pode-se multiplicar as ordenadas do hidrograma unitário pela precipitação efetiva. Entretanto, a forma mais precisa de se obter o hidrograma de projeto é lançando mão de mecanismos de distribuição temporal das chuvas, como o método dos Blocos Alternados. Neste caso, deve-se aplicar o método do hidrograma triangular unitário do SCS para cada valor de chuva e se efetuar a convolução dos hidrogramas a fim de se obter o hidrograma final de projeto.

O NRCS também propõe um método para obtenção da chuva precipitada excedente, o método do número de curva CN. Esta chuva representa o volume de chuva que realmente escoar superficialmente, subtraindo-se as perdas de chuva infiltrada e retida na bacia, e é segundo Porto (1995), a maior responsável pela ocorrência de cheias em bacias pequenas e urbanizadas, principalmente.

O método relaciona um número de curva CN com a capacidade de armazenamento da bacia S . Para a obtenção de CN, utiliza-se parâmetros de classificação hidrológica do tipo de solo, constante no Quadro 4 e de seu uso e ocupação, conforme o Quadro 5. A relação entre CN e S é representado pela equação 23.

$$S = \frac{25.400 - 254CN}{CN}$$

Equação 23

O método considera em suas equações empíricas, conforme diz Canholi (2014), uma abstração inicial do total precipitado, que compreende a água interceptada pela vegetação ou retida em depressões do terreno, a qual segundo o USDA (1986), é aproximadamente 20% do armazenamento máximo S. Assim, o método do NRCS fornece a equação 24 para se determinar a precipitação excedente P_e .

$$P_e = \frac{(P-0,2S)^2}{(P+0,8S)} \quad \text{Equação 24}$$

P é a precipitação em mm.

Quadro 4 – Grupos hidrológicos dos solos do método NRCS.

Grupo Hidrológico do Solo	Descrição do Solo	Capacidade de Infiltração
A	Areias e cascalhos profundos ($h > 1,5$ m), muito permeáveis, com alta taxa de infiltração, mesmo quando saturados. Teor de argila até 10%.	1,20-0,80
B	Solos arenosos com poucos finos, menos profundos ($h < 1,5$ m) e permeáveis. Teor de argila 10%-20%.	0,80-0,40
C	Solos pouco profundos com camadas subsuperficiais quem impedem o fluxo descendente da água, ou solos com porcentagem elevada de argila (20%-30%).	0,40-0,15
D	Solos compostos principalmente de argilas (acima de 30%) ou solos com nível freático elevado, ou solos com camadas argilosas próximas à superfície, ou solos rasos sobre camadas impermeáveis.	0,15-0,00

Fonte: Canholi (2014)

Quadro 5 – Valores de CN para áreas urbanas.

Tipo de Solo/Ocupação e Condição hidrológica	Área Impermeável (%)	Grupo Hidrológico			
		A	B	C	D
Áreas Urbanas					
Áreas livres					
Condições ruins (gramados <50%)		68	79	86	89
Condições normais (gramados de 50% a 75%)		49	69	79	84
Condições boas (gramados >75%)		39	61	74	80
Áreas Impermeáveis					
Estacionamentos pavimentados, telhados, estradas e ruas		98	98	98	98
Pavimentadas com sistema de drenagem		98	98	98	98
Pavimentadas sem sistema de drenagem		83	89	92	93
Cascalho		76	85	89	91
Terra		72	82	87	89
Áreas Urbanas					
Áreas Comerciais	85	89	92	94	95
Áreas Industriais	72	81	88	91	93
Áreas Residenciais					
Área residencial tipo 1	65	77	85	90	92
Área residencial tipo 2	38	61	75	83	87
Área residencial tipo 3	25	54	70	80	85
Área residencial tipo 4	20	51	68	79	84
Área residencial tipo 5	12	45	65	77	82

Fonte: SMDU (2012)

SMDU (2012) recomenda que se faça uma ponderação do valor de CN caso haja uma composição muito heterogênea quanto ao uso e ocupação do solo. Além disso, o Quadro 4 representa os valores de CN para uma situação média de umidade do solo na época das cheias, devendo efetuar-se ajustes para condições muito distintas.

2.6 DIMENSIONAMENTO DE BACIAS DE DETENÇÃO

É inevitável que haja variados métodos de dimensionamento de bacias de retenção e detenção, dado a ampla utilização destas mundo afora. A complexidade destes elementos, bem como sua importância, já que muitas vezes elas são

concebidas para solucionar problemas de drenagem, fizeram com que autores variados desenvolvessem métodos que tentam simplificar o seu processo de dimensionamento.

Tucci e Genz (1995), entre outros autores, diferenciam os métodos simplificados e métodos mais complexos, chamados por eles de modelos de amortecimento em reservatórios. Enquanto os primeiros são ideais para na fase de planejamento de uma bacia ou para bacias pequenas, os segundos devem ser utilizados na fase final de projeto hidráulico das bacias.

De modo geral, os métodos propostos são baseados no princípio da continuidade, descrito na equação 25, onde observa-se que a diferença entre a vazão afluente I e a vazão efluente Q é igual a variação do volume em função do tempo, $\frac{dS}{dt}$.

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad \text{Equação 25}$$

Na escolha do método de dimensionamento das bacias de detenção e retenção, deve ser levado em conta alguns fatores como a fase do projeto. Canholi (2014) indica que nas fases preliminares de planejamento, os métodos simplificados podem ser utilizados, mas na fase do projeto hidráulico, simulações numéricas, que representam estudos mais detalhados e complexos devem ser empregados

2.6.1 Métodos de pré-dimensionamento

Apesar de sua pouca utilização nos dias atuais, é importante citar os primeiros métodos simplificados desenvolvidos. Os métodos de Baker, de 1979 e Abt. e Grigg, de 1978, cujas equações foram obtidas a partir de hidrogramas triangulares, e o método de Wycoff e Singh, desenvolvido a partir de uma análise de regressão com dados de 50 modelagens hidrológicas.

$$\frac{V_s}{V_a} = \frac{(1-\alpha)^{0,753}}{(T_b/t_p)^{0,411}} \quad \text{Equação 26}$$

V_s é o volume de reservação requerido;

V_r é o volume escoado após a reservação.

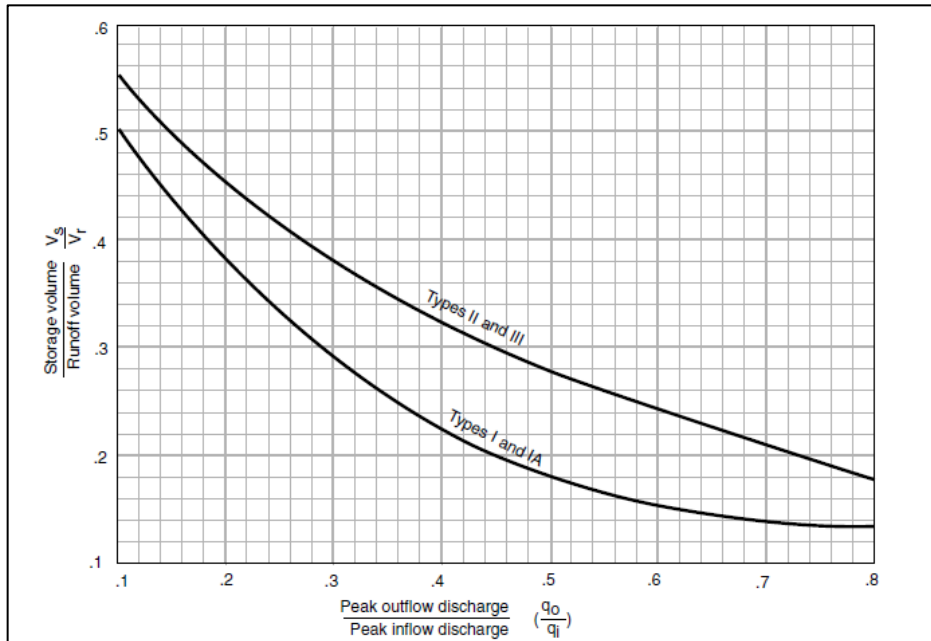
T_b é o tempo de base do hidrogramas afluente.

t_p é o tempo de pico do hidrogramas afluente.

α é a razão entre a vazão de pico efluente e afluente.

O *Soil Conservation Service* propôs um método que relaciona a razão da máxima vazão efluente e afluente ($\frac{Q_o}{Q_i}$) com o volume de retenção/detenção e o volume escoado após o armazenamento ($\frac{V_s}{V_r}$), através do gráfico da Figura 11, para diferentes distribuições de chuva de 24 horas.

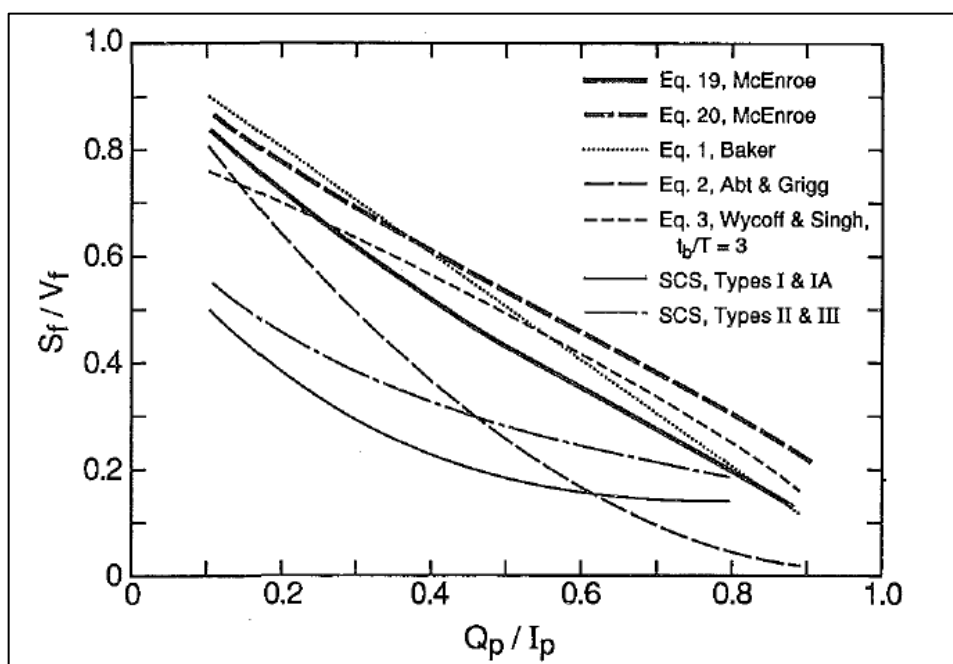
Figura 11 – Volume aproximado de detenção.



Fonte: (USDA, 1986).

O trabalho de McEnroe (1992) compara as equações dos métodos supracitados também com equações desenvolvidas pelo próprio autor, como mostrado na figura Figura 12. O trabalho demonstra uma subestimação do volume requerido para armazenamento pelo método do SCS e Abt e Grigg em comparação com Wycoff e Singh, Baker e de McEnroe.

Figura 12 – Comparação de métodos simplificados.

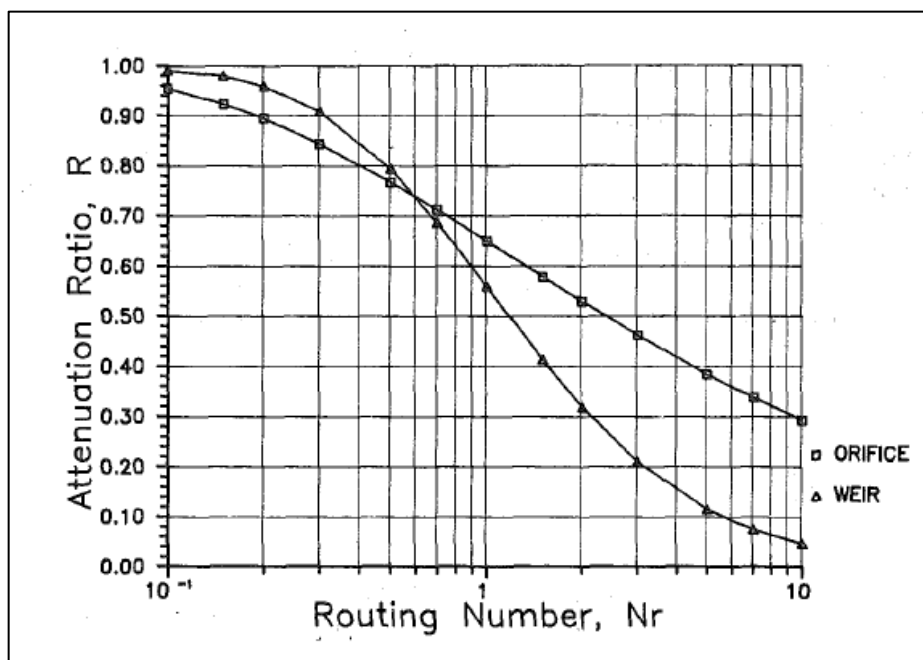


Fonte: (McEnroe, 1992).

A similaridade entre os métodos citados é que nenhum leva em consideração o tipo de dispositivo de extravasão. Sendo assim, estes métodos são indicados apenas para fases preliminares de dimensionamento de bacias de retenção e retenção.

Os trabalhos de Horn (1987) e Akan (1989) proporcionaram maior precisão no dimensionamento de bacias justamente por abrangerem o tipo de dispositivos de saída. O método gráfico proposto por Horn (Figura 13) permite a determinação direta da vazão de pico efluente através de uma taxa de amortecimento R , que é a razão entre vazão de pico efluente e afluente, que se relaciona graficamente com um adimensional N_r . Este por sua vez, está relacionado a alguns parâmetros do hidrograma de projeto, afluente, e a características físicas da bacia, o que permite a determinação de suas dimensões e volumes de reservação.

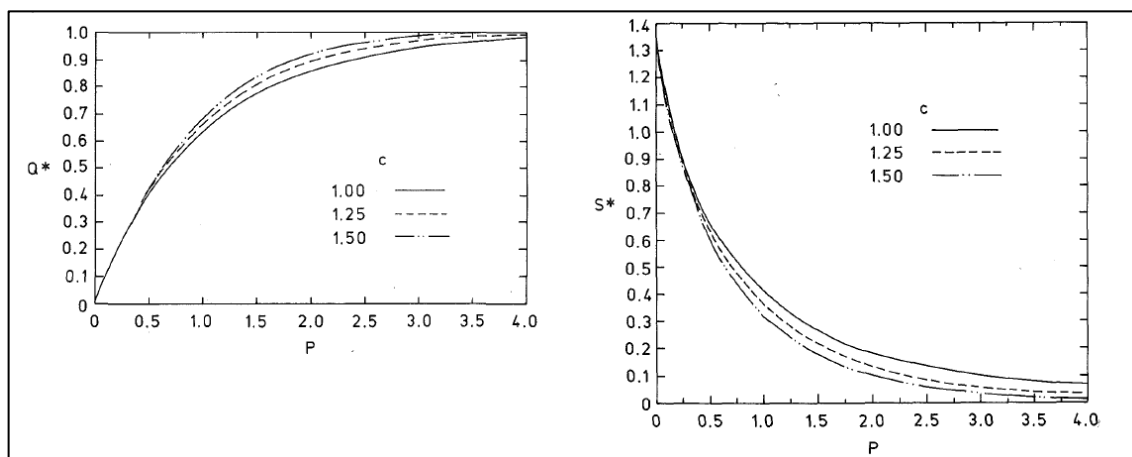
Figura 13 – Método Gráfico de Horn.



Fonte: (Horn, 1987).

O trabalho de Akan (1989) também propõe um método gráfico baseado na equação da continuidade. O autor utilizou uma série de relações adimensionais para desenvolver os gráficos da Figura 14, as quais relacionam o máximo volume de armazenamento e S^* e uma razão de atenuação Q^* com um adimensional P , o qual está relacionado com parâmetros do hidrograma de entrada e das características da bacia. Os gráficos também envolvem o parâmetro c , que depende das características das paredes da bacia.

Figura 14 – Gráficos do Método de Akan.



Fonte: Akan (1989).

A desvantagem do método de Horn em comparação ao de Akan, segundo o próprio autor é que o primeiro é um modelo desenvolvido para apenas um período de retorno. Porém, o método desenvolvido por Akan também possui limitações. O fato dos gráficos terem sido desenvolvido com base em um único hidrograma unitário do SCS, compromete a precisão do método (Porto R. d., 2003).

Por fim, Porto (2003) desenvolveu uma metodologia bem abrangente para o dimensionamento das bacias em questão. A sua metodologia se mostra parecida com a de Akan, pois gerou gráficos que relacionam a razão de atenuação das vazões Q^* e volume V^* , com o adimensional P e o parâmetro c , os quais representam características físicas da bacia. O diferencial é que, Porto insere um parâmetro n chamado de fator de aspecto. Este representa uma aproximação da forma do hidrograma afluente, não se baseando em apenas um hidrograma de aspecto único.

A equação 27 mostra o cálculo do adimensional P , onde K é um fator que depende do tamanho e aspecto do dispositivo de descarga, i_p e t_p são as vazões afluentes de pico e tempo de pico, e b e c são parâmetros das dimensões dos da bacia.

$$P = \frac{K}{i_p} \left(\frac{i_p t_p}{b} \right)^{0,5/c} \cdot \left(\sqrt{\frac{2\pi}{n}} \right)^{\left(\frac{0,5}{c} - 1 \right)} \quad \text{Equação 27}$$

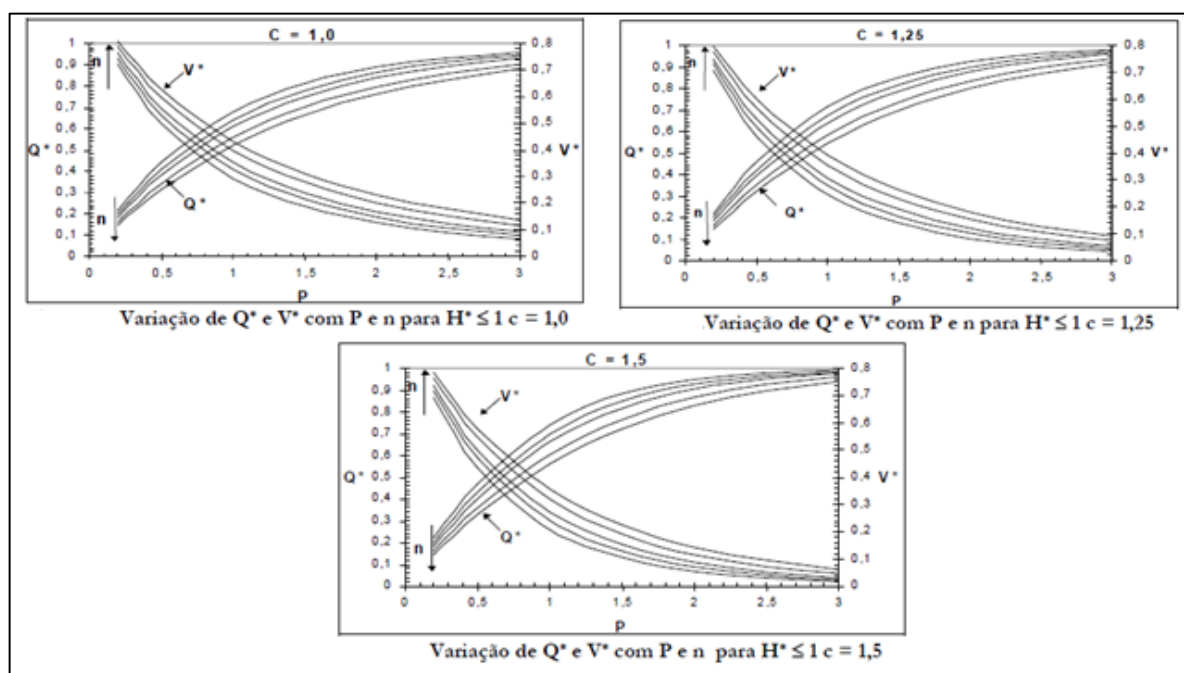
A determinação da vazão de amortecimento e volume de reservação se dá a partir das relações funcionais das equações 28 e 29, onde v_p e q_p são o máximo volume armazenado e a vazão efluente máxima, respectivamente.

$$V^* = \frac{v_p}{\sqrt{\frac{2\pi}{n} \cdot i_p \cdot t_p}} \quad \text{Equação 28}$$

$$Q^* = \frac{q_p}{i_p} \quad \text{Equação 29}$$

Ainda segundo Porto (2003), a metodologia desenvolvida por este abrange muitas situações práticas, podendo ser aplicada também a estruturas já existentes. Exemplos dos gráficos desenvolvidos da metodologia do autor são mostrados abaixo na Figura 15.

Figura 15 – Gráficos desenvolvido por Porto.



Fonte: Porto (2003).

2.6.2 Método *Level Pool Routing (Puls)*

O método *Level Pool Routing*, é amplamente utilizado em projetos mais detalhados de reservatórios de detenção. Este método é um método numérico de determinação do volume de reservação e vazão efluente de reservatórios. Pode-se ser aplicado não somente a bacias, mas a todo tipo de reservatório de detenção ou retenção, inclusive para os microreservatórios estudados neste trabalho.

O método se baseia na equação de balanço de massas. Este pode ser representada de forma de diferenças finitas e rearranjada como mostrado na equação 30.

$$(I_1 + I_2) + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1\right) = \left(\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2\right) \quad \text{Equação 30}$$

I_1 e I_2 são as vazões afluentes nos instantes 1 e 2.

Δt é o período de tempo entre 1 e 2.

S_1 e S_2 são os volumes reservados nos instantes 1 e 2.

Q_1 e Q_2 são as vazões efluentes nos instantes 1 e 2.

O lado direito da equação 30 são as variáveis a serem determinadas, S_2 e Q_2 , já as demais, do lado esquerdo, podem ser determinadas pelo hidrogramas de

entrada, e S_1 e Q_1 no instante inicial são iguais a 0. Este é o parâmetro inicial para começar o processo de iterações. As variáveis a serem determinadas são retiradas das relações entre altura de lâmina d'água, volume e vazão, chamadas de curvas cota-volume e cota-vazão.

A curva cota-volume é determinada a partir do cálculo volume do reservatório, com diferentes lâminas d'água. O volume dos reservatórios em geral pode ser representado por uma equação genérica, equação 31, onde c e b são parâmetros que dependem da forma do reservatório, e que podem ser estimados a partir das relações da equação 32 e 33, com base em vários pares tabelados N de volume S e altura d'água h .

$$S = b \cdot h^c \quad \text{Equação 31}$$

$$c = \frac{\sum(\log S)(\log h) - \frac{(\sum \log S)(\sum \log h)}{N}}{\sum(\log h)^2 - \left(\frac{\sum(\log h)}{N}\right)^2} \quad \text{Equação 32}$$

$$b = [\sum \log S - c(\sum \log h)]^{1/4} \quad \text{Equação 33}$$

A curva cota-vazão é gerada a partir das relações entre a lâmina d'água e a vazão de saída, a qual é regida pelas equações do tipo de extravasor do reservatório, orifício, vertedouro, entre outros.

Dentre os tipos de estruturas de saída para bacias de retenção apresentados por Canholi (2014), estão as galerias de fundo, como mostrado na Figura 16. Segundo o autor, estas se comportam-se como orifícios, quando submersas, conforme a equação 34, equação da lei de orifícios.

$$Q = C_v \cdot b \cdot D \cdot \sqrt{2gH} \quad \text{Equação 34}$$

Q é a vazão de saída.

C_v é o coeficiente de vazão adimensional.

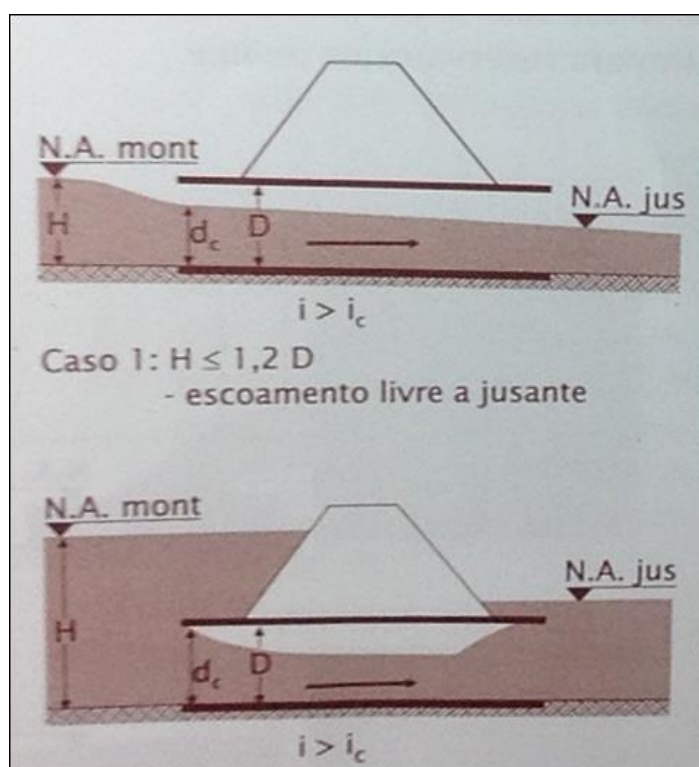
b é a largura da entrada (m).

D é a altura da entrada (m).

g é a aceleração da gravidade (m/s²).

H é a lâmina d'água acima do fundo da galeria

Figura 16 - Galerias de fundo em bacias de detenção



Fonte: Canholi (2014)

O coeficiente C_v varia de acordo com a relação H/D conforme Quadro 6.

Quadro 6 – Valores de C_v em função de H/D .

H/D	C_v
1,2	0,48
1,6	0,5
2	0,52
3	0,57
3,4	0,59

Fonte: Canholi (2014)

No caso da relação H/D ser menor que 1,2, a estrutura não funciona como orifício, mas de forma parecida a um vertedor, sendo que a vazão calculada pela equação 35 (Canholi, 2014).

$$Q = b \cdot \sqrt{2g} \left(\frac{H}{1,5} \right)^{3/2}$$

Equação 35

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Apresenta-se neste tópico a classificação do tipo de pesquisa do presente trabalho, o objeto de estudo, os métodos utilizados para obtenção dos resultados e os materiais necessários para desenvolvimento do mesmo. Sendo o objeto de estudo, uma bacia hidrográfica, é pertinente descrever o local de estudo nesta etapa do trabalho.

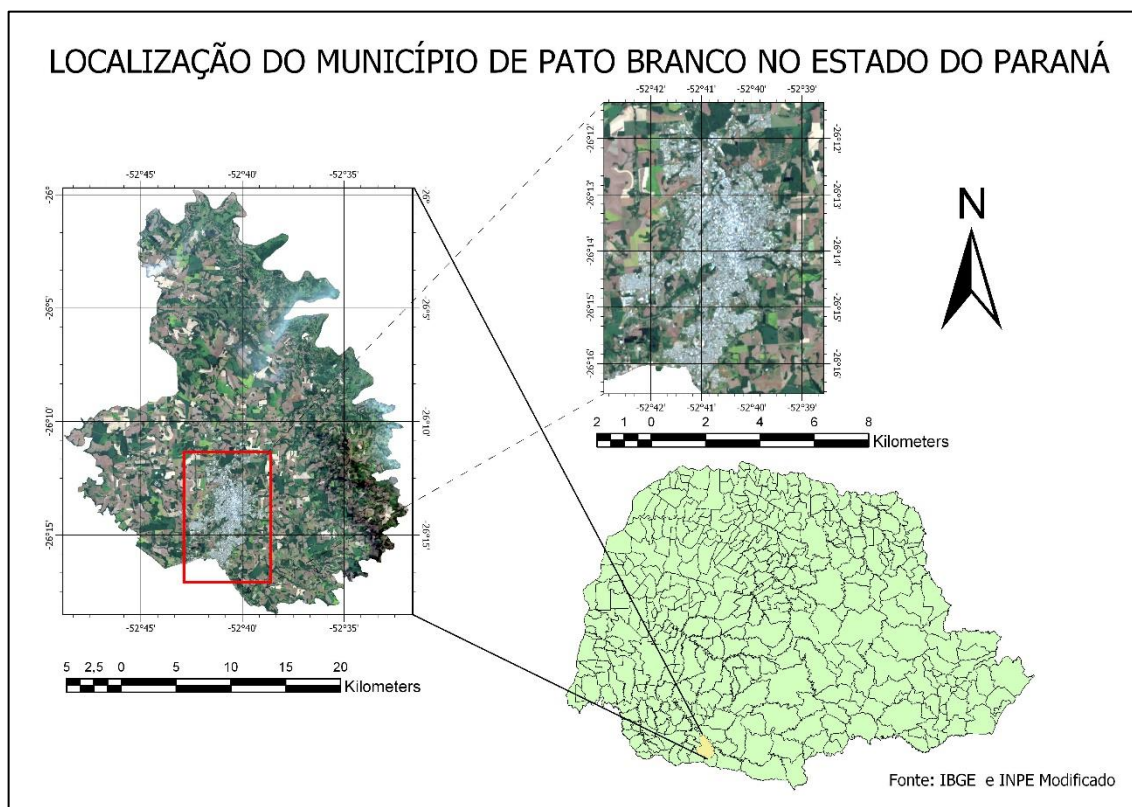
3.1 LOCAL DE ESTUDO

A área de estudo está situada no município de Pato Branco, PR, cujas área está inscrita entre as coordenadas planas UTM, em metros, de 318795 a 347145 E e 7089145 a 7123615 N. A área total do município de Pato Branco é de 539,087 km², com população estimada em 79869 habitantes em 2016. (IBGE, 2016).

As cidades limítrofes de Pato Branco são, Renascença e Bom Sucesso do Sul à oeste, Itapejara do Oeste e Coronel Vivida a Norte, Honorário Cerpa e Clevelandia à leste e Vitorino e Mariópolis a Sul. A Figura 17

Figura 17 mostra a localização do município em escala estadual.

Figura 17 - Localização do Município de Pato Branco

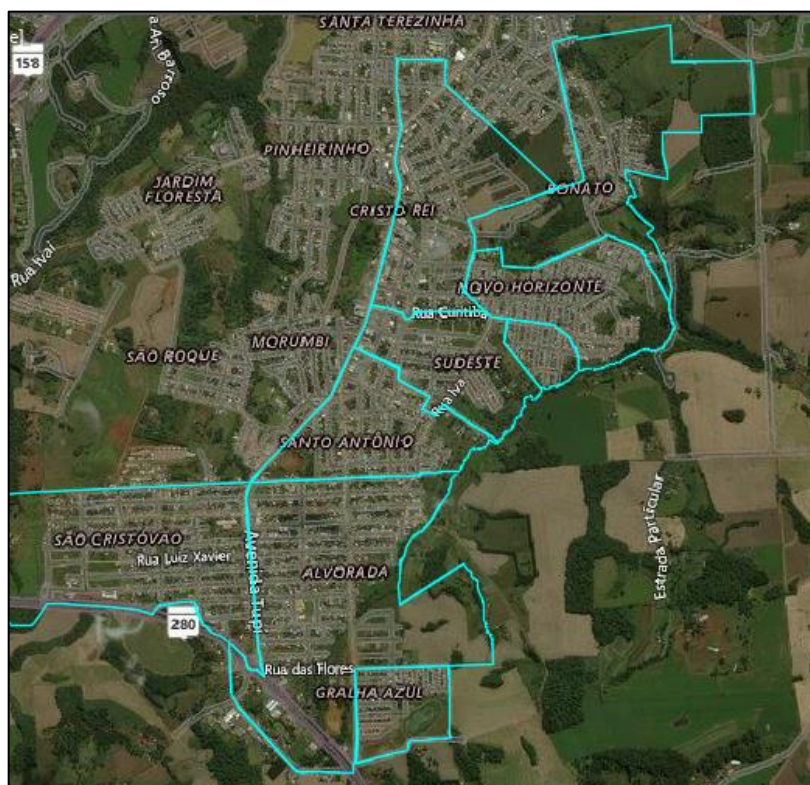


Fonte: Autor (2017)

Pato Branco, segundo Tabalipa (2008) está contida na bacia do Rio Ligeiro. Sendo assim, a bacia hidrográfica estudada é uma sub-bacia da bacia do Rio Ligeiro. A bacia hidrográfica estudada compreende parte do Rio Ligeiro, em sua cabeceira e o Rio Pequeno.

A bacia hidrográfica em estudo situa-se parte no perímetro urbano, parte na zona rural de Pato Branco. Dentro da área urbana, a bacia compreende os bairros Bonato, Cristo Rei, Novo Horizonte, Sudeste, Santo Antônio, Alvorada, Gralha Azul e São Cristóvão, como mostrado na Figura 18.

Figura 18 - Bairros da área estudada



Fonte: Bing Imagens Modificado (2017)

O Local de implantação da bacia de detenção está situado entre os bairros Bonato e Cristo Rei.

3.2 MATERIAIS

Os seguintes materiais foram utilizados no desenvolvimento do trabalho:

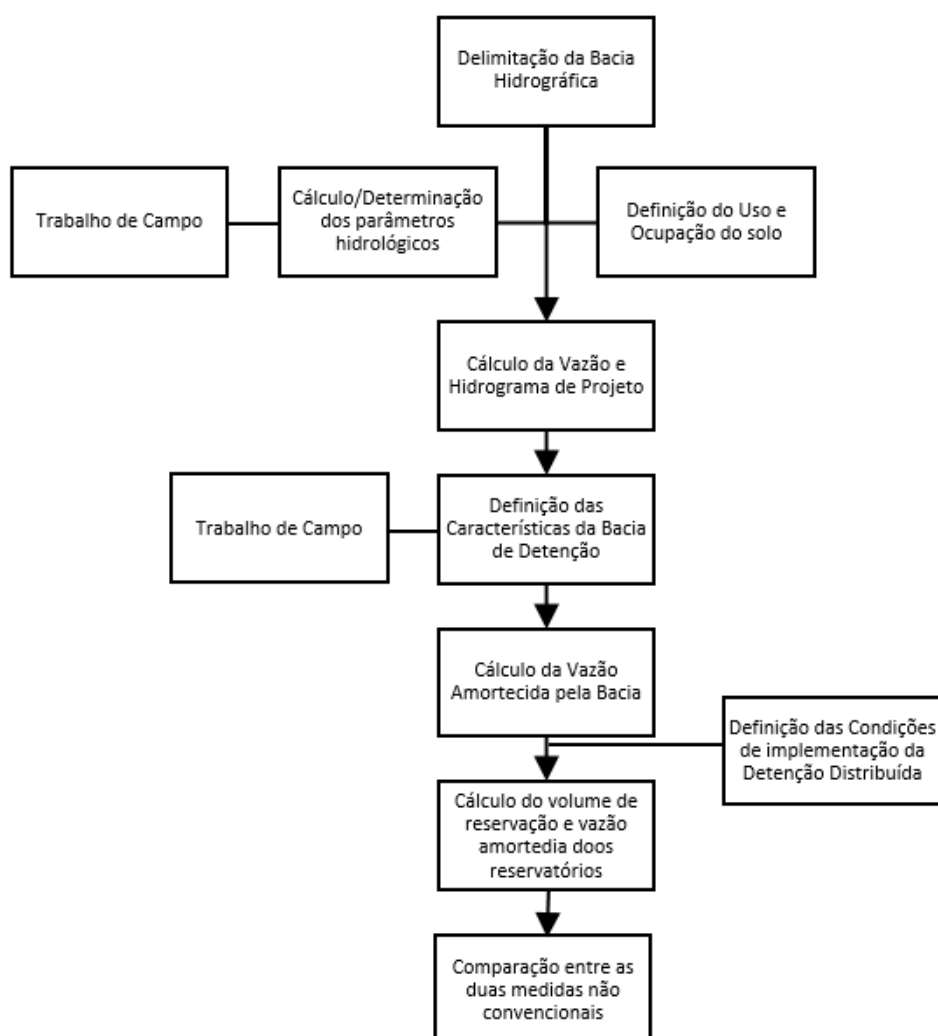
- AutoCAD Civil 3D 2016;
- MS Office Excel 2016;
- Imagem do Satélite GeoEye-1 com resolução de 50 cm do município de Pato Branco datada de 2013;
- Fotografia aérea digitalizada de Pato Branco do ano de 2015 com curvas de nível de 5 m – IPPUB (Instituto de Pesquisas e Planejamento Urbano de Pato Branco)
- Projeto da Bacia de detenção do bairro Bonatto em Pato Branco –IPPUB Pato Branco.

A imagem de satélite GeoEye-1 utilizada foi obtida através da função *geolocation* no software AutoCAD Civil 3D 2016, cuja origem é o Bing Maps.

3.3 MÉTODOS

Os métodos adotados para o desenvolvimento do trabalho foram escolhidos com base na revisão bibliográfica realizada. Uma síntese dos procedimentos metodológicos utilizados neste trabalho está presente na Figura 19.

Figura 19 - Fluxograma dos Métodos utilizados



Fonte: Autor (2017)

Frente a data antiga da imagem de satélite utilizada para a geração do mapa de uso e ocupação do solo, foram realizadas inspeções de campo. O objetivo foi atualizar alguns locais prováveis de crescimento da urbanização e corrigir incertezas

na delimitação da bacia devido a possíveis erros do arquivo de curvas de nível utilizado. Ainda foram realizadas inspeções de campo para reconhecimento da área de implantação da bacia e medição de seu dispositivo de extravasão, o qual já tinha sido instalado.

Todos os cálculos citados, bem como a elaboração do hidrograma de projeto foram efetuados por meio do software Microsoft Office Excel.

3.3.1 Delimitação da Bacia Hidrográfica

Inicialmente, foi necessário fazer a delimitação da bacia hidrográfica. Para isso, foi utilizada inicialmente, a delimitação automática do software AutoCAD Civil 3D 2016, bem como a delimitação manual no software para restringir o exutório da bacia à seção de estudo.

Além disso, foi utilizado um mapa da hidrografia de Pato Branco, o qual foi georreferenciado para o correto posicionamento sobre o mapa digital.

Como auxílio para a delimitação da bacia, foram realizadas inspeções de campo no decorrer do divisor da bacia, onde o acesso foi possível, para se verificar o correto sentido do escoamento superficial.

3.3.2 Mapa de Uso do Solo

A confecção do mapa de uso do solo foi feita a partir de inspeção visual de uma imagem de satélite de alta resolução. Primeiramente foi definido o sistema de coordenadas do arquivo para o sistema SIRGAS 2000 UTM Zona 22S. Este é atualmente o sistema de coordenadas utilizado para toda a América do Sul. A partir disso, foi possível habilitar a ferramenta *Geolocation* do AutoCAD Civil 3D, ferramenta de mapas online da Autodesk, que fornece imagens de satélite georreferenciadas do Bing Maps. A imagem de satélite utilizada (Figura 22) é do satélite GeoEye-1, e tem resolução espacial de 50 centímetros, e é datada de 2011.

O solo foi classificado em cinco tipos: ocupação urbana alta, ocupação urbana média, áreas impermeáveis, vegetação, campos gramados e agricultura. Essa classificação foi definida de forma que se enquadrasse às classificações do SCS para

uso do solo, o coeficiente CN, usado no cálculo da precipitação efetiva, o qual será comentado posteriormente no trabalho.

Em acréscimo, também foram realizadas inspeções de campo afim de se observar o crescimento da urbanização e também verificar o sentido do escoamento superficial no divisor da bacia, em locais onde o acesso foi possível.

3.3.3 Parâmetros Hidrológicos

A aplicação do método do NRCS para o cálculo da vazão de projeto demanda a determinação de alguns parâmetros hidrológicos de entrada, que são intensidade de precipitação, a precipitação efetiva e o tempo de concentração

A intensidade de precipitação foi calculada através da equação 6, que tem sua origem nas relações I-D-F para a cidade de Pato Branco.

Na escolha da equação mais adequada para o cálculo do tempo de concentração, o trabalho de Silveira (2005) foi o mais levado em consideração. O autor recomenda o uso da equação de Carter, para áreas urbanizadas. Em razão de parte considerável da bacia em estudo ser urbanizada, foi escolhida essa equação para o cálculo, cujas variáveis foram adquiridas pelo mapa digital de Pato Branco.

O período de retorno foi escolhido conforme recomendações de Canholi (2014) para a macrodrenagem.

Além do período de retorno (TR), também é variável de entrada na equação das chuvas intensas, a duração da chuva. Esta foi adotada como sendo o tempo de concentração (T_c), conforme recomenda Canholi (2014). O tempo de concentração, por sua vez, foi determinado com a equação de Carter, utilizando-se a declividade equivalente do talvegue e seu comprimento, I e L respectivamente. A duração da chuva (t) foi arredondada para facilitar a discretização de sua duração, como será explicado posteriormente.

A intensidade de chuva encontrada foi discretizada utilizando-se o método dos Blocos Alternados, com intervalos de tempo de 20% da duração da chuva, ou seja, do tempo de concentração.

3.3.4 Precipitação Efetiva

Após a determinação da intensidade de precipitação de projeto, e a distribuição desta no tempo, pode-se calcular a parcela de precipitação que gera escoamento superficial. Foi utilizado o método da curva número (CN) proposto pelo SCS para precipitação efetiva. Para determinação dos coeficientes CN do método, foi utilizado o software AutoCAD Civil 3D 2016 para se fazer o mapa de uso do solo, através de inspeção visual de imagem de satélite com a ferramenta de *Geolocation* do software.

Primeiramente, em posse do mapa de uso do solo, pode-se definir para cada tipo de uso do solo, um coeficiente CN. Foi utilizado o trabalho de Sartori, Genovez e Neto (2005) e de Tabalipa (2008) como base para encontrar os coeficientes adequados ao solo da região.

O cálculo do coeficiente final CN da bacia, foi obtido através de média ponderada dos CN para cada tipo de uso de solo, proporcional a suas áreas em relação a área total da bacia.

Em posse do coeficiente CN determinado, prosseguiu-se para o cálculo do parâmetro S do método NRCS (página 44). Este reflete o armazenamento máximo na bacia, ou seja, a quantidade de precipitação que não gera escoamento superficial, mas fica retido na bacia pela infiltração do solo.

Visto que a precipitação total foi distribuída no tempo, a precipitação efetiva foi então calculada para cada bloco de chuva, sendo que a precipitação efetiva total é o valor para o tempo de duração da chuva, 50 minutos, ou a soma de todos os incrementos de chuva

3.3.5 Vazão e Hidrograma de Projeto

No cálculo da vazão de projeto, foi escolhido o método do NRCS (*Natural Resources Conservation Service*). Os critérios para escolha foram a área da bacia ser superior aos limites de utilização do método racional, bem como a possibilidade de melhor determinação do volume de armazenamento em comparação com o método racional. Além disso, há uma tendência no meio científico em se utilizar este método para projetos de macrodrenagem, já que o método racional tende a superestimar as

vazões em bacias maiores, como cita Hoepfner (2007), cujo trabalho mostrou diferenças de até 55% em vazões de pico estimadas pelos dois métodos.

Primeiramente, foi calculado a vazão para 1 centímetro de chuva afim de se obter o hidrograma unitário. O hidrograma unitário foi calculado conforme recomendações do NRCS, utilizando-se para o tempo de base, o valor de $2,67.t_p$.

A princípio, foram calculadas as vazões de pico para cada bloco de chuva, ou seja, para cada precipitação efetiva anteriormente determinada. Pelo princípio da proporcionalidade comentado no referencial teórico, pode-se efetuar a multiplicação da vazão de pico do hidrograma unitário pelo valor do incremento de precipitação efetiva em cada intervalo de tempo.

A fim de se obter o hidrograma de projeto é necessário fazer a convolução dos hidrogramas de cada bloco de chuva. Este processo é fundamentado no princípio da superposição da teoria do hidrograma unitário, e nada mais é que a soma das ordenadas de todos hidrogramas nas abscissas coincidentes, em todos intervalos de tempo discretizados. A convolução permite gerar o hidrograma de projeto, sendo que o maior valor encontrado do somatório dos hidrogramas é o equivalente à vazão de projeto.

Em paralelo, foi efetuado também o cálculo da vazão de projeto sem a distribuição temporal das chuvas. Para isso, multiplicou-se o valor de vazão unitária pela precipitação efetiva total, sendo a vazão unitária calculada para a duração de chuva igual ao tempo de concentração de 50 minutos, e não mais de 10 min. A vazão de projeto servirá de base para os cálculos posteriores no trabalho.

3.3.6 Bacia de Detenção

Para prosseguimento do estudo, foi necessário calcular a vazão amortecida pela bacia de detenção que foi proposta para a área, já que tal informação não constava no projeto da bacia obtido. Foram selecionados dois métodos, o proposto por Porto (2003), e o método Puls, (*Level Pool Routing*). Embora Porto (2003) sugira a aplicação de seu método gráfico para um pré-dimensionamento da bacia, a precisão do método citada pelo autor e a possibilidade em aplicá-lo a bacias com dimensões e características já definidas foram o motivo da escolha. Quanto ao método Puls, este possibilita uma maior precisão já que este simula a propagação do hidrograma de

entrada no reservatório. O software AutoCAD Civil 3D 2016 foi utilizado para se calcular o volume da bacia de detenção.

Primeiramente, foi necessário levantar alguns dados das características físicas da bacia de detenção. A partir das curvas de nível, foi traçado o perfil do terreno junto ao dispositivo de saída da bacia. Através de visitas de campo e analisando-se as cotas do dispositivo de saída, pode-se determinar o tipo de dispositivo de extravasão da bacia.

Visto que não foi fornecido o volume da bacia no projeto adquirido, este foi calculado para que se pudesse dar sequência ao trabalho. Para isso, cálculo do volume foi realizado no software AutoCAD Civil 3D.

De início foi criada uma superfície utilizando-se as curvas de nível do projeto. Em seguida, foi necessário criar uma superfície de comparação, que representa o nível d'água máximo, para que o software pudesse efetuar o cálculo de corte e aterro, que no caso da bacia, representa o volume máximo de água armazenado. Dessa forma, pode-se determinar o volume total da bacia.

3.3.6.1 Método Level Pool Routing (Puls)

Como visto, a aplicação do método Puls requer como dados de entrada, o hidrograma afluente, a curva cota-vazão e a curva cota-volume do reservatório. Esta última, é levantada a partir dos dados de volume calculados no software AutoCAD Civil 3D, como explanado anteriormente.

Para a confecção da curva cota-vazão, foi preciso primeiramente definir alguns parâmetros hidráulicos do dispositivo de saída. Através da avaliação do projeto e de inspeções de campo, notou-se que o orifício é seguido de uma galeria que direciona o escoamento para jusante. Estas estruturas se enquadram nos dispositivos tipo galeria de fundo, citados no referencial teórico. Sendo assim, a partir dos dados fixos da seção do dispositivo, foram utilizadas as equações de galerias de fundo da página 54, conforme cada lâmina d'água, para se gerar a curva cota-vazão.

O hidrograma de entrada do método Puls é o hidrograma de projeto da seção 4.5 deste trabalho. Sendo assim, prosseguiu-se para a aplicação do método Puls, que consiste em realizar a propagação ou simulação do hidrograma de entrada no reservatório de detenção, cujas características de saída e armazenamento já estão

definidas e são representadas pelas curvas cota-vazão e cota volume, respectivamente.

Preliminarmente, foi necessário definir a relação entre vazão de saída e o termo $\frac{2S}{\Delta t} + Q$. Para isso basta relacionar, para cada altura de lâmina d'água, os valores de volume de armazenamento e vazão de saída, obtidos das curvas cota-volume e cota-vazão. Foi também definido o intervalo de tempo Δt para se realizar a simulação. Este foi adotado como sendo metade do valor de discretização da chuva no método NRCS.

A sequência o método Puls requer a determinação dos instantes t_1 e t_2 , em que ocorrem as vazões afluentes I_1 e I_2 . A diferença entre estes instantes é o intervalo de tempo utilizado na simulação Δt . Portanto, no primeiro intervalo de tempo, t_1 vale 0 e t_2 é igual a 5. No segundo intervalo, t_1 assume o valor de t_2 no intervalo anterior, e t_2 igual a 10 minutos, e assim sucessivamente. O mesmo processo vale para os valores da vazão afluente, retiradas do hidrograma de entrada em cada instante.

Para começar o processo de iterações do método, é necessário se fixar uma condição inicial para as relações entre vazão e volume. Considera-se que a vazão e volume no instante t_1 é igual a 0. Assim, tem-se como parâmetro inicial, que a relação $\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1$ é igual a 0.

Com este parâmetro inicial fixado, obtêm-se, por conseguinte, pela equação 30 da página 52, do balanço de massas no reservatório que $\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2$ é igual a soma das vazões afluentes I_1 e I_2 , que no primeiro intervalo de tempo é igual apenas a I_2 , já que I_1 é igual a 0 em t_1 . Encontrado o valor de $\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2$, recorre-se ao gráfico da da relação $\frac{2S}{\Delta t} + Q$ e vazão de saída para encontrar a primeira vazão efluente do reservatório. O valor é achado por interpolação linear dos valores mais próximos imediatamente superior e inferior ao termo procurado.

A última parte do processo é a determinação de $\frac{2S_2}{\Delta t} - Q_2$. Para isso, basta subtrair duas vezes a vazão efluente encontrada Q_2 do termo $\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2$. O valor resultante assume o valor de $\frac{2S_1}{\Delta t} + Q_1$ no intervalo de tempo subsequente para que se possa continuar o processo iterativo do método até o momento em que a vazão efluente assumo o valor de zero, ou seja, até que o reservatório se esvazie.

A vazão máxima encontrada e o respectivo tempo que ocorre a mesma representam a vazão e tempo de pico do hidrograma efluente. De modo análogo, o volume correspondente a esta vazão representa o máximo volume armazenado na bacia para o hidrograma de entrada utilizado. Calcula-se também, a máxima lâmina d'água no reservatório através das substituições no gráfico das curvas cota-volume ou cota-vazão.

3.3.6.2 Método Gráfico de Porto

O cálculo da vazão máxima efluente da bacia também foi realizado através da metodologia proposta por Porto (2003). O primeiro passo foi aproximar o hidrograma de entrada por meio de uma função do tipo distribuição gama, conforme equações da página 52, determinando-se o fator de aspecto por simples inspeção visual dos gráficos plotados.

O próximo passo foi determinar os parâmetros c e b , conforme equações da página 53, utilizando os pares tabelados de volume e altura conforme curva cota-volume. Para se aplicar o método de Porto, considerou-se que o extravasor é apenas um orifício de fundo, e não uma galeria de fundo, como considerado no método anterior. O coeficiente de descarga, C_d , para o orifício foi considerado igual a 0,65, conforme utilizado por Porto (2003) para orifícios de seção retangular.

A vazão efluente de um órgão extravasor é dada pela equação genérica 36. Como o extravasor da bacia é considerado um orifício neste método, o fator K nada mais é que a equação da lei dos orifícios, excetuando-se $h^{0,5}$, sendo 0,5 o valor de d da equação 33.

$$q = K \cdot h^d \quad \text{Equação 36}$$

Assim, de posse dos valores de A_o e C_d , recorreu-se à equação 34 da lei dos orifícios para se determinar a variável K . Esta por sua vez, juntamente aos valores calculados de c e b e o dados do hidrograma de afluente, serviram de valores de entrada na equação do adimensional P , fornecida por Porto (2003), conforme equação 27.

A razões de atenuação encontradas no gráfico foram introduzidas nas relações funcionais das equações 28 e 29 para se determinar a máxima vazão efluente, bem como o máximo volume armazenado no reservatório.

3.3.7 Reservatórios de Detenção *in loco*

O dimensionamento dos reservatórios de detenção *in loco* foi realizado através do método numérico de Puls. O decreto nº 176 de Curitiba, que determina o volume de detenção de reservatórios residenciais foi escolhido para um pré-dimensionamento do volume de reservação. A ausência de uma legislação própria de Pato Branco que se refira ao assunto foi a razão da escolha. O fato das duas cidades estarem situadas no mesmo estado subentende-se que os parâmetros hidrológicos considerados para o desenvolvimento da equação sejam parecidos.

A legislação de Curitiba foi utilizada também para determinação do diâmetro do dispositivo de extravasão, para volume calculado.

Foram seguidas recomendações de utilização dos parâmetros de entrada segundo o trabalho de Cruz, Tucci e Silveira (1998). A lei nº 46 de Pato Branco foi adotada para determinação das dimensões médias do lote e taxa de impermeabilização. O método Racional foi utilizado para aquisição do hidrograma de entrada devido a área pequena considerada no lote, e a equação do método SCS de escoamento em superfícies para obtenção do tempo de concentração, não em um corpo hídrico, mas sim no terreno.

O tempo de concentração da área de contribuição foi calculado segundo a **Erro! Fonte de referência não encontrada.**³⁷, que é indica pelo SCS (USDA, 1986) para escoamentos em superfícies.

$$t_c = \frac{0,091(n.L)^{0,8}}{P_2^{0,5}.S} \quad \text{Equação 37}$$

n é o coeficiente de rugosidade de Manning (s/m⁵/2).

L é o comprimento do trecho (m).

P_2 é o total precipitado em 24 horas para recorrência de 2 anos (mm).

S é a declividade do terreno (m/m).

A equação das chuvas de intensas de Pato Branco foi utilizada para definir P_2 . Visto que a área se trata de uma mescla de áreas permeáveis e impermeáveis, e é impraticável, mensurar a real taxa de impermeabilização do lote, foi utilizado os dados da máxima taxa de ocupação para a zona residencial em questão, conforme legislação citada, a qual é de 30%. Sendo assim, uma media ponderada dos coeficiente n foi considerada, sendo 30% da área impermeável, considerado

pavimento intertravado e 70% gramados permeáveis. Os valores de n utilizados são os constantes em Canholi (2014).

Com o hidrograma de entrada determinado a partir do método racional, foi realizado o *routing*, ou propagação do reservatório. O método de Puls foi utilizado.

Procurou-se neste trabalho, calcular também o efeito da detenção *in loco* na bacia hidrográfica como um todo, ou seja, contabilizando-se a implantação da medida não convencional de drenagem em todos os lotes residenciais da área. É importante salientar que o que se buscou neste trabalho foi obter uma estimativa da vazão máxima efluente na bacia com o uso dos reservatórios *in loco*, visto as dificuldades encontradas comentadas a seguir.

Para a correta contabilização do efeito dos reservatórios, é preciso, primeiramente, realizar o traçado da microdrenagem da área urbana. Isto porque os reservatórios, descarregarão suas vazões efluentes, que é a variável conhecida no problema, na rede de drenagem urbana. Sendo assim, a partir da delimitação das áreas de contribuição das bocas de lobo, e dimensionamento das galerias pode-se efetuar o cálculo final da vazão que a microdrenagem da área urbana resulta no exutório da bacia em estudo.

Além das dificuldades burocráticas em se adquirir o projeto de microdrenagem da região, a dimensão da área de drenagem inviabilizou a realização deste estudo da forma mais detalhada. No total, existem aproximadamente 2800 lotes urbanos na área estudada de 450 m², em uma área de ocupação de 1,3 km².

Ademais, o ideal é que se lançasse mão de modelos computacionais de modelagem hidráulico-hidrológica, como o SWMM (*Storm Water Management Model*), desenvolvido nos Estados Unidos, ou o ABC6 – Análise de Bacias Complexas, da USP de São Paulo, frente ao grande número de ligações entre reservatórios e as galerias.

Deste modo, é impraticável, dentro das limitações do trabalho, se realizar tal simulação sem o projeto de drenagem em mãos. Todavia, duas abordagens para se estimar a vazão máxima amortecida foram consideradas. Ressalta-se, que estes métodos de estimativa são demasiadamente genéricos, porém, suficientes visto os objetivos do estudo.

Entretanto, foram propostos dois métodos de se estimar essa vazão amortecida na bacia, baseados no método NRCS e no método Racional. Estes serão descritos posteriormente junto aos resultados.

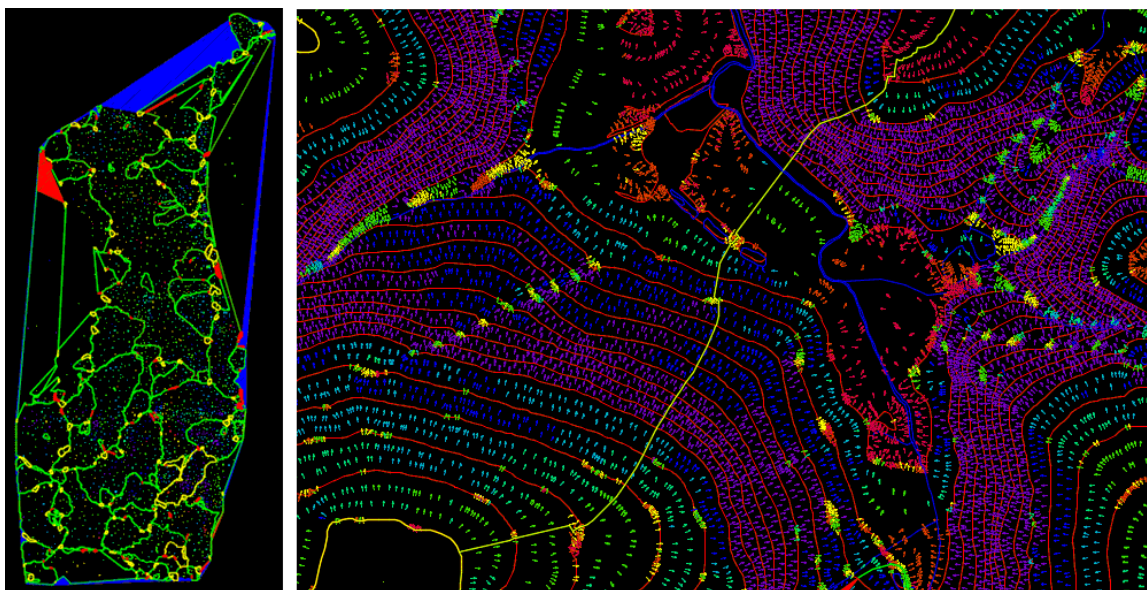
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 DELIMITAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA

A bacia hidrográfica do local estudado foi delimitada utilizando o mapa digital de Pato Branco. Este, por possuir as curvas de nível da topografia da cidade, com suas respectivas elevações, permitiu o software AutoCAD realizar de forma automática a delimitação da bacia hidrográfica a partir de uma análise do escoamento superficial, como mostrado Figura 20.

Este processo foi realizado para se ter uma visão geral de todas as sub-bacias da região, sendo realizado a delimitação manual no software para posicionar o exutório da bacia no local de implantação da bacia de detenção.

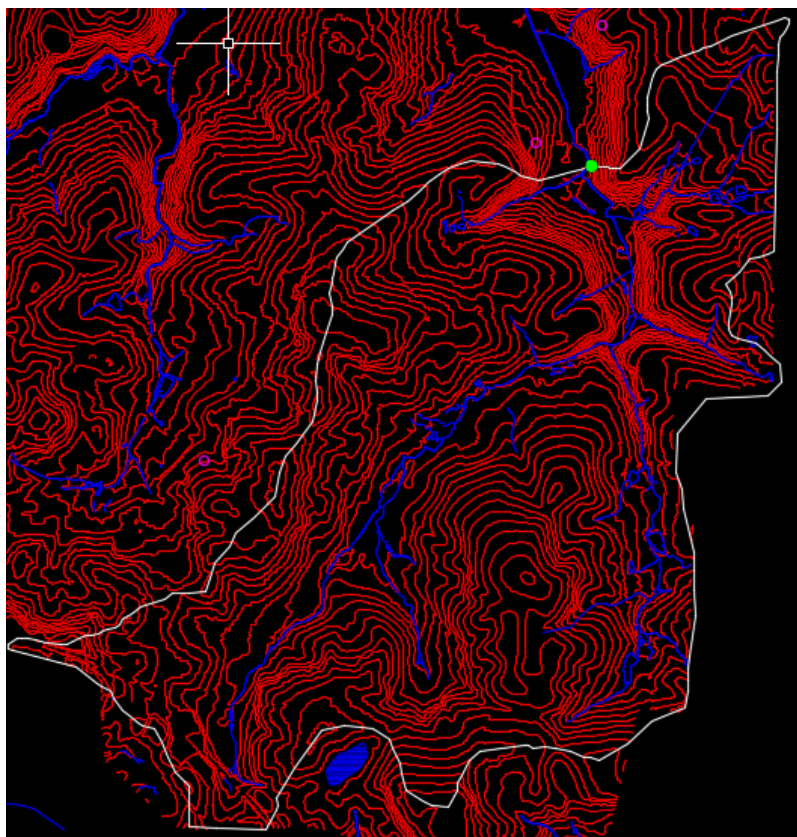
Figura 20 – Sub-bacias hidrográficas e detalhe do sentido do escoamento superficial.



Fonte: Autor (2017).

Após as inspeções de campo serem realizadas, foram verificados poucos erros, os quais foram corrigidos. Na Figura 21 é mostrada as curvas de nível da região, junto a bacia hidrográfica da área de estudo, representado pela linha branca. O seu exutório é representado com um ponto verde.

Figura 21 – Bacia Hidrográfica da área de estudo.



Fonte: Autor (2017).

A partir da delimitação da bacia foi possível definir através do software, a área total da bacia, 6,15 km².

4.2 MAPA DE USO DO SOLO

Com a inspeção visual da imagem de satélite da cidade de Pato Branco, pode-se realizar o mapa de uso do solo. Primeiramente é mostrado na Figura 22, a bacia hidrográfica anteriormente delimitada sobreposta a imagem de satélite.

Figura 22 – Imagem de Satélite GeoEye-1 com Bacia hidrográfica sobreposta.



Fonte: Bing Imagens modificado (2017).

Como dito em 3.3.2, foi desenvolvido o mapa de uso do solo, classificando-se o uso do solo em cinco tipos: ocupação urbana alta, ocupação urbana média, áreas impermeáveis, vegetação, campos gramados e agricultura. O resultado é mostrado na Figura 23.

Também foram realizadas inspeções de campo como auxílio ao desenvolvimento do mapa. Poucas variações foram notadas quanto a delimitação da bacia, as quais foram corrigidas, mesmo que insignificantes. O maior crescimento da urbanização notado foi em função de um loteamento no bairro gralha azul, o qual já pode ser visto em fase bem preliminar de desenvolvimento na Figura 23. As poucas alterações quanto a urbanização se deve ao fato de que esta não é uma região de expansão urbana conforme lei de zoneamento da cidade.

Figura 23 – Mapa de uso do solo da bacia hidrográfica.



Fonte: Bing Imagens modificado (2017).

As correções de delimitação da bacia são destacadas na Figura 24, pelas linhas verdes, bem como as novas áreas urbanizadas, destacadas pela coloração mais forte no mapa. As áreas finais correspondentes a cada uso do solo foram computadas pelo software, e é mostrado conforme Quadro 7; totalizando uma nova área total igual a 6,145 km².

Quadro 7 – Áreas correspondentes a cada tipo de uso do solo.

Uso do Solo	Área (km ²)	Cor de Identificação no Mapa
Áreas Impermeáveis (Ruas, calçadas)	0,328	Preto
Área Industrial	0,048	Branco
Ocupação Residencial Alta	1,085	Vermelho
Ocupação Residencial Baixa	0,447	Amarelo
Agricultura	1,248	Verde
Campos Gramados	1,994	Magenta
Vegetação Nativa	0,995	Ciano

Figura 24 - Mapa definitivo de uso do solo com correções



Fonte: Bing Imagens Modificado.

4.3 PARÂMETROS HIDROLÓGICOS

Para realizar o cálculo da vazão de projeto foi necessário, primeiramente, se determinar algumas variáveis hidrológicas, como intensidade de precipitação, tempo de concentração da bacia e definir o tempo de retorno. Este último foi adotado 50 anos, pois os dispositivos de drenagem não convencionais estudados no presente trabalho são concebidos para amortecer uma vazão a jusante da bacia, ou seja, na macrodrenagem. Adota-se períodos de retorno para macrodrenagem, como já discutido, variam entre 25, 50 e 100 anos. Foi adotado 50 anos para os cálculos pertinentes neste trabalho também devido ao fato da bacia de retenção estudada ter sido projetada para chuvas de 50 anos, segundo a Prefeitura de Pato Branco.

Os resultados do cálculo do tempo de concentração, que foi calculado conforme equação de Carter e intensidade de precipitação, são expostos na Tabela 1.

Tabela 1 – Valores dos parâmetros hidrológicos determinados.

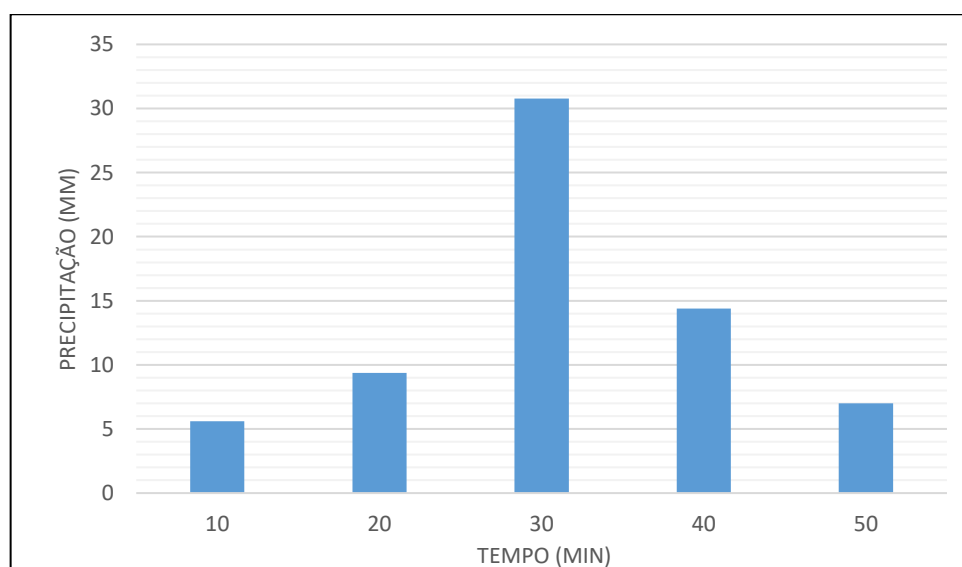
Tempo de Concentração Tc (min)		Período de Retorno TR (anos)	Duração t (min)	Intensidade I (mm/h)
L (km)	4,27	50	50	80,57
I (%)	1,37			

Apesar de se ter obtido o valor da intensidade de chuva, foi realizada uma distribuição temporal pelo método dos Blocos Alternados, apresentado na Tabela 2 e Figura 25. O tempo de discretização utilizado é igual a 10 min.

Tabela 2 – Distribuição Temporal da Chuva.

Duração t (min)	Intensidade I (mm/h)	Total Precipitado P (mm)	Incremento de Chuva ΔP (min)	P Blocos em Alternados (mm)
10	184,67	30,78	30,78	5,61
20	135,51	45,17	14,39	9,38
30	109,09	54,55	9,38	30,78
40	92,30	61,54	6,99	14,39
50	80,57	67,14	5,61	6,99

Figura 25 – Distribuição Temporal da chuva.



Fonte: Autor (2017).

4.4 PRECIPITAÇÃO EFETIVA (NRCS-CN)

Para o cálculo da precipitação efetiva, inicialmente, analisou-se o trabalho de Tabalipa (2008), verificou-se que amostras de solo na região, apresentaram percentuais entre 43 e 83% de argila, e foram classificados como sendo do tipo Neossolo e Cambissolo. Estes dados auxiliaram na determinação do grupo hidrológico do solo do local, segundo a classificação de Sartori, Genovez, e Neto (2005). Os dois

tipos de solo se enquadraram no grupo D, que são solos com baixa taxa de infiltração, o que gera grande escoamento superficial.

Deste modo, pode-se determinar através do mapa de uso do solo da seção 4.2, os valores correspondentes do coeficiente CN para o grupo hidrológico D conforme classificação do NRCS, mostrados na Tabela 3. É mostrado também, o coeficiente final CN da bacia, obtido por pela ponderação dos coeficientes CN de cada área para a bacia toda.

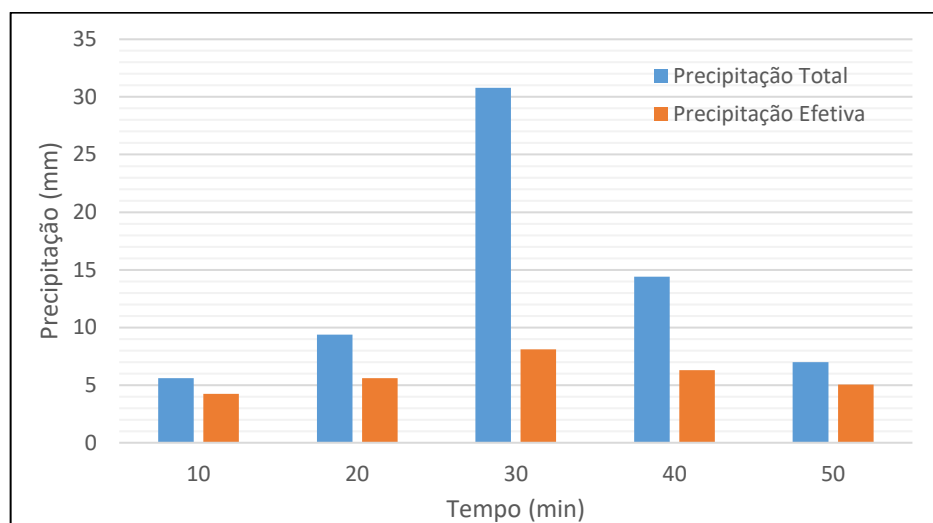
Tabela 3 – Valores de CN para cada tipo de uso do solo.

Uso do Solo	Área	Coeficiente CN
Áreas Impermeáveis (Ruas, estacionamentos, área industrial)	0,328	98
Área Industrial	0,048	93
Ocupação Residencial Alta	1,085	86
Ocupação Residencial Baixa	0,447	82
Agricultura (em curvas de nível)	1,248	85
Campos Gramados	1,994	80
Vegetação Nativa/Mata ciliar	0,995	77
CN Médio		82,8

Após a determinação do coeficiente CN da bacia, pode-se prosseguir para o cálculo do parâmetro S e precipitação efetiva P_e do método NRCS. Para cada bloco de chuva, os resultados são mostrados na Tabela 4 e Figura 26, junto à precipitação total.

Tabela 4 – Precipitação Total e Efetiva em blocos alternados.

Tempo (min)	P (mm)	Incremento de P - ΔP (mm)	P Blocos alternados (mm)	Precipitação Efetiva - P_e (mm)	Incremento de P_e - ΔP_e (mm)	P_e Blocos alternados (mm)
10	30,78	30,78	5,61	5,60	5,60	4,23
20	45,17	14,39	9,38	13,71	8,11	5,60
30	54,55	9,38	30,78	20,00	6,29	8,11
40	61,54	6,99	14,39	25,05	5,05	6,29
50	67,14	5,61	6,99	29,28	4,23	5,05

Figura 26 – Precipitação total e efetiva distribuídas no tempo.

Fonte: Autor (2017).

4.5 VAZÃO E HIDROGRAMA DE PROJETO

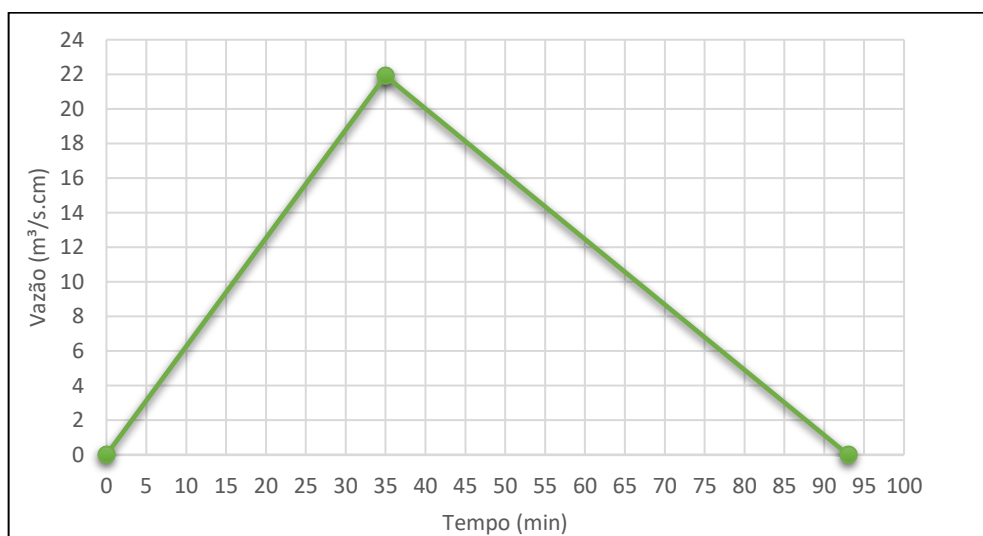
Na sequência do trabalho, procedeu-se ao cálculo da vazão de projeto da bacia hidrográfica, para uma chuva de 50 anos, como fixado anteriormente. Alguns parâmetros, mostrados na Tabela 5 foram previamente calculados conforme equações da página 43 para encontrar a vazão unitária.

Tabela 5 – Cálculo da vazão unitária.

Tempo de Resposta t_L (min)	Duração da chuva D (min)	Tempo de pico t_p (h)	Área da bacia (km ²)	Vazão Unitária (m ³ /s.cm)
30	10	35	6,145	21,91

Nota-se que não foi utilizado o valor de 0,133 do tempo de concentração para a determinação da duração da precipitação, mas sim o valor de 0,2, para facilitar a visualização e interpretação dos intervalos de tempo. Apesar do método ter sido desenvolvido para aquele valor, Canholi (2014) cita que é admissível adotar valores próximos.

O hidrograma triangular unitário (Figura 27) para 1 cm de chuva excedente foi então gerado conforme a vazão calculada e seu tempo de pico e de base. Para este último, foi adotado o valor de $2,67.t_p$, como sugere o método NRCS, tendo como resultado 93 min.

Figura 27 – Hidrograma Triangular Unitário da bacia

Fonte: Autor (2017).

Em sequência, foi calculada a vazão para cada bloco de chuva conforme Tabela 6. Como a chuva foi discretizada em cinco intervalos de tempo, tem-se cinco valores de vazões máximas.

Tabela 6 – Vazão máxima para cada bloco de chuva efetiva.

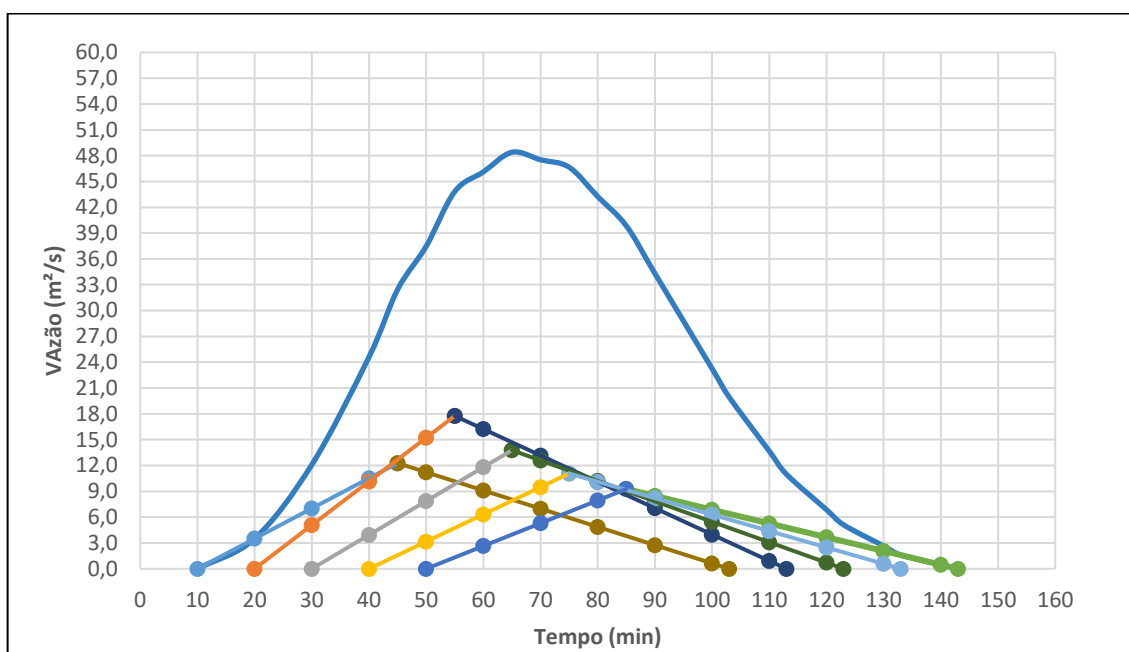
Tempo (min)	Incremento de Chuva DP (mm)	Vazão máxima (m³/s)	Tempo de pico t_P (min)	Tempo de base (t_B)
10	5,60	12,28	45	103
20	8,11	17,77	55	113
30	6,29	13,78	65	123
40	5,05	11,07	75	133
50	4,23	9,27	85	143

Nota-se na tabela acima que os valores de pico e de base de cada bloco são sempre iguais aos tempos de pico e de base do hidrograma triangular unitário acrescido do tempo de início do respectivo bloco de chuva.

Os valores da tabela acima são suficientes para gerar o hidrograma triangulares para cada bloco de chuva. Entretanto, são conhecidos apenas três valores das ordenadas, que são as vazões no instante inicial e final igual a zero e a vazão de pico. Por conseguinte, afim de se realizar a superposição dos hidrogramas, foi necessário realizar a interpolação linear dos valores intermediários correspondentes a cada intervalo de tempo.

Após a interpolação linear dos valores, foi efetuada a convolução. As tabelas de interpolação linear e da convolução constam no apêndice A. A convolução também é apresentada graficamente na Figura 28, junto ao hidrograma final de projeto e os hidrograma triangulares de cada bloco de chuva.

Figura 28 – Cálculo do Hidrograma final de projeto.



Fonte: Autor (2017).

A vazão máxima encontrada foi igual a 48,4 m³/s. O cálculo da vazão também foi efetuado sem se realizar a distribuição temporal da chuva e a convolução. Para isso, multiplicou-se o valor de vazão unitária pela precipitação efetiva total, sendo a vazão unitária igual a 13,94 m³/s.cm.

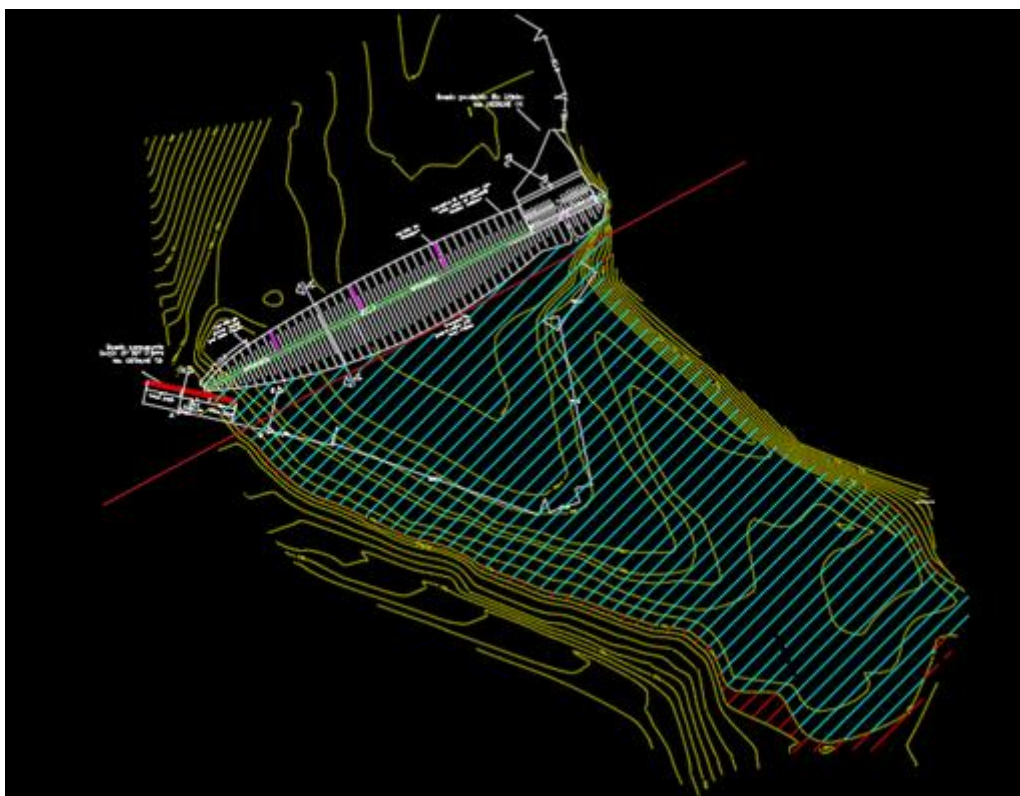
A vazão de projeto sem a distribuição temporal das chuvas resultou em 40,83 m³/s, abaixo da anterior. Notou-se uma boa diferença entre as duas vazões, justificado pelo fato de que o primeiro método considera uma situação mais real da chuva, que varia ao longo de sua duração. O valor adotado para o desenvolvimento das etapas posteriores deste trabalho foi o maior valor, de 48,4 m³/s, visando não subestimar a vazão de projeto da bacia, o que poderia comprometer cálculos subsequentes que dependem desta. O tempo de pico e de base foram encontrados 65 min e 143 min, respectivamente.

4.6 BACIA DE DETENÇÃO

4.6.1 Características Físicas

O projeto da bacia de detenção que se pretende instalar no local permitiu a retirada de alguns dados importantes para se realizar o cálculo da vazão efluente amortecida. O principal deles foram as curvas de nível, as quais são mostradas pela linha vermelha na Figura 29. Os arquivos do projeto da bacia constam no Anexo A.

Figura 29 – Projeto Bacia de Detenção.



Fonte: Autor (2017).

O tipo de dispositivo de saída da bacia foi identificado como sendo um descarregador de fundo, tratado inicialmente como orifício de seção retangular, com muros de ala na entrada. Esta conclusão foi tirada a partir da observação de que no projeto final da bacia, a cota do orifício analisado em campo coincidiu com a curva de nível mais baixa do terreno. As fotos tiradas em campo do extravasor da bacia, bem como do local de implantação da mesma constam no apêndice B.

No apêndice C, é mostrado um desenho esquemático do perfil do terreno junto ao orifício, cujas dimensões foram medidas em campo, e na Tabela 7 é mostrado um resumo das características físicas da bacia de detenção.

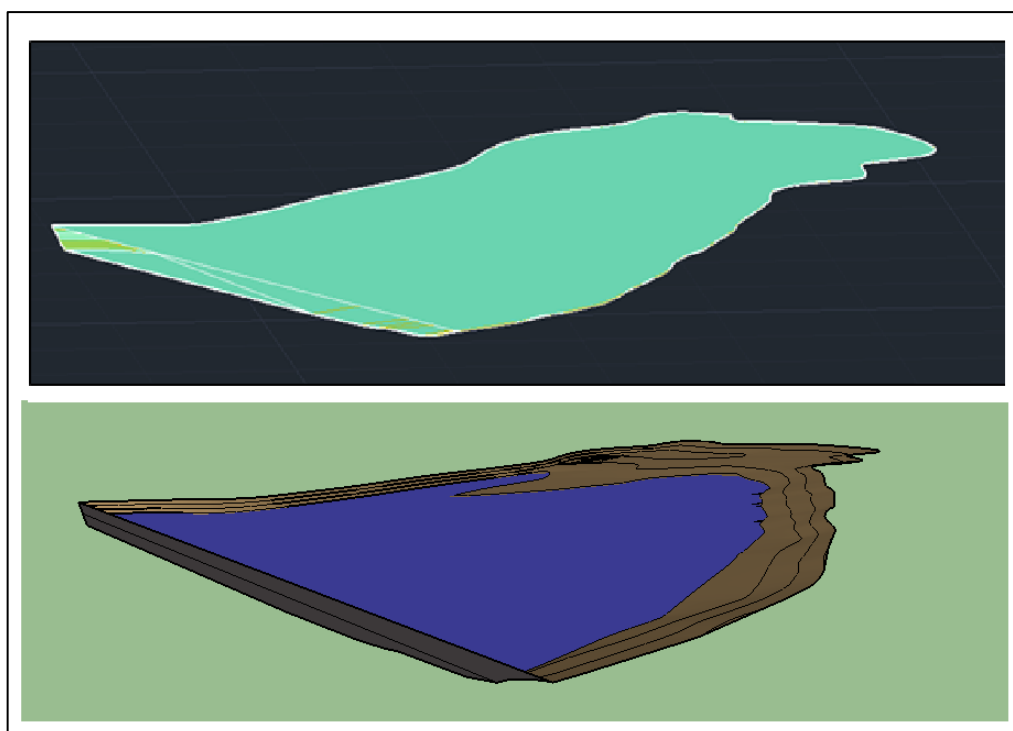
Tabela 7 – Características físicas da Bacia de Detenção.

Área de Projeção (m ²)	Projeção Área molhada (m ²)	Altura da Barragem (m)	Altura Nível D'água (m)	Cota Inferior (m)
56600	56000	6,7	6	764
Cota Nível d'água (m)	Cota Superior (m)	Largura do Orifício (m)	Altura do Orifício (m)	Ângulo dos muros de ala (°)
770	770,7	4	1,9	30,66

Para que se pudesse dar sequência ao trabalho, foi calculado o volume da bacia no software AutoCAD Civil 3D. Para o nível máximo da lamina d'água, na cota de 770 m, o volume total do reservatório foi encontrado igual a 196697,28 m³.

A superfícies citadas para a cota de 770 m são mostradas na Figura 30. Apenas para melhor visualização do volume da bacia, a mesma foi modelada no software SketchUp Make 2015 com nível de água na cota 767 m e também é mostrada na Figura 30.

Figura 30 – Superfície da bacia de detenção na cota de 770 m e 767 m.



Fonte: Autor (2017).

O mesmo processo foi realizado para todas as cotas fornecidas no projeto, 769, 768, 767, 766, 765,5 765, 764,5 e 764, totalizando nove superfícies. Os resultados com os volumes para cada nível d'água são mostrados na Tabela 8.

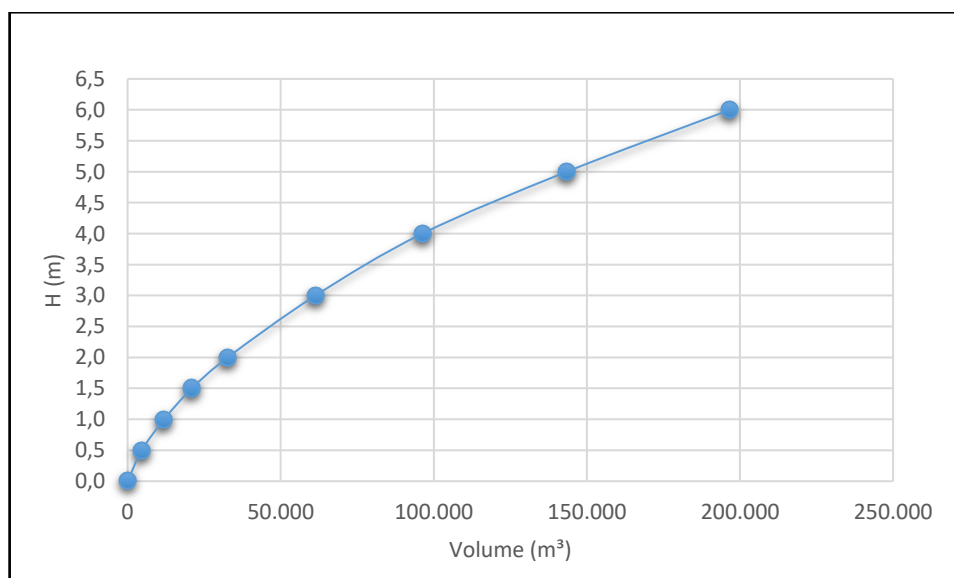
Tabela 8 – Volumes de reservação para diferentes níveis d'água.

Cota do Nível d'água (m)	Volume (m ³)
770,0	196697,28
769,0	143400,92
768,0	96285,31
767,0	61386,31
766,0	32719,84
765,5	21025,57
765,0	11946,08
764,5	4656,85
764,0	0

4.6.2 Método *Level Pool Routing* (Puls)

A partir dos dados de volume calculados na seção anterior, foi gerado a curva cota-volume do reservatório, como mostrada na Figura 31, é levantada a partir dos dados de volume calculados na seção anterior. A ordenada da curva é a lâmina d'água H acima do fundo do orifício, variando de 0 a 6 m, conforme as curvas de nível.

Figura 31 – Curva Cota-Volume da Bacia.



Fonte: Autor (2017).

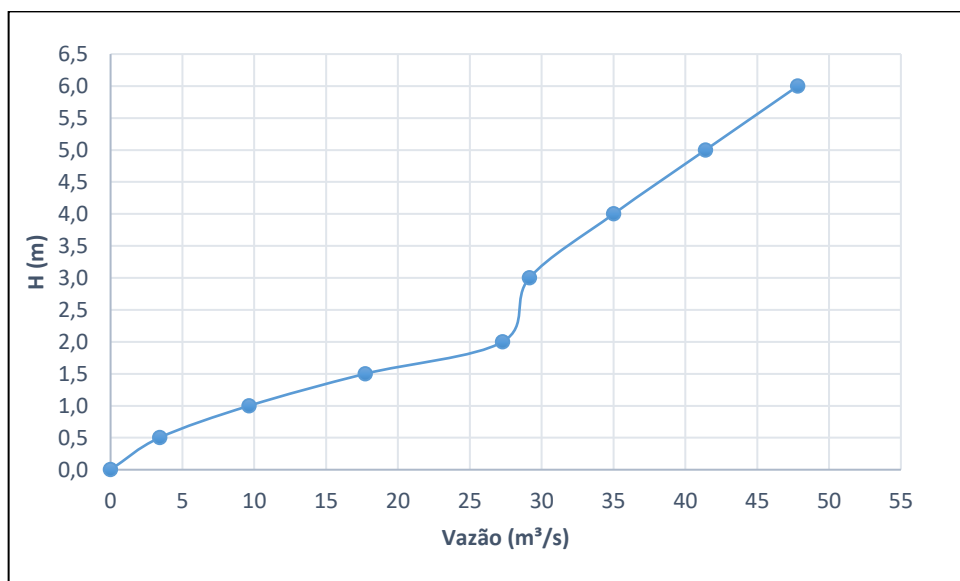
A seção do dispositivo de saída, do tipo galeria de fundo possui seção retangular de 1,9 m de largura por 4 m de altura, e área igual a 7,6 m², de acordo com as medições em campo. Esta área é relativamente alta em comparação a orifícios de bacias de outros locais, como a do reservatório do Pacaembu, de 0,5 m² para 94000 m³ de reservação (Canholi, 2014). Acredita-se que isso se deve ao fato da bacia ter sido concebida para um volume muito alto, perto de 200 mil m³, conforme calculado no item anterior.

As lâminas d'água utilizadas foram aquelas das curvas de nível, sendo a cota de 764 m correspondente a 0 m e a cota máxima 770 m correspondente à lâmina de 6 m. Assim, utilizando-se as lâminas variáveis, os valores de b e D fixos correspondentes aos medidos em campo e os respectivos coeficientes de vazão do Quadro 6 nas equações 30 e 31, foram obtidos os valores de vazão de saída e o traçado da curva cota-vazão conforme Tabela 9 e Figura 32.

Tabela 9 – Vazões de Saída para diferentes lâminas d'água.

H (m)	h/D	C_V	Q (m ³ /s)
0,5	0,26	-	3,41
1,0	0,53	-	9,64
1,5	0,79	-	17,72
2,0	1,05	-	27,28
3,0	1,58	0,5	29,15
4,0	2,11	0,52	35,01
5,0	2,63	0,55	41,40
6,0	3,16	0,58	47,83

Figura 32 – Curva Cota-Vazão da Bacia.



Fonte: Autor (2017).

Verificou-se no traçado da curva cota-vazão uma pequena inconsistência no intervalo de lâmina d'água entre 2 e 3 m. Isto se dá justamente pelo fato da mudança de comportamento da estrutura de saída ocorrer neste intervalo, de tipo vertedouro para orifício.

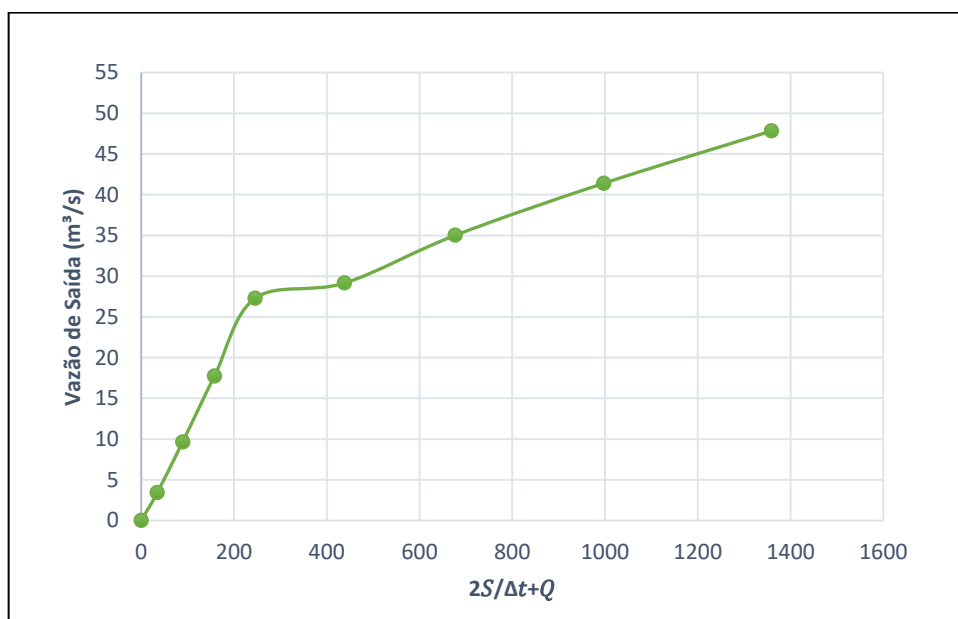
Já em posse do hidrograma de entrada do método Puls, que é o hidrograma de projeto da seção 4.5 e também das curvas cota-vazão e cota-volume, pode-se aplicar o método Puls. Foi realizado a propagação ou simulação do hidrograma de entrada no reservatório de detenção.

O intervalo de tempo utilizado foi igual a metade do valor de discretização da chuva, ou seja, 300 segundos ou 5 minutos. A relação entre vazão e o termo $\frac{2S}{\Delta t} + Q$ do método Puls, é mostrada na

Tabela 10 e na Figura 33.

Tabela 10 – Relação armazenamento e vazão de saída.

H (m)	Vazão de Saída (m ³ /s)	Volume S (m ³)	$\frac{2S}{\Delta t} + Q$
0	0	0	0,00
0,50	0,26	4656,85	31,31
1,00	0,53	11946,08	80,17
1,50	0,79	21025,57	140,96
2,00	1,05	32719,84	219,18
3,00	1,58	61386,31	410,82
4,00	2,11	96285,31	644,01
5,00	2,63	143400,92	958,64
6,00	3,16	196697,28	1314,47

Figura 33 – Relação armazenamento e vazão de saída.

Fonte: Autor (2017).

Na sequência do método Puls foi determinado o primeiro intervalo de tempo, com t_1 igual a 0 e t_2 igual a 5. No segundo intervalo, t_1 assume o valor de t_2 no intervalo anterior, e t_2 igual a 10 minutos, e assim sucessivamente. O mesmo processo vale para os valores da vazão afluente, retiradas do hidrograma de entrada em cada instante.

Como parâmetro inicial do método, foi determinado que a vazão e volume no instante t_1 é igual a 0. Assim, tem-se como parâmetro inicial, que a relação $\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1$ é igual a 0.

Com este parâmetro inicial fixado, pôde-se realizar os processos de iterações do método Este foi realizado até o momento em que a vazão efluente assumiu o valor de zero, ou seja, até que o reservatório se esvazie. A parte inicial do processo iterativo realizado para o reservatório é apresentado na Tabela 11 para exemplificação, e o restante consta no apêndice D.

Tabela 11 – Início do processo iterativo do método Puls

Δt	t_1 (min)	t_2 (min)	I_1 (m ³ /s)	I_2 (m ³ /s)	$I_1 + I_2$ (m ³ /s)	$\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1$ (m ³ /s)	$\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2$ (m ³ /s)	Q_2 (m ³ /s)	$\frac{2S_2}{\Delta t} - Q_2$ (m ³ /s)
1	0,00	5	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
2	5	10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	10	15	0,00	1,75	1,75	0,00	1,75	0,17	1,41
4	15	20	1,75	3,51	5,26	1,41	6,67	0,66	5,35
5	20	25	3,51	7,80	11,31	5,35	16,65	1,65	13,36
19	90	95	34,31	28,78	63,09	388,17	451,26	29,47	392,33
60	295	300	0,00	0,00	0,00	0,11	0,11	0,01	0,09

Vale ressaltar que a primeira vazão ocorre apenas no terceiro intervalo de tempo. Isso se deve ao fato de que o intervalo de tempo adotado para o processo de iteração, cinco minutos é menor que aquele adotado no método do NRCS para cálculo da vazão, igual a 10 minutos. Isto significa que o escoamento superficial e o aparecimento das primeiras vazões se iniciam apenas depois de 10 minutos de chuva. O resultado final não é afetado por isso.

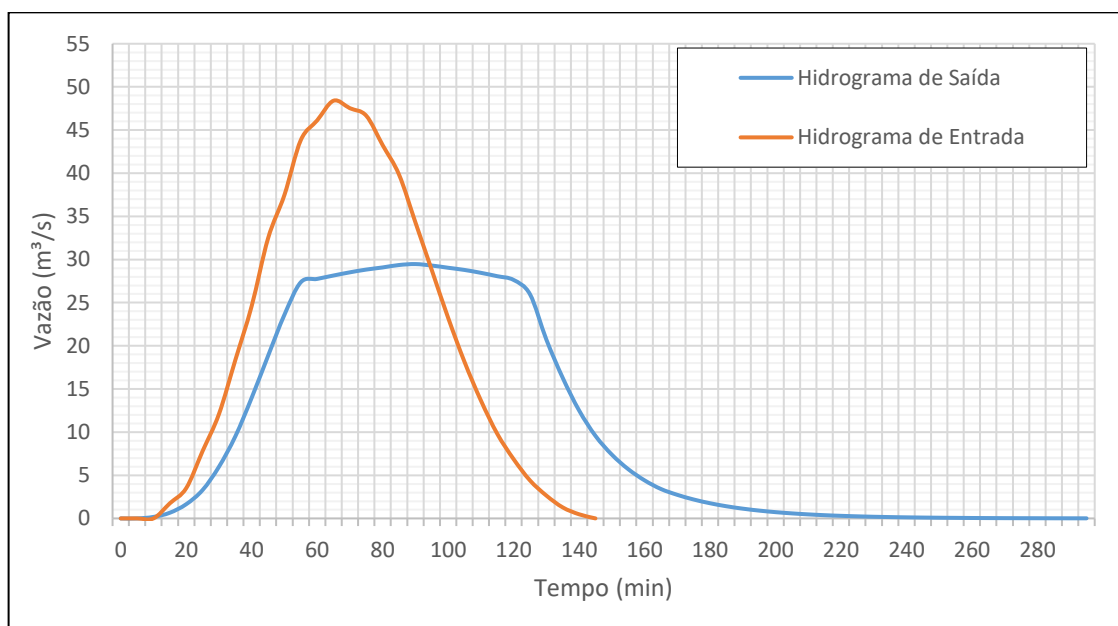
Ao final do processo iterativo, pode-se determinar o valor máximo de vazão efluente do reservatório, bem como o tempo em que ocorre esta vazão. Em adição, o volume de reservação S_2 no instante em que ocorre a vazão máxima efluente também pode ser determinado substituindo o valor de Q_2 e Δt no termo da última coluna da Tabela 11.

Os resultados são apresentados na Quadro 8

Quadro 8 - Dados de saída do método Puls.

Vazão máxima de saída (m ³ /s)	Volume máximo armazenado (m ³)	Altura máxima lâmina d'água (m)	Tempo de pico (min)
29,47	63269,21	3,05	95

Com os dados de saída do método, podemos plotar o hidrograma efluente junto ao hidrograma afluente, de entrada, como mostrado na Figura 34.

Figura 34 – Hidrogramas afluente e efluente da bacia.

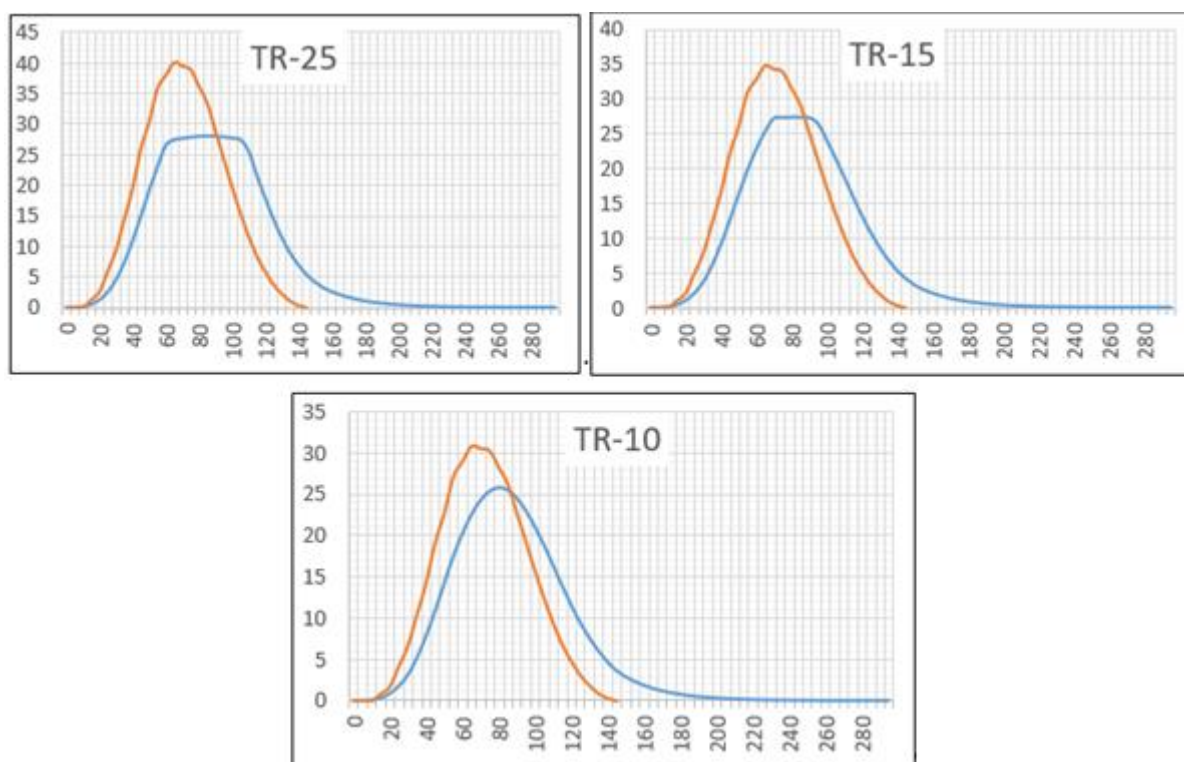
Fonte: Autor (2017).

A diferença entre os picos é a vazão amortecida. Esta foi calculada igual a 18,93 m³/s, e uma taxa de amortecimento da ordem de 39%. Nota-se também que o tempo de pico aumenta, e a base do hidrograma é achatada, justamente o que se busca em uma bacia de detenção.

Em acréscimo ao que foi mostrado, simulações também foram realizadas para períodos de retorno inferior, 10, 15 e 25 anos, afim de se avaliar o comportamento destas para chuvas menos intensas. Os hidrogramas resultantes são mostrados na

Figura 35.

Figura 35 - Hidrogramas para vários períodos de retorno



Fonte: Autor (2017)

Ao se avaliar os gráficos acima, notou-se uma perda de eficiência com o decréscimo dos períodos de retorno, e consequentemente, das chuvas de projeto. Os dados de vazão afluente, efluente e eficiência hidráulica do amortecimento das vazões para diferentes períodos de retorno são apresentados no Quadro 9.

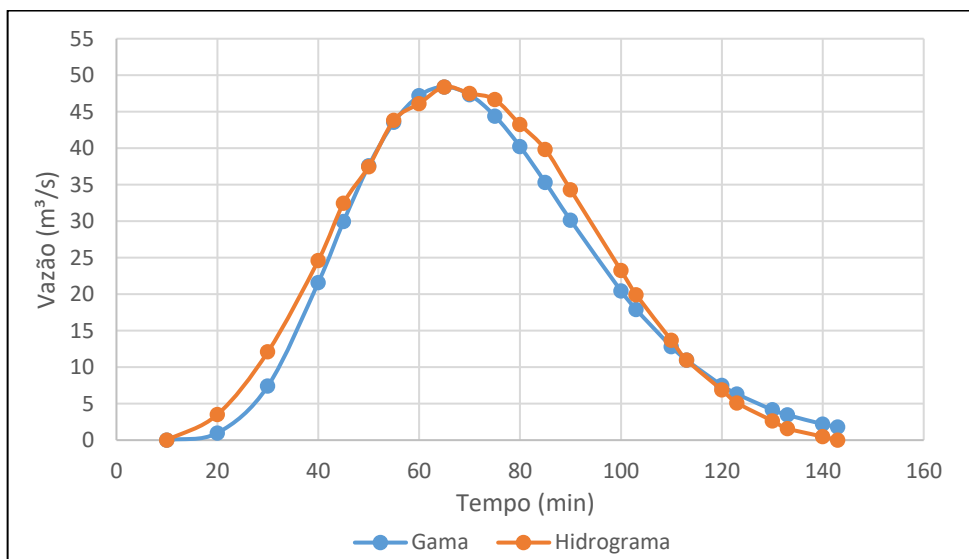
Quadro 9 - Eficiência Hidráulica da bacia de detenção para diferentes TR

Período de Retorno (anos)	Vazão Afluente (m ³ /s)	Vazão Efluente (m ³ /s)	Vazão Amortecida (m ³ /s)	Eficiência Hidráulica (%)
10	30,87	25,76	5,11	17
15	34,73	27,45	7,28	21
25	40,11	28,09	12,02	30
50	48,40	29,47	18,93	39

4.6.3 Método Gráfico de Porto

O cálculo da vazão máxima efluente da bacia também foi realizado através da metodologia proposta por Porto (2003). Utilizando-se um fator de aspecto 8, o hidrograma de entrada e o gráfico da função gama são mostrados na Figura 36.

Figura 36 - Aproximação do Hidrograma afluyente pela função Gama



Fonte: Autor (2017)

O próximo passo foi determinar os parâmetros c e b . Foram utilizados nove pares tabelados de volume e altura, da

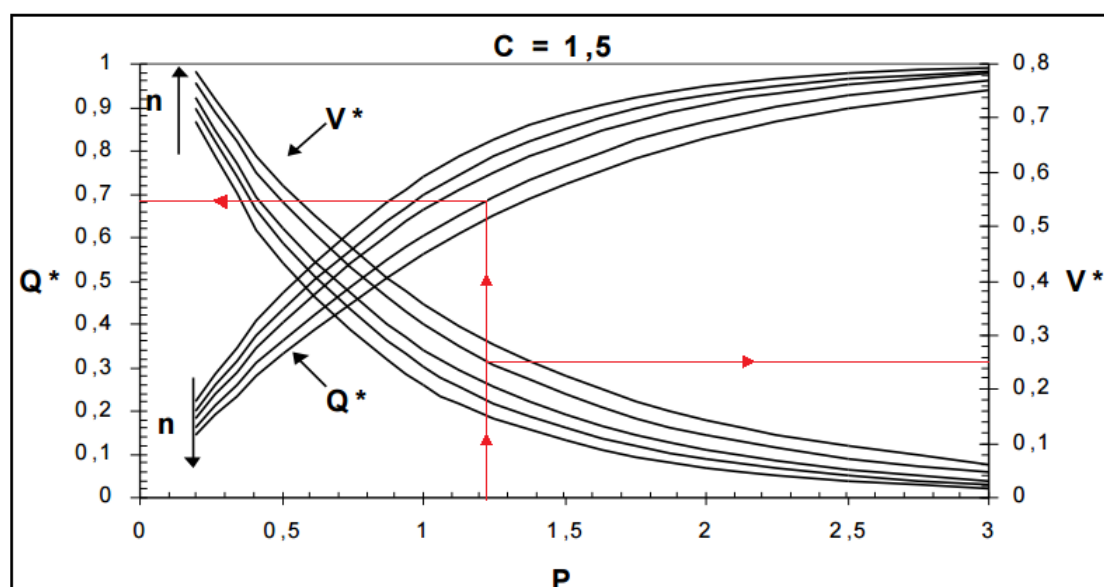
Tabela 10. O coeficiente de descarga, C_d , para o orifício foi considerado igual a 0,65, e a altura da lâmina d'água foi considerada desde o centro do orifício. Os dados de entrada do método são apresentados no Quadro 10.

Quadro 10 - Dados de entrada para método de Porto

n	c	b	Vazão de Projeto - Q_p (m ³ /s)	Tempo de pico (s)	Altura desde o centro do orifício (m)	Área da seção do orifício - A_o (m ²)	C_d
8	1,51	12158,16	48,4	3900	5,05	7,6	0,65

Através da equação 27, o adimensional P encontrado foi igual a 1,22. O gráfico de Porto utilizado para relacionar P à razão de atenuação Q^* foi o gráfico para H^* menor que 1, ou seja, apenas orifício atuando na bacia, e valor de c igual a 1,5, valor bem próximo do calculado, que foi 1,51. A Figura 37 mostra a obtenção do valor de Q^* e V^* conforme o adimensional P calculado e n igual a oito, anteriormente obtido.

Figura 37 - Obtenção de Q^* e V^* no gráfico de Porto



Fonte: Porto (2003) modificado.

A razões de atenuação encontradas no gráfico são introduzidas nas relações funcionais das equações 27 e 28. Os valores obtidos são 32,91 m³/s de vazão efluente e 53517 m³ para volume máximo reservado. Estes resultados se mostraram bem próximos daqueles encontrados pelo método *Level Pool Routing*. A maior diferença se deu em função do volume armazenado, isso graças à aproximação do hidrograma de entrada pela função gama.

Apesar disso dos bons resultados, o objetivo em se aplicar essa metodologia neste trabalho é comparar os resultados com aqueles do método de Puls, escolhido como definitiva. Isto permite verificar se os resultados estão coerentes, caso estes se mostrem próximos, como ocorreu neste trabalho. Além disso, é importante demonstrar uma forma prática e mais rápida de se calcular uma bacia de detenção para estudos preliminares.

4.7 RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO *IN LOCO*

A metodologia de cálculo para os reservatórios de detenção *in loco* foi diferente no que se refere à aquisição do hidrograma de entrada. Este foi obtido pelo método racional. Primeiramente foi calculado a vazão amortecida por cada reservatório, para depois mensurar o efeito de todos eles na bacia como um todo.

4.7.1 Hidrograma de Entrada

Para o cálculo do hidrograma de entrada, foi considerado que a área do lote é a bacia de contribuição, sendo o exutório desta bacia, na saída do lote, local onde seria implantado os reservatórios hipotéticos. A lei complementar de Pato Branco nº 46 de 2011, que regulamento o uso e ocupação do solo foi utilizada para se determinar alguns dados da área de contribuição, o lote.

Ao analisar a lei acima citada, verificou-se que a área mínima do lote é de 450 m³, com frente de 15 m. Foi utilizado estas dimensões como parâmetro inicial para o dimensionamento. O cálculo do tempo de concentração foi utilizado como tempo de duração da chuva é apresentado na Tabela 12.

Tabela 12 – Cálculo do tempo de concentração.

<i>L</i> (m)	<i>S</i> (%)	<i>i</i> (mm/h)	<i>P</i> ₂ (mm)	<i>n</i> (s/m ⁵ /2)	<i>t</i> _C (min)
33,54	4	4,74	113,83	0,1725	7,55

O coeficiente de escoamento *C* do método racional foi considerado para áreas com edificações não muito densas, para residências unifamiliares conforme Quadro 3, já que se trata de uma área adjacente ao cento da cidade. O período de retorno para a equação das chuvas intensas foi considerado 50 anos, que é o mesmo período

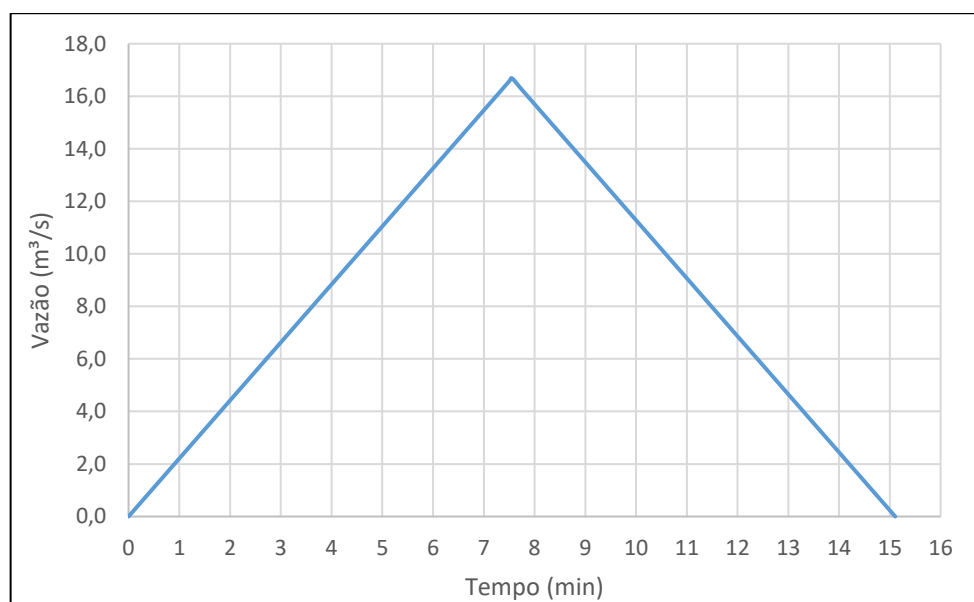
de retorno da bacia de detenção anteriormente dimensionada. Os cálculos do método racional encontram-se na Tabela 13.

Tabela 13 – Vazão Máxima pelo Método Racional.

t_c (min)	TR (anos)	I (mm/h)	C	A (Km ²)	Vazão (m ³ /s)	Vazão (L/s)
7,55	50	204,28	0,66	0,000450	0,01669	16,68

Como o tempo de concentração foi calculado anteriormente, pôde-se gerar o hidrograma de triangular do método racional (Figura 38), cuja base é o dobro do tempo de concentração, e que também é o hidrograma de entrada para o dimensionamento do reservatório.

Figura 38 – Hidrograma de entrada do Método Racional.



Fonte: Autor (2017).

Nota-se que o hidrograma gerado pelo método racional é isósceles, ou seja, o tempo de base, que representa o tempo de duração do escoamento é o dobro do tempo de pico, ou o tempo de concentração. Esses valores são iguais a 15,1 min e 7,55 min, respectivamente.

4.7.2 Dimensionamento dos Reservatórios

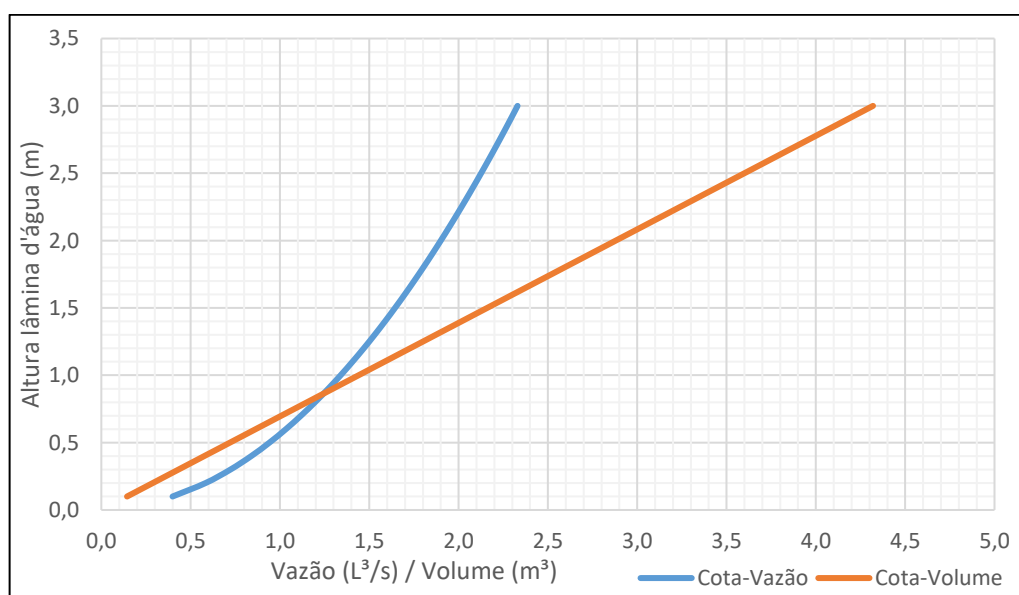
O decreto 176 de 2007 regulamenta o volume de reservação em lotes, conforme equação 3 da página 30, e tendo como dados de entrada a área do lote de 450 m² e área impermeabilizada de 30% da área total, ou seja, 135 m², obteve-se um volume inicial de 2,16 m³.

Prosseguiu-se então para a definição das dimensões do reservatório que atendesse o volume estipulado, definidos como sendo 1,5 m de altura, e lados igual a 1,2 m. Essas dimensões foram arbitradas já que a legislação não regulamenta dimensões mínimas. De posse do volume inicial de reservação, prosseguiu-se para o traçado das curvas cota-vazão e cota-volume, para aplicação do método *Level Pool Routing*

O traçado da cota curva-volume pode ser realizado facilmente fixando-se a variação de lâmina d'água de 10 em 10 cm. Para o traçado da curva cota-vazão, foi definido, primeiramente, o tipo de dispositivo de saída do reservatório. A legislação de Curitiba foi utilizada novamente, a qual regulamenta tubos de 25 mm de diâmetro para volumes de reservação até 2 m³, próximo do calculado.

Assim, pode-se determinar através da equação da lei dos orifícios, a vazão de saída para cada lâmina d'água com variação de 10 cm. As curvas são mostradas na Figura 39.

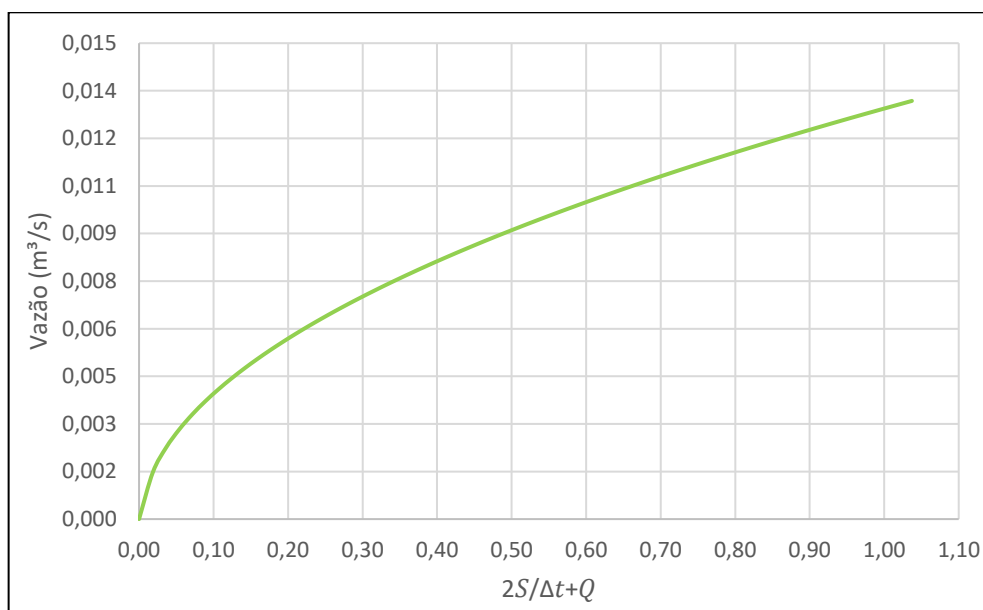
Figura 39 – Curvas Cota-Volume e Cota-Vazão do Reservatório.



Fonte: Autor (2017).

O próximo passo foi realizar o *Routing*, ou propagação do hidrograma de entrada no reservatório dimensionado. A mesma rotina utilizada outrora para as bacias de detenção foi nesta etapa empregada. Primeiramente a relação entre vazão e o termo $\frac{2S}{\Delta t} + Q$ foi gerada, a partir dos dados da curva cota-vazão e cota-volume, como visto na Figura 40.

Figura 40 – Curva do método Puls.



Fonte: Autor (2017).

Para a geração do gráfico acima, foi adotado um intervalo de tempo Δt igual a 30 segundos. Esse intervalo também foi utilizado para a geração dos dados do hidrograma afluente, do método racional, pois este apenas fornece o valor de vazão máxima. Por interpolação linear no software Excel foi calculado os demais valores para os valores da abscissa sendo igual ao tempo Δt . Os parâmetros iniciais de volume S_1 , vazão Q_1 , e tempo i_1 também foram considerados iguais a zero para se iniciar o processo iterativo do método.

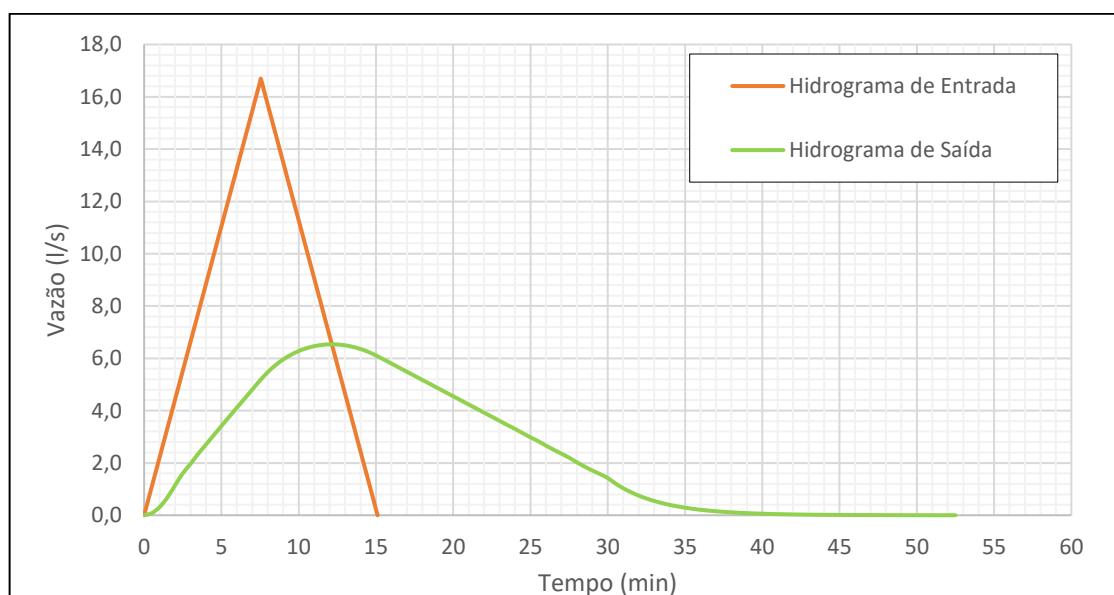
Na primeira simulação do hidrograma no reservatório, foi observado que o volume inicial não foi capaz de comportar a vazão afluente sem haver transbordamento, pois os valores de lâmina d'água alcançados nesta primeira configuração foi de 4,19 m e volume de 6,04 m³, com vazão efluente igual a 2,76 L/s. Isso se deve, provavelmente ao fato de que a equação utilizada para se calcular o volume inicial foi desenvolvida para período de retorno menor que o do hidrograma de projeto, que é de 50 anos; com isso, a intensidade de chuva também é menor.

Houve a necessidade então de se manipular as configurações do reservatório para que se pudesse alcançar uma vazão efluente satisfatória, com volume de reservação adequados, visando a execução dos mesmos no lote. Como critério limitante da vazão máxima de saída foi adotado a vazão de pré-desenvolvimento da área, cujo coeficiente C de escoamento foi considerado 0,24, gerando uma vazão máxima de 6,19 L/s, contra 16,68 L/s da vazão de pós desenvolvimento.

Visto que a vazão alcançada na primeira simulação era abaixo da vazão de pré-desenvolvimento, optou-se por aumentar a seção do orifício para 32 mm, 40 mm e finalmente 50 mm, na tentativa de se manter as dimensões do reservatório. Atingiu-se volume de 3,37 m³, porém, com vazão efluente igual a 8,2 L/s, muito alta.

Decidiu-se, também limitar a altura do reservatório em 1,5 m, visando a facilidade de disposição do mesmo em lote e também para facilitar o escoamento das águas pluviais para o seu interior. Assim, após algumas tentativas, optou-se pela solução em alterar os lados do reservatório para 1,67 m. Obteve-se, então, o volume máximo de reservação igual a 4,16 m³ e altura da lâmina d'água igual a 1,49 m. A vazão efluente foi calculada em 6,53 L/s, apenas um pouco superior à vazão de pré-desenvolvimento. Os hidrograma de entrada e saída são mostrados na Figura 41. O processo iterativo do método de Puls para o reservatório de detenção consta no apêndice E.

Figura 41 – Hidrogramas de Entrada e Saída do Reservatório de Detenção *in loco*.



Fonte: Autor (2017).

Do hidrograma de saída, retirou-se o tempo de pico igual a 12 minutos. A taxa de amortecimento da vazão de entrada foi da ordem de 60,8% e o aumento do tempo de pico de 58,9 %. Um desenho esquemático do reservatório está apresentado no apêndice F.

Outras simulações, com chuvas para tempo de retorno inferiores também foram realizadas, cujos resultados são apresentados no Quadro 11.

Quadro 11 - Eficiência Hidráulica para diferentes TR dos Reservatórios de retenção in loco

Período de Retorno (anos)	Vazão Afluente (m ³ /s)	Vazão Efluente (m ³ /s)	Eficiência Hidráulica (%)	Volume de armazenamento (m ³)	Altura da lâmina d'água (m)
10	12,97	5,58	57,0	3,06	1,10
15	13,80	5,81	57,9	3,31	1,19
25	14,91	6,11	59,0	3,65	1,31
50	16,68	6,53	60,8	4,16	1,49

4.7.3 Estimativa de Amortecimento na Vazão de Pico da Bacia

Primeiramente, pensou-se em substituir o coeficiente C do método racional para as áreas dos lotes residenciais por um outro equivalente à vazão efluente do lote calculada. Esta abordagem resulta em uma idealização de pré-desenvolvimento da área. A partir da substituição da vazão efluente encontrada, 6,53 L/s junto às variáveis já calculadas do método racional, conforme Tabela 13 a partir da equação 12, do método racional, encontrou-se um valor de C igual a 0,26, correspondente a uma redução de 60% do coeficiente anteriormente utilizado, valor este que também é o percentual de amortecimento da vazão.

Em posse destes dados, aplicou-se o método racional para toda a bacia, utilizando-se o coeficiente de escoamento sem os reservatórios, iguais a 0,66 e 0,48, a depender da densidade de edificações das áreas residenciais, e 0,24, para toda a área residencial após a implantação dos reservatórios. Observa-se, que mesmo os locais onde foi considerado área residencial de baixa ocupação, conforme mapa de uso do solo da seção 4.2, para uma situação de cálculo com os reservatórios, estas áreas também foram contabilizadas, conferindo-se assim, uma segurança para crescimento futuro da urbanização. É importante lembrar as limitações de área de

aplicação do método racional, de 1 km². Porém, como o resultado desejado é o amortecimento, essa abordagem foi considerada válida.

O segundo enfoque foi através do método NRCS. Para contabilização da contribuição da vazão da área urbana residencial, foi recalculado o hidrograma de projeto da bacia através do método NRCS novamente, utilizando-se as mesmas considerações e parâmetros da seção 4.5, porém, retirando-se as áreas citadas, e após, utilizando-se como área total, apenas estas áreas. As vazões resultantes representam a vazão da área urbana residencial e do restante da bacia, respectivamente.

A partir dos dados de vazão de amortecimento igual a 60,8% nos lotes residenciais, considerou-se uma hipótese que a vazão efluente total desta área também tem redução de mesma ordem, com implantação dos reservatórios. Multiplicou-se assim, essa razão de amortecimento dos lotes pela vazão de contribuição da área residencial. Somada esta vazão àquele referente ao restante da bacia, resulta na vazão máxima no exutório da bacia com utilização da reservação *in loco*. Os resultados das duas hipóteses são mostrados no Quadro 12.

Quadro 12 - Vazões Máxima da Bacia com e sem detenção *in loco*

Método Base	Vazão Máxima sem detenção <i>in loco</i> (m ³ /s)	Vazão Máxima com detenção <i>in loco</i> (m ³ /s)	Amortecimento (%)
Racional	60	48,42	19
NRCS	48,40	40,68	16

Os resultados da taxa de amortecimento apresentaram-se próximos um do outro, fato este que contribui para a validação dessas metodologias para uma avaliação preliminar do efeito dos reservatórios na vazão final de projeto.

4.8 AVALIAÇÃO ECONÔMICA PRELIMINAR

Um orçamento preliminar foi realizado para os reservatórios de detenção *in loco*. Foi definido o material do reservatório, concreto simples produzido no local, com resistência característica igual a 15 Mpa. Os dados de custos unitários foram retirados da tabela da SANEPAR, de junho de 2016. O orçamento para a execução de um reservatório é mostrado na Tabela 14.

Tabela 14 – Orçamento reservatórios de detenção.

Código	Descrição	Ud.	Qtd.	Custo Unitário	Custo Total
040110	Escavação manual de valas em terra compactada até 2 m	m ³	8,24	R\$ 1,83	R\$ 344,68
041801	Carga e Descarga de solos	m ³	8,24	R\$ 1,67	R\$ 13,76
041401	Compactação em valas	m ³	8,24	R\$ 20,91	R\$ 172,30
041301	Reaterro em valas compactação manual	m ³	3,2	R\$ 7,53	R\$ 24,10
050101	Escoramento de Madeira Pontalete	m ²	4,2	R\$ 9,92	R\$ 41,66
080905	Forma plana em chapa resinada e = 12 mm para parede	m ²	10,02	R\$ 64,48	R\$ 646,09
081901	Armadura em aço CA-50	Kg	102	R\$ 7,24	R\$ 738,48
082102	Concreto Convencional fck = 15 MPa	m ³	0,64	R\$ 487,7	R\$ 312,13
090101	Tubulação de PVC DN50	m	3	R\$ 1,81	R\$ 5,43
				Total	R\$ 2298,63

Foi considerado uma altura de escavação máxima igual a altura do reservatório, apesar desta variar de acordo com nível do lote em relação à rua e às situações específicas de execução no lote. Também foi considerado área de escavação a área do reservatório em planta mais 50 centímetros para se executar escoramento das formas de cada lado. A tubulação de saída foi considerada igual a 3 metros, sendo esta apenas arbitrada, pois este valor varia em cada situação. A armadura utilizada foi uma malha de aço CA-50 de 8 mm.

Em posse do orçamento total de um reservatório de detenção, este valor foi multiplicado pelo número aproximado de lotes da área, contabilizados a partir do mapa digital de Pato Branco. Os lotes maiores do que 450 m² em uma avaliação visual, foram considerados dois ou mais lotes, a depender das dimensões do mesmo. Foram contabilizados cerca de 3000 lotes.

Em adição, foi analisado também o custo total da obra da bacia de detenção segundo dados obtidos no site da prefeitura municipal de Pato Branco. Os custos finais de implantação das duas medidas não convencionais de drenagem estudadas neste trabalho são apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 - Comparação do orçamento das obras de detenção

Obra	Custo Unitário	Qtd.	Custo Total	Custo em milhões
Bacia de Detenção	-	-	R\$ 8.950.000,00	8,95
Reservatórios de Detenção <i>in loco</i>	R\$ 2298,63	2800	R\$ 6.436.152,80	6,44

Algumas ressalvas devem ser feitas a respeito dos custos acima. O orçamento da bacia de detenção foi realizado no ano do começo de suas obras, 2015, um ano antes da tabela de orçamentos dos reservatórios. Isto pode gerar diferenças nos custos dos serviços e materiais caso os dois orçamentos fossem realizados no mesmo ano. Para o dimensionamento dos reservatórios, não foram realizados cálculos estruturais, o que pode ter resultado em um excesso de aço, aumentando o preço dos mesmos. Também não foi considerado reaproveitamento de formas de madeira, que provavelmente seria realizado em caso de execução em conjunto dos reservatórios na região.

Como comentado anteriormente, esta avaliação é apenas preliminar, com o objetivo de se ter uma percepção do custo de duas formas de medidas não convencionais de drenagem. Necessita-se realizar estudos mais detalhados de orçamento para se obter os custos reais das obras, principalmente em relação a custos indiretos, muitas vezes não contabilizados em orçamentos.

5 CONCLUSÃO

Os resultados obtidos neste trabalho possibilitaram a análise de algumas questões importantes. Dentre elas, ressalta-se a capacidade de amortecimento de vazão dos dispositivos estudados. Foi avaliado individualmente, para uma chuva de projeto calculada com base em alguns parâmetros pré-estabelecidos, a taxa de amortecimento da vazão máxima da bacia de retenção e dos reservatórios de retenção *in loco*.

Quanto à bacia de retenção, esta mostrou comportamento dentro do esperado perante às suas dimensões. Uma taxa de amortecimento na ordem de 36,6% foi encontrada. A vazão máxima efluente esteve abaixo vazão de pré-desenvolvimento da bacia hidrográfica. Esses resultados podem guiar à afirmação de que as dimensões da bacia estipuladas no projeto, satisfazem a condição de pré-urbanização, evitando assim, inundações à jusante. Entretanto, algumas ressalvas devem ser feitas.

O tempo de retorno utilizado para o cálculo da vazão de projeto foi de 50 anos. Quando realizada a simulação dos hidrogramas de entrada na bacia para a períodos de retorno menores, essa condição não foi atendida. Isso se deve ao fato das dimensões do dispositivo de extravasão serem muito elevadas, o que permite efluência de uma vazão muito alta. Quando chuvas menos intensas, mas potencial causadoras de inundações ocorrem, grande parte desta vazão não é armazenada na bacia, o que ocorreria caso o extravasor tivesse dimensões reduzidas.

Pode-se evidenciar esta falha no dimensionamento da bacia mesmo para o período de retorno de 50 anos, através do volume de armazenamento. Este, segundo os dados de projeto, é cerca de três vezes maior do que o necessário; conseqüentemente, pouca vazão está sendo retida no reservatório. Se dimensionada de forma correta, este volume deveria ser total ou quase todo preenchido, sem maiores preocupações.

No que tange ao dimensionamento dos reservatórios de retenção *in loco*, estes forneceram bons resultados quanto a taxa de amortecimento de saída do lote. Cerca de 60% da vazão máxima foi reduzida para período de retorno igual a 50 anos. Períodos de retorno menores também foram testados, apresentando bons resultados, mesmo que alguns tenham excedido a vazão de pré-urbanização.

Um impasse significativo quanto à implantação dos reservatórios na área de estudo está no volume de reservação, muito alto para os lotes urbanos considerados. Isso se deve ao fato de que o dimensionamento dos mesmos se procedeu, fixando-se o tempo de retorno em 50 anos, uma vez que se objetivou comparar o efeito destes em relação a bacia.

Todavia, a implantação dos mesmos não é impossível, desde que se realize inspeções de campo criteriosas, que visem avaliar a viabilidade executiva da instalação. Em adição, para períodos de retorno menores, os volumes encontrados se adequam as dimensões do lote perfeitamente.

Ao se avaliar o efeito dos reservatórios de retenção no hidrograma final da bacia, para chuva de 50 anos, as maiores dificuldades do trabalho foram encontradas. Como comentado anteriormente, estudos mais detalhados e precisos que visem a simulação deste efeito são necessários. A estimativa preliminar realizada mostrou valores um tanto inexpressivos.

Como visto, taxas de amortecimento de 16% e 19% foram encontradas. Ao se avaliar as condições da bacia hidrográfica, concluiu-se que este resultado insatisfatório se deve ao fato de que grande parte da bacia não é constituída por áreas urbanas, que são os locais propostos para implantação dos reservatórios. Campos agrícolas e pastos, presentes em grande escala no local, bem como a declividade da bacia, geram coeficientes de escoamento superficial relativamente altos. Ademais, as áreas impermeabilizadas de ruas pavimentadas e região industrial, apesar da área pequena, também interferem no aumento do escoamento superficial.

Em relação à problemática das inundações urbanas, que originou o presente estudo, ressalta-se os seguintes pontos. Não se buscou neste trabalho avaliar se as vazões efluentes dos dispositivos de retenção estudados podem ou não causar inundações urbanas, mesmo que amortecidas. Entretanto, a implantação dos mesmos gera benefícios quanto a esse problema, mesmo que pequenos, os quais ainda carecem de serem avaliados em relação ao custo final de implantação.

Ainda que tenha se mostrado mais eficiente, a implantação de uma bacia de retenção no local requer a avaliação de muitos outros fatores, que por fugir do enfoque deste trabalho, não foram abordados no mesmo, mas merecem atenção. O impacto ambiental é um dos principais, o qual é segundo experiências em bibliografias consultadas, bem maior que os reservatórios em lotes. O interesse social em se construir uma área de lazer também deve ser levado em consideração. Ademais, a

manutenção de uma bacia de retenção, cuja ausência pode implicar em danos ambientais e custos extras, representa um grande impasse na instalação da mesma.

Em caso de implantação dos reservatórios, sugere-se para a área estudada, que medidas não convencionais de drenagem também sejam aplicadas para conter o escoamento superficial das demais áreas. Isso se justifica pelo fato de que a agricultura e pastagem também são elementos de pós desenvolvimento. Além disso, o alto escoamento superficial proveniente das vias públicas, cuja responsabilidade é dos órgãos públicos, também deve ser gerido.

De modo geral, este trabalho atingiu os objetivos fixados inicialmente, dentro das limitações encontradas. As principais dificuldades foram no tocante à interpretação do projeto da bacia de retenção adquirido, devido a carência de maior detalhadamente do mesmo. Além disso, as dimensões da bacia hidrográfica, bem como a dificuldade de acesso aos locais da mesma por situar-se em zona periférica da cidade inviabilizou um trabalho de campo mais detalhado que pudesse fornecer um traçado da rede de drenagem, o que contribuiria grandemente ao trabalho.

Em suma, o presente estudo possibilitou um melhor entendimento do funcionamento e consequências de implantação de duas medidas não convencionais de drenagem urbana, bacia de retenção e reservação *in loco*. Sugere-se como continuidade da pesquisa, estudar os efeitos dos reservatórios no hidrograma da bacia por meio de simulações em softwares de modelagem hidráulico-hidrológico. Além disso, uma avaliação da possibilidade de aproveitamento da água da chuva nos lotes também seria de grande valia, visto que representa interesse no âmbito científico e social.

REFERÊNCIAS

ACIOLI, L. A. **Estudo Experimental de Pavimentos Permeáveis para o controle do Escoamento Superficial na Fonte**. Dissertação (Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Sanemaento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Porto Alegre, 2005.

AKAN, A. O. Detention pond sizing for multiple Return Periods. **Journal of Hydraulic Engineering**, Norfolk, v. 115, n. 5, p. 650-664, 1989.

BERTONI & Tucci, J. C.; **Precipitação**. In TUCCI, C. E. M. Porto alegre: ABRH, 2009.

CANHOLI, A. P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

CRUZ, M. A. S.; TUCCI, C. E. M.; SILVEIRA, A. L. L. Controle do escoamento com detenção em lotes urbanos. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 3, n. 4, p. 19-31, 1998.

FONTES, A. R. M.; BARBASSA, A. P. Diagnóstico e Prognóstico da Ocupação e da Impermeabilização Urbanas. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, São Carlos, v. 8, n. 2, p. 137-147, 2003.

GEARHEART, G. Low Impact Development Center. **A review of low impact development policies: Removing institutional barriers to adoption**. Beltsville, 2007. -

GRIMALDI, S. et al. Time of concentration: a paradox in modern hydrology. **Hydrological Sciences Journal**, v. 57, n. 2, p. 217-228, 2012.

HOEPFNER, A. C. **Estudo comparativo entre vazões de pico estimadas pelo método racional e pelo método do scs para a bacia hidrográfica do rio bom retiro em joinville-sc**. Trabalho de Conclusão de Curso. Engenharia Sanitária e Ambiental. Universidade Federal de Santa Catarina 2007.

HOLLIS, G. E. The Effect of Urbanization on Floods of Different Recurrence Interval. **Water Resources Research**, v. 11, n.3, p. 431-435, 1975.

HORA, S. B. Da **Mapeamento e avaliação do risco a inundação do rio cachoeiroa em trecho da área urbana do município de Itabuana/BA**. Dissertação (Pós-Graduação em Desenvolvimento Regional e Meio Ambiente) Universidade Estadual de Santa Cruz, Ilhéus, 2009.

HORN, D. R. Graphic estimation of peak flow reduction. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 113, n. 11, p. 1441-1450, 1987.

IBGE. **Censo Demográfico 2010 - Aglomerados Subnormais**: Informações territoriais. Issn 0104-3145. Rio de Janeiro, 2010.

IBGE. **Censo Demográfico 2010 - Características Gerais da População, Religião e pessoas com deficiência**. 2010.

IBGE. **Estimativas da População dos Municípios Brasileiros com data de Referência em 1º de Julho de 2016**. Diário Oficial. 2016

INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL. **Plano diretor de drenagem urbana**: Manual de Drenagem Urbana. v. 6. Prefeitura municipal de Porto Alegre, Departamento de esgotos pluviais. Porto Alegre, 2005.

MARTINS, J. R. S. OBRAS DE MACRODRENAGEM. In Tucci. (Org.). Drenagem Urbana. Porto Alegre. Editora da UFRGS. 1995

MARTINS, J. R. S. **Gestão da drenagem urbana: só tecnologia será suficiente?** Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, Artigo Científico, p. 1-11, Julho 2012.

MAYS, L. W. **Stormwater drainage analysis and design Handbook**. L. Mays (Org.). Nova York. 2001.

MCCUEN, R. H. et al. Estimating Urban Time of Concentration. **Journal of Hydrology Engineering**, v110, n. 7, p. 887-904, 1984.

MCENROE, B. M. Preliminary sizing of detention reservoirs to reduce peak discharges. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 118, n. 11, p. 1540-1549, 1992.

MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL., 15 ago. 2011. Disponível em: <http://www.mi.gov.br/web/guest/defesacivil?p_p_id=101&p_p_lifecycle=0&p_p_state=maximized&p_p_mode=view&_101_struts_action=%2Fasset_publisher%2Fview_content&_101_returnToFullPageURL=%2Fweb%2Fguest%2Fdefesacivil%3F_3_formDate%3D1475205098581%26p_p_id%3D3%2>.

USDA. **Urban Hydrology for Small Watersheds, TR-55**. 2 ed. Natural Resources Conservation Service. United States Department of Agriculture. 1986.

OHNUMA JÚNIOR, A. A. **Medidas não Convencionais de Reservação D'água e Controle da Poluição Hídrica em Lotes Domiciliares**. Tese (Doutorado em Ciências da Engenharia Ambiental) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

PEITER, T. V.; POLETO, C. Estudos dos efeitos de trincheiras de infiltração. **Revista de estudos ambientais**, v. 14, n. 2, p. 57-67, 2012.

PORTO, R. D. M. Metodologia de Cálculo para o Planejamento de Bacias de Detenção. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 8, n. 3, p. 135-149, 2003.

PORTO, Rubem L. L. Escoamento Superficial Direto. In Tucci. *Ciência e Aplicação*. Porto Alegre. Editora da UFRGS. 1993

SANTOS, M. **A Urbanização Brasileira**. 5 ed. 1 reimp. São Paulo. 2008.

SARTORI, A., GENOVEZ, A. M. & NETO L. F. Classificação Hidrológica de Solos Brasileiros para a Estimativa da Chuva Excedente com o Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos Parte 1: Classificação. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 10, n. 4, p. 05-18, 2005.

SARTORI, A., GENOVEZ, A. M. & NETO L. F. Classificação Hidrológica de Solos Brasileiros para a Estimativa da Chuva Excedente com o Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos Parte 2: Aplicação. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 10, n. 4, p. 19-29, 2005.

SILVEIRA, A. L. L. D. Desempenho de Fórmulas de Tempo de Concentração em Bacias Urbanas e Rurais. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 10, n. 1, p. 5-23, 2005.

SMDU. **Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais: aspectos tecnológicos; fundamentos**. Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. São Paulo, 2012.

SUDERHSA. **Manual de drenagem urbana**. Secretaria de estado do meio ambiente e recursos hídricos. Curitiba, 2002.

TABALIPA, N., L. **Estudo da Estabilidade de Vertentes da Bacia do Rio Ligeiro, Pato Branco, Paraná**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Paraná. Curitiba. 2008

TOMAZ, P. Capítulo 14- Trincheira de infiltração.

TUCCI, C. E. M. DRENAGEM URBANA. **Ciência e Cultura**, v. 55, n. 4, p. 36-37, 2003.

TUCCI, C. E. M. **Gestão das Inundações Urbanas**. Porto Alegre: [s.n.], 2005.

TUCCI, C. E. M. **Gestão de Águas Pluviais Urbanas**. Ministério das Cidades - Global Water Partnership - World Bank - Unesco, 2005.

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. 4. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2009.

TUCCI, C. E. M.; GENZ, F. Controle do Impacto da Urbanização. In. Tucci (Org.). **Drenagem Urbana**. Porto Alegre. Editora da UFRG. (1995)

US EPA. United States - Environment Protection Agency. **Benefits of Low Impact Development**. . Washington, D.C. 2012.

WALESH, S. G. **Urban Surface Water Management**. New York: JOHN WILEY & SONS, INC., 1989.

WILKEN, P. S. **Engenharia de Drenagem Superficial**. São Paulo: Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental, 1978.

WOODS-BALLARD, B et al. **The SuDS manual**. Londres: CIRIA, 2007.

APÊNDICE A – VAZÃO PARA BLOCOS DE CHUVA E CONVOLUÇÃO

Bloco 1		Bloco 2		Bloco 3		Bloco 4		Bloco 5	
t	Qp	t	Qp	t	Qp	t	Qp	t	Qp
10	0,00	20	0,00	30	0,00	40	0,00	50	0,00
20	3,51	30	5,08	40	3,94	50	3,16	60	2,65
30	7,01	40	10,15	50	7,87	60	6,32	70	5,30
40	10,52	50	15,23	60	11,81	70	9,49	80	7,95
45	12,28	55	17,77	65	13,78	75	11,07	85	9,27
50	11,22	60	16,23	70	12,59	80	10,11	90	8,47
60	9,10	70	13,17	80	10,21	90	8,21	100	6,87
70	6,98	80	10,11	90	7,84	100	6,30	110	5,27
80	4,87	90	7,05	100	5,46	110	4,39	120	3,68
90	2,75	100	3,98	110	3,09	120	2,48	130	2,08
100	0,63	110	0,92	120	0,71	130	0,57	140	0,48
103	0,00	113	0,00	123	0,00	133	0,00	143	0,00

Tempo (min)	BLOCO 1	BLOCO 2	BLOCO 3	BLOCO 4	BLOCO 5	Total (mm)
0	0,00					0,00
10	0,00					0,00
20	3,51	0,00				3,51
30	7,01	5,08	0,00			12,09
40	10,52	10,15	3,94	0,00		24,61
45	12,28	12,69	5,90	1,58	0,00	32,45
50	11,22	15,23	7,87	3,16	0,00	37,48
55	10,16	17,77	9,84	4,74	1,32	43,83
60	9,10	16,23	11,81	6,32	2,65	46,12
65	8,04	14,70	13,78	7,91	3,97	48,40
70	6,98	13,17	12,59	9,49	5,30	47,53
75	5,93	11,64	11,40	11,07	6,62	46,66
80	4,87	10,11	10,21	10,11	7,95	43,25
85	3,81	8,58	9,03	9,16	9,27	39,84
90	2,75	7,05	7,84	8,21	8,47	34,31
100	0,63	3,98	5,46	6,30	6,87	23,25
103	0,00	3,06	4,75	5,73	6,39	19,93
110		0,92	3,09	4,39	5,27	13,67
113		0,00	2,38	3,82	4,79	10,99
120			0,71	2,48	3,68	6,87
123			0,00	1,91	3,20	5,10
130				0,57	2,08	2,65
133				0,00	1,60	1,60
140					0,48	0,48
143					0,00	0,00

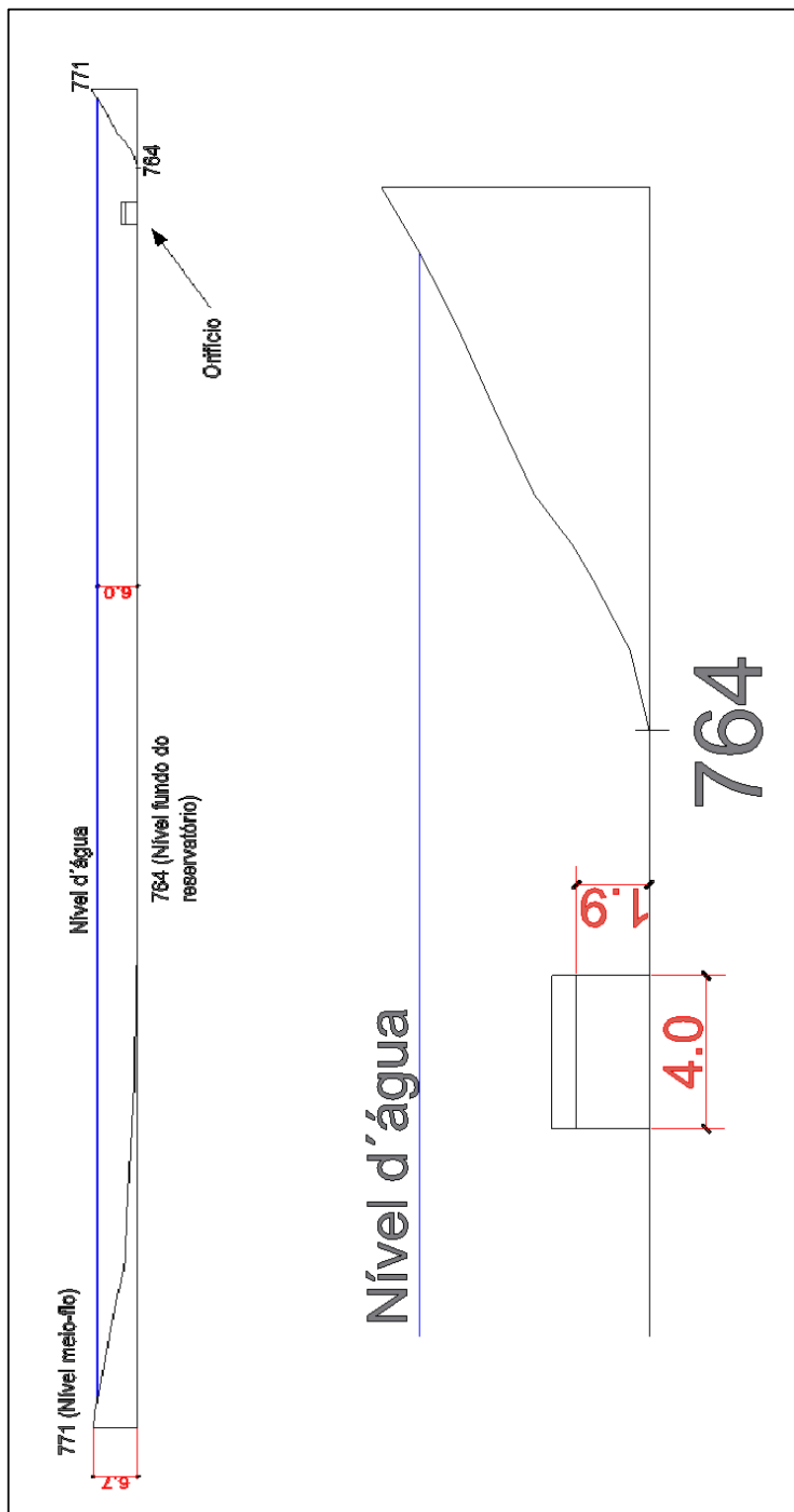
**APÊNDICE B - FOTOS DO ORIFÍCIO DA BACIA E DO LOCAL DE
IMPLANTAÇÃO DA BACIA**







APÊNDICE C – PERFIL DO TERRENO DA BACIA DE retenção E DISPOSITIVO DE EXTRAVASÃO DA BACIA



APÊNDICE D – PROCESSO ITERATIVO DO MÉTODO PULS PARA A BACIA DE DETENÇÃO

Tempo	t1 (min)	t2 (min)	I1 (m³/s)	I2 (m³/s)	I1+I2 (m³/s)	2S1/Dt-Q1	2S2/Dt+Q2	Q2 (m³/s)	2S2/Dt-Q2	S2 (m³)
1	0	5	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0	0,00	0,00
2	5	10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00
3	10	15	0,00	1,75	1,75	0,00	1,75	0,17	1,41	237,03
4	15	20	1,75	3,51	5,26	1,41	6,67	0,66	5,35	901,19
5	20	25	3,51	7,80	11,31	5,35	16,65	1,65	13,36	2250,97
6	25	30	7,80	12,09	19,89	13,36	33,25	3,29	26,67	4493,70
7	30	35	12,09	18,35	30,44	26,67	57,11	5,99	45,14	7668,51
8	35	40	18,35	24,61	42,96	45,14	88,10	9,51	69,08	11788,38
9	40	45	24,61	32,45	57,06	69,08	126,14	13,98	98,18	16823,95
10	45	50	32,45	37,48	69,93	98,18	168,11	18,83	130,44	22391,29
11	50	55	37,48	43,83	81,31	130,44	211,75	23,60	164,55	28222,93
12	55	60	43,83	46,12	89,95	164,55	254,50	27,37	199,77	34070,25
13	60	65	46,12	48,40	94,52	199,77	294,29	27,75	238,78	39979,98
14	65	70	48,40	47,53	95,93	238,78	334,71	28,15	278,42	45984,55
15	70	75	47,53	46,66	94,19	278,42	372,60	28,51	315,57	51613,37
16	75	80	46,66	43,25	89,91	315,57	405,48	28,83	347,81	56497,13
17	80	85	43,25	39,84	83,09	347,81	430,91	29,08	372,74	60273,68
18	85	90	39,84	34,31	74,15	372,74	446,90	29,36	388,17	62630,21
19	90	95	34,31	28,78	63,09	388,17	451,26	29,47	392,33	63269,21
20	95	100	28,78	23,25	52,03	392,33	444,36	29,30	385,76	62258,36
21	100	105	23,25	18,14	41,39	385,76	427,15	29,04	369,06	59715,57
22	105	110	18,14	13,67	31,81	369,06	400,87	28,79	343,29	55812,45

23	110	115	13,67	9,81	23,48	343,29	366,77	28,46	309,86	50747,49
24	115	120	9,81	6,87	16,68	309,86	326,54	28,07	270,41	44770,77
25	120	125	6,87	4,40	11,27	270,41	281,68	27,63	226,42	38107,08
26	125	130	4,40	2,65	7,05	226,42	233,47	25,97	181,52	31124,42
27	130	135	2,65	1,28	3,93	181,52	185,45	20,73	143,99	24708,34
28	135	140	1,28	0,48	1,76	143,99	145,75	16,29	113,17	19419,32
29	140	145	0,48	0,00	0,48	113,17	113,65	12,51	88,63	15171,02
30	145	150	0,00	0,00	0,00	88,63	88,63	9,57	69,49	11858,78
31	150	155	0,00	0,00	0,00	69,49	69,49	7,39	54,70	9314,32
32	155	160	0,00	0,00	0,00	54,70	54,70	5,71	43,28	7348,52
33	160	165	0,00	0,00	0,00	43,28	43,28	4,41	34,45	5829,77
34	165	170	0,00	0,00	0,00	34,45	34,45	3,41	27,63	4656,40
35	170	175	0,00	0,00	0,00	27,63	27,63	2,73	22,16	3734,78
36	175	180	0,00	0,00	0,00	22,16	22,16	2,19	17,78	2995,58
37	180	185	0,00	0,00	0,00	17,78	17,78	1,76	14,26	2402,68
38	185	190	0,00	0,00	0,00	14,26	14,26	1,41	11,44	1927,13
39	190	195	0,00	0,00	0,00	11,44	11,44	1,13	9,17	1545,70
40	195	200	0,00	0,00	0,00	9,17	9,17	0,91	7,36	1239,77
41	200	205	0,00	0,00	0,00	7,36	7,36	0,73	5,90	994,39
42	205	210	0,00	0,00	0,00	5,90	5,90	0,58	4,73	797,58
43	210	215	0,00	0,00	0,00	4,73	4,73	0,47	3,80	639,72
44	215	220	0,00	0,00	0,00	3,80	3,80	0,38	3,04	513,10
45	220	225	0,00	0,00	0,00	3,04	3,04	0,30	2,44	411,55
46	225	230	0,00	0,00	0,00	2,44	2,44	0,24	1,96	330,09
47	230	235	0,00	0,00	0,00	1,96	1,96	0,19	1,57	264,76
48	235	240	0,00	0,00	0,00	1,57	1,57	0,16	1,26	212,36
49	240	245	0,00	0,00	0,00	1,26	1,26	0,12	1,01	170,33
50	245	250	0,00	0,00	0,00	1,01	1,01	0,10	0,81	136,61
51	250	255	0,00	0,00	0,00	0,81	0,81	0,08	0,65	109,57

52	255	260	0,00	0,00	0,00	0,65	0,65	0,06	0,52	87,89
53	260	265	0,00	0,00	0,00	0,52	0,52	0,05	0,42	70,49
54	265	270	0,00	0,00	0,00	0,42	0,42	0,04	0,34	56,54
55	270	275	0,00	0,00	0,00	0,34	0,34	0,03	0,27	45,35
56	275	280	0,00	0,00	0,00	0,27	0,27	0,03	0,22	36,37
57	280	285	0,00	0,00	0,00	0,22	0,22	0,02	0,17	29,17
58	285	290	0,00	0,00	0,00	0,17	0,17	0,02	0,14	23,40
59	290	295	0,00	0,00	0,00	0,14	0,14	0,01	0,11	18,77
60	295	300	0,00	0,00	0,00	0,11	0,11	0,01	0,09	15,05
61	300	301	0,00	0,00	0,00	0,09	0,09	0,01	0,07	12,07
62	305	302	0,00	0,00	0,00	0,07	0,07	0,01	0,06	9,68
63	310	303	0,00	0,00	0,00	0,06	0,06	0,01	0,05	7,77
64	315	304	0,00	0,00	0,00	0,05	0,05	0,00	0,04	6,23
65	320	305	0,00	0,00	0,00	0,04	0,04	0,00	0,03	5,00
66	325	306	0,00	0,00	0,00	0,03	0,03	0,00	0,02	4,01
67	330	307	0,00	0,00	0,00	0,02	0,02	0,00	0,02	3,21
68	335	308	0,00	0,00	0,00	0,02	0,02	0,00	0,02	2,58
69	340	309	0,00	0,00	0,00	0,02	0,02	0,00	0,01	2,07
70	345	310	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,00	0,01	1,66

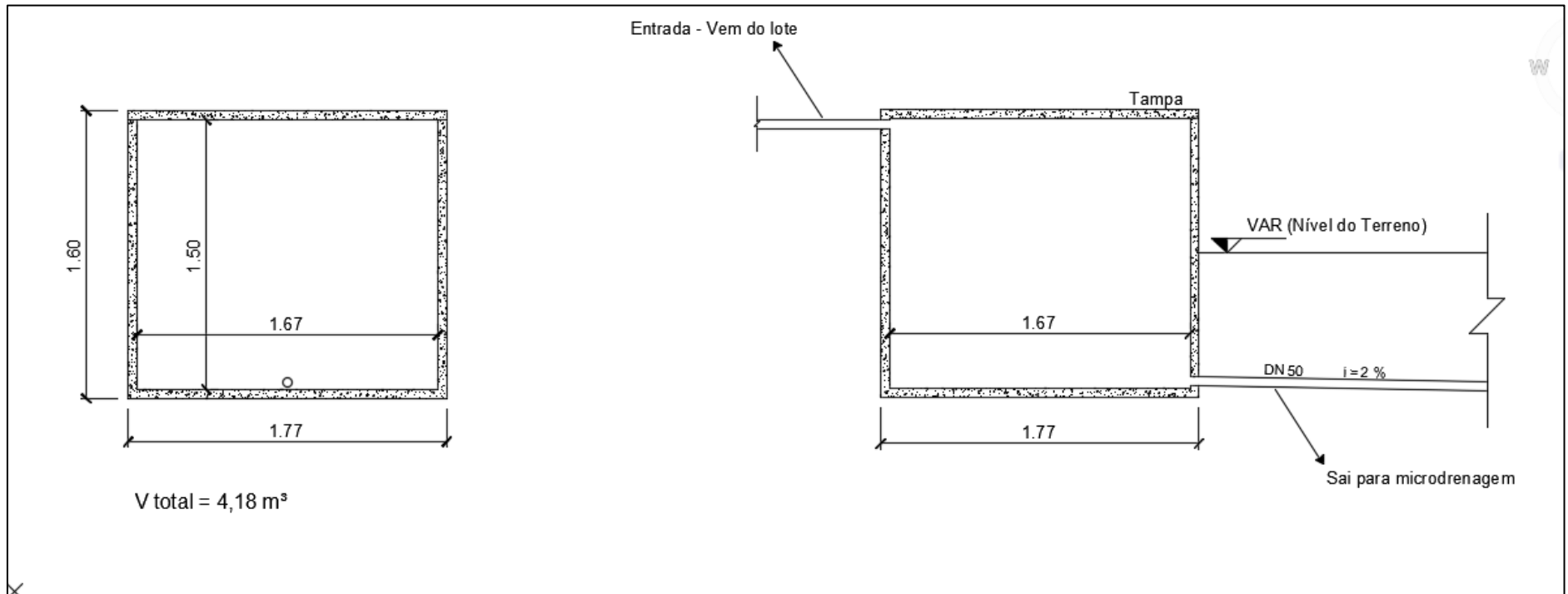
APÊNDICE E – PROCESSO ITERATIVO DO MÉTODO DE PULS PARA OS RESERVATÓRIOS *IN LOCO*

Tempo	t1 (min)	t2 (min)	I1 (m³/s)	I2 (m³/s)	I1+I2 (m³/s)	2S1/Dt-Q1	2S2/Dt+Q2	Q2 (m³/s)	2S2/Dt-Q2
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0,00	0,500	0,00	1,10	1,1045	0,00	0,0011	0,000081	0,00094
2	0,50	1,000	1,10	2,21	3,3134	0,00	0,0043	0,000313	0,00363
3	1,00	1,500	2,21	3,31	5,5224	0,00	0,0092	0,000673	0,00780
4	1,50	2,000	3,31	4,42	7,7313	0,01	0,0155	0,001143	0,01325
5	2,00	2,500	4,42	5,52	9,9403	0,01	0,0232	0,001602	0,01999
6	2,50	3,000	5,52	6,63	12,1492	0,02	0,0321	0,001962	0,02821
7	3,00	3,500	6,63	7,73	14,3582	0,03	0,0426	0,002349	0,03787
8	3,50	4,000	7,73	8,84	16,5671	0,04	0,0544	0,002703	0,04903
9	4,00	4,500	8,84	9,94	18,7761	0,05	0,0678	0,003057	0,06169
10	4,50	5,000	9,94	11,04	20,9850	0,06	0,0827	0,003411	0,07586
11	5,00	5,500	11,04	12,15	23,1940	0,08	0,0991	0,003763	0,09152
12	5,50	6,000	12,15	13,25	25,4029	0,09	0,1169	0,004112	0,10870
13	6,00	6,500	13,25	14,36	27,6119	0,11	0,1363	0,004459	0,12740
14	6,50	7,000	14,36	15,46	29,8208	0,13	0,1572	0,004806	0,14761
15	7,00	7,500	15,46	16,57	32,0298	0,15	0,1796	0,005152	0,16933
16	7,50	8,000	16,57	15,70	32,2645	0,17	0,2016	0,005471	0,19066
17	8,00	8,500	15,70	14,59	30,2904	0,19	0,2209	0,005737	0,20947
18	8,50	9,000	14,59	13,49	28,0814	0,21	0,2376	0,005956	0,22564
19	9,00	9,500	13,49	12,38	25,8725	0,23	0,2515	0,006135	0,23924
20	9,50	10,000	12,38	11,28	23,6635	0,24	0,2629	0,006277	0,25035
21	10,00	10,500	11,28	10,18	21,4545	0,25	0,2718	0,006385	0,25904
22	10,50	11,000	10,18	9,07	19,2456	0,26	0,2783	0,006463	0,26536

23	11,00	11,500	9,07	7,97	17,0366	0,27	0,2824	0,006512	0,26937
24	11,50	12,000	7,97	6,86	14,8277	0,27	0,2842	0,006534	0,27113
25	12,00	12,500	6,86	5,76	12,6187	0,27	0,2837	0,006529	0,27069
26	12,50	13,000	5,76	4,65	10,4098	0,27	0,2811	0,006497	0,26811
27	13,00	13,500	4,65	3,55	8,2008	0,27	0,2763	0,006439	0,26343
28	13,50	14,000	3,55	2,44	5,9919	0,26	0,2694	0,006357	0,25671
29	14,00	14,500	2,44	1,34	3,7829	0,26	0,2605	0,006247	0,24800
30	14,50	15,000	1,34	0,23	1,5740	0,25	0,2496	0,006111	0,23735
31	15,00	15,500	0,23	0,00	0,2348	0,24	0,2376	0,005957	0,22567
32	15,50	16,000	0,00	0,00	0,0000	0,23	0,2257	0,005801	0,21407
33	16,00	16,500	0,00	0,00	0,0000	0,21	0,2141	0,005644	0,20278
34	16,50	17,000	0,00	0,00	0,0000	0,20	0,2028	0,005487	0,19181
35	17,00	17,500	0,00	0,00	0,0000	0,19	0,1918	0,005332	0,18114
36	17,50	18,000	0,00	0,00	0,0000	0,18	0,1811	0,005174	0,17079
37	18,00	18,500	0,00	0,00	0,0000	0,17	0,1708	0,005019	0,16076
38	18,50	19,000	0,00	0,00	0,0000	0,16	0,1608	0,004861	0,15103
39	19,00	19,500	0,00	0,00	0,0000	0,15	0,1510	0,004706	0,14162
40	19,50	20,000	0,00	0,00	0,0000	0,14	0,1416	0,004548	0,13252
41	20,00	20,500	0,00	0,00	0,0000	0,13	0,1325	0,004393	0,12374
42	20,50	21,000	0,00	0,00	0,0000	0,12	0,1237	0,004235	0,11527
43	21,00	21,500	0,00	0,00	0,0000	0,12	0,1153	0,004081	0,10711
44	21,50	22,000	0,00	0,00	0,0000	0,11	0,1071	0,003921	0,09926
45	22,00	22,500	0,00	0,00	0,0000	0,10	0,0993	0,003767	0,09173
46	22,50	23,000	0,00	0,00	0,0000	0,09	0,0917	0,003608	0,08451
47	23,00	23,500	0,00	0,00	0,0000	0,08	0,0845	0,003451	0,07761
48	23,50	24,000	0,00	0,00	0,0000	0,08	0,0776	0,003301	0,07101
49	24,00	24,500	0,00	0,00	0,0000	0,07	0,0710	0,003136	0,06474
50	24,50	25,000	0,00	0,00	0,0000	0,06	0,0647	0,002980	0,05878
51	25,00	25,500	0,00	0,00	0,0000	0,06	0,0588	0,002832	0,05311

52	25,50	26,000	0,00	0,00	0,0000	0,05	0,0531	0,002664	0,04778
53	26,00	26,500	0,00	0,00	0,0000	0,05	0,0478	0,002505	0,04277
54	26,50	27,000	0,00	0,00	0,0000	0,04	0,0428	0,002355	0,03806
55	27,00	27,500	0,00	0,00	0,0000	0,04	0,0381	0,002200	0,03366
56	27,50	28,000	0,00	0,00	0,0000	0,03	0,0337	0,002023	0,02962
57	28,00	28,500	0,00	0,00	0,0000	0,03	0,0296	0,001861	0,02590
58	28,50	29,000	0,00	0,00	0,0000	0,03	0,0259	0,001711	0,02247
59	29,00	29,500	0,00	0,00	0,0000	0,02	0,0225	0,001573	0,01933
60	29,50	30,000	0,00	0,00	0,0000	0,02	0,0193	0,001422	0,01648
61	30,00	30,500	0,00	0,00	0,0000	0,02	0,0165	0,001213	0,01406
62	30,50	31,000	0,00	0,00	0,0000	0,01	0,0141	0,001034	0,01199
63	31,00	31,500	0,00	0,00	0,0000	0,01	0,0120	0,000882	0,01022
64	31,50	32,000	0,00	0,00	0,0000	0,01	0,0102	0,000752	0,00872
65	32,00	32,500	0,00	0,00	0,0000	0,01	0,0087	0,000642	0,00744
66	32,50	33,000	0,00	0,00	0,0000	0,01	0,0074	0,000547	0,00634
67	33,00	33,500	0,00	0,00	0,0000	0,01	0,0063	0,000467	0,00541
68	33,50	34,000	0,00	0,00	0,0000	0,01	0,0054	0,000398	0,00461
69	34,00	34,500	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0046	0,000339	0,00393
70	34,50	35,000	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0039	0,000289	0,00335
71	35,00	35,500	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0034	0,000247	0,00286
72	35,50	36,000	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0029	0,000211	0,00244
73	36,00	36,500	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0024	0,000180	0,00208
74	36,50	37,000	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0021	0,000153	0,00177
75	37,00	37,500	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0018	0,000131	0,00151
76	37,50	38,000	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0015	0,000111	0,00129
77	38,00	38,500	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0013	0,000095	0,00110
78	38,50	39,000	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0011	0,000081	0,00094
79	39,00	39,500	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0009	0,000069	0,00080
80	39,50	40,000	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0008	0,000059	0,00068

81	40,00	40,500	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0007	0,000050	0,00058
82	40,50	41,000	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0006	0,000043	0,00050
83	41,00	41,500	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0005	0,000037	0,00042
84	41,50	42,000	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0004	0,000031	0,00036
85	42,00	42,500	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0004	0,000027	0,00031
86	42,50	43,000	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0003	0,000023	0,00026
87	43,00	43,500	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0003	0,000019	0,00022
88	43,50	44,000	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0002	0,000016	0,00019
89	44,00	44,500	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0002	0,000014	0,00016
90	44,50	45,000	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0002	0,000012	0,00014
91	45,00	45,500	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0001	0,000010	0,00012
92	45,50	46,000	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,0001	0,000009	0,00010

APÊNDICE F – ESBOÇO DO RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO *IN LOCO* PROPOSTO

ANEXO A - PROJETO DA BACIA DE DETENÇÃO



LEGENDA	
1	CANAL DE APRXIMAÇÃO
2	CANAL DO VERTEDDR
3	VERTEDDR
4	RAPIDO
5	BACIA DE DISSIPAO
6	TRANSIÇÃO

CONVENÇÕES	
Benfeitorias	
Curvas	
Meio-Flo	
Área alagada	
Área de folga	
Canalização Rio Ligeiro	
Desvio Rio Ligeiro para construção dos verted. (ensecodeiros)	
Desvio braço Rio Ligeiro (galeria fechada)	
Desvio braço Rio Ligeiro (galeria aberta)	

Área Alagada: 5,20 ha - cota 770,0

Área Alagada + folga: 5,47 ha - cota 770,5