

Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Instituto de Pesquisas Hidráulicas  
Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental

**Otimização para Controle de Alagamentos Urbanos:  
Aplicação na Bacia Hidrográfica da Vila Santa Isabel em  
Viamão, RS**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Anelise Nardi Hüffner  
Orientador: Prof. PhD. Carlos André Bulhões Mendes

Porto Alegre, Junho de 2013

Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Instituto de Pesquisas Hidráulicas  
Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental

**Otimização para Controle de Alagamentos Urbanos:  
Aplicação na Bacia Hidrográfica da Vila Santa Isabel em  
Viamão, RS**

Dissertação de Mestrado submetida ao Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade  
Federal do Rio Grande do Sul

Anelise Nardi Hüffner

**Orientador:** Prof. PhD. Carlos André Bulhões Mendes

**Banca Examinadora:**

Prof. Dr. André Luiz Lopes da Silveira	IPH/UFRGS
Prof. PhD. Geraldo Lopes da Silveira	GERHI/UFSM
Prof. PhD. Joel Avruch Goldenfum	IPH/UFRGS

Porto Alegre, Junho de 2013

*Quem nada conhece*

*nada ama*

*Quem nada pode fazer*

*nada compreende*

*Quem nada compreende*

*nada vale*

*Mas quem compreende*

*também ama, observa e vê...*

*Quanto maior o conhecimento*

*inerente numa coisa,*

*tanto maior o amor...*

*Aqueles que imaginam*

*que todos os frutos*

*amadurecem ao mesmo*

*tempo, como as cerejas,*

*É porque nada sabem*

*acerca das uvas.*

***Paracelso***

## **Agradecimentos**

Ao meu Orientador, professor Carlos André pela ideia inicial do trabalho e por me ajudar a criar “casca”.

Aos demais professores pelos ensinamentos, paciência e dedicação.

À CAPES pela concessão da bolsa de estudos.

Aos meus pais e irmão pelo apoio, incentivo e carinho quando eu precisei.

Aos amigos Fernando, Rosane e Tirzah pelo auxílio e apoio no desenvolvimento do trabalho, por ouvirem minhas lamentações e por me motivarem a continuar e finalizar o estudo.

Aos amigos da Sala de Planejamento, em especial: Ester, Ju, Rosane, Thomaz, pelo companheirismo extra-IPH e por me “aturarem”.

Aos amigos e colegas que iniciaram o Mestrado comigo.

Ao pessoal da sala de café, pela boa convivência, conversas e risadas.

Aos amigos que, mesmo à distância (e são muitos), me acompanharam até aqui.

A todos que, mesmo não sendo citados, contribuíram de forma efetiva na construção deste trabalho.

## Resumo

O crescimento rápido e descontrolado da urbanização, principalmente nos países em desenvolvimento, vem provocando impactos significativos tanto no meio ambiente quanto para a própria população. A existência de áreas altamente impermeabilizadas traz como consequência o aumento do volume escoado superficialmente, causando aumento nas vazões máximas de até seis vezes a vazão de pré-urbanização. Surge, então, a necessidade de alternativas que solucionem ou reduzem os problemas relacionados ao aumento do volume escoado, não somente que os transfira para outro local. Neste sentido, pode-se aplicar as Melhores Práticas de Gestão (*Best Management Practices* – BMPs), medidas que servem no gerenciamento das águas pluviais em áreas urbanas, destacando-se os reservatórios de retenção. Neste contexto, o presente trabalho tem como objetivo desenvolver um método para avaliar a minimização do impacto hidrológico de uma bacia urbanizada para que ela se comporte de maneira hidrológica semelhante às condições de pré-urbanização, analisando os custos de implantação de bacias de retenção para evitar alagamentos à jusante. Para isso, fez-se uso de simulação hidrológica com modelo IPHS1 para determinação dos hidrogramas de saída dos afluentes da bacia estudada. O dimensionamento dos reservatórios foi realizado com a aplicação do método da curva-envelope e a escolha dos melhores locais para implantação deu-se a partir da análise dos hidrogramas. Com isso, ajustaram-se funções do tipo  $Q_p=f(V)$ . Estas funções foram utilizadas no modelo de otimização não-linear, considerando-se diferentes restrições de custo. A área de estudo corresponde à bacia hidrográfica Mãe D'água, de 3,39 km<sup>2</sup>, localizada na Vila Santa Isabel no município de Viamão/RS. Os resultados mostraram que a aplicação de uma técnica de otimização associada a um modelo hidrológico mostrou-se útil na avaliação dos custos de projetos de controle do escoamento pluvial (bacias de retenção) urbano para a bacia estudada, podendo servir como material de consulta para o Poder Público e Privado. Além disso, mesmo sem disponibilidade de dados hidrológicos observados e informações mais detalhadas acerca do processo de urbanização da área de estudo, é possível, através da aplicação da metodologia apresentada, desenvolver cenários para análise do aumento da zona urbana e quantificação do impacto hidrológico, para que assim o problema identificado seja minimizado.

**Palavras Chave:** Urbanização. Bacias de retenção. Simulação Hidrológica. Otimização. Bacia Mãe D'água.

## Abstract

The rapid and uncontrolled urbanization, especially in developing countries, has led to significant impacts on both the environment and people themselves. The existence of highly impermeable areas brings as consequence the increase in surface runoff volume, causing an increase in peak flows up to six times the pre-urbanization flow. This requires thus, the need of alternatives to solve or reduce the problems related to the increased volume disposed, and not only transferring it to another location. In this context, the Best Management Practices (BMPs) can be implemented, which are measures for managing storm water in urban areas as, for example, the detention reservoirs. Thus, this work aims to develop a method to evaluate the hydrological impact minimization of an urbanized basin, so that it can behave hydrologically similar to pre-urbanization conditions, analyzing deployment costs of detention basins to prevent flooding downstream. Hence, a hydrologic simulation model with IPHS1 has been used to determine the studied basin tributaries output hydrographs. The reservoirs sizing was evaluated with the application of the Envelope-Curve Method and the choice of the best localizations for their implantation was done by analyzing the hydrographs. Therefore, functions as  $Q_p=f(V)$  were fitted. These functions were used in the nonlinear optimization model considering different costs constraints. The study area represents the Mãe D'água watershed, with 3,39 km<sup>2</sup>, located at Vila Santa Isabel in Viamão/RS. The results showed that the application of an optimization technique associated with a hydrological model has proven to be useful in storm water runoff control projects costs evaluation (detention basins) for the urban study area and may serve as reference material for Government and Private institutions. Moreover, even without the availability of observed hydrological data and detailed information about the process of urbanization in the study area, it is possible, through the application of the presented methodology, to develop scenarios for analyzing the urban zone expansion and quantification of hydrological impact, in order to minimize the identified problem.

**Key Words:** Urbanization. Detention basins. Hydrologic Simulation. Optimization. Mãe D'água Watershed.

## SUMÁRIO

<b>DEDICATÓRIA.....</b>	<b>III</b>
<b>AGRADECIMENTOS.....</b>	<b>IV</b>
<b>RESUMO.....</b>	<b>V</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>VI</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>IX</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>XII</b>
<b>LISTA DE SIGLAS.....</b>	<b>XIII</b>
<b>1 Introdução .....</b>	<b>1</b>
1.1 Relevância do estudo.....	3
1.2 Objetivo e hipótese.....	4
<b>2 Fundamentação teórica.....</b>	<b>5</b>
2.1 Impactos ambientais em bacias urbanas .....	5
2.2 Medidas de controle de escoamento em bacias urbanas .....	8
2.3 Reservatórios de retenção .....	11
2.3.1 Dimensionamento de reservatórios de retenção.....	15
2.3.2 Uso de reservatórios de retenção na cidade de Porto Alegre, RS .....	21
2.4 Técnicas de Otimização aplicadas à drenagem urbana.....	22
<b>3 Metodologia.....</b>	<b>26</b>
3.1 Caracterização física da bacia hidrográfica para aplicação da metodologia .....	27
3.1.1 Características morfológicas .....	27
3.1.2 Uso do solo.....	28
3.2 Determinação do impacto hidrológico .....	29
3.2.1 Definição do impacto hidrológico .....	29
3.2.2 Obtenção do parâmetro <i>Curve Number</i> (CN) .....	30
3.2.3 Cálculo do tempo de concentração .....	31

3.2.4	Simulação hidrológica.....	32
3.3	Cenário de controle de cheias.....	34
3.3.1	Escolha das bacias de detenção .....	34
3.3.2	Escolha dos locais para implantação dos reservatórios: .....	34
3.3.3	Dimensionamento dos reservatórios .....	35
3.3.4	Combinação das alternativas de reservatórios.....	39
3.4	Modelo de otimização .....	40
3.4.1	Função objetivo: .....	40
3.4.2	Restrições:.....	41
4	Descrição da área de estudo .....	43
5	Resultados e Discussão.....	49
5.1	Determinação do impacto hidrológico .....	49
5.2	Cenário de controle de cheias.....	54
5.2.1	Escolha dos locais para implantação.....	54
5.2.2	Combinação das alternativas .....	58
5.3	Modelo de otimização .....	65
6	Considerações finais e Recomendações .....	76
7	Referências bibliográficas .....	79

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Esquema conceitual de avaliação de impacto ambiental (Wathern, 1988) .....	5
Figura 2.2: Evolução da urbanização em áreas urbanas (Fonte: Tucci, 1999; Batista <i>et al.</i> , 2005) .....	6
Figura 2.3: Transformação do ambiente pela urbanização (Tucci,2007, adaptado de Schueler,1987) .....	6
Figura 2.4: Impactos hidrológicos causados pela urbanização (adaptado de Hall, 1984 apud Porto <i>et al.</i> , 2009).....	8
Figura 2.5: Efeito do reservatório de detenção (Fonte: Tucci, 2007).....	12
Figura 2.6: Reservatório de detenção (Fonte: Maidment, 1993) .....	13
Figura 2.7: Bacia de detenção <i>on-line</i> – Parque Germânia, Porto Alegre, RS (Fonte: Arquivo pessoal) .....	14
Figura 2.8: Bacia de detenção <i>off-line</i> – Ecoville, Porto Alegre, RS (Fonte: Arquivo pessoal).....	14
Figura 2.9: Curvas IDF para a cidade de Porto Alegre, RS (Fonte: Tucci, 2009 apud DMAE, 1972).....	18
Figura 2.10: Relação do volume a armazenar/volume de escoamento e vazão de pico de saída/vazão de pico de entrada (Fonte: Silva 2009 adaptado de NRCS, 1986) .....	20
Figura 3.1: Fluxograma metodológico .....	27
Figura 3.2: Exemplo de impacto hidrológico.....	30
Figura 3.3: Método da curva-envelope .....	36
Figura 3.4: Estimativa de do custo (R\$) em função do volume do reservatório (m <sup>3</sup> ).....	40
Figura 4.1: Localização da área de estudo .....	43
Figura 4.2: Características físicas das sub-bacias .....	44
Figura 4.3: Situação anterior à construção da barragem Mãe D'água (provavelmente em 1960) (Fonte: Fujimoto, 2001). .....	45
Figura 4.4: Situação da Barragem Mãe d'água após o preenchimento do lago, em 1963 (Fonte: Fujimoto, 2001) .....	46
Figura 4.5: Mapa ambiental urbano (Fonte:Fujimoto, 2001) . .....	47
Figura 5.1: Sub-bacias da área de estudo.....	49

Figura 5.2: Percentuais dos tipos de uso do solo – Cenário de pré-urbanização .....	50
Figura 5.3: Percentuais dos tipos de uso do solo – Cenário de Urbanização ..	50
Figura 5.4: Parâmetro CN – Cenários de pré-urbanização e urbanização.....	52
Figura 5.5: Impacto hidrológico .....	54
Figura 5.6: Localização dos reservatórios.....	55
Figura 5.7: Combinação das alternativas de alocação dos reservatórios de amortecimento – T=10 anos.....	59
Figura 5.8: Combinação das alternativas de alocação dos reservatórios de amortecimento – T=25 anos.....	59
Figura 5.9: Melhores alternativas de alocação dos reservatórios de amortecimento – T=10 anos.....	60
Figura 5.10: Volumes armazenados em cada afluente – Volume x Custo (T=10 anos) .....	60
Figura 5.11: Volumes armazenados em cada afluente – Volume x dQ (T=10 anos) .....	61
Figura 5.12: Melhores alternativas de alocação dos reservatórios de amortecimento – T= 25 anos.....	62
Figura 5.13: Volumes armazenados em cada afluente – Volume x Custo (T=25 anos) .....	63
Figura 5.14: Volumes armazenados em cada afluente – Volume x dQ (T= 25 anos) .....	64
Figura 5.15: Reservatórios de amortecimento com menor dQ – T=10 anos....	64
Figura 5.16: Reservatórios de amortecimento com menor dQ – T=25 anos....	65
Figura 5.17: Função ajustada – Reservatório 1.....	66
Figura 5.18: Função ajustada - Reservatório 3 .....	66
Figura 5.19: Função ajustada – Reservatório 5.....	67
Figura 5.20: Função ajustada – Reservatório 6.....	67
Figura 5.21: Função ajustada – Reservatório 1.....	68
Figura 5.22: Função ajustada – Reservatório 3.....	68
Figura 5.23: Função ajustada – Reservatório 5.....	68
Figura 5.24: Função ajustada – Reservatório 6.....	69
Figura 5.25: Avaliação da dQ x custo de implantação – T 10 anos.....	70

Figura 5.26: Avaliação da dQ x custo de implantação – T 25 anos.....	71
Figura 5.27: Avaliação do volume otimizado e dQ resultante – T 10 anos.....	73
Figura 5.28: Avaliação do volume otimizado e dQ resultante – T 25 anos.....	74

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Medidas estruturais para controle de alagamentos (Simons <i>et al.</i> , 1977) .....	9
Tabela 2.2: Medidas estruturais para controle de alagamentos (Simons <i>et al.</i> , 1977).....	11
Tabela 2.3: Tempo de retorno para projetos de drenagem urbana (Fonte: IPH, 2005) .....	17
Tabela 3.1: Valores de CN adotados para cada uso do solo (Fonte: Tucci, 2009).....	31
Tabela 3.2: Valores de C por tipo de ocupação (Fonte: IPH (2005) adaptado de ASCE,1969 e Wilken, 1978).....	377
Tabela 3.3: Diâmetros comerciais (Fonte: IPH, 2005).....	38
Tabela 4.1: Características dos principais afluentes da bacia.....	434
Tabela 5.1: Análise da ocupação urbana.....	51
Tabela 5.2: Tempo de concentração de cada sub-bacia.....	53
Tabela 5.3: Resultado do dimensionamento dos reservatórios – T=10 anos...	56
Tabela 5.4: Resultado do dimensionamento dos reservatórios – T=25 anos...	57
Tabela 5.5: Relação dos parâmetros utilizados na simulação matemática....	58
Tabela 5.6: Restrições de volumes de armazenamento .....	70
Tabela 5.7: Análise dos investimentos para redução de vazão – T 10 anos....	72
Tabela 5.8: Análise dos investimentos para redução de vazão – T 25 anos....	73

## LISTA DE SIGLAS

BMP	<i>Best Management Practices</i> (Melhores Práticas de Gestão)
C	Coeficiente de escoamento superficial
CN	<i>Curve Number</i>
CONAMA	Conselho Nacional de Meio Ambiente
CUB	Custo Unitário Básico
DEP	Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre
IDF	Intesidade-Duração-frequência
IPH	Instituto de Pesquisas Hidráulicas
MNT	Modelo Numérico de Terreno
NRCS	<i>National Resources Conservation Service</i>
PDDrU	Plano Diretor de Drenagem Urbana
PDDUA	Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano Ambiental
PNL	Programação Não-Linear
PROSAB	Programa de Pesquisa em Saneamento Básico
SCS	<i>Soil Conservation Service</i>
T	Tempo de retorno
T <sub>c</sub>	Tempo de concentração
UTM	Universal Transverso de Mercator

## 1 Introdução

O crescimento rápido e descontrolado da urbanização, principalmente nos países em desenvolvimento, vem provocando impactos significativos tanto no meio ambiente quanto para a própria população. Tais impactos relacionam-se com: deterioração da qualidade da água, devido à falta de tratamento dos efluentes que muitas vezes são lançados *in natura* nos corpos hídricos; aumento da geração de resíduos sólidos e ineficiência de coleta; produção de sedimentos, provocando o assoreamento das seções da drenagem e redução da capacidade de escoamento de condutos e rios; e aumento da frequência de alagamentos, que ocorrem pela crescente impermeabilização do solo.

Os alagamentos urbanos, ou somente alagamentos, se caracterizam pelo acúmulo de água decorrente da ausência e/ou precariedade dos sistemas de drenagem urbana (Tucci, 2007). Estes problemas estão, muitas vezes, ligados à falta de planejamento urbano, pois não há um controle do uso do solo, ocorrendo a ocupação de áreas de risco e obstrução dos sistemas de drenagem. Assim, os alagamentos urbanos diferem-se das inundações ribeirinhas, pois estas são um processo natural do ciclo hidrológico devido à variabilidade climática e ocorrem quando as águas dos rios saem do seu leito menor de escoamento, atingindo o seu leito maior.

A existência de áreas altamente impermeabilizadas traz como consequência o aumento do volume escoado superficialmente (antes da urbanização e impermeabilização do solo, uma parcela deste volume era interceptada pela vegetação e infiltrava diretamente no solo), causando aumento nas vazões máximas de até seis vezes a vazão de pré-urbanização (Tucci *et al.*, 1995), efeito este percebível nos hidrogramas, onde para um mesmo evento de chuva o tempo de concentração é menor e a vazão de pico é maior.

Para solucionar estes problemas, tradicionalmente, são realizadas ampliações de capacidade de escoamento das águas superficiais. Porém, quando as águas da drenagem pluvial são conduzidas rapidamente, ocorre o aumento de alagamentos a jusante. Isto requer novas obras de ampliação da capacidade de escoamento que resolvam esses problemas, tornando as soluções mais caras, criando assim um círculo vicioso.

Dessa forma, surge, então, a necessidade de alternativas que solucionem ou reduzam os problemas relacionados ao aumento do escoamento superficial, não somente que os transfiram para outro local. Neste sentido, podem-se aplicar as Melhores Práticas de Gestão (*Best Management Practices* – BMPs), medidas que servem no gerenciamento das águas pluviais em áreas urbanas.

Essas práticas envolvem o uso tanto de medidas não estruturais quanto estruturais. O primeiro grupo se refere àquelas medidas que não usam obras de engenharia, pois trabalham em ações sociais que modifiquem o comportamento da população, através de sanções econômicas e programas educacionais. Já o segundo uso envolve a implementação de dispositivos como reservatórios (detenção ou retenção), trincheiras de infiltração, pavimentos permeáveis, dentre outros. Estas medidas (estruturais e não estruturais) podem ser usadas para evitar o risco de alagamentos durante eventos de chuva e na redução da poluição da água, decorrentes da urbanização em uma bacia hidrográfica (Martin *et al*, 2007).

Assim, o emprego destas medidas possibilita a continuidade do desenvolvimento e permite a modulação do sistema de drenagem em função do crescimento urbano, sem gerar custos excessivos. Além disso, se forem bem projetadas, passam a contribuir para a melhoria da qualidade de vida nas cidades (Batista *et al.*, 2005).

Neste contexto, pretende-se analisar a implantação de bacias de detenção para minimizar os impactos hidrológicos em uma bacia urbana previamente escolhida. Para isso, serão estabelecidos dois cenários, um mostrando as condições da bacia antes da urbanização e outro apresentando como é a área atualmente. Assim, será feita a análise do crescimento da urbanização na área e quantificação do impacto hidrológico, isto é, aumento na vazão de pico entre um cenário e outro. Identificado o impacto, será usado um modelo de simulação hidrológica aliada a uma técnica de otimização, a fim de obter a melhor alternativa de projeto de controle do escoamento pluvial, avaliando seu custo de implantação.

## 1.1 Relevância do estudo

Tendo em vista o panorama atual de urbanização descontrolada que ocorre em muitas cidades brasileiras, surge cada vez mais a necessidade de encontrar alternativas que revertam essa situação ou que ajudem a minimizar os problemas causados pela impermeabilização do solo, que ao aumentar o escoamento superficial, pode acarretar em alagamentos urbanos. Dessa forma, conhecer os métodos e medidas de controle de escoamento de águas pluviais torna-se importante para a concepção de projetos que auxiliarão na minimização dos problemas relacionados ao aumento os alagamentos.

Porém, muitas vezes, a implantação de medidas de controle de escoamento se faz necessária em áreas já urbanizadas ou em processo de urbanização, no entanto tal implantação frequentemente sofre restrições significativas com respeito tanto à área disponível como em termos de capacidade do sistema de drenagem a jusante (Batista *et al.*, 2005).

Assim, o conhecimento das características fisiográficas bem como o histórico de ocupação de uma bacia hidrográfica é necessário na escolha das medidas que minimizem os impactos ambientais existentes na bacia. Para tanto é fundamental a utilização de modelos de simulação hidrológicas, pois eles auxiliam na simulação das condições reais da bacia, e de técnicas de otimização, que são capazes de resolver os problemas identificados na simulação, podendo otimizar tanto os custos de implantação quanto o dimensionamento das medidas mais adequadas ao local de estudo.

Para minimizar os problemas relacionados a alagamentos em bacias urbanas, tornam-se necessários também estudos que tratem de um dimensionamento preliminar das medidas de controle de escoamento de águas pluviais e que sirvam como material de apoio para que o Poder Público e a iniciativa privada possam identificar qual a melhor solução de controle de escoamentos pluviais em uma bacia urbana, além de ter informação acerca dos custos de implantação das alternativas.

Portanto, para minimizar os efeitos da urbanização a jusante da bacia, estabeleceu-se que a bacia já urbanizada deve ter um comportamento hidrológico semelhante à condição de pré-urbanização, isto é, a vazão de saída no seu exutório tem de ser equivalente à gerada no cenário de pré-

urbanização. Para isso, será utilizado a simulação hidrológica por meio de modelo matemático aliado à técnica de otimização, para a melhor alocação das medidas de controle de escoamento de águas pluviais (bacias de retenção) e minimização da diferença entre os hidrogramas, assim os impactos causados a jusante serão minimizados.

## **1.2 Objetivo e hipótese**

Este trabalho tem como objetivo desenvolver um método para avaliar a minimização do impacto hidrológico de uma bacia urbanizada para que ela se comporte de maneira hidrológicamente semelhante às condições de pré-urbanização, analisando os custos de implantação de reservatórios de retenção para evitar alagamentos à jusante.

A principal hipótese deste estudo:

A otimização de reservatórios de retenção possibilita a redução de impactos hidrológicos devido à urbanização em uma bacia hidrográfica, de modo que a vazão à jusante do seu exutório seja próxima a de pré-urbanização?

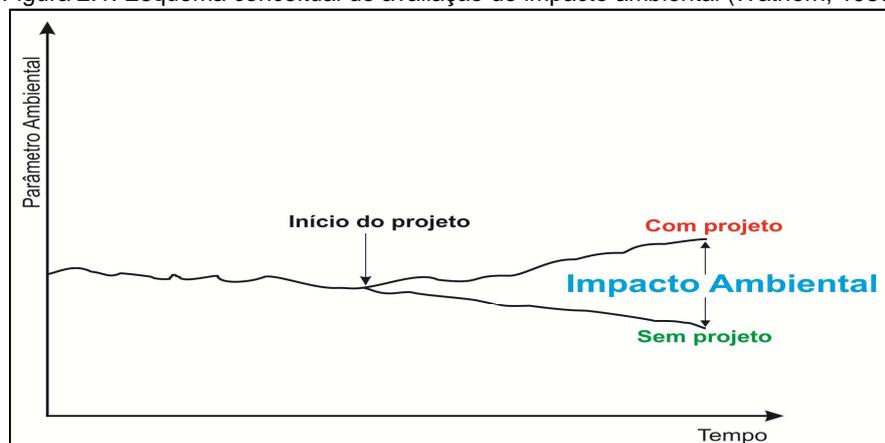
## 2 Fundamentação teórica

### 2.1 Impactos ambientais em bacias urbanas

Segundo a legislação ambiental brasileira, impacto ambiental é “qualquer alteração das propriedades físicas, químicas e biológicas do meio ambiente, causada por qualquer forma de matéria ou energia resultante das atividades humanas que, direta ou indiretamente, afetam a saúde, a segurança e o bem-estar da população; as atividades sociais e econômicas; a biota; as condições estéticas e sanitárias do meio ambiente e a qualidade dos recursos ambientais” (Resolução CONAMA 001/1986). Ainda, de acordo com Cunha e Guerra (2004), pode-se dizer que impacto ambiental é, portanto, o processo de mudanças sociais e ecológicas causados por perturbação (uma nova ocupação e/ou construção de um objeto novo: uma usina, uma estrada ou uma indústria, por exemplo) no ambiente.

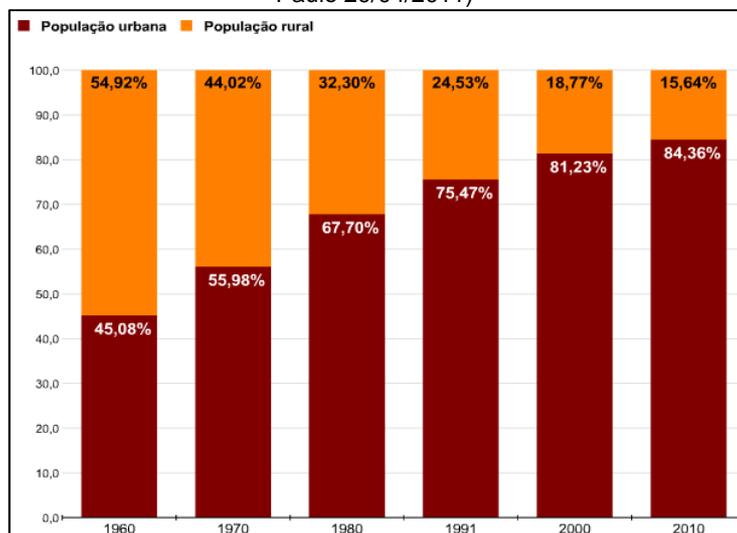
Para uma melhor definição do conceito de impacto ambiental, apresenta-se a seguinte situação: em uma dada região pretende-se implantar um determinado projeto, o qual irá alterar o funcionamento do sistema natural. Assim, a partir de uma mesma entrada, o sistema irá responder de maneira diferente. A Figura 2.1 ilustra este comportamento. Analisando um parâmetro ou indicador ambiental, verifica-se que, uma vez iniciado o projeto, este indicador apresenta valor diferente do esperado caso o projeto não houvesse sido iniciado. A esta alteração na saída do sistema, denomina-se impacto ambiental, caracterizando-se pela diferença incremental de uma determinada variável ambiental, podendo esta variação ser positiva ou negativa.

Figura 2.1: Esquema conceitual de avaliação de impacto ambiental (Wathern, 1988)



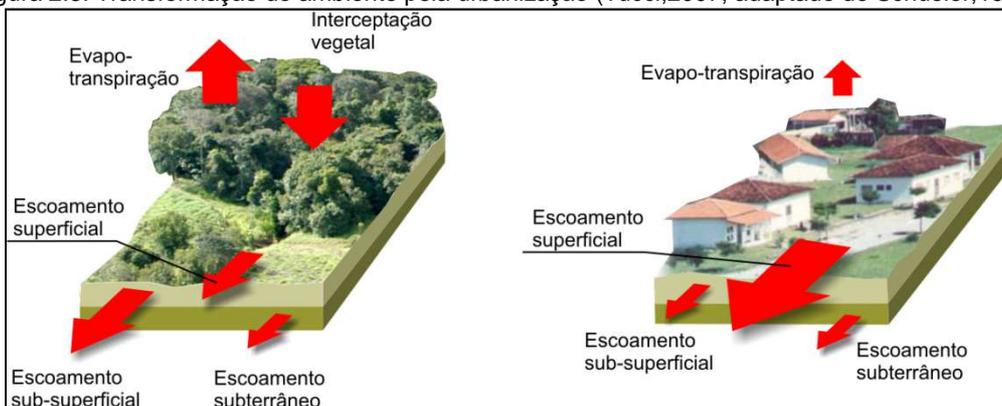
Como exemplo do comportamento ilustrado acima, pode-se citar a intensificação da população em áreas urbanas depois da década de 60, gerando uma população urbana com uma infra-estrutura inadequada. A proporção da população urbana brasileira é de 84,36%, sendo que alguns estados brasileiros, como São Paulo, este valor já chega a 91% (Tucci, 1999; Batista *et al.*, 2005). Segundo o IBGE, a população brasileira cresceu quase 20 vezes de 1872 (realização do primeiro censo demográfico) até 2010 (ano do levantamento mais recente), fazendo com que a população rural diminuísse ao longo dos anos, conforme mostra a Figura 2.2.

Figura 2.2: Evolução da urbanização em áreas urbanas (em porcentagem) - Brasil (Fonte: Folha de São Paulo 29/04/2011)



Neste contexto, com o aumento da população em áreas urbanas, os impactos ambientais podem se intensificar. Assim, tais impactos em bacias urbanas podem ocorrer devido a gestões inadequadas do ambiente urbano, alterando o balanço hídrico (Figura 2.3), sendo também observadas alterações físicas, químicas e biológicas.

Figura 2.3: Transformação do ambiente pela urbanização (Tucci, 2007, adaptado de Schueler, 1987)



A urbanização causa alterações no meio ambiente de um modo geral, e especificamente nos processos hidrológicos, onde se observam reduções da interceptação, do armazenamento superficial e da infiltração, devido ao acréscimo das áreas impermeabilizadas. Com o aumento da urbanização, constata-se uma insustentabilidade dos sistemas de drenagem implantados segundo a abordagem higienista (evacuação rápida dos excessos pluviais por canais e condutos enterrados, transferindo os alagamentos para jusante), levando a alagamentos urbanos cada vez mais frequentes em áreas urbanas, com severas implicações sociais, econômicas e políticas (Baptista *et al.*, 2005).

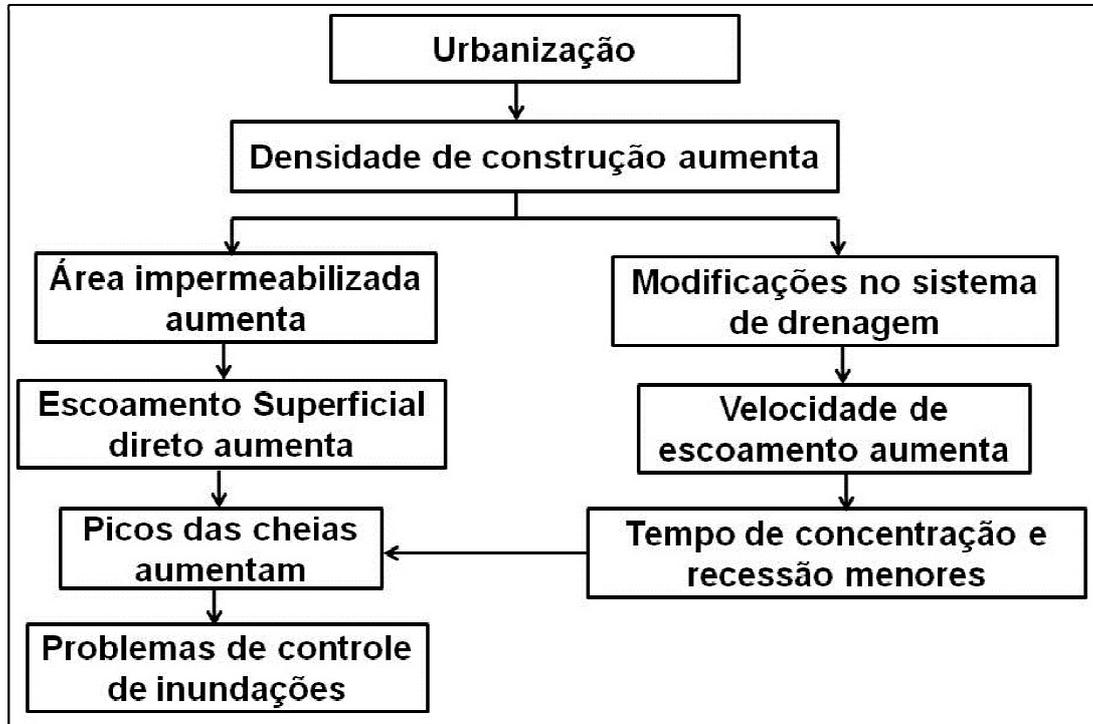
Com relação ao balanço hídrico, a urbanização interfere da seguinte maneira: antes de uma área ser impermeabilizada, a água que atingia a superfície infiltrava no solo ou escoava por sobre o solo até atingir um curso d'água. A água que infiltra umedece o solo, recarrega os aquíferos e cria o fluxo de água subterrânea. Porém, quando uma determinada região começa a ser urbanizada, ocorre a impermeabilização do solo, que impede a infiltração da água no solo e ocasiona aumento do escoamento superficial e da velocidade de escoamento. A vazão de pico aumenta e o tempo de concentração diminui, provocando alagamentos. Há também uma maior evaporação e menor evapotranspiração, pois as áreas verdes diminuem, e aumento da temperatura, uma vez que as superfícies impermeáveis absorvem o calor e o devolvem ao ambiente. A Figura 2.4 apresenta os impactos hidrológicos causados pela urbanização que interferem no ciclo hidrológico.

Em bacias urbanas, a produção de sedimentos, tanto dos resíduos naturais quanto aqueles gerados pela população, provocam assoreamento das seções da drenagem, reduzindo a capacidade de escoamento de condutos, rios e lagos, tornando os alagamentos mais frequentes. Porém, quando a bacia está completamente ocupada e impermeabilizada, a produção de sedimentos tende a decrescer.

A qualidade da água também sofre alterações, pois com a urbanização há o aumento da quantidade de lixo depositado em locais inadequados e ligações clandestinas de esgoto, fazendo com que isso seja transportado pelo escoamento superficial até os corpos d'água, poluindo-os. Além disso, esta

contaminação pode ocorrer devido ao transporte de poluentes agregados ao sedimento.

Figura 2.4: Impactos hidrológicos causados pela urbanização (adaptado de Hall, 1984 apud Porto *et al.*, 2009)



Para solucionar os problemas decorrentes da urbanização, existem várias medidas de controle que ajudam tanto no controle de escoamento quanto na melhora da qualidade da água. Salienta-se que serão discutidas somente aquelas que controlem o escoamento superficial em bacias urbanas.

## 2.2 Medidas de controle de escoamento em bacias urbanas

Novas medidas de controle de escoamento têm surgido ao longo das últimas décadas como uma solução alternativa ao conceito de drenagem higienista para o gerenciamento de águas pluviais em áreas urbanas, e tem como objetivos evitar o risco de alagamentos durante eventos de chuva e reduzir a poluição da água, usando um conjunto de melhores práticas de gestão (*Best Management Practices*– BMPs) (Martin *et al.*, 2007).

As medidas de controle têm como objetivo a redução da frequência e a gravidade das enchentes, e são definidas quanto à sua área de atuação na bacia, conforme apresentado por Tucci, 2005:

- Distribuída ou na fonte: definido pelo controle de escoamento que ocorre sobre o lote, praças e passeios;

- Na microdrenagem: sistema de condutos pluviais ou canais em um loteamento ou de rede primária urbana. É projetado para atender a drenagem de precipitações com risco moderado;

- Na macrodrenagem: é o controle sobre os principais riachos urbanos. Pode ser aplicado em áreas com mais de 2 km<sup>2</sup> ou onde a tubulação dos sistemas de drenagem tenham mais que 1 metro de diâmetro.

Dentro das definições descritas acima, a gestão de alagamentos urbanos pode ser obtida a partir da combinação de medidas estruturais e não-estruturais, permitindo à população minimizar suas perdas e manter uma convivência harmônica com o rio, no caso de viver em áreas próximas a cursos d'água. As ações incluem medidas de engenharia e de cunho social, econômico e administrativo, descritas a seguir.

- Medidas não estruturais: utilizam meios naturais para reduzir o escoamento, não contemplando obras civis, porém trabalham com ações sociais que modifiquem o comportamento da população, através de sanções econômicas e programas educacionais. A tabela 2.1 apresenta alguns exemplos desse tipo de medida.

Tabela 2.1: Categorias de medidas não estruturais (adaptado de Manejo De águas Pluviais, PROSAB, 2009)

<b>Principais categorias</b>	<b>Medidas não estruturais</b>
<b>Educação pública</b>	Educação pública e disseminação de Equipe técnica capacitada
<b>Planejamento e manejo da água</b>	Superfícies com vegetação Telhados verdes
<b>Uso de materiais e produtos químicos</b>	Uso de poluentes alternativos não Varrição das ruas
<b>Manutenção dos dispositivos de infiltração nas vias</b>	Coleta de resíduos sólidos Limpeza dos sistemas de filtração Manutenção dos canais e cursos d'água
<b>Controle de conexão ilegal de esgoto</b>	Medidas de prevenção contra a conexão Controle do sistema de coleta de esgoto e Fiscalização: detecção, retirada e multa
<b>Reúso da água pluvial</b>	Jardinagem e lavagem de veículos

Além das medidas citadas na tabela acima, tem-se também o zoneamento de áreas inundáveis, que é um instrumento legal de regulação do

uso do solo que podem estar associado aos tipos de usos, como residencial, de serviços, entre outros, e a parâmetros de uso, como a densidade de ocupação e as taxas de impermeabilização permitidas (Prosab, 2005 *apud* Sarno, 2004). Ao controlar o uso do solo e a densidade de ocupação, tem-se a proteção de áreas ambientais sensíveis (áreas úmidas); restrição do desenvolvimento em áreas de risco natural e restrição na ocupação de áreas de interesse para gestão de águas pluviais (delimitações de áreas para a implantação de estruturas de armazenamento e infiltração).

- Medidas estruturais: tem o objetivo de deter e/ou transportar as vazões geradas na bacia através de sistemas de engenharia que preveem o controle do escoamento superficial. Elas podem agir diretamente na bacia, por meio de reflorestamento e conservação do solo ou agir no rio, com a construção de diques, reservatórios, alargamento de canais, entre outros. Agindo na bacia pode ocorrer o controle de erosão e modificação das relações entre precipitação e vazão. Já no rio, pode ocorrer o aceleração, o amortecimento e/ou retardamento, e desvio do escoamento. A Tabela 2.2 apresenta, de forma sucinta, algumas dessas medidas. Dentre elas, está inserida a bacia de retenção, dispositivo a ser utilizado neste trabalho que será discutido com maior detalhamento a seguir.

Além das medidas apresentadas na tabela 2.2, existem aquelas que são utilizadas em associação com o sistema viário, isto é, podem ser utilizadas em canteiros, jardins, terrenos esportivos, estacionamentos e em áreas verdes em geral. Como exemplo, tem-se as tricheiras de infiltração, valas de infiltração, pavimentos permeáveis e poços de infiltração. Essas técnicas têm como objetivo o recolhimento das águas pluviais, podendo efetuar ou não seu armazenamento temporário, favorecendo a sua infiltração (Batista *et al.*, 2005; Maidment, 1993; Tucci, 2007). Quando há o armazenamento temporário das águas pluviais, sem infiltração, as medidas passam a ser chamadas de retenção.

Tabela 2.2: Medidas estruturais para controle de alagamentos (Simons *et al.*, 1977)

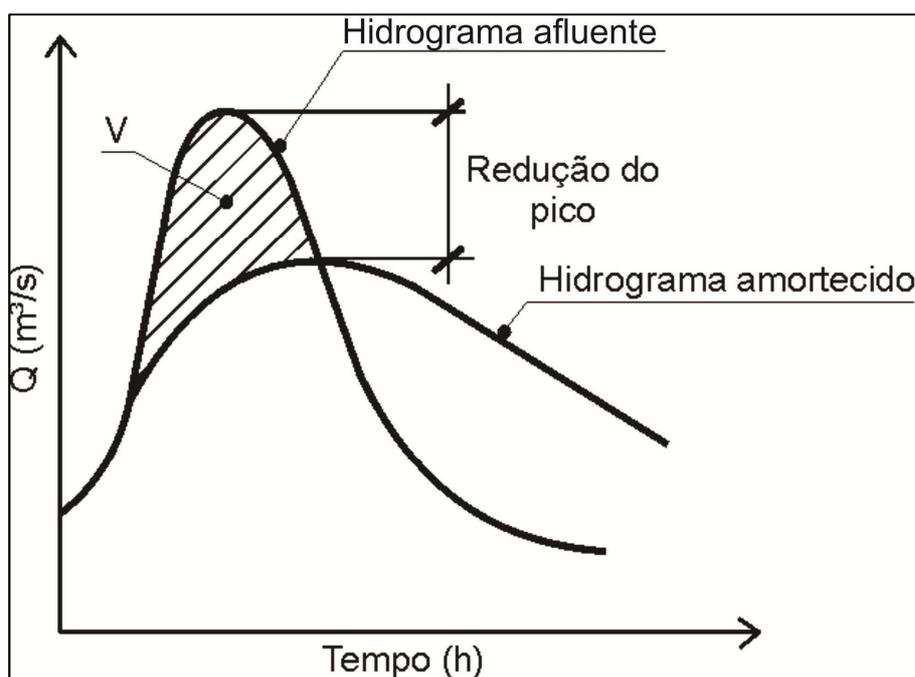
	<b>Medidas</b>	<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>	<b>Aplicação</b>
	<b>Cobertura do solo</b>	Redução do pico de cheias	Impraticável em grandes áreas e sujeito a outros efeitos, como redução da vazão média	Pequenas bacias
	<b>Controle da erosão</b>	Redução da perda de solo e o assoreamento dos rios.		
	<b>Diques e Polders</b>	Alto grau de proteção de uma área específica.	Não deve ser utilizado para desníveis altos devido ao risco de falha	Grandes rios e na planície, onde a declividade é pequena e a flutuação nos níveis é menor.
<b>Melhoria de canais</b>	<b>Redução da rugosidade e aumento de seção.</b>	Aumento da vazão e da velocidade do escoamento e redução do nível.	Pode não ser muito eficaz em canais muito largos	Rios pequenos.
	<b>Alteração da declividade do fundo</b>	Aumento da vazão e da velocidade do escoamento e redução do nível.	Impacto negativo sobre o regime de um rio, com aumento de potencial erosivo	Área de inundação estreita
<b>Reservatórios</b>	<b>Todos os reservatórios</b>	Controle das cheias à jusante do reservatório.	Localização difícil devido à desapropriação das áreas.	Bacias pequenas e intermediárias, dependendo do volume.
	<b>Reservatórios com comporta se múltiplos usos</b>	Mais eficiente com o mesmo volume.	Vulnerável a erros humanos e mal funcionamento mecânico	Projetos de usos múltiplos
	<b>Reservatórios de detenção</b>	Operação com reservatório mantido seco para receber a cheia.	Custo não partilhado; dificuldade de controle da área do reservatório devido a inundação pouco frequente.	Bacias pequenas e médias; Restrito ao controle de enchentes.
<b>Desvio de canais</b>	<b>Desvios</b>	Redução da vazão para jusante	Depende da topografia e dos efeitos para onde a vazão é direcionada	Bacias grandes.
	<b>Desvio de parte do volume para áreas de inundação</b>	Amortece o escoamento e diminui a vazão		Bacias médias e grandes.

### 2.3 Reservatórios de detenção

Os reservatórios de detenção, conhecidos também como bacias de detenção, são medidas de controle de escoamento usadas para regularizar os excessos de vazão decorrentes do desenvolvimento urbano, permitindo que

somente a vazão máxima estabelecida de pré-desenvolvimento continue saindo da bacia. Ou seja, reduz a vazão de pico e retarda a taxa de resposta do escoamento superficial. A Figura 2.5 apresenta o efeito de um reservatório de retenção em uma bacia hidrográfica: o hidrograma afluente de um curso d'água entrando num reservatório com volume  $V$ , onde ocorre o armazenamento da água e conseqüente amortecimento do hidrograma de saída e da vazão máxima.

Figura 2.5: Efeito do reservatório de retenção (Fonte: Tucci, 2007)



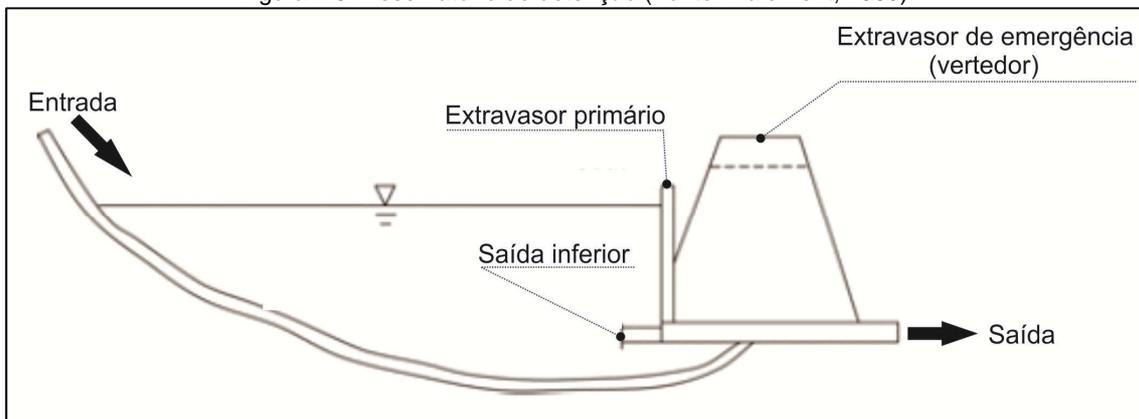
Esse tipo de reservatório não reduz o volume de escoamento superficial, pois tem como objetivo a redução do impacto hidrológico provocado pela impermeabilização do solo, redistribuindo as vazões a longo de um tempo maior, através do armazenamento dos volumes escoados, formando um volume útil temporário e promovendo o amortecimento dos picos de vazão desde a entrada no sistema até a sua saída (Tucci *et al.*, 1995; Tucci, 2009), ou seja, auxiliam no controle de alagamento de áreas situadas a jusante. Devido a isso, recomenda-se que o armazenamento das águas de escoamento provenientes de um evento ocorra por tempo curto (Batista *et al.*, 2005), para assegurar o atendimento a esse propósito na eventualidade de ocorrência de eventos pluviais sucessivos.

Basicamente, os reservatórios de retenção são compostos por:

- estrutura de entrada: podem ser por gravidade, quando encontram-se acima da cota de armazenamento, ou por bombeamento;
- corpo de armazenamento: responsável pela contenção dos volumes, podendo ser construído no próprio solo.
- estrutura de descarga ou saída: controlam a vazão de saída, o nível da água no reservatório e o volume retido.
- dispositivo de extravasão: elemento de segurança do sistema contra eventos de magnitudes maiores, podendo ou não estar acoplado à estrutura de saída.

A Figura 2.6 mostra um exemplo de reservatório de detenção.

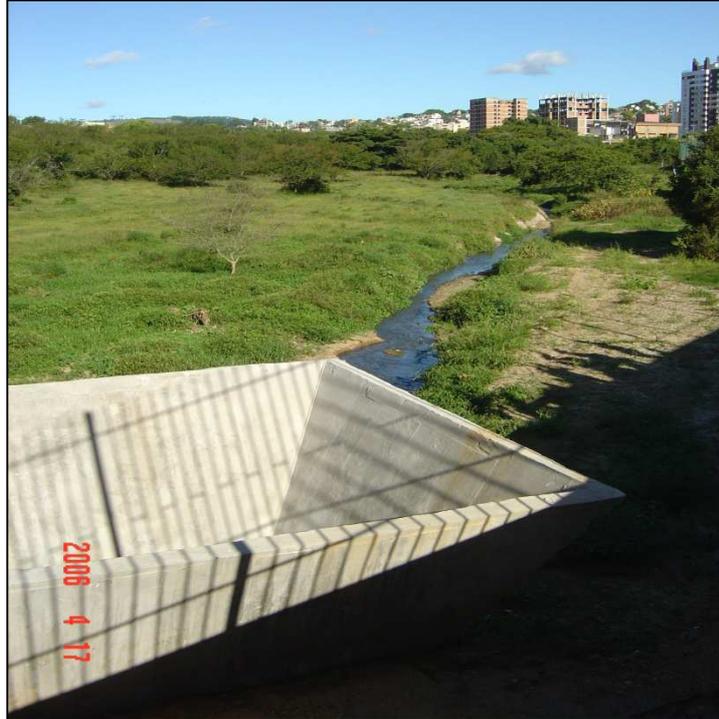
Figura 2.6: Reservatório de detenção (Fonte: Maidment, 1993)



Em relação aos tipos de bacias de detenção, elas podem ser abertas ou fechadas, enterradas ou não, dependendo da localização, da área disponível, além do conhecimento de estudos realizados na região que contemplem a implantação deste tipo de dispositivo. Elas ainda podem ser:

- *on-line/on-stream*: são implantadas no próprio leito do curso d'água, com enchimento através do transbordamento do leito menor. A Figura 2.7 mostra este tipo de dispositivo implantado na cidade de Porto Alegre.

Figura 2.7: Bacia de detenção *on-line* – Parque Germânia, Porto Alegre, RS (Fonte: Arquivo pessoal)



- *off-line/off-stream*: são implantadas nas áreas laterais (detenção lateral), com enchimento feito através do desvio da água da drenagem principal quando ocorre a cheia (Figura 2.8).

Figura 2.8: Bacia de detenção *off-line* – Ecoville, Porto Alegre, RS (Fonte: Arquivo pessoal)



Os reservatórios de detenção, além de desempenhar a função de controle de alagamentos, podem destinar-se a usos multifuncionais, tais como

áreas de lazer, espaços para prática de esportes, composição de projeto urbanístico com valorização da presença da água em espaço urbano, reservas ecológicas e controle da poluição pluvial. A combinação entre controle de alagamentos com algum desses usos pode ser feita, pois, como dito anteriormente, o tempo de armazenamento das águas é temporário, assim, quando não ocorrer um evento hidrológico, pode-se usá-la de acordo com as necessidades da região. Caso o reservatório de detenção seja implantado sem a integração de outros usos, é importante que se tenha uma manutenção continuada, pois elas podem vir a se tornar áreas para o lançamento ilegal de resíduos sólidos e entulhos.

Como qualquer obra de engenharia, os reservatórios de detenção têm as suas vantagens e desvantagens (Urbonas e Sttahre, 1993), sendo elas: custos reduzidos quando comparados a um grande número de controles distribuídos; custo menor de operação e manutenção, porém tanto o poder público quanto proprietários privados tem obrigações pesadas quanto à sua manutenção; facilidade de administrar na construção; dificuldade de encontrar locais adequados para implantação e custos de aquisição das áreas e desapropriações.

### **2.3.1 Dimensionamento de reservatórios de detenção**

O dimensionamento é a etapa na qual se determinam a capacidade de armazenamento, tipo de descarga (infiltração ou não, vazão constante ou não) e o tempo de esvaziamento. Portanto, é importante o conhecimento das informações sobre a bacia de contribuição, o período de retorno da precipitação de projeto, os tempos de concentração, o modelo de transformação chuva em vazão, os hidrogramas afluentes e efluentes e o dimensionamento hidráulico dos dispositivos, podendo estes parâmetros e critérios serem adotados ou calculados. Quando se trata de reservatórios de detenção de menor porte, alguns desses itens não possuem consenso no meio técnico e nem estão devidamente esclarecidos nas legislações em vigor, ficando a cargo de cada profissional determinar os caminhos a seguir.

Neste sentido, a seguir são comentadas duas informações necessárias ao projeto das estruturas de retenção: escolha do tempo de retorno e definição da chuva de projeto.

#### Tempo de retorno

O risco de uma vazão ou precipitação é a probabilidade de ocorrência de um valor igual ou superior em um ano qualquer. E o tempo ou período de retorno (T) é definido como o intervalo médio de tempo decorrido entre duas ocorrências sucessivas de um dado evento ou sua superação, ou seja, é o inverso da probabilidade e constitui um parâmetro importante na elaboração de projetos de engenharia hidráulica, pois através do seu valor será definido o grau de segurança associado ao empreendimento (Batista *et al.*, 2005).

Quando se considera somente o risco hidrológico, a imposição de um nível de risco menor pressupõe a adoção de um tempo de retorno maior, o que diminui os prejuízos causados por alguma falha de funcionamento da estrutura. Então, quando se reduz o risco de um determinado empreendimento, seu dimensionamento corresponde a armazenar um volume maior, implicando na adoção de maiores valores de T no projeto, o que reflete no aumento do custo de implantação da estrutura hidráulica.

Porém, considerando as dificuldades e as incertezas para se quantificarem os prejuízos causados pelos alagamentos urbanos e outras falhas dos sistemas pluviais, a escolha do tempo de retorno a ser adotado em projeto fica condicionada a uma análise simplificada, adotando-se valores de tempos de retorno já tabelados (PROSAB, 2005), conforme Tabela 2.3.

Salienta-se que, muitas vezes, a implantação de bacias de retenção se faz necessária em áreas já urbanizadas ou em processo de urbanização, fazendo com que haja restrições mais significativas com respeito tanto à área disponível como em termos de capacidade do sistema de drenagem a jusante, muitas vezes já implantado e insuficiente em relação aos aportes provenientes a montante. Tais restrições podem conduzir à aceitação de um tempo de retorno de projeto inferior aquele recomendado anteriormente, considerando-se os custos financeiros, critérios sociais e ambientais (Batista *et al.*, 2005).

Tabela 2.3: Tempo de retorno para projetos de drenagem urbana (Fonte: IPH, 2005)

<b>Sistema</b>	<b>Característica</b>	<b>Intervalo Tr (anos)</b>	<b>Valor frequente (anos)</b>
<b>Microdrenagem</b>	Residencial	2-5	2
	Comercial	2-5	5
	Área de prédios públicos	2-5	5
	Aeroporto	5-10	5
	Áreas comerciais e Avenidas	5-10	10
	<b>Macro-drenagem</b>		10-25
<b>Zoneamento de áreas ribeirinhas</b>		5-100	100

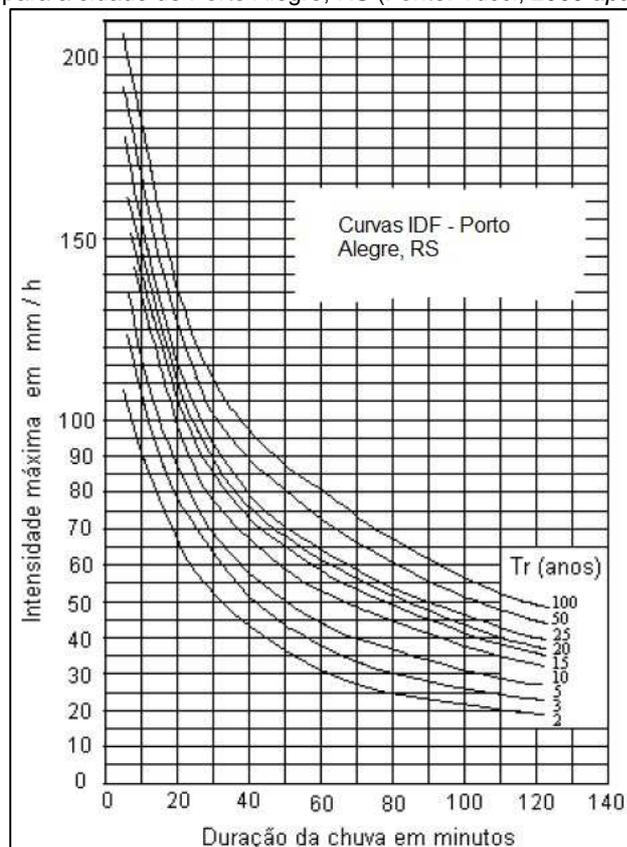
#### Chuva de projeto

Para o cálculo das vazões de projeto das obras de drenagem pluvial, a precipitação de projeto é utilizada como informação hidrológica de entrada para a geração do hidrograma de projeto. À precipitação de projeto está associado um período de retorno pré-estabelecido conforme a importância da obra. Além disso, tem-se a duração crítica do evento, que deve ser longa o suficiente para que toda a bacia contribua com o escoamento superficial, ou seja, a precipitação efetiva deve ter duração igual ou superior ao tempo de concentração da bacia contribuinte.

As precipitações de projeto podem ser determinadas a partir da equação IDF (intensidade-duração-frequência), que é obtida a partir de registros históricos de precipitação de pluviógrafos. Em Porto Alegre, o Departamento de Esgotos Pluviais (DEP) fornece as diretrizes para o cálculo da intensidade máxima de chuva em função da localização da área de projeto, através das formulações das equações IDF obtidas de pluviógrafos distribuídos em diferentes locais: Parque da Redenção, 8° DISME (Distrito de Meteorologia), Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH/UFRGS) e Aeroporto (DEP, 2005). A curva IDF relaciona a intensidade da chuva para uma dada duração  $t$  e período

de retorno T. A Figura 2.9 apresenta o conjunto de curvas idf para um posto em Porto Alegre.

Figura 2.9: Curvas IDF para a cidade de Porto Alegre, RS (Fonte: Tucci, 2009 *apud* DMAE, 1972)



Assim, a partir do conhecimento das informações anteriores, segue-se para as metodologias de dimensionamento, ou seja, antes de um projeto definitivo deve-se realizar um dimensionamento preliminar do reservatório, onde será estimado o volume do reservatório, a profundidade média, a área ocupada e o custo de implantação. O projeto executivo de um reservatório de detenção será finalizado com o cálculo das estruturas de saída, as quais determinarão as vazões efluentes dos reservatórios (Canholi, 2005).

Para o cálculo dos hidrogramas afluentes são usualmente utilizadas duas metodologias tradicionais: Método Racional e *Soil Conservation Service* (SCS). O método do SCS foi desenvolvido por uma agência do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (USDA), conhecida como *National Resources Conservation Service*. É um modelo utilizado para determinar a chuva excedente a partir de uma precipitação conhecida e assim, calcular o hidrograma de escoamento superficial de determinada bacia hidrográfica (Maidment, 1993; Tucci, 2009). Ambas as metodologias utilizam um único

parâmetro (Coeficiente de escoamento superficial - C e *Curve Number* - CN, respectivamente) que retrata as condições da cobertura do solo da bacia hidrográfica.

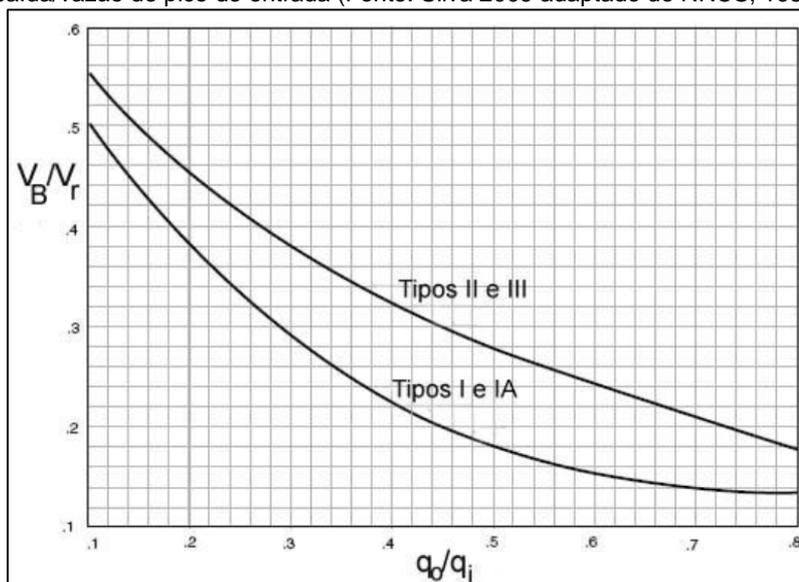
Segundo estudo realizado por Tassi *et al.*, (2005) que comparou a aplicação destas duas metodologias no dimensionamento de obras hidráulicas na drenagem, concluiu-se que a utilização do método racional tende a superdimensionar as obras de drenagem urbana, majorando em muito o custo da obra, além de superestimar os volumes de armazenamento de bacias de retenção. Isto ocorre porque o método não considera a distribuição temporal das vazões.

A seguir, são mostrados alguns dos métodos de estimativa dos volumes em bacias de retenção.

O *National Resources Conservation Service* (NRCS, 1986) desenvolveu um método com base em um grande número de simulações em diversas bacias de retenção com volumes e vazões diferentes, nos EUA. Assim, foi possível a relação da razão entre as vazões de pico de saída e entrada da bacia de retenção com a razão entre o volume a reservar e o volume de escoamento superficial. Para este método, segue-se a seguinte sequência de passos:

1. Determinar as vazões de pico de entrada ( $q_i$ ) e saída ( $q_0$ );
2. Calcular a razão entre  $q_0$  e  $q_i$ ;
3. Calcular o volume de escoamento superficial ( $V_r$ ):  $V_r = P_{ef} * A_c$ , onde  $P_{ef}$  é a precipitação efetiva sobre a área de contribuição (m) e  $A_c$  é a área da bacia de contribuição ( $m^2$ );
4. A partir da Figura 2.10, que apresenta as curvas com distribuição temporal do tipo I e IA e do tipo II e III (tipos padronizados de distribuições temporais de chuva nos EUA), determinar a razão entre  $V_B/V_r$ ;

Figura 2.10: Relação do volume a armazenar/volume de escoamento e vazão de pico de saída/vazão de pico de entrada (Fonte: Silva 2009 adaptado de NRCS, 1986)



5. Calcular o volume a reservar ( $V_B$ ):  $V_B = V_r * (V_B/V_r)$ .

Em Porto Alegre, o DEP (DEP, 2005) recomenda dois métodos que permitem a estimativa do volume necessário em função da área total da bacia contribuinte ou em função da área impermeável incidente na bacia contribuinte (equações 2.1 e 2.2, respectivamente) de bacias de amortecimento em lote.

$$V_B = 0,02 * A_c \quad \text{Equação 2.1}$$

$$V_B = 0,0425 * A_I \quad \text{Equação 2.2}$$

onde:

$V_B$  = volume a ser armazenado ( $m^3$ );

$A_c$  = área da bacia contribuinte ( $m^2$ );

$A_I$  = área impermeável existe na bacia contribuinte ( $m^2$ ).

Salienta-se que a equação 2 foi estabelecida através do Decreto Municipal 15.371/2006, que estabelece critérios para o cálculo do volume de amortecimento e vazão máxima de saída para lotes com áreas inferiores a 100 ha.

O DEP recomenda também o uso do método da curva-envelope (Urbonas e Stahre, 1993), que é um processo iterativo onde o volume do reservatório é dado pela máxima diferença entre os volumes afluentes e efluentes acumulados no tempo. Silveira e Goldenfum (2007) generalizaram o método da curva envelope para uma solução explícita de pré-dimensionamento de diversos dispositivos de controle de vazões, entre eles as bacias de

detenção. O método consiste na comparação, ao longo do tempo, da curva de massa dos volumes afluentes à bacia de detenção com a curva de massa dos volumes afluentes, e a máxima diferença entre as duas curvas é o volume de dimensionamento (Batista *et al.*, 2005).

Tassi (2005) desenvolveu um método que calcula o volume necessário para armazenamento em bacias de detenção em função do hidrograma de ocupação e da vazão máxima de pré-urbanização. Porém, para que todo o processo de cálculo do volume a ser armazenado fosse simplificado, foram realizadas regressões lineares múltiplas, que resultaram em equações que contem unicamente a área impermeável como variável independente para a determinação do volume específico.

### **2.3.2 Uso de reservatórios de detenção na cidade de Porto Alegre, RS**

No Brasil, como em outros países, há uma considerável experiência acumulada de empregos de bacias de detenção em contexto urbano, com início em meados do século passado. Destaca-se aqui o uso deste tipo de estrutura na cidade de Porto Alegre, RS.

Em Porto Alegre existem algumas bacias de amortecimento, que foram projetadas com o intuito de controlar as vazões de pico do escoamento superficial para controlar os alagamentos urbanos. Dessa forma, em 1999 foi instituído o PDDUA (Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano Ambiental), dentre os quais se destaca o PDDrU (Plano Diretor de Drenagem Urbana), que direciona as novas condutas dos profissionais que atuam em drenagem e no planejamento de obras na cidade. Em 2004 foi publicado o Decreto nº 14.786, que estabelece o Caderno de Encargos do DEP, no qual são definidas diretrizes e critérios para projetos, serviços, implantação, fiscalização e conservação do sistema de drenagem pluvial urbana da cidade, além de diretrizes para os projetos de reservatórios de amortecimento de águas pluviais. E em 2006, foi instituído o Decreto 15.371/06 (Porto Alegre, 2006), que estabelece critérios de projeto para os reservatórios em lotes.

Segundo o estudo realizado por Carmona (2008), foi verificado que a área total que contribui para os reservatórios existentes na cidade é de 777,96 ha, gerando um volume específico médio geral de 108,32 m<sup>3</sup>/ha. Os

reservatórios públicos controlam 309,54 ha, com um volume específico médio de 102,32 m<sup>3</sup>/ha, enquanto os reservatórios público/privados recebem 442,54 ha (volume específico médio de 111,72 m<sup>3</sup>/ha) e os reservatórios privados até o momento estão controlando 25,88 ha (volume específico médio de 107,94 m<sup>3</sup>/ha).

Em relação aos custos de implantação, até o ano de 2008, foram investidos no município de Porto Alegre R\$ 7.123.808,04, dos quais 32% (R\$ 2.250.569,96) foram pagos pelos geradores do impacto. Já o custo de manutenção do sistema de reservatórios nos últimos 12 anos foi de aproximadamente R\$ 1.834.471,87, sendo que somente 5,3% desse valor foram pagos exclusivamente pelos moradores da área controlada.

#### **2.4 Técnicas de Otimização aplicadas à drenagem urbana**

Com relação ao dimensionamento de reservatórios, muitas vezes os métodos utilizados não proporcionam a obtenção de uma solução ótima. Assim, na tentativa de se chegar na melhor solução, pode-se utilizar de duas técnicas: a simulação, a qual simula o comportamento da realidade que tais problemas representam e a otimização, que otimiza os processos decisórios que atuam sobre esta realidade (Lanna, 1998).

A simulação tenta representar um sistema físico e prever seu comportamento sob um determinado conjunto de condições, não apresentando, praticamente, nenhuma exigência quanto à natureza do problema, a não ser a de que ele possa ser formulado matematicamente (Wurbs, 1993). Quando se trata de recursos hídricos, tem-se alguns tipos de modelos de simulação, destacando-se dois: os de transformação de chuva em vazão (simulação de processos hidrológicos) e os que se referem aos aspectos de dimensionamento e operação de sistemas de recursos hídricos. Porém, os processos de simulação não geram os resultados ótimos, mas permitem uma representação detalhada e realista do sistema. A busca de uma solução “otimizada” a partir de métodos de simulação teria que ser feita na base da tentativa e erro.

Neste sentido, tem-se as técnicas de otimização, que buscam identificar uma solução que otimize uma determinada função objetivo e que represente

matematicamente os objetivos de um sistema a serem melhorados. Elas têm, entre suas restrições, a representação do modelo matemático que simula o comportamento do sistema. Os modelos de otimização são formulados para encontrar os valores de um conjunto de variáveis de decisão que otimizem (maximizem e minimizem) uma função objetivo sujeita a restrições. A função objetivo e as restrições são representadas por expressões matemáticas em função das variáveis de decisão.

De maneira geral, os problemas de otimização são formulados matematicamente da seguinte maneira:

$$\text{Maximizar (ou minimizar) } z = f(x) \quad \text{Equação 2.3}$$

Sujeito a

$$g_i(x) \leq b_i, i = 1, 2, \dots, m \quad \text{Equação 2.5}$$

Onde  $f(x)$  e  $g(x)$  são funções de  $x$  com valores reais e os valores do vetor  $b_i$  são conhecidos. A restrição  $g_i(x)$ ,  $i=1, \dots, m$  determina a região viável das variáveis de decisão, e as variáveis de decisão ( $X$ ) são os parâmetros cujos valores definem uma solução para o problema.

Porém, não existe um procedimento de otimização geral que possa resolver eficientemente qualquer tipo de problema. A maioria das técnicas depende da forma e propriedades matemáticas da função objetivo e restrições (Vieira, 2007; DAHLQUIST, G.; BJORCK, A., 1974).

Na área de drenagem urbana, alguns trabalhos já foram realizados utilizando-se técnicas de otimização, dentre os quais se destacam a programação dinâmica e algoritmos genéticos. Porém, além dessas técnicas, tem-se também a programação linear e programação não-linear.

Zehn *et al.* (2004) salientam que muitas pesquisas vem sendo realizadas para resolver os problemas de manejo de águas pluviais utilizando técnicas de otimização. Entretanto, quando são usadas técnicas clássicas de otimização, a solução destes problemas pode ser considerada difícil devido à complexidade dos problemas ambientais. Muitos estudos mostram que isto requer que sejam formulados problemas mais simples, porém, mesmo que as soluções ótimas encontradas sejam matematicamente possíveis, seu uso prático em projetos reais são frequentemente questionáveis.

Cruz (2004) utilizou o algoritmo SCE-UA (Shuffled Complex Evolution) para a determinação de possíveis locais para a implantação de reservatórios de amortecimento nas bacias do Areia e Moinho, em Porto Alegre (RS), buscando as combinações de volumes de reservatórios e ampliações de condutos e galerias que apresentassem o menor custo. O uso deste método mostrou grande aplicabilidade e facilidade de lidar com um elevado número de variáveis de busca em espaços de múltiplos pontos de valor mínimo, obtendo sempre ótimos globais.

Perez-Pedini *et al.* (2005) formulou uma metodologia para determinar o número e localização ótimos de melhores práticas de gestão baseadas na infiltração em uma bacia hidrográfica para reduzir o pico de vazão na saída da bacia, utilizando algoritmos genéticos.

A programação dinâmica foi utilizada no estudo de Rashid e Hayes (2011) na identificação e priorização de projetos de sistemas de esgoto, maximizando a saúde pública e outros benefícios e minimizando os custos de transporte do esgoto.

Li e Matthew (1990) apresentaram uma metodologia de aplicação da programação não-linear (PNL) em canais circulares para drenagem urbana, desconsiderando bacias de armazenamento. Na função objetivo, considerou-se a combinação de custos de construção e operação e despesas de manutenção.

A PNL é muito utilizada na resolução de problemas de projetos de engenharia na área de recursos hídricos e consiste na otimização de uma função objetivo sujeita ou não a restrições, podendo as restrições ser não-lineares e/ou lineares. Esta técnica apresenta uma desvantagem na obtenção da solução ótima, pois não se tem a certeza de que a solução ótima obtida seja realmente a melhor, isto é, muitas vezes chega-se a um ótimo local ao invés de um ótimo global. Esta limitação é inerente à própria natureza de não-linearidade do problema. A vantagem da PNL está relacionada à elaboração do modelo matemático que descreva o sistema a otimizar, pois uma vez elaborado, nenhuma simplificação é necessária em termos de formulação, aumentando a precisão nos resultados obtidos (Cirilo, 1997).

Desse modo, observa-se que, embora existam diferentes técnicas de otimização para a solução de problemas na área de drenagem urbana, faltam estudos que analisem os custos envolvidos na implantação de qualquer medida que, por exemplo, minimize os problemas de alagamentos em bacias urbanas. Isto pode ser necessário para que tanto o Poder Público quanto instituições privadas tenham acesso a essas informações e as usem para avaliar as alternativas existentes na solução deste tipo de problema.

### **3 Metodologia**

A metodologia proposta neste trabalho consiste na elaboração de um modelo de otimização de minimização dos impactos relacionados ao escoamento superficial decorrentes da urbanização em uma bacia hidrográfica. Para tanto, foi necessária a busca de informações que possibilitassem a construção da função de minimização da diferença de pico de vazão, entre os cenários de pré-urbanização e urbanizado (atual), informações estas que permitiram estabelecer as restrições impostas pelas características físicas da área de estudo, as restrições de custo associados ao empreendimento e as restrições de critérios técnicos (volume de armazenamento). Para aplicação desta metodologia, foram consideradas somente as bacias de retenção como medidas de controle de escoamento superficial.

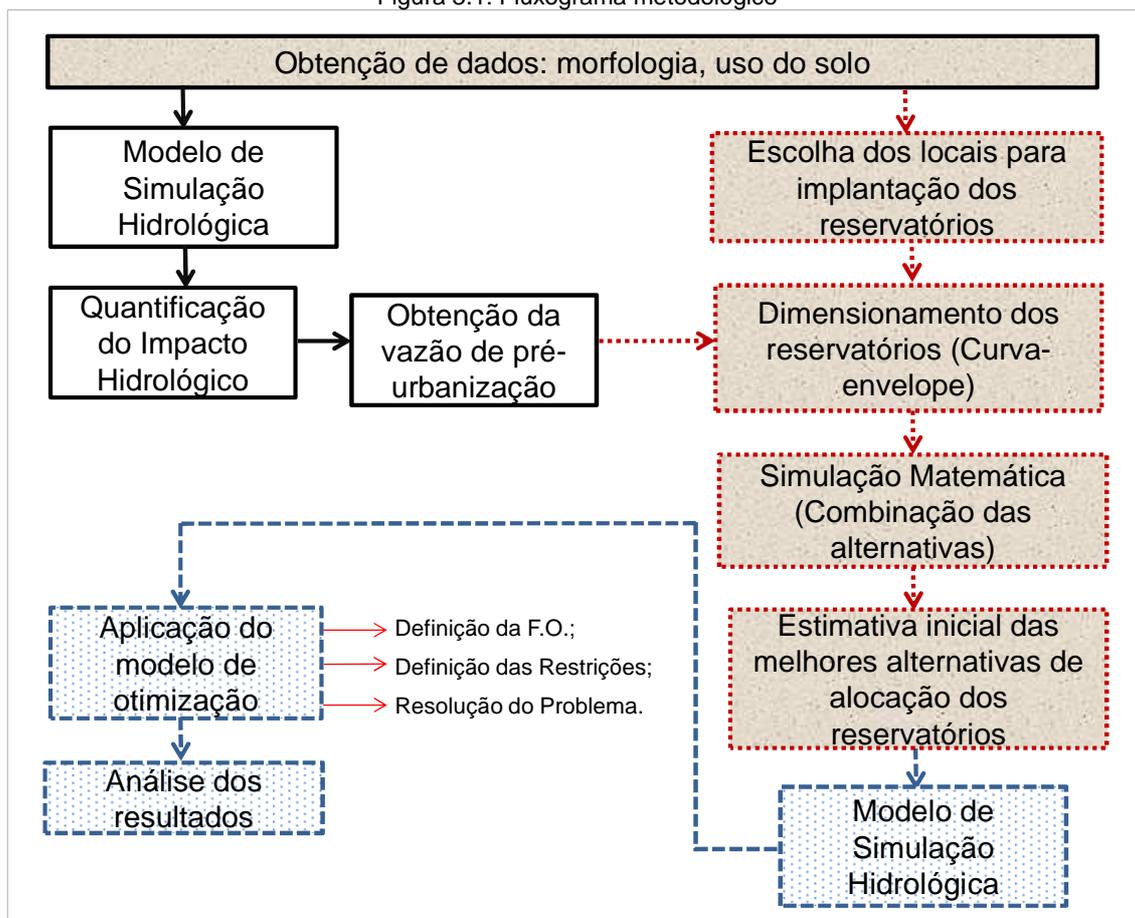
Primeiramente, utilizou-se um modelo de simulação precipitação-vazão para simulação dos cenários de urbanização da área. Os hidrogramas de saída gerados em cada cenário serviram para a quantificação dos impactos hidrológicos (incremento da vazão de pico).

A partir disso, as bacias de retenção foram dimensionadas, obtendo diferentes volumes de armazenamento em cada bacia de contribuição. Esses volumes foram então simulados para obtenção dos hidrogramas de saída em cada afluente, permitindo dessa forma a estimativa inicial das melhores alternativas de alocação dos reservatórios na bacia.

Com os resultados obtidos acima, estabeleceram-se então diferentes restrições orçamentárias por meio de valores máximos de custo objetivando avaliar a quantidade e o volume dos reservatórios necessários para atingir uma redução de pico de vazão, na qual a bacia urbanizada seja hidrológicamente semelhante à de pré-urbanização.

A Figura 3.1 ilustra a metodologia proposta.

Figura 3.1: Fluxograma metodológico



### 3.1 Caracterização física da bacia hidrográfica para a aplicação da metodologia

#### 3.1.1 Características morfológicas

Para a delimitação da área de estudo foi utilizado um modelo numérico de terreno (MNT) criado a partir da base altimétrica de Porto Alegre na escala de 1:1.000, disponível no *site* do Laboratório de Geoprocessamento do Centro de Ecologia da UFRGS.

O MNT resultou da interpolação da malha de pontos cotados e curvas de nível presentes na base altimétrica descrita acima. O interpolador usado, Topo to Raster, está embutido na extensão *Spatial Analyst Tools do ArcMap Gis* do ESRI (Environmental Systems Research Institute) e utiliza uma técnica de interpolação baseada em diferenças finitas iterativas e é otimizado para ter a eficiência computacional dos interpoladores locais sem perder a continuidade da superfície proporcionada pelos interpoladores globais. A resolução do MNT

gerado foi de 10 m, sendo o mesmo gerado no sistema Universal Transverso de Mercator (UTM).

O processo de delimitação da bacia hidrográfica e obtenção da rede de drenagem foi realizado por meio da ferramenta ArcHydro, do software ArcGis ESRI, utilizando o MNT como base para realizar o processamento.

Com a realização destas etapas, foi possível a delimitação da bacia em sub-bacias e a obtenção das características físicas da bacia e sub-bacias necessárias para este estudo, tais como: área da bacia e sub-bacias, comprimento dos afluentes, cota máxima e mínima da bacia e declividades, entre outras.

### **3.1.2 Uso do solo**

A caracterização da ocupação do solo foi estabelecida com base na determinação de dois cenários: pré-urbanização e urbanização atual (diagnóstico) da bacia. Isto serviu para a análise da evolução da urbanização na área de estudo. Foram utilizados dois tipos de produtos de sensoriamento remoto: fotografias aéreas e imagens de satélite, pois para a área de estudo só há esses dois tipos de registros. O uso de dois produtos distintos pode gerar diferenças nos métodos de classificação, devido à qualidade das imagens. A partir disso foram determinadas cinco classes de classificação da área: mata, campo, solo exposto, água e zona urbana. Foram escolhidas somente cinco classes, pois foram suficientes para fazer a análise dos cenários propostos. A seguir são descritos os passos da classificação para cada cenário.

- *Cenário 1 (Pré-urbanização)*

A imagem utilizada foi uma fotografia aérea do ano de 1972 (Metroplan). A imagem foi projetada no sistema de coordenadas UTM, fuso 22S, e ao *datum* SAD69, em concordância com o sistema do MNT utilizado na delimitação da bacia. Como a imagem não possuía uma boa resolução, não foi possível fazer uma classificação supervisionada (automática). Desse modo, a interpretação foi realizada manualmente, com o uso das ferramentas do *software* ArcGis ESRI.

- *Cenário 2 (Urbanização atual)*

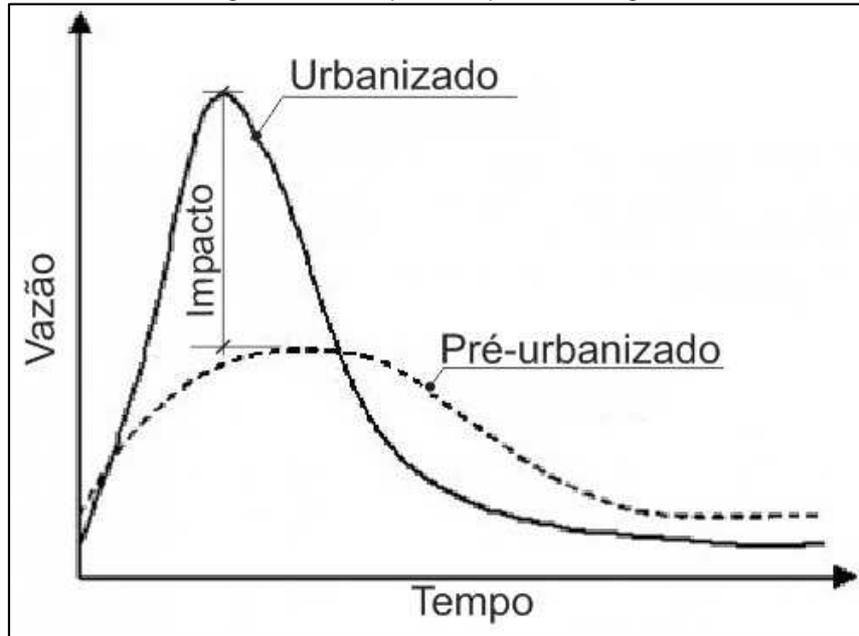
A imagem utilizada foi obtida em 2012 a partir de satélite espacial e disponibilizada no Google Earth. Foi realizado um recorte da área de estudo e, após isso, procedeu-se o georreferenciamento da imagem, que consiste em atrelar a um sistema de referencia uma imagem ou um mapa, tornando suas coordenadas conhecidas e válidas dentro deste sistema. Para tanto, se faz necessário o conhecimento das coordenadas de pontos na imagem a ser georreferenciada, os denominados pontos de controle (Cardoso, 2008). Os pontos de controle, feições físicas de caráter estável e facilmente identificáveis, tais como intersecções de ruas, grandes prédios, estacionamentos ou quadras esportivas, foram obtidos através da imagem da própria imagem de satélite do Google Earth. A partir destes pontos, as imagens de satélite foram atreladas ao sistema de coordenadas UTM (Universal Transverse Mercator), fuso 22S, e ao datum SAD69, em concordância com o sistema encontrado no MNT utilizado na delimitação da bacia hidrográfica. Nesta etapa do trabalho utilizou-se o *software* ArcGis ESRI. Para esta imagem, realizou-se a classificação supervisionada, utilizando-se a ferramenta *Multivariate*, do *Spatial Analyst Tool*.

## **3.2 Detreminação do impacto hidrológico**

### **3.2.1 Definição do impacto hidrológico**

O impacto hidrológico foi definido como sendo a diferença entre os hidrogramas de pré-urbanização (natural) e urbanização, ou seja, a diferença de vazão de pico entre eles. A Figura 3.2 exemplifica o impacto hidrológico. Para a quantificação do impacto hidrológico na região de estudo foram realizadas as etapas descritas a seguir.

Figura 3.2: Exemplo de impacto hidrológico



### 3.2.2 Obtenção do parâmetro *Curve Number* (CN)

Visto que neste trabalho será utilizado o modelo SCS de transformação de precipitação em vazão, é necessário o conhecimento sobre o parâmetro *Curve Number* (CN), uma vez que ele é dado de entrada para o modelo. O parâmetro CN depende da classificação hidrológica do solo (de acordo com seu grupo hidrológico), tipo e uso do solo e condição da superfície em relação à potencialidade de gerar escoamento superficial, sendo necessário para a simulação hidrológica da bacia. Este método foi desenvolvido pelo National Resources Conservation Center dos Estados Unidos (antigo Soil Conservation Service – SCS) e tem valores compreendidos entre 0 e 100, sendo que os valores de CN que tendem a 100 são considerados impermeáveis e aqueles tendendo a 0 são completamente permeáveis. Este parâmetro foi tabelado para diferentes tipos de solo e cobertura, e pode ser encontrado em diversos livros de hidrologia (Tucci, 2009; Canholi, 2005).

Conforme Campana e Tucci (1999), o uso de imagens de satélite, aliadas ao método SCS, permite a confecção de mapas de uso do solo, que estimem o CN médio representativo das áreas em estudo, servindo como base para conhecimento do comportamento hidrológico nessas áreas. Porém, é importante salientar que devido à dificuldade de acesso a imagens que representassem as condições anteriores à urbanização da área de estudo, a

estimativa do CN foi feita a partir da distribuição dos percentuais das classes de usos de solo definidas previamente.

Com a delimitação da bacia e classificação das imagens dos cenários pré-estabelecidos, foi possível obter as porcentagens das cinco classes de uso do solo na área de estudo. O tipo de solo da área de estudo é do tipo B (Campana e Tucci *apud* Campana e Mediondo, 1994), contendo moderada taxa de infiltração quando molhados, principalmente de solos moderadamente profundos.

Os valores de CN para cada tipo de classe considerando o tipo de solo B, foi obtido de Tucci (2009) e encontram-se apresentados na tabela 3.1.

Tabela 3.1: Valores de CN adotados para cada uso do solo (Fonte: Tucci, 2009)

<b>Classes</b>	<b>CN</b>	<b>Uso do solo</b>
<b>Mata</b>	60	Floresta normal
<b>Campo</b>	60	Campo normal
<b>Solo exposto</b>	82	Terra
<b>Água</b>	98	Áreas impermeáveis
<b>Zona urbana</b>	85	Áreas < 500m <sup>2</sup>

### 3.2.3 Cálculo do tempo de concentração

O tempo de concentração ( $T_c$ ) é o tempo de resposta da bacia hidrográfica utilizado no cálculo de chuvas e hidrogramas de projeto. Existem vários métodos utilizados para estimar este parâmetro hidrológico, porém, para este trabalho foram adotados os métodos de Corps of Engineer e Carter, aplicados respectivamente em bacias rurais (pré-urbanização) e urbanas, conforme recomendados por Silveira (2005). A adoção de dois métodos distintos foi necessária uma vez que foram consideradas as mesmas características em todos os afluentes da bacia, tanto para o cenário de pré-urbanização quanto de urbanização, devido à falta de dados na região de estudo e impossibilidade de visita em alguns locais da bacia.

Além disso, ambas as fórmulas tem como variáveis o comprimento do rio principal ( $L$ , em km) e sua declividade média ( $S$ , em m/m), características essas obtidas a partir da delimitação da bacia hidrográfica (item 3.1.1). Essas

fórmulas foram testadas com dados referentes a 29 bacias rurais e 32 bacias urbanas, sendo a Corps of Engineer ajustada para valores de área de 0,11 até 12.000 km<sup>2</sup>. Já a fórmula de Carter foi ajustada para valores de área até 11 km<sup>2</sup> (Silveira, 2005). As equações de Tc utilizadas neste estudos foram:

*Corps of Engineers:*

$$Tc = 0,191 * L^{0,76} * S^{-0,19} \quad \text{Equação 3.1}$$

*Carter:*

$$Tc = 0,0977 * L^{0,6} * S^{-0,3} \quad \text{Equação 3.2}$$

O Tc foi utilizado como dado de entrada no modelo de simulação hidrológico, que será descrito a seguir.

### 3.2.4 Simulação hidrológica

Para a simulação das condições das bacias nos dois cenários descritos anteriormente (item 3.1.2), foi utilizado o modelo de simulação precipitação-vazão IPHS1, disponível gratuitamente no site do Instituto de Pesquisas Hidráulicas, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (IPH/UFRGS - [www.ufrgs.br/iph](http://www.ufrgs.br/iph)). O emprego do modelo permitiu a obtenção dos hidrogramas de projeto para quantificação do impacto hidrológico na área de estudo em função do crescimento populacional e consequente impermeabilização do solo. O modelo permite representar o sistema em dois elementos básicos: bacia e rio.

O elemento bacia é formado pelos modelos que representam o processo de transformação chuva precipitação-vazão (P-Q). São eles:

- *Hidrograma de projeto:* a precipitação acumulada de projeto foi obtida a partir da IDF do posto IPH (Equação 3.3), da cidade de Porto Alegre, armazenada no banco de dados do próprio programa.

$$i = \frac{509,859 * T^{0,196}}{(t+10)^{0,72}} \quad \text{Equação 3.3}$$

onde:

$i$  = intensidade da chuva em mmh<sup>-1</sup>;

$T$  = período de retorno (anos);

$t$  = duração (minutos).

Conforme recomendações do Manual de Drenagem de Porto Alegre (IPH, 2005), as simulações foram realizadas para um tempo de retorno (T) de 10

anos e 25 anos. A duração da precipitação foi adotada como sendo duas vezes o tempo de concentração do cenário de pré-urbanização, permitindo que toda a precipitação atuasse sobre o hidrograma de saída e que ambos os cenários de simulação tivessem a mesma duração. Ressalta-se o uso das recomendações do citado manual, devido ao fato da área de estudo não possuir nenhum documento como referência e se localizar próxima à cidade de Porto Alegre.

A distribuição temporal da precipitação é realizada através do Método de Blocos Alternados, que consiste na determinação das alturas de chuva em cada intervalo de tempo, sendo que a partir do pico são distribuídos os valores de lâmina de chuva em ordem decrescente alternadamente no sentido esquerda-direita do pico (Tucci *et al*, 2004). A discretização adotada neste trabalho foi de 5 minutos.

- *Separação do escoamento*: utilizou-se o método CN do SCS (*Soil Conservation Service*). Os valores de CN foram determinados a partir da classificação de imagens descritas anteriormente;

- *Escoamento superficial*: foi utilizado o método do Hidrograma Triangular do SCS. Neste método, a estimativa da vazão de pico do hidrograma unitário depende da área da bacia, intervalo de tempo de cálculo, tempo de concentração da bacia, tempo de base do hidrograma unitário e tempo de pico do hidrograma unitário (Maidment, 1993).

O módulo rio é formado pelos modelos que representam o processo de propagação em rios, canais e reservatórios. Neste caso, para a propagação nos trechos foi aplicado o método Muskingum-Cunge Linear. Os dados necessários para a propagação neste método são:

- comprimento do trecho de propagação, cota de fundo de montante e jusante: obtidos a partir do MNT da bacia;

- altura e largura do canal: estimados a partir de visitas a campo. Foram consideradas as mesmas características em todos os afluentes da bacia, devido à falta de dados na região de estudo e impossibilidade de visita em alguns locais da bacia;

- rugosidade dos sub-trechos: situação típica de canal natural, seções irregulares, fundo de solo e margens com mato baixo. Coeficiente  $n$  de Manning entre 0,035 a 0,040 (Canholi, 2005), sendo utilizado o valor de 0,035.

### **3.3 Cenário de controle de cheias**

#### **3.3.1 Escolha das bacias de retenção**

Optou-se pela escolha de reservatórios de retenção por se tratar de uma bacia hidrográfica intensamente urbanizada e com população de baixo poder aquisitivo, além da área se localizar próximo ao município de Porto Alegre, onde a construção deste tipo de estrutura é comum e eficiente. Estes dispositivos contribuem para a redução dos impactos da urbanização sobre os processos hidrológicos em bacia hidrográficas urbanas, redistribuindo as vazões ao longo de um tempo maior, por meio do armazenamento dos volumes escoados, promovendo o amortecimento dos picos de vazão desde a entrada no sistema até sua saída (Canholi, 2005).

Dentre os tipos de reservatórios já apresentados anteriormente, foi escolhida a implantação de reservatórios de retenção aberto em grama, pois a construção de reservatórios em concreto envolve um custo maior. De acordo com um estudo realizado por Tucci *et al* (1998) na cidade de Porto Alegre, este tipo de reservatório apresentou um custo de implantação da ordem de 3 a 4 vezes inferior em relação a outros reservatórios.

#### **3.3.2 Escolha dos locais para implantação dos reservatórios:**

Conforme salientado por Baptista *et al* (2005), a escolha pelo emprego de um ou mais reservatórios depende de critérios relacionados à eficiência de amortecimento de cheias, às características urbanísticas locais, à disponibilidade de locais adequados para a implantação de áreas de armazenamento e aos requisitos de manutenção dos sistemas implantados.

A escolha de vários locais é necessária quando se tem bacias densamente urbanizadas e com poucos locais abertos disponíveis, podendo dessa forma trabalhar com a combinação das alternativas, para se chegar ao local ou locais mais adequados à implementação deste tipo de dispositivo. Os locais foram identificados a partir de imagem de satélite e visitas a campo, optando-se por áreas de contribuição maiores, para que o amortecimento das cheias tivesse mais efeito.

Além disso, verificou-se a existência de campos esportivos, praças e áreas livres que pudessem ser usadas para implantação das medidas de controle,

constatando-se que essas áreas são quase inexistentes e que há ocupação ao longo dos afluentes, em áreas de risco de inundação. Dessa forma, devido à falta de locais disponíveis e estudos detalhados, a exemplo do Plano Diretor de Drenagem Urbana, que orientem acerca dos locais disponíveis para implantação de algum tipo de estrutura de controle de cheias ou que contenham informações sobre as características hidrológicas da área, áreas contendo moradias também foram escolhidas.

Na literatura foi identificado um estudo que apresenta os pontos suscetíveis a inundações na área de estudo, o Mapa Ambiental Urbano (Fujimoto, 2001). A partir dele, identificaram-se alguns possíveis locais para implantação dos reservatórios de detenção. Porém, como o objetivo deste trabalho é a minimização dos impactos a jusante da bacia, os locais que controlariam as inundações provocadas na bacia não são necessariamente os mesmos para controlar problemas a jusante.

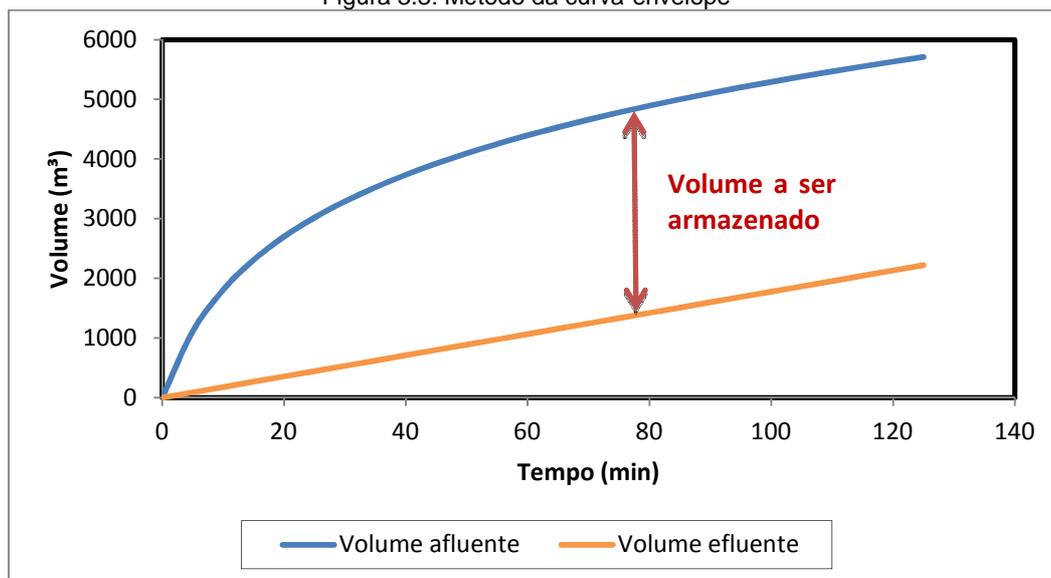
Assim, a disponibilidade de áreas na bacia estudada restringiu-se ao leito dos arroios, visto que a bacia se encontra intensamente urbanizada e não há muitos locais livres disponíveis. Nas áreas situadas no leito dos arroios, verificou-se a existência e grande quantidade de habitações, em sua grande maioria irregular.

### **3.3.3 Dimensionamento dos reservatórios**

Tendo em vista que este trabalho visa à implantação de reservatórios de detenção, foi utilizado o método da curva-envelope (*rain-envelope-method*) para o dimensionamento destas estruturas, o qual é recomendado pelo Departamento de Esgotos Pluviais (DEP) de Porto Alegre para a determinação do volume de amortecimento do reservatório.

Este método é simples e de aplicação direta a partir dos dados de caracterização do local de implantação (índice de capacidade de geração de escoamento superficial) e da curva IDF (Intensidade-Duração-Frequência) (Batista *et al*, 2005). É um processo iterativo onde o volume do reservatório é dado pela máxima diferença entre os volumes afluentes e efluentes acumulados no tempo, como mostrado na Figura 3.3.

Figura 3.3: Método da curva-envelope



A área do reservatório é ajustada até que corresponda ao volume encontrado dividido pela disponibilidade hidráulica, definida próxima a 1 m, considerando-se que se trata do controle de escoamento na microdrenagem (DEP, 2005), além de estar relacionado com a coleta da rede pluvial. Os custos de incidência rochosa não foram considerados neste estudo.

O volume afluente de entrada é calculado pelo Método Racional (cálculo de vazão), que é válido para bacias de até 2 km (Tucci, 2009), conforme a Equação 3.4:

$$V_{afl} = (2,78 * C * I * A^n) * t \quad \text{Equação 3.4}$$

onde:

C= coeficiente de escoamento (-);

A=área da bacia de contribuição (ha);

I= máxima intensidade da precipitação (mm/h);

t= tempo de duração da precipitação (s);

n= 1, quando  $A \leq 30$ ha (-);

n= 0,95, quando  $30 \leq A \leq 50$ ha (-);

n= 0,90, quando  $50 \leq A \leq 200$ ha (-).

O coeficiente de escoamento indica a fração da chuva que chega ao exutório da bacia considerada por meio de escoamento superficial, sendo estimado pela ponderação do coeficiente de diferentes superfícies (Tucci, 2009). A literatura fornece tabelas com valores destes coeficientes em função

do tipo de solo e do seu uso e ocupação (tipo, densidade, cobertura vegetal,...), que são utilizados quando da falta de medidas locais. A Tabela 3.2 apresenta os valores utilizados.

Tabela 3.2: Valores de C por tipo de ocupação (Fonte: IPH (2005) adaptado de ASCE,1969 e Wilken, 1978)

Descrição da área	C
<b>Outros (Mata, parques, áreas verdes)</b>	0,05 - 0,20
<b>Gramma/areia (médio – declividade de 2 a 7%)</b>	0,10 - 0,15
<b>Gramma, solo pesado (médio – declividade de 2 a 7%)</b>	0,18 - 0,22
<b>Área residencial (unidades múltiplas – conjugadas)</b>	0,60 - 0,75
<b>Área comercial/Edificação muito densa</b>	0,70 - 0,95

O volume efluente é calculado pela soma do volume infiltrado e da vazão do descarregador de fundo, apresentada na Equação 3.5:

$$V_{efl} = \frac{(k \cdot A_{res} \cdot t)}{60000} + (Q_{des} \cdot t) \quad \text{Equação 3.5}$$

onde:

k= condutividade hidráulica saturada (mm/h);

A<sub>res</sub>= área do reservatório (m<sup>2</sup>);

t = tempo de duração da precipitação (min);

Q<sub>des</sub>= vazão de saída do descarregador de fundo (m<sup>3</sup>/s).

A condutividade hidráulica utilizada foi de 12,7 mm/h, visto que o estudo realizado por Acioli (2005) se refere ao mesmo tipo de solo da região de estudo deste trabalho.

A vazão de saída do descarregador de fundo é o produto da vazão máxima específica de saída para a rede pública de pluviais (razão da vazão de pico de pré-urbanização e a área da bacia hidrográfica) e da área de contribuição do reservatório.

A área do descarregador de fundo, necessária como dado de entrada no modelo de simulação, é calculada com a equação da vazão em orifício de descarga de fundo do reservatório (Equação 3.6):

$$Q_{des} = C_{des} \cdot A_{des} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad \text{Equação 3.6}$$

onde:

C<sub>des</sub>= coeficiente de descarga;

$A_{des}$  = área de descarga da seção de saída ( $m^2$ );

$g$  = aceleração da gravidade ( $m/s^2$ );

$h$  = diferença de nível entre montante e jusante (m).

Foram adotados valores variando de 20 a 200% em relação à vazão máxima específica, para se obter, dessa forma, diferentes vazões de descarregadores de fundo e consequentes áreas dos descarregadores e dos reservatórios. Assim, resultaram em maiores e menores volumes de armazenamento.

Utilizando esta metodologia, determinaram-se os volumes de armazenamento necessários para cada reservatório e os respectivos diâmetros de descarregadores de fundo. No entanto, os diâmetros calculados não condizem com as dimensões disponíveis no comércio, por isso, esses valores foram aproximados aos diâmetros comerciais (Tabela 3.3), sendo necessário o cálculo do novo volume correspondente a este diâmetro, e consequentemente, determinando-se a nova vazão efluente ao reservatório.

Tabela 3.3: Diâmetros comerciais (Fonte: IPH, 2005)

<b>Diâmetro comercial (mm)</b>
25
30
32
40
50
60
100
150
200
300
400
500
600
700
800

Os volumes obtidos do método da curva-envelope foram simulados no IPHS1, utilizando o modelo de propagação em reservatórios por Puls (Tucci *et al*, 2005). Os dados de entrada necessários são: características das estruturas de saída (vertedor e orifício) e tabela cota-volume do reservatório.

### 3.3.4 Combinação das alternativas de reservatórios

Neste item, fez-se uma estimativa inicial das melhores alternativas de alocação dos reservatórios na bacia, realizando-se a combinação das opções de reservatório em cada afluente. Em seguida, analisaram-se as soluções não-dominadas em termos de redução de pico de vazão e custo. Isto se fez necessário de acordo com o que foi comentado no item 3.2.2 (Escolha dos locais para implantação dos reservatórios).

Para a simulação hidrológica dos dispositivos de controle, considerou-se apenas um reservatório em cada afluente, isto porque bacia hidrográfica estudada foi relativamente pequena e a consideração de mais de um reservatório por afluente se tornou desnecessário e inviável. Porém, para a geração de todas as alternativas, incluiu-se, também, a opção de não haver reservatório nos afluentes, mantendo-se a vazão urbanizada de cada afluente.

Dessa forma, a partir da simulação foram obtidos os hidrogramas de saída dos reservatórios em cada afluente e das áreas de contribuição lateral. Dessa forma, o cálculo da diferença dos picos no exutório da bacia, resultante de cada combinação das alternativas baseou-se na seguinte equação:

$$dQ = \max[(\sum_{i=1}^n Qa_{i_t}) + Q_{inc_t}] - Q_{pu_t} \quad \text{Equação 3.7}$$

onde:

$dQ$  = diferença entre os picos dos hidrogramas ( $m^3.s^{-1}$ );

$n$  = número de afluentes;

$Qa_i$  = hidrograma resultante da simulação de reservatório em cada afluente ( $m^3.s^{-1}$ );

$Q_{inc}$  = hidrograma incremental ( $m^3.s^{-1}$ );

$Q_{pu}$  = vazão de pico de pré-urbanização ( $m^3.s^{-1}$ );

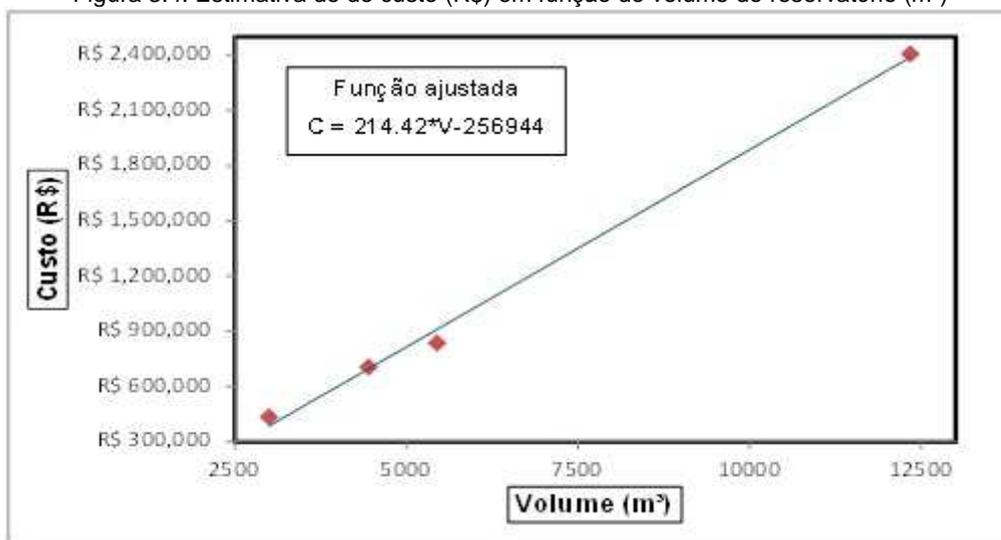
$t$  = tempo (s).

Para se ter uma relação da diferença de pico de vazão dos hidrogramas com o custo total de implantação dos reservatórios, foi ajustada uma função linear, apresentada na Figura 3.4. Estes valores de custos foram baseados no estudo feito por Carmona (2008), que analisou os custos de reservatórios públicos abertos em grama, ou seja, estruturas executadas e mantidas com recursos do Município. Este tipo de reservatório restringe-se aos executados como medidas para solucionar problemas crônicos de alagamentos na cidade

de Porto Alegre. É importante salientar que no presente estudo não foram considerados os custos de desapropriação das áreas escolhidas para implementação dos reservatórios.

Porém, como o valor adotado se refere ao ano de 2008, o mesmo foi convertido para valor presente a partir do indicador de Custo Básico Unitário (CUB), que é calculado com base nos diversos projetos-padrão estabelecidos pela ABNT NBR 12721:2006, levando-se em consideração os lotes básicos de insumos (materiais de construção, mão-de-obra, despesas administrativas e equipamentos). Os valores do CUB foram obtidos a partir do site do Sinduscon-RS, e trabalhou-se com os valores dos meses de julho de 2008 e julho de 2012.

Figura 3.4: Estimativa de do custo (R\$) em função do volume do reservatório (m³)



Utilizando a equação apresentada na Figura 15, estimou-se o custo total de cada alternativa de alocação de reservatórios na bacia em função do volume de armazenamento. Os locais que apresentaram as melhores relações custo-redução de pico foram utilizados no modelo de otimização, descrito a seguir.

### 3.4 Modelo de otimização

#### 3.4.1 Função objetivo:

A função objetivo foi definida de modo a minimizar a diferença entre o pico de vazão dos hidrogramas decorrentes da simulação dos cenários, ou seja:

$$MIN dQ = \left[ \sum_{i=1}^n Qp_i + Q_{p_{inc}} \right] - Q_{pu} \quad \text{Equação 3.8}$$

onde:

$dQ$ = diferença de pico entre os hidrogramas ( $m^3.s^{-1}$ );

$n$ = número de afluentes;

$Q_p$ = vazão de pico em cada afluente  $i$  ( $m^3.s^{-1}$ );

$Q_{p_{inc}}$ = vazão de pico incremental ( $m^3.s^{-1}$ );

$Q_{pu}$  = vazão de pico de pré-urbanização ( $m^3.s^{-1}$ );

Conforme visto anteriormente, para cada localização selecionada os reservatórios foram dimensionados, obtendo-se assim os seus volumes de armazenamento, e simulados hidrológicamente, gerando os hidrogramas de saída em cada afluente. Dos hidrogramas, extraiu-se a vazão de pico correspondente ao volume simulado. Ajustou-se, então, para cada reservatório, uma equação do tipo:

$$Qp_i=f(V) \quad \text{Equação 3.9}$$

onde:

$Q_p$  = vazão de pico ( $m^3/s$ );

$V$  = volume armazenado ( $m^3$ ).

Este ajuste foi necessário pois a função objetivo depende de  $Q_p$  e as restrições são em função de custo ou volume.

Salienta-se aqui a simplificação de se considerar que as vazões de pico ocorrem ao mesmo tempo, devido ao fato de não ter sido possível o ajuste de funções com o hidrograma resultante de cada volume simulado. Isto implica numa maior segurança de projeto, uma vez que as obras de drenagem são projetadas com as vazões máximas de projeto.

### 3.4.2 Restrições:

#### a) Restrição de volume

A restrição de volume indica que cada reservatório pode variar entre um mínimo e máximo, ou seja:

$$V_{min_i} \leq V_i \leq V_{max_i} \quad \text{Equação 3.10}$$

onde:

$V_i$  = volume de armazenamento de cada reservatório ( $m^3$ );

$V_{min}$  = volume mínimo disponível em cada reservatório ( $m^3$ );

$V_{max}$  = volume máximo a ser armazenado em cada reservatório ( $m^3$ ).

Os limites superiores foram baseados nos resultados obtidos do dimensionamento dos reservatórios (Método da curva envelope).

b) Restrição de custo

A restrição de custo está associada à quantidade de dinheiro disponível para a implantação dos reservatórios. Logo,  $V_{max} \leq C_{max}/C_o$ , ou seja:

$$V_1 + V_2 + \dots + V_n \leq \frac{C_{max}}{C_o} \quad \text{Equação 3.11}$$

onde:

$V_{max}$  = volume máximo de armazenamento ( $m^3$ );

$C_{max}$  = custo máximo disponível para implementação de reservatórios (R\$);

$C_o$  = custo unitário (R\$/ $m^3$ ), definido a partir dos custos ajustados na Figura 15;

$n$  = número de reservatórios.

Diferentes valores de custo máximo foram utilizados objetivando avaliar a quantidade e o volume dos reservatórios necessários para se atingir uma redução de pico de vazão onde a bacia urbanizada tenha um comportamento hidrológico semelhante às condições de pré-urbanização. Além de analisar os investimentos mínimo e máximo em torno desta redução, definindo uma margem de tolerância para a redução da vazão de pico.

c) Restrição de imagem das funções ajustadas

Esta restrição assegura que as vazões obtidas a partir do ajuste sejam sempre positivas, já que valores negativos não possuem sentido físico neste estudo

$$Q_p = f(V_i) \geq 0 \quad \text{Equação 3.12}$$

onde:

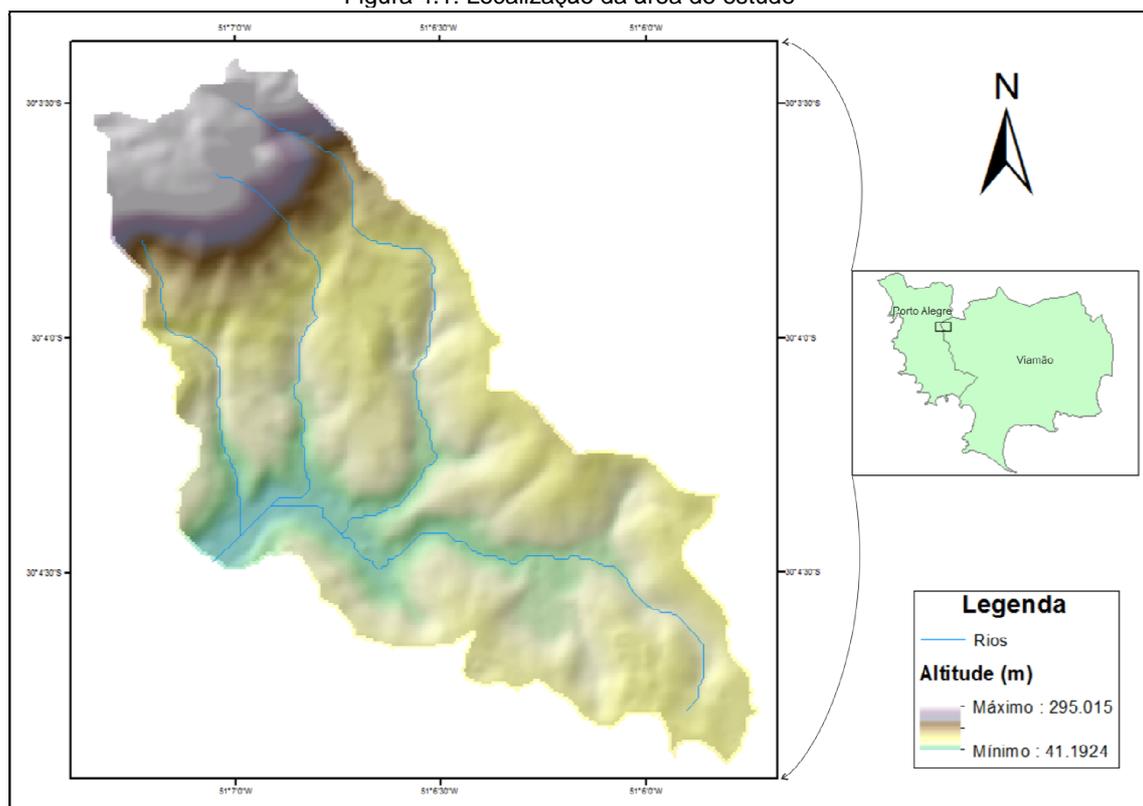
$Q_p$  = vazão de pico ( $m^3/s$ );

$V_i$  = volume de armazenamento de cada reservatório ( $m^3$ ).

## 4 Descrição da área de estudo

A área de estudo localiza-se na Região Metropolitana de Porto Alegre (RMPA), no estado do Rio Grande do Sul, entre os municípios de Porto Alegre e Viamão (Figura 4.1) e constitui uma das nascentes da bacia do Arroio Dilúvio, que cruza grande parte do perímetro urbano do município de Porto Alegre.

Figura 4.1: Localização da área de estudo



Esta sub-bacia é composta por quatro arroios principais (Tabela 4.1), totalizando uma área de 3,39 Km<sup>2</sup>, sendo a barragem Mãe d'Água o seu exutório, a qual está inserida em sua totalidade no Campus do Vale da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). A maior parte da bacia hidrográfica está localizada no município de Viamão, compreendendo a Vila Santa Isabel que abriga mais de 250 mil habitantes.

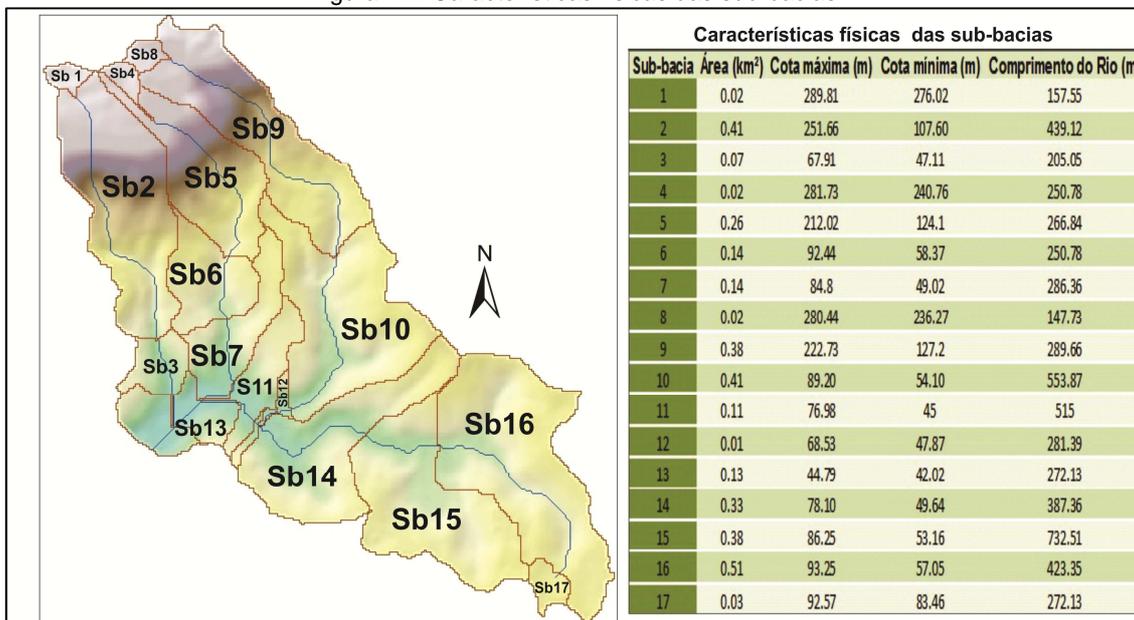
Tabela 4.1: Características dos principais afluentes da bacia

Afluentes	Comprimento (Km)	Cota máxima (m)	Cota mínima* (m)	Declividade (%)
1	1.92	276.02	44.59	12.05
2	2.04	242.97	44.59	9.75
3	3.21	235.99	44.59	5.97
4	2.51	83.63	44.59	1.56

\* A cota mínima é igual a todos os afluentes, pois a confluência deles acontece no mesmo ponto do exutório.

A bacia Mãe D'água foi subdivida em dezessete sub-bacias conforme as áreas contribuintes aos principais caminhos de drenagem. A Figura 4.2 mostra as sub-bacias e suas características físicas.

Figura 4.2: Características físicas das sub-bacias



Em termos geomorfológicos, a área se localiza na porção sudeste do morro Santana, que é um corpo granítico, de forma alongada, sendo formado por K-feldspato e quartzo, além de ter a presença de biotita a teores muito baixos (Alves,2000). Este, por sua vez, encontra-se situado no Planalto Uruguaio Sul-rio-grandense, que apresenta uma diversidade morfológica marcadamente em formas de morros e colinas de dimensões variadas (Suertegaray e Fujimoto, 2004).

O clima da região se caracteriza de acordo com a classificação de Köppen como subtropical úmido (Cfa). As temperaturas médias registradas nos meses mais quentes são superiores a 22°C. Observa-se uma grande variabilidade dos elementos do tempo meteorológico ao longo do ano, com temperatura média para o mês mais frio (junho/julho) entre -3°C e 18°C e superior a 22°C no mês mais quente (janeiro/fevereiro), com precipitação medial anual é de 1350 mm (Livi, 1999).

- Processo de urbanização da bacia

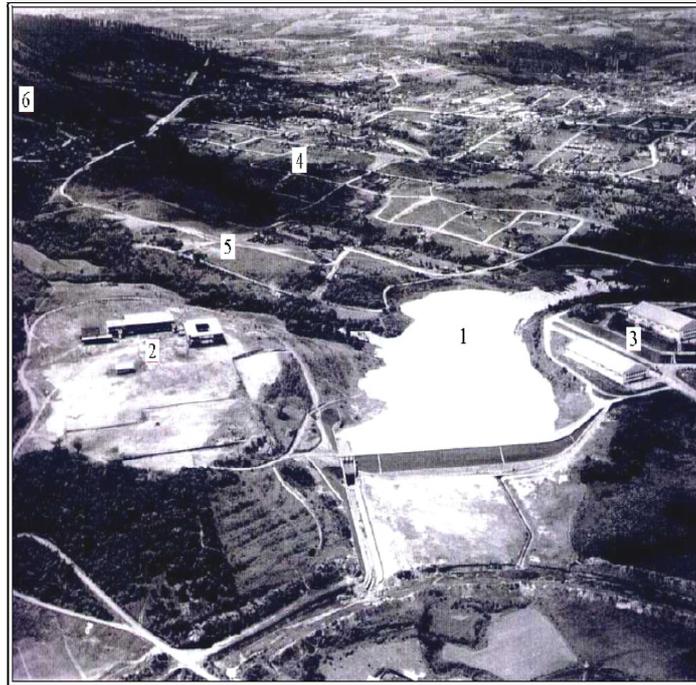
O processo de urbanização na área da bacia remonta à década de 1950, com a formação dos primeiros loteamentos (Cardoso, 2011). Segundo Fujimoto (2001), no período de 1961 a 1976, foi concluída a construção da Barragem

Mãe d'Água (Figura 4.3 e Figura 4.4)) pelo Departamento Nacional de Obras e Saneamento, tendo como finalidade à servidão de experimento científico às pesquisas realizadas pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH). A construção da barragem constituiu uma modificação profunda nas características originais da área, alterando a dinâmica fluvial e, conseqüentemente, toda a dinâmica da bacia hidrográfica.

Figura 4.3: Situação anterior à construção da barragem Mãe D'água (provavelmente em 1960): (1) Mata ciliar; (2) Arroio Mãe D'água; (3) Futuro local do Campus Vale; (4) IPH; (5) Prédios em construção do IPH; (6) Loteamento Jardim Universitário; (7) Loteamento Nossa Senhora Aparecida e (8) Loteamento Santa Isabel. Fonte: Fujimoto (2001).



Figura 4.4: Situação da Barragem Mãe d'água após o preenchimento do lago, em 1963: 1) Barragem Mãe d'água; 2) Campus do Vale; 3) IPH; 4) Loteamento Santa Isabel; 5) Loteamento Jardim Universitário; 6) Morro Santana. (Fonte: Fujimoto, 2001)



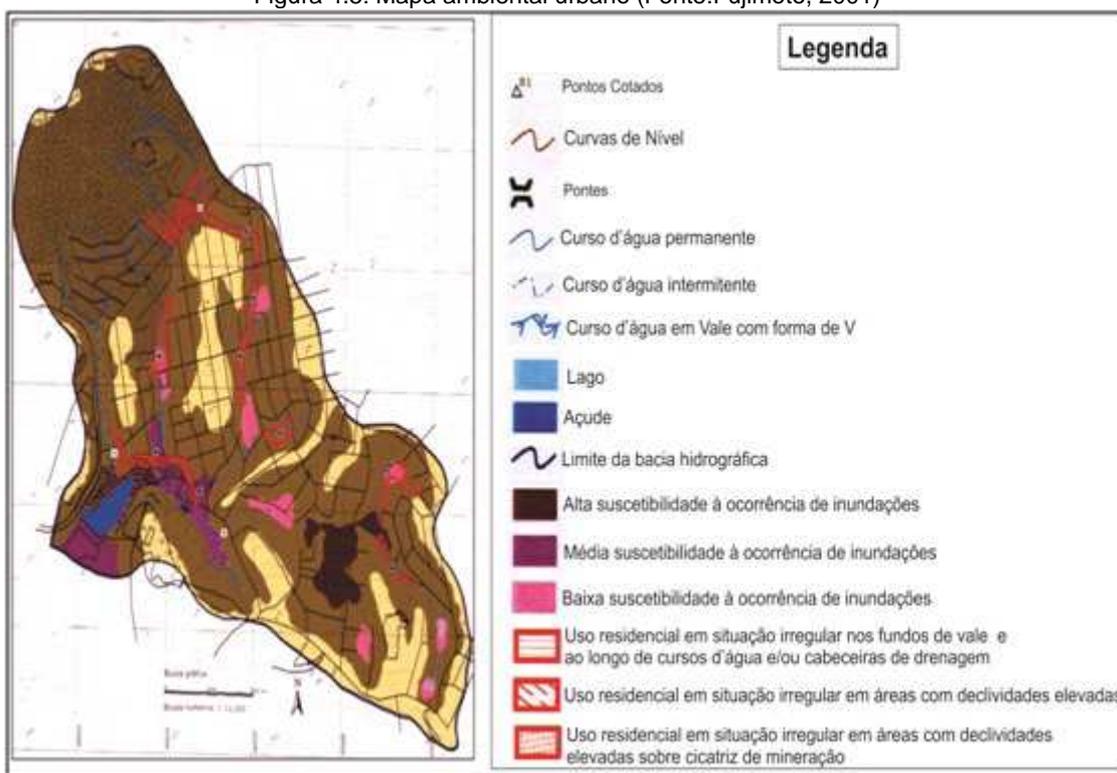
Segundo o depoimento do Professor José Leite de Souza (Fujimoto, 2001) a construção da barragem tinha as seguintes finalidades: a) *“construir um reservatório para fornecer água para um futuro laboratório de morfologia fluvial”*; b) *“criar um espelho d’água naquela região com bastante vegetação e esse seria um enfeite na futura área onde seria localizada a universidade e também uma futura estação de tratamento e de fornecimento de água para a universidade”*; c) *“permitir a ligação, através da faixa de rodagem sobre o coroamento da barragem, entre o IPH e o Campus do Vale da UFRGS”* e d) *“regularizar a vazão do arroio Mãe D’água para conter as enchentes do arroio Dilúvio, cujas áreas mais inundáveis eram próximas a Praça Garibaldi e outras”*.

Porém, a partir dos anos 70 o processo de urbanização acentuou-se, sendo a região habitada por pessoas que não tinham condições de ocupar os lotes urbanizados na cidade. A ocupação da área se deu de maneira desordenada, e o traçado das ruas não seguiu qualquer tipo de planejamento. Foram ocupadas inclusive áreas de risco nas encostas do morro Santana e às margens dos cursos de água, desmatando a vegetação natural. De acordo com

Cardoso (2011), foi nessa mesma época que houve a instalação do Campus do Vale da UFRGS.

Dentro do contexto de efeitos e respostas da urbanização na região em estudo, Fujimoto (2001) elaborou um Mapa Ambiental Urbano (Figura 4.5), que procurou expressar graficamente e espacialmente as modificações ocorridas no espaço urbanizado, destacando-se à suscetibilidade à ocorrência de inundações ribeirinhas.

Figura 4.5: Mapa ambiental urbano (Fonte:Fujimoto, 2001)



As inundações ribeirinhas estão relacionadas às áreas planas com topografia deprimida, situadas próximas aos canais fluviais ou ao redor dos lagos e do açude, ou diretamente relacionada aos canais fluviais que drenam a bacia hidrográfica. Os fundos de vale, quando ocupados, também apresentam problemas de inundações devido ao elevado comprometimento da qualidade ambiental. Além das inundações ribeirinhas, tem-se os alagamentos urbanos, que ocorrem devido às modificações ocasionadas pela morfologia antrópica que proporcionam um aumento do escoamento superficial decorrente da impermeabilização da superfície pelas edificações e/ou compactação do solo.

Em função da suscetibilidade à ocorrência de inundações ribeirinhas, Fujimoto (2001) obteve-se a seguinte classificação:

- Alta suscetibilidade à ocorrência de inundações: áreas planas com altitudes relativamente baixas associadas a um material de cobertura superficial constituído predominantemente de argila e silte, cuja permeabilidade é muito baixa, determinando condições de baixo escoamento e infiltração.

- Média suscetibilidade à ocorrência de inundações: áreas planas com altitudes relativamente baixas, onde a inundação está relacionada aos canais fluviais principais da bacia e às áreas formadas pelos leitos maiores dos canais (planícies de inundação).

-Baixa suscetibilidade à ocorrência de inundações: áreas relativamente elevadas situadas nas confluências dos canais fluviais que apresentam vales em forma de V, proporcionando uma boa capacidade de escoamento do fluxo fluvial.

Além da ocorrência de inundações ribeirinhas na bacia, como ela está situada em uma região de cabeceira, a urbanização desordenada e consequente impermeabilização do solo, acabam por resultar em alagamentos a jusante da bacia. Isto ocorre, pois a parcela de água precipitada sobre a bacia tende a escoar mais rapidamente até o exutório, e como não há nenhum tipo de estrutura de armazenamento na área, essa água acaba por contribuir para o enchimento dos arroios a jusante.

## 5 Resultados e Discussão

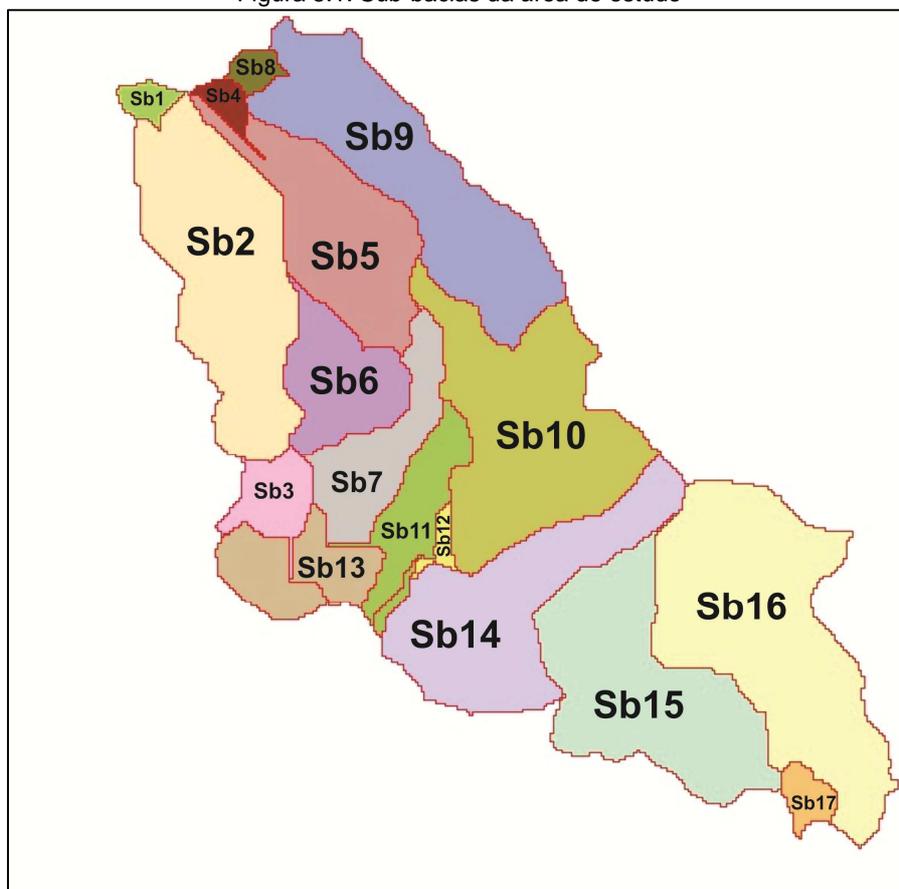
Neste item são apresentados os resultados de cada etapa desenvolvidas neste trabalho, bem como as discussões por eles geradas.

### 5.1 Determinação do impacto hidrológico

Conforme descrito no capítulo 3, pra se determinar quantitativamente o impacto hidrológico na área de estudo, foram desenvolvidas etapas anteriores, sendo os resultados encontrados em cada uma descritos a seguir.

A primeira etapa a ser desenvolvida foi a classificação das imagens, resultando nos percentuais de usos do solo nos dois cenários propostos: pré-urbanização (figura aérea de 1972) e urbanização (imagem do Google de 2012). Com a classificação, pode-se analisar a evolução da urbanização na bacia. A figura 5.1 mostra a divisão da bacia em sub-bacias e as figuras 5.2 e 5.3 apresentam os valores para cada tipo de uso do solo.

Figura 5.1: Sub-bacias da área de estudo



Na Figura 5.2, ressalta-se que, devido à dificuldade de encontrar informações e imagens mais antigas da área de estudo, fez-se então a

classificação da imagem de 1972 e, para reproduzir um cenário de pré-urbanização, excluíram-se os valores da zona urbana, fazendo com que fossem divididos entre as demais classes. Porém, para uma comparação de cenários em termos de ocupação urbana, considerou-se a zona urbana (Tabela 5.1).

Figura 5.2: Percentuais dos tipos de uso do solo – Cenário de pré-urbanização

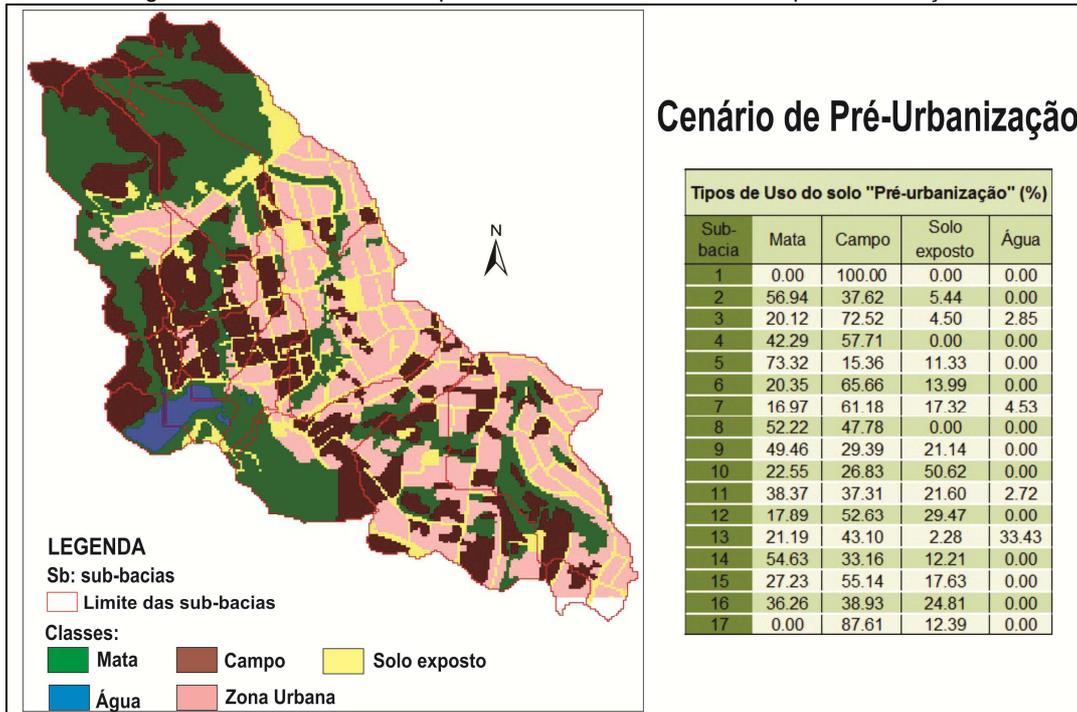


Figura 5.3: Percentuais dos tipos de uso do solo – Cenário de Urbanização

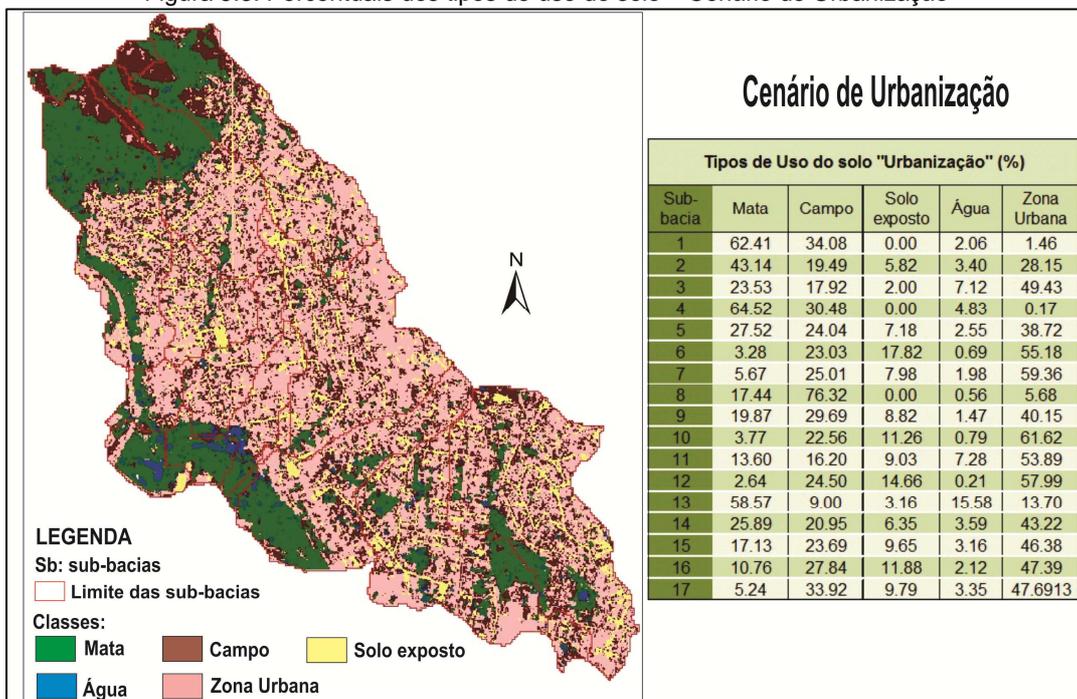


Tabela 5.1: Análise da ocupação urbana

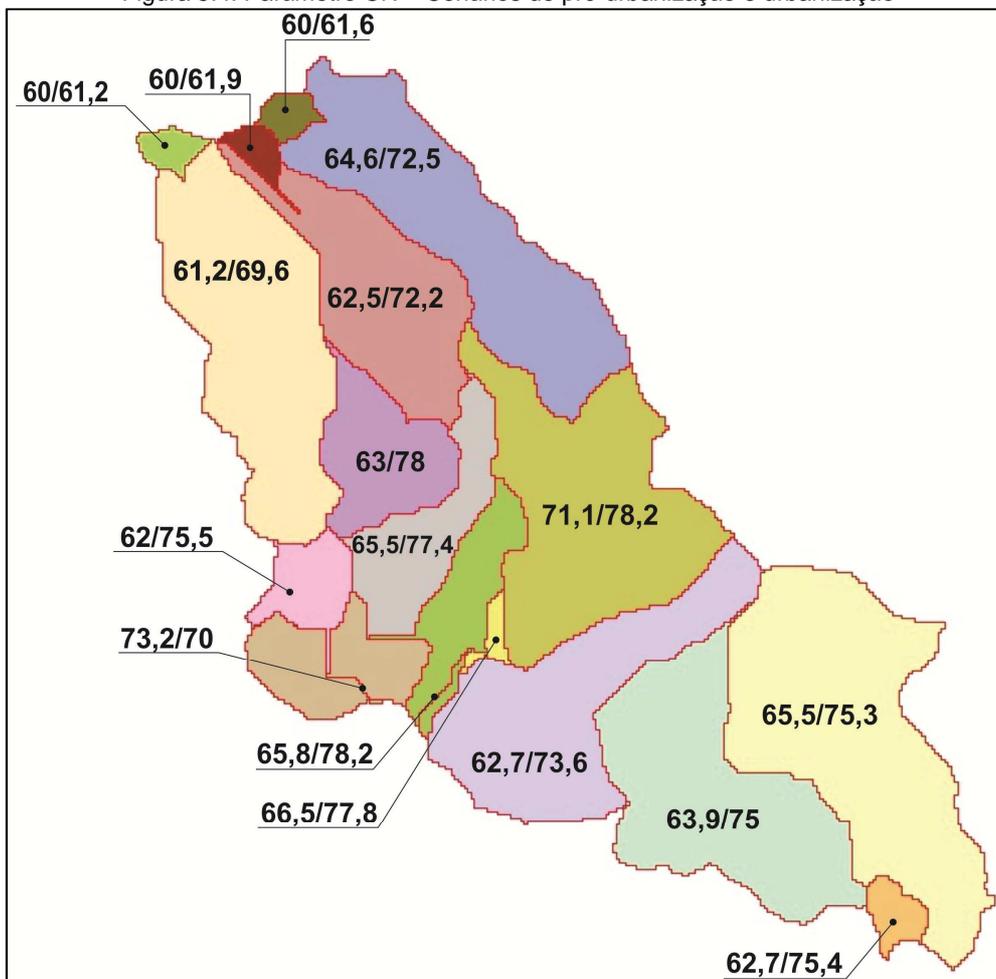
<b>Tipo de uso do solo (%)</b>		
<b>Zona urbana</b>		
<b>Sub-bacia</b>	<b>1972</b>	<b>2012</b>
1	0	1,46
2	10,56	28,15
3	0	49,43
4	0	0,17
5	10	38,72
6	17,31	55,18
7	19,76	59,36
8	0	5,68
9	22,84	40,15
10	53,09	61,62
11	36,16	53,89
12	29,1	57,99
13	0	13,7
14	23,32	43,22
15	36,77	46,38
16	49,93	47,39
17	54,8	47,69

Então, analisando-se as Figuras 5.2 e 5.3 e os dados da Tabela 5.1, observa-se que no ano de 1972 já se evidenciava um processo de expansão da zona urbana na área de estudo, ou seja, 21% da bacia eram urbanizadas. No ano de 2012 (cenário de urbanização), a área urbanizada é maior, representando 38,25% de toda a área estudada. Destaca-se também a diminuição da área da barragem Mãe D'água, que representava 1,96% (0,06 ha), e hoje representa apenas 0,91% (0,03 ha). Isto ocorreu devido à expansão urbana e à falta de planejamento para atender às necessidades básicas da população, acarretando no assoreamento do lago da barragem e ao crescimento de macrófitas. Esses efeitos ajudaram para que a barragem não funcionasse mais como reservatório para regularização de cheias. Para a simulação hidrológica, o lago foi considerado como sendo um trecho de rio.

Os valores de usos do solo obtidos anteriormente serviram para a estimativa do parâmetro CN, que depende do tipo de solo com relação à sua permeabilidade, da sua condição de umidade antecedente e do tipo e cobertura do solo. A Figura 5.4 mostra os valores estimados para cada sub-bacia, nos

cenários de pré-urbanização (excluindo-se a área urbana) e urbanização, respectivamente. Observa-se que na sub-bacia 13 (CN 73,2/70), para o cenário de urbanização há diminuição do valor do CN, isto porque constatou-se que na área do lago houve o crescimento de vegetação, o que fez com que na classificação da imagem de 2012 o percentual de mata fosse maior que para o cenário anterior.

Figura 5.4: Parâmetro CN – Cenários de pré-urbanização e urbanização



Para que a simulação hidrológica de cada cenário fosse realizada, calculou-se o tempo de concentração ( $T_c$ ) de cada sub-bacia a partir das características físicas apresentadas no capítulo 4 (declividade e comprimento do rio principal). A Tabela 5.2 apresenta os valores calculados para cada sub-bacia.

Na tabela, observa-se que os valores de  $t_c$  na coluna da direita são menores que os da coluna da esquerda. Mesmo considerando as mesmas características físicas para ambos os cenários, inclusive a intensidade de

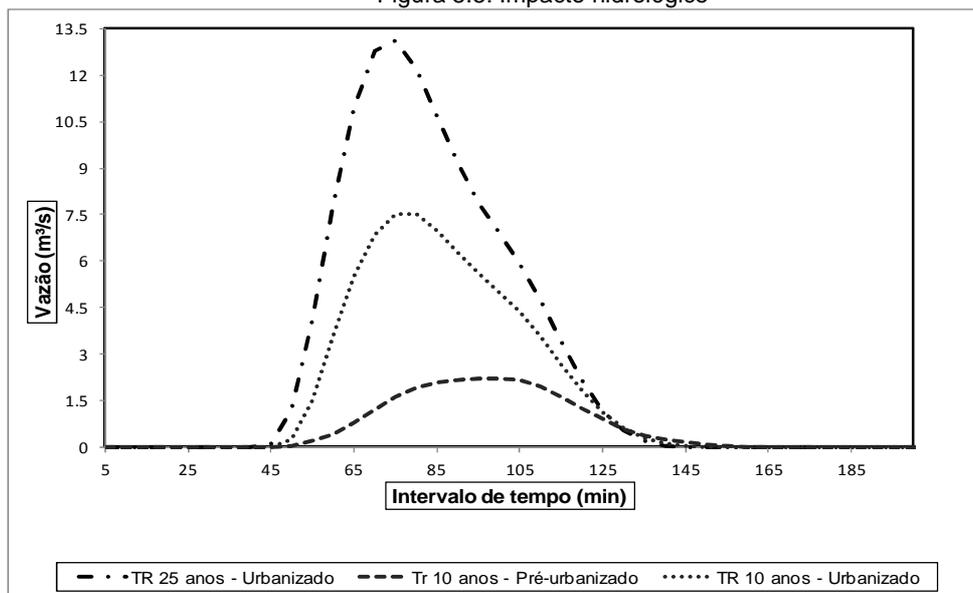
precipitação que cai sobre a bacia, esta diferença é explicada tendo em vista que em um cenário de urbanização a velocidade com que as águas escoam ao longo da bacia é muito maior, pois a capacidade de infiltração do solo é reduzida na medida em que se aumentam as áreas construídas (impermeabilização do solo). Isto equivale dizer que o tempo necessário para que uma gota d'água caminhe superficialmente do ponto mais distante da bacia até seu exutório é menor.

Tabela 5.2: Tempo de concentração de cada sub-bacia

<b>Tempo de concentração (min)</b>		
<b>Sub-bacia</b>	<b>Pré-urbanização</b>	<b>Urbanização</b>
1	4,47	4,02
2	7,58	5
3	5,31	4,5
4	5,65	4,4
5	5,18	3,7
6	5,85	4,65
7	6,58	5,17
8	3,37	2,67
9	5,52	3,89
10	12,35	9,41
11	11,73	9,06
12	7,18	6
13	10,19	10,63
14	9,15	7,26
15	16,29	12,32
16	9,51	7,32
17	8,13	7,44

Assim, a partir da obtenção dos resultados das etapas anteriormente descritas, utilizou-se o modelo hidrológico para a simulação dos cenários para quantificação do impacto hidrológico para os tempos de retorno (T) de 10 e 25 anos, respectivamente (Figura 5.5).

Figura 5.5: Impacto hidrológico



Para um T de 10 anos, observa-se que a vazão de pico de pré-urbanização era de  $2,23 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , enquanto que para o cenário de urbanização, o pico é de  $7,53 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . A vazão de urbanização representa aproximadamente 3,5 vezes a vazão de pré-urbanização, indicando que há impacto hidrológico de  $5,30 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . No caso de uma chuva de T de 25 anos, vazão de pico para o cenário de urbanização é  $13,11 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Isto representa aproximadamente 6 vezes a vazão de pré-urbanização, com um impacto hidrológico  $10,88 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ .

A partir da quantificação desse impacto, buscaram-se as alternativas para armazenar o volume excedente para que a bacia se comportasse de maneira hidrológicamente semelhante a de pré-urbanização, não causando alagamentos a jusante do seu exutório.

## 5.2 Cenário de controle de cheias

### 5.2.1 Escolha dos locais para implantação

Os locais escolhidos para a implantação dos reservatórios são apresentados na Figura 5.6, conforme os critérios de escolha apresentados no item 3.2.2.

Após a seleção dos locais, fez-se o dimensionamento dos reservatórios para T de 10 e 25 anos, conforme é apresentado nas Tabelas 5.3 e 5.4. Destaca-se que, como em projetos é inviável dimensionar uma obra para diferentes períodos de retorno, utilizou-se a vazão de pré-urbanização para o T

de 10 anos ( $6,58 \text{ l.s}^{-1}.\text{ha}^{-1}$ ), por ser tratar do critério utilizado para o dimensionamento da maioria das obras de drenagem (Tassi, 2005). Para iguais valores de diâmetros dos descarregadores de fundo, tem-se vazões máximas de saída dos descarregadores de fundo ( $Q_{\text{saída}}$ ) iguais porque a altura do reservatório é constante, porém os volumes de armazenamento são diferentes. Isto significa que os reservatórios terão comportamentos diferentes, pois cada sub-bacia possui características que diferem umas das outras por gerarem aportes de vazões distintas em função do seu tipo de uso de solo.

Figura 5.6: Localização dos reservatórios

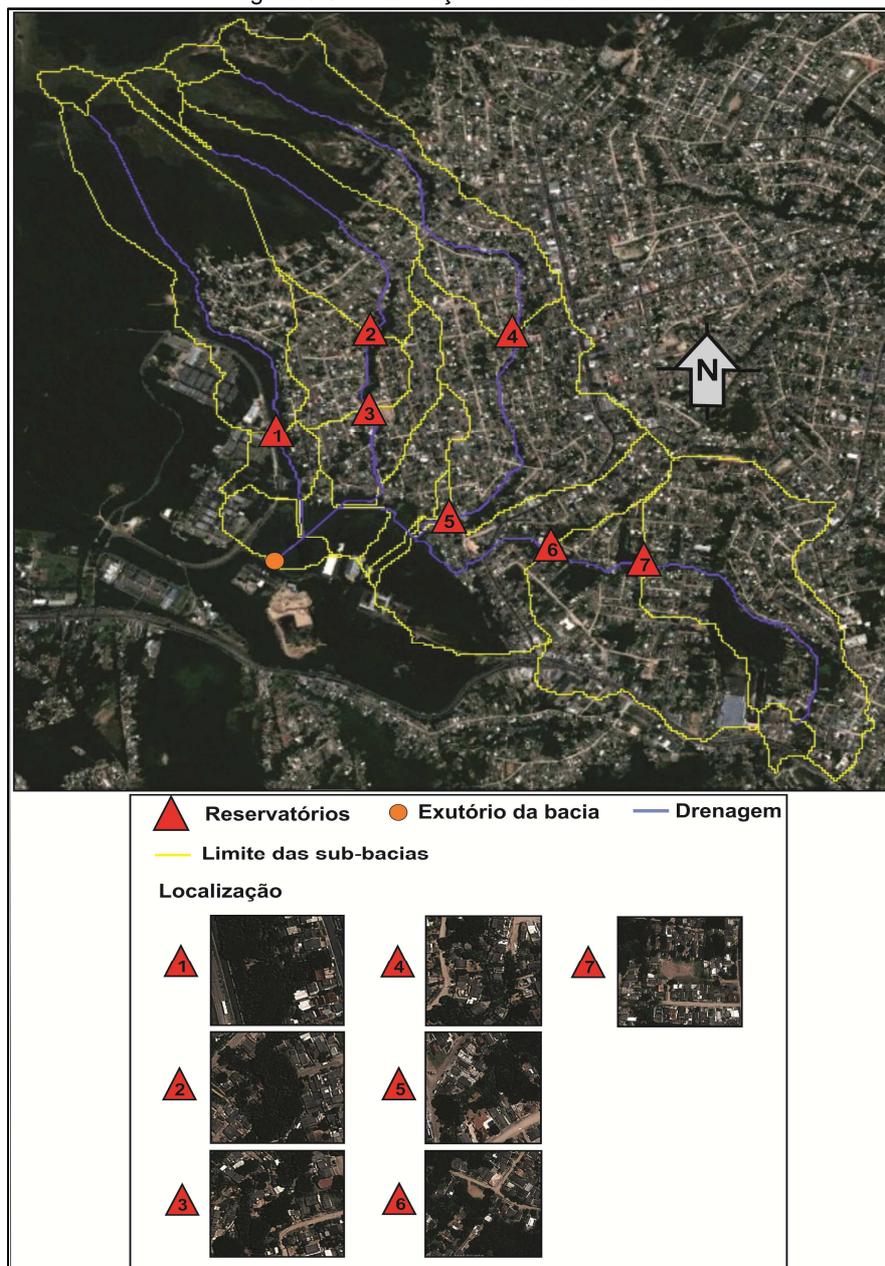


Tabela 5.3: Resultado do dimensionamento dos reservatórios – T=10 anos

<b>Características dos Reservatórios</b>						
<b>Reservatório 1</b>						
Bacia de contribuição (ha)	43,13					
C	0,33					
Diâmetros (m)	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20	
Volume (m <sup>3</sup> )	2.380,20	2.973,42	3.735,84	4.769,76	6.241,15	
Q saída (m <sup>3</sup> /s)	0,563	0,391	0,250	0,141	0,063	
<b>Reservatório 2</b>						
Bacia de contribuição (ha)	27,92					
C	0,37					
Diâmetros (m)	0,50	0,40	0,30	0,20	0,10	
Volume (m <sup>3</sup> )	2.474,73	3.143,74	4.055,32	5.332,05	7.159,09	
Q saída (m <sup>3</sup> /s)	0,391	0,250	0,141	0,063	0,016	
<b>Reservatório 3</b>						
Bacia de contribuição (ha)	42,36					
C	0,40					
Diâmetros (m)	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20	
Volume (m <sup>3</sup> )	3.279,98	4.017,70	4.964,77	6.239,05	7.995,52	
Q saída (m <sup>3</sup> /s)	0,563	0,391	0,250	0,141	0,063	
<b>Reservatório 4</b>						
Bacia de contribuição (ha)	40,52					
C	0,38					
Diâmetros (m)	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20	
Volume (m <sup>3</sup> )	2.726,70	3.377,31	4.211,48	5.341,91	6.933,68	
Q saída (m <sup>3</sup> /s)	0,563	0,391	0,250	0,141	0,063	
<b>Reservatório 5</b>						
Bacia de contribuição (ha)	81,92					
C	0,44					
Diâmetros (m)	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30
Volume (m <sup>3</sup> )	5.067,77	5.933,74	6.970,95	8.242,62	9.851,92	11.687,14
Q saída (m <sup>3</sup> /s)	1,002	0,767	0,563	0,391	0,250	0,141
<b>Reservatório 6</b>						
Bacia de contribuição (ha)	91,99					
C	0,43					
Diâmetros (m)	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30
Volume (m <sup>3</sup> )	5.882,53	6.844,05	7.991,95	9.400,20	11.177,39	13.438,78
Q saída (m <sup>3</sup> /s)	1,002	0,767	0,563	0,391	0,250	0,141
<b>Reservatório 7</b>						
Bacia de contribuição (ha)	54,13					
C	0,43					
Diâmetros (m)	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20
Volume (m <sup>3</sup> )	3.193,24	3.866,74	4.696,34	5.757,32	7.180,32	8.811,47
Q saída (m <sup>3</sup> /s)	0,767	0,563	0,391	0,250	0,141	0,063

Tabela 5.4: Resultado do dimensionamento dos reservatórios – T=25 anos

<b>Características dos Reservatórios</b>						
<b>Reservatório 1</b>						
<b>Bacia de contribuição (ha)</b>	43,13					
<b>C</b>	0,33					
<b>Diâmetros (m)</b>	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	
<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>	2.526,21	33.59,92	4.420,30	5.813,86	7.670,26	
<b>Q saída (m<sup>3</sup>/s)</b>	0,563	0,391	0,25	0,141	0,063	
<b>Reservatório 2</b>						
<b>Bacia de contribuição (ha)</b>	27,92					
<b>C</b>	0,37					
<b>Diâmetros (m)</b>	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	
<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>	2.748,87	3.684,99	4.922,35	6.606,93	8.640,44	
<b>Q saída (m<sup>3</sup>/s)</b>	0,391	0,25	0,141	0,063	0,016	
<b>Reservatório 3</b>						
<b>Bacia de contribuição (ha)</b>	42,36					
<b>C</b>	0,4					
<b>Diâmetros (m)</b>	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	
<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>	3.612,04	4.648,65	5.953,39	7.637,19	9.815,75	
<b>Q saída (m<sup>3</sup>/s)</b>	0,563	0,391	0,25	0,141	0,063	
<b>Reservatório 4</b>						
<b>Bacia de contribuição (ha)</b>	40,52					
<b>C</b>	0,38					
<b>Diâmetros (m)</b>	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	
<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>	2.942,79	3.856,64	5.015,29	7.637,19	8.516,68	
<b>Q saída (m<sup>3</sup>/s)</b>	0,563	0,391	0,25	0,141	0,063	
<b>Reservatório 5</b>						
<b>Bacia de contribuição (ha)</b>	81,92					
<b>C</b>	0,44					
<b>Diâmetros (m)</b>	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>	5.496,41	6.715,11	8.162,49	9.907,03	12.046,39	14.672,04
<b>Q saída (m<sup>3</sup>/s)</b>	1,002	0,767	0,563	0,391	0,25	0,141
<b>Reservatório 6</b>						
<b>Bacia de contribuição (ha)</b>	91,99					
<b>C</b>	0,43					
<b>Diâmetros (m)</b>	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>	6.484,15	7.835,20	9.433,36	11.349,68	13.682,39	16.517,57
<b>Q saída (m<sup>3</sup>/s)</b>	1,002	0,767	0,563	0,391	0,25	0,141
<b>Reservatório 7</b>						
<b>Bacia de contribuição (ha)</b>	54,13					
<b>C</b>	0,43					
<b>Diâmetros (m)</b>	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>	3.382,51	4.329,82	5.489,33	6.943,91	8.799,92	10.819,07
<b>Q saída (m<sup>3</sup>/s)</b>	0,767	0,563	0,391	0,25	0,141	0,063

### 5.2.2 Combinação das alternativas

Os reservatórios dimensionados anteriormente para os cenários de tempo de retorno de 10 e 25 anos foram inseridos no modelo de simulação hidrológica da bacia, obtendo-se o hidrograma de saída no exutório de cada um dos quatro afluentes, considerando-se a opção de não ter reservatório no afluente e com reservatório. Lembrando que foram simulados sete reservatórios (variando-se descarregador de fundo e volume), conforme mostrado na figura 5.6 (localização dos reservatórios) e Tabela 5.5. Dessa forma, realizaram-se aproximadamente 10.000 combinações das alternativas de alocação, calculando-se a diferença dos picos de vazão no exutório da bacia e o custo relacionado, conforme mostram as Figuras 5.7 e 5.8.

Tabela 5.5: Relação dos parâmetros utilizados na simulação matemática

<b>Afluente</b>	<b>Reservatórios</b>	<b>Opções: descarregador de fundo e volume</b>	<b>Combinações*</b>
<b>1</b>	1	5	6
<b>2</b>	2	5	11
	3	5	
<b>3</b>	4	5	12
	5	6	
<b>4</b>	6	6	13
	7	6	
			<b>10.296</b>

\*Considerando-se a opção de não haver reservatório no afluente

Figura 5.7: Combinação das alternativas de alocação dos reservatórios de amortecimento – T=10 anos

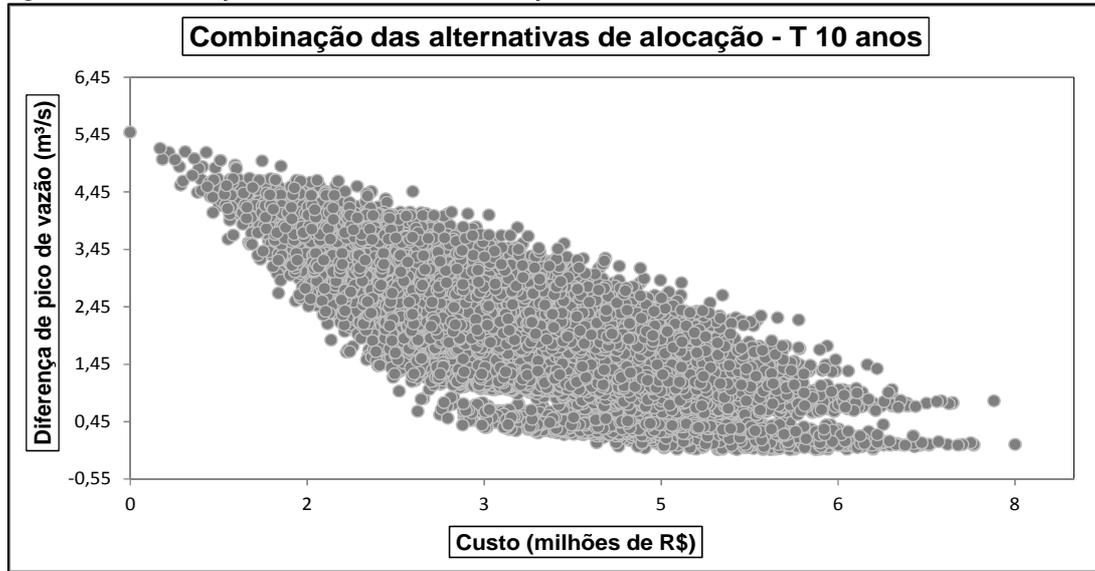
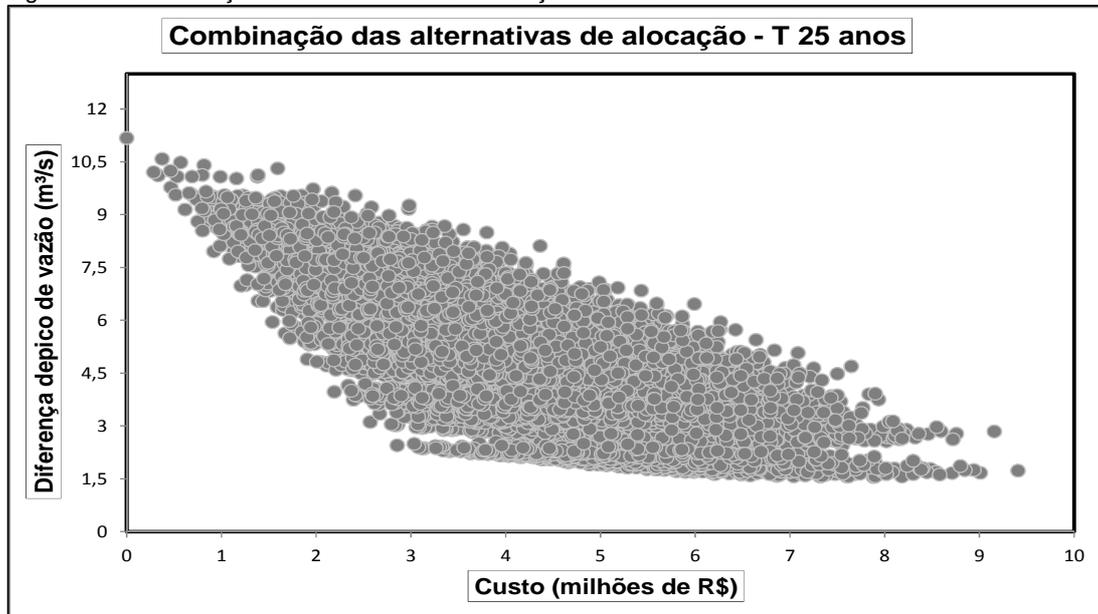


Figura 5.8: Combinação das alternativas de alocação dos reservatórios de amortecimento – T=25 anos



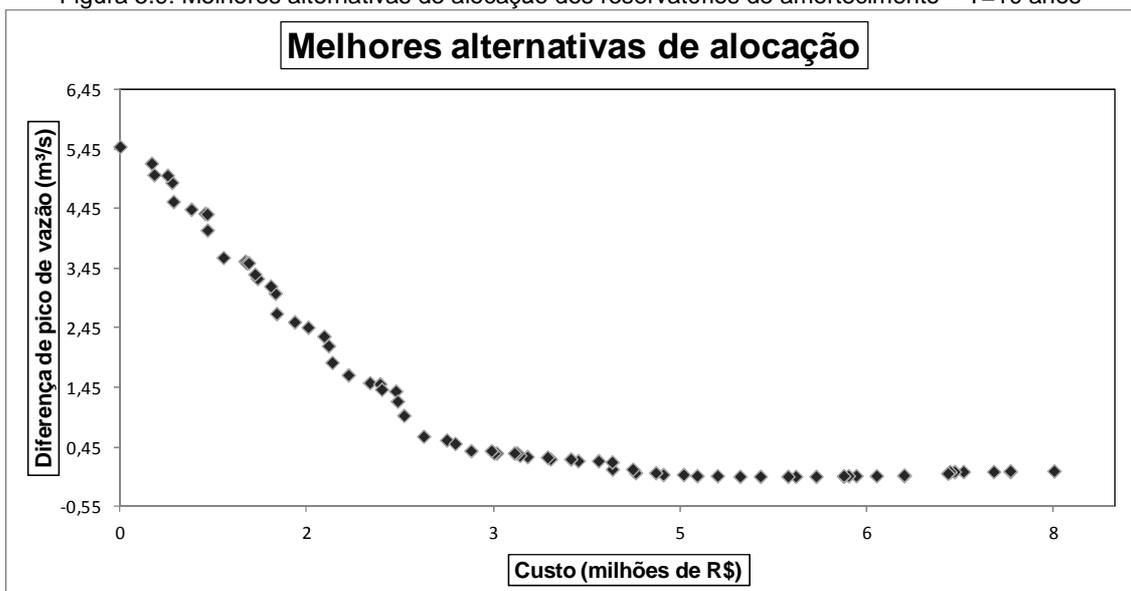
Cada ponto das figuras acima representa uma combinação de reservatórios (volumes e descarregadores de fundo) e seus respectivos valores de redução de vazão de pico e custo. Observa-se que muitas combinações se sobrepõem, indicando que seus valores se aproximam. Além disso, muitas combinações não apresentam uma redução de pico satisfatória, ou seja, não há uma aproximação com a vazão de pré-urbanização.

A partir destes resultados, fez-se a seleção das melhores alternativas de alocação, aquelas que não apresentaram nenhuma outra alternativa que tenha redução de vazão a ela (soluções não dominadas), e a partir delas identificou-se os locais que resultaram em uma redução maior de pico. Esta etapa foi

realizada para os cenários de 10 e 25 anos de tempo de retorno, respectivamente (Figuras 5.9 e 5.10).

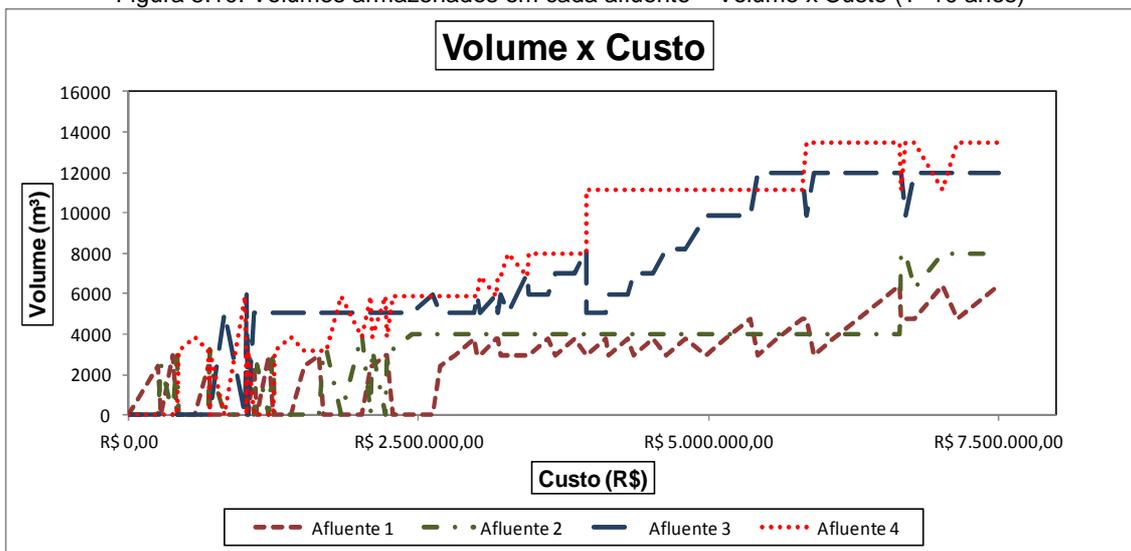
Assumiram-se como melhores resultados aqueles que obtiveram uma diferença de pico máxima de  $0,98 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , ou seja, que obtiveram uma redução de pelo menos 57% da vazão de urbanização. Isto porque esses valores se referem sempre a mesma combinação de reservatórios. Esses resultados tiveram um custo mínimo de R\$ 2,200,000.00 (Figura 5.9).

Figura 5.9: Melhores alternativas de alocação dos reservatórios de amortecimento – T=10 anos



As Figuras 5.10 e 5.11 apresentam os volumes armazenados em cada afluente para cada uma dessas soluções não dominadas em função do custo e da redução da vazão de pico obtida, respectivamente.

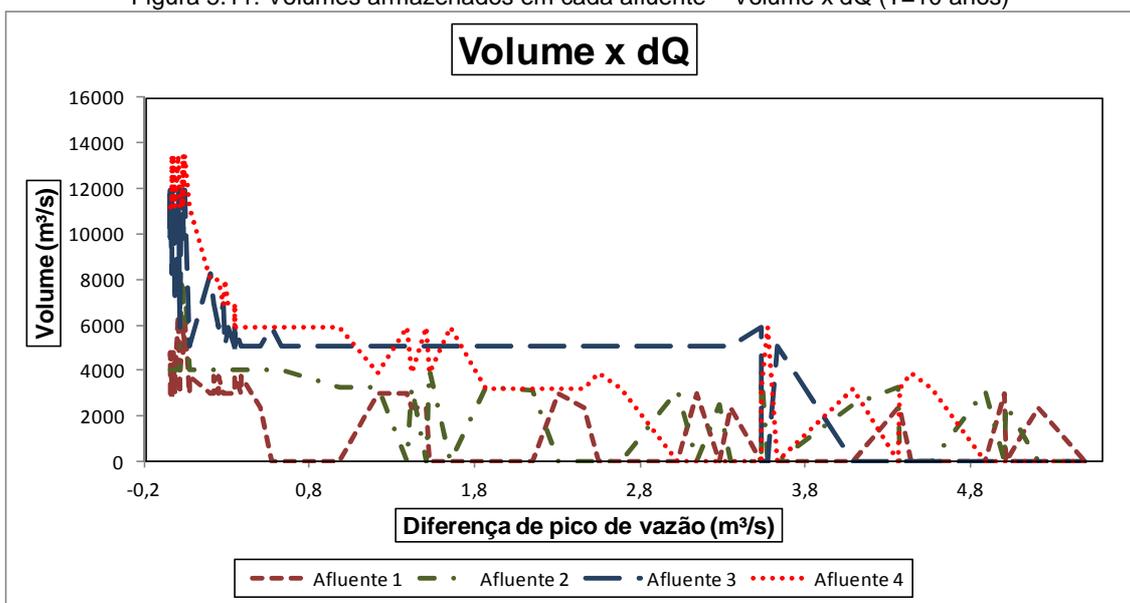
Figura 5.10: Volumes armazenados em cada afluente – Volume x Custo (T=10 anos)



Observa-se na figura acima que entre R\$ 0,00 e R\$ 2.500.000,00, os volumes armazenados vão de 0 m<sup>3</sup> (opção de não ter reservatório) até aproximadamente 6.000 m<sup>3</sup>. Quando o recurso financeiro disponível é maior, começam a ser armazenados volumes maiores, na ordem de 6.000 m<sup>3</sup> até 14.000 m<sup>3</sup>. A combinação de reservatórios com volumes maiores chega a custar R\$ 7.500.000,00.

Na figura 5.11 observam-se que as combinações de reservatórios com capacidade de armazenamento menor reduziram a vazão de pico em torno de 52% (referente a dQ igual a 1,39 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>), ou seja, quanto menor é o recurso financeiro disponível, menor é a redução da vazão de pico (Figura 5.9). Porém, quando os volumes de armazenamento são maiores, a redução de pico também é maior, refletindo nos custos de implantação. Este mesmo comportamento pode ser observado na figura 5.14, referente ao T de 25 anos.

Figura 5.11: Volumes armazenados em cada afluente – Volume x dQ (T=10 anos)

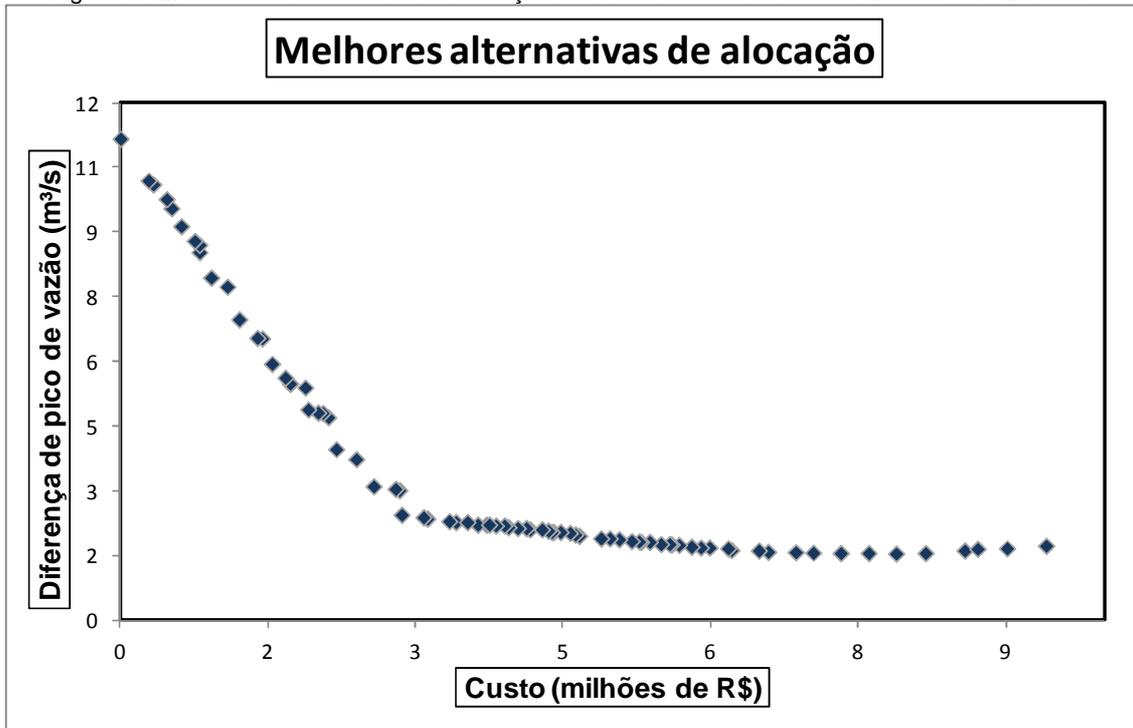


A partir da figura 5.12 foram analisados os resultados referentes ao T de 25 anos.

Para o T de 25 anos, assumiram-se como melhores resultados aqueles que obtiveram uma diferença de pico máxima de 3,1 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>, ou seja, que obtiveram uma redução de pelo menos 59% da vazão de urbanização. Esses valores se referem sempre a mesma combinação de reservatórios. Esses resultados tiveram um custo mínimo de R\$ 2,500,000.00 (Figura 5.12). Observa-se que a redução de pico não chega a 0 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>, isto é, os volumes

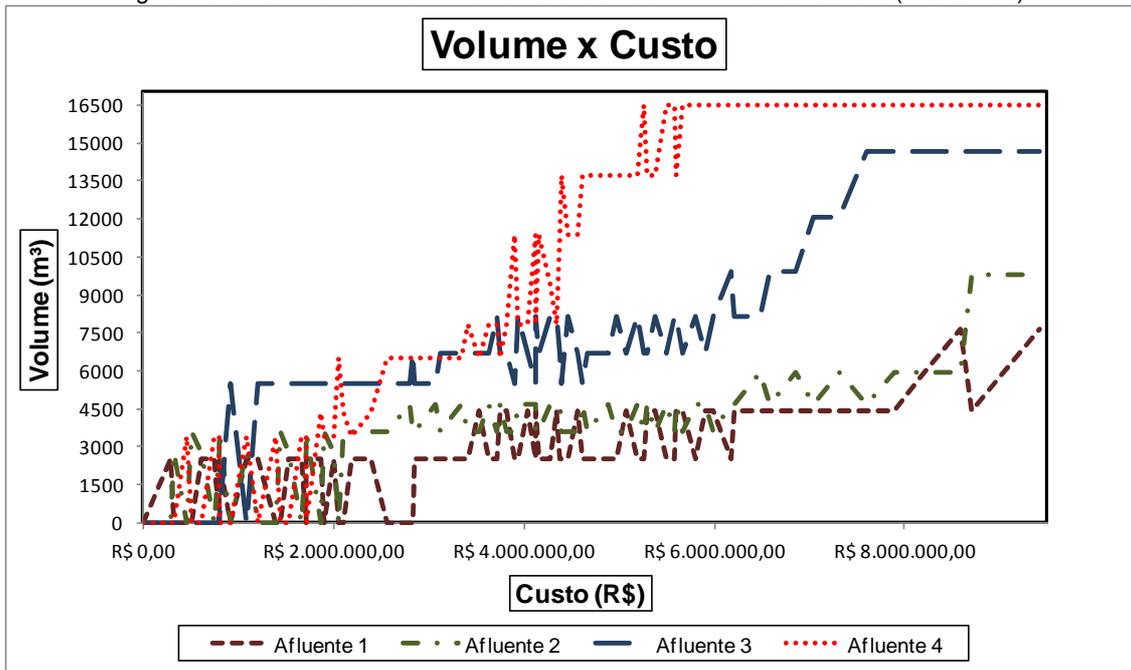
dimensionados para um T de 25 anos não foram suficientes para armazenar uma chuva dessa magnitude. Isto pode ser explicado devido ao fato de que, para o dimensionamento dos reservatórios para este tempo de retorno, manteve-se a vazão máxima específica ( $6.58 \text{ l.s}^{-1}.\text{ha}^{-1}$ ) para o tempo de retorno de 10 anos.

Figura 5.12: Melhores alternativas de alocação dos reservatórios de amortecimento – T= 25 anos



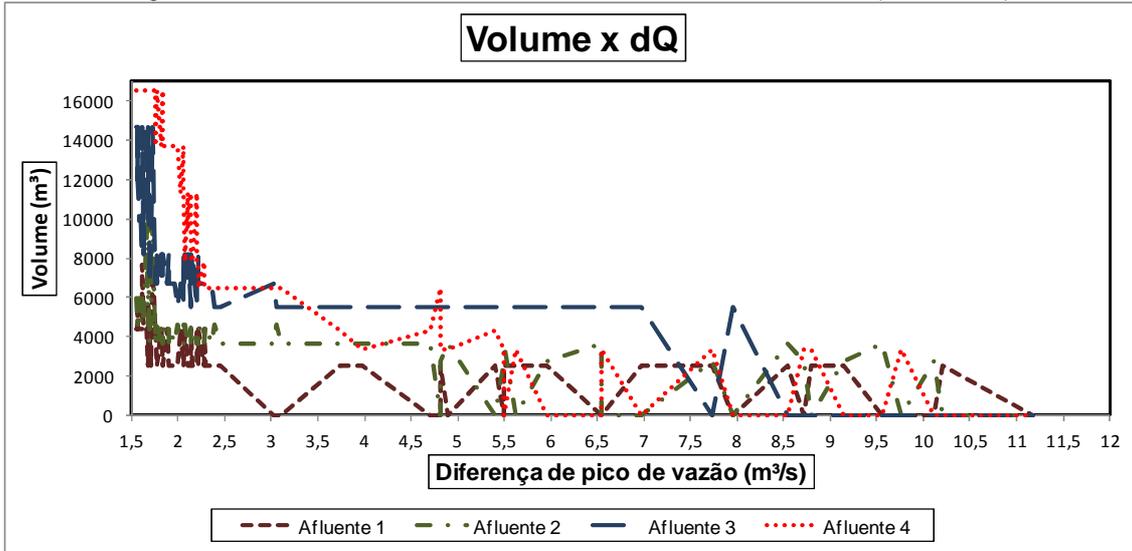
As Figuras 5.13 e 5.14 apresentam os volumes armazenados em cada afluente para cada uma dessas soluções não dominadas em função do custo e da redução da vazão de pico obtida, respectivamente.

Figura 5.13: Volumes armazenados em cada afluente – Volume x Custo (T=25 anos)



Observa-se na figura acima que entre R\$ 0,00 e R\$ 3.000.000,00, os volumes armazenados vão de 0 m<sup>3</sup> (opção de não ter reservatório) até aproximadamente 4.5000 m<sup>3</sup>. Quando o recurso financeiro disponível é maior, começam a ser armazenados volumes maiores, na ordem de 6.000 m<sup>3</sup> até 17.000 m<sup>3</sup>. A combinação de reservatórios com volumes maiores chega a custar aproximadamente R\$ 9.000.000,00. Além disso, quanto menor é o recurso financeiro disponível, menor é a redução da vazão de pico, ou seja, combinações de reservatórios com capacidade de armazenamento menor reduziram a vazão de pico em torno de 54% (referente a dQ igual a 2,4 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>) (Figura 5.12).

Figura 5.14: Volumes armazenados em cada afluente – Volume x dQ (T= 25 anos)



Para os dois T analisados, todas as soluções não dominadas que obtiveram maiores reduções de vazão de pico, ou seja, que apresentaram menor dQ utilizaram os reservatórios 1 no afluente 1, 3 no afluente 2, 5 no afluente 3 e 6 no afluente 4. Os reservatórios 2, 4, 7 não foram utilizados nestas alternativas. Para o T de 10 anos, apenas os reservatórios 1, 3, 5 e 6 foram utilizados no modelo de otimização por apresentarem uma dQ máxima de  $0,98 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Para o T de 25 anos, a dQ máxima foi de  $3,1 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , considerando-se os mesmos reservatórios para o tempo de retorno de 10 anos (1, 3, 5 e 6) (Figura 5.15 e Figura 5.16).

Figura 5.15: Reservatórios de amortecimento com menor dQ – T=10 anos

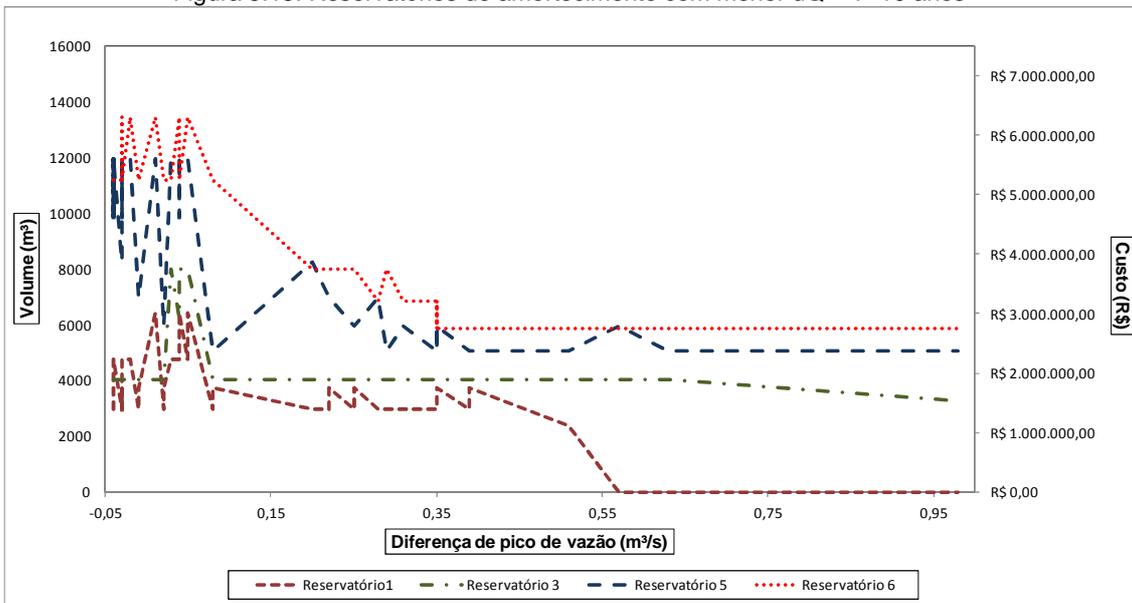
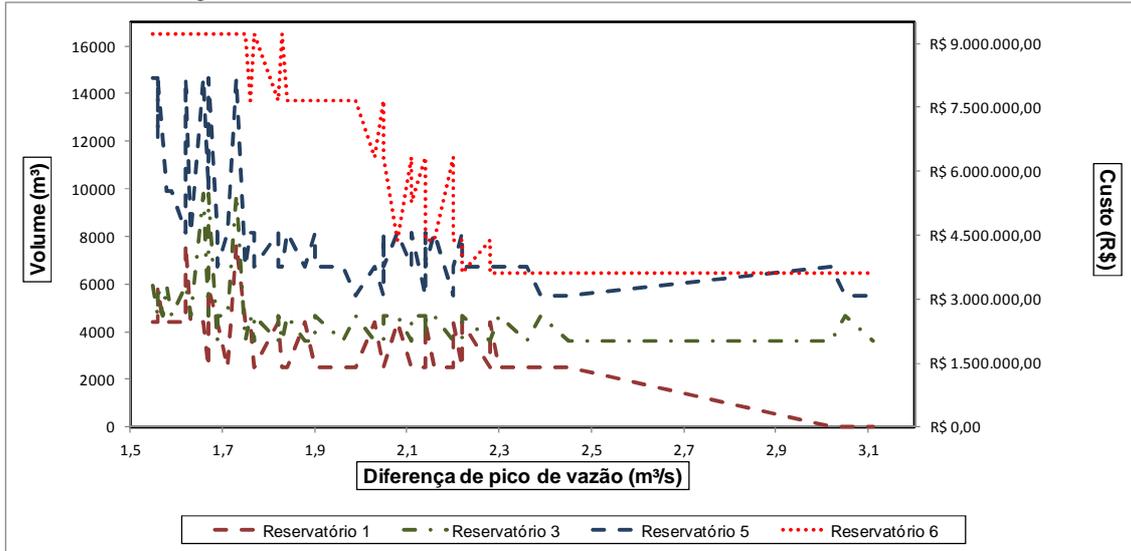


Figura 5.16: Reservatórios de amortecimento com menor dQ – T=25 anos



Dessa forma, entendeu-se que a localização dos reservatórios 1, 3, 5 e 6 é superior aos demais reservatórios na obtenção de alternativas de maiores reduções de vazão com menores custos e, portanto, apenas estas localizações foram consideradas no modelo de otimização analisado a seguir.

### 5.3 Modelo de otimização

O modelo de otimização foi desenvolvido em linguagem computacional otimizada do Matlab utilizando-se da função *fmincon*. Esta por sua vez, resolve problemas de maximização e minimização de funções-objetivo podendo considerar restrições do tipo lineares e não lineares.

A partir da identificação da melhor combinação, ajustou-se uma função do tipo polinomial de 3º, apresentada pela Equação 5.1, para os reservatórios de amortecimento que apresentaram os melhores resultados (1, 3, 5 e 6) em cada afluente para ambos os tempos de retorno (10 e 25 anos).

$$Q_p(V) = aV^3 + bV^2 + cV + d \quad \text{Equação 5.1}$$

onde:

$Q_p$  = vazão de pico ( $m^3 \cdot s^{-1}$ );

$V$  = volume armazenado ( $m^3$ );

$a$  = coeficiente de ajuste ( $m^{-6} \cdot s^{-1}$ );

$b$  = coeficiente de ajuste ( $m^{-3} \cdot s^{-1}$ );

$c$  = coeficientes de ajuste ( $s^{-1}$ );

$d$  = coeficiente de ajuste ( $m^3 \cdot s^{-1}$ ).

## Cenário – T de 10 anos

As Figuras 5.17, 5.18, 5.19 e 5.20 apresentam a relação entre  $Q_p$  e volume.

Figura 5.17: Função ajustada – Reservatório 1

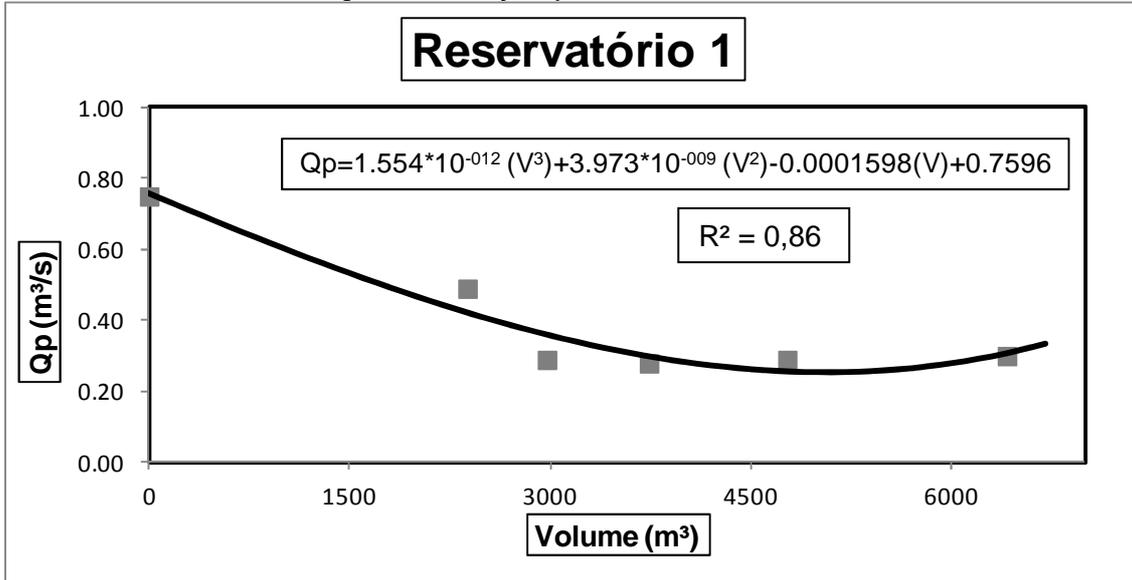


Figura 5.18: Função ajustada - Reservatório 3

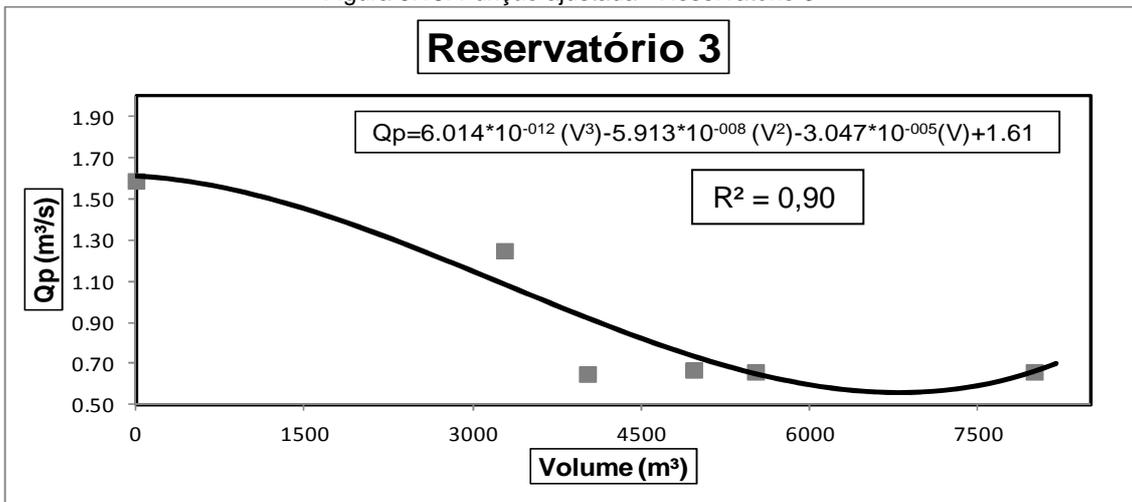


Figura 5.19: Função ajustada – Reservatório 5

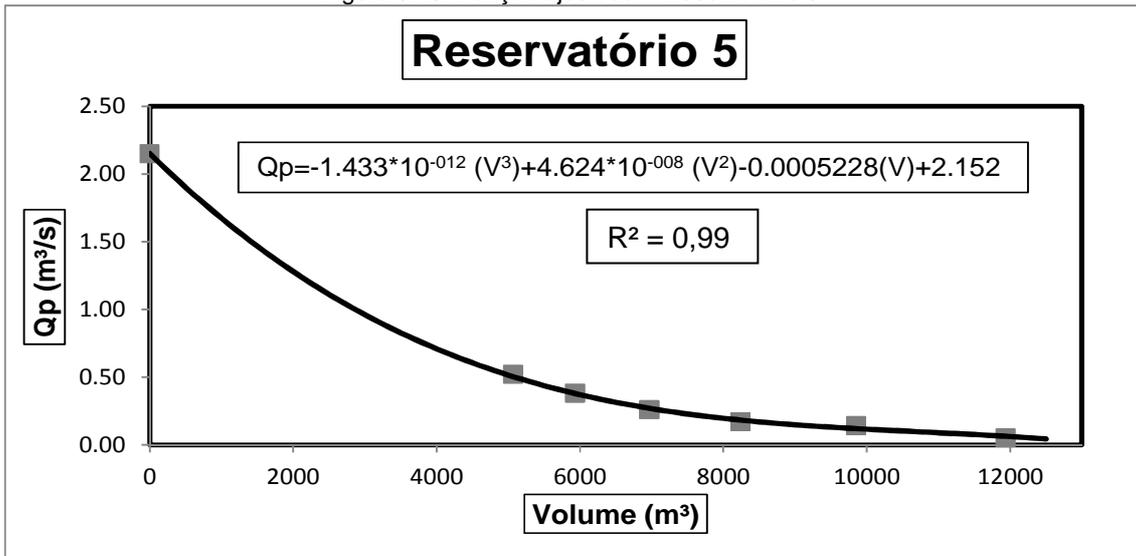
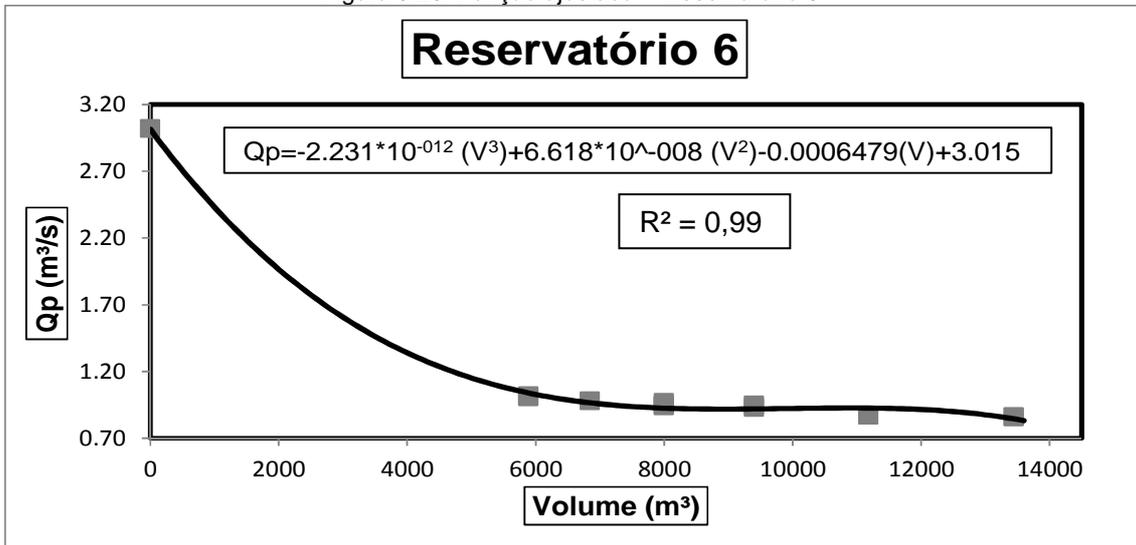


Figura 5.20: Função ajustada – Reservatório 6



**Cenário – T de 25 anos**

As Figuras 5.21, 5.22, 5.23 e 5.24 apresentam a relação entre Qp e volume.

Figura 5.21: Função ajustada – Reservatório 1

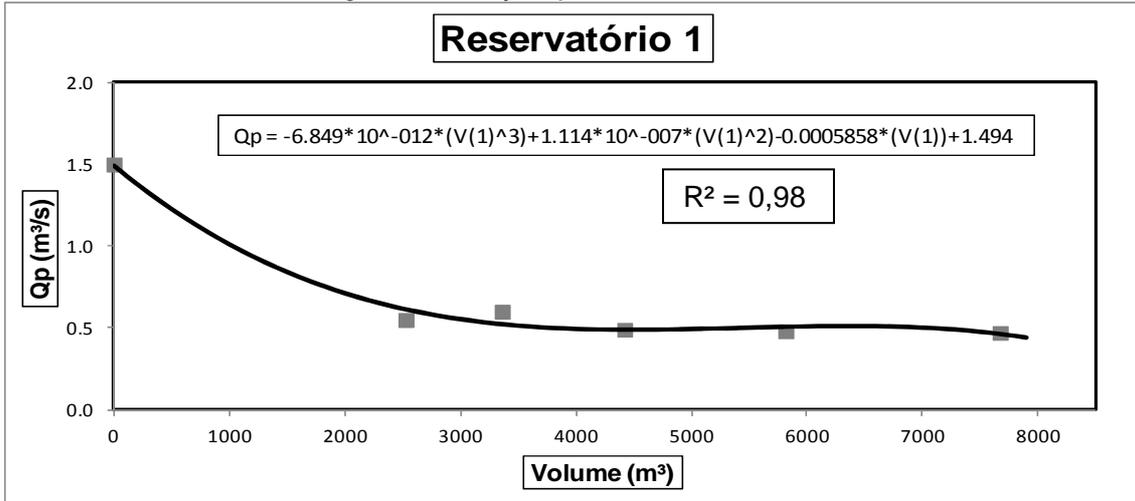


Figura 5.22: Função ajustada – Reservatório 3

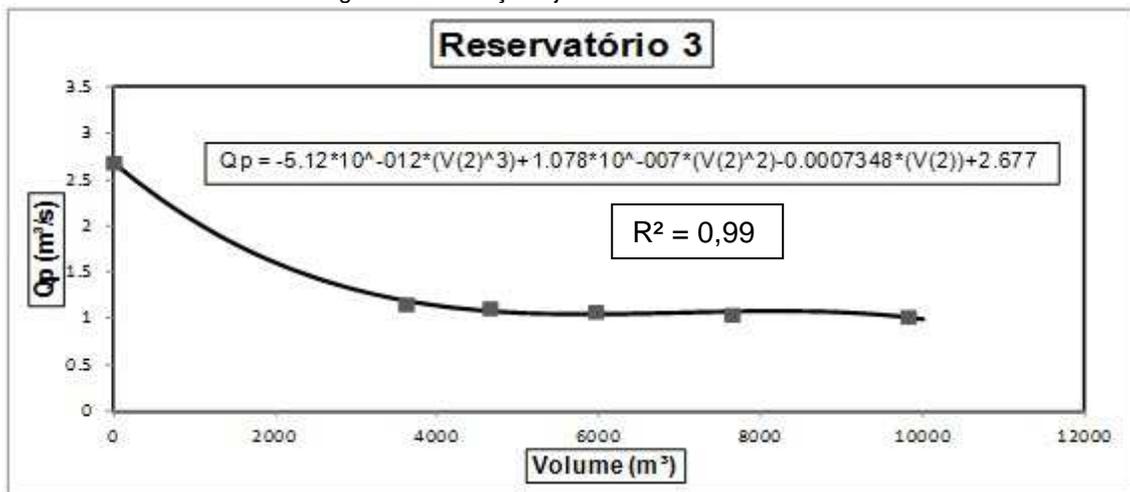


Figura 5.23: Função ajustada – Reservatório 5

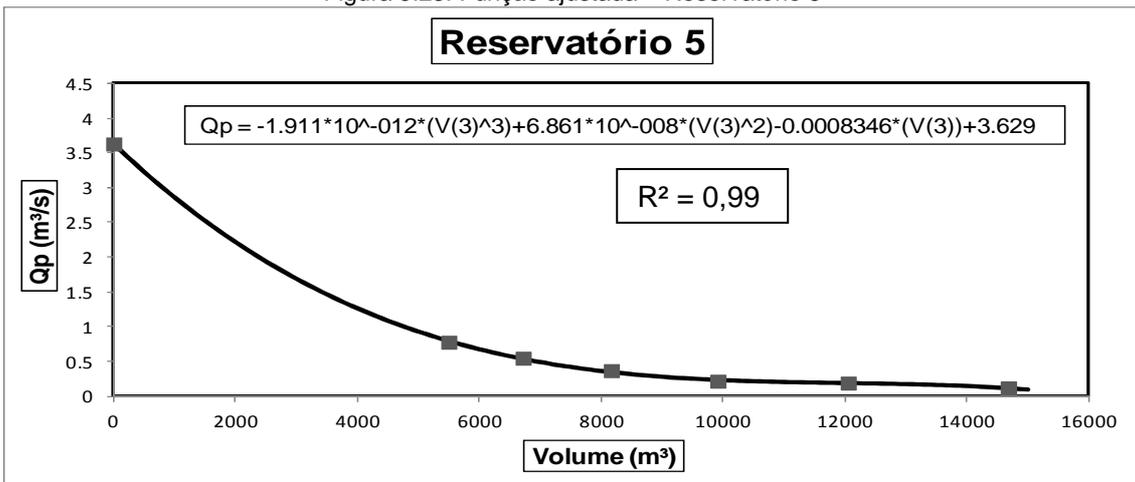
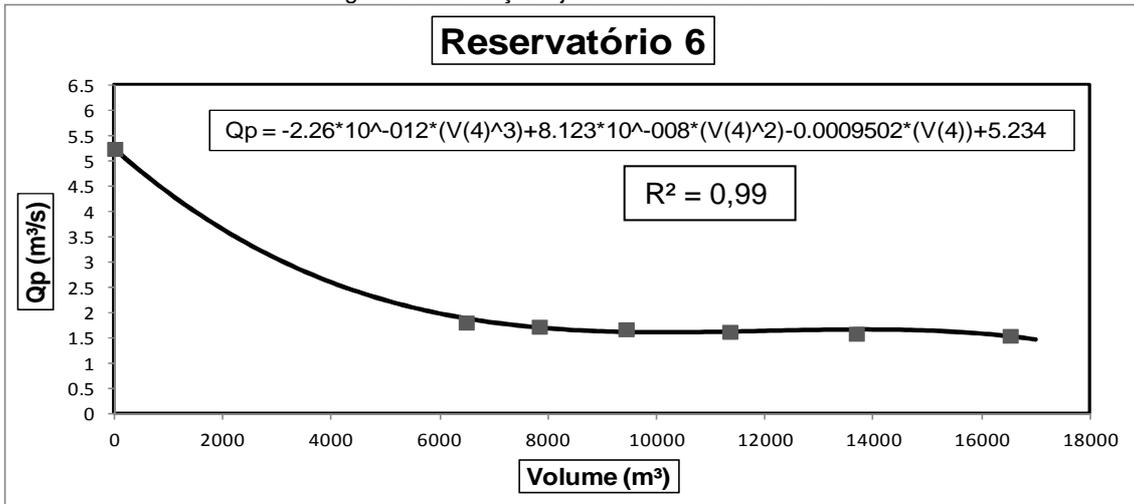


Figura 5.24: Função ajustada – Reservatório 6



Observa-se nas figuras anteriores que a relação entre a  $Q_p$  e o volume são inversas, ou seja, quanto maior o volume, menor  $Q_p$ . Salienta-se, entretanto, que o crescimento é muito pequeno e permitiu um ganho significativo no ajuste, conforme observado pelos altos valores de  $R^2$ .

O modelo de otimização foi elaborado tendo como variáveis da função objetivo as funções ajustadas para cada reservatório obtidas anteriormente. As restrições impostas ao modelo envolveram os volumes dos reservatórios e o custo orçamentário máximo.

A restrição de custo orçamentário para implantação dos reservatórios variou de R\$ 1.000.000,00 até R\$ 9.000.000,00, sendo que o volume de armazenamento máximo para o conjunto de reservatórios foi associado à razão de custo máximo (R\$) e custo unitário (R\$ 163,00.m<sup>-3</sup>). Salienta-se que, para a otimização dos volumes de armazenamento de uma chuva de 25 anos de tempo de retorno, fez-se uma extrapolação dos volumes das curvas ajustadas, observando-se que os valores seguem tendência do ajuste, porém não se garante que este é o comportamento real da extrapolação. Isto se fez necessário para se chegar aos valores ótimos necessários para armazenar os volumes decorrentes de uma chuva dessa intensidade, visto que a combinação das alternativas de reservatórios não resultou em  $dQ=0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Os limites inferiores e superiores dos volumes individuais de cada reservatório de detenção são mostrados na Tabela 5.6:

Tabela 5.6: Restrições de volumes de armazenamento

Reservatórios	T 10 anos	T 25 anos
R1	$0 \text{ m}^3 \leq V_1 \leq 6.411,68 \text{ m}^3$ ;	$0 \text{ m}^3 \leq V_1 \leq 10.000 \text{ m}^3$ ;
R3	$0 \text{ m}^3 \leq V_2 \leq 7.995,52 \text{ m}^3$ ;	$0 \text{ m}^3 \leq V_2 \leq 12.000 \text{ m}^3$ ;
R5	$0 \text{ m}^3 \leq V_3 \leq 11.939,07 \text{ m}^3$ ;	$0 \text{ m}^3 \leq V_3 \leq 17.000 \text{ m}^3$ ;
R6	$0 \text{ m}^3 \leq V_4 \leq 13.438,78 \text{ m}^3$ .	$0 \text{ m}^3 \leq V_4 \leq 19.000 \text{ m}^3$ .

O limite inferior foi considerado como sendo  $0 \text{ m}^3$  para que a opção de não se ter reservatório em algum afluente fosse considerada, sendo que cada reservatório está localizado em um dos quatro afluentes da bacia hidrográfica, cuja localização foi definida anteriormente.

Tendo em vista que foram avaliados vários custos máximos, pode-se analisar a  $dQ$  em relação aos custos de implantação, observando que quanto mais recurso financeiro é investido, maior é a redução da  $dQ$  e quanto menor é o recurso financeiro, menor é a redução.

A Figura 5.25 e a Figura 5.26 apresentam os resultados obtidos de diferença de vazão de pico do modelo de otimização para cada restrição de custo, para os T de 10 e 25 anos, respectivamente.

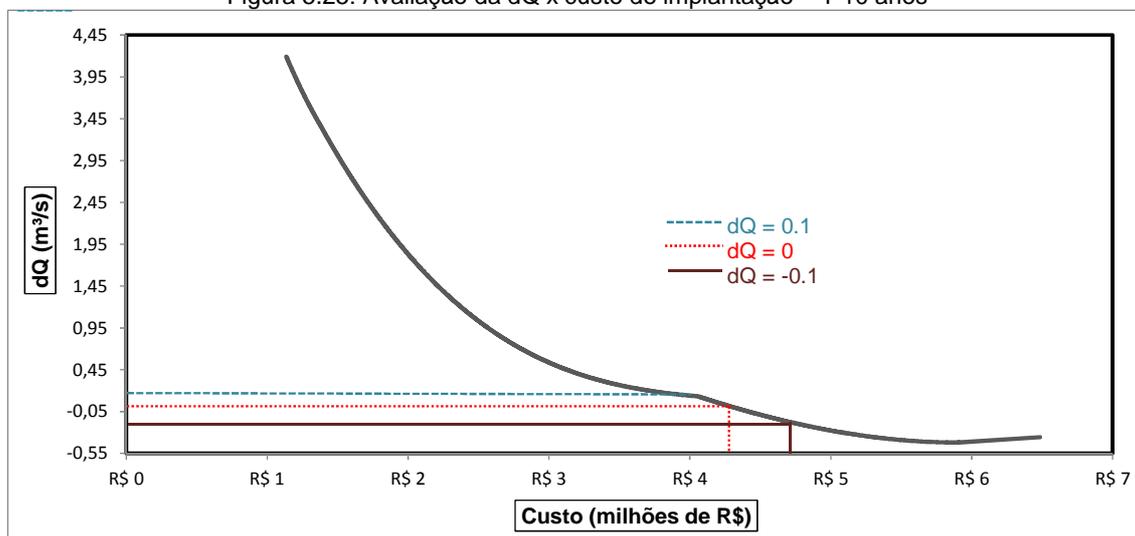
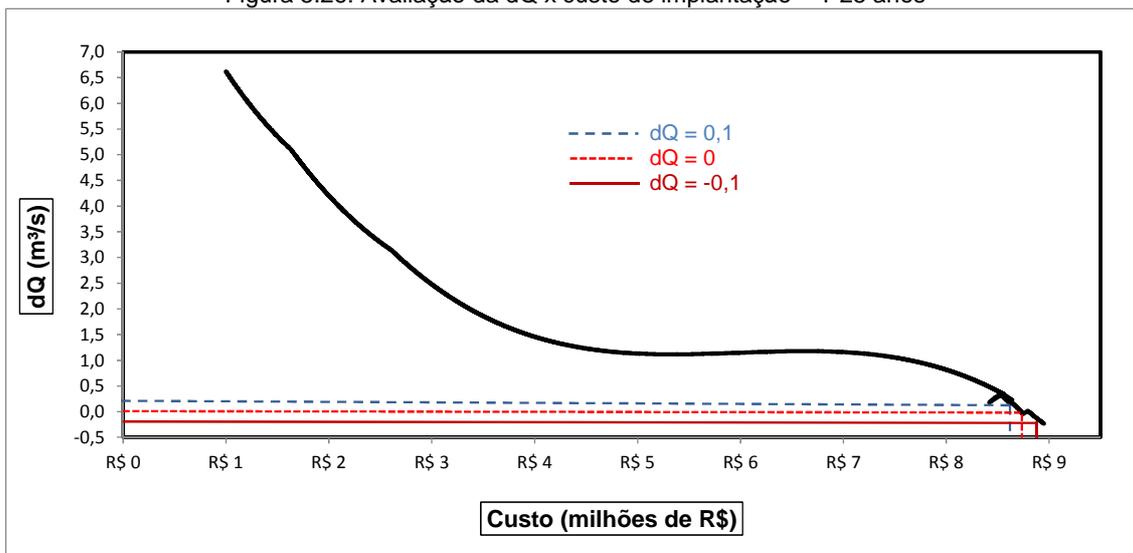
Figura 5.25: Avaliação da  $dQ$  x custo de implantação – T 10 anos

Figura 5.26: Avaliação da dQ x custo de implantação – T 25 anos



O melhor resultado desejado corresponde a dQ igual a 0, que é o melhor resultado obtido para dQ dentre todas as otimizações realizadas, pois este valor significa que a vazão de pico no exutório da bacia corresponde à vazão de pico de pré-urbanização. Foram realizadas 8000 otimizações, cada uma referente a uma restrição de custo máximo.

Porém, para uma análise mais completa em termos de recurso financeiro investido, trabalhou-se dentro de uma margem de tolerância para a redução da vazão de pico, ou seja, analisaram-se investimentos mínimo e máximo em torno da dQ=0 (Figuras 5.25 e 5.26).

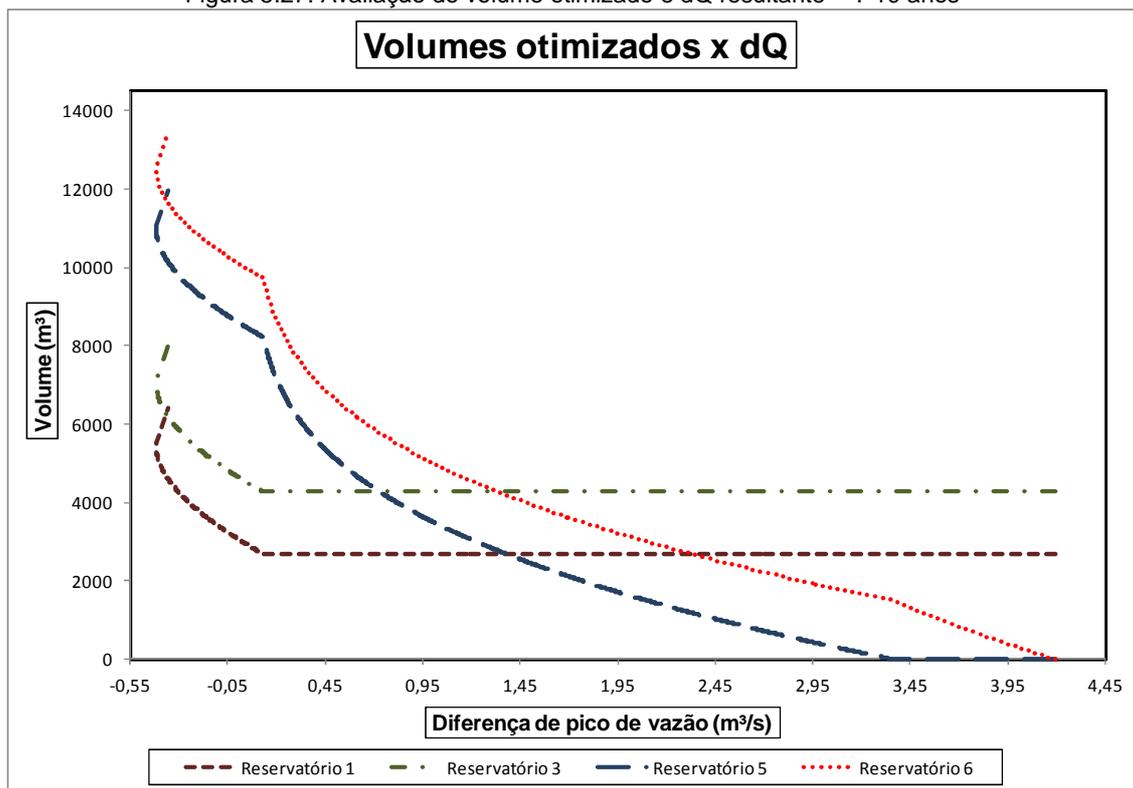
Na Figura 5.25 (T 10 anos), nota-se que o custo de implantação dos reservatórios para um cenário de dQ=0 é de aproximadamente R\$ 4.300.000,00, visto que para um cenário de dQ maior que 0, o custo diminui para R\$ 4.100.000,00. Assim, pode-se dizer que se for investido um valor menor que R\$ 4.100.000,00 não se atinge uma redução satisfatória, ou seja, a vazão de pico é maior que  $2,33 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Por outro lado, se houver um investimento financeiro maior que R\$ 4.300.000,00, tem-se uma redução insatisfatoriamente além da vazão de pré-urbanização, ou seja, a vazão de pico será menor que  $2,13 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , estando fora da margem de tolerância estabelecida. A Tabela 5.7 apresenta esses valores para T de 10 anos.

Tabela 5.7: Análise dos investimentos para redução de vazão – T 10 anos

dQ (m <sup>3</sup> .s <sup>-1</sup> )	Custo de implantação (R\$)	Volume otimizado				Vazão no exutório (m <sup>3</sup> .s <sup>-1</sup> )
		R1	R3	R5	R6	
0,1	4.118.000,00	2.781,37	4.365,21	8.308,76	9.808,47	2,33
0	4.313.000,00	3.080,45	4.664,29	8.607,84	10.107,55	2,23
-0,1	4.528.000,00	3.410,20	4.994,04	8.937,59	10.437,30	2,13

A Figura 5.27 mostra a relação dos volumes otimizados e a dQ. Nela é possível observar a combinação de volumes armazenados e a dQ resultante. Cabe ressaltar que foram considerados os valores de dQ até 4 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>, pois a partir desse resultado, o modelo de otimização não conseguiu achar uma solução possível para restrições orçamentárias maiores. Nota-se que os reservatórios 1 e 3 se mantêm com volumes constantes, o que significa que para efeitos de amortecimento de vazão, esses volumes são suficientes em combinação com outros reservatórios. Observa-se também que somente no afluente 2, onde está localizado o reservatório 3, não houve a opção de não se ter reservatório, significando que esse afluente tem uma importância maior para reduzir a vazão de pico. Isto porque ele está em uma região de alta declividade e as sub-bacias que o compõem são urbanizadas, resultando em uma maior velocidade de escoamento da água que precipita sobre a bacia. Já os demais afluentes permitem que não haja armazenamento.

Figura 5.27: Avaliação do volume otimizado e dQ resultante – T 10 anos



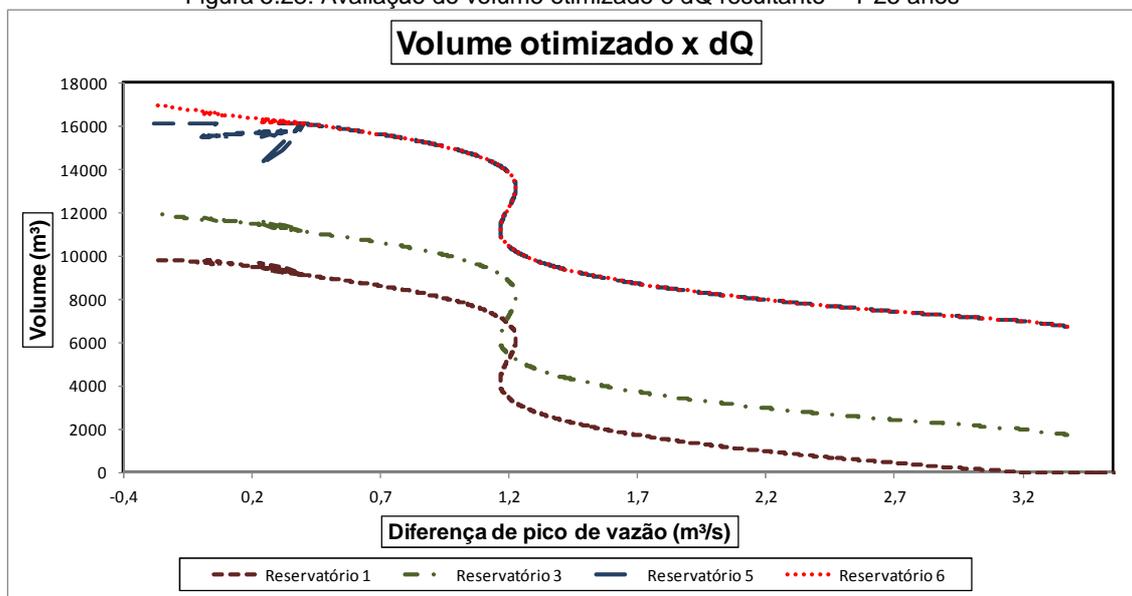
Na Figura 5.26 (T 25 anos), observa-se que o custo de implantação dos reservatórios para um cenário de  $dQ=0$  é de aproximadamente R\$ 8.700.000,00, visto que para um cenário de  $dQ$  maior que 0, o custo diminui para R\$ 8.600.000,00. Assim, pode-se dizer que se for investido um valor menor que R\$ 8.700.000,00 não se atinge uma redução satisfatória, ou seja, a vazão de pico é maior que  $2,33 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Por outro lado, se houver um investimento financeiro maior que R\$ 8.700.000,00, tem-se uma redução insatisfatoriamente além da vazão de pré-urbanização, ou seja, a vazão de pico será menor que  $2,13 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , estando fora da margem de tolerância estabelecida. A Tabela 5.8 apresenta esses valores para T de 25 anos.

Tabela 5.8: Análise dos investimentos para redução de vazão – T 25 anos

dQ ( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ )	Custo de implantação (R\$)	Volume otimizado				Vazão no exutório ( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ )
		R1	R3	R5	R6	
0,1	8,680,826.75	9.594,16	11.567,30	15.655,40	16.439,74	2,33
0	8,731,819.34	9.744,94	11.710,07	15.562,82	16.551,61	2,23
-0,1	8,860,266.46	9.748,9	11.748,9	16.110,73	16.478,9	2,13

A Figura 5.28 mostra a relação dos volumes otimizados e a dQ. Nela é possível observar a combinação de volumes armazenados e a dQ resultante. Cabe ressaltar que foram considerados os valores de dQ até  $3,3 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , pois a partir desse resultado, os resultados encontrados referem-se à extrapolação das curvas ajustadas, ocasionando em uma incerteza nos valores obtidos.

Figura 5.28: Avaliação do volume otimizado e dQ resultante – T 25 anos



Além disso, verifica-se também que quanto maior é o recurso financeiro investido, maiores são os volumes que podem ser utilizados para amortecimento, implicando em impactos sociais, os quais se relacionam à desapropriação das propriedades para implantação dos reservatórios, visto que quanto maior é o volume do reservatório, maior é a sua área, uma vez que a profundidade foi estabelecida em 1m.

Assim sendo, é possível afirmar que a imposição de restrições de vários cenários de custos máximos resultou em soluções satisfatórias, atingindo o objetivo proposto neste trabalho. Isto é, pode-se se fazer uma análise acerca de qual é o melhor investimento a ser feito na área de estudo, de acordo com o recurso financeiro disponível, e saber qual é a dQ resultante.

Concluindo, os resultados apresentados nas tabelas 5.6 e 5.7 representam uma faixa de valores (aos quais se associam os volumes de quatro reservatórios) que garantem que não ocorrerão alagamentos a jusante da área de estudo para um tempo de retorno de 10 e 25 anos, em consequência ao amortecimento gerado por esses reservatórios.

Porém, cabe ressaltar que para a implantação desses reservatórios de amortecimento, é importante que sejam calculados os diâmetros comerciais e seus respectivos volumes, para que assim se tenha valores mais próximos da realidade, uma vez que este estudo só faz uma análise acerca dos resultados obtidos na otimização.

## **6 Considerações finais e Recomendações**

Neste trabalho, foi desenvolvido um modelo de programação não linear de minimização da redução da diferença de vazão entre os cenários de pré-urbanização e urbanização para minimização de alagamentos a jusante, tendo ainda como restrições o volume de armazenamento e o custo de implantação de reservatórios de retenção.

A prática corrente adotada na determinação de volumes de retenção em planos de drenagem urbana é de avaliar individualmente cada sub-bacia, não havendo uma análise de combinações distintas da alocação dos volumes que confirmam um efeito sinérgico semelhante, porém, com a otimização dos custos de implantação, essa avaliação foi possível.

Assim, a aplicação de uma técnica de otimização associada a um modelo hidrológico mostrou-se útil na avaliação dos custos de projetos de controle do escoamento pluvial (bacias de retenção) urbano para a bacia estudada, podendo servir como material de consulta para o Poder Público e Privado.

A metodologia proposta não abrangeu todos os aspectos envolvidos em um projeto para implantação de reservatórios de amortecimento, como por exemplo, detalhes construtivos das estruturas, que podem influenciar os custos, e levantamento dos impactos ambientais que podem ocorrer na área. No entanto, o estudo mostrou a potencialidade de aplicação deste tipo de ferramenta, podendo auxiliar na tomada de decisão de projetistas e gerenciadores da drenagem urbana em outras bacias.

O estudo buscou validar a hipótese de aplicabilidade da metodologia a bacias urbanas através do estudo de caso na região metropolitana de Porto Alegre, especificamente no município de Viamão. Os resultados obtidos mostraram que, mesmo sem disponibilidade de dados hidrológicos observados e informações mais detalhadas acerca do processo de urbanização da área de estudo, é possível, através da aplicação da metodologia apresentada, desenvolver cenários para análise do aumento da zona urbana e quantificação do impacto hidrológico, para que assim o problema identificado seja minimizado.

A montagem dos cenários de alternativas de alocação dos reservatórios encontrou a seguinte dificuldade: escassez ou ausência de áreas livres particulares ou públicas para a implantação de reservatórios de amortecimento de vazões. Isto fez com que os possíveis locais de implantação escolhidos fossem áreas residenciais já ocupadas.

No processo de otimização, foram consideradas como variáveis de busca os volumes de armazenamento necessários para cada reservatório disponível. Nas restrições, consideraram-se o custo máximo, custo unitário, volumes mínimos e máximos. Como cada reservatório está localizado em cada um dos quatro afluentes, pode-se relacionar o volume de reservação necessário com a contribuição do afluente em termos de vazões que chegam ao exutório.

Ao término deste trabalho, volta-se a questão inicial, ou seja: A otimização de reservatórios de detenção possibilita a redução de impactos hidrológicos devido à urbanização em uma bacia hidrográfica, de modo que a vazão à jusante do seu exutório seja igual a de pré-urbanização? A resposta encontrada foi positiva, pois a utilização do modelo de otimização permitiu atender o objetivo deste estudo, uma vez que foi possível minimizar a redução da vazão de pico com reservatórios de detenção, atendendo as restrições impostas ao modelo.

Em relação à construção dos reservatórios, cabe ressaltar que este estudo não teve como objetivo a construção propriamente dita. Para a implantação física dos reservatórios, a partir dos valores encontrados neste trabalho, é importante que o projetista leve em conta os diâmetros comerciais, já que esta é a realidade sendo inviável a utilização de valores distintos aos disponíveis comercialmente.

Como sugestão para futuros trabalhos, cita-se a utilização da metodologia proposta neste estudo para verificar o funcionamento de reservatórios de retenção, visto que ficará uma lâmina d'água por um período longo, porém reduzindo o volume de espera responsável pelo efeito de amortecimento de cheias.

Sugere-se também uma análise mais detalhada do funcionamento deste tipo de dispositivo ao longo do tempo, com avaliações de quantidades de

sedimentos e lixo, frequência da necessidade de limpeza e tipos de equipamentos mais adequados para os serviços.

Entre os aspectos que devem ser considerados em trabalhos futuros, espera-se que sejam levantados dados acerca do valor de terrenos em bacias urbanizadas, para que dessa forma seja feita uma análise mais ampla acerca dos custos que envolvem os reservatórios de retenção.

Além disso, sugere-se a aplicação desta metodologia utilizando-se outras medidas de controle de escoamento, além dos reservatórios de retenção. Pode-se, também, considerar a otimização de um conjunto de BMPs, avaliando os custos de implantação dessas medidas, e compará-los com os valores encontrados somente para bacias de retenção.

## 7 Referências bibliográficas

ACIOLI, L. A. 2005. Estudo experimental de pavimentos permeáveis para o controle do escoamento superficial na fonte. Dissertação de Mestrado – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS.

ALVES, L. C. 2000. Perspectiva sócio-ambiental na Vila Santa Isabel, Viamão - RS: estudo de caso. In: Ambiente e Lugar no Urbano: A Grande Porto Alegre. Suertegaray, D. M. A.; Basso, L. A.; Verdum, R. Porto Alegre: UFRGS. pp.135-159.

BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. 2005. Técnicas compensatórias em drenagem urbana. Porto Alegre: ABRH. 266 p.

CAMPANA, A. N.; TUCCI, C. E. M. 1999. Previsão da vazão em macrobacias urbanas: arroio dilúvio em Porto Alegre. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Vol. 4, n. 1, Jan/Mar.

CANHOLI, A. P. 2005. Drenagem Urbana e controle de enchentes. São Paulo: Oficina de textos. 302 p.

CARDOSO, A. R. 2011. Evolução urbana e o enriquecimento de sedimentos por metais-traço na Barragem Mãe D'água, sub-bacia do Arroio Dilúvio, RMPA/RS. Dissertação de Mestrado – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS.

CARMONA, M. V. C. 2008. Gestão da drenagem urbana em Porto Alegre – RS. Monografia de Conclusão de Curso – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

CIRILO, J. A. 1997 . Programação Não Linear aplicada a recursos hídricos. in: Técnicas Quantitativas para o Gerenciamento de Recursos Hídricos. 1ed. PORTO ALEGRE: EDITORA UNIVERSIDADE/UFRGS, v. 1, p. 305-359.

CONAMA. Conselho Nacional de Meio Ambiente. 1986. Resolução nº 001. Estabelece as definições, as responsabilidades, os critérios básicos e as diretrizes gerais para uso e implementação da Avaliação de Impacto Ambiental como um dos instrumentos da Política Nacional do Meio Ambiente.

CRUZ, M. A. S. 2004. Otimização do controle da drenagem em macrobacias urbanas. Tese de Doutorado - Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS.

DEPARTAMENTO DE ESGOTOS PLUVIAIS (DEP) – Caderno de encargos. 2005.

CUNHA, S. B.; GUERRA, A. T. 2004. Impactos Ambientais Urbanos no Brasil. 2º Ed. Rio de Janeiro, Brasil. P. 24.

DAHLQUIST, G.; BJORCK, A., 1974. Numerical Methods. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall, 197a. 592p.

FUJIMOTO, N. S. V. M. 2001. Análise ambiental urbana na área metropolitana de Porto Alegre - RS: sub-bacia hidrográfica do Arroio Dilúvio. São Paulo. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo. 236 f.

INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS (IPH/UFRGS) – 2005. Plano Diretor de Drenagem Urbana – Manual de Drenagem Urbana. Vol, IV.

LANNA, A. E. L. 1998. Análise Sistêmica de Recursos Hídricos. Apostila didática – UFRGS.

Li, G.; Matthew, R. G. S. 1990. New approach for optimization of urban drainage systems. Journal of Environmental Engineering, vol. 116, n° 5.

LIVI, F. P. Elementos do Clima. In: Menegat, R.; Porto, M. L.; Carraro, C. C.; FERNANDES, L. A. D. (org) Atlas Ambiental de Porto Alegre. 2. ed. Porto Alegre: Ed. UFRGS. 1999. pp.70-72.

MAIDMENT, D. R. 1993. Handbook of Hydrology. New York: McGRAW-Hill.

MARTIN, C.; RUPERD, Y.; LEGRET, M. 2007. Urban stormwater drainage management: The development of a multicriteria decision aid approach for best management practices. European Journal Of OperationResearch, vol. 181, ed. 1,. Pg. 338-349.

NRCS, 1986. Urban Hydrology for small watersheds. Washington: U.S. Departamento f Agriculture, 2 Ed. (Technical Release 55).

PEREZ-PEDINI, C., LIMBRUNNER, J. F., VOGEL, R. M. 2005. Optimal location of infiltration-based Best management practices for stormwater management. Journal of Water Resources Planning and Management. Vol. 131, n. 6, Novembro.

PORTO, R.; ZAHED, K.; TUCCI, C.; BIDONE, F. 2009. Drenagem Urbana. Em: Hidrologia ciência e aplicação. 4. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH.

PMPA. Prefeitura Municipal de Porto Alegre. 2006. Decreto n° 15.371. Regulamenta o controle da drenagem urbana.

PROSAB. Programa de Pesquisa em Saneamento Básico. 2009. Manejo de Águas Pluviais Urbanas/ Antônio MarozziRighetto (coordenador). Rio de Janeiro: ABES. 396p.

RAMOS, C. L., et al. 1999. Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo. Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica – FCTH.

RASHID, M., HAYES, D. F. 2011. Dynamic Programming Methodology for Prioritizing Sewerage Projects. Journal of Water Resources Planning and Management. Vol. 137, n. 2, Março.

SILVEIRA, A. L. L. 2005. Desempenho de fórmulas de tempo de concentração em bacias urbanas e rurais. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Vol. 10, n. 1. Jan/Mar 2005, 5-23.

SILVEIRA, A. L. L.; GOLDENFUM, J. A. 2007. Metodologia generalizada para pré-dimensionamento de dispositivos de controle pluvial na fonte. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 12, n. 2, p 157-168.

SIMONS, D. B. *et al.* 1977. Flood flows, stages and damages. Fort Collins: Colorado State University.

SUERTEGARAY, D. M. A., FUJIMOTO, N. S. M. 2004. Morfogênese do relevo do Rio Grande do Sul. In: Rio Grande do Sul: Paisagens e territórios em transformação. Porto Alegre: Ed. Da UFRGS.

TASSI, R. 2005. Comparação de duas metodologias para a determinação do volume de detenção em pequenas bacias urbanas: O caso de Porto Alegre/RS. In: XX CONGRESO NACIONAL DEL AGUA E III SIMPÓSIO DE RECURSOS HIDRICOS DEL CONO SUR, 2005, Mendoza. Anais XX CONGRESO NACIONAL DEL AGUA E III SIMPÓSIO DE RECURSOS HIDRICOS DEL CONO SUR.

TASSI, R., BASTOS, C. A. B., MIRANDA, T. C. 2005. Aspectos metodológicos sobre o emprego do método do SCS com auxílio de ferramentas de geoprocessamento no projeto de estruturas de drenagem de uma rodovia. Fundação Universidade de Rio Grande - Teoria e prática na engenharia Civil, n. 7, p. 27-37.

TUCCI, C. E. M., PORTO, R.L., DE BARROS, M. T. 1995. Drenagem Urbana. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ABRH. 428p.

TUCCI, C. E. M., SILVEIRA, A. L. L., CRUZ, M. A. S. 1998. Controle do escoamento com detenção em lotes urbanos. RBRH. Volume 3 n.4. 19-31.

TUCCI, C. E. M. 1999. Aspectos Institucionais no Controle de Inundações. I Seminário de Recursos Hídricos do CentroOeste. Brasília.

TUCCI, C. E. M., 2007. Inundações Urbanas. Porto Alegre: ABRH/RHAMA. 393 p.

TUCCI, C. E. M., 2009. Hidrologia ciência e aplicação. 4. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH.

URBONAS, B., STAHR, P. 1993. Stormwater: Best management practices and detention for water quality, drainage and CSO management. PTR Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA.

Vieira, A. S. 2007. Um modelo de simulação, via programação linear seqüencial, para sistema de recursos hídricos. Dissertação de Mestrado – Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, Universidade Federal de Campina Grande.

ZEHN, X-Y. J.; YU, S. L, LIN, J-Y. 2004. Optimal location and sizing of stormwater basins at watershed scale. *Journal of Water Resources Planning and Management*. Vol. 130, n. 4, Julho.

WATHERN, P. 1988. *Environmental Impact Assessment – Theory and Practice*. Academic Division of Unwin Hyman Ltd.

WURBS, R. A. 1993. Reservoir-system simulation and optimization models. *Journal of Water Resources Planning and Management*. New York. Vol. 119, nº 4, pp. 455 – 472.