

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

**OTIMIZAÇÃO DE RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO PARA
CONTROLE DA QUALIDADE DAS ÁGUAS PLUVIAIS**

FREDERICO CARLOS MARTINS DE MENEZES FILHO

Porto Alegre, novembro de 2014.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO
AMBIENTAL

OTIMIZAÇÃO DE RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO PARA CONTROLE DA QUALIDADE DAS ÁGUAS PLUVIAIS

FREDERICO CARLOS MARTINS DE MENEZES FILHO

Tese submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como requisito parcial para a obtenção do título de Doutor em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental.

Orientador: Prof. Dr. Olavo Correa Pedrollo

Banca Examinadora

Prof. Dr. Joel Avruch Goldenfum	IPH/UFRGS
Prof ^a . Dr ^a . Rutinéia Tassi	UFSM
Prof. Dr. Nilo de Oliveira Nascimento	UFMG

Porto Alegre, novembro de 2014.

Este trabalho foi desenvolvido no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, sob a orientação do Prof. Dr. Olavo Correa Pedrollo da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por estar presente em todas as etapas da minha vida.

Agradeço ao governo brasileiro pela concessão de bolsa de estudo pela CAPES e, posteriormente, pelo CNPQ.

De maneira muito especial, agradeço a minha amada esposa Keylla, por seu companheirismo, a sua dedicação e paciência em dias nada fáceis de trabalho, bem como, por me proporcionar o maior presente de nossas vidas, a nossa filha Maria Luiza, trazendo-nos alegria e pondo mais amor em nosso cotidiano.

Agradeço, com muito amor, a meus pais, Frederico Carlos e Sônia Maria, pela dedicação que tiveram em minha educação e formação, estando presentes no dia-a-dia, mesmo distantes geograficamente. Estendo essas palavras de carinho, ao meu querido irmão Guilherme Augusto, pelo apoio de sempre, incluindo a sua Rafaela e a Ana Beatriz que chegará em breve. Aproveito para registrar meus agradecimentos ao meu sogro Tininho que está noutro plano, torcendo sempre por mim, e toda sua família: Dona Eva, Dany, Barroso, minha afilhada Manu e a pequena Mona.

Agradeço sobremaneira ao Prof. Olavo, pelo exemplo de sabedoria, paciência e dedicação no auxílio de minhas dúvidas, bem como, pelos conselhos que levarei por toda a minha vida. Muito obrigado pelos ensinamentos.

Agradeço ao Prof. Tucci por permitir a entrada no programa de pós-graduação e por sua orientação inicial.

Agradeço ao Prof. Dr. Alfredo Ribeiro da Costa, pela amizade e pelas palavras de força e motivação.

Agradeço a todos os professores do Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Estendo os agradecimentos à duas pessoas especiais, Dona Lígia e Nadir, pelo acolhimento e atenção inigualável aos alunos oriundos de outros estados.

Agradeço ao Dr. Marcus Aurélio Soares Cruz, pelo auxílio no entendimento de seu modelo e envio de materiais.

Aos amigos de residência gaudéria: Adriano, Fausto, Humberto e Fabiano Goellner, meus sinceros agradecimentos pelo amistoso convívio e amizade construída.

Aos amigos da sala de hidrologia e planejamento: Anderson, Néia, Angélica e Janete, pelos momentos de descontração essenciais ao dia-a-dia longe de casa e de baixa temperatura. Estendo agradecimentos e elevada estima aos amigos de turma: Ibraim, Fábio, Thiago, Ester, Fabrício (Baiano), Mauro, Leandro, Fabrício de Paoli, Clamarion, Katiúscia, Magui, Federico, Fernando Dornelles (Bike) por partilharem o cotidiano de estudos e desafios impostos.

Aos amigos docentes e técnicos da UFMT e da UFV, agradeço pelo compartilhamento de experiências e amizade.

E a todos que direta ou indiretamente contribuíram para este trabalho.

RESUMO

O manejo de águas pluviais deve contemplar não somente os aspectos quantitativos mas também os aspectos qualitativos. Neste enfoque, o presente trabalho objetivou pesquisar a hipótese da viabilidade da integração, com sinergia no aspecto construtivo e econômico, dos controles da quantidade e da qualidade de água na macrodrenagem urbana, com experimentação em um estudo de caso. O trabalho consistiu em cinco etapas metodológicas: (i) obtenção de dados da área de estudo; (ii) atualização da relação densidade habitacional (DH) x área impermeável (AI), por sua importância como dado de entrada no modelo utilizado para otimização; (iii) estabelecimento do volume de controle qualitativo em função da área impermeável; (iv) definição das restrições das vazões de saída para a bacia de estudo em função das áreas impermeáveis contribuintes e da existência de reservatórios; (v) otimização das soluções. O estudo foi aplicado à bacia do Moinho em Porto Alegre-RS, sub-bacia do arroio Dilúvio, com intensa urbanização. A atualização da relação DH xAI baseou-se em doze bairros com características distintas de ocupação demonstrando uma alteração significativa da taxa de impermeabilização. Após o estabelecimento do volume de controle qualitativo específico, pela regra dos 90%, no intuito de reter e tratar os eventos frequentes de chuva, deu-se início a otimização das soluções utilizando o sistema SSDDrU proposto por Cruz (2004). As simulações contemplaram a manutenção do controle quantitativo para o controle qualitativo e o compartilhamento de volumes pelo somatório dos volumes quantitativo e qualitativo. Os custos obtidos para os cenários otimizados foram atualizados e a situação de apenas restringir a saída pela manutenção do volume quantitativo foi inviabilizada, gerando maiores volumes a jusante e custos exorbitantes para esta configuração. Verificou-se que a situação de compartilhamento de volumes resultou na diminuição de custos em relação à consideração da ampliação total e à condição de manutenção do controle quantitativo. Tal resultado demonstra a aplicabilidade da metodologia proposta ao planejamento urbano com ganhos ambientais inexistentes na solução tradicional. Vale ressaltar que pela configuração proposta os custos foram reduzidos em 11,5% com 75,0% de aproveitamento dos reservatórios em relação à configuração inicial caracterizada apenas pelo controle quantitativo.

Palavras chave: drenagem urbana, controle qualitativo, otimização.

ABSTRACT

Stormwater management must consider both quantitative and qualitative aspects. In this context, this study aimed to investigate the feasibility of integrating controls of quantity and quality of water in urban drainage, with synergy between constructive and economic aspects, using experiments on a case study. The work consisted of five methodological steps: (i) data collection from the study area; (ii) update of the relationship between housing density (DH) and impervious area (IA), given their importance as input in the model used for optimization; (iii) establishment of the water quality control according to the impervious area; (iv) definition of constraints of the output flows for the study basin as a function of the impervious areas and the presence of reservoirs; (v) optimization of solutions. The study was applied to the Moinho stream basin in Porto Alegre, Rio Grande do Sul State, sub-basin of the Dilúvio stream, under intense urbanization. The update of the DH/IA ratio was based on twelve neighborhoods with distinctive occupancy characteristics, indicating a significant increase in the impervious area rate. After establishing the specific water quality control volume, by the 90% rule, in order to retain and treat the frequent rainfall events, we started optimizing solutions using the SSDDrU system proposed by Cruz (2004). Simulations included maintaining the quantitative control for the qualitative control and the sharing of volumes by summing quantitative and qualitative volumes. Costs obtained for the optimized backgrounds were updated and the situation of only restricting the output by maintaining the quantitative volume was not feasible, generating larger volumes downstream and huge costs for this setup. The situation of volume sharing resulted in cost reduction in relation to consideration of the total enlargement of stormwater sewers and the condition of maintaining the quantitative control. Such result illustrates the applicability of the proposed methodology to urban planning with environmental gains not found in the traditional solution. It is noteworthy that with the proposed setup, costs were reduced by 11,5% with 75,0% of utilization of reservoirs in relation to the initial setup characterized only by the quantitative control.

Key words: urban drainage, qualitative control, optimization.

SUMÁRIO

1. Introdução	1
2. Diretrizes da pesquisa	4
2.1 Questão de pesquisa	4
2.2 Objetivo do trabalho	4
2.3 Hipótese	4
2.4 Pressupostos	4
2.5 Premissa	5
2.6 Delimitações	5
2.7 Limitações	5
2.8 Delineamento	6
3. Impactos da urbanização sobre o escoamento	9
3.1 Principais impactos	9
3.2 Quantidade da água	9
3.3 Qualidade da água	12
3.4 Resíduos sólidos e sólidos totais	14
3.5 Relação entre densidade habitacional e área impermeável	19
3.5.1 Histórico	20
3.5.2 A Densidade Habitacional como Fator Socioeconômico	21
3.5.3 A Área Impermeável como Função da Densidade Habitacional	22
4. O controle da qualidade das águas pluviais por bacias de retenção estendida	24
4.1 A carga de lavagem ou “ <i>first flush</i> ”	24
4.2 Avaliação da carga de lavagem	25
4.3 Medidas de controle	27
4.4 Volume de controle qualitativo	31
5. Simulação do escoamento pluvial	39
5.1 Tipos de modelos	39
5.2 Modelos de quantidade	41
5.3 Modelos de qualidade	45
5.3.1 A interface entre os modelos de qualidade de água e sólidos	45
5.3.2 Modelagem Concentrada	47
5.3.3 Modelagem Distribuída no tempo	51
6. O Sistema SSDDrU	58
6.1 Introdução	58
6.2 Composição e funcionamento	59
6.3 Equacionamento do modelo de otimização	60
6.4 Função de custo de ampliação dos condutos	63
6.5 Função de custo das retenções	64

6.6 Funções de custo complementares	65
6.7 Funcionamento e roteiro de uso do SSDDrU	66
7. Estratégia Metodológica	69
7.1 Obtenção dos dados da área de estudo	70
7.2 Atualização da relação entre a área impermeável e a densidade habitacional	71
7.3 Estabelecimento do volume de controle qualitativo	72
7.4 Definição da restrição quanto às vazões de saída	76
7.5 A utilização do SSDDrU para a otimização do controle qualitativo	76
8. Estudo de caso	82
8.1 Atualização da relação área impermeável versus densidade habitacional	83
8.2 Determinação do volume de controle	86
8.3 Otimização das soluções	94
8.3.1 Verificação do controle qualitativo pela manutenção do volume quantitativo	94
8.3.2 Compartilhamento de volumes	111
9. Conclusões e recomendações	121
Anexo A1	

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Diagrama simplificado da desconexão. Adaptado de Che <i>et al.</i> (2014).	2
Figura 2.1 - Delineamento do trabalho.	7
Figura 3.1 - Mudanças nas vazões hidrológicas com aumento da cobertura de superfícies impermeáveis (ISC) em bacias urbanizadas. Adaptado de Arnold e Gibbons, 1996 apud Paul e Meyer (2001).	10
Figura 3.2 - Crescimento populacional brasileiro no período 1950-2010. Fonte: IBGE (2011).	11
Figura 3.3 - Variação percentual das populações urbana e rural. Fonte: IBGE (2011).	11
Figura 3.4 - Ilustração de um mecanismo de amplificação das enchentes com a urbanização/canalização. Fonte: Canholi, 2005.	12
Figura 3.5 - Impactos e origem dos sólidos totais no meio urbano. (a) Obstrução de seção de drenagem; (b) Erosão de margens de córrego urbano; (c) Obstrução de boca-de-lobo por sólidos totais. Fonte: arquivo pessoal.	18
Figura 3.6 - Dinâmica de transporte dos sedimentos em zonas urbanas indicando aos corpos d'água como receptores finais dos sedimentos depositados em áreas impermeáveis. Fonte: Martinez (2010), adaptado de Taylor (2007).	19
Figura 3.7 - Modelo V-I-S (Vegetação-Impermeabilidade-Solo). Adaptado de Ridd, 1995.	21
Figura 4.1 - Curvas representativa de <i>first flush</i> e <i>last flush</i> .	25
Figura 4.2 - Curvas cumulativas de Turbidez, SST, NT e DQO. Adaptado de Huang <i>et al.</i> (2007).	26
Figura 4.3 - Bacia de detenção estendida. Fonte: Adaptado de <i>New Jersey Stormwater BMP Manual, Standard for Extended Detention Basins, STATE OF NEW JERSEY</i> (2004).	28
Figura 4.4 - Representação do Simple Method 2.0. Adaptado de Kaiser e Ulasir (2011).	37
Figura 5.1- Configuração detalhada dos módulos bacia e rio com os métodos adotados (Souza, 2008).	44
Figura 5.2 - Abordagem da modelagem da qualidade das águas pluviais e subdivisões.	47
Figura 5.3 – Comparação entre as equações de <i>buildup</i> . Adaptado de Huber e Dickinson, 1988.	53
Figura 6.1 - Representação esquemática trechos, nós (1 a "N") e nós com detenção (1 a "M").	60

Figura 6.2 - Desenho esquemático para reservatórios "in-line" (a) e "off-line" (b) (Cruz e Tucci, 2007).	62
Figura 6.3 - Sub-rotinas presentes no SSDDrU.	67
Figura 7.1 - Curvas Intensidade-Duração-Frequência - Adaptad de Bemfica (1999).	71
Figura 7.2 - Situações e cenários empregados na otimização para análise do controle qualitativo	79
Figura 8.1 - Imagem da bacia do arroio do Moinho (<i>Google Earth</i> , 2014).	82
Figura 8.2 - Relações de áreas impermeáveis e densidade habitacional.	85
Figura 8.3 - Evolução da população residente em bairros de Porto Alegre.	86
Figura 8.4 - Curva de não superação de precipitações diárias da estação 03051011- Porto Alegre.	87
Figura 8.5 - Configuração da bacia do Moinho utilizada para simulação e otimização.	88
Figura 8.6 - Trechos considerados na bacia do arroio do Moinho.	89
Figura 8.7 - Configuração da bacia do Moinho com os reservatórios.	90
Figura 8.8 - Volumes de controle e vazões de saída para o cenário futuro de ocupação. Legenda: Vce = volume de controle qualitativo específico; Qs = vazão de saída.	92
Figura 8.9 - Áreas de contribuição a cada reservatório.	93
Figura 8.10 - Locais de implantação dos reservatórios, (a) Reservatório 1 (R1) - Leito do Arroio do Moinho (confluência); (b) Reservatório 2 (R2) - Leito do Arroio do Moinho; (c) Reservatório 3 (R3) - Praça da Amizade; (d) Reservatório 4 (R4) - Terminal Alameda; (e) Reservatório 5 (R5) - Praça Dona Firmina; (f) Reservatório 6 (R6) - Praça Francisco Alves. (<i>Google Earth</i> , 2014).	94
Figura 8.11 - Hietogramas de projeto.	95
Figura 8.12 - Evolução do processo de otimização.	97
Figura 8.13 - Vazões de entrada e saída nos reservatório R3 (a) e R6 (b) com restrição sem extravasamento (T= 2anos). Legenda: 'Qent' - vazão de entrada; 'Qsai' - vazão de saída.	99
Figura 8.14 - Variação do nível d'água em função do tempo para o reservatório R3.	100
Figura 8.15 - Variação do nível d'água em função do tempo para o reservatório R6.	100
Figura 8.16 - Hidrogramas de saída da bacia do Moinho (T = 2anos). Legenda: 'Qampl.' - vazão dada pela ampliação sem controle; 'Qcrest' - vazão com restrição para controle qualitativo; 'Qsrest' - vazão sem restrição.	102

- Figura 8.17 - Análise do controle qualitativo pela restrição das vazões de saída sob a condição de manutenção do volume quantitativo. Legenda: 'Srest.' - sem restrição; 'Qf' - vazão final; '%Util./Srest.' - porcentagem de utilização dos reservatórios sem restrição; 'Crest' - com restrição; '%Util.Crest.' - porcentagem de utilização dos reservatórios com restrição; 'Qlim' - vazão limite; 'Amp.' - custo somente à ampliação. 103
- Figura 8.18 - Variação do nível d'água em função do tempo para o reservatório R3. 105
- Figura 8.19 - Variação do nível d'água em função do tempo para o reservatório R6. 105
- Figura 8.20 - Hidrogramas de saída da bacia do Moinho (T = 5anos). Legenda: 'Qampl.' - vazão dada pela ampliação sem controle; 'Qcrest' - vazão com restrição para controle qualitativo; 'Qsrest' - vazão sem restrição. 106
- Figura 8.21- Análise do controle qualitativo pela restrição das vazões de saída sob a condição de manutenção do volume quantitativo. Legenda: 'Srest.' - sem restrição; 'Qf' - vazão final; '%Util./Srest.' - porcentagem de utilização dos reservatórios sem restrição; 'Crest' - com restrição; '%Util.Crest.' - porcentagem de utilização dos reservatórios com restrição; 'Qlim' - vazão limite; 'Amp.' - custo somente à ampliação. 106
- Figura 8.22 - Variação do nível d'água em função do tempo para o reservatório R3. 108
- Figura 8.23 - Variação do nível d'água em função do tempo para o reservatório R6. 108
- Figura 8.24 - Hidrogramas de saída da bacia do Moinho (T = 10anos). Legenda: 'Qampl.' - vazão dada pela ampliação sem controle; 'Qcrest' - vazão com restrição para controle qualitativo; 'Qsrest' - vazão sem restrição. 109
- Figura 8.25 - Análise do controle qualitativo pela restrição das vazões de saída sob a condição de manutenção do volume quantitativo. Legenda: 'Srest.' - sem restrição; 'Qf' - vazão final; '%Util./Srest.' - porcentagem de utilização dos reservatórios sem restrição; 'Crest' - com restrição; '%Util./Crest.' - porcentagem de utilização dos reservatórios com restrição; 'Qlim' - vazão limite; 'Amp.' - custo somente à ampliação. 109
- Figura 8. 26 - Hidrogramas de saída dada as condições impostas para os diversos períodos de retorno na bacia do Moinho. Legenda: 'Qampl.' - vazão dada pela ampliação sem controle; 'Qcrest' - vazão com restrição para controle qualitativo; 'Qsrest' - vazão sem restrição. 110
- Figura 8.27 - Hidrogramas de entrada e saída para os reservatórios com restrição sem extravasamento. Legenda: 'Qent.R'n' - vazão de entrada no reservatório 'n'; 'Qsai.R'n' - vazão de saída no reservatório 'n'. 113
- Figura 8.28 - Variação do nível d'água em função do tempo para o reservatório R1. 114
- Figura 8.29 - Variação do nível d'água em função do tempo para o reservatório R3. 114
- Figura 8.30 - Variação do nível d'água em função do tempo para o reservatório R6. 115
- Figura 8.31 - Análise do controle qualitativo pela restrição das vazões de saída sob a condição de volumes compartilhados. Legenda: 'Srest.' - sem restrição; 'Qf' - vazão final; '%Util./Srest.' - porcentagem de utilização dos reservatórios sem restrição; 'Crest' - com restrição;

'%Util.Crest.' - porcentagem de utilização dos reservatórios com restrição; 'Qlim' - vazão limite; 'Amp.' - custo somente à ampliação. 116

Figura 8.32 - Tempos de detenção para os reservatórios utilizados para o controle qualitativo. 120

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Comparação de cargas de poluição em diferentes sistemas em base de tempo anual (toneladas) (Baptista <i>et al.</i> , 2005).	13
Tabela 3.2 - Comparação de cargas de poluição em diferentes sistemas, por evento (quilogramas*) (Baptista <i>et al.</i> , 2005).	13
Tabela 3.3 - Comparação de cargas de poluição de origem pluvial e de esgotamento sanitário (Baptista <i>et al.</i> , 2005).	13
Tabela 3.4 - Composição gravimétrica dos RSU em diversas cidades do Brasil, em %. Fonte: Boscov (2008).	15
Tabela 3.5 - Comparação das composições da varrição e da rede de drenagem (lixo seco).	16
Tabela 3.6 - Composição resumida dos resíduos sólidos em sistemas de drenagem urbana.	17
Tabela 3.7 - Fator p, média de pessoas por unidade domiciliar (hab/domicílio).	22
Tabela 4.1 - Importância relativa da adsorção ao substrato, sedimentação e degradação microbiológica nas BMPs.	29
Tabela 4.2 - Importância relativa da filtração, absorção por plantas, volatilização e fotólise nas BMPs, adsorção ao substrato, sedimentação e degradação microbiológica nas BMPs.	29
Tabela 4.3 - Potencial de remoção direto pelos processos nas BMPs.	30
Tabela 4.4 - Eficiência de remoção de poluentes de bacia de retenção estendida.	30
Tabela 4.5 - Valores de redução de carga das águas pluviais de acordo com o projeto de retenção.	31
Tabela 4.6 - Critérios utilizados para a definição do volume de controle qualitativo.	32
Tabela 4.7 - Valores médios de concentração média (CT), em mg/L (Schueller, 1987)	34
Tabela 4.8- Valores de Cp.	36
Tabela 4.9 - Aplicação da correção das precipitações anuais para o Sudeste de Michigan. (Adaptado de Kaiser e Ulasir, 2011).	37
Tabela 5.1 - Breve resumo da classificação dos modelos de quantidade.	41
Tabela 5.2 - Modelos determinísticos hidráulicos e hidrológicos.	42
Tabela 5.3 - Exemplos de modelos matemáticos que podem ser utilizados na modelagem das águas pluviais.	43
Tabela 5.4 – Fator de carga α para áreas com galerias de águas pluviais.	48

Tabela 5.5 – Fator de carga β para áreas com sistema combinado.	49
Tabela 5.6 – Constantes de regressão do modelo U.S Geological Survey.	50
Tabela 5.7 – Limites das variáveis independentes do modelo U.S Geological Survey.	51
Tabela 5.8 – Equações para o processo buildup de áreas impermeáveis.	53
Tabela 6.1 - Tipos de pavimentos e funções de custo.	64
Tabela 8.1 - Densidade habitacional dos bairros da bacia do arroio do Moinho.	83
Tabela 8.2 - Densidade e características para o censo de 2000.	83
Tabela 8.3 - Valores de Área Impermeável nos bairros obtidos pela classificação de imagem.	84
Tabela 8.4 - Características dos trechos de macrodrenagem na bacia do Moinho (Cruz, 2004).	88
Tabela 8.5 - Atualização da porcentagem de área impermeável para as sub-bacias de estudo e respectivos volumes de controle qualitativo e vazões de saída (ocupação atual).	91
Tabela 8.6 - Atualização da porcentagem de área impermeável para as sub-bacias de estudo e respectivos volumes de controle qualitativo e vazões de saída (ocupação futura).	91
Tabela 8.7 - Características dos locais de implantação de reservatórios e parâmetros calculados.	93
Tabela 8.8 - Características dos locais destinados a serem implantados os reservatórios de amortecimento.	95
Tabela 8.9 - Limites de variável no processo de busca empreendido na otimização.	96
Tabela 8.10 - Valores otimizados para a área do descarregador e vazões de by-pass.	98
Tabela 8.11 - Valores da função objetivo, vazão final e extravasamento de reservatórios.	99
Tabela 8.12 - Valores da função objetivo, vazão final e extravasamento de reservatórios.	101
Tabela 8.13 - Valores de alguns parâmetros de análise para $T = 2$ anos.	102
Tabela 8.14 - Valores otimizados para a área do descarregador e vazões de by-pass.	104
Tabela 8.15 - Valores de alguns parâmetros de análise para $T = 5$ anos.	104
Tabela 8.16 - Valores de alguns parâmetros de análise para $T = 10$ anos.	107
Tabela 8.17 - Valores otimizados para a área do descarregador e vazões de by-pass.	107
Tabela 8.18 - Características dos reservatórios admitindo a soma de volumes.	111

Tabela 8.19 - Limites de variável no processo de busca empreendido na otimização.	112
Tabela 8.20 - Valores otimizados para a área do descarregador e vazões de by-pass.	113
Tabela 8.21 - Valores da função objetivo, vazão final e extravasamento de reservatórios.	115
Tabela 8.22 - Valores de alguns parâmetros de análise para $T = 10$ anos.	117
Tabela 8.23 - Resumo das situações otimizadas em análise.	117
Tabela 8.24 - Valores otimizados para o cenário de otimização com restrição (situação 1).	119
Tabela 8.25- Valores otimizados para o cenário de otimização com restrição (situação 2).	119

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANA	Agência Nacional de Águas
API	Antecedent Precipitation Index
ASCE	American Society of Civil Engineers
BMPs	Best Management Practices
CEREVE	Centre d'Étude et de Recherche Eau Ville Environnement
CN	Curve Number
EPA	Environmental Protection Agency
ETA	Estação de Tratamento de Água
ETE	Estação de Tratamento de Esgoto
FCTH	Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica
GSI	Green Stormwater Infrastructure
GWLF	Generalized Watershed Loading Function
HTA	Histograma Tempo-Área
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IMPs	Integrated Management Practices
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
ISC	Impervious Surface Cover
LID	Low Impact Development
MUSIC	Model for Urban Stormwater Improvement Conceptualization
MWCGM	Metropolitan Washington Council of Governments Method
NBR	Norma Brasileira
NRCS	Natural Resources Conservation Service
NURP	National Urban Runoff Pollution
OMS	Organização Mundial de Saúde
PAHs	Polycyclic Aromatic Hydrocarbons
PDDU	Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano
PMPA	Prefeitura Municipal de Porto Alegre
RCD	Resíduos da Construção Civil ou de Construção e Demolição

RSU	Resíduos Sólidos Urbanos
SAD	Sistema de Apoio à Decisão
SCE-UA	Shuffled Complex Evolution
SCS	Soil Conservation Service
SIDRA	Sistema IBGE de Recuperação Automática
SIG	Sistema de Informação Geográfica
SINAPI	Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil
SSD	Sistemas de Suporte à Decisão
SUDS	Sustainable Urban Drainage System
SWAT	Soil and Water Assessment Tool
SWMM	Storm Water Management Model
TR-20	Technical Release n.20
TR-50	Technical Release n. 55
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
USEPA	U.S Environmental Protection Agency
USGS	U.S Geological Survey
WFD	Water Framework Directive
WinSLAMM	Source Loading and Management Model for Windows
WQCB	Water Quality Control Basins
WQCV	Water Quality Capture Volume

LISTA DE SÍMBOLOS

A	área de contribuição ou de drenagem [L ²]
Ac	área contribuinte acumulada expressa em relação à área total [L ²]
Ai	proporção de área impermeável
Ainun	área inundada em m ² obtida por simulação [L ²]
Ak	área da seção transversal do orifício [L ²]
Akb	área da seção transversal do bocal [L ²]
Am	área média dos lotes [L ²]
Amp	custo somente à ampliação [R\$]
Ar	área do reservatório [L ²]
AI	porcentagem de área impermeável
α	expoente, função do tipo de estrutura hidráulica de controle
B	largura da base do canal [L]
C	coeficiente de escoamento superficial
Cd	coeficiente de descarga
Cdesap	custo total de desapropriação [R\$]
Cel	celeridade da onda [L.T ⁻¹]
Ci	coeficiente de escoamento de áreas impermeáveis
Cp	coeficiente de escoamento de áreas permeáveis
Cpenal	custo da penalização [R\$]
Crest	com restrição [R\$]
Cunit	custo unitário de implantação da rede [R\$/m]
Cunitr	custo unitário de implantação do reservatório [R\$/m ³]
Cunita	custo por m ² de área a ser desapropriada [R\$/m ²]
CN	parâmetro adimensional referente à cobertura, uso e tipo de solo
CPAV	custo de remoção e reposição do pavimento [R\$]
CT	concentração média de poluentes [M.L ⁻³]
CTobra	custo total da obra [R\$]
d	duração [T]

D	diâmetro [L]
Dd	densidade habitacional [hab/ha]
Δx	comprimento do trecho [L]
F.O	função objetivo
F(Dd)	função de densidade habitacional
g	aceleração da gravidade [L.T-2]
h0	profundidade máxima do canal [L]
h1	profundidade inicial do reservatório [L]
hk	altura de água ou carga hidráulica [L]
ht	profundidade total [L]
H	carga hidráulica atuando na estrutura de controle [L]
i	intensidade pluviométrica [L.T-1]
icm(t)	índice de correção monetária no tempo (t)
icm(t-1)	índice de correção monetária no tempo (t-1)
I	vazão de entrada [L ³ .T-1]
k1	proporção de áreas privadas com relação a áreas públicas
k2	número médio de unidades residenciais por lote
k	coeficiente de armazenamento
ks	parâmetro do reservatório
K	tempo médio de deslocamento da onda em um trecho [T]
L	volume total escoado [L ³]
Le	dimensão geométrica da estrutura hidráulica de controle [L]
Lg	largura da galeria [L]
Lo	carga de poluente em libras [M]
n	parâmetro associado às características do controle hidráulico
nb	coeficiente que varia com a forma da bacia
p	número de pessoas por domicílios
P	precipitação média anual [L]
Pa	altura de chuva acumulada ao final de cada intervalo [L]
Pj	proporção da precipitação que gera escoamento superficial

Pef	precipitação efetiva [L]
Pff	precipitação anual devida ao <i>first flush</i> [L]
P ₉₀	precipitação com frequência 0,9 de não excedência [L]
q _{maxotim}	vazão limite otimizada [L ³ .T-1]
q _{limoti}	vazão limite imposta [L ³ .T-1]
Q	vazão [L ³ .T]
Q _{ampl}	vazão dada pela ampliação sem controle [L ³ .T-1]
Q _{crest}	vazão com restrição para controle qualitativo [L ³ .T-1]
Q _{crest.P'n}	vazão com restrição para controle qualitativo com ponderação 'n'
Q _{ent}	vazão de entrada [L ³ .T-1]
Q _e	vazão convergente a um nó [L ³ .T-1]
Q _{Ei}	somatório de vazões convergentes [L ³ .T-1]
Q _{ent.R'n'}	vazão de entrada no reservatório 'n' [L ³ .T-1]
Q _{final}	vazão final [L ³ .T-1]
Q _f	vazão final após otimização [L ³ .T-1]
Q _{lim}	vazão limite [L ³ .T-1]
Q _{ref}	vazão de referência [L ³ .T-1]
Q _s	vazão de saída [L ³ .T-1]
Q _{si}	vazão de saída do reservatório "i" [L ³ .T-1]
Q _{st}	vazão de saída no intervalo t [L ³ .T-1]
Q _{sai}	vazão de saída [L ³ .T-1]
Q _{srest}	vazão sem restrição [L ³ .T-1]
Q _{srest.P'n'}	vazão sem restrição com ponderação 'n' [L ³ .T-1]
Q _{st+1}	vazão de saída no intervalo t+1 [L ³ .T-1]
rod 'n'	rodada de número n
R	escoamento superficial [L]
R _c	incidência rochosa no solo [%]
R _{ff}	escoamento superficial anual devido ao <i>first flush</i> [L]
S	volume armazenado [L ³]
S _o	declividade do canal

Si	máxima infiltração acumulada potencial [L]
Srestri.	sem restrição [R\$]
T	tempo [T]
Tc	tempo de concentração da bacia [T]
Tr	tempo de recorrência ou período de retorno [T]
To	período da onda de cheia [T]
u(.)	função de custo relacionado com a detenção
V	volume [L ³]
Vc	volume de controle qualitativo [L]
Vce	volume de controle qualitativo específico [L]
Vct	volume de controle qualitativo total [L ³]
Vesc	volume de escoamento superficial [L ³]
Vp	valor atualizado [R\$]
Vp(t-1)	valor no tempo (t-1) [R\$]
Vr	volume do reservatório [L ³]
Vt	volume total [L ³]
Vt+1	volume escoado [L ³]
W	carga total [M]
w(.)	função de custo referente à ampliação de vazão de cada trecho
%Util./Srest	porcentagem de utilização dos reservatórios sem restrição [%]
%Util./Crest	porcentagem de utilização dos reservatórios com restrição [%]

1. INTRODUÇÃO

Os aspectos quantitativos e qualitativos na drenagem urbana

O elevado crescimento urbano ocorrido na segunda metade do século XX ocasionou mudanças drásticas na hidrologia urbana. A intensa impermeabilização do solo ocasionou o aumento dos volumes escoados superficialmente tanto pelo aumento do coeficiente de escoamento superficial quanto pela redução do tempo de concentração.

Consoante Schueler (1995) apud Araújo *et al.* (2012), dependendo do grau de impermeabilização da bacia hidrográfica, o volume anual de escoamento superficial das águas de chuva pode aumentar, em relação à taxa de pré-desenvolvimento, de duas a dezesseis vezes, reduzindo proporcionalmente a recarga das águas subterrâneas.

O quadro caótico do saneamento ambiental em nível nacional completa-se com a disposição inadequada de resíduos sólidos urbanos, a ausência de sistemas de esgotos e a interligação desses aos sistemas de drenagem de águas pluviais quando existentes. Torna-se evidente a redução da qualidade de vida da população urbana.

Quanto ao manejo das águas pluviais, a concepção higienista dominou o cenário nacional com o esgotamento instantâneo dos volumes gerados pelas áreas impermeáveis, no intuito único de se livrar dos volumes gerados a montante, por meio de canalizações e galerias de águas pluviais (Silveira, 1998; Tucci, 2007).

Paralelamente, a degradação dos mananciais urbanos, pelo aporte de contaminantes advindos da poluição difusa¹ (Deletic, 1998), demonstrou que, tanto os aspectos quantitativos quanto qualitativos, deveriam merecer atenção especial das autoridades no gerenciamento e aprovação de projetos de urbanização.

Não obstante, nos países desenvolvidos, principalmente após a década de 70 do século passado, com a regulamentação da lei federal norte-americana - a *Water Pollution Control Act Amendments*, posteriormente denominada *Clean Water Act* (1972) (D'arcy e Frost, 2001; Gorski, 2010) - a preocupação acerca da poluição difusa permeou a gestão das águas pluviais urbanas, fundamentada na busca das condições hidrológicas de pré-ocupação.

Surgiram, assim, as técnicas compensatórias ou BMPs (*Best Management Practices*) e todas suas variantes nas últimas duas décadas, compreendendo os sistemas de drenagem urbana sustentável ou SUDSs (*Sustainable Urban Drainage System*), o desenvolvimento de

¹ "Cargas difusas são cargas de contaminantes que aportam aos cursos de água sem que se possa identificar precisamente o seu ponto de entrada no sistema hídrico. São normalmente geradas em áreas extensas e associadas às precipitações e, portanto, chegam aos corpos de água superficiais de forma intermitente e eventual" (Reis e Brandão, 2013).

baixo impacto ou LID (*Low Impact Development*) por meio das IMPs (*Integrated Management Practices*) e a infraestrutura verde ou GSI (*Green Stormwater Infrastructure*) (EPA, 2010; Freni *et al.*, 2010; Petrucci *et al.*, 2013).

No intuito de buscar o controle qualitativo, tido por anos como objetivo não primordial na drenagem clássica, as bacias de detenção e retenção, os telhados verdes, os pavimentos permeáveis, as trincheiras de infiltração, as valas de infiltração, dentre outras estruturas, passaram a ser alternativas à infraestrutura cinza.

Consoante apresentam Che *et al.* (2014), uma das estratégias LID de maior custo-benefício é a desconexão que desacopla condutos de águas pluviais advindos de telhados, ruas e outras áreas impermeáveis da rede de drenagem. Esta estratégia reduz o volume de escoamento superficial seja pela coleta e controle na fonte e, ainda, promove a dispersão do mesmo na paisagem (Figura 1.1).

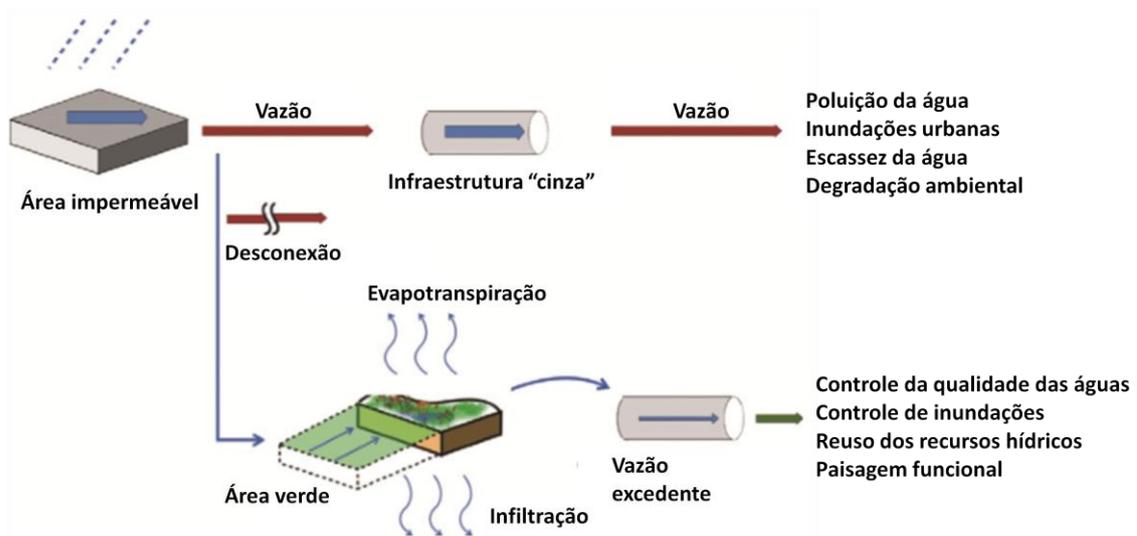


Figura 1.1 - Diagrama simplificado da desconexão. Adaptado de Che *et al.* (2014).

Ressaltam-se os benefícios advindos por essas estruturas tais como: a infiltração das águas pluviais, o controle da poluição difusa no meio urbano, melhorias ambientais na redução das ilhas de calor, redução do consumo de energia, diminuição de gastos com tratamento das águas pluviais e, ainda, a contemplação estética na paisagem urbana com a integração destas estruturas (CNT, 2010).

Somente no início dos anos 90 do século XX, essas estruturas passaram a compor o retrato urbano brasileiro, principalmente nas regiões sul e sudeste com a instalação das primeiras bacias de detenção e retenção (Baptista *et al.*, 2005).

Diferentemente do enfoque baseado na gestão dos eventos extremos, a concepção das estruturas para o controle qualitativo das águas pluviais assume a consideração dos eventos

frequentes de precipitações pluviométricas, caracterizadas por cerca de 95% dos eventos anuais (Guo e Urbonas, 2002).

Esses eventos remetem à lavagem das superfícies com altas cargas poluentes e a necessidade precípua da retenção de tais volumes e conseqüente tratamento por meio da sedimentação, com finalidade de redução dos impactos incidentes aos corpos d'água urbanos.

Sendo assim, diversas abordagens trataram do controle qualitativo das águas pluviais sendo que a complexidade do transporte dos poluentes nas superfícies impermeáveis, assim como a quantificação da geração dos mesmos no meio urbano (dada a gama de influências como o uso do solo, o clima, a configuração urbana de loteamentos e as questões institucionais pertinentes ao tema, como os serviços de coleta de lixo e serviço de varrição), evidenciam a complexidade intrínseca a esse assunto.

O presente estudo buscou retratar o estado da arte quanto ao controle qualitativo das águas pluviais pelo emprego de estruturas compensatórias, abordando a metodologia para definição de um volume para esse controle, bem como a aplicação em uma bacia intensamente urbanizada na cidade de Porto Alegre, com a avaliação dos custos envolvidos e revisão de parâmetros necessários ao dimensionamento dessas estruturas.

Realizada a apresentação dessa introdução e do método de pesquisa no capítulo 2, com as diretrizes do trabalho, o terceiro capítulo trata dos impactos da urbanização sobre o escoamento, destacando os principais, entre eles quantitativos, qualitativos e sobre os sólidos totais. Ao final do mesmo discute-se a influência da urbanização na intensificação das áreas impermeáveis por meio da avaliação da relação entre a área impermeável e a densidade habitacional. O quarto capítulo trata do controle da qualidade das águas pluviais por bacias de detenção estendida², sendo relatadas e discutidas a carga de lavagem, as medidas de controle e o volume de controle qualitativo. O quinto capítulo aborda a revisão dos modelos de quantidade, de sólidos e de qualidade da água. O sexto capítulo versa sobre os sistemas de suporte à decisão e as técnicas de otimização, destacando-se o sistema de suporte utilizado neste estudo. A metodologia aplicada é descrita no capítulo 7. No oitavo capítulo, apresenta-se o estudo de caso com a aplicação da metodologia proposta e os resultados advindos do estudo. No último capítulo encontram-se as conclusões e recomendações para trabalhos futuros.

² Estruturas destinadas ao amortecimento das vazões de pico e controle da qualidade das águas pluviais.

2. DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes da pesquisa para desenvolvimento desse trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 Questão de pesquisa

A questão de pesquisa do trabalho é: após a inserção de um volume destinado ao controle qualitativo, as soluções contemplando os controles quantitativo e qualitativo, seriam aceitáveis do ponto de vista econômico? Ou seja, o possível incremento de custos, com o controle qualitativo, adicionalmente ao controle quantitativo, seria suficientemente relevante a ponto de colocar em dúvida sua aplicabilidade, se esta fosse submetida a uma concepção ótima de projeto, que tivesse em conta as restrições de espaço existentes no meio urbano para compartilhamento de tais volumes, bem como os custos envolvidos com a implantação de condutos e reservatórios?

2.2 Objetivo do trabalho

O objetivo deste trabalho é pesquisar a hipótese da viabilidade da integração, com sinergia no aspecto construtivo e econômico, dos controles da quantidade e da qualidade de água na macrodrenagem urbana, com experimentação em um estudo de caso.

2.3 Hipótese

Os custos resultantes da otimização com a inserção de volume para o controle qualitativo em reservatórios de detenção existentes são aceitáveis do ponto de vista econômico e possíveis de serem assumidos na macrodrenagem.

2.4 Pressupostos

O trabalho tem por pressupostos:

- a) a série temporal de precipitações diárias observadas na estação próxima à bacia de estudo, utilizada para a definição do volume de controle qualitativo é representativa do comportamento de chuvas para o presente estudo;
- b) os dados demográficos de censos obtidos do IBGE e os dados dos bairros obtidos da Prefeitura Municipal de Porto Alegre são consistentes;
- c) a relação entre a área impermeável e a densidade habitacional obtida para doze bairros com características distintas de uso e ocupação retratam de maneira global o uso do solo no município e pode ser aplicada a outros bairros;

d) admite-se como válido o Simple Method apresentado por Schueler (1982), na definição do volume de controle qualitativo, em nível de planejamento para a macrodrenagem;

e) o método de otimização proposto por Cruz (2004) é válido para as simulações a serem realizadas neste trabalho com a utilização do sistema IPHS1 e do método de otimização SCE-UA;

f) baseando-se no Plano Diretor de Drenagem Urbana da bacia do Moinho (Porto Alegre, 2003) e no trabalho de Cruz (2004), admitem-se correta a configuração prevista e os tipos de reservatórios de retenção utilizados para o estudo, verificando-se, estritamente, os custos com a adição do volume de controle qualitativo; não discutindo posições ou tipos alternativos aos mesmos.

2.5 Premissa

O trabalho tem por premissa que deva-se garantir o controle qualitativo pela inserção de volume adicional a fim de controlar os impactos da qualidade das águas pluviais negligenciados na macrodrenagem urbana.

2.6 Delimitações

O trabalho delimita-se à otimização de bacias de retenção, previstas na bacia do Moinho no município de Porto Alegre-RS, para o controle da qualidade das águas pluviais.

2.7 Limitações

São limitações do trabalho:

a) a utilização de métodos de armazenamento para propagação em condutos e reservatórios dispostos no sistema IPHS1, sem a consideração de efeitos de jusante como remanso;

b) a adoção de apenas uma série de chuvas diárias para o estabelecimento da precipitação de 0,90 de não-excedência na curva de frequência acumulada;

c) a fixação dos valores do coeficiente de escoamento superficial para áreas permeáveis e impermeáveis respectivamente iguais a 0,15 e 0,90;

d) a utilização da disposição prevista de reservatórios de retenção em uma área de intensa urbanização para a realização da otimização abordando o controle qualitativo;

e) a atualização da proporção de área impermeável para a área de estudo baseou-se em bairros distintos da região, assumindo-se como representativos da diversidade de usos de solo e presentes em todo o município;

f) a consideração de duas situações hipotéticas para o controle qualitativo, sendo a primeira pelo uso do volume de controle quantitativo para o controle qualitativo com distintos riscos de projeto ($T = 2, 5$ e 10 anos) e a segunda pelo compartilhamento de volumes de controle (quantitativo e qualitativo) submetido ao risco de projeto $T = 10$ anos;

g) os custos obtidos representam os custos extras advindos da retenção do volume de controle a fim de se buscar o tratamento da qualidade das águas para os eventos frequentes. Não avaliou-se a eficiência do tratamento após a retenção nos dispositivos otimizados.

2.8 Delineamento

O trabalho foi desenvolvido por meio das etapas apresentadas a seguir e representadas através do fluxograma na Figura 2.1:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) obtenção de dados da área de estudo;
- c) revisão da alteração da relação densidade habitacional x área impermeável, por sua importância como dado de entrada no modelo utilizado para otimização;
- d) estabelecimento do volume de controle qualitativo em função da área impermeável;
- e) definição das restrições das vazões de saída para a bacia de estudo em função das áreas impermeáveis contribuintes e da existência de reservatórios;
- f) otimização das soluções pelo modelo de estudo de alternativas;
- g) análise dos resultados obtidos;
- h) conclusões e recomendações.

A **pesquisa bibliográfica** permitiu o embasamento teórico para a execução do presente trabalho e contemplou os seguintes assuntos:

- a) impactos da urbanização sobre o escoamento;
- b) o controle da qualidade das águas pluviais por bacias de retenção estendida;
- c) simulação do escoamento pluvial;
- d) o sistema SSDDrU.

A **etapa de obtenção de dados da área de estudo** baseou-se na busca de informações em trabalhos anteriores como o Plano Diretor de Drenagem Urbana da Bacia do Moinho (Porto Alegre, 2002) e o trabalho de Cruz (2004). Os dados obtidos foram: o uso e ocupação do solo, área da bacia de estudo, áreas de sub-bacias, características da macrodrenagem como dimensões de condutos e canais e coeficientes de rugosidade de tubulações e canais.

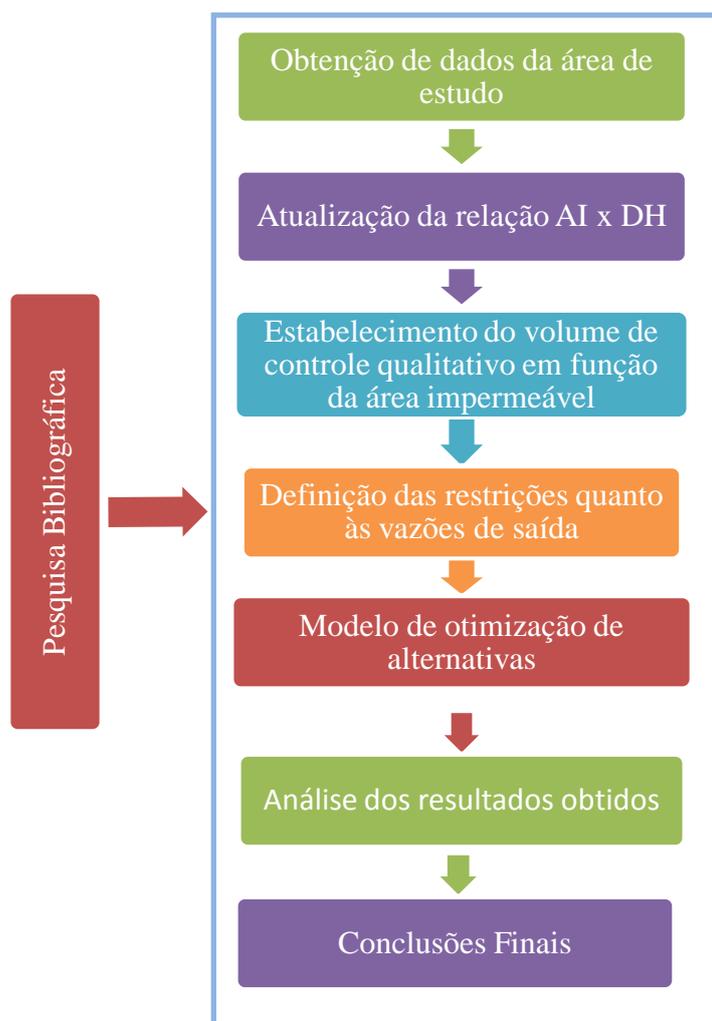


Figura 2.1 - Delineamento do trabalho.

Em seguida procedeu-se a atualização da relação entre a **área impermeável e a densidade habitacional**. Os dados demográficos utilizados foram obtidos da base de dados SIDRA do IBGE (IBGE, 2011) e para a estimativa da área impermeável foi utilizada a classificação de imagens multiespectrais em uma imagem do satélite QuickBird II. Tal etapa resultou na obtenção da relação entre área impermeável e a densidade habitacional por meio de uma regressão.

A etapa do **estabelecimento do volume de controle qualitativo** consistiu primeiramente na definição da precipitação P_{90} , representando a chuva com frequência de 90%, sendo sua retenção, determinante ao tratamento da qualidade das águas pluviais. Os dados diários de chuva foram obtidos por meio do site da Agência Nacional de Águas - ANA, em sua ferramenta ou sistema de informações hidrológicas denominado HidroWeb,

propiciando a estimativa da P_{90} . Juntamente com a proporção de área impermeável determinada pela relação anteriormente definida, calcula-se o volume de controle qualitativo.

Calculado o volume de controle qualitativo em função das áreas impermeáveis, passou-se a etapa da **definição da restrição quanto às vazões de saída**. As vazões de saída deverão ser retidas em 24 horas permitindo o tratamento da qualidade das águas pluviais.

A etapa **modelo de otimização de alternativas** contemplou a utilização primeiramente do sistema IPHS1 e posteriormente a utilização do sistema de suporte a decisões SSDDrU. A simulação realizada pelo IPHS1 contemplou a avaliação do sistema de macrodrenagem da bacia de estudo para o período de retorno igual a 10 anos, contemplando a disposição de seis estruturas estabelecidas pelo trabalho de Cruz (2004), no intuito de fornecer os arquivos de saída a serem utilizados no modelo de otimização daquele autor.

De posse do arquivo de saída e realizadas as alterações nas áreas de orifícios dos reservatórios, compreendendo a restrição das vazões de saída e consequente tratamento das águas pluviais armazenadas, rodou-se o modelo abrangendo duas situações. A primeira situação contemplou a utilização do volume já existente para o controle quantitativo e seu armazenamento para chuvas de projeto com riscos de 2, 5 e 10 anos. A segunda situação contemplou a adição ou compartilhamento de volumes para o risco assumido na bacia de estudo, período de retorno igual a 10 anos. Os hietogramas de projeto foram gerados pela i-d-f existente no município de Porto Alegre com maior proximidade à bacia estudada.

A próxima etapa baseou-se na **análise dos resultados** com a apresentação das simulações e otimizações realizadas para diferentes situações, os custos obtidos e a análise da viabilidade ou não.

Por fim, apresentam-se as **conclusões finais** acerca dos resultados apresentados com a realização desse trabalho.

3. IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO SOBRE O ESCOAMENTO

3.1 Principais impactos

Os principais impactos da urbanização sobre o escoamento podem ser caracterizados pelas alterações sobre a quantidade, sobre a qualidade da água e sobre a quantidade de sólidos.

No aspecto quantitativo, destaca-se a influência das áreas impermeáveis no aumento do volume escoado superficialmente e do binômio canalização-retificação que, durante anos, foi a solução da engenharia nacional frente às inundações dos centros urbanos, ocasionando a transferência dos problemas de alagamentos para jusante e contribuindo da mesma forma para a antecipação de picos e a aceleração do escoamento (Canholi, 2005; Gorski, 2010; Tucci, 2007).

Desde os anos 60 do século XX, o problema da poluição do escoamento superficial tornou-se de conhecimento da sociedade internacional (Huang *et al.*, 2007). Todavia, somente no início dos anos 90 do referido século, nos Estados Unidos, após a regulamentação do *Clean Water Act* (D'arcy e Frost, 2001) e na Europa, nos anos 2000 pela *E.U Water Framework Directive* (WFD) (Scholes *et al.*, 2008), concentrou-se de fato, atenção à poluição difusa e às suas consequências para os mananciais urbanos. Associados a estes dois fatores, a quantidade de sólidos totais, tanto os gerados pela população como os naturais, pela erosão do solo (Tucci, 2007), passou também a integrar como mais um dos impactos sobre o escoamento superficial, merecendo atenção especial.

3.2 Quantidade da água

A partir da segunda metade do século XX, a intensa concentração populacional em áreas urbanas foi observada como um fenômeno mundial.

Na perspectiva do saneamento ambiental, não somente a escassez de mananciais para o abastecimento de água perfaz o panorama mundial, mas, também a poluição dos cursos d'água urbanos gerada pela ausência de sistemas de esgotamento sanitário, a disposição inadequada de resíduos sólidos bem como os problemas da intensa impermeabilização do solo ocasionando maiores volumes de escoamento superficial e antecipação dos picos de cheia.

Arnold e Gibbons (1996) apud Paul e Meyer (2001) discutem quantitativamente os efeitos físicos da urbanização sobre a hidrologia, ressaltando a porcentagem de cobertura impermeável (ISC) e seus impactos hidrológicos sobre as bacias urbanizadas. Consoante os mesmos autores, como demonstra-se na Figura 3.1, a variação do índice de cobertura

impermeável no intervalo de 75 a 100% majora, em relação às condições naturais, o escoamento superficial em cinco vezes.

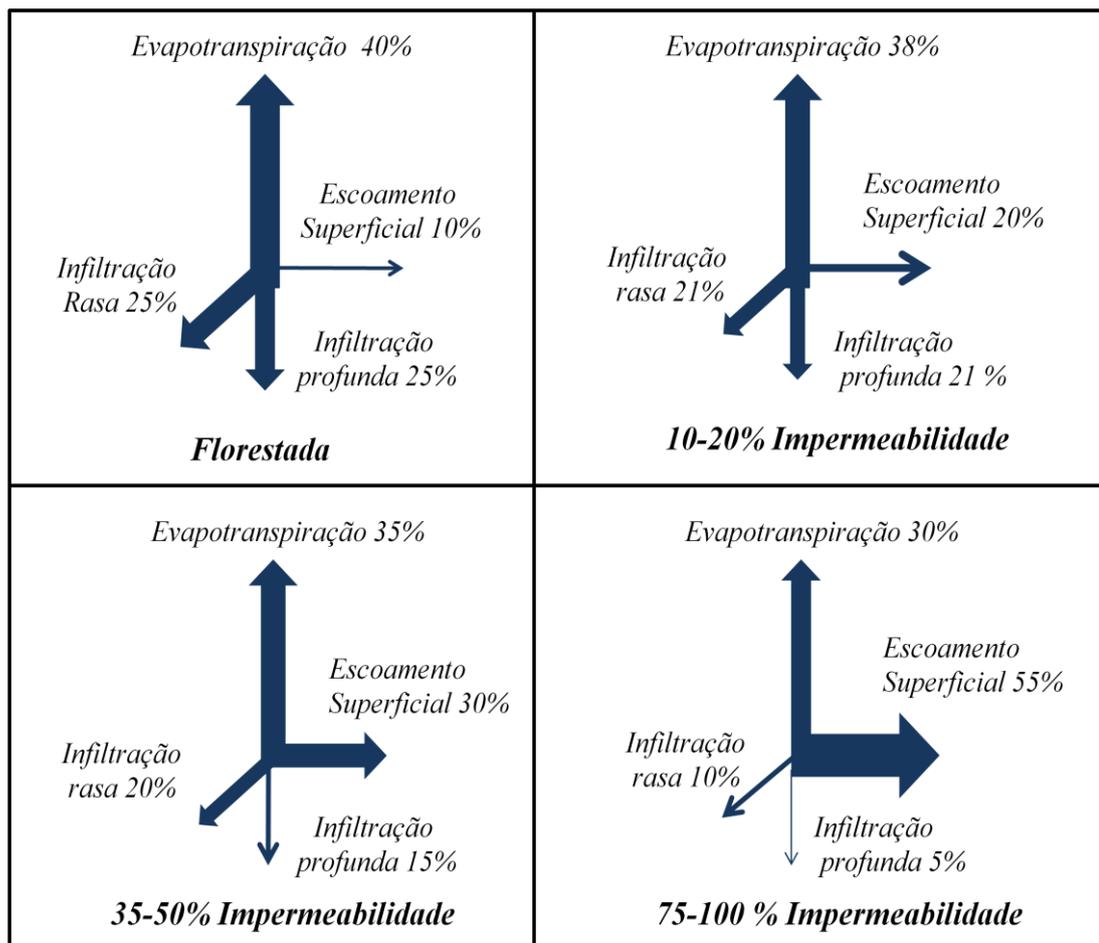


Figura 3.1 - Mudanças nas vazões hidrológicas com aumento da cobertura de superfícies impermeáveis (ISC) em bacias urbanizadas. Adaptado de Arnold e Gibbons, 1996 apud Paul e Meyer (2001).

Segundo dados do último Censo Demográfico publicados no ano de 2010 (IBGE, 2011), a população urbana brasileira atualmente corresponde a 84,3% da população total do país e uma pequena parte, ainda no campo, com o percentual de 15,64%.

As Figuras 3.2 e 3.3 demonstram a inversão campo-cidade ocorrida a partir dos anos 60 do século passado e intensificada nos anos seguintes, com o êxodo rural e o adensamento urbano.

Tal crescimento urbano desordenado gerou ao poder público uma demanda sobre a infraestrutura ainda inexistente e, muitas vezes, não atendida como o saneamento ambiental, a saúde e o transporte público.

Não somente a impermeabilização é responsável pela amplificação do volume de escoamento superficial como também o são a canalização e as medidas estruturais da drenagem urbana “clássica”, representadas pelas galerias de águas pluviais.

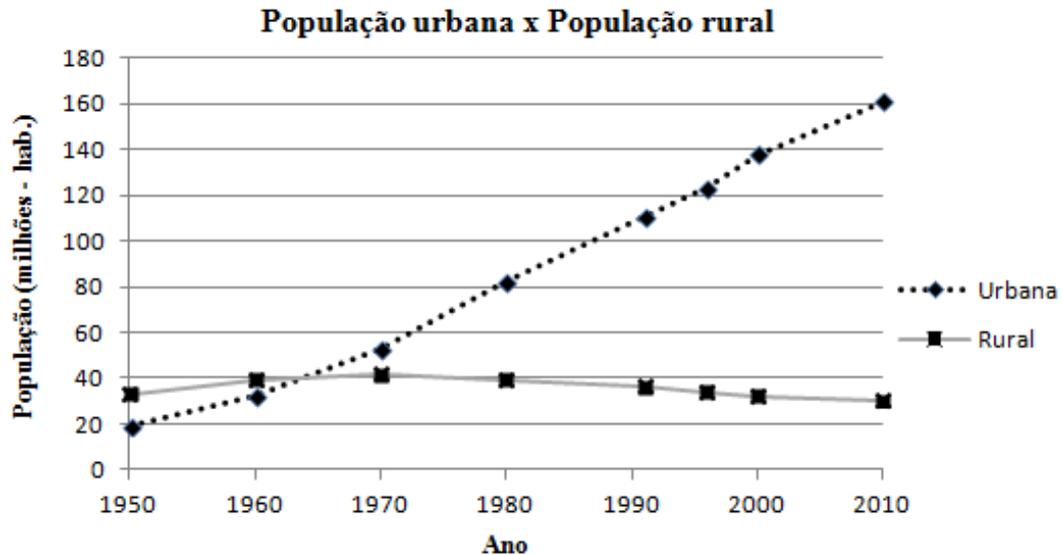


Figura 3.2 - Crescimento populacional brasileiro no período 1950-2010. Fonte: IBGE (2011).

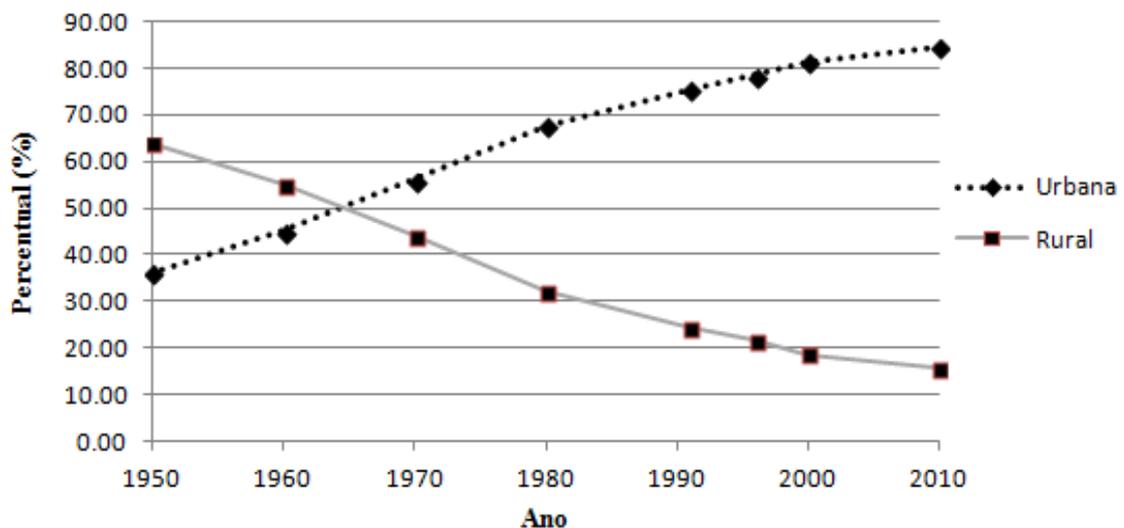


Figura 3.3 - Variação percentual das populações urbana e rural. Fonte: IBGE (2011).

Canholi (2005) ilustra a situação da amplificação das enchentes com a urbanização/canalização para duas sub-bacias hipotéticas (Figura 3.4). Visualiza-se que após a canalização da sub-bacia 2 há uma redução do tempo de concentração com antecipação do pico de cheia e o aumento do volume de escoamento superficial no exutório da bacia.

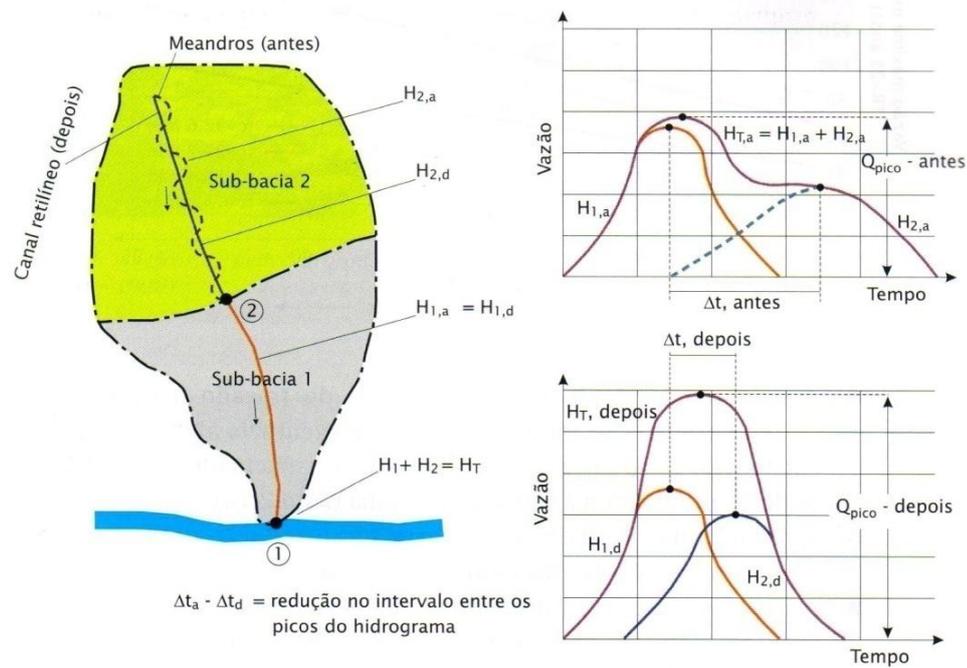


Figura 3.4 - Ilustração de um mecanismo de amplificação das enchentes com a urbanização/canalização. Fonte: Canholi, 2005.

3.3 Qualidade da água

Desde o século XIX na Europa, a partir da concepção higienista, perpetuou-se a preocupação com a quantidade dos volumes de escoamento superficial e de obras para condução dos mesmos. Neste enfoque, deixou-se de lado a preocupação com a qualidade das águas conduzidas em canais, galerias de águas pluviais e sobre as superfícies urbanas. Conforme acentuam Butler e Davies (2004), atitude errada por diversas razões:

- mudanças significativas de qualidade podem ocorrer no sistema de drenagem;
- o conhecimento do sistema combinado tem efeitos no desempenho de estações de tratamento de esgoto;
- as descargas dos sistemas de drenagem podem ter um sério impacto de poluição nos corpos d'água receptores.

Quanto a esta última razão, as cargas de poluentes de origem pluvial podem ser superiores às cargas provenientes de esgotos domésticos. Fato este verificado para eventos em escala horária, abordado por Baptista *et al.* (2005).

Consoante Goonetilleke *et al.* (2005), o impacto dos poluentes e o “choque de carga” associado ao escoamento superficial pode ser significativamente superior ao efluente secundário de esgotos domésticos tratados.

Observa-se nas Tabelas 3.1 e 3.2, segundo Baptista *et al.* (2005), com os dados do banco de dados QASTOR, criado pelo CEREVERE (*Centre d'Étude et de Recherche Eau Ville*

Environnement), centro de pesquisa da *École Nationale des Pontes et Chaussées*, da *École Nationale Du Genie Rural des Eaux et des Forêts* e da *Université de Paris XIII*, o quão poluente e superiores são as cargas de origem pluvial em escala horária em relação à escala com base de tempo anual.

Tabela 3.1 - Comparação de cargas de poluição em diferentes sistemas em base de tempo anual (toneladas) (Baptista *et al.*, 2005).

Sistema	SS	DQO	DBO5
Drenagem Pluvial	20-230	10-160	2-65
Sistema Unitário	30-335	40-285	10-135
Esgoto sanitário em tempo seco	15-1915	30-3830	15-1915
Efluentes de ETES	3-385	6-765	3-385

Legenda: 'SS' - sólidos em suspensão ou suspensos; 'DQO' - demanda bioquímica de oxigênio e 'DBO5' - demanda biológica de oxigênio.

Tabela 3.2 - Comparação de cargas de poluição em diferentes sistemas, por evento (quilogramas*) (Baptista *et al.*, 2005).

Sistema	SS	DQO	DBO5
Drenagem Pluvial	1600-27500	1120-15500	160-4500
Sistema Unitário	480-9500	640-3750	140-1550
Esgoto sanitário em tempo seco	40-5250	80-10500	40-5250
Efluentes de ETES	8-1050	16-2100	8-1050

* base de dados QASTOR com maior carga de poluição e comparação com cargas diárias típicas de efluentes de ETES admitindo-se eficiência de tratamento de 80%.

Nesta mesma linha, os mesmos autores apontam o trabalho de Cottet apud Valiron e Tabuchi, 1992, que sintetiza a relação entre as cargas de origem pluvial e de esgoto doméstico para duas bacias francesas (Ulis e Maurepas) em diferentes escalas temporais (Tabela 3.3).

Tabela 3.3 - Comparação de cargas de poluição de origem pluvial e de esgotamento sanitário (Baptista *et al.*, 2005).

Parâmetro	AP/ED*	
	Ano	Dia
Sólidos Totais	0,50	0,50
DBO5	0,04	0,17
DQO	0,11	0,50
NTK	0,04	0,14
Pb	27,00	80,00
Zn	1,00	4,00
Hg	1,00	7,00
Cd	1,00	5,00

*AP/ED: relação entre carga de poluição pluvial (AP) e de esgoto doméstico (ED).

Confirma-se novamente para a escala horária de tempo que as cargas de origem pluvial superam as oriundas de esgotamento sanitário principalmente para metais pesados (Pb e Zn) e sólidos totais³.

3.4 Resíduos sólidos e sólidos totais

Consoante Boscov (2008), resíduo pode ser caracterizado como qualquer matéria que é descartada ou abandonada ao longo de atividades industriais, comerciais, domésticas ou, ainda, como produtos secundários para os quais não há demanda econômica e para os quais é necessária a disposição.

Estes podem se apresentar sob a forma de sólidos, semi-sólidos, líquidos e gases.

Boscov (2008) descreve ainda o agrupamento dos resíduos sólidos em sete grupos:

- 1) Resíduos industriais: são gerados pelas indústrias, compreendendo uma gama de sólidos e semi-sólidos;
- 2) Resíduos sólidos urbanos (RSU): gerados nas residências, estabelecimentos comerciais, logradouros públicos e nas diversas atividades desenvolvidas nas cidades, incluindo os resíduos de varrição de ruas e praças;
- 3) Resíduos da construção civil ou de construção e demolição (RCD): gerados pelas obras de construção civil, sendo excluídos do conceito de RSU quando dispostos separadamente;
- 4) Resíduos de serviços de saúde: com destinação especial;
- 5) Resíduos de portos e aeroportos: com destinação especial;
- 6) Resíduos de estações de tratamento de água (ETA) e de estações de tratamento de esgoto: podem ser tratados e reciclados ou ser dispostos como resíduos sólidos;
- 7) Rejeitos e estéreis de mineração: ligados a atividade mineradora.

Marques *et al.* (2009), de maneira geral, agrupam os resíduos sólidos em quatro grupos: resíduos domésticos, resíduos industriais, entulhos e sedimentos.

Os três primeiros grupos envolvem a população como geradora, dependendo dos serviços municipais de limpeza urbana, como a varrição das ruas (resíduos domésticos), do recolhimento por empresas especializadas (resíduos industriais), e de empresas particulares para coleta e a participação do poder público para o destino final (entulhos). Por fim, os sedimentos são resultantes da desagregação natural ou artificial dos solos (como exemplo,

³ Os sólidos totais compreendem todos tipos de sólidos: orgânicos ou inorgânicos; suspensos ou dissolvidos e os sedimentáveis (von Sperling, 1996).

gerados pela construção civil), que podem se deslocar pela força dos ventos e do escoamento superficial (Marques *et al.*, 2009).

O grupo constituído pelos resíduos sólidos gerados pela população e os resíduos naturais compostos de sedimentos, vegetação, pedras, entre outros, gerados pela erosão e transporte pelo escoamento nas áreas urbanas, constitui os sólidos totais (Tucci, 2007).

Os resíduos sólidos gerados pela população representam um problema a ser enfrentado pelas administrações municipais quanto à gestão, devido principalmente à forma setorial como é realizada (Tucci, 2002).

Destacam-se, como exemplo de resíduos sólidos urbanos, quando não dispostos separadamente, os resíduos de construção e demolição (RCD). Estes englobam desde agregados, até componentes perigosos como tintas, óleos, solventes, entre outros, representando, em média, 50% da massa de resíduos sólidos urbanos (Angulo, 2011). Vale destacar a variedade de elementos que compõem os resíduos sólidos urbanos, como os de materiais putrescíveis, papéis/papelões, isopor, vidro, plásticos em geral, aço, latas de alumínio dentre outros.

Boscov (2008) apresenta a composição gravimétrica dos resíduos sólidos urbanos (RSU) em diversas cidades brasileiras em porcentagem, observando-se que a porcentagem de materiais putrescíveis é elevada, variando de 50% a 70% (Tabela 3.4).

Tabela 3.4 - Composição gravimétrica dos RSU em diversas cidades do Brasil, em %. Fonte: Boscov (2008).

Cidade	Componente				
	Materiais putrescíveis	Papel/papelão	Plástico	Metal	Madeira/couro/vidro/borracha/outros
Curitiba ¹	66	3	6	2	23
Fortaleza ¹	66	15	8	5	6
Maceió ²	50	16	13	3	18
Porto Alegre ¹	74	11	6	4	5
Recife ³	60	15	8	2	15
Rio de Janeiro ⁴	63	14	15	2	6
Salvador ⁵	70	16	10	1,5	2,5
São Paulo ⁶	58	13	16	2	11

Fonte: ¹Oliveira, 2001; ²Universidade Federal de Alagoas, 2004; ³Mariano e Jucá, 1998; ⁴Comlurb, 2005; ⁵Santos e Presa, 1995; ⁶Limpurb, 2003.

Em trabalho realizado por Neves e Tucci (2011), realizou-se a caracterização dos resíduos sólidos de varrição e daqueles carreados pela rede de drenagem em uma bacia hidrográfica urbana com uso do solo predominantemente residencial e comercial.

A Tabela 3.5 expõe a comparação das composições da varrição e da rede de drenagem, onde predominaram os plásticos com 83% da massa de resíduos. Como verificado, os plásticos, de forma geral, se acumulam na rede de drenagem e aparecem durante precipitações fortes, ao contrário de papéis que se desfazem durante o trajeto, sendo preponderantes na composição da varrição.

Tabela 3.5 - Comparação das composições da varrição e da rede de drenagem (lixo seco).

	Varrição	Drenagem
Plásticos 1*	27,7%	47,8%
Pet	3,3%	14,9%
Plásticos 2*	9,0%	20,3%
Vidro	5,4%	1,1%
Papeis	39,1%	0,5%
Longa Vida	1,3%	0,6%
Isopor	2,1%	4,3%
Trapos	6,5%	6,4%
ALA*	2,6%	3,1%
Outros	2,9%	1,0%

*Plásticos 1 : sacolas de supermercados, embalagens de salgadinhos, etc); Plásticos 2: plásticos, exceto plásticos 1; ALA – aço, latas, alumínio. Fonte: Neves e Tucci (2011).

Na Tabela 3.6, apresentada por Marques *et al.*(2009), relativa ao trabalho desenvolvido por Neves e Tucci (2008), demonstra-se a alternância na predominância entre plásticos e matéria putrescível (orgânica) na composição dos resíduos sólidos presentes nos sistemas de drenagem urbana.

Os impactos causados pelos resíduos sólidos na drenagem urbana compreendem (Marques *et al.*, 2009):

- impacto físico: ocasionado pela obstrução ou entupimento dos elementos do sistema de drenagem ou diminuição da capacidade de escoamento por depósitos e assoreamentos;
- impacto na qualidade da água: resíduos domésticos e industriais podem conter substâncias químicas, organismos e matéria orgânica que alteram a qualidade da água circulante nos sistemas de drenagem e nos corpos receptores.

Por outra vertente dos sólidos totais, os resíduos naturais compostos pelos sedimentos constituem grande impacto sobre os recursos hídricos existentes no meio urbano.

Tabela 3.6 - Composição resumida dos resíduos sólidos em sistemas de drenagem urbana.

Local	Teor de plásticos	Outros resíduos
Springs, África do Sul	62%	11% poliestireno, 10% latas, 10% papel, 2% vidros, 5% outros.
Joanesburgo, África do Sul	80% do lixo domiciliar	Sedimentos, lixo domiciliar e grandes objetos, como pneus de trator.
Auckland, Nova Zelândia	65,4%	3,3% alumínio, 26,8% papel/papelão, 0,5% lata/aço, 0,3% vidro, 3,5% outros.
Cidade do Cabo, África do Sul	> 50%	Principalmente metais, madeira e borracha.
Melbourne, Austrália	-	90% de vegetação e restante de lixo de pessoas em trânsito. Sem especificar números, gráficos mostram grandes quantidades de papel, plásticos, vidros e metais.
Sydney, Austrália	-	62% sedimentos, 33% folhas e gramíneas e 5% lixo.
Bacia Cancela, Santa Maria, RS	14,7%	71,5% de matéria orgânica, 0,4% metal, 4,9% isopor, 0,7% vidro e 7,8% outros.
Bacia Alto da Colina, Santa Maria, RS	29%	62,9% matéria orgânica, 1,3% metal, 1,1% isopor, 0,8% vidro e 5,0% outros.
Viamão, RS (média de 11 eventos)	11%	48% matéria orgânica, 29% madeira, 9% isopor e 13% outros.

Fonte: Neves e Tucci (2008).

Consoante Tucci (2007), as fontes principais de sedimentos na bacia hidrográfica são:

(a) alteração da velocidade do escoamento; (b) energia da chuva e (c) obras civis.

Em suma, com a impermeabilização do solo e o aumento da velocidade, as áreas a jusante recebem as águas com maior energia, ocasionando a erosão. Este processo aliado com a energia da chuva contribui para um maior aporte de sedimentos de áreas desprotegidas e, do mesmo modo, com a existência de obras civis pela limpeza de terreno e novas construções favorece-se todo o processo de geração de resíduos.

Dentre as consequências ambientais da produção de sedimentos em uma bacia hidrográfica destacam-se a erosão ambiental, provocando a ocorrência de fortes áreas degradadas, o assoreamento das seções de drenagem, com a redução da capacidade de escoamento de condutos, canais urbanos e rios e, por fim, o transporte de poluentes agregados ao sedimento, que contaminam as águas pluviais (Tucci, 2007) (Figura 3.5).

O transporte de poluentes, associados aos sedimentos, talvez seja uma das consequências mais impactantes aos recursos hídricos, envolvendo a deterioração da qualidade da água e também danos à fauna aquática, principalmente pela adsorção aos sedimentos de metais pesados, pesticidas e óleos (D'arcy e Frost, 2001; Zhang *et al.*, 2011).

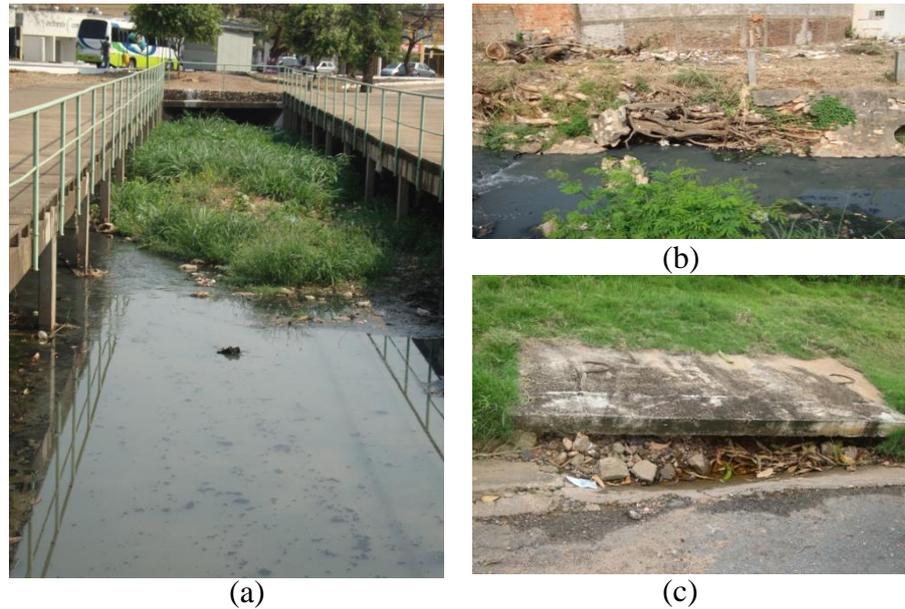


Figura 3.5 - Impactos e origem dos sólidos totais no meio urbano. (a) Obstrução de seção de drenagem; (b) Erosão de margens de córrego urbano; (c) Obstrução de boca-de-lobo por sólidos totais. Fonte: arquivo pessoal.

Os poluentes superficiais unidos a sedimentos dispostos na bacia possuem dimensões que variam entre $1\mu\text{m}$ e 10 mm . Segundo Ellis (1986), apesar de representar 5% de todo o material particulado existente, partículas menores que $50\mu\text{m}$ possuem a maioria dos poluentes dentre eles: 25% de DQO (demanda bioquímica de oxigênio), até 50% de nutrientes e 15% de coliformes totais. Deste modo, estas partículas são as mais suscetíveis ao processo de lavagem (*washoff*) pelas águas pluviais.

Silva *et al.* (2011) verificaram a contribuição das redes de drenagem urbana na deterioração da qualidade da água pelo transporte de poluentes em uma bacia urbana no estado de Mato Grosso do Sul. Obtiveram no maior evento de chuva os valores de 1.306,91 kg de TN (Nitrogênio Total), 53,15 kg de fósforo e 135 toneladas de sólidos. Valores estes, que corroboram a importância das redes de drenagem urbana na condução de altos níveis de poluentes.

De maneira análoga, como aponta o trabalho desenvolvido por Poleto e Martinez (2011), na abordagem do estudo de sedimentos urbanos, os sedimentos mais pesados são retidos nas bocas de lobo enquanto que os mais finos e mais poluídos, nos quais metais pesados estão adsorvidos, são carregados para fora dos dispositivos com alta velocidade de escoamento, conforme ilustrado na Figura 3.6.

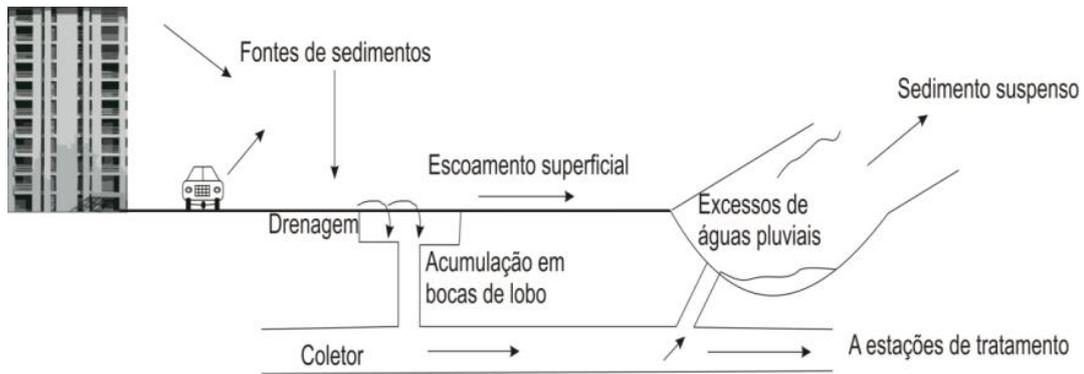


Figura 3.6 - Dinâmica de transporte dos sedimentos em zonas urbanas indicando aos corpos d'água como receptores finais dos sedimentos depositados em áreas impermeáveis. Fonte: Martinez (2010), adaptado de Taylor (2007).

Freni *et al.* (2010) ao mencionar o estudo de Achters *et al.* (1996), classificam os sedimentos de coletores em: sólidos sanitários ($d_{50} = 40 \mu\text{m}$ e massa específica igual a 1,4), sólidos de águas pluviais ($d_{50} = 60 \mu\text{m}$ e massa específica igual a 2) e areia/arenito ($d_{50} = 750 \mu\text{m}$ e massa específica igual a 2,6). Descrevem ainda que sólidos menores que 0,15 mm em dimensão são considerados em suspensão⁴ e partículas inorgânicas maiores que 0,15 mm são considerados como material de leito.

Goonetilleke *et al.* (2005) evidenciam que a dimensão das partículas de sedimentos é função das características da bacia, desempenhando esta o papel principal na qualidade das águas do escoamento superficial.

3.5 Relação entre densidade habitacional e área impermeável

Como visto anteriormente, o elevado crescimento populacional ocasionado pela urbanização gerou impactos no escoamento superficial e na produção e transporte de resíduos de toda a ordem no meio urbano.

Para planejar e mitigar os impactos da alteração do uso do solo sobre o escoamento na drenagem urbana é necessário prever, para o futuro, as áreas impermeáveis numa bacia hidrográfica urbana, com base no planejamento urbano da cidade.

No Plano Diretor⁵ ou Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano (PDDU) das cidades a ocupação é definida por densidade de ocupação da população. Portanto, torna-se necessário

⁴ Consoante von Sperling (1996), a divisão dos sólidos por tamanho é sobretudo uma divisão prática. Às partículas de menores dimensões capazes de passar por uma papel de filtro de tamanho especificado, denominam-se sólidos dissolvidos; as demais de maiores dimensões são denominadas de sólidos em suspensão, com diâmetro superior a $10^0 \mu\text{m}$.

⁵ Conforme art. 40, § 1º do Estatuto da Cidade - Lei 10257/01 de 10 de julho de 2001, o Plano Diretor constitui instrumento básico da política de desenvolvimento e expansão urbana, sendo parte integrante do processo de planejamento municipal (Brasil, 2001).

desenvolver uma relação que permita relacionar estas duas variáveis (densidade habitacional e área impermeável), de planejamento urbano e de drenagem urbana.

Com a relação entre densidade habitacional e área impermeável é possível estimar, para macrobacias urbanas, as áreas impermeáveis, em função da tendência futura da expansão urbana; possibilitando assim, internalizar, no planejamento urbano, o risco de inundação devido à insuficiência de drenagem urbana.

3.5.1 Histórico

Stankowski (1972) desenvolveu uma relação entre densidade habitacional e área impermeável com base em 21 cidades de *New Jersey* (EUA). O autor apresentou diversos tipos de curvas baseadas nas características do uso do solo tais como: residencial, comercial e industrial avaliando as modificações de áreas urbanas e suburbanas pelo adensamento populacional e sua importância para o planejamento e para estudos hidrológicos.

Gluck e McCuen (1975) usaram outros parâmetros além da densidade habitacional, como densidade de moradias e a distância ao centro comercial visando refinar o estudo para a cidade de *Washington*.

Huber e Dickinson (1992) apresentam uma coletânea das equações de regressão obtidas de estudos de outros autores, sugerindo a proposta por Stankowsky (1972), que ampliou o estudo para 567 cidades de *New Jersey*.

Ridd (1995) propôs um modelo denominado V-I-S (Vegetação - Impermeabilidade - Solo) por meio de projeto piloto com 770 pontos da área urbana de *Salt Lake City*, (EUA), representando a composição de cobertura urbana (Figura 3.7). Este modelo, apesar de trazer mais informações exige também mais dados para a sua estimativa, o que limita a sua aplicação.

Motta e Tucci (1984) utilizaram ortofotos de bacias de Porto Alegre e determinaram a relação para a bacia do Arroio Dilúvio para 1970. Posteriormente Tucci *et al.* (1989) desenvolveram o mesmo estudo para onze bacias urbanas na região Metropolitana de São Paulo, mas estimaram as áreas impermeáveis pelo ajuste da área impermeável num modelo hidrológico com base em registros hidrológicos. Tais estudos foram realizados para grandes bacias urbanas, com características variáveis de topografia.

Campana e Tucci (1994) consolidaram os estudos anteriores utilizando imagens LANDSAT das cidades de Porto Alegre, São Paulo e Curitiba.

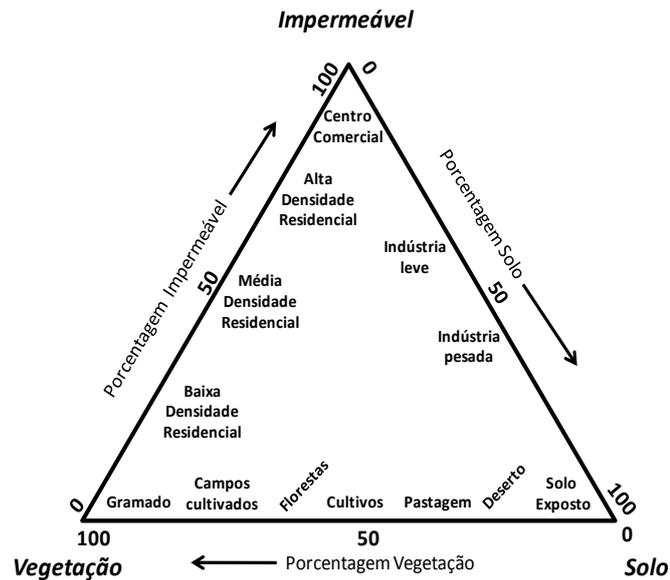


Figura 3.7 - Modelo V-I-S (Vegetação-Impermeabilidade-Solo). Adaptado de Ridd, 1995.

Os dados foram verificados com base em amostras medidas em ortofotos. Neste estudo, as áreas inferiores a 2 km² mostravam erros maiores devido a distorções de ocupações.

Verificou-se que as limitações destas relações compreenderam: (a) áreas predominantemente comerciais e industriais não mostram a mesma tendência; (b) a topografia pode alterar a ocupação devido à dificuldade de ocupação (grande declividade do terreno), o que ocorre em grandes relevos; (c) áreas pequenas podem estar distorcidas pela mistura de edifícios com áreas verdes.

3.5.2 A Densidade Habitacional como Fator Socioeconômico

Consoante Menezes Filho e Tucci (2012), a densidade urbana pode ser representada pela seguinte equação:

$$Dd = 10.000. k1.k2.p/Am \quad (3.1)$$

onde: Dd = densidade habitacional (hab/ha);

k1 = proporção de áreas privadas com relação a áreas públicas (entre 0 e 1);

k2 = número médio de unidades residenciais por lote;

p = número de pessoas por domicílios;

Am = área média dos lotes (m²).

Os parâmetros podem variar de acordo com o seguinte:

- A proporção da área pública em relação à área total, k_1 , varia de 0,25 a 0,35, em face da regulação existente no Brasil, excetuando as áreas irregulares. O limite superior é o mais frequente;
- A frequência maior do tamanho dos lotes é de 300 e 500 m² para a classe média das cidades brasileiras, podendo variar abaixo e acima deste limite, principalmente de acordo com a renda em algumas cidades como Brasília;
- O valor de p varia com o tempo em função da queda de natalidade no Brasil. O valor médio brasileiro deste parâmetro variou de 4,19 para 3,3 nos últimos 20 anos (Tabela 3.7). Segundo a Sinopse do Censo Demográfico 2010 (IBGE, 2011), têm-se os valores de 3,1 e 3,2 para as Regiões Sul e Sudeste respectivamente, sendo que para as Regiões Norte e Nordeste os valores são 4,0 e 3,5.

Tabela 3.7 - Fator p , média de pessoas por unidade domiciliar (hab/domicílio).

Unidade Geográfica	Censo 1991	Censo 2000	Censo 2010
Brasil	4,19	3,73	3,30
Região Sul	3,85	3,43	3,10
Rio Grande do Sul	3,64	3,30	2,97
Porto Alegre	3,49	3,01	2,81*

Fonte: IBGE – SIDRA. *valor calculado pela razão entre a população residente total e domicílios permanentes.

A taxa de fecundidade, que nos anos 50 estava em 6,21 filhos por casal, declinou para o valor de 2,4 filhos por mulher em 2000 (IBGE, 2004). Neste mesmo censo, o valor de p foi de 3,73. Em 2010 o valor de p é de 3,30 e a taxa de fecundidade é inferior a 2,1 filhos por casal, que representa a taxa de equilíbrio de reposição da população.

3.5.3 A Área Impermeável como Função da Densidade Habitacional

A área impermeável é uma variável que depende da infraestrutura urbana e da ocupação do solo pela população. Este é um processo com uma dinâmica de alteração mais lenta que a densidade para ter reflexo numa área muito grande. Na medida em que áreas das cidades se valorizam é natural observar-se verticalização e exploração maior dos espaços públicos. No entanto, estas condições ficam refletidas pelas amostras de ambientes semelhantes já observados no passado. Portanto, numa cidade onde existiam áreas com grande variação de densidade e áreas já bem densificadas este efeito na relação não deverá ser significativo.

A função pode ser expressa por (Menezes Filho e Tucci, 2012):

$$A_i = F(D_d) = F[10.000. k_1.k_2.p/A_m] \quad (3.2)$$

onde: A_i = proporção de área impermeável;

$F(D_d)$ = função de densidade habitacional;

k_1 = proporção de áreas privadas com relação a áreas públicas (entre 0 e 1);

k_2 = número médio de unidades residenciais por lote;

p = número de pessoas por domicílios;

A_m = área média dos lotes (m^2).

Esta relação pode se alterar devido ao seguinte:

- Alterações na urbanização pública ou privada, por mudança das áreas impermeáveis. Na medida em que a cidade se densifica, no Brasil, observa-se a perda de espaço das áreas verdes, tanto dentro das áreas públicas como das áreas privadas;
- Mudança de p devido a questões demográficas (Tabela 3.7). A redução do crescimento demográfico pelo número de filhos por casal se reflete no número de pessoas em cada unidade habitacional;
- Mudanças de k_1 , k_2 e A_m . Estes fatores são mais estáveis ao longo do tempo. Somente se alteram com reformas urbanas.

A tendência atual deste processo é a redução da densidade habitacional e o aumento da área impermeável, fazendo com que, com o aumento da população, sejam ocupadas áreas maiores e aumente a quantidade de área impermeável por habitante.

Neste enfoque, a atualização da relação entre área impermeável e a densidade habitacional proposta neste trabalho torna-se necessária já que para a área em questão a relação existente data-se da década de noventa.

4. O CONTROLE DA QUALIDADE DAS ÁGUAS PLUVIAIS POR BACIAS DE DETENÇÃO ESTENDIDA

4.1 A carga de lavagem ou “*first flush*”

O conceito “*first flush*” (FF) ou carga de lavagem relaciona-se à consideração de que grande parte dos poluentes esteja presente na primeira porção do volume de escoamento superficial, tornando-se assim, necessário o seu controle para diversos poluentes, dentre eles: sólidos suspensos totais (SST), a demanda bioquímica de oxigênio (DQO) e nitrogênio total (NT) (Zhang et. al, 2013).

Deste modo, o armazenamento dos instantes iniciais de chuva, quando utilizado nas estruturas de drenagem urbana (Urbonas *et al.*, 2011), representa a melhoria da qualidade das águas pluviais (Gupta e Saul, 1996; Deletic, 1998), estando assim associado à proteção dos corpos d'água receptores e à vida aquática.

Conforme apontam Kang *et al.* (2006, 2008), as fontes de poluentes no meio urbano a serem deplecionadas podem ser:

- de curto prazo: referentes à poluição acumulada durante o período seco, podendo ser deplecionada se a tormenta é suficientemente longa e intensa;
- de longo prazo: representada pelos níveis antecedentes de poluentes na bacia, que não são deplecionados por pequenas precipitações, elevando as concentrações dos mesmos na bacia.

Bach *et al.* (2010) relatam que as definições apresentadas por Kang *et al.* (2006, 2008), explicam a inexistência, em diversos estudos, da ocorrência do *first flush* para pequenos eventos, ao contrário da existência do fenômeno em grandes tormentas.

Zhang *et al.* (2011), descrevem algumas observações acerca do *first flush* referentes às pesquisas nos últimos dez anos:

- não é um fenômeno universal que ocorre nas águas pluviais, principalmente quando sistemas coletores transportam esse escoamento;
- sua ocorrência é comum e pronunciada em pequenas bacias;
- para bacias de maiores dimensões é, raramente, observado quando há a presença de sistemas de drenagem, por diversos fatores, como tipos de sedimentos presentes nos sistemas, características da bacia, etc.;
- há incerteza no escoamento dos sistemas de águas pluviais de pequenas bacias devido à menor influência de múltiplos fatores;

- é evidente a correlação entre os sólidos totais em suspensão⁶ (SST) e os poluentes existentes no escoamento superficial, o que demonstra que o tratamento deste parâmetro incorre no tratamento de outros poluentes ao mesmo tempo.

4.2 Avaliação da carga de lavagem

Usualmente, na avaliação do fenômeno, traçam-se curvas adimensionais que descrevem a fração cumulativa da massa total de poluentes versus a fração cumulativa do volume de escoamento superficial (Figura 4.1), curvas conhecidas como LV (Zhang *et al.*, 2011).

Há existência da carga de lavagem, quando tais curvas traçadas possuem declividades superiores a 45°, usando o ponto de maior divergência da bissetriz para quantificar o *first flush* (Sansalone e Buchberger, 1997; Deletic, 1998; Lee e Bang, 2000).

De maneira análoga, curvas LV abaixo da bissetriz representariam poluentes sendo, então, liberados nos estágios finais do evento de escoamento superficial, caracterizando o fenômeno "*last-flush*" ou "*end flush*" (Hager, 2001; Bach *et al.*, 2010). Tal fenômeno está presente nas redes de drenagem devido às diferentes concentrações de poluentes em diferentes entradas do sistema (Zhang *et al.*, 2011).

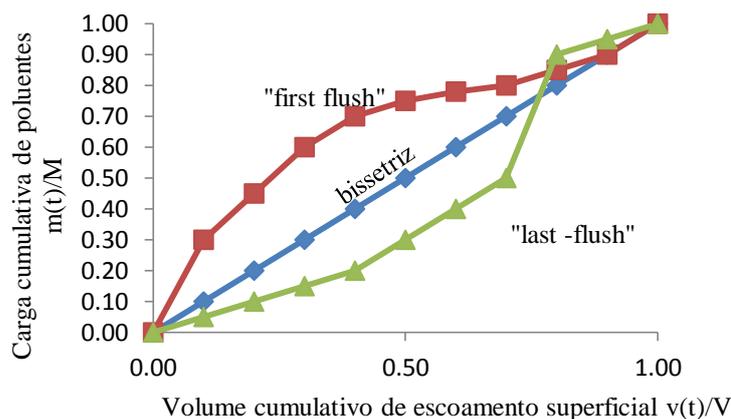


Figura 4.1 - Curvas representativa de *first flush* e *last flush*.

De acordo com Silva *et al.* (2011), a teoria das curvas adimensionais, para o fenômeno do *first flush*, caracterizado para os parâmetros DBO, DQO, óleos e graxas e Nitrogênio Total, demonstram a aplicabilidade para avaliação do fenômeno para estes parâmetros.

Da mesma maneira, Huang *et al.* (2007) estudaram o fenômeno presente para os parâmetros turbidez, sólidos suspensos totais, demanda química de oxigênio e nitrogênio total (NT) em uma bacia urbana de Macau. O evento mais significativo caracterizou-se pela maior

⁶ Fração dos sólidos orgânicos e inorgânicos que não são filtráveis (não dissolvidos) (von Sperling, 2006).

intensidade pluviométrica e maior período de tempo seco antecedente. No mesmo estudo, para os eventos de chuva analisados, o parâmetro NT caracterizou em todos eventos o *first flush*, demonstrando a necessidade do controle deste parâmetro durante os eventos chuvosos para os instantes iniciais da precipitação.

Na Figura 4.2 demonstram-se as curvas adimensionais para os parâmetros turbidez, sólidos suspensos totais (SST), nitrogênio total (NT), demanda química de oxigênio (DQO) e a respectiva bissetriz, com os efeitos de *first flush* acima desta.

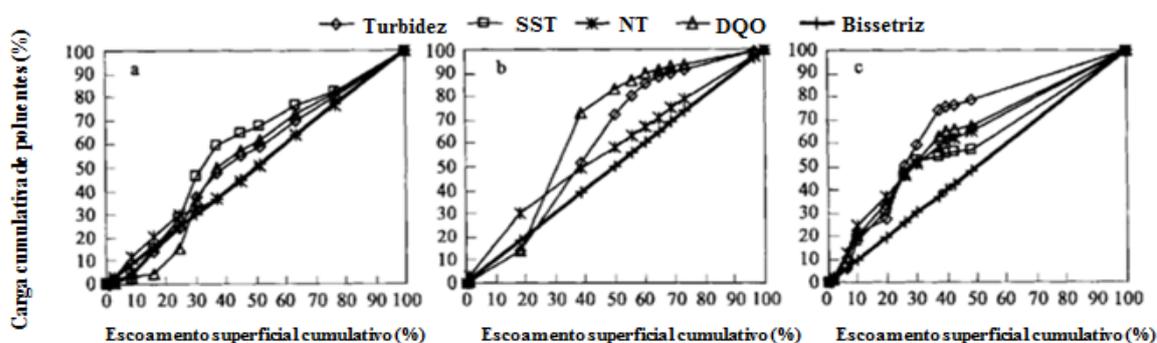


Figura 4.2 - Curvas cumulativas de Turbidez, SST, NT e DQO. Adaptado de Huang *et al.* (2007).

Outros pesquisadores definiram o FF baseados na porcentagem de carga total poluente conduzida pela fração do volume de escoamento superficial contido na primeira parte da curva (He *et al.*, 2010).

Dentre estes estudos, citam-se:

- Vorreiter e Hickey (1994) apud Deletic (1998) definiram a ocorrência do FF para os primeiros 25% do volume de escoamento superficial;
- Bertrand-Krajewski *et al.* (1998) definiram a ocorrência de FF quando 80% da carga de poluentes é transportada nos primeiros 30% do volume de escoamento superficial;
- Deletic (1998) estabeleceu o valor de 40% da carga transportada nos primeiros 20% do volume de escoamento superficial para a avaliação do FF.

No trabalho desenvolvido por Deletic (1998), observou-se a inexistência do efeito do *first flush* sobre o pH e a temperatura, e sobre os sólidos suspensos apenas em uma das duas bacias estudadas pela autora.

De acordo com He *et al.* (2010), a baixa relação entre o FF e os sólidos suspensos totais foi observada para regiões semi-áridas, contrapondo os resultados da grande maioria dos trabalhos desenvolvidos em regiões temperadas.

Chow e Yusop (2014) relatam em três bacias urbanas tropicais na Malásia, respectivamente com uso residencial, comercial e industrial, a estreita relação entre o FF e os parâmetros DBO, DQO, NH₃-N, PRS e TP, destacando para os sólidos suspensos totais, SST, forte efeito na bacia residencial e comercial.

Os mesmos autores concluem que para bacias tropicais, aparentemente, para a mesma quantidade de carga de poluentes, necessita-se de menor volume de escoamento superficial para transporte quando comparado às regiões temperadas. Ressaltam, assim, a importância da gestão dos primeiros 10 mm do escoamento superficial capazes de reter cerca da metade da carga poluente que se desloca à drenagem.

4.3 Medidas de controle

Um sistema de controle de qualidade das águas pluviais consiste em uma série de canais e bacias de controle de qualidade de água, conhecidas como “*water quality control basins*” (WQCB) (Guo e Urbonas, 2002).

Estas bacias têm a função de capturar os eventos de chuvas frequentes, por meio do estabelecimento de um volume de controle denominado “*water quality capture volume*” (WQCV), que é, desde os anos 90, um parâmetro de projeto usado para o dimensionamento de dispositivos de tratamento das águas pluviais (Park *et al.*, 2011; Guo *et al.*, 2012). Diferentemente do controle quantitativo, onde se trata da gestão de eventos extremos, o controle qualitativo foca-se nos eventos frequentes a fim de tratar a maioria dos eventos em nível de *first flush* (EPA, 2002).

Dentre as técnicas compensatórias ou BMPs, as bacias de retenção compreendem medidas de controle para acumulação temporária e/ou de infiltração de águas pluviais utilizadas para atender a três funções principais (Baptista *et al.*, 2005):

- amortecimento de cheias geradas em contexto urbano como forma de controle de inundações;
- a eventual redução de volumes de escoamento superficial, nos casos de bacias de infiltração e;
- a redução de poluição difusa de origem pluvial em contexto urbano.

As bacias de retenção com as funções de controle de cheias e a redução de poluição difusa são conhecidas como bacias de retenção estendida.

Recebem este nome por permitirem o tratamento de um volume relacionado à qualidade das águas e, também, pela possibilidade do controle quantitativo pelo armazenamento de vazões de pico acima do volume morto (IDEQ, 2005).

Na Figura 4.3, demonstra-se a estrutura da bacia de detenção estendida com os volumes de armazenamento para controle da qualidade das águas pluviais e de amortecimento das vazões de pico.

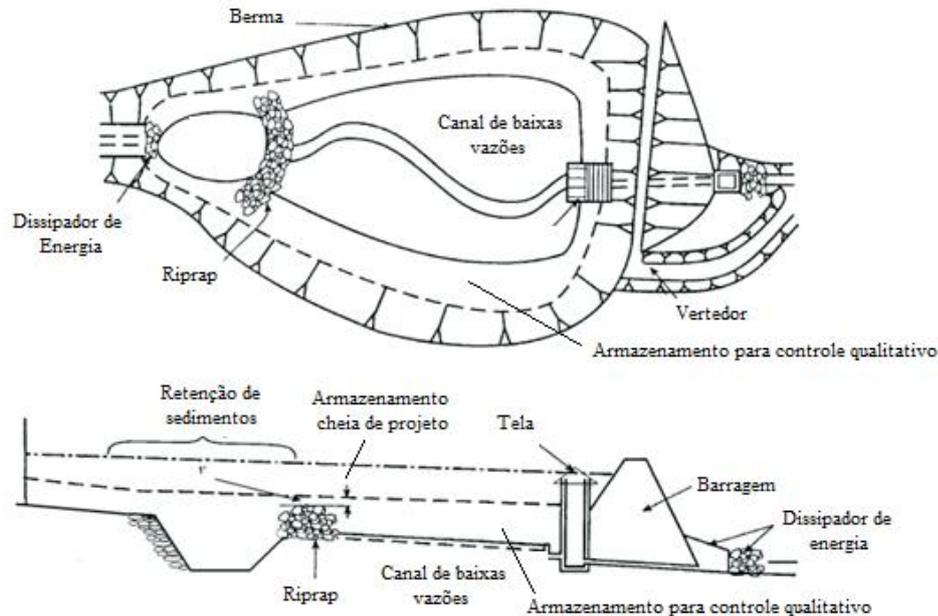


Figura 4.3 - Bacia de detenção estendida. Fonte: Adaptado de *New Jersey Stormwater BMP Manual, Standard for Extended Detention Basins, STATE OF NEW JERSEY* (2004).

Apesar da grande utilização destas estruturas no controle da qualidade das águas pluviais, há grande variação na eficiência de remoção de poluentes adsorvidos aos sedimentos. Ellis *et al.* (2003) apud Scholes *et al.* (2008) reafirmam que o desempenho individual das técnicas compensatórias pode variar de local a local em relação à remoção de poluentes devido às especificações de projeto, condições hidrológicas e climáticas locais, e à vida útil do sistema.

Dada a dificuldade em se estabelecer a eficiência das técnicas compensatórias como exposto anteriormente, Scholes *et al.* (2008), baseando-se nos processos unitários dominantes, na capacidade destes para a remoção de poluentes e com uso de dados acerca de 15 tipos de BMPs (Tabelas 4.1, 4.2 e 4.3), desenvolveram um método para o ordenamento preferencial destas estruturas.

Assim, tal proposta atribui um valor a cada estrutura, representativo de seu potencial de remoção para o poluente em questão. Como verifica-se nas tabelas, o processo unitário com alto desempenho para as bacias de detenção estendida é o de sedimentação, o qual é, teoricamente, responsável pela alta remoção de sólidos suspensos totais, fosfatos e coliformes fecais.

Tabela 4.1 - Importância relativa da adsorção ao substrato, sedimentação e degradação microbiológica nas BMPs.

BMPs	Adsorção ao substrato	Sedimentação	Degradação Microbiológica
Dreno Filtrante	Média/alta	Baixa/média	Média
Asfalto poroso	Baixa/alta	Baixa	Baixa
Pavimento poroso	Alta	Baixa/média	Média
Faixa filtrante	Média	Baixa	Baixa/média
Valetas de infiltração	Média	Baixa/média	Baixa/média
Soakaways	Média/alta	Baixa/média	Média
Trincheira de Infiltração	Média/alta	Baixa/média	Média
Bacia de infiltração	Alta	Alta	Alta
Tanque de sedimentação	Baixa	Média/alta	Baixa
Bacias de retenção	Baixa/média	Alta	Média
Bacias de detenção	Média	Média/alta	Baixa/média
<i>Bacia de detenção estendida</i>	<i>Média</i>	<i>Alta</i>	<i>Média</i>
Lagoas	Baixa/média	Média/alta	Baixa
Wetlands (Escoamento superficial)	Média/alta	Média	Alta
Wetlands (Escoamento sub-superficial)	Média	Média	Média

Fonte: Adaptado de Scholes *et al.* (2008).

Tabela 4.2 - Importância relativa da filtração, absorção por plantas, volatilização e fotólise nas BMPs, adsorção ao substrato, sedimentação e degradação microbiológica nas BMPs.

BMPs	Filtração	Absorção plantas	Volatilização	Fotólise
Dreno Filtrante	Média	Baixa	Baixa	NA
Asfalto poroso	Alta	NA	Baixa	Baixa
Pavimento poroso	Alta	Baixa	Baixa	NA
Faixa filtrante	Baixa/média	Média	Baixa/média	Baixa/média
Valetas de infiltração	Média	Média	Média	Baixa/média
Soakaways	Média/alta	Baixa	Baixa	NA
Trincheira de Infiltração	Média/alta	Baixa	Baixa	NA
Bacia de infiltração	Média/alta	Baixa/média	Média	Baixa/média
Tanque de sedimentação	NA	NA	Baixa	Baixa
Bacias de retenção	Baixa	Baixa	Média	Baixa/média
Bacias de detenção	Baixa	Baixa	Média	Baixa/média
<i>Bacia de detenção estendida</i>	<i>Baixa</i>	<i>Baixa</i>	<i>Média</i>	<i>Baixa/média</i>
Lagoas	Baixa	Baixa	Baixa/média	Baixa
Wetlands (Escoamento superficial)	Média/alta	Média/alta	Baixa/média	Baixa
Wetlands (Escoamento sub-superficial)	Média	Média	Média	Baixa

Fonte: Adaptado de Scholes *et al.* (2008).

Ressalta-se que a remoção dos sólidos suspensos totais (SST) levará consigo, frequentemente, muito dos poluentes encontrados nas águas pluviais, o que não ocorre para poluentes solúveis como nitrito (NO_2); nitrato (NO_3) e fósforo solúvel (PS) (Malaysia, 2001).

Apesar da vantagem na remoção de poluentes por meio da sedimentação, como visto pela Tabela 4.1, as bacias de detenção estendida são menos eficientes na remoção de poluentes solúveis pela ausência de uma lâmina d'água permanente (Winer, 2000).

Tabela 4.3 - Potencial de remoção direto pelos processos nas BMPs.

	SST	DBO	DQO	Nitratos	Fosfatos	Coliformes Fecais
Adsorção	Médio	Médio	Baixo/médio	Baixo	Alto	Médio
Sedimentação	Alto	Médio	Médio	Baixo	Alto	Alto
Degradação microbiológica	Baixo	Médio	Baixo/médio	Baixo	Baixo	Baixo/médio
Filtração	Alto	Médio	Médio	Baixo	Alto	Alto
Volatilização	NA	Baixo	Baixo/médio	NA	NA	NA
Fotólise	NA	Baixo	Baixo/médio	NA	NA	Baixo/médio
Absorção pelas plantas	NA	Médio	Baixo/médio	Alto	Alto	NA

Fonte: Adaptado de Scholes et. al (2008).

Na Tabela 4.4 encontram-se os valores de eficiência de remoção de poluentes de bacia de detenção estendida, com valores expressivos para sólidos suspensos totais (SST), metais e bactérias.

Tabela 4.4 - Eficiência de remoção de poluentes de bacia de detenção estendida.

Poluente	Taxa de remoção (%)
SST	61 ± 32
TP	20 ± 13
NT	31 ± 16
NOx	-2 ± 23
Metais	29 - 54
Bactéria	78

Fonte: <http://www.stormwatercenter.net/> apud Tomaz (2002).

Na Tabela 4.5 apresentam-se os valores de redução de carga das águas pluviais de acordo com tipos de projetos de retenção explicitados por Schueller (1987). A utilização destes valores permite estimar, por exemplo, a carga residual após a implantação destes tipos de estruturas.

Tabela 4.5 - Valores de redução de carga das águas pluviais de acordo com o projeto de retenção.

Tipo de projeto	Sólidos suspensos (%)	Fósforo total (%)	Nitrogênio total (%)	DQO (%)	DBO (%)	Metais (%)
1	60 a 80	20 a 40	20 a 40	60 a 80	20 a 40	40 a 60
2	80 a 100	40 a 60	20 a 40	40 a 60	40 a 60	40 a 80
3	80 a 100	60 a 80	60 a 80	40 a 60	40 a 60	40 a 80

projeto 1 - detêm a primeira parte do volume de escoamento por 6 a 12 horas; projeto 2 - volume do escoamento superficial produzido por 25,4 mm detido por 24 horas; projeto 3 - o mesmo do projeto 2 mas com um fundo com vegetação rasteira. Fonte: Adaptado de Porto Alegre (2002).

Ainda em relação à eficiência, cita-se o tempo de drenagem ou de retenção como condicionante de projeto. Este varia para as bacias de retenção estendida, de 12 horas a 72 horas (Tomaz, 2006; Urbonas *et al.*, 2011, Guo *et al.*, 2012), permitindo, assim, a sedimentação de partículas e poluentes associados, de 1 a 12 horas para bacias de retenção, de 24 horas para meios filtrantes e de 12 horas para jardins verdes (Urbonas *et al.*, 2011).

Guo *et al.* (2012) relatam que, assumindo-se o tempo de drenagem entre 12 e 40 horas, há a possibilidade de retenção de 60 a 80% dos sólidos em suspensão. Segundo os autores, dispondo-se de uma micro-lagoa para evitar a ressuspensão dos sólidos e dos materiais grosseiros, a eficiência se eleva para o intervalo de 80 a 89%.

4.4 Volume de controle qualitativo

Como visto anteriormente, para o dimensionamento e operação das bacias de retenção estendida faz-se necessário o conhecimento do volume de controle.

O volume de controle é afetado diretamente pela existência no meio urbano das áreas impermeáveis, que serão as produtoras dos poluentes armazenados durante a estiagem, bem como dos eventos frequentes de chuva, já que estes farão a lavagem das superfícies, contribuindo para a poluição dos recursos hídricos.

Na literatura encontram-se três abordagens para a definição do volume de controle, que consideram um valor limite de precipitação ou do tempo de retorno associado à mesma, a saber:

a) U.S EPA - Agência Ambiental Norte-Americana: define que a meta é alcançada tratando-se o escoamento pluvial equivalente a uma chuva de 2 anos de tempo de retorno e duração de 24 horas;

b) Fenômeno *first flush*: define que a maior carga do escoamento pluvial está contida no volume inicial;

c) Regra dos 90%: a meta de remoção de poluentes é alcançada tratando-se o escoamento associado a até 90% dos eventos de chuva que ocorrem anualmente, ou seja, o quantil correspondente ao valor 0,9 da curva de frequências acumuladas.

Na Tabela 4.6, demonstram-se os critérios de qualidade aplicados em estados norte-americanos, na Austrália, Canadá e Malásia, para a definição do volume de controle.

Todas as abordagens referem-se a eventos frequentes e de curta duração. Quanto ao volume relacionado ao *first flush*, nos estados americanos é definido por cerca de 13 mm do escoamento superficial (0,5 polegada) (Hvited-Jacobsen, 2010) e para outros este valor representa 1''(uma polegada) ou 25,4 mm de chuva, demonstrando que praticamente todos seguem aproximadamente a regra dos 90%.

Tabela 4.6 - Critérios utilizados para a definição do volume de controle qualitativo.

Estado/País	Qualidade	Estado/País	Qualidade
New York (STATE OF NEW YORK, 2003)	90% dos eventos ou de 20 a 30 mm	Connecticut (STATE OF CONNECTICUT, 2004)	25 mm ou 90% dos eventos
New Jersey (STATE OF NEW JERSEY, 2004)	31,75 mm, 2 horas	Maine (STATE OF MAINE, 2006)	25 mm das áreas impermeáveis e 10 mm das áreas permeáveis
Idaho (IDEQ, 2005)	1/3 x 2 anos, 24 horas	Massachusetts (STATE OF MASSACHUSETTS, 1997)	25 mm para áreas críticas e 13 mm para as demais
Moreno Valley, Riverside – California (2004)	85% dos eventos, 24 horas	Minnesota (STATE OF MINNESOTA, 2005)	25 mm ou 90% dos eventos
Georgia (STATE OF GEORGIA, 2001)	85% dos eventos ou 30 mm	Ontário, Canada (MOE and MNR, 1991 apud PAPA et.al, 1999)	25 mm, 2h
Vermont (STATE OF VERMONT, 2002)	90% dos eventos ou 23 mm	Malásia (MALAYSIA, 2000)	T = 3 meses
Virginia (STATE OF VIRGINIA, 1999)	13 mm	-	-

Determinação do volume de controle

O cálculo do volume de controle da qualidade da água pode basear-se em considerações hidrológicas como a precipitação média na bacia e coeficientes de escoamento superficial (WEF e ASCE, 1998 apud Park *et al.*, 2011), ser função do percentual de áreas impermeáveis e também ser estimado por meio de distribuições estatísticas, como a exponencial de um parâmetro (Guo e Urbonas, 1996, 2002).

Os métodos para a estimativa do volume de controle pautam-se na captura dos eventos frequentes relativos aos percentis de 80, 85 ou 90% dos eventos registrados anualmente de precipitação horária ou diária foco desta pesquisa, ou pela determinação de seu valor maximizado, expresso pela taxa ou razão de captura em função do coeficiente de escoamento superficial e do volume normalizado da bacia de detenção.

A razão de captura expressa a capacidade de retenção dos volumes acumulados capturados frente aos volumes não capturados. Se o volume de escoamento é menor que o volume de captura do dispositivo, este será capturado ou tratado.

Por outro lado, se o volume de escoamento for superior ao volume de controle, este não será nem capturado nem tratado.

Seguindo a regra dos 90%, Schueler (1987) apresentou o *Simple Method*, conhecido também como *Metropolitan Washington Council of Governments Method (MWCGM)*. Tal método, de natureza empírica, foi desenvolvido para a estimativa, em nível de planejamento, das cargas de poluentes das águas pluviais, dentre estes, fósforo total (PT), nitrogênio total (NT), DQO (Demanda Química de Oxigênio), DBO (Demanda Bioquímica de Oxigênio) e metais como zinco, chumbo e cobre (Tabela 4.7).

A principal limitação desse método é a sua aplicação restrita à pequenas bacias, com áreas de até 3 km².

A carga de poluentes é dada pela Equação 4.1, sendo válida para qualquer período de tempo:

$$L_o = 0,227 \cdot R \cdot CT \cdot A \quad (4.1)$$

onde: L_o = carga de poluente (libras-lb);

R = escoamento superficial (polegadas -in);

CT = concentração média de poluentes (mg/l);

A = área de contribuição ou de drenagem (acres).

Tabela 4.7 - Valores médios de concentração média (CT), em mg/L (Schueller, 1987)

Poluente	Novas áreas suburbanas (Washington)	Áreas urbanas antigas (Baltimore)	Áreas centrais (Washington)	Média Nacional	Floresta	Rodovias
Fósforo						
Total	0,26	1,08	-	0,46	0,15	-
Ortho	0,12	0,26	1,01	-	0,02	-
Solúvel	0,16	-	-	0,16	0,04	0,59
Orgânico	0,10	0,82	-	0,13	0,11	-
Nitrogênio						
Total	2,00	13,6	2,17	3,31	0,78	-
Nitrato	0,48	8,9	0,84	0,96	0,17	-
Amônia	0,26	1,1	-	-	0,07	-
Orgânico	1,25	-	-	-	0,54	-
TKN	1,51	7,2	1,49	2,35	0,61	2,72
DQO	35,6	163	-	90,8	>40	124
BOD₅	5,1	-	36	11,9	-	-
Metais						
Zinco	0,037	0,397	0,250	0,176	-	0,380
Chumbo	0,018	0,389	0,370	0,180	-	0,550
Cobre	-	0,105	-	0,047	-	-

Fonte: Adaptado de Porto Alegre (2002).

O *Simple Method* calcula o escoamento superficial como produto da proporção das precipitações que geram escoamento pelo coeficiente de escoamento superficial, representando uma lâmina d'água sobre a superfície da área (Equação 4.2).

$$R = P \cdot P_j \cdot C \quad (4.2)$$

onde: R = escoamento superficial (polegadas-in);

P = precipitação média anual (polegadas-in);

P_j = proporção da precipitação que gera escoamento superficial;

C = coeficiente de escoamento superficial.

Substituindo-se a Equação 4.2 do escoamento superficial na Equação 4.1, com as devidas conversões de unidades, tem-se a carga resultante em kg/ ano, expressa por:

$$L_o = \frac{P_j.P.A.C.Ct}{1000} \quad (4.3)$$

onde: L_o = carga de poluente (kg/ano);

P = precipitação média anual (mm/ano);

P_j = proporção da precipitação que gera escoamento superficial;

A = área de contribuição ou de drenagem(km²);

C = coeficiente de escoamento superficial;

CT = concentração média de poluentes (mg/l).

Quando se busca estimar a carga anual de poluentes exportada, P representa a precipitação anual em polegadas, dada pelo somatório das precipitações diárias. Tipicamente, admite-se que 90% dos eventos de chuva produzem escoamento superficial em um ano, deste modo, $P_j = 0,90$.

Por outro lado, quando se deseja calcular a carga exportada durante um evento simples, P torna-se a precipitação para o evento e $P_j = 1,0$. O modelo é válido para áreas menores do que 640 acres ou 2,59 km².

Pelo método, o coeficiente de escoamento superficial é calculado em função da cobertura de área impermeável existente na área de estudo, conforme a Equação 4.4:

$$C = 0,05 + 0,90.A_i \quad (4.4)$$

onde: A_i = proporção de área impermeável.

Outro modo de se calcular o coeficiente de escoamento superficial foi apresentado por Tucci (2007) pela Equação 4.5:

$$C = C_p + (C_i - C_p).A_i \quad (4.5)$$

onde: C_p = coeficiente de escoamento de áreas permeáveis;

C_i = coeficiente de escoamento de áreas impermeáveis;

A_i = proporção de área impermeável.

O coeficiente de escoamento de áreas permeáveis pode variar em função das condições médias do tipo e uso do solo na cidade e pode ser estimado com base na Tabela 4.8 (Tucci, 2007).

Tabela 4.8- Valores de Cp.

Fonte	Cp
Gramma (solo arenoso) ASCE (1969)	0,05 a 0,20
Gramma (solo pesado) ASCE (1969)	0,13 a 0,35
Matas, parques e campos de esporte, Wilken (1978)	0,05 – 0,20
Equação Schueller (1987) (USA, 44 bacias)	0,05
Equação Urbonas et al (1990) (USA, 60 bacias)	0,04
Equação Tucci (2003) (Brasil, 11 bacias)	0,047
Usando Soil Conservation	0,025 – 0,31

Como visto anteriormente, a retenção do volume de escoamento superficial gerado por 90% dos eventos frequentes de chuva, constitui uma maneira para tratar a qualidade das águas pluviais sendo utilizada em diversos países e estados norte-americanos (Tabela 4.6).

Kaiser e Ulasir (2011) contrapondo a utilização do método proposto por Schueler (1987) que considera todo o volume de escoamento superficial dos eventos frequentes de chuva durante o ano, apresentam o *Simple Method 2.0*. Consoante os mesmos, por somente a parte inicial do evento de precipitação conter a carga de lavagem, o método de Schueler, apesar de ser um modelo de planejamento, superestima o volume de controle.

Deste modo, para o cômputo da precipitação média anual, esses autores consideram o descarte dos excedentes de precipitação superiores ao valor de *first flush* admitido no local de estudo (Figura 4.4).

A Equação 4.2 torna-se então:

$$R_{ff} = P_{ff} . P_j . C \quad (4.6)$$

onde: R_{ff} = escoamento superficial anual devido ao *first flush* (polegadas-in);

P_{ff} = precipitação anual devida ao *first flush* (polegadas-in);

P_j = proporção da precipitação que gera escoamento superficial;

C = coeficiente de escoamento superficial.

Exemplificando, Kaiser e Ulasir (2011) demonstram pela Tabela 4.9, para a cidade de Michigan, que adota o valor de 0,5 polegada para o *first flush*, os valores anuais da precipitação corrigida e o percentual em relação ao método original.

Em suma, para precipitações superiores a 0,5 polegada na cidade em questão, os autores consideram para o somatório dos eventos frequentes, somente o valor de 0,5 polegada inicial, descartando-se o excedente de precipitação ocorrida.

Tal estudo demonstrou, para a referida cidade, valores 20% inferiores quanto às cargas em relação ao método proposto por Schueler (1987).

Destaca-se que, para a utilização deste método, faz-se necessário o conhecimento da lâmina d'água representativa do *first flush* para a localidade em estudo.

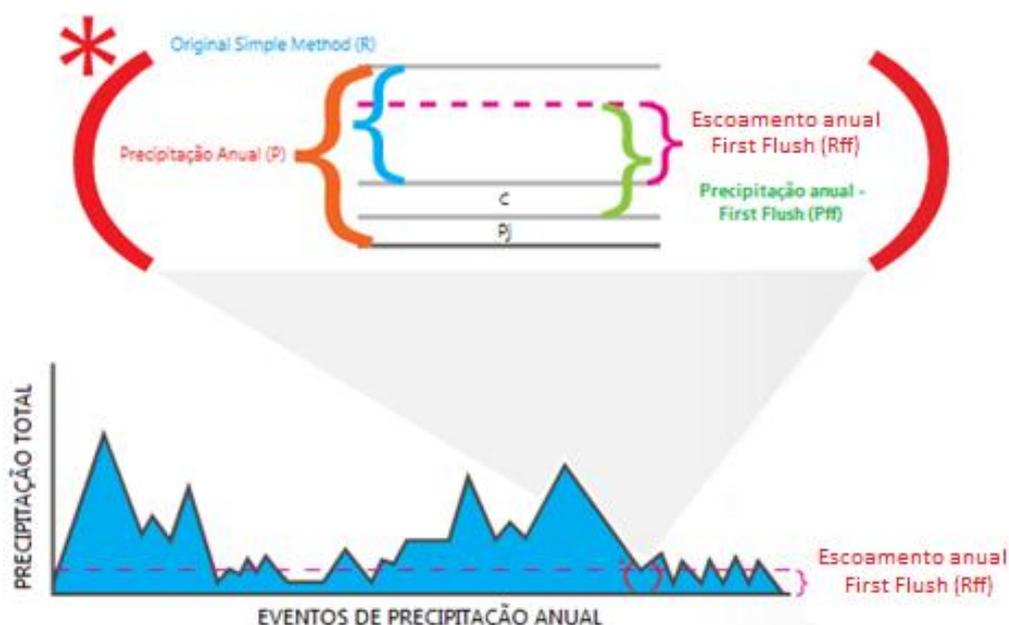


Figura 4.4 - Representação do Simple Method 2.0. Adaptado de Kaiser e Ulasir (2011).

Tabela 4.9 - Aplicação da correção das precipitações anuais para o Sudeste de Michigan. (Adaptado de Kaiser e Ulasir, 2011).

Ano	Precipitação anual (P), in.	Precipitação anual (<i>first flush</i>)	Percentual do <i>first flush</i> da precipitação total
2000	28,33	21,32	72,26
2001	27,42	23,31	85,01
2002	24,19	18,94	78,30
2003	31,65	25,74	81,33
2004	24,92	20,97	84,15
2005	25,16	20,96	83,31
2006	36,17	28,25	78,10
2007	25,39	20,20	79,56
2008	26,71	20,79	77,84
2009	32,13	22,71	70,68
Média	28,21	22,32	79,35

Legenda: in – polegada (do inglês, inch).

De modo geral, a utilização dos diferentes métodos apresentados neste capítulo baseia-se na existência de dados de chuvas do local a ser estudado e das condições de uso e ocupação do solo representativos da produção de escoamento superficial pelo coeficiente de escoamento superficial, demonstrando-se assim, para análises de planejamento da carga de poluentes, grande acessibilidade na utilização.

5. SIMULAÇÃO DO ESCOAMENTO PLUVIAL

5.1 Tipos de modelos

Christofoletti (2004) define modelo como “qualquer representação simplificada da realidade” ou de um aspecto do mundo real que surja por interesse do pesquisador, que possibilite reconstruir a realidade, prever um comportamento, uma transformação ou uma evolução.

Sob o mesmo entendimento Tucci (1998) conceitua modelo como a representação de algum objeto ou sistema, numa linguagem ou forma de fácil acesso e uso, com o objetivo de entendê-lo e buscar suas respostas para diferentes entradas..

Em relação aos processos, os modelos podem ser concentrados (*lumped*) ou distribuídos (*distributed*). Os primeiros analisam os processos que ocorrem na bacia em seu conjunto, não levando em conta variações espaciais dos processos, entradas, condições limitantes e características geométricas da bacia. Os distribuídos, por sua vez, consideram a variabilidade espacial dos componentes e dos valores das variáveis no interior da bacia hidrográfica. Nestas duas categorias a abordagem pode ser determinística, estocástica ou mista.

A classificação baseada em escalas temporais pode ser utilizada como critério para distinguir tipologias de modelos em Hidrologia e Climatologia (Christofoletti, 2004). Têm-se, nesta classificação, segundo a disponibilidade de dados acerca do intervalo de tempo, os seguintes tipos de modelos:

- Modelos em tempo contínuo ou por eventos;
- Modelos em período diário;
- Modelos em período mensal;
- Modelos em períodos anuais.

Quanto à utilização dos modelos, Viessman e Lewis (1996) estabeleceram uma classificação descritiva dos modelos de simulação, procurando situá-los em categorias para escolhas opcionais quanto à utilização. Outros autores complementam tais definições expressas abaixo:

- a) Modelos físicos versus matemáticos: os modelos físicos incluem os modelos reduzidos executados em laboratório, utilizando princípios de similaridade e tecnologias análogas. Já os modelos matemáticos expressam o sistema por enunciados matemáticos podendo ser classificados como estocásticos e determinísticos e por sua vez em conceituais e empíricos (Raghunath, 2006);

- b) Modelos contínuos versus discretos: enquanto os primeiros representam os fenômenos contínuos no tempo, na modelagem discreta as mudanças de estado se dão em intervalos discretos (Tucci, 1998);
- c) Modelos dinâmicos versus estáticos: os modelos dinâmicos representam os processos que envolvem as mudanças ao longo do tempo e interações variando temporalmente, enquanto que os estáticos procuram examinar os processos independentes do tempo;
- d) Modelos descritivos ou empíricos versus conceituais: os modelos descritivos ou empíricos são aqueles que ajustam os valores calculados aos dados observados, através de funções que não têm nenhuma relação com os processos físicos envolvidos. Já os conceituais utilizam funções em sua elaboração considerando os processos físicos;
- e) Modelos caixa preta (*black box*) versus imitadores da estrutura: estes dois tipos baseiam-se no recebimento de entradas pelo sistema e no processo de transformação para output. Os mais simples modelos *black box* são os modelos empíricos onde a previsão dos fenômenos ocorrem sem conhecimento dos processos governantes (Hvited-Jacobsen *et al.*, 2010);
- f) Modelos estocásticos versus determinísticos: os modelos estocásticos englobam conceitos estatísticos como a chance da ocorrência das variáveis com o conceito de probabilidade também introduzido na formulação. Nos determinísticos usam-se expressões matemáticas para descrever os processos, não levando em conta conceitos estatísticos;
- g) Modelos baseados em eventos versus contínuos: modelos de eventos são modelos de curto prazo usados para simulação de um número reduzido de eventos ou eventos individuais e são adequados para projetos de infraestrutura de águas pluviais como modelos operacionais. Modelos contínuos simulam o balanço hídrico da bacia sob um longo período de tempo envolvendo previsões mensais e sazonais, constituindo a base dos modelos de planejamento para recursos hídricos (Zoppou, 2001);
- h) Modelos de balanço hídrico versus preditivos: conforme a finalidade, os modelos podem ser de balanço hídrico quando focam no balanço histórico nos influxos, defluxos e mudanças no armazenamento para o sistema em estudo, ou preditivos quando se propõe a prever condições futuras usando informações sintéticas sobre as precipitações e condições da bacia de drenagem ou verificar eventos históricos (Cristofolletti, 2004).

5.2 Modelos de quantidade

Os modelos de quantidade de águas pluviais podem ser distribuídos em três categorias: simples, propagação simples e propagação complexa (Nix, 1994 apud Zoppou, 2001). Essa divisão está relacionada à demanda de dados, utilização de recursos computacionais e da possibilidade pelo modelo de representar a distribuição espacial e temporal dos processos em estudo.

Welty *et al.* (2008) corroboram o fato de que nenhum modelo pode reproduzir todas as interações físicas, químicas e biológicas das águas pluviais junto aos corpos d'água devido às limitações quanto à disponibilidade de dados, ao incompleto entendimento de todos os processos e das incertezas envolvidas no modelo e nos componentes dos dados.

Destarte, modelos simples ou concentrados deverão ser descartados quando há necessidade de maior detalhamento das informações distribuídas temporalmente ou no espaço, por considerarem que os processos ocorram de maneira instantânea.

Os modelos de quantidade enquadram-se dentro dos tipos de modelos abordados na seção anterior, dentre eles os modelos estocásticos, os modelos empíricos e os modelos determinísticos, sejam eles hidráulicos ou modelos hidrológicos.

Nas Tabelas 5.1 e 5.2 apresenta-se um breve resumo destes modelos.

Tabela 5.1 - Breve resumo da classificação dos modelos de quantidade.

Modelos	Aplicação	Base	Exemplo	Característica
<i>Estocásticos</i>	Planejamento	Modelos de Regressão	Índice de Precipitação Antecedente (API)*	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Substituição a modelos determinísticos pela ausência de dados ✓ Aplicação local
<i>Empíricos</i>	Projeto	Relações funcionais – Processos físicos e medidas empíricas	Método Racional	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Abordagem simples ✓ Não avalia distribuição temporal nem espacial
<i>Determinísticos</i>				
<i>Hidráulico</i>	Planejamento Projeto	Leis de Conservação	Equações de Saint Venant	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Variação espacial do processo (Escoamento superficial 1D/2D)
<i>Hidrológico</i>	Planejamento Projeto	Conservação de Massa	Modelo de Armazenamento	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Não avalia a variação espacial do processo

*Índice de precipitação antecedente tradução livre de Antecedent Precipitation Index (API).

Os modelos hidráulicos são utilizados para representação das situações transitórias do escoamento. Abrangem o escoamento não permanente, tendo como principal característica a

variação temporal das condições de extremidade, seja por hidrogramas de enchentes, limnigramas, estruturas hidráulicas associados a esquemas operacionais e estações de bombeamento (Ono, 2008).

Já os modelos hidrológicos também conhecidos como modelos chuva-vazão ou precipitação-vazão, buscam simular parte do ciclo hidrológico a partir do conhecimento da precipitação na bacia hidrográfica, simulando a vazão pelo escoamento superficial gerado. Estes modelos podem ser classificados em hidrológicos determinísticos compreendendo métodos de separação do escoamento, como a metodologia consagrada do *Soil Conservation Service* (SCS), atual *Natural Resources Conservation Service* (NRCS), associado com o método do Hidrograma Unitário Adimensional do SCS para transformação dos incrementos de escoamento superficial direto em vazões afluentes na seção de estudo.

Tabela 5.2 - Modelos determinísticos hidráulicos e hidrológicos.

Modelos Determinísticos				
Hidráulicos				
Método	Equações de Saint Venant	Onda Cinemática		Onda Difusiva
<i>Característica</i>	✓ Variação espacial do processo (escoamento superficial 1D/2D)	✓ Variação espacial do processo (escoamento superficial 1D/2D)	✓ Sem influência de remanso	✓ Variação espacial do processo (escoamento superficial 1D/2D)/
		✓ Termos de aceleração e pressão são pequenos em relação a declividade de fundo		✓ Termo da aceleração pode ser desprezada
<i>Resolução</i>	Métodos numéricos	Métodos numéricos		Métodos numéricos
Hidrológicos				
Método	Hidrograma Unitário	Modelos de Armazenamento	Método de Muskingum	Armazenamento não linear
<i>Característica</i>	Armazenamento	Armazenamento	Armazenamento Rio/Reservatório	Armazenamento
<i>Resolução</i>	Função linear	Método de Puls	Função linear	Função não linear

Em relação à propagação do escoamento, esta pode subdividir-se sobre a superfície em direção à rede de drenagem, nos dispositivos, na rede de drenagem e na propagação hidráulica, contemplando os métodos de armazenamento em reservatórios, hidrogramas unitários e histograma tempo-área.

A Tabela 5.3 apresenta diversos modelos matemáticos internacionais usados para a modelagem das águas pluviais abordando ou não aspectos quantitativos e qualitativos.

Tabela 5.3 - Exemplos de modelos matemáticos que podem ser utilizados na modelagem das águas pluviais.

Modelo	Uso	Escala	Complexidade	Dados requeridos	Águas Subterrâneas
Método Racional	Projeto Hidráulico Urbano – Vazão de Pico	Pequena	Simples	Cobertura solo, i, tc	-
Método Simples	ESD anual, cargas	Pequena-Média	Simples	Área impermeável, uso do solo, precipitação anual	-
TR-20 TR-55	ESD rural/urbano, projeto hidráulico	Pequena-Média	Simples-Médio	Uso do solo e textura, tc	-
GWLF	ESD rural/urbano, carga de poluentes	Média-Bacia	Simples-Médio	Uso do solo e textura, séries temporais de precipitação	Reservatório Linear Simples
P8	ESD urbano, carga de poluentes	Pequena-Grande	Simples-Médio	Uso do solo e textura, séries temporais de precipitação, BMPs	Reservatório Linear Simples
MUSIC	ESD urbano, carga de poluentes, projeto hidráulico	Pequena-Grande	Médio-Complexo	Uso do solo e textura do solo, precipitação /evaporação potencial/série temporais,, detalhes do sistema de drenagem, BMPs	Reservatório Linear Simples
SWMM	ESD urbano, carga de poluentes, projeto hidráulico	Pequena-Grande	Médio-Complexo	Uso do solo, textura do solo, séries temporais meteorológicas, sistema de drenagem, BMPs	Reservatório Linear Simples
PCSWMM	Mesmo acima	Pequena-Grande	Médio-Complexo	Mesmo acima	Mesmo acima
WinSLAMM	ESD rural/urbano, carga de poluentes	Pequena-Grande	Intermediária	Uso, cobertura e textura do solo, compactação, séries temporais de precipitação, evaporação potencial mensal, evaporação mensal, BMPs	Controles de infiltração
SWAT	ESD rural, carga	Média-Bacia	Intermediária	Uso, cobertura e textura do solo, precipitação, temperatura, umidade, radiação temporal ou séries de evaporação potencial	Reservatórios de sub-bacias simples

Legenda: 'i' - intensidade pluviométrica; 'tc' - tempo de concentração; 'BMPs' – técnicas compensatórias em drenagem urbana; 'ESD'- escoamento superficial direto. Fonte: Adaptado de Welty *et al.* (2008).

Em nível nacional citam-se os modelos IPH II, IPH III e IPH IV (Tucci, 1998) desenvolvidos pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), bem como o grupo de modelos desenvolvidos pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH) da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo ABC 3, ABC 4, ABC 5 e ABC 6.

O sistema computacional IPHS1

O IPHS1 (Tucci *et al.*, 1987) é um sistema computacional que permite ao usuário a determinação dos hidrogramas de projeto nas seções de interesse por meio da alimentação dos dados de precipitação e das características das bacias e dos canais.

Este programa faz uso de diversos modelos para a transformação chuva-vazão, desde modelos para a separação dos escoamentos gerados pelas precipitações, até modelos para a sua propagação em rios, reservatórios e canais.

Uma configuração detalhada do programa IPHS1 caracterizando os dados de entrada, módulos bacia e rio, bem como, os dados de saída, pode ser visualizada na Figura 5.1 (Souza, 2008), onde os diferentes modelos estão agrupados em módulos.

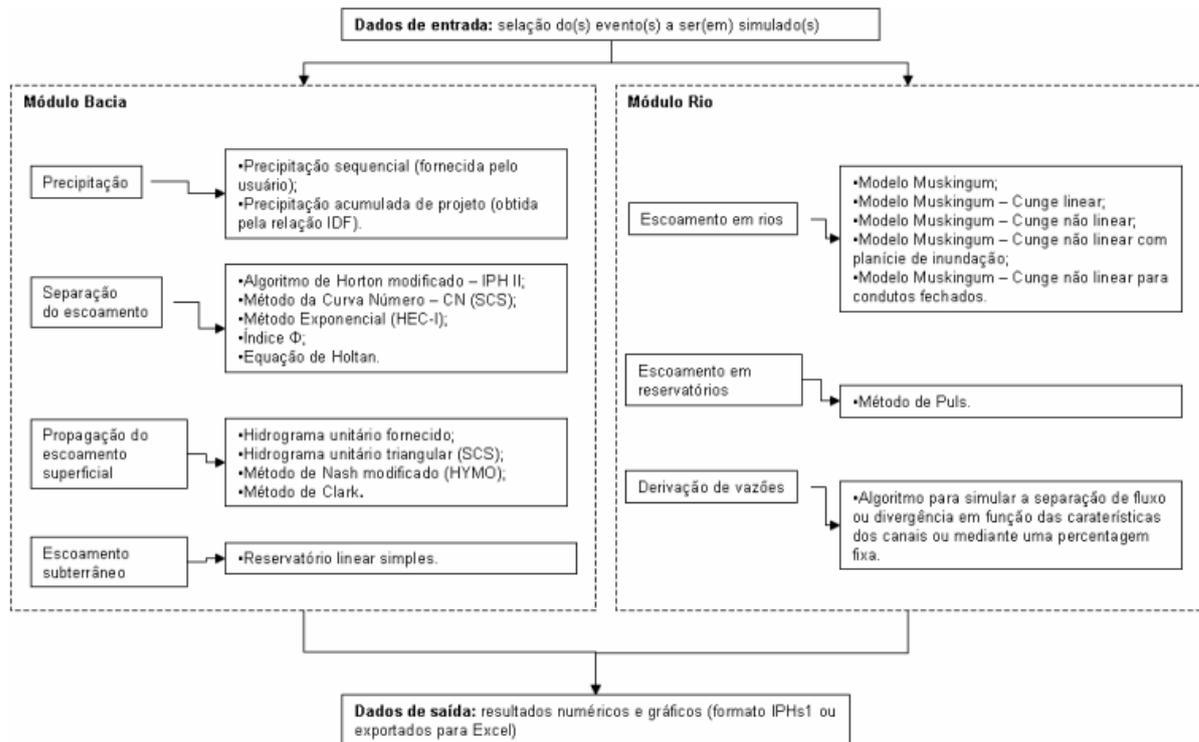


Figura 5.1- Configuração detalhada dos módulos bacia e rio com os métodos adotados (Souza, 2008).

O Módulo Bacia permite a subdivisão das bacias em sub-bacias. Esse módulo dispõe de metodologias referentes à precipitação fornecida pelo usuário ou obtida por IDF, separação do escoamento como o método da Curva Número - CN (SCS), a propagação do escoamento superficial propiciando a utilização de métodos como o do hidrograma unitário triangular (SCS), método de Nash e de Clark, e por fim a metodologia do reservatório linear simples para o escoamento subterrâneo.

O Módulo Rio compõe-se de três partes: escoamento em rios pela possibilidade de utilização do modelo de Muskingum-Cunge e suas variações, o escoamento em reservatórios com o método de Puls e a derivação de vazões (IPH-UFRGS, ALM/FEA/IMF-UFPel, DFIS-FURG, 2004). Apresenta-se ao final deste trabalho, anexo com a descrição detalhada das metodologias utilizadas no sistema IPHS1.

Após a entrada de dados e simulação, o programa IPHS1 gera um arquivo de saída apresentando informações gerais como número de intervalos de tempo da simulação, número de operações hidrológicas (OP), número de postos de chuva, número de intervalos de chuva e a descrição de cada operação hidrológica, a saber:

- a) chuva-vazão pelo Método do SCS e respectivo hidrograma de projeto gerado com a síntese de dados da bacia em questão (área, tempo de concentração, vazão de pico; tempo de pico e de base)
- b) propagação em trechos (rios/canais) por Muskingum-Cunge e suas variações podendo ser: Muskingum clássico, linear, não-linear, com planície de inundações e em condutos fechados;
- c) propagação em reservatórios pelo Método de Puls;
- d) entrada soma ou derivação de hidrogramas.

Dentre os pontos fortes desse sistema está o livre acesso, a interface gráfica e a reunião de diversos modelos consagrados que permitem a utilização pelo usuário, conforme suas necessidades de modelagem.

Como limitações, o sistema agrega as limitações dos modelos que o compõe. Dentre elas citam-se a não consideração de efeitos de jusante e remanso na propagação do escoamento nos condutos e canais e a não avaliação da modelagem qualitativa ou modelos que permitam a estimativa de cargas anuais ou simulações contínuas de poluentes nos sistemas de drenagem. Para maiores informações sobre limitações do modelo, consultar anexo.

5.3 Modelos de qualidade

5.3.1 A interface entre os modelos de qualidade de água e sólidos

A poluição pluvial caracteriza-se pela ocorrência de dois processos denominados de “*buildup*” e “*washoff*” que, traduzidos ao português, corresponderiam respectivamente à deposição e à lavagem de poluentes das superfícies urbanas.

O processo de *buidup* corresponde ao acúmulo de poluentes na superfície da bacia hidrográfica em dias antecedentes ao período chuvoso. Dentre os poluentes destacam-se os hidrocarbonetos advindos de combustíveis fósseis utilizados em veículos automotores; óleos e graxas tendo a mesma origem veicular; sedimentos originados em locais de construção, produtos químicos e ainda resíduos sólidos como lixo doméstico e materiais grosseiros. Quando ocorre uma precipitação parte dos poluentes contaminantes são lavados da superfície no processo denominado *washoff* e assim, conduzidos ou para o sistema de drenagem pluvial existente e para o corpo receptor ou diretamente a este último.

Deste modo, os principais problemas relacionados ao escoamento superficial são a erosão e a sedimentação. Além de promover a desagregação das superfícies sem proteção do solo, a erosão urbana promove a degradação dos mananciais pelo aporte de partículas que trazem consigo poluentes favorecendo também, o assoreamento futuro de canais e redes coletoras.

Segundo Siqueira (2007), o aumento do escoamento superficial direto provoca alteração dos volumes gerados que se deslocam para os cursos d’água receptores, inserção de novos poluentes como os metais pesados gerados pelo *buildup* nos períodos de estiagem, e partículas sólidas, compostos orgânicos e inorgânicos tóxicos.

Diferentemente da modelagem quantitativa das águas pluviais, a complexidade dos fenômenos físicos, químicos e biológicos presentes na modelagem das qualidades de águas pluviais merece destaque quanto às incertezas envolvidas nos processos e também a dificuldade da obtenção de dados (Huber e Dickinson, 1992).

A modelagem da qualidade das águas pluviais pode ser realizada sob o enfoque de modelo concentrado ou distribuído no tempo (modelo contínuo) e é demonstrada pela Figura 5.2.

Em síntese, o modelo concentrado estima a carga de poluição (quilogramas ou libras) gerada em uma bacia hidrográfica em um período, seja mês ou ano. Já o modelo distribuído no tempo, expressa os resultados em concentração de poluentes (mg/L).

A modelagem distribuída no tempo abrange os dois processos *buildup* e *washoff*, já citados anteriormente, que utilizam equações empíricas (Akan, 2003).

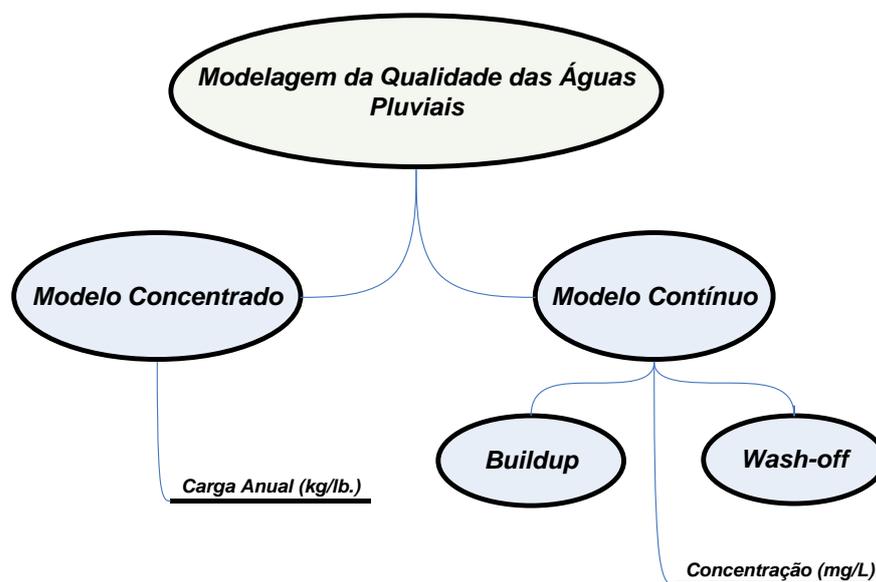


Figura 5.2 - Abordagem da modelagem da qualidade das águas pluviais e subdivisões.

5.3.2 Modelagem Concentrada

A avaliação concentrada produz um total de cargas de um período e não avalia a sua variação ao longo do tempo.

Dentre os modelos existentes, citam-se o modelo para estimativa da carga anual de poluentes da Agência Ambiental Norte Americana (EPA), o modelo para cargas médias anuais do Centro de Pesquisas Geológicas Norte Americano (USGS) e o modelo *Simple Method*.

O modelo da EPA estima a carga anual de poluentes presentes no escoamento superficial em meio urbano por meio do ajuste de equações empíricas.

A carga anual de poluentes é calculada baseada em um fator de carga de poluentes dependente do uso do solo e tipo de poluente, da precipitação anual, densidade populacional e um fator que avalia o serviço de varrição.

Para áreas com sistema separador absoluto e áreas não atendidas pelo sistema de esgotamento pluvial, a Equação 5.1 expressa o modelo:

$$M_s = \alpha P f s \quad (5.1)$$

onde, M_s = libras de poluentes gerados por acre de solo ao ano;

α = fator de carga de poluentes;

P = precipitação anual em polegadas por ano;

f = função densidade populacional;

s = fator varrição de ruas.

O fator de carga de poluentes “ α ” depende do uso de solo e dos poluentes que estão sendo analisados. Os valores são tabulados segundo Heaney et. al (1977) apud Akan (2003), Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Fator de carga α para áreas com galerias de águas pluviais.

Uso do solo	BOD5	SS	VS	PO4	N
Residencial	0,799	16,300	9,400	0,034	0,131
Comercial	3,200	22,200	14,000	0,076	0,296
Industrial	1,210	29,100	14,300	0,071	0,277
Outro	0,113	2,700	2,600	0,010	0,060

Fonte: Adaptado de Heaney et. al (1977) apud Akan (2003).

A função densidade populacional “ f ” é dependente do tipo de uso de solo dada pela Equação 5.2 para áreas residenciais:

$$f = 0.142 + 0.218 D^{0.54} \quad (5.2)$$

onde, D = densidade populacional em pessoas por acre.

Para áreas comerciais e industriais,

$$f = 1.0 \quad (5.3)$$

e para outros tipos de áreas desenvolvidas como parques, cemitérios e escolas,

$$f = 0.142 \quad (5.4)$$

O fator varrição de ruas “ s ” depende do intervalo de varrição N_s , em dias. Se N_s for superior a 20 dias,

$$s = 1.0 \quad (5.5)$$

e do contrário, se N_s for inferior a 20 dias,

$$s = N_s/20 \quad (5.6)$$

Para áreas que possuem sistema combinado ou misto, utiliza-se para estimativa anual da carga de poluentes a Equação 5.7:

$$M_c = \beta P f s \quad (5.7)$$

onde, M_c = libras de poluentes gerados por acre de solo ao ano;
 β = fator de carga de poluentes (Tabela 5.5).

Para calcular as concentrações anuais de poluentes existentes no escoamento superficial das águas pluviais, é necessário conhecer o volume de escoamento superficial anual. Deste modo, Heaney et. al (1977) fornecem a Equação 5.8:

Tabela 5.5 – Fator de carga β para áreas com sistema combinado.

Uso do solo	BOD5	SS	VS	PO4	N
Residencial	3,290	67,200	38,900	0,139	0,540
Comercial	13,200	91,800	57,900	0,312	1,220
Industrial	5,000	120,000	59,200	0,291	1,140
Outro	0,467	11,100	10,800	0,041	0,250

Fonte: Adaptado de Heaney et. al (1977) apud Akan (2003).

$$R = \left[0.15 + 0.75 \left(\frac{I}{100} \right) \right] P - 5.234 d^{0.597} \quad (5.8)$$

onde: R = escoamento superficial anual em polegadas;

I = impermeabilidade (%);

P = precipitação anual em polegadas por ano;

d = armazenamento em depressões.

O armazenamento em depressões pode ser determinado pela Equação 5.9:

$$d = 0.25 - 0.1875 \left(\frac{I}{100} \right) \quad (5.9)$$

Seguindo os mesmos princípios, o modelo para cargas médias anuais do USGS, ou conjunto de modelos, estima a carga média anual baseada no uso do solo em função do quantitativo de áreas impermeáveis e tipo de ocupação, média anual de tormentas, precipitação média e acrescenta também o fator temperatura.

Este modelo diferentemente do anterior, insere a média anual de tormentas, definindo-as como eventos de precipitação superior a 0,05 polegada com intervalos de 6 horas consecutivas sem precipitação para definição das mesmas. Os modelos foram desenvolvidos

com um extenso banco de dados abarcando 2013 eventos de chuvas originados de 173 estações urbanas dispostas em 30 áreas metropolitanas.

Na Tabela 5.6 tem-se um resumo dos modelos do USGS para carga média anual. As equações de regressão do USGS apresentam a forma geral, conforme a Equação 5.10:

$$Y = (N)(BCF)10^{[a+b\sqrt{DA}+c(IA)+d(MAR)+e(MJT)+f(X2)]} \quad (5.10)$$

onde: Y = carga média anual;

N = média anual de tempestades;

BCF = fator de correção bias (Tabela 5.6);

DA = área total de drenagem contribuinte em milhas quadradas;

IA = área impermeável em relação à área total (%);

MAR = precipitação média anual, em polegadas,

MJT = temperatura mínima no mês de janeiro, em Fahrenheit;

X2 = variável indicativa, equivalente a unidade se o uso do solo comercial adicionado ao uso do solo industrial excederem 75 % da área total de drenagem contribuinte e zero, se ocorrer o contrário.

Tabela 5.6 – Constantes de regressão do modelo U.S Geological Survey.

Y	a	B	c	d	e	f	BCF
COD	1,1174	2,0069	0,0051	-	-	-	1,298
SS	1,543	1,5906	-	0,0264	-0,0297	-	1,521
DS	1,8449	2,5468	-	-	-0,0232	-	1,251
TN	-0,2433	1,6383	0,0061	-	-	-0,4442	1,345
NA	-0,7282	1,6123	0,0064	0,0226	-0,021	-0,4345	1,277
TP	-1,3884	2,0825	-	0,0234	-0,0213	-	1,314
DP	-1,3661	1,3955	-	-	-	-	1,469
CU	-1,4824	1,8281	-	-	-0,0141	-	1,403
PB	-1,9679	1,9037	0,007	0,0128	-	-	1,365
ZN	-1,5828	1,9982	0,0073	-	-	-	1,322

Fonte: Driver and Tasker (1990) apud Akan (2003). COD: Demanda Bioquímica de Oxigênio; SS: total de sólidos suspensos; DS: sólidos dissolvidos; TN: nitrogênio total; AN: total amônia adicionada nitrogênio orgânico; TP: total fósforo, DP: fósforo dissolvido; CU: cobre; PB: chumbo; ZN: zinco. Unidade: libras.

As constantes de regressão a, b, c, d, e e f assumem, conforme demonstra a Tabela 5.6, valores distintos para cada poluente considerado.

Observa-se na Equação 5.10 que a média anual de tempestades é de grande importância na estimativa da carga anual de poluentes. Deste modo, a definição de tempestade, consoante o USGS, compreende todo evento de chuva com precipitação total

mínima de 0.05 in. e intervalo equivalente a 6 horas consecutivas sem precipitação para definição da mesma. A Tabela 5.7, demonstra os limites para superiores e inferiores para as variáveis usadas no modelo.

Tabela 5.7 – Limites das variáveis independentes do modelo U.S Geological Survey.

Y	DA (milhas quadradas)	IA (%)	MAR (pol.)	MJT (°F)
COD	0,019 - 0,707	4 - 100	8,38 - 62,00	3,2 - 58,7
SS	0,019 - 0,707	4 - 100	8,38 - 49,38	3,2 - 50,1
DS	0,020 - 0,450	19 - 99	10,24 - 37,61	11,4 - 35,8
TN	0,019 - 0,830	4 - 100	11,83 - 62,00	3,2 - 58,7
NA	0,019 - 0,707	4 - 100	8,38 - 62,00	3,2 - 58,7
TP	0,019 - 0,830	4 - 100	8,38 - 62,00	3,2 - 58,7
DP	0,020 - 0,707	5 - 99	8,38 - 46,18	10,8 - 35,8
CU	0,014 - 0,830	6 - 99	8,38 - 62,00	15,3 - 58,7
PB	0,019 - 0,830	4 - 100	8,38 - 62,00	3,2 - 58,7
ZN	0,019 - 0,830	13 - 100	8,38 - 62,00	11,4 - 58,7

Fonte: Driver and Tasker (1990) apud Akan (2003). COD: Demanda Bioquímica de Oxigênio; SS: total de sólidos suspensos; DS: sólidos dissolvidos; TN: nitrogênio total; AN: total amônia adicionada nitrogênio orgânico; TP: total fósforo, DP: fósforo dissolvido; CU: cobre; PB: chumbo; ZN: zinco. Unidade: libras.

Por fim, o modelo *Simple Method*, referenciado no item 4.4, foi desenvolvido no intuito semelhante dos modelos supracitados da estimativa da carga de poluentes em áreas urbanas. Baseou-se num extenso banco de dados do município de Washington, DC e do NURP (*National Urban Runoff Pollution*), estudo desenvolvido pela agência de proteção ambiental norte-americana - EPA (U.S EPA 1983).

5.3.3 Modelagem Distribuída no tempo

A modelagem distribuída no tempo é útil para determinar a distribuição temporal das cargas de poluentes no escoamento superficial das águas pluviais. Pode também ser implementada às áreas impermeáveis e permeáveis conforme será explanado adiante.

5.3.3.1 *Buildup* de Áreas Impermeáveis

A taxa de *buildup* é maior no início da chuva e vai decrescendo com o passar do período chuvoso pela lavagem da superfície. Fatores como o tempo entre chuvas e uso do solo perfazem as equações dos modelos de *buildup*, sendo representadas por relações lineares-potenciais bem como relações exponenciais.

Segundo Roesner (1982) apud Akan (2003), a quantidade de sólidos devido ao acúmulo pode ser calculado pela Equação 5.11:

$$U_o = \frac{K_1 T_d}{K_2 + T_d} \quad (5.11)$$

onde: U_o = peso de sólidos acumulados em libras por unidade de área;

T_d = tempo decorrido desde a última chuva em dias;

K_1 = acúmulo final de sólidos em libras entre duas chuvas;

K_2 = tempo em dias para que U_o seja igual à metade de K_1 .

Os parâmetros K_1 e K_2 dependem do tipo de uso do solo e outros fatores e devem ser tratados como parâmetros de ajuste na calibração do modelo (Akan, 2003).

A estimativa de *buildup* pode ser também expressa por uma relação linear-potencial consoante a Equação 5.12 ou uma relação exponencial pela Equação 5.13 (Huber e Dickinson, 1988).

$$U_o = K_3 (T_d)^{K_4} \quad (5.12)$$

$$U_o = K_5 (1 - e^{-K_6 T_d}) \quad (5.13)$$

onde: K_3 , K_4 , K_5 e K_6 são parâmetros de ajuste.

O peso total de sólidos disponível para o *washoff* antes de um evento chuvoso (P_o) pode ser determinado por:

$$P_o = P_e + U_o A_o \quad (5.14)$$

onde: P_e = peso de sólidos remanescentes na superfície após a última chuva;

A_o = área total impermeável da bacia contribuinte à poluição do escoamento superficial.

Akan (2003) aborda o desenvolvimento de equações similares tomando como base o *buildup* por unidade de comprimento de sarjetas ou meios-fios ao invés do acúmulo por unidade de área.

As equações descritas anteriormente são utilizadas no modelo SWMM (Storm Water Management Model), da EPA, diferenciando-se apenas pela notação de símbolos. Na Tabela 5.8, encontram-se as equações correspondentes nas últimas versões desse modelo e na

Figura 5.3 o comportamento do buildup para as diferentes formulações com valores arbitrários para exemplificação.

Tabela 5.8 – Equações para o processo buildup de áreas impermeáveis.

Relação	Equação	Equação-SWMM Versão 4.0	Equação-SWMM Versão 5.0
Potencial-linear	$U_0 = K_3(Td)^{K_4}$	$DD = DDFACT.t^{DDPOW}$	$B = \text{Min}(C_1, C_2.t^{C_3})$
Exponencial	$U_0 = K_5(1 - e^{-K_6Td})$	$DD = \frac{DDLIM.(1 - e^{-DDPOW.t})}{DDPOW.t}$	$B = C_1(1 - e^{-C_2.t})$
Michaelis-Menton	$U_0 = \frac{K_1Td}{K_2 + Td}$	$DD = \frac{DDLIM.t}{DDFACT+t}$	$B = \frac{C_1.t}{C_2+t}$

DD, B = sólidos; DDFACT, C_2 = tempo em dias para que a massa de sólidos se iguale a metade do limite máximo acumulado de buildup; DDPOW, C_3 = constante de decaimento; DDLIM, C_1 = limite superior de acúmulo.

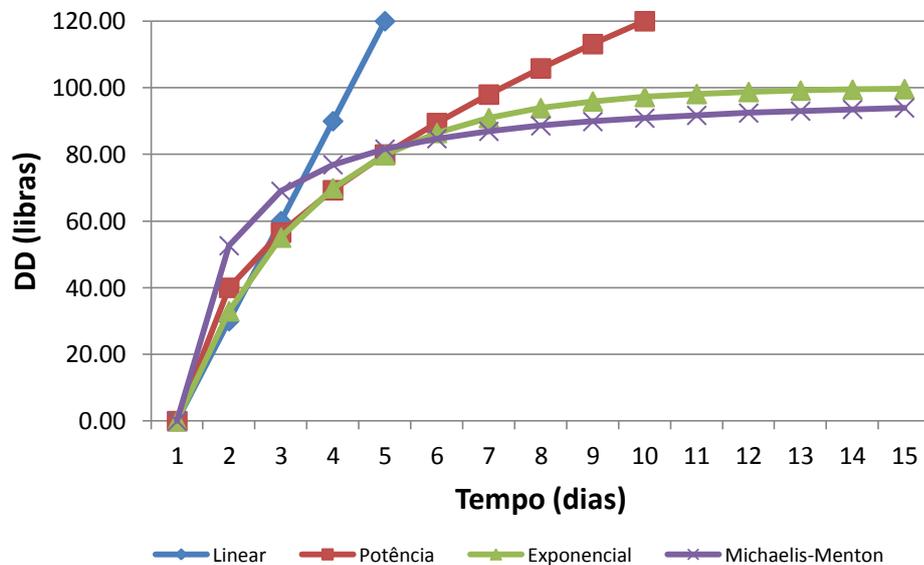


Figura 5.3 – Comparação entre as equações de *buildup*. Adaptado de Huber e Dickinson, 1988.

5.3.3.2 Washoff de Áreas Impermeáveis

O processo de *washoff* é caracterizado por funções de decaimento levando-se em conta a disponibilidade dada pelo acúmulo de poluentes, escoamento superficial existente e por um coeficiente de *washoff* representando a remoção de poluentes em função de uma taxa de escoamento.

Akan (2003) caracteriza o processo de *washoff* por uma função de decaimento sob a forma (Akan, 2003):

$$\frac{dP}{dt} = -krPA_v \quad (5.15)$$

onde: P = peso dos sólidos remanescentes sobre a superfície;
 r = taxa instantânea de escoamento superficial expressa como profundidade por unidade de tempo (vazão/área);
 k = coeficiente de washoff;
 Av: fator de disponibilidade.

O coeficiente de washoff “k” é ajustado igual a 4,6 por polegada. Isto representa a remoção de 90% da carga de sólidos totais suspensos em uma hora sob a taxa de escoamento superficial de 0,5 in./hr. Tal resultado é verificado pela Equação 5.17 descrita posteriormente.

Sonnen (1980) apud Akan (2003) estimou que o coeficiente de washoff “k” pode variar entre 0,052/in. e 6,6/in. dependendo do diâmetro da partícula, intensidade de chuva e área da bacia. Para melhorar a correção entre os dados observados e a formulação de washoff (Huber e Dickinson, 1988) introduziu-se ao modelo SWMM o fator de disponibilidade “Av” expresso em função da taxa de escoamento superficial:

$$A_v = a + br^c \quad (5.16)$$

onde: Av = fator de disponibilidade;
 a, b e c = coeficientes (parâmetros de ajuste).

Por simplicidade, segundo Akan (2003), assumindo $A_v = 1.0$ e um incremento de tempo $\Delta t = t_2 - t_1$ e integrando a Equação 4.5, tem-se:

$$P_2 = P_1 e^{-kra\Delta t} \quad (5.17)$$

onde: t_2 = tempo final;
 t_1 = tempo inicial;
 P_2 = peso dos sólidos sobre a superfície no tempo t_2 ;
 P_1 = peso dos sólidos sobre a superfície no tempo t_1 ;
 Δt = incremento de tempo;
 ra = taxa média de escoamento superficial durante Δt .

Assim, o peso de sólidos suspensos lavados ΔP durante o intervalo de tempo Δt torna-se (Wanielista, 1997):

$$\Delta P = P_1 - P_2 = P_1 (1 - e^{-kR \Delta t}) \quad (5.18)$$

Deste modo, a concentração média de poluentes para o incremento de tempo é:

$$C = \Delta P / \Delta V \quad (5.19)$$

onde, C = concentração (peso do poluente ou massa por unidade de volume de água);

ΔV = volume de escoamento superficial em Δt .

Por definição, a taxa de carga de poluentes é obtida por:

$$W = \frac{\Delta P}{\Delta t} \quad (5.20)$$

Os sólidos totais suspensos lavados ΔP_t durante todo evento de chuva podem ser determinados usando a Equação 5.21:

$$\Delta P_t = P_o(1 - e^{-kR}) \quad (5.21)$$

onde: R = profundidade total de escoamento superficial (volume total do escoamento superficial dividido pela área da superfície);

k = coeficiente de wash-off.

5.3.3.3 Washoff de áreas permeáveis

Uma das equações utilizadas para prognóstico da perda de solo ou para o cálculo da carga de poluentes para áreas permeáveis é a Equação Universal da Perda de Solo ou USLE (*Universal Soil Loss Equation*) (Equação 5.22).

$$L = R \cdot K \cdot LS \cdot C \cdot P \quad (5.22)$$

onde: R = fator chuva;

K = fator de erodibilidade do solo;

LS = gradiente de declividade;

C = fator de cobertura;

P = fator prático de controle de erosão.

Esta equação empírica foi desenvolvida nos anos 60 pelo Departamento de Agricultura Americano (USDA). Baseou-se em estudos de erosão sob chuvas naturais com cerca de 250.000 eventos de escoamento superficial, registrados por 46 estações de pesquisa em 26 estados norte-americanos (Huber e Dickinson, 1992).

Consoante Araújo *et al.* (2012), a USLE considera para a estimativa da perda de solo por unidade de área todos os fatores conhecidos que afetam a erosão pluvial, sendo eles o clima, o solo, a topografia e a cobertura vegetal.

Huber e Dickinson (1988) acrescentam que a Equação Universal de Perda de Solo (USLE) não é recomendada para eventos específicos de chuva dada seu desenvolvimento.

5.3.3.4 Polutogramas

Os polutogramas são gráficos que apresentam a variação temporal da concentração de determinado poluente (C) presente no escoamento superficial das águas pluviais. Quando se dispõe das cargas (W), resultantes do produto das vazões (Q) pelas concentrações distribuídas no tempo, tem-se o gráfico denominado de polutograma em carga de poluente.

Consoante Porto (1995), os polutogramas apresentam grandes diferenças entre eventos de precipitação e neste caso, o fator Concentração Média no Evento (CME), tem sido preferido para indicar a carga poluidora total que será lançada no corpo receptor expressa pela Equação 5.26:

$$CME = W/L \quad (5.26)$$

onde: W = carga total (mg);

L = volume total escoado (L).

A carga total pode ser obtida como dito anteriormente pelo produto da concentração em diversas amostras ao longo do tempo de duração do escoamento pelas vazões dispostas no hidrograma.

Segundo Novotny (1992) apud Porto (1995), o estabelecimento da concentração média do evento como indicador da poluição em cada evento de precipitação tem vantagens como:

- em um mesmo local, CME's exibem distribuição log-normal associando-se probabilidades e frequência de ocorrência;
- parâmetro conciso, representando um conjunto de dados muito variável;
- permite a comparação entre diferentes eventos e diferentes locais.

Na propagação de poluentes, pode-se usar os procedimentos da propagação em canais tanto para as concentrações como para as cargas. Deste modo, o Método de Muskingun pode ser utilizado, determinando-se primeiramente os coeficientes de propagação C_0 , C_1 e C_2 e assim obtendo-se a vazão.

Deve-se ressaltar que este é um método aproximado, e seu uso é destinado somente a poluentes conservativos.

6. O SISTEMA SSDDRU

6.1 Introdução

Os sistemas de suporte à decisão (SSD) ou sistemas de apoio à decisão (SAD) compreendem metodologias de auxílio à tomada de decisão compostas de bases de dados e modelos matemáticos incluindo a interação entre o usuário e o computador.

Na década de 60, com o surgimento das primeiras ferramentas computacionais, houve, então, um suporte antes não visto quanto às decisões a serem tomadas, incorrendo na evolução dessa aplicação. O desenvolvimento dos sistemas de suporte à decisão foi influenciado pelas necessidades governamentais e pela competitividade comercial na iniciativa privada (Antonello, 2008).

Os diversos componentes da estrutura de um SSD e suas funções são descritas por Porto *et al.* (2003):

- Base de modelos: geralmente constituída por modelos matemáticos que reproduzem o comportamento do sistema real, permitem a análise de cenários alternativos (modelos de simulação) e auxiliam o usuário a encontrar dimensões ou políticas ótimas de operação;
- Base de dados: pode ser composto por um Sistema de Informação Geográfica (SIG) e por um módulo de precipitação (geração de hietogramas, “reais” e sintéticos). Deve permitir relacionar as informações sobre o sistema em questão e recuperá-las com facilidade e rapidez. Esta base de dados deve alimentar a Base de Modelos com os dados necessários e armazenar os resultados dos modelos para futuras análises e comparações;
- Módulo de diálogo: engloba interfaces para facilitar a comunicação entre o usuário e o computador no fornecimento de dados, na propositura de problemas, formulação de cenários e análise de resultados.

Dentro da base de modelos, podem ser inseridos modelos de otimização, no intuito da busca de soluções ótimas relacionadas, por exemplo, às dimensões, ao custo, à melhor disposição de estruturas, bem como aos volumes para controle de cheias, dentre outras.

Neste sentido, o processo de otimização consiste em minimizar ou maximizar uma função denominada de função objetivo, sujeita ou não a restrições, sejam elas de igualdade, desigualdade ou de restrições.

6.2 Composição e funcionamento

O sistema de suporte a decisões (SSD) proposto por Cruz (2004), denominado SSDDrU, incorpora um modelo de otimização baseado em algoritmos genéticos (AG) associado a um sistema computacional de simulação hidrológica-hidráulica (IPHS1).

O modelo de otimização foi elaborado para buscar a solução que eliminasse os pontos de alagamento existentes com um mínimo custo global de implantação, considerando a implantação de reservatórios e ampliação de condutos.

A otimização baseou-se no SCE-UA (Duan *et al.*, 1992 e Duan *et al.*, 1994), e na utilização do programa IPHS1, descrito no item 5.2, para a geração de possíveis soluções.

O algoritmo “*Shuffled Complex Evolution*” ou SCE-UA (Duan *et al.*, 1992) vem sendo bastante aplicado e tem sido utilizado, principalmente na calibração de modelos de simulação de bacias, com bastante êxito (Collischonn, 2001).

O referido algoritmo agrega em uma parte inicial os algoritmos genéticos e, posteriormente, utiliza o método de busca direta de Nelder e Mead (1965) apud Diniz (1999), utilizando informações anteriores dos subcomplexos para a evolução dos indivíduos.

O processo de busca é iniciado com a seleção de uma população de “s” pontos de forma aleatória, dentro do espaço definido pelas restrições, por meio de uma distribuição uniforme. Cada grupo de parâmetros representa um ponto no espaço de busca, através do valor da função objetivo. São agrupados em conjuntos (complexos) sendo então submetidos ao algoritmo de evolução competitiva. O algoritmo então escolhe os “pais” (subcomplexos) de maior probabilidade para gerar “filhotes” mais evoluídos, por meio de uma distribuição triangular de probabilidades. A partir deste ponto, o algoritmo faz uso do método de busca direta de Nelder e Mead (1965) apud Diniz (1999), que utiliza informações anteriores dos subcomplexos para a evolução dos indivíduos, condição precípua dos AG.

Em síntese, Cruz e Tucci (2007) explicitam que o algoritmo se diferencia, também nesta última etapa, da maioria dos métodos de busca, pois favorece a inserção de mais informações por meio da substituição de descendentes por novos indivíduos gerados aleatoriamente, sendo que, após a evolução dos complexos, há a mistura, dando origem então a novas comunidades com potencial de obtenção do ótimo global.

A estrutura do SSDDrU contempla os seguintes módulos:

- Base de dados: conjunto de informações integrantes do sistema e de dados fornecidos pelo usuário, sejam eles hidrológicos, *lay-outs* para análise, cadastros do sistema de drenagem, dados demográficos, taxas de ocupação e

custos das obras de drenagem. Este módulo pode ser composto por um SIG contendo informações de ruas, quadras e redes digitalizadas e georreferenciadas;

- Avaliação dos impactos das inundações: neste módulo determinam-se a capacidade do sistema de drenagem existente; os cenários de planejamento quanto ao horizonte de desenvolvimento da bacia e período de retorno e os pontos com insuficiência hidráulica. Este módulo é executado pelo modelo IPHS1;
- Otimização das alternativas de controle: o SSDDrU busca a otimização econômica das soluções, objetivando um cenário sem os alagamentos detectados, com um mínimo custo de implantação de obras. O algoritmo de otimização utilizado pelo sistema é o SCE-UA, sendo que, para cada tentativa, é utilizado o modelo de simulação IPHS1 supracitado.

6.3 Equacionamento do modelo de otimização

Consoante Cruz (2004), sendo o sistema na forma de árvore com "N" nós e "N" trechos a jusante destes nós (Figura 6.1), cada um destes nós apresentará um ou mais condutos convergindo com vazão Q_e ($Q_{e1}, Q_{e2}, \dots, Q_{er}$), sendo que o somatório é expresso por:

$$Q_{Ei} = \sum_{j=1}^r Q_{ej} \quad (6.1)$$

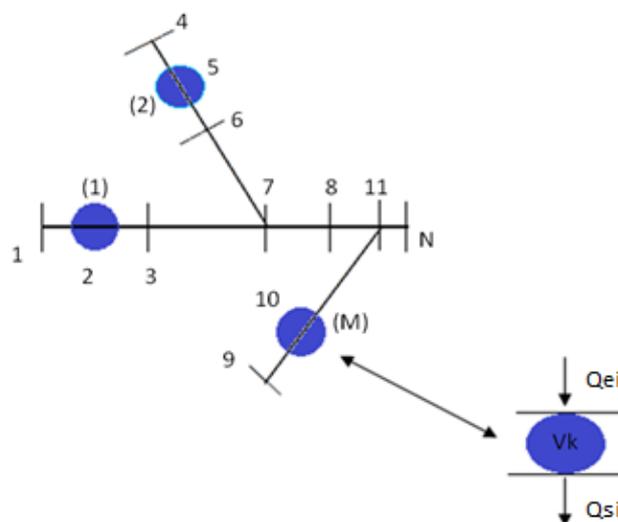


Figura 6.1 - Representação esquemática trechos, nós (1 a "N") e nós com retenção (1 a "M").

Determinando a capacidade do sistema pelo modelo hidrológico dado, e pelas características do conduto, galeria ou canal, cada nó terá uma capacidade máxima atual Q_{ci} . Deste modo, o usuário definirá em quais nós, em função da área disponível, declividade e tipo de solo, dentre outras características, podem ser previsto(s) "M" reservatório(s) de detenção.

Existindo tal estrutura, haverá uma vazão amortecida de saída Q_{si} , correspondente a um volume V_k (Figura 6.1). Assim, para o controle quantitativo, a vazão de saída é função do volume do reservatório:

$$Q_{si} = f(V_k) \quad (6.2)$$

Por sua vez, o volume do reservatório possui relação com a profundidade de escoamento [$h_k=f(V_k)$], e este com a vazão de saída. A vazão de saída do reservatório Q_{si} e a profundidade h_k se relacionam pela função:

$$Q_{si} = g(h_k) \quad (6.3)$$

Expressa-se essa função pela equação de orifício:

$$Q_{si} = C_d \cdot A_k \cdot \sqrt{2gh_k} \quad (6.4)$$

onde: Q_{si} = vazão de saída do reservatório 'i';

C_d = coeficiente de descarga do orifício;

A_k = área da seção transversal do orifício;

g = aceleração da gravidade;

h_k = altura de água ou carga hidráulica.

De acordo com o Manual de Drenagem Urbana, vol. VI do Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre (Porto Alegre, 2005), utilizam-se para o cálculo dos descarregadores de fundo, como orifícios e bocais, respectivamente, as equações 6.5 e 6.6.

$$A_k = \frac{0,37 \cdot Q_s}{\sqrt{h_k}} \quad (6.5)$$

$$A_{kb} = \frac{0,45 \cdot Q_s}{\sqrt{h_k}} \quad (6.6)$$

onde: A_k = área da seção transversal do orifício;

A_{kb} = área da seção transversal do bocal;

Q_s = vazão de saída;

h_k = altura de água ou carga hidráulica.

Para reservatórios *off-line*⁷ deverá ser adicionada a vazão de saída à vazão de *by-pass* (Q_{bi}). No caso de reservatórios *in-line*⁸ a vazão de *by-pass* será nula com $Q_{bi} = 0$ (Figura 6.2).

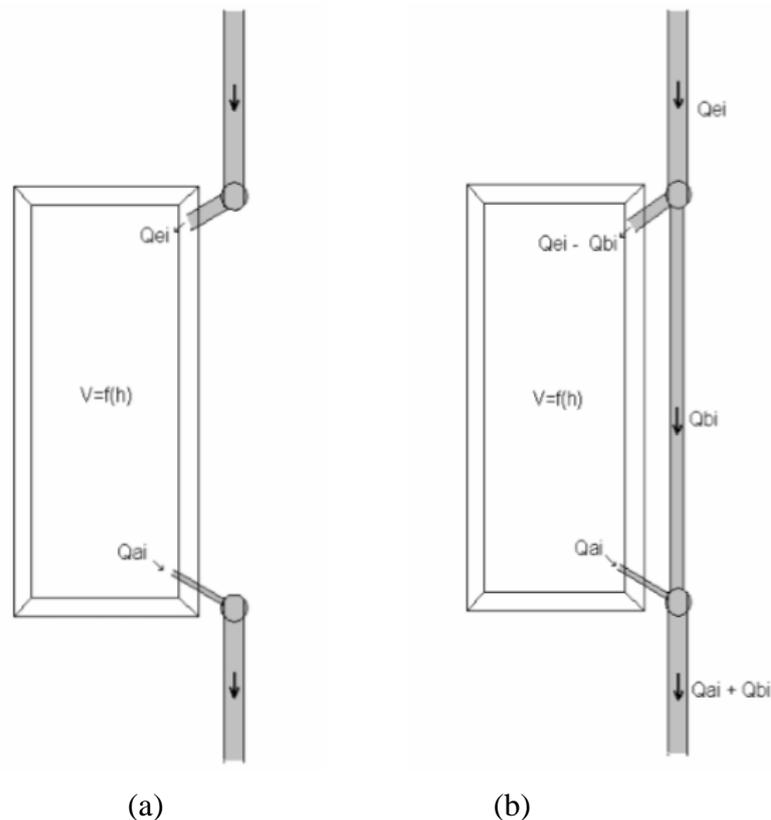


Figura 6.2 - Desenho esquemático para reservatórios "in-line" (a) e "off-line" (b) (Cruz e Tucci, 2007).

Para nós sem reservatórios, a vazão será a própria Q_{Ei} . A vazão de ampliação a jusante de nó será $Q_{li} = Q_i - Q_{ci}$, com ampliação caso $Q_i > Q_{ci}$, do mesmo modo com trechos a jusante de reservatórios.

⁷ Conhecidos também como reservatórios ou bacias em paralelo por estarem nesta posição, em relação ao sistema de drenagem para desvio dos escoamentos (Baptista *et al.*, 2005; Canholi, 2005).

⁸ Podem ser denominados também por reservatórios em série ou *on-line*, estando assim na linha principal do sistema de drenagem (Baptista *et al.*, 2005; Canholi, 2005).

Na otimização para obtenção da vazão em função da altura, o parâmetro a ser otimizado e analisado, com limite pré-estabelecido, é a área do descarregador de fundo A_k , ressaltando que, para o controle qualitativo, haverá uma restrição dada pela vazão a ser liberada em 24 horas. Pode-se também considerar a vazão de *by-pass* como uma variável a ser otimizada dentro de limites pré-estabelecidos.

Assim, o processo de otimização é realizado a partir de "M" variáveis correspondentes às áreas dos descarregadores de fundo dos "M" reservatórios previstos. Caso todos os reservatórios sejam do tipo "off-line", pode-se considerar "2M" variáveis através da otimização também de Q_{bi} .

A função objetivo é expressa pela Equação 6.7 e busca a minimização dos custos relacionados à ampliação dos condutos e implantação de detenções (Cruz, 2004).

$$F. O = \sum_{i=1}^n w(Q_{li}) + \sum_{k=1}^m u(A_k) \quad (6.7)$$

onde: $w(.)$ = função de custo referente à ampliação de vazão de cada trecho;

$u(.)$ = função de custo relacionado com a detenção.

6.4 Função de custo de ampliação dos condutos

A função de custo de ampliação da vazão para cada trecho abrange obras de substituição de redes insuficientes, admitindo critérios de projetos locais, como declividades máximas e mínimas, rugosidades e diâmetros padronizados.

A incidência média de rocha (%) é um importante fator que onera os custos de ampliação dos condutos, sendo de extrema importância sua determinação, seja por sondagens ou por consulta aos órgãos responsáveis pelas obras que podem dispor de mapas de classificação deste item.

Os custos unitários podem ser obtidos em tabelas para orçamento de departamentos municipais responsáveis pela execução de obras de infraestrutura, bem como também por meio do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), disponível em http://www1.caixa.gov.br/gov/gov_social/municipal/programa_des_urbano/SINAPI/index.asp, sistema gerenciado pela Caixa Econômica Federal e pelo IBGE.

Cruz e Tucci (2007) ajustaram a Equação 6.8 para ampliação de condutos considerando a profundidade média de 1,0 m sobre as redes pluviais e a incidência de rocha.

$$C_{unit} = 6,25. D. (1 + Rc)^{0,143} + CPAV \quad (6.8)$$

onde: C_{unit} = custo unitário de implantação da rede (R\$/m);

D = diâmetro (cm);

Rc = incidência rochosa no solo (%);

$CPAV$ = custo de remoção e reposição do pavimento (R\$).a

Para diâmetros superiores ao padrão máximo de 1,50 m e com a configuração não circular mas retangular, fixando as alturas em 0,50 m, 1,0 m e 1,50 m em função da largura respectivamente, têm-se as equações:

$$C_{unit} = 6,25. L. (1 + Rc)^{0,119} + CPAV \quad (6.9)$$

$$C_{unit} = 7,09. L. (1 + Rc)^{0,134} + CPAV \quad (6.10)$$

$$C_{unit} = 7,92. L. (1 + Rc)^{0,146} + CPAV \quad (6.11)$$

onde: C_{unit} = custo unitário de implantação da rede (R\$/m);

L = largura da galeria (cm);

Rc = incidência rochosa no solo (%);

$CPAV$ = custo de remoção e reposição do pavimento (R\$).

Os custos de remoção e reposição de pavimento foram estimados pelos mesmos autores para cinco tipos de pavimentos, apresentados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Tipos de pavimentos e funções de custo.

Tipo de pavimento	Função ajustada	R²
Asfalto	$CPAV = 8,09. L^{0,52}$	0,979
Paralelepípedo	$CPAV = 8,09. L^{0,52}$	0,984
Laje de Grês	$CPAV = 8,09. L^{0,52}$	0,976
Basalto	$CPAV = 8,09. L^{0,52}$	0,982
Grama	$CPAV = 8,09. L^{0,52}$	0,970

onde: L – largura da galeria ou diâmetro da tubulação (cm).

6.5 Função de custo das detenções

Cruz e Tucci (2007) apresentaram duas funções de custo das detenções, respectivamente para reservatórios abertos e fechados, Equações 6.12 e 6.13.

$$C_{\text{unitr}} = 35,68. (1 + Rc)^{0,254} \quad (6.12)$$

$$C_{\text{unitr}} = 256,45. (1 + Rc)^{0,064} \quad (6.13)$$

onde: C_{unitr} = custo unitário de implantação do reservatório (R\$/m³);

Rc = incidência rochosa no solo (%).

A composição dos custos para os reservatórios abertos considerou a quantificação de volumes escavados, áreas gramadas, superfícies em concreto e taludes em grama e em pedra argamassada, além de estruturas de entrada e saída.

Já para os reservatórios fechados ou subterrâneos os itens principais para obtenção da função de custos foram o volume escavado, o volume de concreto armado e as estruturas de entrada e de saída.

6.6 Funções de custo complementares

Faz-se necessário acrescer ao custo de implantação dos reservatórios, sejam eles abertos ou fechados, o custo da área a ser desapropriada.

Este custo depende de vários fatores, como a localização da área no contexto urbano, incidência ou não de inundações frequentes na região, existência ou não de construções, etc. (Cruz e Tucci, 2007).

Esta função é determinada pela seguinte equação:

$$C_{\text{desap}} = A_{\text{inun}} \cdot C_{\text{unita}} \quad (6.14)$$

onde: C_{desap} = custo total de desapropriação;

A_{inun} = área inundada em m² obtida por simulação;

C_{unita} = custo por m² de área a ser desapropriada.

A penalização dada pelo modelo, por meio do parâmetro $icritlim$ (penalidade por unidade de vazão excedente) permite a dado cenário restringir as vazões máximas de saída ($qlimoti$), onerando os custos de maneira a inviabilizar soluções com vazões superiores a $qlimoti$ estabelecida. Em outras palavras, a solução ótima dada pelo modelo pode não garantir, ao buscar a utilização de reservatórios ou ampliação de condutos, uma redução das vazões excedentes, possibilitando pela penalização assegurar o limite pré-estabelecido.

Em síntese, a penalização é dada pela razão entre a vazão limite otimizada e a vazão limite imposta, dadas as condições de não excedência a um determinado risco ou período de retorno, expressa por:

$$C_{penal} = C_{Tobra} \cdot (Coefjus - 1) \quad (6.15)$$

onde: C_{penal} = custo da penalização;

C_{Tobra} = custo total da obra;

$Coefjus$ = razão expressa por:

$$Coefjus = q_{maxotim} / q_{limoti} \quad (6.16)$$

onde: $q_{maxotim}$ = vazão limite otimizada;

q_{limoti} = vazão limite imposta.

A vazão limite imposta é assumida como resposta do modelo pela simulação do sistema a um determinado risco ou período de retorno.

6.7 Funcionamento e roteiro de uso do SSDDrU

A Figura 6.3 ilustra as sub-rotinas internas do SSDDrU, destacando-se entre elas o algoritmo de otimização SCE-UA, implementado em FORTRAN por Collischonn (2001), e o modelo IPHS1.

Internamente à sub-rotina IPHS1 são evocadas outras sub-rotinas, a saber: PRECIP (número de postos de chuvas e hietogramas), PULSOTIM (propagação em reservatórios pelo método de Puls); PROPR (propagação em rios e canais pelo método de Muskingum-Cunge em canais [AMCP] e condutos fechados [AMCPFECH] e a sub-rotina TCV (transformação chuva-vazão pelo método do SCS e propagação superficial pelo método de Clark). Outras sub-rotinas comuns no sistema de suporte são: PLOTA, HID e CUSTOS, que representam respectivamente a plotagem das vazões de entrada e saída nas estruturas de drenagem; hidrogramas resultantes de cada operação e volume escoado, e os custos unitários e totais referentes à ampliação de tubulações, implantação de detenções e desapropriação de áreas.

Em síntese, após a leitura do arquivo de entrada com informações advindas do IPHS1 e devidas alterações que se fizerem necessárias, o programa SSDDrU armazena os dados deste em matrizes e procede no objetivo de otimização ou não, conforme interesse do usuário.

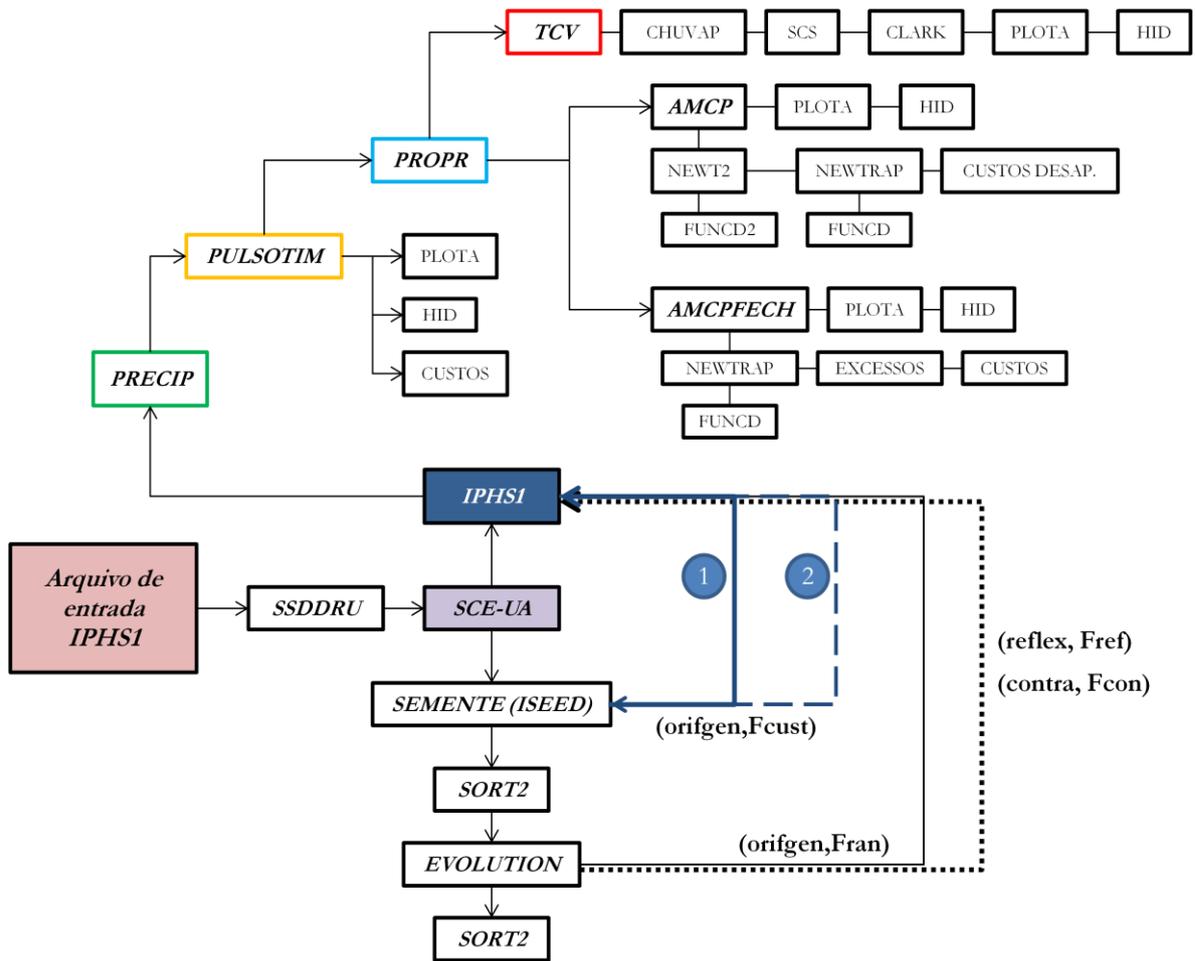


Figura 6.3 - Sub-rotinas presentes no SSDDrU.

A opção pela não otimização conduz o processo de ampliação de condutos na busca de se evitar os alagamentos na área. A opção de otimização consistirá na busca do mínimo custo relativo ao controle quantitativo pela implantação de reservatórios e ampliação de condutos.

O programa, a cada simulação, gera diversos arquivos de saída, representando os hidrogramas referentes a cada operação hidrológica, curva vazão controlada x volume necessário, cota máxima nos reservatórios, alagamentos na propagação, precipitação efetiva, cotas nos trechos, valores obtidos para a função objetivo e o arquivo denominado REENTRADA.txt.

O arquivo REENTRADA.txt constitui o arquivo já alterado pelo programa com os valores ótimos das áreas dos descarregadores de fundo obtidos na otimização e que deverá ser utilizado como entrada novamente, gerando assim a simulação final da alternativa selecionada.

Uma vez definido o arquivo de entrada com os locais e as demais informações para os possíveis reservatórios, o roteiro de uso é composto das seguintes etapas (Cruz, 2011):

1. Executar o programa com a opção NTIP = 0 (rodar sem otimizar) para verificar se o programa roda perfeitamente;
2. Caso deseje verificar o custo para ampliação total sem controle (incluindo penalidades no arquivo de entrada), ou seja, sem a utilização de reservatórios, usar NTIP = 100. Verificar arquivo OTIMIZADO.IPH e demais arquivos de rodada sem otimização;
3. Para otimizar por SCE-UA alterar NTIP no arquivo de entrada para valor negativo (-1);
4. Entrar na tela o número de evoluções desejado para o processo. Aconselha-se realizar um grande número de evoluções para garantir a obtenção do ótimo global. Cada evolução deverá conter no mínimo $(20 \times \text{NRSVT} + 10)$ avaliações da função objetivo; onde NRSVT é o número de reservatórios;
5. Após concluir a otimização, verificar os arquivos EVOLUTION.txt e FORDENADA.TXT. O primeiro representa o andamento do processo evolutivo de busca do mínimo custo e o segundo é uma ordenação do primeiro, facilitando a visualização dos menores valores obtidos. Aconselha-se após a utilização renomear os arquivos acima para não ocorrer uma sobregravação com outra rodada do modelo;
6. O arquivo RODADAS.iph mostra o tempo gasto com a simulação e gera valores organizados da evolução para montagem de gráficos evolutivos. O arquivo VAZAO_CONT.iph apresenta os valores da função objetivo gerados e as vazões de saída finais do sistema correspondentes. Conforme o item anterior, tais arquivos são renomeados para não perdê-los após outra rodada;
7. Para gerar a simulação final da alternativa selecionada, basta rodar novamente o SSDDrU entrando como arquivo de entrada um arquivo gerado pelo próprio programa: o REENTRADA.txt. Este arquivo substitui automaticamente os valores dos parâmetros (área de orifício e vazão de *by-pass* de cada reservatório) por aqueles otimizados no processo. A configuração final é verificada no arquivo OTIMIZADO.iph com os custos discriminados por operação hidrológica.

7. ESTRATÉGIA METODOLÓGICA

No intuito de pesquisar a hipótese da viabilidade da integração dos controles quantitativo e qualitativo das águas pluviais na macrodrenagem urbana, considerando aspectos construtivos e econômicos, foram utilizados recursos e modelos do SSDDrU para a investigação, aplicados a um estudo de caso.

Internamente, o SSDDrU acopla o sistema computacional IPHS1 com modelos hidrológicos e hidráulicos e o SCE-UA para otimização das soluções.

Os conjuntos de modelos que compreendem o IPHS1, descritos em detalhe no anexo, e que são utilizados neste estudo, podem ser divididos em três grupos:

1. quanto à transformação chuva-vazão: o método do *Soil Conservation Service* (SCS) para geração do escoamento e o método de Clark para propagação superficial do escoamento;
2. quanto à propagação da vazão em canais e condutos (galerias): método de *Muskingum-Cunge*;
3. quanto à propagação em reservatórios: o método de Puls.

A busca da solução ótima de menor custo relativa à ampliação de condutos e/ou instalação de reservatórios de detenção se dá por meio da função objetivo, descrita em 6.2 (Equação 6.7) e rerepresentada abaixo, utilizando o algoritmo de otimização SCE-UA.

$$F. O = \sum_{i=1}^n w(QI_i) + \sum_{k=1}^m u(A_k)$$

onde: $w(.)$ = função de custo referente à ampliação de vazão de cada trecho;
 $u(.)$ = função de custo relacionado com a detenção.

A composição da função objetivo integrante do processo de otimização se processou pelas seguintes funções (Cruz, 2004; Cruz e Tucci, 2007):

- Função de custo unitário das redes e galerias de macrodrenagem: utilizou-se as equações apresentadas em 6.4 Adotou-se a percentagem de 30% de incidência média de rocha e o tipo de pavimento implantando sobre cada trecho como o existente na rede;
- Função de custo unitário dos reservatórios: considerou-se os custos apresentados em 6.5 e incidência de rocha em 30%;
- Função de custo unitário de desapropriações: considerou-se para áreas livres a serem desapropriadas o valor de R\$ 50,00/m² e para áreas construídas o valor de R\$ 200,00;

- Função de penalização: esta função visa penalizar os custos para valores de vazão superior à vazão limite de saída do sistema. Deste modo, penalizou-se apenas o trecho de saída já que não há interesse de aumentos de vazão para o arroio a jusante da bacia de estudo.

A otimização de reservatórios com o controle quali-quantitativo para a finalidade desta pesquisa, contou com modificações nas restrições das vazões de saída e nas respectivas áreas dos orifícios de saída dos reservatórios, para o controle qualitativo.

A estratégia metodológica compreenderá: (i) obtenção de dados da área de estudo; (ii) revisão da alteração da relação densidade habitacional x área impermeável, por sua importância como dado de entrada no modelo utilizado para otimização; (iii) estabelecimento do volume de controle qualitativo em função da área impermeável; (iv) definição das restrições das vazões de saída para a bacia de estudo em função das áreas impermeáveis contribuintes e da existência de reservatórios; (v) otimização das soluções pelo modelo de estudo de alternativas.

7.1 Obtenção dos dados da área de estudo

Foram considerados para este estudo dados obtidos no Plano Diretor de Drenagem Urbana da Bacia do Moinho (Porto Alegre, 2002) e também do trabalho desenvolvido por Cruz (2004), dentre eles: a delimitação de sub-bacias da área de estudo; informações dos trechos (canais naturais ou galerias) como dimensões e coeficientes de rugosidade e locais possíveis para os reservatórios (pontos de alagamentos). Utilizaram-se como informações hidráulicas e hidrológicas, também advindas do estudo de Cruz (2004), os hidrogramas gerados pelo método do SCS, por meio dos parâmetros CN e do tempo de concentração, propagados na superfície pelo método de Clark e ao longo dos condutos por Muskingum-Cunge, as vazões de by-pass e orifícios dos possíveis reservatórios.

Para a geração de hietogramas de projeto a serem utilizados no sistema de SSDDrU, dispôs-se da equação i-d-f existente no município de Porto Alegre, com maior proximidade à bacia estudada (posto 8º. Distrito de Meteorologia) adaptada de Bemfica (1999) (Equação 7.1, Figura 7.1).

$$i = \frac{1297,9 \cdot Tr^{0,171}}{(d+11,6)^{0,85}} \quad (7.1)$$

onde: i = intensidade pluviométrica (mm/h);

Tr = tempo de recorrência ou período de retorno (anos);

d = duração (min).

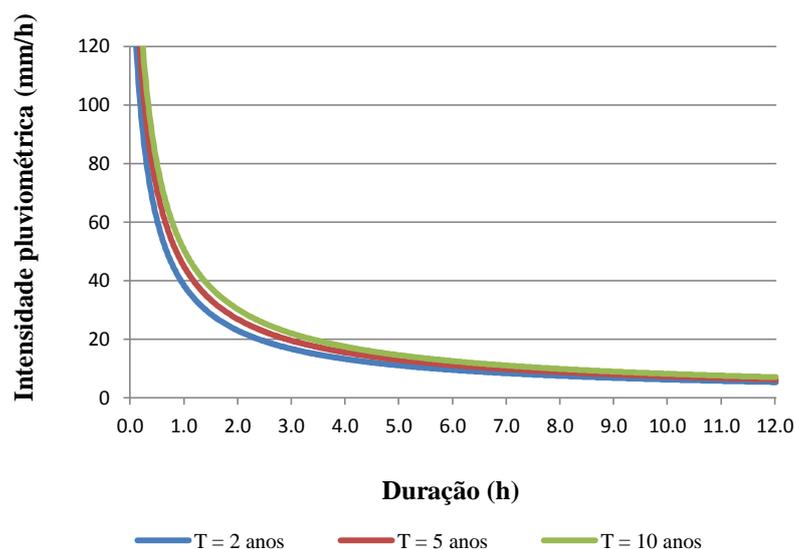


Figura 7.1 - Curvas Intensidade-Duração-Frequência - Adaptad de Bemfica (1999).

7.2 Atualização da relação entre a área impermeável e a densidade habitacional

Os dados demográficos utilizados para a atualização da relação entre a área impermeável e a densidade habitacional foram obtidos da base de dados SIDRA do IBGE (IBGE, 2011), onde existem informações sobre contagem demográfica, por Estados, cidades, municípios e bairros brasileiros, baseadas nos censos demográficos.

A importância da atualização dessa relação baseia-se no surgimento de imagens de maior resolução espacial e espectral nos últimos anos permitindo maior precisão em processos de classificação para definição de áreas permeáveis e impermeáveis e, também, pelas mudanças demográficas ocorridas na área de estudo, já que a relação anterior fora obtida na década de noventa por Campana e Tucci (1994).

Para a estimativa da área impermeável nos bairros dispôs-se da classificação de imagens multiespectrais. Esta classificação consiste na identificação de diferentes alvos na superfície terrestre através do comportamento espectral dos mesmos. Este processo pode partir do próprio usuário na identificação visual e no agrupamento de tais alvos em classes sendo denominada de classificação supervisionada.

A classificação supervisionada pode ainda ser subdividida em rígida ou relativa. Quanto à primeira classificação o método da máxima verossimilhança é um dos mais utilizados. Este método baseia-se na teoria de Bayes. Conhecendo as informações do conjunto de amostras de treinamento de cada classe, este comando associa, através da média, da

variância e da covariância das assinaturas espectrais, a possibilidade de um pixel pertencer a uma determinada classe (Clark Labs, 2006). Nesta classificação são geradas imagens representando a probabilidade dos pixels existentes na imagem pertencerem a cada classe, num intervalo de 0 a 1.

Utilizou-se, para a classificação, o produto gerado de um mosaico de imagens do satélite QuickBird II, imagem resultante da fusão entre a banda pancromática mais as bandas do visível com resolução espacial de 1m, obtidas no período de março de 2002 a março de 2003. Para a classificação das imagens, foi utilizado o software IDRISI, e optou-se pela classificação supervisionada rígida. Com os bairros escolhidos gerou-se, então, para cada bairro uma máscara para classificação digital.

Para a verificação da classificação, utilizou-se uma imagem de controle (100m x 100m) referente a uma área pertencente a um dos bairros de estudo com características de áreas impermeáveis e permeáveis comuns aos outros bairros. A imagem de controle foi classificada visualmente, definindo-se duas classes principais, uma permeável englobando sub-classes, como vegetação e solo exposto e outra classe impermeável, composta pelas sub-classes: asfalto, cobertura cerâmica, cobertura concreto, cobertura metálica e água. Após essa etapa, realizou-se a classificação automática para os bairros em estudo por Máxima Verossimilhança (Menezes Filho, 2013).

Deste modo, ajusta-se, então, uma regressão para obtenção da relação entre a área impermeável e a densidade habitacional.

7.3 Estabelecimento do volume de controle qualitativo

Como descrito anteriormente, nos capítulos 4 e 5, em função da carência de dados qualitativos das águas pluviais, que permitissem a utilização de modelos com equações de decaimento, utilizou-se nesta pesquisa o conceito do volume de controle para a qualidade de água a ser reservado nas estruturas de drenagem, como as bacias de detenção estendida.

A retenção desse volume por determinado período de tempo associa-se ao fenômeno da carga de lavagem (*first flush*), pelo fato desta conter grande porção de poluentes associada a eventos frequentes de chuva. Logo, consiste numa alternativa para o tratamento das águas pluviais e ferramenta de planejamento da inclusão destes volumes ao já existente controle quantitativo nos dispositivos de macrodrenagem.

A lâmina de escoamento superficial (R) é calculada pela Equação 4.2, descrita novamente abaixo.

$$R = P \cdot P_j \cdot C$$

onde: R = escoamento superficial (polegadas-in);
 P = precipitação média anual (polegadas-in);
 Pj = proporção da precipitação que gera escoamento superficial;
 C = coeficiente de escoamento superficial.

Essa lâmina de escoamento superficial pode, então, ser entendida como a razão entre o volume de escoamento superficial gerado pelos eventos frequentes de chuva e a área de contribuição ou de drenagem.

Destarte, o volume de controle pode ser expresso pela Equação 7.2:

$$V_c = V_{esc} = A \cdot R \quad (7.2)$$

onde: Vc = volume de controle qualitativo (m³);
 Vesc = volume de escoamento superficial (m³);
 A = área de contribuição ou de drenagem (m²);
 R = escoamento superficial (m);

Rearranjando a equação 7.2, tem-se:

$$R = \frac{V_{esc}}{A} \quad (7.3)$$

onde: R = escoamento superficial (m);
 Vesc = volume de escoamento superficial (m³);
 A = área de contribuição ou de drenagem (m²).

Pela regra dos 90%, o volume de escoamento superficial gerado pelos eventos frequentes corresponderia ao volume de controle a ser garantido para atingir a meta de tratamento das águas pluviais, e, portanto:

$$V_{esc} = V_c \quad (7.4)$$

onde: Vesc = volume de escoamento superficial (m³);
 Vc = volume de controle qualitativo (m³).

Logo, tem-se:

$$R = \frac{V_{esc}}{A} = \frac{V_c}{A} \quad (7.5)$$

onde: R = escoamento superficial (m)

V_{esc} = volume de escoamento superficial (m³)

A = área de contribuição ou de drenagem (m²);

V_c = volume de controle qualitativo (m³).

Deste modo, o escoamento superficial ou a razão entre o volume de controle e a área de contribuição ou de drenagem representariam o volume de controle qualitativo específico, expresso nas unidades usuais de volume, área e precipitação, por:

$$R = \frac{V_c}{A} = V_{ce} = 10 \cdot C \cdot P_{90} \quad (7.6)$$

onde: R = escoamento superficial (mm)

V_c = volume de controle qualitativo (m³);

A = área de contribuição ou de drenagem (ha);

V_{ce} = volume de controle qualitativo específico (m³/ha);

C = coeficiente de escoamento superficial;

P_{90} = precipitação (mm) com frequência 0,9 de não excedência.

Substituindo o valor de C pela equação 4.5, ter-se-á que o volume de controle qualitativo específico dependerá da precipitação e da proporção de área impermeável da área de contribuição ou de drenagem em questão, sendo expresso por:

$$V_{ce} = 10 \cdot [C_p + (C_i - C_p) \cdot A_i] \cdot P_{90} \quad (7.7)$$

onde: V_{ce} = volume de controle qualitativo específico (m³/ha);

C_p = coeficiente de escoamento de áreas permeáveis;

C_i = coeficiente de escoamento de áreas impermeáveis;

A_i = proporção de áreas impermeáveis;

P_{90} = precipitação (mm) com frequência 0,9 de não excedência.

Adotando-se o valor de 0,95 para o coeficiente de escoamento de áreas impermeáveis e o valor de 0,15 para o coeficiente de escoamento de áreas permeáveis (Tucci, 2000), a equação para o cálculo do coeficiente de escoamento, em função da proporção de área impermeável (A_i), Equação 4.5, torna-se:

$$C = 0,15 + 0,80 \cdot A_i \quad (7.8)$$

Portanto, a Equação 7.7 toma a forma:

$$V_{ce} = 10 \cdot [0,15 + 0,80 \cdot A_i] \cdot P_{90} \quad (7.9)$$

onde: V_{ce} = volume de controle qualitativo específico (m^3/ha);

A_i = proporção de área impermeável;

P_{90} = precipitação (mm) com frequência 0,9 de não excedência.

A proporção de áreas impermeáveis da bacia, parâmetro de fundamental importância para a obtenção do volume de controle qualitativo é atualizada pela análise de imagens e dados referentes ao censo demográfico, de acordo com o que foi descrito no item 7.2.

A precipitação, P_{90} , representa a chuva com frequência de 90% (chuva que não é excedida com frequência 0,9 na curva de frequência acumulada). Portanto, as precipitações abaixo deste valor representam 90% dos eventos de chuva registrados, priorizando-se, desta forma, eventos mais frequentes do que os que são considerados para o controle quantitativo.

Para o estabelecimento deste volume de controle, os dados diários de chuva são obtidos por meio do *site* da Agência Nacional de Águas – ANA, em sua ferramenta HidroWeb⁹. A opção pelos dados diários reflete a carência de dados de pluviógrafos com séries superiores a 15 anos, muitas vezes pertencentes a um número reduzido de estações e controladas por empresas privadas.

De posse dos dados da estação, verificou-se a presença de algumas falhas que não foram preenchidas por dados estimados, mas excluídas para o estabelecimento do volume de controle. Os mesmos dados foram ordenados de forma crescente, traçando-se a curva de frequências acumuladas, a partir da qual identificou-se o valor da precipitação que constitui o quantil 0,9 desta curva. Deste modo, obtendo-se a proporção de área impermeável da área de

⁹ Disponível em: <http://hidroweb.ana.gov.br/>.

estudo, seja ela uma bacia ou sub-bacia, e, dispondo-se do valor da precipitação com frequência de 90%, calcula-se o volume de controle qualitativo específico, pela equação 7.8.

7.4 Definição da restrição quanto às vazões de saída

Calculado o volume de controle qualitativo específico (Vce) em função das áreas impermeáveis contribuintes ao(s) reservatório(s), passa-se ao cálculo das vazões de saída (Qs). Estas são obtidas pela restrição à liberação do escoamento em função da duração da retenção, adotada aqui em 24 horas, resultando na Equação 7.10:

$$Q_s = V_{ce} \cdot A / 86,4 \quad (7.10)$$

onde: Qs = vazão de saída (L/s);

Vce = volume de controle qualitativo específico (m³/ha);

A = área de contribuição ou de drenagem (ha).

Deste modo, a vazão de saída calculada para determinado reservatório deverá ser fixada no valor de Qs obtido, a fim de possibilitar o tratamento dos volumes armazenados durante o período de 24 horas. Esta restrição deverá ser atendida para a estimativa dos custos dos reservatórios quanto à otimização das áreas dos orifícios de saída dos mesmos, conforme descrito no item 6.3.

Dada a vazão de saída de restrição para determinado reservatório, a área do orifício é determinada pela Equação 6.6, reescrita abaixo.

$$A_k = \frac{0,37 \cdot Q_s}{\sqrt{h_k}}$$

onde: Ak = área da seção transversal do orifício;

Qs = vazão de saída;

hk = altura de água ou carga hidráulica.

7.5 A utilização do SSDDrU para a otimização do controle qualitativo

De posse dos dados da área de estudo, a utilização do SSDDrU faz-se pela utilização de um arquivo padrão, denominado de teste, fornecido juntamente com o algoritmo do modelo em linguagem FORTRAN.

Este arquivo é, então, alterado com as informações obtidas da simulação da área de estudo pelo modelo IPHS1, principalmente com a inserção das operações hidrológicas contidas no arquivo de saída do referido modelo e também com os locais e as informações necessárias para os possíveis reservatórios. Outras alterações necessárias como novas áreas de orifícios e novos volumes de reservatórios para o controle qualitativo a que se propõem nesse trabalho, são efetuadas nesse arquivo.

No intuito de possibilitar a visualização das etapas do estudo, elaborou-se um esboço inicial contendo todas as informações da configuração inicial da bacia (nomenclatura disposta no IPHS1), contendo todas as operações hidrológicas (OP) de transformação chuva-vazão envolvidas, trechos (T) referentes a galerias e canais e, por fim, pontos de controle (PC) que representam elementos que aportam sub-bacias, unem trechos e podem representar futuros reservatórios (R).

A definição dos locais para implantação de reservatórios seguiu o trabalho de Cruz (2004), locais estes, representativos de pontos de alagamento e insuficiência hidráulica da rede de drenagem existente no transporte das vazões.

Para a determinação das vazões de saída de cada reservatório, identificou-se a possível localização dos mesmos nas sub-bacias, relacionando-se a porcentagem da área impermeável e o respectivo volume de controle necessário.

Assim, a cada reservatório foi referenciada uma área, dada pela soma das áreas contribuintes ao mesmo, ocasionando as respectivas vazões de saída e as distintas áreas para os descarregadores de fundo ou orifícios.

Para a utilização do SSDDrU foram consideradas duas situações. A primeira situação refere-se à verificação da possibilidade do uso do volume destinado ao controle quantitativo para o controle qualitativo. Deste modo, permaneceriam os volumes existentes e apenas far-se-iam as alterações das áreas dos orifícios dos reservatórios previstos. Nessa situação os cenários a seguir descritos foram simulados para riscos de projeto diferenciados (2, 5 e 10 anos), apenas restringindo-se as vazões de saída, assumindo-se, então, a utilização do volume de controle quantitativo para o controle qualitativo.

Na segunda situação, prevê-se a existência de um volume adicional para o controle qualitativo ao já existente quantitativo, considerando-se assim volumes compartilhados.

Deste modo, sendo o volume de controle qualitativo específico (V_{ce}) dado pela Equação 7.9 e a área de contribuição ou de drenagem dada por A , rearranjando-se a equação 7.6, tem-se que o volume de controle qualitativo (V_c) é dado por:

$$V_c = V_{ce} \cdot A \quad (7.11)$$

onde: V_c = volume de controle qualitativo (m^3);

V_{ce} = volume de controle qualitativo específico (m^3/ha);

A = área de contribuição ou de drenagem (ha).

Conhecidos a área do reservatório (A_r) e seu volume (V_r) existente, tem-se a profundidade inicial h_1 expressa por:

$$h_1 = \frac{V_r}{A_r} \quad (7.12)$$

onde: h_1 = profundidade inicial do reservatório (m);

V_r = volume do reservatório (m^3);

A_r = área do reservatório (m^2).

Dispondo-se do volume do reservatório, V_r , e do volume para o controle qualitativo, V_c , calcula-se o volume total necessário para o reservatório pela Equação 7.13:

$$V_t = V_r + V_c \quad (7.13)$$

onde: V_t = volume total (m^3);

V_r = volume do reservatório (m^3);

V_c = volume de controle qualitativo (m^3).

Deste modo, a profundidade total necessária a cada reservatório para conter os dois volumes distintos é expressa por:

$$h_t = \frac{V_t}{A_r} \quad (7.14)$$

onde: h_t = profundidade total (m);

V_t = volume total (m^3);

A_r = área do reservatório (m^2).

Nessa segunda situação, considerou-se o risco empregado para a macrodrenagem da área de estudo, $T = 10$ anos.

Destaca-se que, para essa segunda situação, além da alteração das áreas dos orifícios, far-se-á a alteração das profundidades bem como alteração das profundidades dos vertedores.

Em ambas situações, consideraram-se três cenários distintos, a saber:

- Ampliação total sem controle: avaliaram-se os custos para esta situação, que remete apenas à ampliação dos condutos existentes e não restringe a vazão de saída final do sistema;
- Otimização sem restrição: busca das soluções sem restrição dos reservatórios, considerando apenas o controle quantitativo;
- Otimização com restrição: busca das soluções com restrição dos reservatórios e manutenção das vazões de by-pass para o risco de projeto para a macrodrenagem ($T = 10$ anos), considerando o controle qualitativo.

A restrição referida acima compreendeu na primeira situação a alteração das áreas dos orifícios dos reservatórios no intuito de reter o escoamento para o período de 24 horas, conforme explanado anteriormente, e, na segunda além da alteração das áreas dos orifícios, o acréscimo de profundidades aos reservatórios.

A Figura 7.2 ilustra as duas situações e cenários empreendidos na otimização.

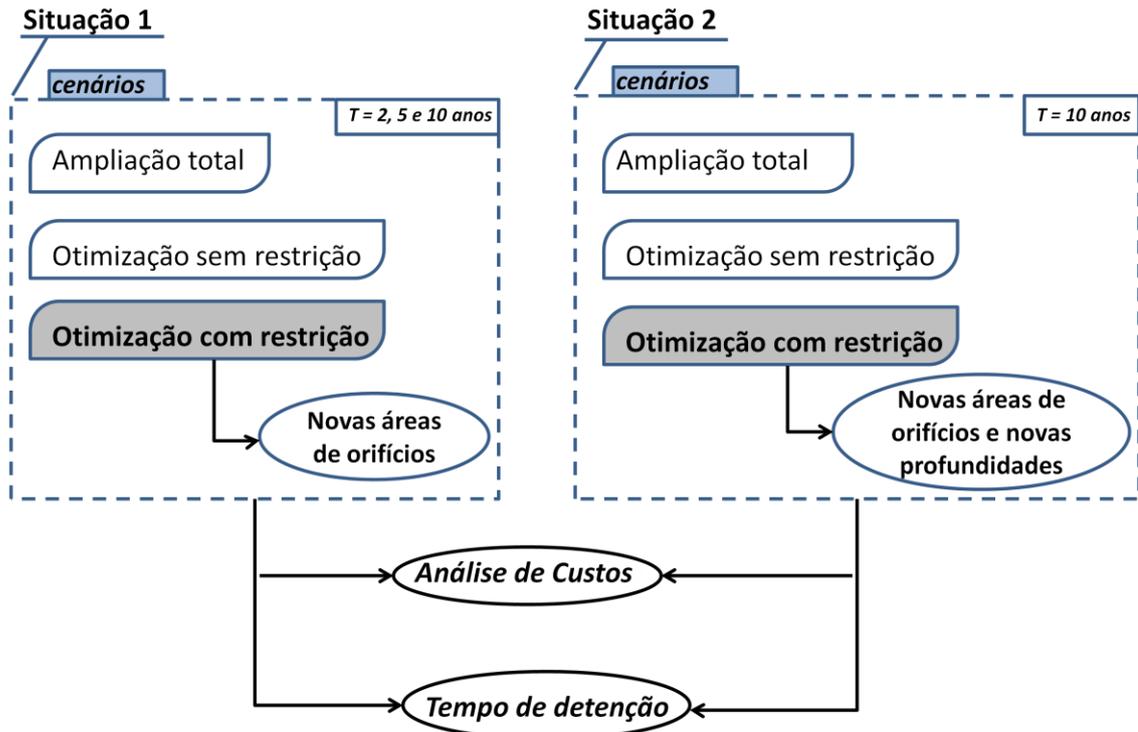


Figura 7.2 - Situações e cenários empregados na otimização para análise do controle qualitativo.

Os custos obtidos na otimização foram atualizados utilizando como índice de conversão monetária o CUB/m² (custo unitário básico) ponderado que à época do estudo inicial (maio/2003) estava em R\$ 685,23.

Devido à nova regulamentação para a composição de custos da construção civil, antes balizados pela Lei Federal 4.591 de 16/12/1964 e que, a partir de 1º de fevereiro de 2007, passaram a ter como norma regulatória da Associação Brasileira de Normas Técnicas a NBR 12721/2006 (ABNT, 2006), utilizou-se como valor, o CUB/m² representativo para o projeto padrão (R8-N). De acordo com a nova metodologia para Porto Alegre-RS, referência abril/2012, o CUB/m² equivale a R\$ 964,89. Este valor é característico para cada estado brasileiro e divulgado mês a mês.

Deste modo, os valores foram atualizados pela equação 7.15:

$$V_p = V(t - 1) * \frac{icm(t)}{icm(t-1)} \quad (7.15)$$

onde: V_p = valor atualizado;

$V(t-1)$ = valor no tempo (t-1);

$icm(t)$ = índice de correção monetária no tempo (t);

$icm(t-1)$ = índice de correção monetária no tempo (t-1).

Substituindo os valores dos custos unitários básicos por metro quadrado (CUB/m²), referentes aos anos de 2003 e 2012, pelos índices de correção monetárias nos tempos t e t-1, tem-se:

$$V_p = 1,408. V(t-1) \quad (7.16)$$

Sendo assim, buscou-se a utilização do modelo restringindo-se as vazões de saída de cada reservatório, restando-se o volume capturado no período de 24 horas e estabelecendo-se os custos da viabilidade da utilização do volume quantitativo para os controles quantitativo e qualitativo e do compartilhamento dos volumes considerando volumes separados.

Após a obtenção dos custos das soluções ótimas, partiu-se para a determinação dos tempos de detenção nos reservatórios utilizados para o controle qualitativo (Figura 7.2).

De posse dos dados referentes ao volume do reservatório, nível d'água, diâmetro do orifício e vazão residual, utilizou-se de planilha eletrônica para a estimativa do tempo de detenção. Conhecidos o volume e vazão residual no tempo t; no tempo t+1 o novo volume

será o volume no tempo anterior menos o produto da vazão residual pelo intervalo de tempo utilizado na simulação. O nível no tempo $t+1$ será o novo volume dividido pela área do reservatório.

A vazão residual foi definida como a vazão remanescente em determinado reservatório após o término da simulação.

Elaboraram-se, então, gráficos representando a variação dos níveis d'água versus o tempo de detenção para futura análise.

Por fim, destaca-se na utilização do SSDDrU, o uso de ponderações para penalizar situações com vazões obtidas superiores à vazão limite imposta para a bacia de estudo, buscando não impactar, pela ampliação de condutos ou utilização de reservatórios, o arroio a jusante da bacia.

8. ESTUDO DE CASO

A área de aplicação para a metodologia proposta é a bacia do arroio do Moinho, na qual a drenagem natural é realizada pelo rio homônimo (Figura 8.1). Localiza-se na porção central do município de Porto Alegre-RS, da qual é sub-bacia do arroio Dilúvio pela sua margem esquerda. Possui aproximadamente 4,5 km² de área, comprimento de 4,0 km, grande desnível na ordem de 200 m e tempo de concentração estimado pela equação de Kirpich de apenas 37 minutos (Porto Alegre, 2002).

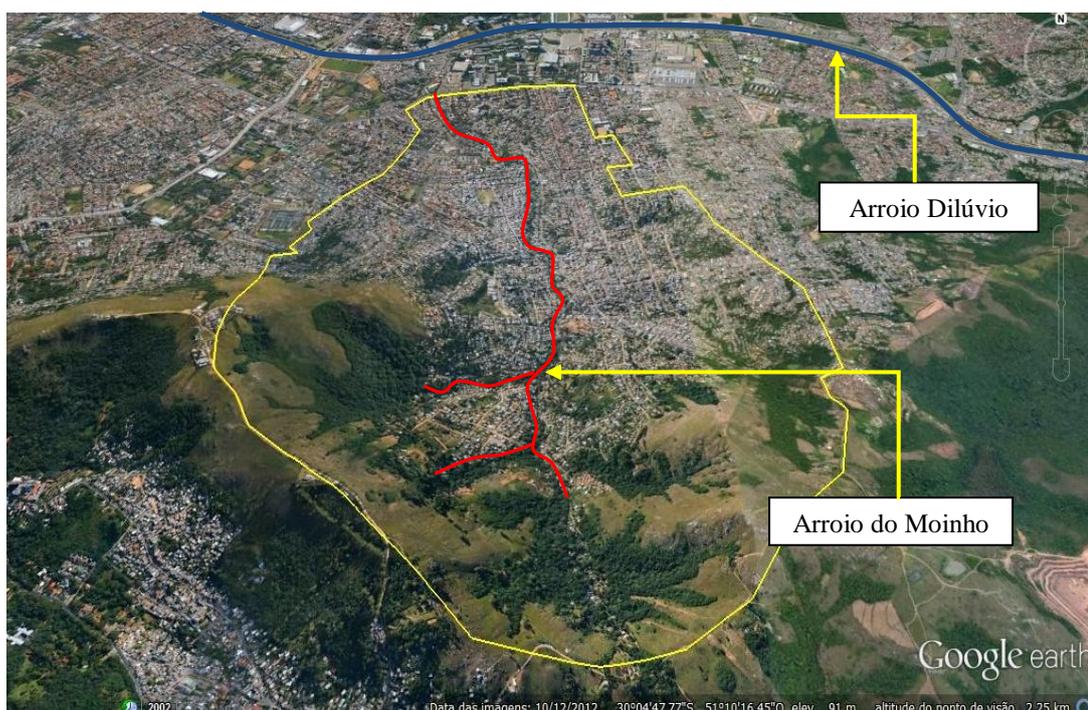


Figura 8.1 - Imagem da bacia do arroio do Moinho (Google Earth, 2014).

A bacia localiza-se entre os Morros Pelado e da Polícia (Porto Alegre, 2002). Segundo o Diagnóstico Ambiental de Porto Alegre (Hasenack *et al.*, 2008) a região constitui a paisagem de morro com matações e áreas íngremes; caracterizada pela ocupação irregular, grande expansão urbana e pavimentação que contribuem para o aumento da velocidade da água em direção aos arroios nos dias de chuva.

Nesta bacia encontram-se, por exemplo, os bairros São José e Vila João Pessoa, cujas densidades habitacionais superam o valor de 120 habitantes por hectare¹⁰ como apontam os

¹⁰ A média nacional é de 23,6 hab/km² ou 0,236 hab/ha. A média para a Região Metropolitana de Porto Alegre, densamente povoada, é de 3000 hab/km² ou 30 hab/ha (IBGE,2014).

dados da Prefeitura Municipal de Porto Alegre¹¹ (Porto Alegre, 2014), apresentados na Tabela 8.1.

Tabela 8.1 - Densidade habitacional dos bairros da bacia do arroio do Moinho.

Bairro	DH - 1991	DH - 1996	DH - 2000	DH - Censo 2010
Cel. Aparício Borges	61	68	72	82
São José	123	123	123	137
Vila João Pessoa	125	121	117	125
Cascata	24	25	27	35
Lomba do Pinheiro	-	-	-	12

Legenda: DH - densidade habitacional (hab/ha). Fontes: Porto Alegre (2003; 2014).

Definiu-se esta área de estudo por suas características, destacando-se a intensa urbanização que se deu no sentido de jusante para montante, e que prossegue nos dias de hoje; pontos de alagamentos críticos, detectados e cadastrados pelos órgãos municipais, e a grande disponibilidade de dados pelos estudos realizados, dentre eles o Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre, Bacia do Arroio Moinho (Porto Alegre, 2002).

8.1 Atualização da relação área impermeável versus densidade habitacional

A atualização da relação área impermeável versus densidade habitacional baseou-se no estudo de doze bairros de Porto Alegre com características amostrais distintas em relação à topografia e à ocupação, descritas na Tabela 8.2.

Tabela 8.2 - Densidade e características para o censo de 2000.

Bairro	DH (hab/ha)	Ocupação
Bom Fim	298,71	Residencial
Cidade Baixa	210,56	Residencial
Centro	153,10	Resid./Com.
Santana	142,42	Residencial
Menino Deus	137,57	Residencial
Floresta	89,47	Com./Ind./Serv.
Hípica	23,18	Resid./Rural
Guarujá	20,55	Resid./Rural
Serraria	16,79	Resid./Rural
Chapéu do Sol	5,24	Resid./Rural
Ponta Grossa	3,53	Resid./Rural
Lageado	1,26	Resid./Rural

Legenda: Com. - comercial; Ind. - industrial; Resid. - Residencial.

¹¹ Disponível em: http://www2.portoalegre.rs.gov.br:portal_pmpa_novo/.

Os dados demográficos foram obtidos da base de dados SIDRA do IBGE (IBGE, 2011), onde existem informações sobre contagem demográfica, por Estados, cidades, municípios e bairros brasileiros do censo demográfico no ano de 2000. Os dados dos bairros foram obtidos na Prefeitura Municipal de Porto Alegre - PMPA (PMPA, 2010).

Utilizaram-se os dados do censo de 2000 pela proximidade com a data da imagem fusionada QuickBird utilizada (2002-2003), entendendo que a diferença entre datas não incorreria em mudanças significativas no crescimento demográfico da área de estudo.

Os valores obtidos de área impermeável e de densidade habitacional são apresentados na Tabela 8.3. Com base nos dados desta tabela foi produzida a Figura 8.2, incluindo a curva de Campana e Tucci (1994). O ajuste da curva aos pontos foi obtido com $R^2 = 0,96$.

Tabela 8.3 - Valores de Área Impermeável nos bairros obtidos pela classificação de imagem.

Bairro	DH (hab/ha)	AI (%)
Bom Fim	298,71	71,58
Cidade Baixa	210,56	73,12
Centro	153,10	78,66
Santana	142,42	78,33
Menino Deus	137,57	69,70
Floresta	89,47	68,04
Hípica	23,18	20,82
Guarujá	20,55	40,88
Serraria	16,79	22,29
Chapéu do Sol	5,24	15,60
Ponta Grossa	3,53	13,25
Lageado	1,26	18,15

Observa-se que a curva com os dados recentes se deslocou para cima com relação à curva com dados da década de 1990. Pode-se observar que:

a) A curva anterior nascia na origem, ou seja, com densidade e área impermeável nula. Foi obtido anteriormente um ajuste por Campana e Tucci (1994):

$$AI = 0,49 \cdot Dd \quad (8.1)$$

Para densidade inferior a 120 hab/ha.

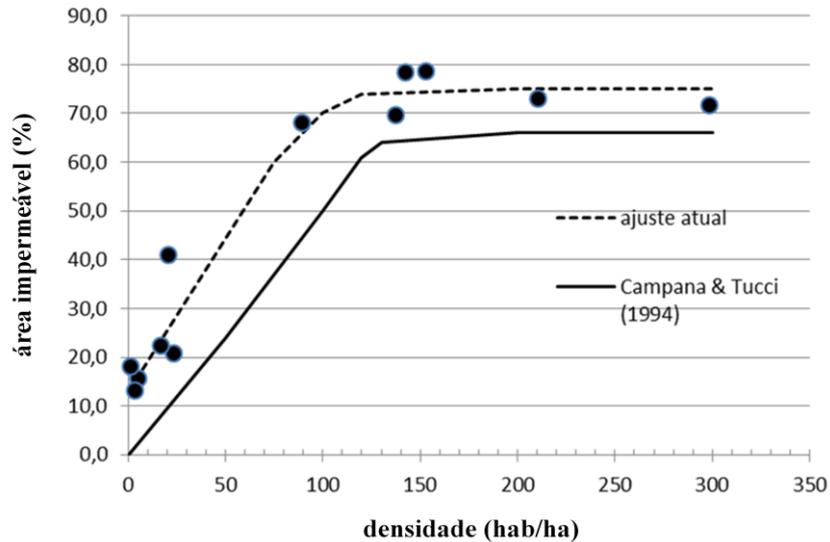


Figura 8.2 - Relações de áreas impermeáveis e densidade habitacional.

b) Com os novos valores a reta fica aproximadamente:

$$AI = 0,57 \cdot Dd + 13 \quad (8.2)$$

Para densidade até 100 hab/ha.

onde: Dd = densidade habitacional (hab/ha);

AI= porcentagem de área impermeável (%).

Pode-se observar que a inclinação do trecho reto da curva se alterou, aumentando a área impermeável para a mesma densidade.

Na Figura 8.3 é apresentada a alteração da população entre dois censos. Esta figura mostra a redução de densidade nos bairros na década para os bairros mais antigos e com ocupação consolidada, como os bairros Bom Fim, Centro e Santana.

O crescimento verificado foi para bairros periféricos distantes do núcleo central dentre eles: Guarujá, Serraria e Hípica, com ocupação residencial/rural, refletindo o crescimento populacional.

Para uma área consolidada a redução da densidade se reflete na tendência observada na Figura 8.2, onde uma mesma área impermeável possui menor densidade.

Analisando-se os pontos da curva e sua parte superior verifica-se que o Centro da cidade tem uma área impermeável próxima de 80%, mas com densidade menor devido ao efeito de ser uma área com proporção comercial maior. No caso do Bom Fim a concentração

da população é alta, mas existem espaços verdes importantes. A curva média passa entre estes pontos e a assíntota tende para 75%.

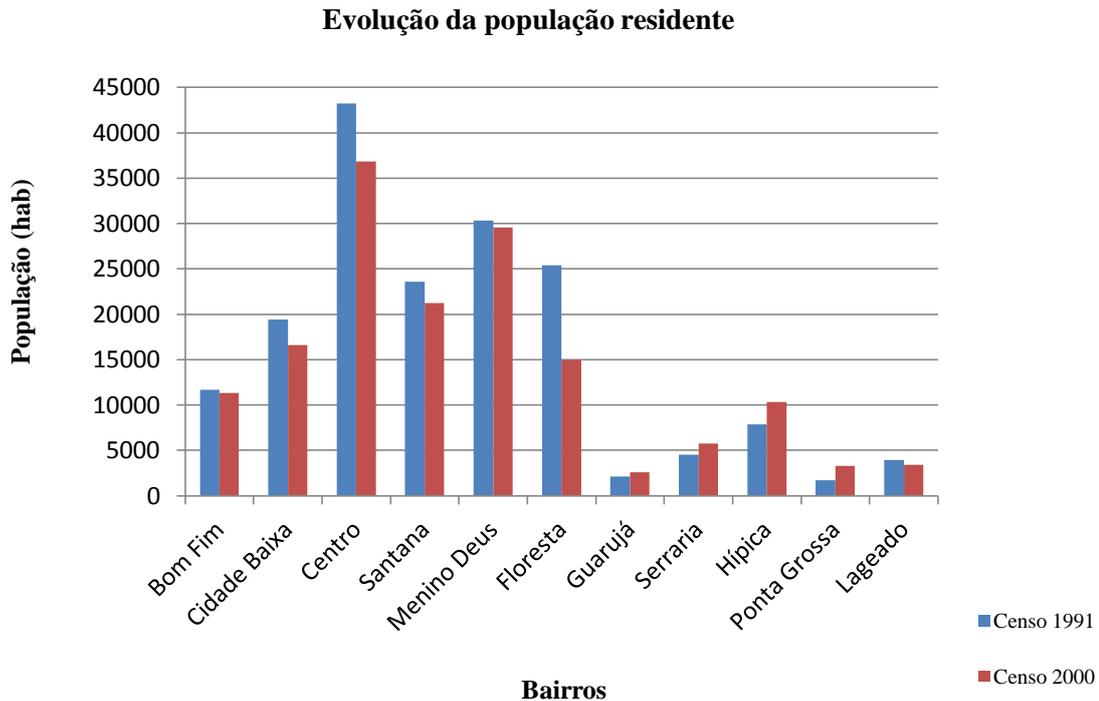


Figura 8.3 - Evolução da população residente em bairros de Porto Alegre.

8.2 Determinação do volume de controle

Para o cálculo do percentil 90% da precipitação (ou seja, da precipitação não excedida com frequência $F=0,9$), utilizaram-se os dados diários registrados no período de 1961 a 1998 da estação 03051011, localizada na cidade de Porto Alegre, sob responsabilidade do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET).

Tal estação apresentou cerca de 13% de falhas, sendo utilizados 12.131 registros diários para a definição do percentil 90% da precipitação. O valor encontrado para a referida precipitação foi de 12,6 mm. A curva de frequência acumulada amostral é apresentada na Figura 8.4.

Dado o grande número de registros diários, adotou-se a curva de frequências acumuladas como representativa da probabilidade. Recomenda-se, quando houver número insuficiente de registros, o ajuste de uma função de distribuição acumulada de probabilidades, como a exponencial ou a Gamma com ajuste empírico.

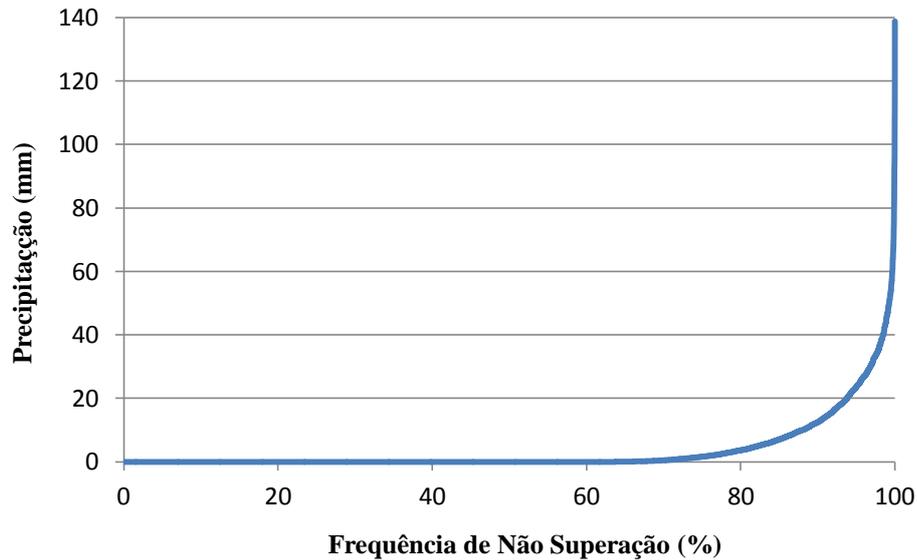


Figura 8.4 - Curva de não superação de precipitações diárias da estação 03051011- Porto Alegre.

Definiu-se, então, utilizando-se a Equação 7.9, o volume de controle qualitativo específico que passou a ser expresso por:

$$V_{ce} = 18,9 + 100,8.A_i \quad (8.3)$$

onde: V_{ce} = volume de controle qualitativo específico (m^3/ha);

A_i = proporção de área impermeável.

Observa-se que, mesmo para uma área impermeável nula, haverá um volume a ser escoado, resultado do balanço da infiltração da área.

Na Figura 8.5, demonstra-se a configuração da bacia do Moinho utilizada para simulação e otimização.

Apresentam-se ao todo 17 operações chuva-vazão (OP), referentes às sub-bacias com áreas de contribuição, 13 trechos (T) referentes a canais naturais e galerias com as características apresentadas na Tabela 8.4 e Figura 8.6 e 14 pontos de controles (PC), elementos que aportam sub-bacias, unem trechos, bem como podem representar futuros reservatórios.

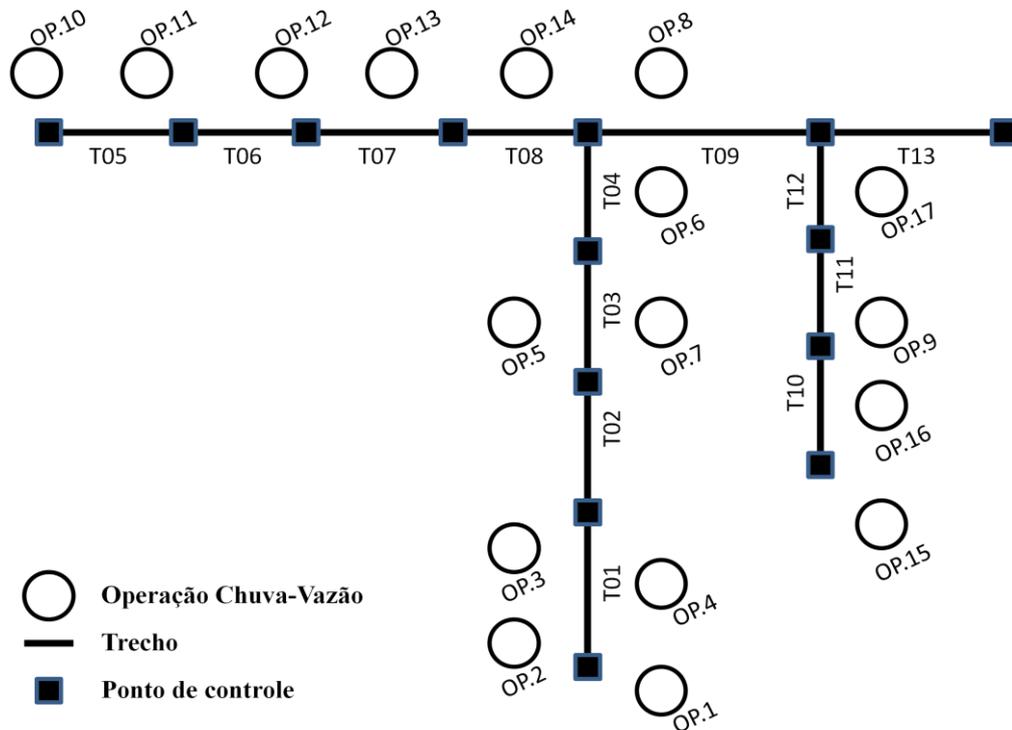


Figura 8.5 - Configuração da bacia do Moinho utilizada para simulação e otimização.

Tabela 8.4 - Características dos trechos de macrodrenagem na bacia do Moinho (Cruz, 2004).

Trechos	Tipo	Comprimento (m)	H ou D (m)	L	Rugosidade
T01*	Calha natural	100,00	1,00	2,00	0,050
T02*	Calha natural	30,00	1,00	2,00	0,050
T03*	Calha natural	530,00	1,00	3,00	0,050
T04*	Calha natural	540,00	0,60	3,00	0,045
T05	Galeria	300,00	1,10	1,40	0,016
T06	Galeria	170,00	0,80	-	0,017
T07	Galeria	120,00	0,50	2,10	0,017
T08	Galeria	180,00	1,20	-	0,017
T09*	Canal natural	370,00	2,00	3,00	0,045
T10	Galeria	150,00	0,80	-	0,017
T11	Galeria	200,00	0,80	-	0,017
T12	Galeria	500,00	0,80	-	0,017
T13	Galeria	525,00	2,00	2,00	0,013

*informações referentes à calha principal.

Como observa-se na Tabela 8.4, cinco trechos (T01, T02, T03, T04 e T09) compõem-se de calhas naturais ainda existentes na bacia de estudo. Os demais trechos são galerias ou canais com dimensões variadas e extensões que alcançam 500 m. Esses trechos estão confinados entre as habitações.

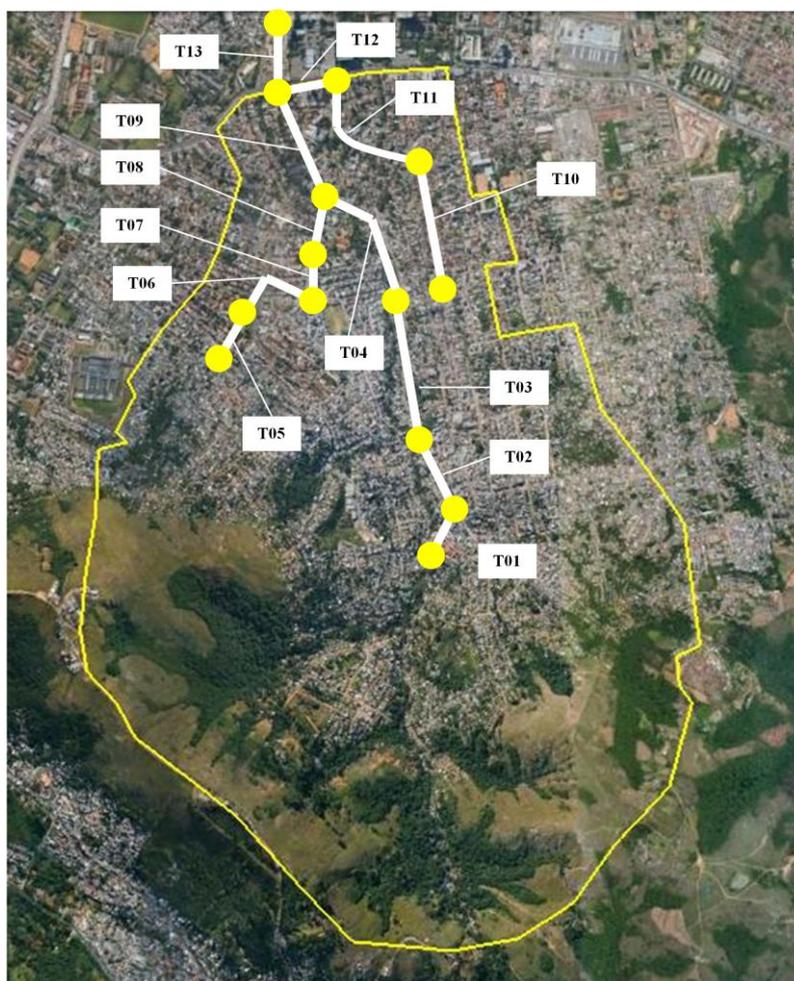


Figura 8.6 - Trechos considerados na bacia do arroio do Moinho.

Os possíveis locais para implantação dos reservatórios representam pontos de alagamento e com insuficiência hidráulica para conduzir as vazões de projeto, obtidos em Cruz (2004) por meio de simulações para a bacia em estudo com a precipitação de 1 hora e período de retorno $T=10$ anos para os cenários atual e futuro de ocupação.

O cenário futuro de ocupação corresponde à ocupação máxima prevista pelo Plano Diretor de Drenagem Urbana da Bacia do Arroio do Moinho (Porto Alegre, 2002). A Figura 8.7 relata a disposição dos reservatórios utilizada neste estudo.

De posse dos cenários de ocupação atual e futura, atualizou-se a proporção da área impermeável para cada sub-bacia, conforme Equação 8.2 e, procedeu-se também ao cálculo do volume de controle qualitativo específico (V_{ce}) em função de área impermeável de cada sub-bacia (Equação 8.3) e da vazão de saída (Q_s) necessária para possibilitar tal controle (Equação 7.9).

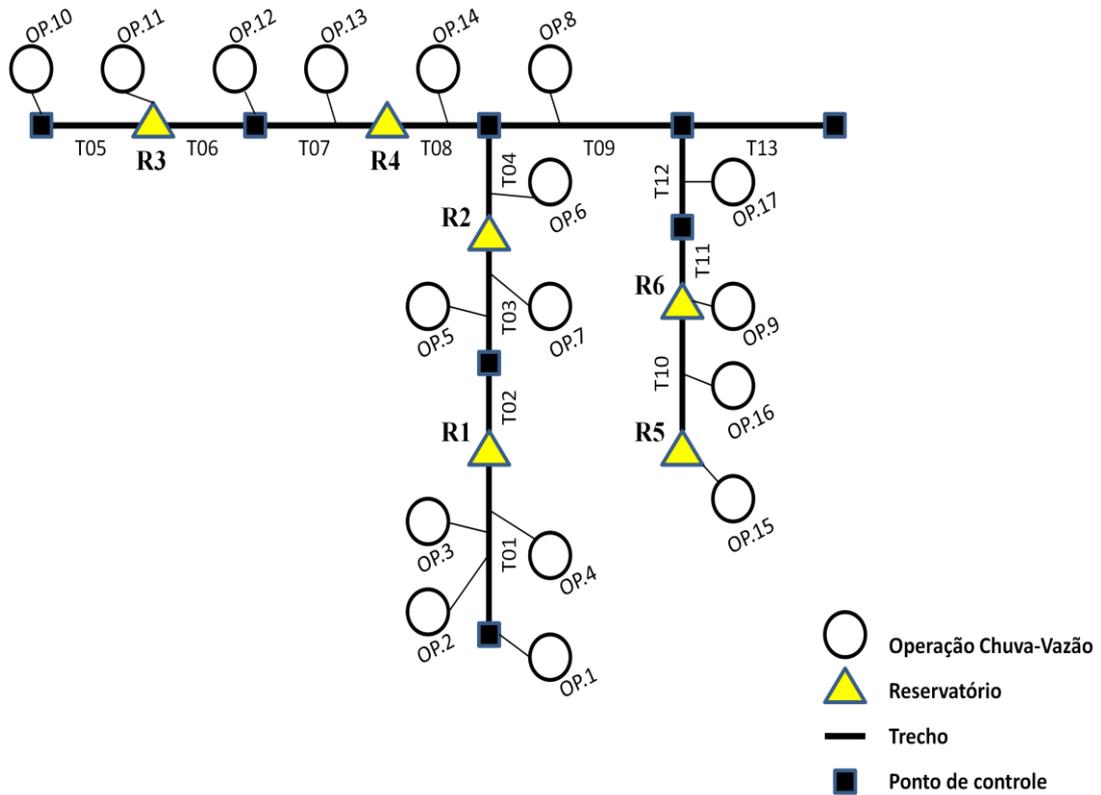


Figura 8.7 - Configuração da bacia do Moinho com os reservatórios.

Calcularam-se as vazões de saída para as sub-bacias a fim de que para os locais de implantação dos reservatórios, tais valores fossem agrupados em função do somatório das áreas contribuintes a cada estrutura de macrodrenagem.

Ressalta-se a importância da soma das áreas contribuintes aos possíveis locais com insuficiência hidráulica, visto que em áreas urbanas consolidadas a ausência de espaços livres é um impeditivo para estruturas de detenção.

Como exemplo, no referido estudo, havendo espaço disponível em cada sub-bacia, ter-se-ia, respectivamente para cada área contribuinte, um volume de controle a ser restringido no reservatório, com a respectiva vazão de saída.

Pelas Tabelas 8.5 e 8.6, visualiza-se que há pequena variação entre os cenários presente e futuro quanto aos volumes de controle a serem regularizados, visto que grande parte das sub-bacias já se encontram urbanizadas, possuindo elevada densidade habitacional e baixa diferença para o cenário futuro. Considerou-se, assim, para o presente estudo, apenas o cenário futuro.

Tabela 8.5 - Atualização da porcentagem de área impermeável para as sub-bacias de estudo e respectivos volumes de controle qualitativo e vazões de saída (ocupação atual).

Sub-Bacias	Área (ha)	Cenário de ocupação atual				
		Controle qualitativo antes da atualização de áreas impermeáveis		Atualização da porcentagem de áreas impermeáveis	Controle qualitativo após a atualização de áreas impermeáveis	
		Vce (m ³ /ha)	Qs (L/s)	AI=0,57*Dd+13	Vce (m ³ /ha)	Qs (L/s)
B-1	227,50	45,41	119,57	35,95	55,13	145,17
B-2	35,0	59,82	24,79	55,27	74,61	30,92
B-3	43,00	68,29	33,99	69,32	88,78	44,18
B-4	24,00	68,29	18,97	69,31	88,77	24,66
B-5	22,80	59,82	15,79	55,28	74,62	19,69
B-6	8,60	72,22	7,19	70,00	89,46	8,90
B-7	4,90	72,22	4,10	70,00	89,46	5,07
B-8	6,50	72,22	5,43	70,00	89,46	6,73
B-9	16,80	73,53	14,30	70,00	89,46	17,40
B-10	30,00	68,29	23,71	69,32	88,77	30,82
B-11	10,50	72,83	8,85	70,00	89,46	10,87
B-12	11,30	72,22	9,45	70,00	89,46	11,70
B-13	13,10	72,22	10,95	70,00	89,46	13,56

Tabela 8.6 - Atualização da porcentagem de área impermeável para as sub-bacias de estudo e respectivos volumes de controle qualitativo e vazões de saída (ocupação futura).

Sub-Bacias	Área (ha)	Cenário de ocupação futura				
		Controle qualitativo antes da atualização de áreas impermeáveis		Atualização da porcentagem de áreas impermeáveis	Controle qualitativo após a atualização de áreas impermeáveis	
		Vce (m ³ /ha)	Qs (L/s)	AI=0,57*Dd+13	Vce (m ³ /ha)	Qs (L/s)
B-1	227,50	45,41	119,57	35,95	55,13	145,17
B-2	35,80	59,82	24,79	55,27	74,61	30,92
B-3	43,00	78,07	38,85	70,00	89,46	44,52
B-4	24,00	78,47	21,80	70,00	89,46	24,85
B-5	22,80	62,55	16,51	59,58	78,95	20,83
B-6	8,60	82,81	8,24	70,00	89,46	8,90
B-7	4,90	82,91	4,70	70,00	89,46	5,07
B-8	6,50	85,53	6,43	70,00	89,46	6,73
B-9	16,80	83,21	16,18	70,00	89,46	17,40
B-10	30,00	79,58	27,63	70,00	89,46	31,06
B-11	10,50	84,22	10,23	70,00	89,46	10,87
B-12	11,30	84,52	11,05	70,00	89,46	11,70
B-13	13,10	84,72	12,85	70,00	89,46	13,56

A Figura 8.8 demonstra os valores para a situação futura dos volumes de controle qualitativo específico e das vazões de saída.

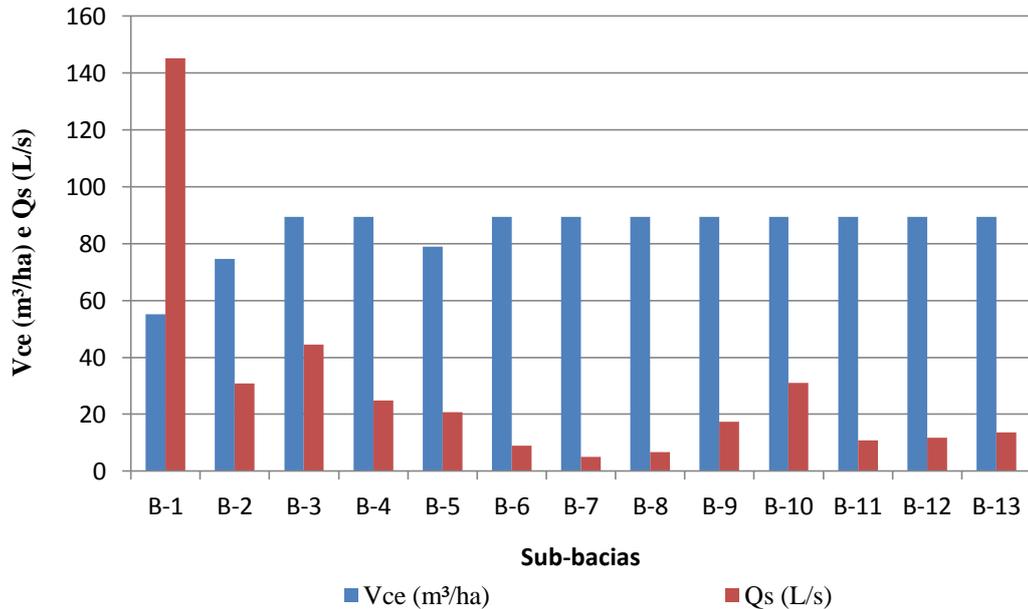


Figura 8.8 - Volumes de controle e vazões de saída para o cenário futuro de ocupação. Legenda: Vce = volume de controle qualitativo específico; Qs = vazão de saída.

Dado que as densidades habitacionais superaram o valor de 100 hab/ha para o cenário futuro, valor este que limita a aplicabilidade da equação 8.2, há uma constância da taxa de áreas impermeáveis, conduzindo a volumes de controle constantes para este caso no valor de 89,46 m³/ha.

Este fator deve-se ao patamar estabelecido pela curva atualizada, bem como para a curva disposta em estudos anteriores como de Campana e Tucci (1994), que após certa densidade habitacional, neste estudo de 100 hab/ha, ocorre a estabilização da taxa de áreas impermeáveis, devido principalmente à verticalização presente nas áreas urbanas.

A Figura 8.9 ilustra as áreas de contribuição aos reservatórios, representando a soma das áreas das sub-bacias contribuintes.

Destarte, para cada reservatório foi calculada a respectiva vazão de saída (equação 7.9) e as respectivas áreas para os orifícios (Equação 6.5) em função das áreas impermeáveis aportantes a cada um deles. As vazões de saída e áreas dos orifícios são apresentadas juntamente como outras características dos reservatórios na Tabela 8.7.

A Figura 8.10 demonstra os locais para a implantação dos reservatórios. Tais locais vislumbram a implantação dos reservatórios na calha do arroio com a necessária desocupação dada a grande urbanização na área com a ocupação das margens do leito principal do Arroio do Moinho.

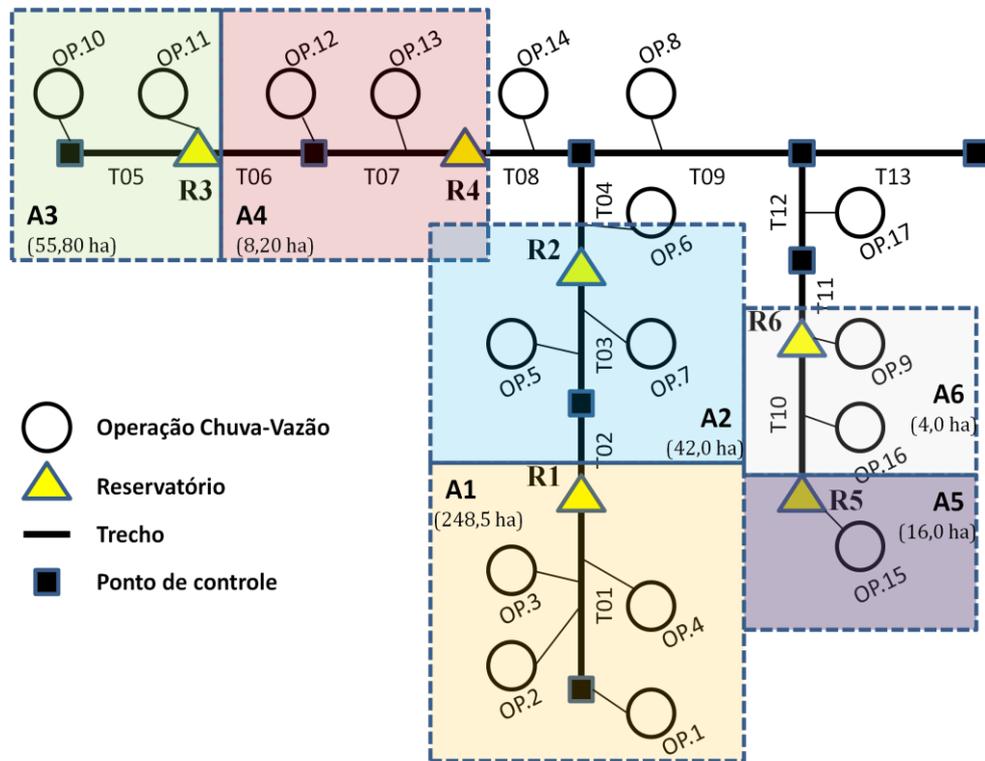


Figura 8.9 - Áreas de contribuição a cada reservatório.

Tabela 8.7 - Características dos locais de implantação de reservatórios e parâmetros calculados.

Local	Descrição	Tipo de reservatório (Cruz, 2004)	Área (ha)	Vce (m ³ /ha)	Qs (L/s)	Ak (m ²)
1	Leito do Arroio do Moinho (confluência)	Aberto/*on line	248,5	55,13	158,71	0,031
2	Leito do Arroio do Moinho	Aberto/on line	42,00	89,46	43,48	0,017
3	Praça da Amizade	Aberto/*off-line	55,80	89,46	57,76	0,017
4	Terminal Alameda	Fechado/off-line	8,20	89,46	8,49	0,00785
5	Praça Dona Firmina	Fechado/off-line	16,00	89,46	16,56	0,00785
6	Praça Francisco Alves	Aberto/off-line	4,00	89,46	4,14	0,00200

Legenda: Vce = volume de controle qualitativo específico; Qs = vazão de saída; Ak = área para o descarregador de fundo; *On-line = reservatório na linha principal do sistema de drenagem e *Off-line = reservatório paralelo ao sistema de drenagem.

Cita-se como ponto especialmente favorável à implantação dos reservatórios nas praças existentes na área: locais 3, 5 e 6 em virtude de não implicar na desapropriação das habitações.

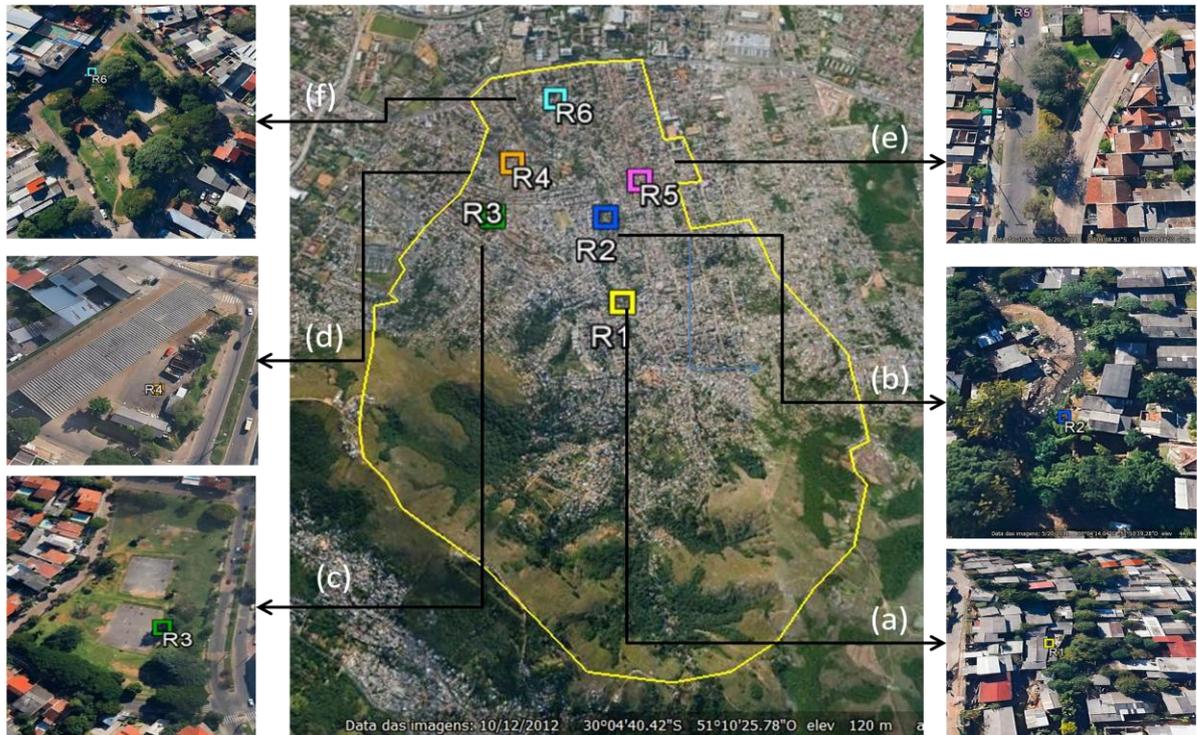


Figura 8.10 - Locais de implantação dos reservatórios, (a) Reservatório 1 (R1) - Leito do Arroio do Moinho (confluência); (b) Reservatório 2 (R2) - Leito do Arroio do Moinho; (c) Reservatório 3 (R3) - Praça da Amizade; (d) Reservatório 4 (R4) - Terminal Alameda; (e) Reservatório 5 (R5) - Praça Dona Firmina; (f) Reservatório 6 (R6) - Praça Francisco Alves. (Google Earth, 2014).

8.3 Otimização das soluções

Seguindo as etapas metodológicas, decidiu-se verificar o comportamento dos reservatórios contemplando primeiramente a possibilidade de haver o controle qualitativo pela manutenção das capacidades existentes para o controle quantitativo e, posteriormente, o compartilhamento dos volumes qualitativos e quantitativos pelo somatório dos mesmos.

8.3.1 Verificação do controle qualitativo pela manutenção do volume quantitativo

A disposição dos reservatórios seguiu o trabalho realizado por Cruz (2004) utilizando-se praças e o próprio leito do arroio do moinho conforme configuração apresentada anteriormente. Para o processo de otimização, restringiu-se a saída das vazões já calculadas anteriormente, obtendo-se os valores limites das áreas de orifícios dos reservatórios (Tabela 8.7).

Na Tabela 8.8, estão as características dos locais com a possibilidade de implantação de reservatórios de amortecimento na bacia do Arroio do Moinho.

Tabela 8.8 - Características dos locais destinados a serem implantados os reservatórios de amortecimento.

Local	Descrição	Área disponível (m ²)	Prof. máxima (m)	Tipo de reservatório	Custo de Desapropriação (R\$)
1	Leito do Arroio do Moinho (confluência)	1.950,00	5,0	Aberto	50,00
2	Leito do Arroio do Moinho	1.200,00	3,0	Aberto	50,00
3	Praça da Amizade	3.600,00	2,0	Aberto	0,00
4	Terminal Alameda	3.000,00	1,0	Fechado	200,00
5	Praça Dona Firmina	400,00	2,5	Fechado	0,00
6	Praça Francisco Alves	3.100,00	3,0	Aberto	0,00

Fonte: Cruz (2004).

Os custos obtidos na otimização foram atualizados, utilizando-se como índice de conversão monetária o CUB/m² (custo unitário básico), conforme descrito no Capítulo 7, por meio da Equação 7.15.

A verificação do controle qualitativo, pela manutenção dos volumes destinados ao controle quantitativo, foi realizada para diferentes períodos de retorno (2, 5 e 10 anos), submetendo a bacia aos hietogramas de projeto gerados pela i-d-f (Equação 7.1) apresentados na Figura 8.11, a fim de averiguar a possibilidade da utilização ou não desta configuração em casos específicos.

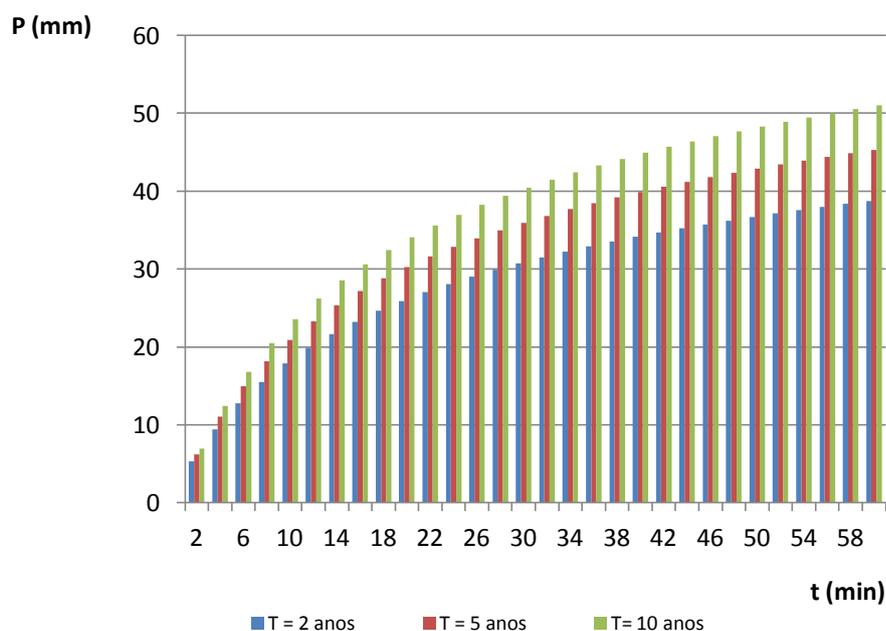


Figura 8.11 - Hietogramas de projeto.

8.3.1.1 Verificação do controle qualitativo para cenário futuro e risco T = 2 anos

Conforme apresentado anteriormente, as variáveis de busca para o processo de otimização são a área do descarregador de fundo e a vazão de *by-pass* em cada reservatório.

Baseado no estudo de Cruz (2004), os valores limites para a busca dessas variáveis foram estabelecidos através da execução do modelo chuva-vazão/propagação para o cenário futuro de ocupação e T = 10 anos, considerando-se a ampliação de todos os trechos de rede, de forma a obter as vazões máximas que poderiam chegar aos locais de implantação dos reservatórios. Para as vazões de *by-pass*, as buscas variaram de um valor mínimo referente à vazão máxima de 6 meses de período de retorno no ponto até um valor máximo, superior à vazão máxima possível de chegada no local. Os valores estão dispostos na Tabela 8.9. As vazões de *by-pass* são nulas para reservatórios *in-line* e consideradas vazões adicionais às vazões de saídas nos reservatórios *off-line*.

Os valores das vazões de *by-pass* foram considerados os mesmos para o controle qualitativo a ser garantido, ocorrendo apenas mudança nas áreas dos descarregadores de fundo das estruturas. Já os valores para as áreas de orifícios variaram de um valor mínimo, nulo, ao valor máximo dado pela vazão de saída do reservatório calculado pela Equação 7.9. A Tabela 8.9 apresenta os limites de cada variável considerados para o processo de otimização. Deste modo, executou-se o modelo de otimização variando as áreas dos descarregadores de fundo e vazões de *by-pass* sob os distintos riscos de projeto assumidos.

Tabela 8.9 - Limites de variável no processo de busca empreendido na otimização.

Local	Descrição	Área do descarregador de fundo (m ²)		Vazão de "by-pass" (m ³ /s) (Cruz, 2004)	
		Limite Inferior	Limite Superior	Limite Inferior	Limite Superior
1	Leito do Arroio do Moinho (confluência)	0,00	0,031	0,00	0,00
2	Leito do Arroio do Moinho	0,00	0,017	0,00	0,00
3	Praça da Amizade	0,00	0,017	2,70	10,00
4	Terminal Alameda	0,00	0,00785	3,80	14,00
5	Praça Dona Firmina	0,00	0,00785	1,60	5,00
6	Praça Francisco Alves	0,00	0,002	2,90	8,00

Na Figura 8.12 apresenta-se a evolução do processo de busca no modelo de otimização, pelo mínimo valor da F.O. em função do seu número de avaliações.

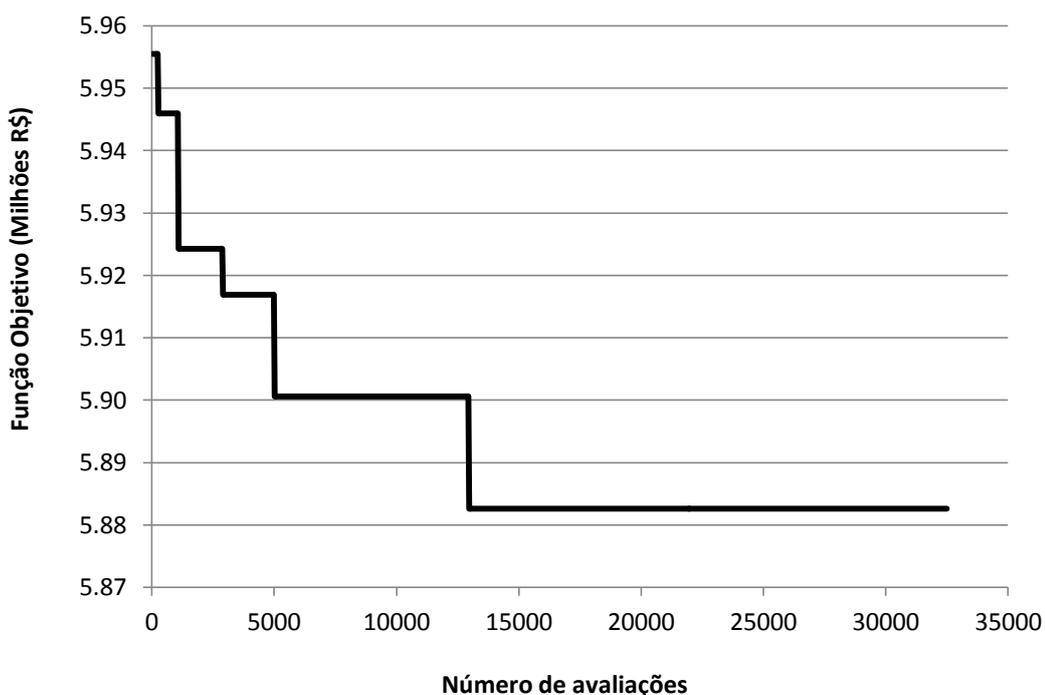


Figura 8.12 - Evolução do processo de otimização.

O mínimo global foi atingido após cerca de 5.280 avaliações da função objetivo (simulações do IPHS1). O trabalho foi executado por uma máquina Intel Core i7 com 8.00 GB de memória RAM consumindo tempo médio de 6 minutos por rodada.

Foram executadas 5 rodadas do modelo para garantir que o mínimo obtido fosse de fato global e não local para cada situação e cenários apresentados no item 7.5, na Figura 7.2. Não houve um critério de parada, e sim, o número máximo de 32.500 avaliações da F.O, que após concluída obtinham-se e avaliavam-se os valores das variáveis de busca para cada rodada. Repetiu-se o processo para os períodos de retorno de 5 e 10 anos.

As ponderações possíveis no modelo foram artifícios utilizados para inibir soluções indesejáveis como a vazão no exutório da bacia limitada a 30 m³/s, valor imposto pelo Plano Diretor de Drenagem Urbana da bacia do Moinho (Porto Alegre, 2002). Estes artifícios também foram utilizados para a situação posterior de compartilhamento de volumes.

Inicialmente, rodou-se o modelo para o cenário de ampliação total sem controle, obtendo-se o valor da função objetivo e o valor da vazão de saída.

Posteriormente, rodou-se o modelo utilizando o cenário de otimização sem restrição, caracterizado por reservatórios sem a restrição para o controle qualitativo, e após o cenário de otimização com restrição pela inserção das novas áreas de orifícios, adotando-se inicialmente a ponderação igual a unidade.

A Tabela 8.10 apresenta os valores otimizados das variáveis área do descarregador de fundo e vazão de by-pass para o cenário de otimização com restrição.

Tabela 8.10 - Valores otimizados para a área do descarregador de fundo e vazão de by-pass.

Reservatório	Valores otimizados	
	Área do descarregador de fundo (m ²)	Vazão de by-pass (m ³ /s)
1	extravasou	-
2	extravasou	-
3	0,0054	2,72
4	não utilizado	9,58
5	não utilizado	3,69
6	0,0017	2,90

Como observa-se dos seis reservatórios dois extravasaram, dois não foram utilizados com a função de retenção, e apenas dois (R3 e R6) tiveram a função de reter as vazões conforme proposto nesse trabalho.

O extravasamento dos reservatórios 1 e 2 indica a inviabilidade dessas estruturas na retenção para o armazenamento dos volumes e consequente transferência do volume a jusante pelo redimensionamento dos condutos. Destaca-se que a otimização implementada não permite alagamentos. Os volumes, por ventura, extravasados são conduzidos a jusante pelo redimensionamento automático de condutos realizado pelo SSDDrU.

Os reservatórios 4 e 5 não foram utilizados pelos seus valores de vazão de "by-pass" que possibilitaram a passagem de todo o hidrograma. Sendo assim, a não utilização dos mesmos pelo modelo, representa o pouco efeito de sua implantação na melhoria da solução, visto o aumento do custo que a consideração dos mesmos representaria.

A Tabela 8.11 demonstra os valores encontrados da função objetivo após a otimização, os valores corrigidos e as vazões finais de cada cenário.

Verifica-se que, para o período de retorno $T = 2$ anos, houve a redução de custos tanto para o cenário de restrição como de não restrição, bem como da manutenção da vazão de saída¹² em comparação ao cenário de ampliação total sem controle, como esperado. Fato este, propiciado pelo amortecimento de cheias e pelo baixo volume de escoamento superficial para o hietograma de projeto gerado. Ainda para esta situação, obteve-se, para a solução ótima (rod4) de menor custo com restrição das saídas, a indicação do extravasamento de dois dos seis reservatórios (R1, R2).

¹² A vazão limite para a saída da bacia é de 30 m³/s, capacidade do conduto enterrado entre a Bento Gonçalves e Av. Ipiranga (Porto Alegre, 2002).

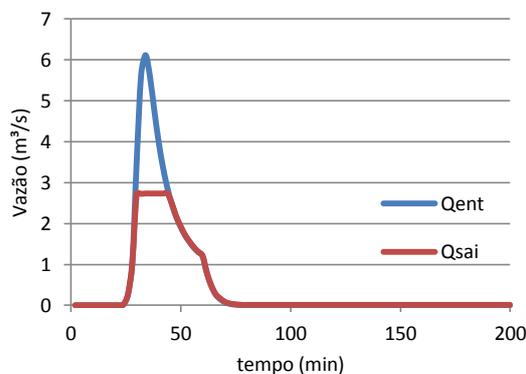
Tabela 8.11 - Valores da função objetivo, vazão final e extravasamento de reservatórios.

Ponderação 1		FO (R\$)	FOcorri. (R\$)	Qfinal (m ³ /s)	Extravasão
<i>Ampliação s/rsv.</i>		6.219.680,00	8.757.708,07	31,95	-
rod1	<i>Srestri.</i>	4.150.225,00	5.843.782,80	21,93	R2
rod2	<i>Srestri.</i>	4.155.571,00	5.851.310,31	23,72	R2
rod3	<i>Srestri.</i>	4.155.406,00	5.851.077,98	23,71	R2
rod4	<i>Srestri.</i>	4.155.212,00	5.850.804,81	20,94	-
rod5	<i>Srestri.</i>	4.153.211,00	5.847.987,28	20,94	-
rod1	<i>Crestri.</i>	5.897.325,00	8.303.811,57	30,23	R1,R2
rod2	<i>Crestri.</i>	5.892.601,00	8.297.159,88	30,19	R1,R2
rod3	<i>Crestri.</i>	5.886.210,00	8.288.160,94	30,17	R1,R2
rod4	<i>Crestri.</i>	5.882.645,00	8.283.141,19	30,15	R1,R2
rod5	<i>Crestri.</i>	5.893.664,00	8.298.656,65	30,22	R1,R2

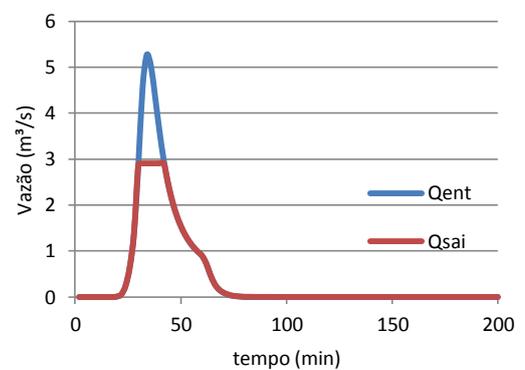
Legenda: 's/rsv.' - sem reservatórios; 'Srestri.' - sem restrição; 'Crestri.' - com restrição; rod 'n' - rodada de número 'n'; FO - função objetivo; FOcorri. - valor atualizado da função objetivo; Qfinal - vazão final após otimização.

Percebe-se, pela Tabela 8.11, que os custos da função objetivo corrigidas para o cenário de restrição foram superiores cerca de 42% em relação ao cenário de não restrição, principalmente, pela tentativa de detenção e consequente extravasamento com a ampliação de condutos a jusante para transportar os volumes extravasados.

A Figura 8.13, retrata as vazões de entrada e de saída para os reservatórios R3 e R6, que satisfizeram a restrição do volume de controle sem extravasão.



(a)



(b)

Figura 8.13 - Vazões de entrada e saída nos reservatório R3 (a) e R6 (b) com restrição sem extravasamento (T= 2anos). Legenda: 'Qent' - vazão de entrada; 'Qsai' - vazão de saída.

Ambos reservatórios apresentaram uma vazão residual respectivamente nos valores de 0,011 m³/s e 0,003 m³/s com tempos de detenções respectivamente de 75,80 h e 149,00 h .

Os referidos tempos de detenção não são visualizados na Figura 8.13 visto que o limite superior utilizado nas simulações fora de 200 minutos (100 intervalos de 2 minutos).As Figuras 8.14 e 8.15 apresentam a variação dos níveis d'água desses reservatórios em função dos tempos de detenção.

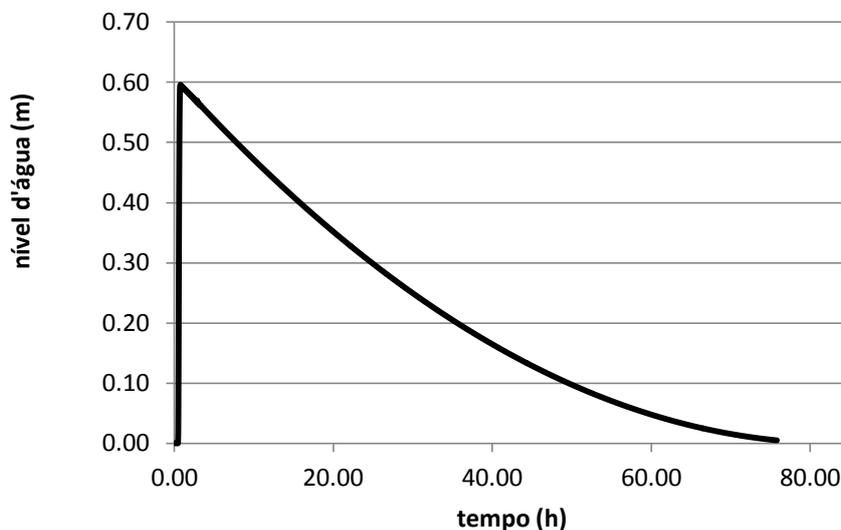


Figura 8.14 - Variação do nível d'água em função do tempo para o reservatório R3.

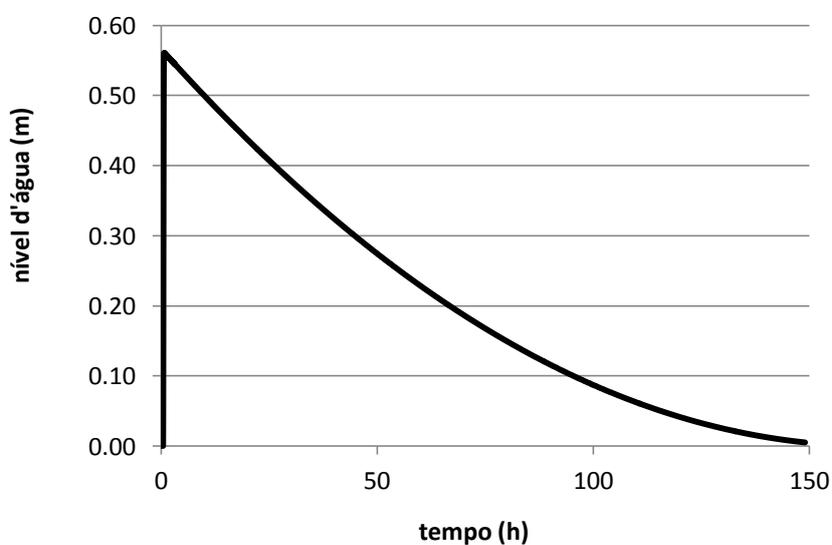


Figura 8.15 - Variação do nível d'água em função do tempo para o reservatório R6.

Como observa-se na Tabela 8.12, a majoração da ponderação reduziu de forma pequena as vazões para o cenário de otimização com restrição, e replicou a possibilidade de extravasão de dois reservatórios com a elevação de custos bem superior à ponderação anterior.

Tabela 8.12 - Valores da função objetivo, vazão final e extravasamento de reservatórios.

Ponderação 3		FO (R\$)	FOcorri. (R\$)	Qfinal (m ³ /s)	Extravasão
<i>Ampliação s/rsv.</i>		6.219.680,00	8.757.708,07	31,95	-
rod1	<i>Srestri.</i>	4.148.638,00	5.841.548,20	21,97	R2
rod2	<i>Srestri.</i>	4.155.377,00	5.851.037,14	23,71	R2
rod3	<i>Srestri.</i>	4.144.650,00	5.835.932,84	21,81	R2
rod4	<i>Srestri.</i>	4.153.491,00	5.848.381,54	20,94	-
rod5	<i>Srestri.</i>	4.152.300,00	5.846.704,53	22,14	R2
rod1	<i>Crestri.</i>	17.695.060,00	24.915.778,60	30,24	R1,R2
rod2	<i>Crestri.</i>	17.673.430,00	24.885.322,17	30,19	R1,R2
rod3	<i>Crestri.</i>	17.649.990,00	24.852.317,15	30,16	R1,R2
rod4	<i>Crestri.</i>	17.654.040,00	24.858.019,81	30,17	R1,R2
rod5	<i>Crestri.</i>	17.661.940,00	24.869.143,52	30,18	R1,R2

Legenda: 's/rsv.' - sem reservatórios; 'Srestri.' - sem restrição; 'Crestri.' - com restrição; rod 'n' – rodada de número 'n'; FO – função objetivo; FOcorri. – valor atualizado da função objetivo; Qfinal – vazão final após otimização.

Dado o extravasamento de dois reservatórios, e consequente, aumento de volume a jusante com a ampliação de condutos e não amortecimento do pico de cheia, o comportamento do hidrograma de saída para o cenário de restrição se assemelha em menor magnitude ao hidrograma do cenário de ampliação total, em média com a vazão 25% menor; com pico acentuado e baixa redistribuição de vazões no tempo (Figura 8.16).

Considerando que dos seis reservatórios idealizados, quatro apenas cumprem a função de retenção e destes dois extravasaram com ampliação de condutos a jusante, tem-se para o cenário de otimização com restrição a utilização de apenas 50% frente ao cenário de não restrição das vazões de saída.

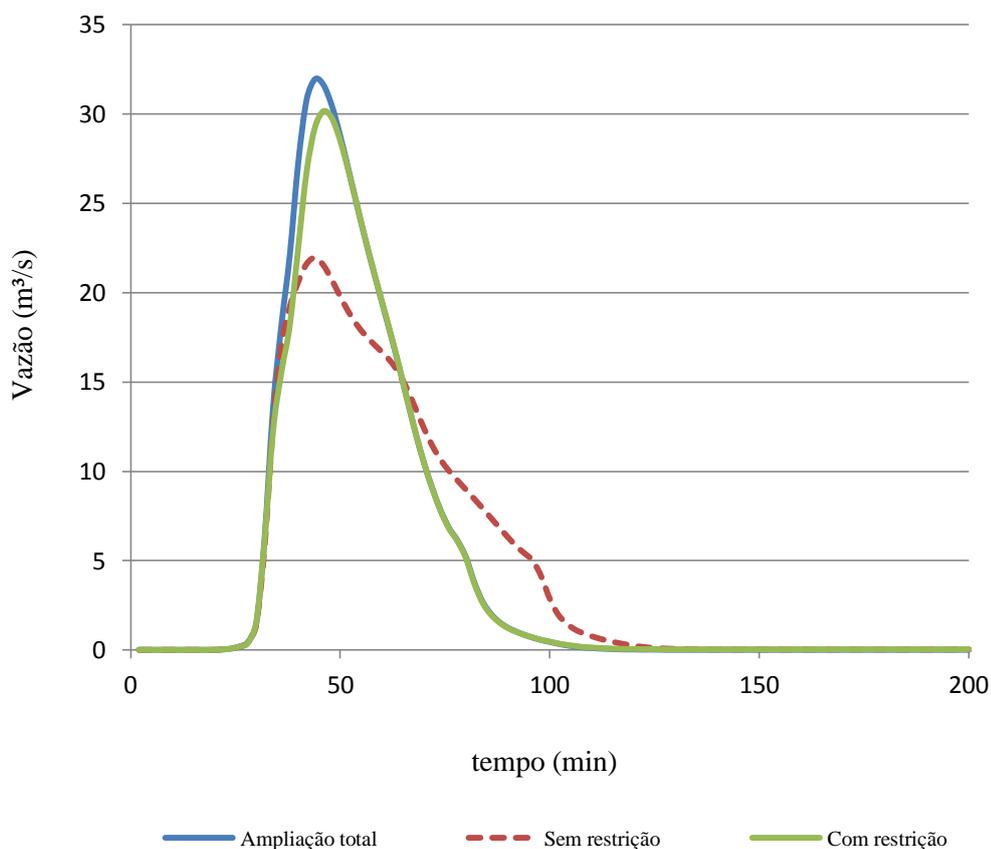


Figura 8.16 - Hidrogramas de saída da bacia do Moinho (T = 2anos). Legenda: 'Qampl.' - vazão dada pela ampliação sem controle; 'Qcrest' - vazão com restrição para controle qualitativo; 'Qsrest' - vazão sem restrição.

O resumo deste cenário é apresentado na Tabela 8.13 e na Figura 8.17.

Tabela 8.13 - Valores de alguns parâmetros de análise para T = 2 anos.

Pond.	Srest. (Milhões - R\$)	Qf (m³/s)	% Útil/Srest.	Crest. (Milhões - R\$)	Qf (m³/s)	% Útil/Crest.	Δ% Custo
1	5,85	20,94	100,00	8,28	30,14	50,00	41,6
5	5,84	21,81	75,00	24,85	30,16	50,00	325,8

Legenda: 'Pond.' – ponderação; 'Srest.' – sem restrição; 'Crest.' - com restrição; '%Util/Srest.' – porcentagem de utilização de reservatórios sem restrição; '%Util/Crest.' – porcentagem de utilização de reservatórios com restrição; 'Δ% Custo' – variação de custo percentual.

Além da redução da utilização de reservatórios, verifica-se a que a vazão final nesse cenário supera o valor limite de 30,00 m³/s.

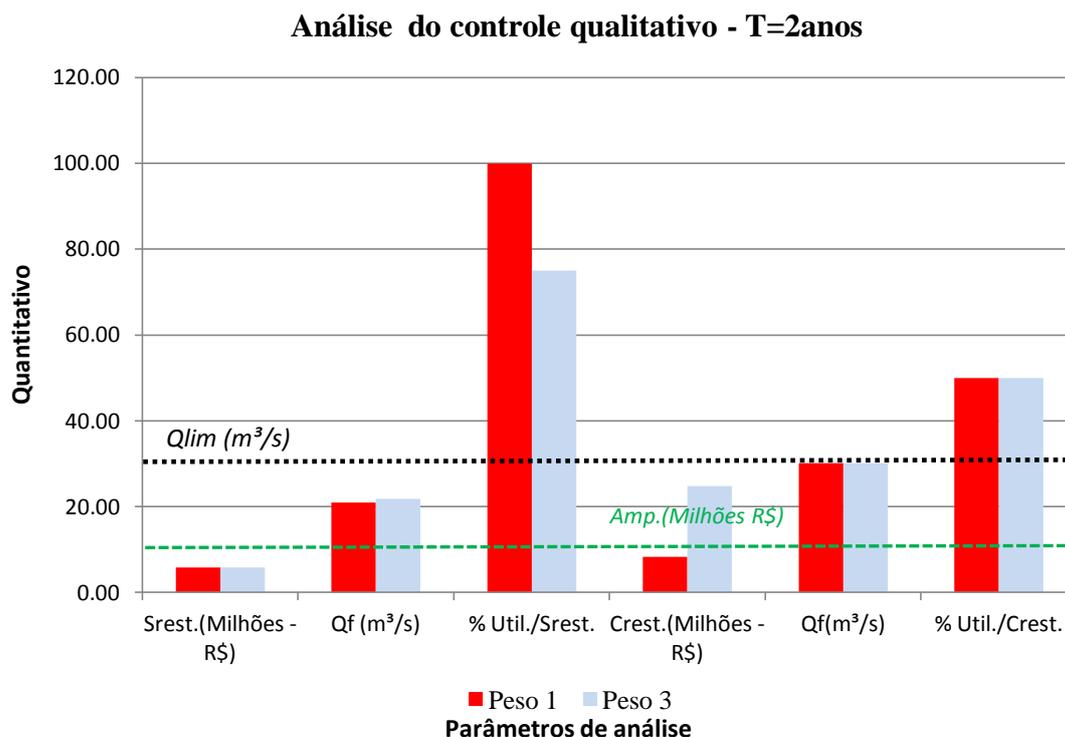


Figura 8.17 - Análise do controle qualitativo pela restrição das vazões de saída sob a condição de manutenção do volume quantitativo. Legenda: 'Srest.' - sem restrição; 'Qf' - vazão final; '% Util./Srest.' - porcentagem de utilização dos reservatórios sem restrição; 'Crest' - com restrição; '% Util.Crest.' - porcentagem de utilização dos reservatórios com restrição; 'Qlim' - vazão limite; 'Amp.' - custo somente à ampliação.

8.3.1.2 Verificação de controle qualitativo para cenário futuro e risco T = 5 anos

Repetiu-se o mesmo processo descrito no item anterior, sendo que a mudança se deu pelo novo risco de projeto, com T = 5 anos, utilizando um novo hietograma de projeto. Os custos se elevaram pelo aumento do volume de escoamento superficial e consequente ampliação de trechos¹³.

A Tabela 8.14 apresenta os valores otimizados das variáveis área do descarregador de fundo e vazão de by-pass.

Analysaram-se os custos dos cenários de otimização com restrição e sem restrição. Houve um aumento considerável de cerca de 131,5% com a restrição implantada e uma queda na utilização de reservatórios para 50% (2 reservatórios extravasando dentre 4 reservatórios em utilização), indicando aqueles que extravasaram ao restringir o volume (reservatórios R1 e R2) (Tabela 8.15).

Salienta-se que para a ponderação igual a unidade, a vazão final otimizada superou o valor limite de 30 m³/s, consoante Plano Diretor da Bacia do Arroio Moinho (Porto Alegre,

¹³ Para esta situação somente o custo de ampliação total sem controle nenhum foi de R\$ 19,8 milhões.

2002), esclarecendo-se que a manutenção do volume amortecido no reservatório pela restrição da vazão de saída, provoca a passagem de todo o volume de escoamento que deveria ser armazenado, solicitando maior capacidade de condução pelos condutos e aumentando os valores de vazão a jusante.

Tabela 8.14 - Valores otimizados para a área do descarregador de fundo e vazão de by-pass.

Reservatório	Valores otimizados	
	Área do descarregador de fundo (m ²)	Vazão de by-pass (m ³ /s)
1	extravasou	-
2	extravasou	-
3	0,0016	2,72
4	não utilizado	6,38
5	não utilizado	4,25
6	0,0002	2,96

O aumento da ponderação para a restrição nos valores 2 e 5, provocou o mesmo efeito da ponderação inicial, com o aumento da vazão final do sistema além do valor limite, redução da utilização dos reservatórios e um aumento considerável nos custos devido à ampliação dos condutos pela restrição imposta (Tabela 8.15).

Tabela 8.15 - Valores de alguns parâmetros de análise para T = 5 anos.

Pond.	Srest. (Milhões - R\$)	Qf (m ³ /s)	% Util/Srest.	Crest. (Milhões - R\$)	Qf (m ³ /s)	% Util/Crest.	Δ% Custo
1	7,43	27,47	100,00	17,20	41,28	50,00	131,5
2	7,34	27,99	100,00	34,37	41,24	50,00	367,9
5	7,38	28,64	100,00	85,98	41,27	50,00	1064,6

Legenda: 'Pond.' – ponderação; 'Srest.' – sem restrição; 'Crest.' - com restrição; '% Util/Srest.' – porcentagem de utilização de reservatórios sem restrição; '% Util/Crest.' – porcentagem de utilização de reservatórios com restrição; 'Δ% Custo' – variação de custo percentual.

As Figuras 8.18 e 8.19 retratam as variações de níveis d'água em função do tempo para os reservatórios R3 e R6, que satisfizeram a restrição do volume de controle sem extravasão.

Os reservatórios R3 e R6 apresentaram uma vazão residual respectivamente de 0,004 m³/s e 0,001 m³/s com tempos de detenções respectivamente de 328,90 e 686,00 horas.

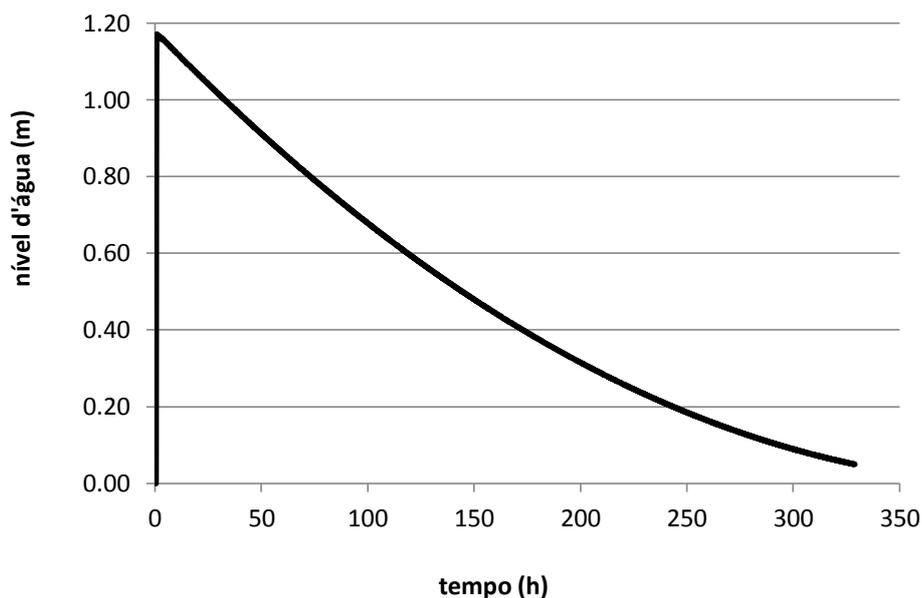


Figura 8.18 - Variação do nível d'água em função do tempo para o reservatório R3.

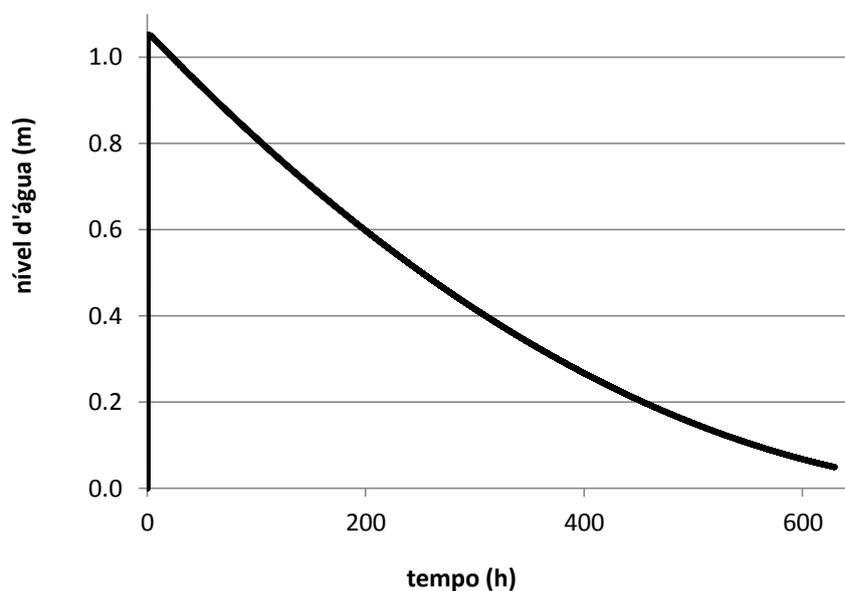


Figura 8.19 - Variação do nível d'água em função do tempo para o reservatório R6.

Observa-se novamente pela Figura 8.20, o comportamento dos hidrogramas no exutório da bacia do Moinho para os cenários de ampliação, otimização com restrição e otimização sem restrição.

Replica-se para a situação de restrição, a forma do hidrograma com pico acentuado e o não amortecimento das vazões.

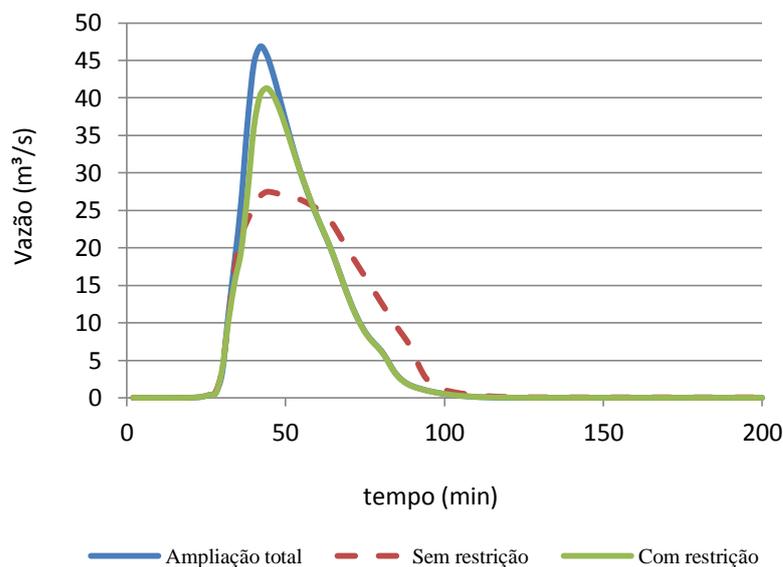


Figura 8.20 - Hidrogramas de saída da bacia do Moinho ($T = 5$ anos). Legenda: 'Qampl.' - vazão dada pela ampliação sem controle; 'Qcrest' - vazão com restrição para controle qualitativo; 'Qsrest' - vazão sem restrição.

A Figura 8.21 demonstra os parâmetros de análise com os resultados expressos pela Tabela 8.15.

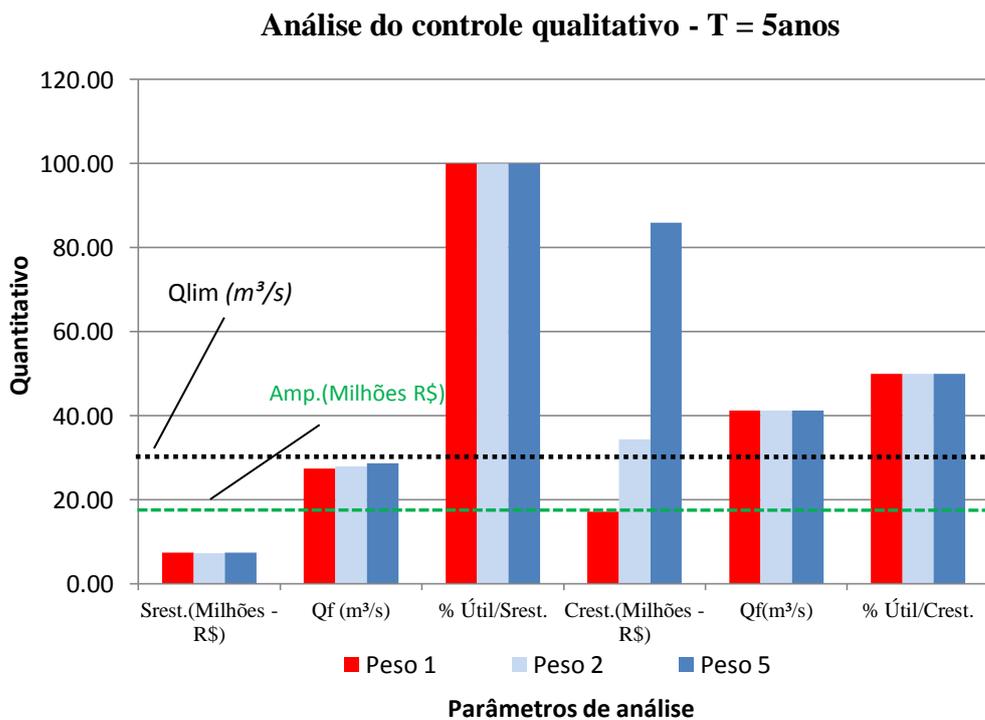


Figura 8.21- Análise do controle qualitativo pela restrição das vazões de saída sob a condição de manutenção do volume quantitativo. Legenda: 'Srest.' - sem restrição; 'Qf' - vazão final; '% Útil./Srest.' - porcentagem de utilização dos reservatórios sem restrição; 'Crest' - com restrição; '% Útil./Crest.' - porcentagem de utilização dos reservatórios com restrição; 'Qlim' - vazão limite; 'Amp.' - custo somente à ampliação.

8.3.1.3 Verificação do controle qualitativo para cenário futuro e risco T=10 anos

Assumindo o risco de projeto igual a 10 anos, e executando os procedimentos já realizados, obtiveram-se os resultados conforme aponta a Tabela 8.16. Para esta condição, não há a manutenção da vazão limite de saída do sistema.

Tabela 8.16 - Valores de alguns parâmetros de análise para T = 10 anos.

Pond.	Srest. (Milhões - R\$)	Qf (m³/s)	% Útil/Srest.	Crest. (Milhões - R\$)	Qf (m³/s)	% Útil/Crest.	Δ% Custo
1	13,85	37,29	100,00	22,70	52,40	66,67	63,9
5	71,51	39,02	100,00	113,34	52,31	66,67	58,5

Legenda: 'Pond.' – ponderação; 'Srest.' – sem restrição; 'Crest.' - com restrição; '%Util/Srest.' – porcentagem de utilização de reservatórios sem restrição; '%Util/Crest.' – porcentagem de utilização de reservatórios com restrição; 'Δ% Custo' – variação de custo percentual.

Os valores otimizados para a área do descarregador de fundo e vazão de by-pass são apresentados na tabela 8.17. Houve o extravasamento de dois reservatórios e a não utilização de dois pela otimização como ocorrido para os outros riscos de projeto.

Os reservatórios R3 e R6 apresentaram-se como alternativas na detenção do volume para controle qualitativo com tempos de detenção respectivamente iguais a 120,9 e 276,1 horas.

Tabela 8.17 - Valores otimizados para a área do descarregador de fundo e vazão de by-pass.

Reservatório	Valores otimizados	
	Área do descarregador de fundo (m²)	Vazão de by-pass (m³/s)
1	extravasou	-
2	extravasou	-
3	0,0065	2,72
4	não utilizado	11,35
5	não utilizado	4,80
6	0,0004	3,03

As Figuras 8.22 e 8.23 ilustram a variação do nível d'água em função do tempo para os reservatórios R3 e R6.

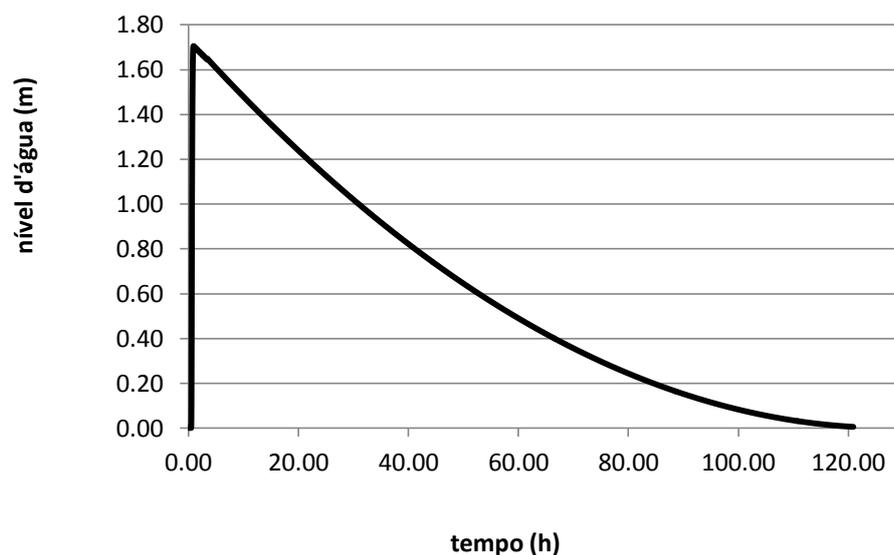


Figura 8.22 - Variação do nível d'água em função do tempo para o reservatório R3.

Os hidrogramas dos cenários de ampliação total, otimização sem restrição e otimização com restrição seguiram as tendências já observadas, sendo que a condição de restrição imposta seguiu o comportamento do hidrograma de ampliação com o pico elevado e o não amortecimento das vazões (Figura 8.24).

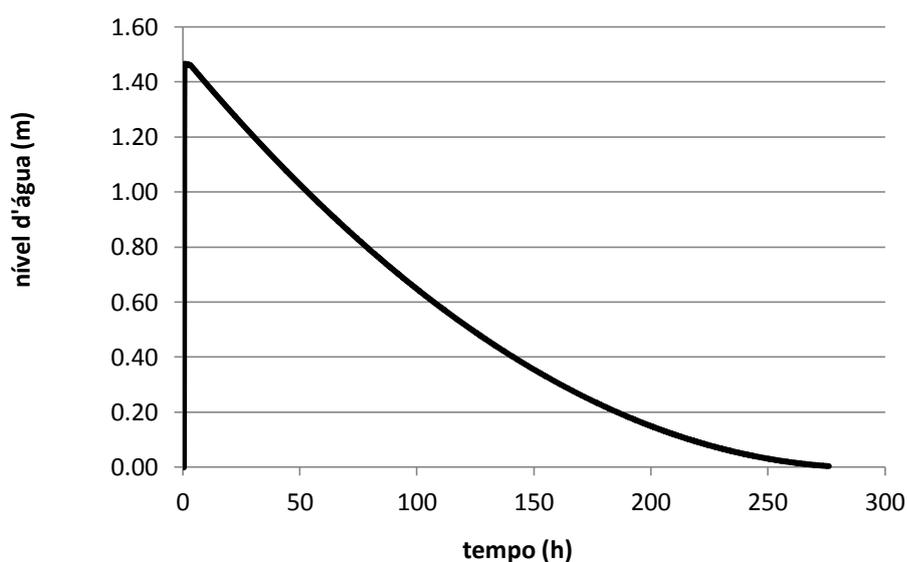


Figura 8.23 - Variação do nível d'água em função do tempo para o reservatório R6.

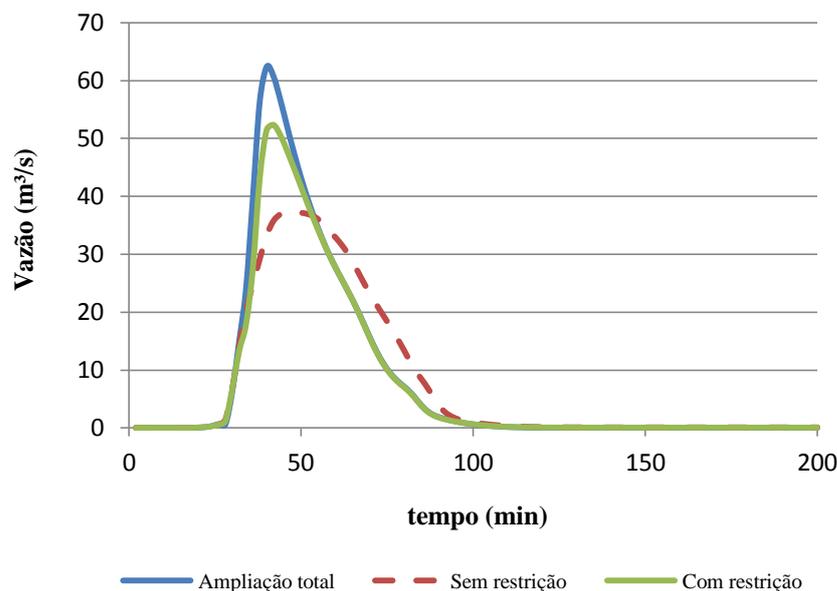


Figura 8.24 - Hidrogramas de saída da bacia do Moinho ($T = 10$ anos). Legenda: 'Qampl.' - vazão dada pela ampliação sem controle; 'Qcrest' - vazão com restrição para controle qualitativo; 'Qsrest' - vazão sem restrição.

Como igualmente para os outros riscos, verificou-se a baixa utilização dos reservatórios, dois dentre os quatro possíveis, com aproveitamento de 50% e o aumento considerável dos custos¹⁴, consoante Figura 8.25.

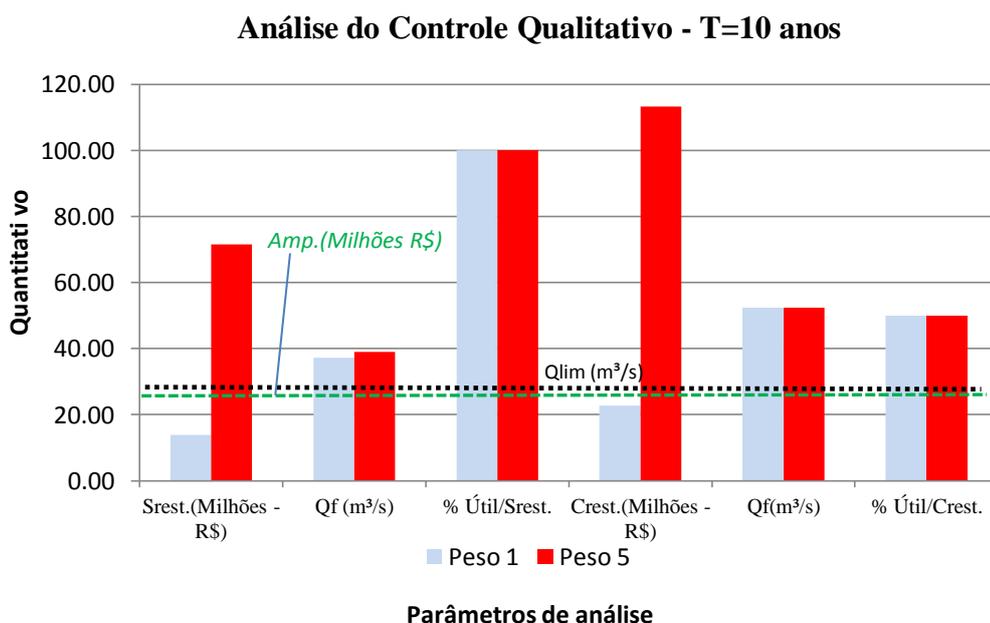


Figura 8.25 - Análise do controle qualitativo pela restrição das vazões de saída sob a condição de manutenção do volume quantitativo. Legenda: 'Srest.' - sem restrição; 'Qf' - vazão final; '% Util./Srest.' - porcentagem de utilização dos reservatórios sem restrição; 'Crest' - com restrição; '% Util./Crest.' - porcentagem de utilização dos reservatórios com restrição; 'Qlim' - vazão limite; 'Amp.' - custo somente à ampliação.

¹⁴ Neste cenário o custo somente à ampliação foi de R\$ 27,84 milhões. Os valores médios para os custo sem restrição e com restrição (ponderação 1), em média, foram respectivamente de R\$ 14,9 e 15,01 milhões.

Observando-se todos os hidrogramas para os períodos de retorno analisados (Figura 8.26), percebe-se como analisado anteriormente, que devido ao aumento do período de retorno há a antecipação dos picos tanto para o cenário de ampliação total como da tentativa de manutenção do volume quantitativo para o controle qualitativo pela restrição imposta.

O mesmo não ocorre com a condição de não restrição, onde ocorre o abatimento das vazões por não haver a necessidade da retenção de volume e consequente rearranjo de compatibilização de volumes ou adaptações dos condutos a jusante por meio da solução ótima.

Com os resultados obtidos, observa-se que a única situação que possibilitaria a manutenção do volume quantitativo para controle qualitativo seria para o risco $T = 2$ anos, o que inviabilizaria o mesmo para a utilização do controle quantitativo, característico de eventos menos frequentes, impossibilitando o uso simultâneo para riscos superiores.

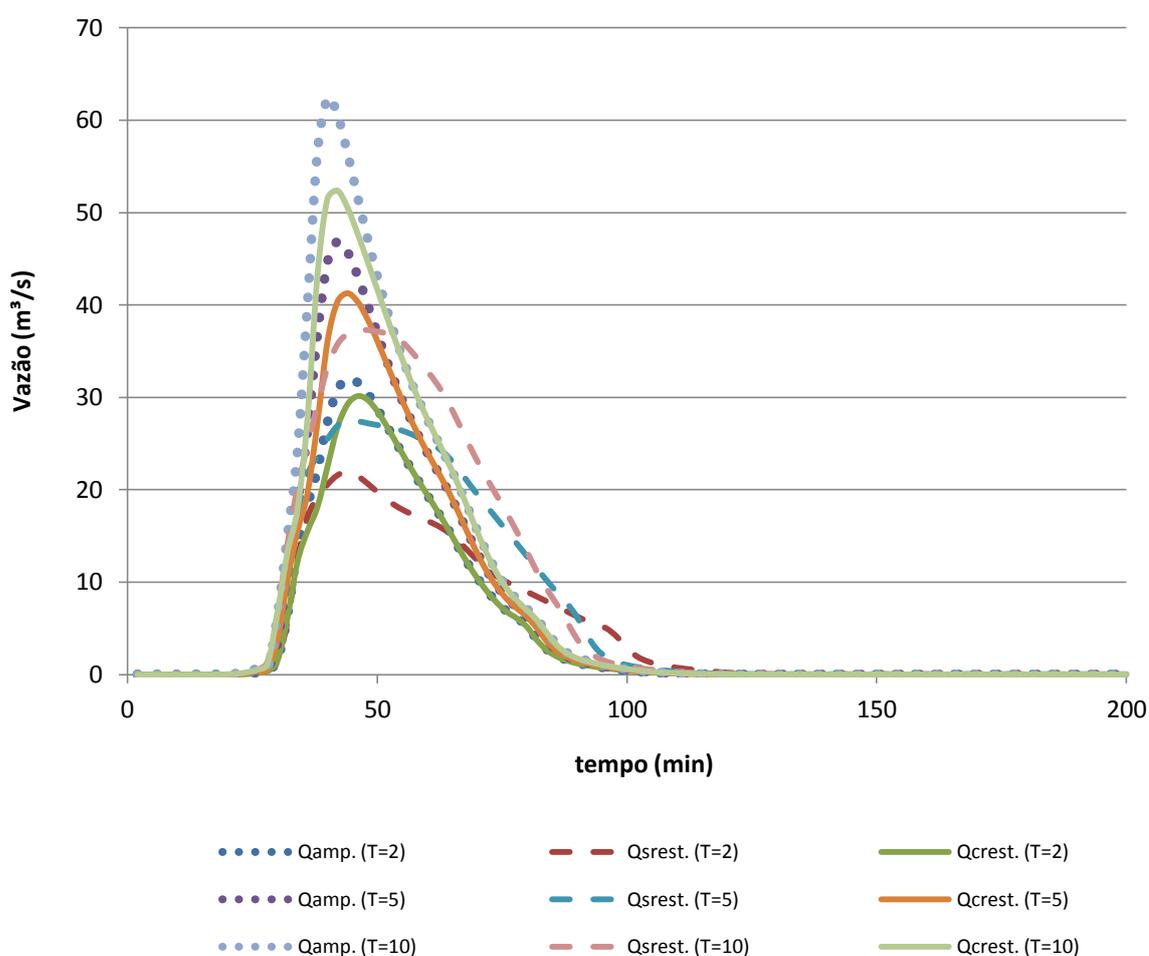


Figura 8. 26 - Hidrogramas de saída dada as condições impostas para os diversos períodos de retorno na bacia do Moinho. Legenda: 'Qamp.' - vazão dada pela ampliação sem controle; 'Qrest' - vazão com restrição para controle qualitativo; 'Qsrest' - vazão sem restrição.

Este resultado vem a corroborar a possibilidade da utilização da estrutura para o volume de controle dos eventos frequentes de chuvas e posterior tratamento, somente para este risco.

Em relação à variação percentual de custos para os períodos de retorno iguais a 5 e 10 anos, evidencia-se a inviabilidade da condição de uso do volume quantitativo para controle qualitativo pelos valores obtidos.

8.3.2 Compartilhamento de volumes

Esta situação pautou-se no acréscimo, à profundidade existente no reservatório, da profundidade adicional advinda pela razão entre o volume a ser controlado e a área disponível pelo reservatório.

A Tabela 8.18 demonstra para cada reservatório, a nova profundidade a ser admitida para a otimização, bem como a diferença entre as profundidades iniciais e agora assumidas (Δh).

Tabela 8.18 - Características dos reservatórios admitindo a soma de volumes.

Local	Vce (m ³ /ha)	A (ha)	Vc (m ³)	Ar (m ²)	h1 (m)	Vr (m ³)	Vt (m ³)	ht (m)	Δh (m)
1	55,13	248,50	13.699,81	1.950,00	5,00	9.750,00	23.449,81	12,03	7,03
2	89,46	42,00	3.757,32	1.200,00	3,00	3.600,00	7.357,32	6,13	3,13
3	89,46	55,80	4.991,868	3.600,00	2,00	7.200,00	12.191,87	3,39	1,39
4	89,46	8,20	733,572	3.000,00	1,00	3.000,00	3.733,57	1,24	0,24
5	89,46	16,00	1.431,36	400,00	2,50	1.000,00	2.431,36	6,08	3,58
6	89,46	4,00	357,84	3.100,00	3,00	9.300,00	9.657,84	3,12	0,12

Legenda: 'Vce' – volume de controle qualitativo específico; 'A' – área de contribuição; 'Vc' – volume de controle qualitativo para cada reservatório; 'Ar' – área do reservatório; 'h1' – profundidade inicial para controle quantitativo; 'Vr' – volume do reservatório; 'Vt' – volume total; 'ht' – profundidade total; ' Δh ' – variação da profundidade (m).

Além da alteração dos orifícios e profundidades foi necessário alterar as cotas dos vertedores de segurança presentes nos reservatórios. Tais cotas correspondem às profundidades dos reservatórios reduzidas em 0,2 m, condição também utilizada na primeira situação apresentada.

Em três dos reservatórios analisados (R1, R2 e R5), houve, pelo acréscimo do volume qualitativo em função da área de contribuição e das áreas dos mesmos disponíveis para implantação, a variação duplicada de seus volumes iniciais, que pela manutenção das áreas escassas na área, incidiram sobre as profundidades com acréscimos na ordem superior a 100%.

Ressalta-se que as profundidades encontradas deverão ser analisadas quanto aos aspectos construtivos e mesmo com o levantamento *in-loco* para decisão ou não da implantação dos reservatórios com essas características.

Por outro lado, verificou-se, em três destes reservatórios (Locais 3, 4 e 6), um baixo acréscimo das profundidades. Tais locais são hoje as praças públicas: Praça da Amizade, Praça Dona Firmina e Praça Francisco Alves.

Seguindo a metodologia, determinaram-se então os limites para as áreas dos orifícios dos reservatórios (Tabela 8.19). As vazões de by-pass foram mantidas representativas da simulação para o cenário futuro com o limite inferior T = 6 meses e o limite superior para T = 10 anos, executado por Cruz (2004).

Executou-se o mesmo procedimento para obtenção das soluções ótimas, obtendo os custos estimados para os cenários de otimização com restrição e otimização sem restrição.

Tabela 8.19 - Limites de variável no processo de busca empreendido na otimização.

Local	Descrição	Área do descarregador de fundo (m ²)		Vazão de "by-pass" (m ³ /s) (Cruz, 2004)	
		Limite Inferior	Limite Superior	Limite Inferior	Limite Superior
1	Leito do Arroio do Moinho (confluência)	0,00	0,0176	0,00	0,00
2	Leito do Arroio do Moinho	0,00	0,00785	0,00	0,00
3	Praça da Amizade	0,00	0,0176	2,70	10,00
4	Terminal Alameda	0,00	0,00785	3,80	14,00
5	Praça Dona Firmina	0,00	0,00283	1,60	5,00
6	Praça Francisco Alves	0,00	0,00126	2,90	8,00

Na tabela 8.20 encontram-se os valores otimizados para a área do orifício e vazão de by-pass. Como observa-se os reservatórios 4 e 5 não foram utilizados como ocorrera anteriormente.

Tabela 8.20 - Valores otimizados para a área do descarregador de fundo e vazão de *by-pass*.

Reservatório	Valores otimizados	
	Área do descarregador de fundo (m ²)	Vazão de <i>by-pass</i> (m ³ /s)
1	0,0153	0,00
2	extravasou	-
3	0,0059	2,80
4	não utilizado	7,03
5	não utilizado	4,86
6	0,0008	3,27

Neste cenário, houve apenas a extravasão do reservatório 2 com a devida ampliação dos condutos a jusante. Já os reservatórios 1, 3 e 6 funcionaram retendo as vazões e promovendo a detenção conforme os limites impostos.

A Figura 8.27 apresenta os reservatórios sem extravasamento com as vazões de entrada e saída para o cenário de otimização com restrição.

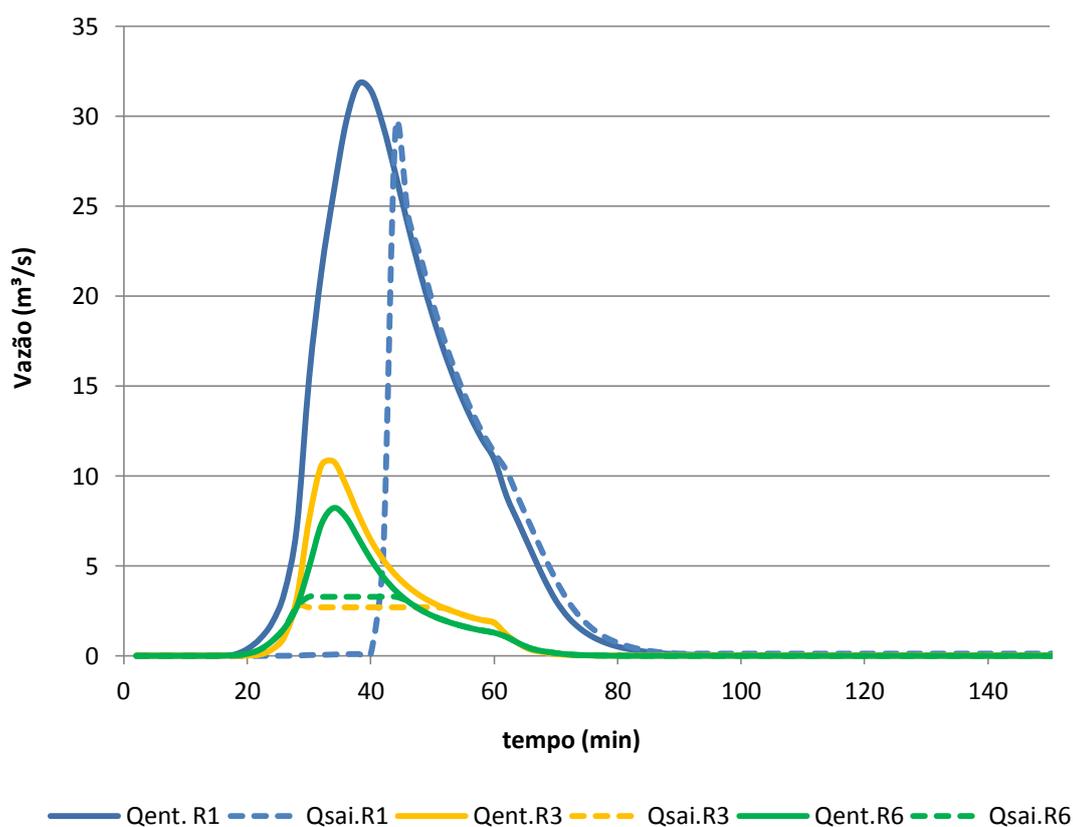


Figura 8.27 - Hidrogramas de entrada e saída para os reservatórios com restrição sem extravasamento. Legenda: 'Qent.R'n' - vazão de entrada no reservatório 'n'; 'Qsai.R'n' - vazão de saída no reservatório 'n'.

Os reservatórios 1, 3 e 6 apresentaram vazões residuais respectivamente de 0,13 m³/s, 0,02 m³/s e 0,002 com tempos de detenções respectivamente de 87,27 horas, 119,83 horas e 546,93 horas. Os referidos tempos de detenção não são visualizados na Figura 8.27 visto que o limite superior utilizado nas simulações fora de 200 minutos (100 intervalos de 2 minutos).

As Figuras 8.28, 8.29 e 8.30 ilustram a variação do nível d'água em função do tempo de esvaziamento.

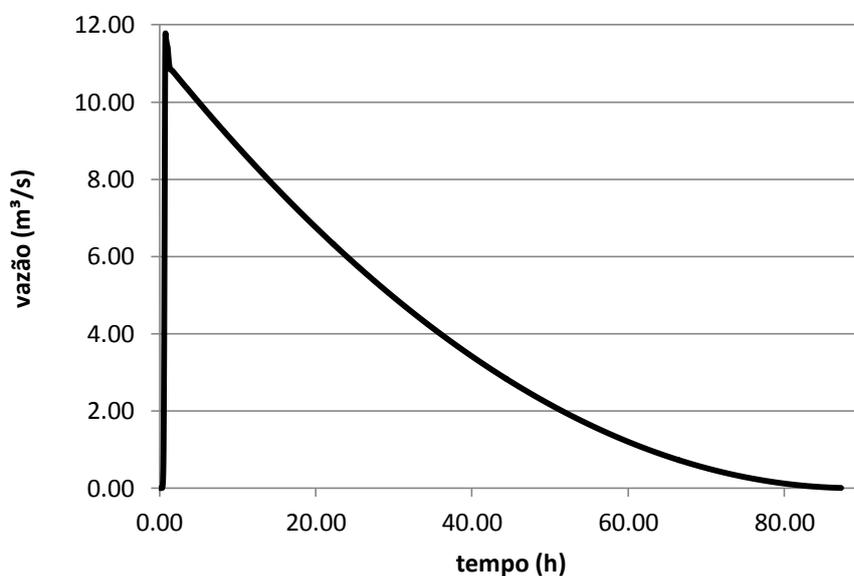


Figura 8.28 - Variação do nível d'água em função do tempo para o reservatório R1.

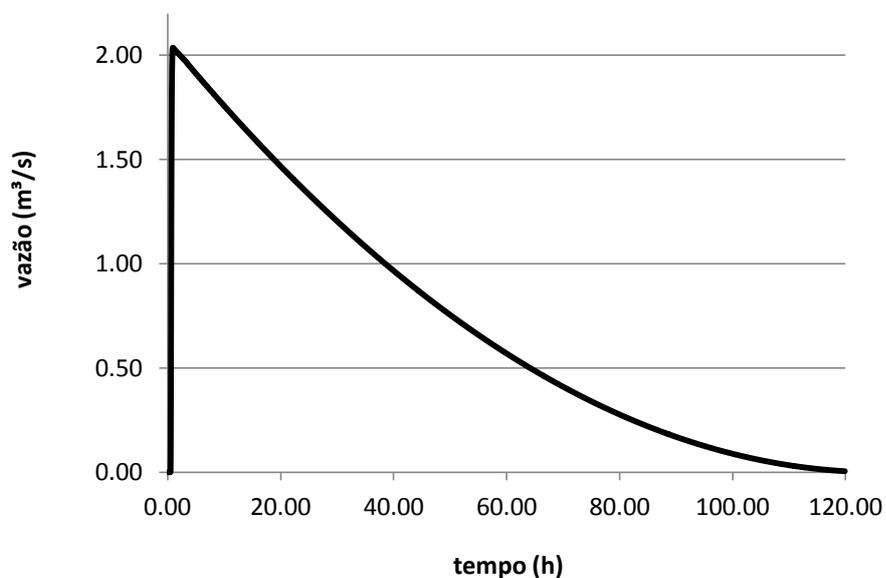


Figura 8.29 - Variação do nível d'água em função do tempo para o reservatório R3.

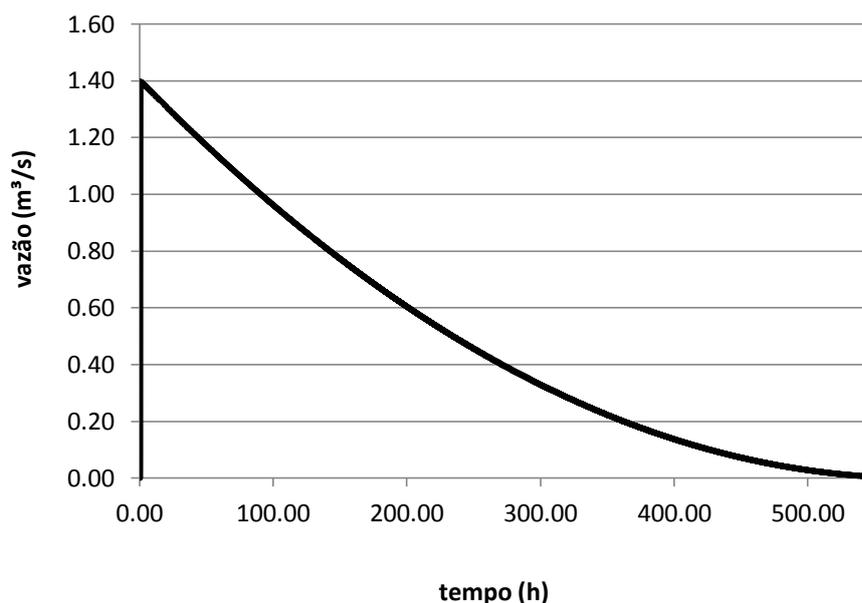


Figura 8.30 - Variação do nível d'água em função do tempo para o reservatório R6.

Diferentemente das outras situações houve para o cenário sem restrição com a ponderação unitária a excedência da vazão limite de saída do sistema, como verifica-se na Tabela 8.21.

Tabela 8.21 - Valores da função objetivo, vazão final e extravasamento de reservatórios.

Ponderação 1		FO (R\$)	FOcorri. (R\$)	Qfinal (m³/s)	Extravasão
<i>Ampliação s/rsv.</i>		19.773.410,00	27.842.228,61	62,35	-
rod1	<i>Srestri.</i>	10.080.590,00	14.194.116,81	37,87	-
rod2	<i>Srestri.</i>	9.835.251,00	13.848.663,77	37,29	-
rod3	<i>Srestri.</i>	10.003.120,00	14.085.034,08	38,17	-
rod4	<i>Srestri.</i>	10.680.440,00	15.038.744,06	39,82	-
rod5	<i>Srestri.</i>	10.338.000,00	14.556.566,59	38,74	-
rod1	<i>Crestri.</i>	8.729.794,00	12.292.109,47	32,835	R2
rod2	<i>Crestri.</i>	8.704.677,00	12.256.743,12	32,73	R2
rod3	<i>Crestri.</i>	8.729.202,00	12.291.275,89	32,814	R2
rod4	<i>Crestri.</i>	8.706.070,00	12.258.704,55	32,72	R2
rod5	<i>Crestri.</i>	8.719.557,00	12.277.695,11	32,77	R2

Legenda: 's/rsv.' - sem reservatórios; 'Srestri.' - sem restrição; 'Crestri.' - com restrição; rod 'n' - rodada de número 'n'; FO - função objetivo; FOcorri. - valor atualizado da função objetivo; Qfinal - vazão final após otimização.

Já no cenário de otimização com restrição das vazões de saída e adição do volume de controle qualitativo das águas pluviais, observou-se um acréscimo nas vazões de saída próximo ao limite pré-estabelecido de 30 m³/s, e custos aproximadamente 63% inferiores em comparação à ampliação total.

A diferença do cenário com restrição imposta em relação ao cenário sem restrição está no extravasamento de um reservatório e de custos inferiores cerca de 11,5%.

A Figura 8.31 demonstra a análise realizada com os custos sem restrição e com restrição, vazões de saída otimizadas e a porcentagem de utilização dos reservatórios nas duas situações.

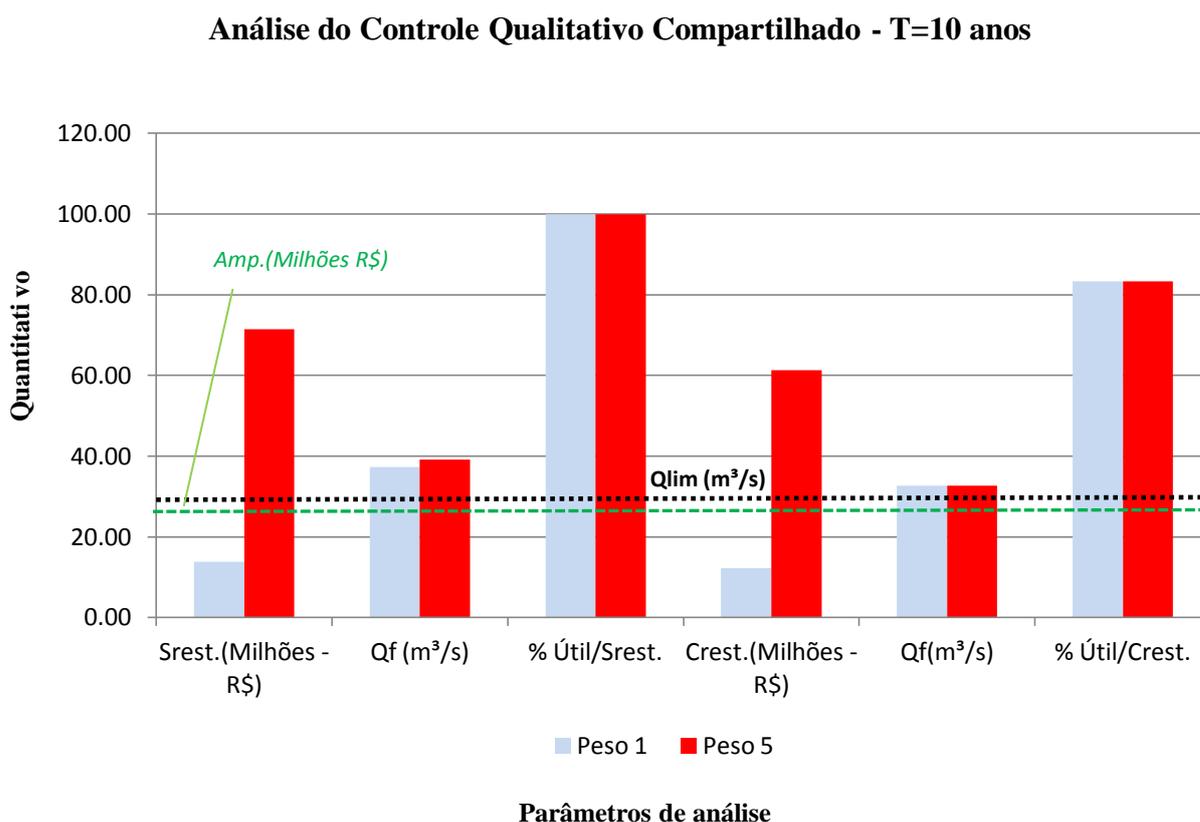


Figura 8.31 - Análise do controle qualitativo pela restrição das vazões de saída sob a condição de volumes compartilhados. Legenda: 'Srest.' - sem restrição; 'Qf' - vazão final; '%Util./Srest.' - porcentagem de utilização dos reservatórios sem restrição; 'Crest' - com restrição; '%Util.Crest.' - porcentagem de utilização dos reservatórios com restrição; 'Qlim' - vazão limite; 'Amp.' - custo somente à ampliação.

Expressando os resultados por meio da Tabela 8.22, o cenário de otimização com a restrição imposta permitiu a manutenção da vazão de saída próximo ao limite pré-estabelecido de 30 m³/s com valor inferior ao cenário de otimização sem restrição, a redução da utilização dos reservatórios pelo extravasamento de apenas uma estrutura e custos inferiores no percentual de 11,5 %.

Tabela 8.22 - Valores de alguns parâmetros de análise para T = 10 anos.

Pond.	Srest. (Milhões - R\$)	Qf (m³/s)	% Útil/Srest.	Crest. (Milhões - R\$)	Qf (m³/s)	% Útil/Crest.	Δ% Custo
1	13,85	37,29	100,00	12,26	32,73	75,00	-11,5
5	71,51	39,09	100,00	61,32	32,74	75,00	-14,2

Pond. – ponderação; Srest. – sem restrição; %Util/Srest. – porcentagem de utilização de reservatórios sem restrição; %Util/Crest. – porcentagem de utilização de reservatórios com restrição; Δ% Custo – variação de custo percentual.

Para a solução ótima com restrição, tem-se o volume alocado de 30.824,21 m³, distribuído em 3 reservatórios (R1, R3 e R6), sendo o primeiro reservatório responsável por cerca de 74,5 % deste volume dada a nova profundidade para o controle.

Observando-se a Tabela 8.23, tem-se que para a otimização sem restrição, condição dada para apenas controle das cheias, o volume seria de 18.328,14 m³, com o custo para os reservatórios reduzidos proporcionalmente.

Tabela 8.23 - Resumo das situações otimizadas em análise.

Situação	%Util. Rst.	Vol. alocado (m³)	Custo Rst. (Milhões - R\$)	Custo Canal. (Milhões - R\$)	Custo Penal. (Milhões - R\$)	Custo total (Milhões - R\$)
Ampliação sem controle	-	-	-	13,4	14,44	27,84
Controle sem restrição	100,00%	18.328,14	1,37	6,53	1,92	9,83
Controle com restrição	75,00%	30.824,21	1,82	6,16	0,72	8,70

Em análise, verifica-se que ao aumentar o volume para o controle qualitativo, reduziriam-se os custos com as ampliações das galerias para condução dos volumes transferidos para jusante, resultando na vazão de saída do sistema próxima ao valor de restrição e consequente valor reduzido dos custos provenientes de penalidade.

O que se observou para esse cenário foi que os custos para o cenário de otimização sem restrição, com o controle apenas quantitativo, foram acrescidos cerca de dois milhões de reais, devido às vazões superiores à vazão limite estabelecida para a bacia do Moinho.

Considerando as características da bacia para o cenário futuro, com a devida atualização das áreas impermeáveis e o controle qualitativo dado pela restrição, tem-se o seguinte:

- área impermeável individual: 72,70 m²/habitante;
- custo unitário das obras de ampliação (sem controle): R\$ 61.220,00/ha;
- custo individual das obras de ampliação (sem controle): R\$ 739,00/ habitante;
- volume específico de controle sem restrição: 40,29 m³/ha;
- custo unitário do controle sem restrição: R\$ 21.610,54/ha;
- custo individual do controle sem restrição; R\$ 260,85 /habitante;
- volume específico de controle com restrição: 67,76 m³/ha;
- custo unitário do controle com restrição: R\$ 19.126,34/ha;
- custo individual do controle com restrição: R\$ 230,86/habitante.

Verifica-se pelos valores acima elencados, a variação em ordem decrescente dos custos unitários dos cenários de ampliação total, otimização sem restrição e otimização com restrição.

O custo unitário de controle qualitativo (com restrição) foi cerca de 88% do custo de controle quantitativo e de 31% do custo unitário das obras de ampliação. Quanto ao custo de controle quantitativo este foi cerca de 35% do custo das obras de ampliação.

Constata-se, também, o incremento do volume específico de controle para a condição de restrição (1,77 vezes o volume inicial), que permite apesar do grande volume alocado, uma redução das ampliações de condutos a jusante e conseqüente redução da vazão de saída e assim da redução dos custos de penalização.

Em relação aos custos individuais, o controle com a restrição de R\$ 281,73 por habitante foi 3,20 vezes mais baixo em relação à situação de ampliação total e 13 % inferior referente ao controle somente quantitativo.

Destaca-se, que não foram considerados para o caso das vazões de ampliação superiores ao limite, como vistos na situação de ampliação e controle quantitativo, os custos das obras necessárias aos impactos possíveis à jusante da bacia.

Quanto aos tempos de detenção obtidos, estes superaram o valor pressuposto de 24 horas pelo motivo de os orifícios obtidos na otimização, apesar de estarem nos limites pré-estabelecidos, serem inferiores aos valores relativos à detenção de um dia, como verifica-se nas Tabelas 8.24 e 8.25.

Deste modo, os tempos de detenção variaram entre 80 e 690 horas, conforme ilustra a Figura 8.32.

Tabela 8.24 - Valores otimizados para o cenário de otimização com restrição (situação 1).

Reservatórios	Limites - Áreas dos orifícios (Ak)	Valores otimizados - Cenário de otimização com restrição		
		T=2anos	T=5anos	T=10 anos
1	0,031	extravasou	extravasou	extravasou
2	0,017	extravasou	extravasou	extravasou
3	0,017	0,0054	0,0016	0,0065
4	0,00785	não utilizado	não utilizado	não utilizado
5	0,00785	não utilizado	não utilizado	não utilizado
6	0,00200	0,0017	0,0002	0,0004

Tabela 8.25- Valores otimizados para o cenário de otimização com restrição (situação 2).

Reservatórios	Limites - Áreas dos orifícios (Ak)	Valores otimizados - Cenário de otimização com restrição
		Compartilhamento de volumes, T = 10 anos
1	0,0176	0,0153
2	0,00785	extravasou
3	0,0176	0,0059
4	0,00785	não utilizado
5	0,00283	não utilizado
6	0,00126	0,0008

Na situação de compartilhamento de volumes para o cenário de otimização com restrição, obtiveram-se os valores respectivos de 87,27 horas, 119, 83 horas e 546,93 horas ou 4, 5 e 23 dias.

Tais valores superam os determinados para as bacias de detenção estendida que podem variar de 1 a 3 dias com a função do tratamento da qualidade das águas pluviais.

Entretanto consoante Schueller (1987), partindo-se do pressuposto do tratamento por sedimentação ter-se ia, como exemplo, para os sólidos suspensos no período de 24 horas, a redução entre 80 a 100 % dos sólidos suspensos.

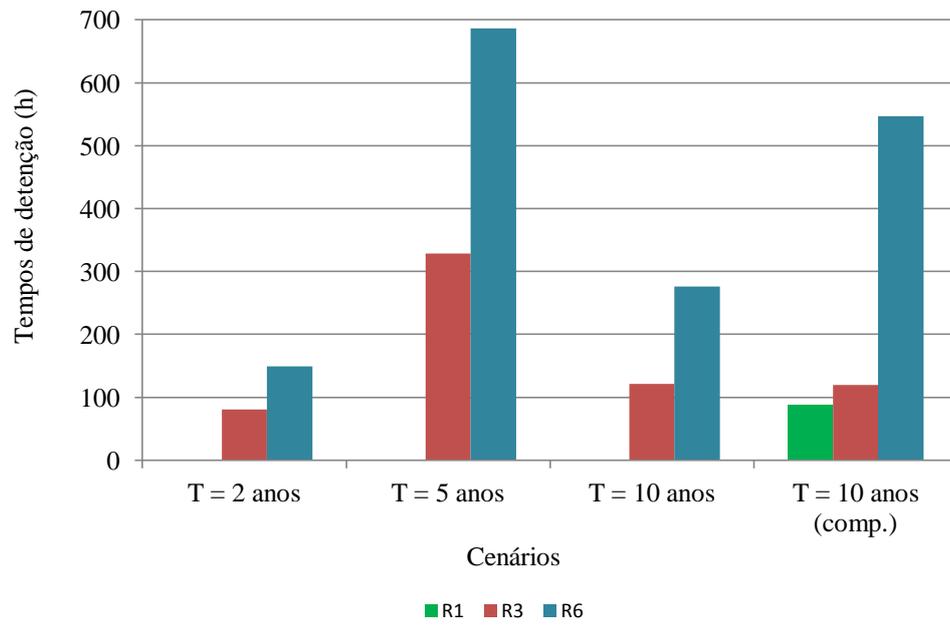


Figura 8.32 - Tempos de detenção para os reservatórios utilizados para o controle qualitativo.

9. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O presente trabalho consistiu na otimização de reservatórios de retenção para controle da qualidade da água. Para isto, abordou-se a metodologia do volume de controle qualitativo a ser integrado nas estruturas de macrodrenagem, partindo-se do princípio que a retenção por determinado período, dos eventos frequentes de chuva, proporciona o tratamento da qualidade das águas pluviais.

O referido trabalho foi composto de cinco etapas que se sumarizam a seguir.

A **primeira etapa** consistiu na obtenção de dados da área de estudo, a bacia do arroio do Moinho.

O Plano Diretor de Drenagem de Porto Alegre, volume III, Bacia do Arroio Moinho (2002) e o trabalho de Cruz (2004) foram as fontes principais quanto às informações da bacia, dentre elas: uso e ocupação do solo, dados demográficos, dados físicos do sistema como comprimentos e rugosidade de tubulações, dimensões de canais e a divisão da bacia em sub-bacias com suas peculiaridades. Da mesma forma, a disposição dos reservatórios necessários para o abatimento das vazões e a solução ótima dada às simulações realizadas para o período de retorno $T = 10$ anos no controle quantitativo.

A **segunda etapa** deste trabalho se deu pela atualização da relação entre a área impermeável e a densidade habitacional para a cidade de Porto Alegre utilizando-se de imagem de alta resolução e a amostra de 12 bairros da cidade. Esta relação é considerada fixa no tempo, no entanto este estudo mostrou que a mesma se altera devido à mudança, principalmente, da densidade habitacional das áreas consolidadas.

As potenciais causas de mudança são: (a) alteração do número de pessoas por unidade habitacional; (b) aumento da área impermeável com a densificação; (c) diferença de avaliação devido às imagens e amostragens.

A principal causa desta mudança foi a redução do número de pessoas por unidade habitacional em função do perfil demográfico brasileiro das últimas duas décadas, reduzindo a densidade habitacional para a mesma área.

Este processo ocorre pela redução da fertilidade e do tamanho das famílias e pela melhoria econômica dos últimos anos, que expandiu a área ocupada com menor população.

A relação entre a área impermeável e a densidade habitacional mudou também devido à maior impermeabilização das áreas, já que a assíntota da curva agora ocorre para 75% de áreas impermeáveis, em comparação a 67%, como obtido anteriormente com imagens de 1990.

Estes resultados têm implicações não somente na drenagem urbana, mas em:

- Abastecimento de água, pela redução do consumo de água e da geração de esgoto para a mesma infraestrutura. Isto produz perda de receita e exige recuperação de custo das empresas de Água e Esgoto;
- Resíduos Sólidos devem ter também uma redução de contribuintes, apesar do número de domicílios continuar o mesmo;
- No planejamento urbano dos espaços existe a tendência de que cada pessoa utilize mais área impermeável para sua habitação;
- Em drenagem urbana, em 1990, com base na relação da época obtida por Tucci e Campana (1994) estimava-se que cada pessoa utilizava 50 m² de área impermeável (densidade de 50 hab/ha). Pela presente análise este valor aumentou para 90 m².

O desafio atual é estabelecer formas de atualizar estas curvas com previsão da dinâmica populacional na projeção da infraestrutura de água nas cidades.

A **terceira etapa** deste trabalho objetivou o estabelecimento do volume de controle qualitativo em função da proporção de áreas impermeáveis da bacia e da precipitação com frequência 0,90 de não-excedência. Para determinação dessa precipitação utilizou-se uma série de chuvas diárias de 38 anos com 13% de falhas. O valor encontrado para a referida precipitação fora de 12,8 mm e está em consonância com os valores adotados de meia polegada em estados norte-americanos, como apontou Hvited-Jacobsen (2010).

Os volumes de controle qualitativo devem ser vistos como elementos reguladores a serem dispostos em planos diretores de drenagem urbana, juntamente com o controle quantitativo já apresentado em planos diretores como o de Porto Alegre, Belo Horizonte e São Paulo. Ressalta-se que os impactos da urbanização no ciclo hidrológico, são, sobretudo, resultantes do binômio quali-quantitativo e não somente quantitativo, como se denota nas regulações existentes no país.

A **quarta etapa** consistiu na definição das novas vazões de saída dos reservatórios em função dos volumes de controle qualitativo a serem assegurados. Tal etapa consistiu na contabilização das áreas impermeáveis contribuintes aos reservatórios e assim ao cálculo do volume de controle qualitativo específico. Obtiveram-se, então, as vazões de saída e respectivas áreas dos descarregadores de fundo (orifícios).

Devido à intensa urbanização presente na bacia, houve pequena diferenciação nos volumes de controle para a situação atual e futura após a atualização da taxa de impermeabilização, demonstrando as particularidades desta bacia e a semelhança com áreas presentes no meio urbano de nossas capitais.

Essa observação serviu para que a otimização do controle qualitativo se pautasse no cenário futuro. O valor de 89,41 m³/ha para o volume de controle qualitativo específico foi fixado para situação futura, visto que o limite superior dado pela curva atualizada é de 100 hab/ha, gerando uma proporção de áreas impermeáveis correspondente a 0,70 (Equação 8.2).

A **quinta etapa** consistiu no uso do modelo de otimização SSDDrU e foi composta por duas situações.

Com a definição das áreas contribuintes a cada reservatório e respectivas áreas para os descarregadores de fundo (orifícios), a primeira situação pautou-se na consideração da manutenção do volume quantitativo para o controle qualitativo com o objetivo de verificar esta possibilidade pela utilização do modelo. Logo, buscou-se verificar a possibilidade do aproveitamento de volumes de controle de cheias para a retenção e conseqüente tratamento, restringindo-se apenas as vazões de saída dos reservatórios pelas novas áreas de orifícios.

A segunda situação, além das alterações de orifícios, baseou-se no acréscimo, à profundidade existente no reservatório, da profundidade adicional advinda pela razão entre o volume a ser controlado e a área disponível pelo reservatório.

A otimização na busca dos menores custos compatibilizando ampliação de canalizações e/ou implantação de reservatórios, fora empregada em ambas situações para três cenários distintos. O primeiro cenário abordou a ampliação total (sem reservatórios) compreendendo somente a ampliação de condutos para controle de inundações; o segundo cenário contemplou apenas o controle quantitativo (sem restrição) com ampliação de condutos e utilização de reservatórios e, o último cenário, referiu-se à otimização com restrição das vazões de saída dos reservatórios seja pela simples alteração de orifícios referente à primeira situação, ou ainda, pelo acréscimo de nova profundidade para a segunda situação.

Em relação à primeira situação, submeteu-se a bacia, no processo em questão, a três hietogramas de projeto com períodos de retorno 2, 5 e 10 anos, considerando os volumes de controle quantitativo existentes nos reservatórios.

Com os resultados simulados pelo modelo de otimização, foram obtidos os valores da função objetivo, expressa em milhões de reais, atualizados pelo índice de correção monetário CUB/m² (referência-maio/2012) para os três cenários: ampliação total, otimização sem restrição e otimização com restrição.

De maneira geral, a utilização do volume quantitativo para o controle qualitativo, mostrou-se inviável, por gerar, por meio da restrição imposta aos orifícios dos reservatórios, maiores vazões a jusante com adaptações que elevam os custos e ultrapassam os valores da vazão limite de otimização, incidindo aí, os custos da penalização.

A única situação para o uso do volume quantitativo para o controle qualitativo seria para um baixo risco ($T = 2$ anos, ou seja, $F = 0,50$), o que, para os eventos frequentes seria factível seguindo a proposta da retenção dos eventos frequentes de chuva com maior carga de poluentes. Todavia, por se tratar de estruturas de macrodrenagem, dimensionadas para riscos superiores, seria inviável o controle qualitativo, de escoamentos com a frequência desejada $F = 0,90$, pela baixa retenção dos reservatórios verificada pelo estudo (50% dos reservatórios sem extravasamento).

Após a obtenção das soluções ótimas obtiveram-se para os reservatórios utilizados a obtenção dos tempos de detenção. Para esta situação os tempos variaram entre 80,90 horas ou 3,37 dias para o período de retorno de 2 dias até 686 horas ou 28 dias para o período de retorno de 5 anos.

Quanto à segunda situação dada pelo compartilhamento de volumes ou adição do volume de controle qualitativo pelo acréscimo de profundidade, repetiu-se a otimização, utilizando-se apenas o hietograma de projeto com $T = 10$ anos, para os três cenários de análise: ampliação total, otimização sem restrição e com restrição.

Vale destacar que, em três dos reservatórios, dadas as áreas contribuintes, houve o aprofundamento em dobro da profundidade inicial e, nos outros, variações pequenas (da ordem de centímetros), notadamente para áreas de praças públicas, o que demonstra a possibilidade de execução. Especificamente em dois destes locais referentes às praças públicas, a saber: a Praça da Amizade e a Praça Francisco Alves, as áreas utilizadas foram as obtidas em Cruz (2004) de 3.600 m² e 3.100 m², respectivamente; esses valores são inferiores aos contidos no Plano Diretor¹⁵, sugerindo então, no presente estudo, rigor que poderia ainda mais favorecer a execução das bacias por diminuir a profundidade necessária ao controle qualitativo.

Como visto no estudo, a restrição para o controle qualitativo foi a mais econômica para a área de estudo frente às outras situações, pelos seguintes motivos:

- com o conseqüente aumento dos volumes e por restringir a vazão de saída dos reservatórios, permitiu menores vazões e assim menores custos de ampliações de tubulações e canais a jusante;
- manteve a vazão de saída do próxima valor limite para esta bacia por permitir o amortecimento nas estruturas, gerando baixo custo relativo à penalidade;

Observando-se os custos unitários, expressos em R\$/ha, os custos com a restrição imposta para o controle qualitativo mostraram-se 13,00% inferiores à condição de controle

¹⁵ No Plano Diretor constam para a Praça da Amizade a área de 9.000 m² e para a Praça Francisco Alves o valor de 7.500 m² (Porto alegre, 2002).

quantitativo e um terço dos custos para a ampliação total sem controle. A proporção permaneceu para os custos individuais, expressos em R\$/habitante na ordem decrescente: ampliação, sem restrição e com restrição.

Cabe destacar, fruto deste trabalho, dada a atualização das áreas impermeáveis, a área impermeável, antes de 42,55 m²/habitante, passou ao valor de 72,70 m²/habitante para todas as simulações realizadas, incidindo nos volumes de controle qualitativo, vazões de saída, áreas dos descarregadores de fundo e, por conseguinte, em novas profundidades pelo acréscimo do volume qualitativo.

Como observados para as duas situações, entre os seis reservatórios, os reservatórios 4 e 5 não foram utilizados pelo modelo, visto possuírem elevadas vazões de by-pass possibilitando toda a passagem do hidrograma aportante, e também a ocorrência da extravasão de reservatórios com o consequente redimensionamento dos condutos a jusante.

Quanto às variáveis otimizadas, o modelo cumpriu seus objetivos em não gerar alagamentos e buscar o mínimo custo. Quanto às áreas de orifícios, essas ficaram abaixo dos valores impostos para alguns reservatórios gerando valores para os tempos de detenção superiores ao esperado de 24 horas.

Como questão que possa aparecer desfavorável à aplicação da metodologia descrita neste trabalho, surge a duplicação da profundidade existente em um reservatório devido ao somatório elevado das áreas contribuintes a este pelo volume adicional requerido. Por este motivo há a necessidade da verificação *in-loco* das condições da área de estudo para escavações de grande monta.

Da mesma maneira, os tempos de detenção obtidos superam em muito o necessário para os reservatórios, demonstrando a necessidade de estudos posteriores que contemplem outras chuvas de projeto, ou mesmo outros limites de áreas para os descarregadores de fundo. Acrescenta-se ainda a inexistência de estudos que apresentam valores de eficiência para estruturas de detenção com tempos superiores à 72 horas ou 3 dias.

Destaca-se aqui, que as suposições e resultados obtidos refletem as características da bacia de estudo que possui dentre os pontos a serem destacados: a intensa urbanização e o limite para a vazão de saída do sistema. Tais considerações impactam, por exemplo, sobre as áreas de implantação dos reservatórios, seja pelo acréscimo da profundidade dada ao novo volume a ser estabelecido, seja pela inexistência de área livre como se observa.

Assim, responde-se afirmativamente às perguntas iniciais demonstrando-se a aplicabilidade do controle qualitativo pelo acréscimo de volume e restrição das vazões de saída tanto por apresentar, frente às outras duas situações, baixo custo e maior aproveitamento dos reservatórios, com apenas o extravasamento de uma unidade.

Como observado, a utilização de volume adicional de controle, pelo aumento de profundidades e pela imposição de restrições de saídas, pode, em muitas situações como neste estudo de caso, resultar em solução até mesmo mais econômica do que o simples controle qualitativo, tendo-se em conta os custos totais com as tubulações e reservatórios, e ainda resultar em ganho ambiental, inexistente na solução tradicional.

Demonstra-se, com este estudo, a possibilidade satisfatória da aplicação da metodologia para a simulação e o controle da qualidade das águas pluviais, por meio do volume de controle qualitativo específico, negligenciado nos planos diretores de drenagem urbana.

Sendo assim, a pesquisa não se esgota quanto ao volume de controle qualitativo e abre perspectivas para outros estudos, como:

- o volume de controle deveria ser menos restritivo pela consideração de precipitações de não-excedência, como, por exemplo, de 85% de duração ou a consideração para o tempo de detenção de 12 horas;
- para profundidades que superem o dobro da profundidade inicial, planejar reservatórios que contemplem áreas de grandeza inferiores à inicial arbitrada e contribuintes a um único reservatório, como observado neste estudo, sendo que o grande problema para áreas urbanas é a inexistência de áreas para implantação destas estruturas;
- verificação da hipótese em outros casos, com características diferentes, em termos de grau de urbanização;
- aplicação do estudo de caso a possíveis alterações no regime de chuvas, com uso de modelos geradores de cenários climáticos futuros e técnicas probabilísticas como o uso de uma função de distribuição acumulada de probabilidade e uso de teste de aderência aos dados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AKAN, A. O; HOUGHTALEN, R. J. (2003). **Urban Hydrology, Hydraulics, and Stormwater Quality: Engineering Applications and Computer Modeling**. John Wiley & Sons, New Jersey.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12271: Avaliação de custos unitários de construção para incorporação imobiliária e outras disposições para condomínios edilícios - procedimento**. Rio de Janeiro, 2006.

ANGULO, S. C; TEIXEIRA, C. E; CASTRO, A. L; NOGUEIRA, T. P. **Resíduos de construção e demolição: avaliação de métodos de quantificação**. Revista Engenharia Sanitária e Ambiental/Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental. vol. 16, n. 3. jul/set. Rio de Janeiro: ABES, 2011. p. 299-306.

ANTONELLO, S. L. **Um sistema de planejamento e gestão para bacias hidrográficas com uso de análise multicritérios**. Tese (Doutorado). Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz. 130 p. 2008.

ARAUJO, G. H. S; ALMEIDA, J. R; GUERRA, A. J. T. **Gestão ambiental de áreas degradadas**. 8a. ed. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 2012. 322 p.

BACH, P. M; MCARTHY, D. T; DELETIC, A. **Redefining the stormwater first flush phenomenon**. Water Research. vol. 44. 2010. 2487-2498.

BAPTISTA, M; NASCIMENTO, N; BARRAUD, S. **Técnicas compensatórias de drenagem urbana**. ABRH, Porto Alegre, 2005.

BARTH, F. T et al. **Modelos de Gerenciamento de Recursos Hídricos**. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS/ABRH. 526p. 1987.

BEMFICA, D.C. **Análise da aplicabilidade de padrões de chuva de projeto a Porto Alegre**. 1999. Dissertação de Mestrado. UFRGS: Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Porto Alegre, RS. 1999.

BERTRAND-KRAJEWSKI, J. L; CHEBBO, G; SAGET, A. **Distribution of pollutant mass vs volume in stormwater discharges and the first flush phenomenon**. Water Research., 32 (8), 2341–2356. 1998.

BOSCOV, M. E. G. **Geotecnia Ambiental**. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

BOZICEVIC, Z. et al. **Airborne polycyclic aromatic hydrocarbons in the city of Zagreb, Yugoslavia**. The Science of the Total Environment. Vol. 66. 127-136. 1987.

BUTLER, D; DAVIES, J. W. **Urban Drainage**. Spon Press. 2nd Edition. London, 2004.

BRASIL. **Decreto-Lei** n. 10257, de 10 de julho de 2001. **Regulamenta os arts. 182 e 183 da Constituição Federal, estabelece diretrizes gerais da política urbana e dá outras providências**. **Diário Oficial** [da República Federativa do Brasil]. Brasília, 11 de julho de 2001. p.1

CAMPANA, N.A; TUCCI, C.E.M. **Estimativa de área impermeável de macro bacias urbanas**. RBE, Caderno de Recursos Hídricos. Vol.2, n.2. 1994.

CANHOLHI, A. P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. São Paulo. Oficina de textos, 2005.

CHE, W; ZHAO, Y; YANG, Z; LI, J; SHI, M. **Integral stormwater management master plan and design in an ecological community**. Journal of Environmental Sciences, vol 26 (2014), 1818-1823. Elsevier.

CHOW, M. F; YUSOP, Z. **Sizing first flush pollutant loading of stormwater runoff in tropical urban catchments**. Environmental Earth Science. Published online: 05 may 2014. Springer.

CHRISTOFOLETTI, A. **Modelagem de sistemas ambientais**. Ed. Edgar Blücher, 2004. 240 p.

CLARK LABS. **IDRISI Andes – Guide to Gis and Image Processing**. Clark University: Worcester, MA. USA. 2006.

CNT. Center for Neighborhood Technology. **The Value of Green Infrastructure – A guide to recognizing its economic, environmental and social benefits, 2010**. Disponível em: <http://www.cnt.org/repository/gi-values-guide.pdf>. Acesso em: 17 maio.2011

COLLISCHONN, W. **Simulação hidrológica de grandes bacias**. Tese de doutorado. UFRGS: Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Porto Alegre, RS. 2001.

CRUZ, M. A. S. **Otimização do controle da drenagem em macrobacias urbanas**. Tese de Doutorado. UFRGS: Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Porto Alegre, RS. 2004.

CRUZ, M. A. S; TUCCI, C. E. M. **Otimização das obras de controle de cheias em uma bacia urbana**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, vol. 12. n. 2. 63-80. 2007.

CRUZ, M. A. S. **Auxílio - Programa de otimização** [mensagem pessoal]. Mensagem recebida por menezesfilho.frederico@gmail.com em 14 abr. 2011.

DEBO, T. N; REESE, A. J. **Municipal stormwater management**. 2. ed. Boca Raton, Flórida: Lewis Publishers, 2003.

DELETIC, A. **The first flush load of urban surface runoff**. In: Water Research. Volume 32, No.8, Pages 2462-2470, 1998.

DINIZ, L. S. **Calibragem de Modelos Hidrológicos**. Em: GALVÃO; C. O; VALENÇA, M. J. S. (org.). Sistemas Inteligentes: Aplicações a Recursos Hídricos e Ciências Ambientais. Porto Alegre. Ed. Universidade/ABRH/UFRGS. 1999.

DUAN, Q; SOROOSHIAN, S; GUPTA, V. **Effective and efficient global optimization for conceptual rainfall- runoff models**. Water Resources Research, Vol. 28, No. 4. pp 1015-1031. April, 1992.

DUAN, Q; SOROOSHIAN, S; GUPTA, V. **Optimal use of the SCE-UA global optimization method for calibrating watershed models**. Journal of Hydrology, Vol. 158, pp. 265-284. January, 1994.

D'ARCY, B. D; FROST, A. **The role of best management practices in alleviating water quality problems associated with diffuse pollution**. The Science of The Total Environment. Vol. 265. 359-367. 2001.

ELLIS, J. B. **Pollutional aspects of urban runoff, in Urban Runoff Pollution** (eds H.C. Torno, J. Marsalek and M. Desbordes), NATO ASI Series G: Ecological Sciences – Vol. 10, Springer-Verlag, 1-38. 1986.

EPA. **Considerations in the esign of treatment best management practices (BMPs) to improve water quality, EPA/600/R-03/103**. 2002. Cicinnati, OH45268. Disponível em: <http://www.epa.gov/search.html>. Acesso em: 10 de janeiro de 2012.

EPA. Environmental Protection Agency. **Green Infrastructure in Arid and Semi-Arid Climates. 2010**. Disponível em: http://www.epa.gov/npdes/pubs/arid_climates_casestudy.pdf. Acesso em: 12 dez.2010.

FRENI, G; MANINHA, G; VIVIANI, G. **Urban storm-water quality management: centralized versus source control.** Journal of Water Resources Planning and Management, vol. 136. No. 2. March. 2010. ASCE.

GLUCK, W. R; McCUEN, RH. **Estimating land use characteristics for hydrologic models.** Water Resources Research, v. 1. n. 1, 1975.

GOONETILLEKE, A. ET AL. **Understanding the role of land use in urban stormwater quality management.** Journal of Environmental Management. vol. 74. 2005. 31-42.

GORSKI, M. C. B. **Rios e Cidades: ruptura e reconciliação.** São Paulo. Editora Senac. São Paulo, 2010.

GUO, J. C. Y; URBONAS, B. **Maximized detention volume determined by runoff capture ratio.** Journal of Water Resources Planning and Management. Vol. 22, No. 1. January/February. 1996. ASCE.

_____. **Runoff Capture and Delivery Curves for Storm-Water Quality Control Designs.** Journal of Water Resources Planning and Management. Vol. 128, No. 3. May. 2002. ASCE.

GUO, J. C. Y; SHIH, H-M, M. MACKENZIE, K. A. **Storm-Water Quality Control Basin with Micropool.** Journal of Irrigation and Drainage Engineering. Vol. 138, No. 5. May. 2012. ASCE.

GUPTA, K.; SAUL, A. J. **Specific relationships for the first flush load in combined sewer flows.** In: Water Research. Volume 30, Issue 5, May 1996, Pages 1244-1252. 1996.

HAGER, M. C. **Evaluating first-flush runoff** . Stormwater. Disponível em: http://www.stormh2o.com/SW/Articles/Evaluating_FirstFlush_Runoff_219.aspx. 2001. Acesso em: 27 de abril de 2012.

HASENACK, H. et al. (Coord.). **Diagnóstico Ambiental de Porto Alegre: Geologia, Solos, Drenagem, Vegetação/Ocupação e Paisagem.** Porto Alegre: Secretaria Municipal do Meio Ambiente, 2008. 84p.

HE, J. et al. **characterizing physicochemical quality of storm-water runoff from an urban area in Calgary, Alberta.** Journal of Environmental Engineering, vol. 135. No. 11. November, 2010. ASCE.

HUANG, J-L. et al. **Characterization of surfasse runoff from a subtropics urban catchment.** Journal of Environmental Sciences. Vol. 19. 2007. 148-152.

HUBER, W. C; DICKINSON, R. E. **Stormwater Management Model**. Version 4: User's Manual, Environmental Research Laboratory, U. S. Environmental Protection Agency, Athens, GA. 2nd. printing. 1992.

HVITED-JACOBSEN, T; VOLLERTSEN, J; NIELSEN, A.H. **Urban and Highway Stormwater Pollution – Concepts and Engineering**. CRC PRESS. Boca Raton, 2010.

HYÖTYLÄINEN, T; OIKARI, A. **Bioaccumulation of PAHs from creosotecontaminated sediment in a laboratory-exposed freshwater oligochaete, Lumbriculus variegates**. Chemosphere. Vol. 57, 159-164. 2004.

IBGE. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. SIDRA. **Sistema IBGE de Recuperação Automática**. Disponível em: <http://www.sidra.ibge.gov.br/>. Acesso em: 18 fev.2011

IBGE. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Estudos e Pesquisas. **Informação Demográfica Sócioeconômica, número 13. Tendências Demográficas. Uma análise dos resultados da amostra do Censo Demográfico 2000**. Rio de Janeiro, 2004. Disponível em: <http://www.ibge.gov.br/>. Acesso em: 08 nov.2011

IDEQ. **Idaho Department of Environmental Quality Water Quality Division Storm Water Best Management Practices Catalog**. September 2005. Disponível em: <http://www.deq.idaho.gov/media/622263-Stormwater.pdf>. Acessado em 2011.

IPH-UFRGS, ALM/ FEA/ IMF-UFPel e DFIS-FURG. **Manual do Usuário, IPHS1 para Windows, versão 2.11**. IPH-UFRGS, Porto Alegre. 2004.

KAISER, S; ULASIR, M. **The Simple Method 2.0: Enhancing the Results**. Guest Editorial. Stormwater – The Journal for surface water quality professional. May. 2011.

KANG, J.-H; KAYHANIAN, M; STENSTROM, M. K. **Implications of a kinematic wave model for first flush treatment design**. Water Research 40, 3820-3830. 2006.

KANG, J.-H; KAYHANIAN, M; STENSTROM, M. K. **Predicting the existence of stormwater first flush from the time of concentration**. Water Research 42, 220-228. 2008.

LEE, J. H, BANG, K. W. **Characterization of urban stormwater runoff**. Water Research 34, 1772-1780. 2000

MALAYSIA. (2000). **Urban Stormwater Management Manual. Department of Irrigation and Drainage Malaysia**. Percetakan Nasional Malaysia Berhad. Disponível em: <http://www.msmam.com/>. Acessado em: 2011.

MARQUES, D. M; SILVEIRA, A. L. L; GEHLING, G. **Resíduos sólidos na drenagem pluvial urbana**. In: Manejo de águas pluviais urbanas. PROSAB. Righeto, A. M (coord.). Rio de Janeiro: ABES (2009). p. 198-217.

MARTELLINI, T. et al. **One year intensive PM_{2,5} bound polycyclic aromatic hydrocarbons monitoring in the area of Tuscany, Italy. Concentrations, source understanding and implications**. Environmental Pollution. Vol. 164. 252-258. 2012.

MARTINEZ, L. L. G. **Distribuição de poluição difusa por sedimentos urbanos em áreas impermeáveis em Porto Alegre**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Instituto de Pesquisas Hidráulicas - UFRGS. 2010.

MATHERS, C. D; STEVENS, G. MASCARENHAS, M. **Global Health Risks: Mortality and Burden of Disease Attributable to Selected Major Risks**. World Health Organization: Geneva, Switzerland, 2009.

MCDONALD, R. I. et al. **Urban growth, climate change, and freshwater availability**. Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America. PNAS, April 12, 2011. Vol. 108. No. 15.

MENEZES FILHO, F. C. M. **Estimativa das áreas impermeáveis de bairros de Porto Alegre-RS como etapa ao planejamento urbano**. Ciência e Natura, vol. 35, no. 1, p. 33-42. 2013.

MENEZES FILHO, F. C. M; TUCCI, C. E. M. **Alteração na relação entre densidade habitacional x área impermeável: Porto Alegre**. REGA, vol. 9, no. 1, p. 49-55. jan/jun. 2012.

MORENO VALLEY. County of Riverside, California. **Storm Water Quality Best Management Practice Volume Based BMP Design Handbook POA/HOA Maintained System**. Disponível em: http://www.moreno-valley.ca.us/city_hall/pdfs/bmp-handbook_draft_%201_cityrev04.pdf. Acessado em 2011.

MOTTA, J.C; TUCCI, C.E.M. (1984). **Simulation of the urbanization effect in flow**. Hydrological Sciences Journal, 29, 2, junho.

NEVES, M. G. F. P; TUCCI, C. E. M. **Composição de resíduos de varrição e resíduos carreados pela rede de drenagem, em uma bacia hidrográfica urbana**. Revista Engenharia Sanitária e Ambiental/Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental. vol. 16, n. 4. out/dez. Rio de Janeiro: ABES, 2011. p. 331-336.

_____. **Resíduos sólidos e drenagem urbana: estudo de caso.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 13, n.4, p 43-54. 2008. ABRH.

ONO, S. **Sistema de suporte a decisão para gestão de águas urbanas - URBSSD.** Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária. 2008. 148 p.

PAPA, F; ADAMS, B. J; GUO, Y. **Detention time selection for stormwater quality control ponds.** Journal of Civil Engineering. 26: 72-82. 1999.

PAPA, S. et al. **Trace metals, peroxidase activity, PAHs contents and ecophysiological changes in Quercus ilex leaves in the urban area of Caserta (Italy).** Journal of Environmental Management. 2012. Article in press.

PARK, D; SONG, Y-I; ROESNER, L. A. **The Effect of the Seasonal Rainfall Distribution on Storm-Water Quality Capture Volume Estimation.** Journal of Water Resources Planning and Management. Out. 2011. ASCE.

PAUL, M. J; MEYER, J. L. **Streams in the urban landscape.** Annual Review of Ecologic Systems. 2001. vol. 32:335-365

PETRUCCI, G; RIOUST, E; DEOUBAIX, J.F; TASSIN, B. **Do stormwater source control policies deliver the right hydrologic outcomes?.** Journal of Hydrology, vol. 485, pp. 188-200, 2013.

PITT, R; BANNERMAN, R; CLARK, S; WILLIAMSON, D. **Sources of Pollutants in Urban areas (Part 1) - Older Monitoring Projects.** In: Effective Modeling of Urban Water Systems, Monograph 13, W. Jamies, K. N. Irvine, E. A. McBean & R.E. Pitt, Eds. CHI, 2005. pg 465-483.

PMPA, 2010. Prefeitura Municipal de Porto Alegre. **Observatório da cidade de Porto Alegre.** Disponível em: <http://www2.portoalegre.rs.gov.br/observatorio/>. Acesso em:18 fev. 2011.

PORTO ALEGRE. Prefeitura Municipal. Departamento de Esgotos Pluviais, DEP. **Plano Diretor de Drenagem Urbana - Bacia do Arroio Moinho**, vol. III. IPH/UFRGS. 2002.

PORTO ALEGRE. Prefeitura Municipal. Departamento de Esgotos Pluviais, DEP. **Plano Diretor de Drenagem Urbana - Manual de Drenagem**, vol. VI. IPH/UFRGS. 2005.

PORTO ALEGRE. Prefeitura Municipal. Urbanismo. Bairros Oficiais. Disponível em: http://www2.portoalegre.rs.gov.br:portal_pmpa_novo/. Acesso em: 7 jun. 2014.

POLETO, C; MARTINEZ, L. L. G. **Pollution risks for water resources due urban sediments**. 12nd International Conference on Urban Drainage, Porto Alegre/Brazil, 10-16. September 2011.

PORTO, R. L. L. **Escoamento superficial direto**. In: Tucci, C.E.M. *et al.* Drenagem Urbana, Coleção ABRH de Recursos Hídricos, v. 5, Editora da Universidade, Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, 1995.

PORTO, R. L. L. *et al.* **Sistema de suporte a decisão para análise de sistemas de recursos hídricos**. In: Métodos numéricos em recursos Hídricos. v. 6. Org. Silva, R. C. V, Editora da Universidade, Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, 2003.

RAGHUNATH, H. M. **Hydrology: Principles, Analysis and Design**. Revised Second Edition. New Age International Limited. 2006. 477 p.

REIS, L. F. R; BRANDÃO, J. L. B. **Impactos ambientais sobre rios e reservatórios**. In: Calijuri, M. C; Cunha, D. G. F. et al. Engenharia Ambiental: conceitos, tecnologia e gestão. Rio de Janeiro: Elsevier, 2013.

RIDD, M.K. **Exploring a V-I-S (Vegetation-impervious surface-soil) model for urban ecosystem analysis through remote sensing: comparative anatomy for cities**. International Journal of Remote Sensing. 1995, v. 16. n. 12, p.2165-2185.

SALDIVA, P. H. N; COELHO, M. S. Z. S. **Poluição Atmosférica e Saúde Humana**. In: Calijuri, M. C; Cunha, D. G. F. et al. Engenharia Ambiental: conceitos, tecnologia e gestão. Rio de Janeiro: Elsevier, 2013.

SANSALONE, J. J. BUCHBERGER, S. G. **Partitioning and first flush of metals in urban roadway storm water**. Journal of Environmental Engineering 123, 134-143. 1997.

SCHOLES, L; REVITT, D. M; ELLIS, J. B. **A systematic approach for the comparative assessment of stormwater pollutant removal potentials**. Journal of Environmental Management. Vol. 88. 2008. 467-478.

SCHUELLER, T. **Controlling Urban Runoff : A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs**. 1987

SILVA, J. B. et al. **Urban runoff quality from the Cabaça stream basin**. 12nd International Conference on Urban Drainage, Porto Alegre/Brazil, 11-16. September 2011.

SILVEIRA, A. L. L da. **Hidrologia urbana no Brasil**. In: Braga, B. P. F; Tucci, C. E. M; Tozzi, M. Drenagem urbana: gerenciamento, simulação, controle. 1ª.ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 1998. p.8-25.

SIQUEIRA, E. Q. **Qualidade das águas de drenagem**. In: Curso Básico de Hidrologia Urbana. Caderno do Profissional em Capacitação. ReCESA/NuReCO. p.67-78.2007.

SOUZA, T. F. **Drenagem urbana sob cenários de longo prazo**. Dissertação (Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Área de Concentração Hidráulica e Saneamento) Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. 2008.

STANKOWSKI, S. J. **Population density as an indirect indicator of urban suburban land-surface modifications**. Geological Survey Professional Paper, 800-B, p.B219-B224. 1972.

STATE OF CONNECTICUT. **Connecticut Stormwater Quality Manual**. 2004. Disponível em <http://dep.state.ct.us>. Acessado em 2011.

STATE OF GEORGIA. **Georgia Stormwater Management Manual. Volume 2: Technical Handbook**. First Edition – August 2001.

STATE OF MAINE. **Stormwater Management for Maine**. January, 2006.

STATE OF MASSACHUSETTS. **Stormwater Management. Volume One: Stormwater Policy Handbook**. March 1997. Disponível em <http://www.mass.gov>. Acessado em 2006.

STATE OF MINNESOTA. **The Minnesota Stormwater Manual. Version 1.0. Created by the Minnesota Stormwater Steering Committee**. November 2005. Disponível em <http://www.pca.state.mn.us>. Acessado em 2011.

STATE OF NEW JERSEY. Department of Environmental Protection. **New Jersey Stormwater BMP - Manual Standard for Extended Detention Basins, February 2004**. 2004. Disponível em: http://www.njstormwater.org/bmp_manual2.htm. Acessado em: 2011

STATE OF NEW YORK. **New York State Stormwater Management Design Manual**. Prepared by Center for Watershed Protection. 2003. Disponível em <http://www.dec.state.ny.us>. Acessado em 2011.

STATE OF VERMONT. **The Vermont Stormwater Management Manual. Volume I - Stormwater Treatment Standards**. April 2002. 5th Printing. 2002. Disponível em <http://www.anr.state.vt.us>. Acessado em 2011.

STATE OF VIRGINIA. **Virginia Stormwater Management Handbook**. First Edition. VOLUME I. 1999. Disponível em <http://www.state.va.us>. Acessado em 2011.

TOMAZ, P. **Cálculos Hidrológicos e Hidráulicos para Obras Municipais: Piscinões, Galerias, Bueiros, Canais, Método SCS, Denver, Santa Bárbara, Racional, TR-55.** São Paulo, 2002. Navegar Editora.

TOMAZ, P. **Poluição Difusa.** São Paulo, 2006. Navegar Editora.

TUCCI, C. E. M. **Escoamento em Rios e Reservatórios.** In: TUCCI, C.E.M. (org.). Hidrologia: ciência e aplicação. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH. 1993. p 444-483.

_____. **Modelos hidrológicos.** 1. ed. Porto Alegre, RS: Editora da UFRGS/ABRH, 1998. 669p.

_____. **Coefficiente de escoamento e vazão máxima de bacias urbanas.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, RS, v. 5, n. 1, p. 61-68, jan/mar. 2000.

_____. **Gerenciamento da Drenagem Urbana.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 7, n.1, p 5-28. 2002.

_____. **Inundações Urbanas.** Coleção ABRH de Recursos Hídricos, V. 11. 1 ed. Porto Alegre: ABRH/RHAMA, 2007.393 p.

TUCCI, C. E. M; BRAGA Jr., B. P. F; SILVEIRA, A. (1989). **Avaliação do impacto -da urbanização nas cheias urbanas.** RBE, Caderno de Recursos Hídricos. Vol.7, n.1.

TUCCI, C. E. M; ZAMANILLO, E. A., PASINATO, H. D. 1987. **Sistema de simulação precipitação-vazão IPHS1.** In: Recursos Hídricos – Publicação 20. IPH-UFRGS. Porto Alegre.

URBONAS, B; GUO, J. C. Y; MACKENZIE, K. **The case for a Water Quality Capture Volume for Stormwater BMPs.** Stormwater – The Journal for surface water quality professional. October 2011. p. 16-23.

US-EPA. **Final report of the nationwide urban runoff program.** Executive Summary. Office of Water. Washington, D.C, 20460. 1983.

VALAVANIDIS, A. et al. **Characterization of atmospheric particulates, particle-bound transition metals and polycyclic aromatic hydrocarbons of urban air in the centre of Athens (Greece).** Chemosphere. Vol. 65. 760-768. 2006.

VISSMAN, W. JR; LEWIS, G. L. **Introduction to hydrology.** New York, HarperCollins College Publishers. 4a. ed. 1996.

von SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. 2. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; Universidade Federal de Minas Gerais. 243 p. 1996.

ZHANG, Q; WANG, X; HOU, P; WAN, W; REN, Y; OUYANG, Z; YANG, L. **The temporal changes in road stormwater runoff quality and the implications to first flush control i Chongqing, China**. Environmental Monitoring and Assessment, vol. 185: 9763-9775. 2013. Springer.

ZHANG, W. et al. **Characterization of Runoff from Various Urban Catchments at Different Spatial Scales in Beijing, China**. 12nd International Conference on Urban Drainage, Porto Alegre/Brazil, 10-16. September 2011.

ZOPPOU, C. **Review of urban storm water models**. Environmental Modelling & Software, Elsevier, 16, 195-231, 2001.

WANG, X. L. et al. **Characterizing and comparing risks of polycyclic aromatic hydrocarbons in a Tianjin wastewater-irrigated area**. Environmental Resources. Vol. 90, 201-206. 2002

WELTY, C. et al. **Urban Stormwater Management in the United States**. Committee on reducing stormwater discharge contribution to water pollution. National Academy of Sciences. Disponível em: <http://www.nap.edu/catalog/12465.html>. Acesso em: 7 de outubro de 2011.

WINER, R. 2000. **National Pollutant Removal Database for Stormwater Treatment Practices**. 2nd Edition. Center for Watershed Protection. Ellicott City, Maryland.

O sistema computacional IPHS1

Precipitação de projeto

Este módulo determina a distribuição temporal e espacial da precipitação utilizada para a simulação.

Dispõem-se no modelo do Método dos Blocos Alternados (*Alternating Block Method*) para a distribuição temporal da precipitação com intensidade obtida de curvas i-d-f disponíveis.

Transformação precipitação-vazão

Dentre as opções disponíveis entre os algoritmos de simulação no modelo IPHS1, tem-se o método do *Soil Conservation Service* (SCS, 1975 apud Tucci, 1998) para separação do escoamento e o método de Clark (Clark, 1942 apud Porto, 1995) para a propagação superficial.

O método do SCS é um dos mais empregados em todo mundo dado sua simplicidade em apresentar um único parâmetro denominado *Curve Number* ou CN, disposto em tabelas de diversos manuais.

A Equação 1 é utilizada para cálculo da precipitação efetiva “P_{ef}” correspondente à parcela que efetivamente gera o volume escoado superficialmente no método proposto pelo SCS, tendo validade quando $P_a > 0,2 S_i$, do contrário, a precipitação efetiva é nula.

$$P_{ef} = \frac{(P_a - 0,2S_i)^2}{P_a + 0,8S_i} \quad (1)$$

onde: P_{ef} = precipitação efetiva (mm);

P_a = altura de chuva acumulada ao final de cada intervalo (mm);

S_i = máxima infiltração acumulada potencial (mm);

CN = parâmetro adimensional referente à cobertura, uso e tipo de solo.

A máxima infiltração acumulada potencial “S_i” é dada pela Equação 2 em função do parâmetro CN relacionado à cobertura, ao uso e tipo do solo e às condições médias de umidade antecedente tanto para bacias rurais e urbanas quanto suburbanas. Geralmente estas condições de umidade antecedente são determinadas em um período de 5 dias anteriores ao evento de projeto (Debo e Reese, 2003).

$$S_i = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (2)$$

onde: S_i = máxima infiltração acumulada potencial (mm);

CN = parâmetro adimensional referente à cobertura, uso e tipo de solo.

Dentre as limitações deste método estão: a consideração de CN constante para uma dada área sem levar em conta o parâmetro do tempo, duração ou intensidade da chuva e a abstração inicial (I_a) equivalente a $0,2 S_i$, obtida inicialmente para bacias rurais e não urbanas; podendo implicar a não consideração de aumento ou diminuição das perdas de água não consideradas (Tomaz, 2002).

A propagação do escoamento superficial pelo método de Clark utiliza uma combinação do histograma tempo-área com um reservatório linear situado no exutório da bacia a fim de considerar os efeitos de translação e armazenamento do escoamento superficial.

Para considerar o efeito do armazenamento do histograma resultante do uso do histograma tempo-área utiliza-se para simulação o método do Reservatório Linear Simples, dado pela relação:

$$S = k_s \cdot Q_s \quad (3)$$

onde: S = volume armazenado;

k_s = parâmetro do reservatório;

Q_s = vazão de saída.

Combinando-se com a equação da continuidade tem-se:

$$Q_{s,t+1} = Q_{s,t} e^{-\Delta t/k_s} + V_{t+1} (1 - e^{-\Delta t/k_s}) \quad (4)$$

onde: $Q_{s,t}$ = vazão de saída no intervalo t ;

$Q_{s,t+1}$ = vazão de saída no intervalo $t+1$;

V_{t+1} = volume escoado.

Em função da forma da bacia, pode-se também utilizar uma função de potência para expressar o Histograma Tempo-Área relacionando-a ao tempo de percurso por equações empíricas, denominadas de HTA's Sintéticos (HEC, 1974 apud Tucci, 1998):

$$A_c = a \cdot T^{nb} \quad \text{para } 0 < T < T_c/2 \quad (5)$$

$$A_c = 1 - a \cdot (T_c - T)^{nb} \quad \text{para } T_c/2 < T < T_c \quad (6)$$

onde: A_c = área contribuinte acumulada expressa em relação à área total;

T = tempo;

T_c = tempo de concentração da bacia;

nb = coeficiente que varia com a forma da bacia.

Propagação de vazão

Este módulo compreende duas situações: (a) propagação em reservatório, descrito pelo método de Puls e (b) propagação em canais e galerias, simulado pelo modelo de Muskingum-Cunge.

- Método de Puls

Segundo Baptista *et al.* (2005), o Método de Puls é um modelo hidrológico de simulação da propagação em reservatórios que permite realizar um diagnóstico e prever o comportamento da estrutura de reservação. O método baseia-se em três equações, apresentadas a seguir:

A primeira equação, traduzindo o princípio de conservação de massa, é a Equação da Continuidade:

$$Q_s - I = \frac{dS}{dt} \quad (7)$$

onde: I = vazão de entrada;

Q_s = vazão de saída;

S = volume armazenado.

A segunda equação, dita função ideal de armazenamento, é a equação cota-volume, que assume a forma geral:

$$S = k \cdot Q^n \quad (8)$$

onde: k = coeficiente de armazenamento;

n = parâmetro associado às características do controle hidráulico.

E a terceira equação, usualmente denominada no método de Puls como relação ou curva cota-descarga varia de acordo com a estrutura usual de descarga da bacia. Basicamente estas estruturas subdividem-se em pequenos orifícios, grandes orifícios, vertedouros e condutos. Assume a seguinte forma geral:

$$Q = C_d \cdot L \cdot H^\alpha \quad (9)$$

onde: Q = vazão;

C_d = coeficiente de descarga;

L = dimensão geométrica da estrutura hidráulica de controle;

H = carga hidráulica atuando na estrutura de controle;

α = expoente, função do tipo de estrutura hidráulica de controle.

A aplicação prática do método de Puls é efetuada por meio da solução do sistema composto pela equação da continuidade e pela curva cota-descarga. Se as variações respectivas da vazão de entrada e da saída no intervalo Δt forem aproximadamente lineares, pode-se adotar a seguinte equação, para o j -ésimo intervalo:

$$S_{j+1} - S_j = \frac{I_j - I_{j+1}}{2} \Delta t - \frac{Q_j - Q_{j+1}}{2} \Delta t \quad (10)$$

Rearranjando-se a equação acima, tem-se:

$$(I_j + I_{j+1}) + \left(\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j \right) = \left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - Q_{j+1} \right) \quad (11)$$

Os termos à esquerda da equação acima são ordenadas do hidrograma de entrada, condição de contorno e o estado do sistema no instante j (S_j e Q_j).

No instante inicial ($j = 1$) S_1 e Q_1 , conhecidos a priori, definem a condição inicial do sistema. Para os intervalos seguintes da simulação o estado do sistema no instante $j+1$ (S_{j+1} e Q_{j+1}) é obtido por cálculo iterativo.

- Modelo Muskingum-Cunge

O modelo Muskingum tem por base a equação da continuidade e uma função empírica que relaciona o armazenamento com as vazões de entrada e saída do trecho a ser simulado (Equação 12).

$$S = K \cdot [X \cdot I + (1 - X) \cdot Q] \quad (12)$$

É um método do tipo Armazenamento, que possui como principal vantagem a utilização de poucos dados, além de cálculos simples e rápido uso. Como principal desvantagem tem-se a impossibilidade de utilização quando existem efeitos de jusante, a desconsideração do fluxo distribuído no rio ou canal e a não consideração dos termos dinâmicos (Barth *et al.*, 1987).

Derivando a equação 12 com relação ao tempo e substituindo na equação da continuidade, resulta a equação diferencial do modelo. Discretizando a equação por diferenças finitas, resulta:

$$Q_{t+1} = C_1 I_{t+1} + C_2 I_t + C_3 Q_t \quad (13)$$

onde:

$$C_1 = \frac{-KX + \frac{\Delta T}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta T}{2}} \quad C_2 = \frac{KX + \frac{\Delta T}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta T}{2}} \quad C_3 = \frac{K(1-X) - \frac{\Delta T}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta T}{2}}$$

O parâmetro X representa o peso da integração da vazão no espaço. Devido às condições de estabilidade numérica $X \leq 0,5$ e, já que um valor negativo do ponderador não tem significado físico, o intervalo de variação do mesmo é:

$$0 \leq X \leq 0,5 \quad (14)$$

Substituindo $X=0,5$ na Equação (12) o modelo se transforma no reservatório linear. O parâmetro K tem unidade de tempo e representa o tempo médio de deslocamento da onda entre montante e jusante do trecho (Tucci, 1993, Porto Alegre, 2005) e é determinado segundo a Equação 15.

$$K = \frac{\Delta X}{C_{el}} \quad (15)$$

onde: K= tempo médio de deslocamento da onda em um trecho (s);

ΔX = comprimento do trecho (m);

Cel = celeridade da onda (m/s).

A Figura 1 mostra a região válida dos parâmetros e a inequação abaixo o intervalo:

$$2X \leq \frac{\Delta t}{K} \leq 2(1 - X) \quad (16)$$

Cunge (1969) apud Tucci (1993) estimou os parâmetros do modelo Muskingun utilizando considerações do termo de difusão numérico e real, obtendo

$$X = 0,5 \cdot \left(1 - \frac{Q_{ref}}{B \cdot S_o \cdot C_{el} \cdot \Delta x}\right) \quad (17)$$

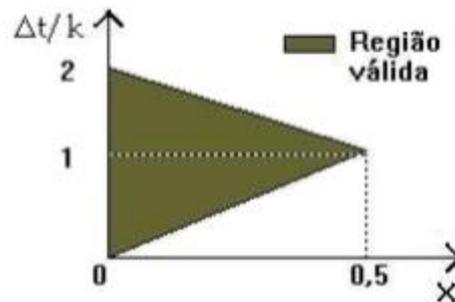


Figura 1 - Variação dos parâmetros. Fonte: Porto Alegre (2005).

onde: B = largura da base do canal (m);

S_o = declividade do canal (m/m);

Δx = comprimento do trecho (m);

Q_{ref} = vazão de referência para determinação dos parâmetros (normalmente 2/3 da vazão máxima) (m^3/s);

Cel: celeridade da onda (m/s).

A celeridade da onda é determinada conforme a equação 18:

$$C_{el} = \frac{5}{3} \frac{S_o^{0,3} Q_{ref}^{0,4}}{n^{0,6} B^{0,4}} \quad (18)$$

Jones (1981) apud Porto Alegre (2005) demonstrou que a difusão numérica afeta a velocidade da onda ao mesmo tempo, que atenua esta onda. Analisou também as características de precisão do esquema numérico do Modelo Muskingun para resolver a

equação de difusão e apresentou as relações entre $K/\Delta t$ e X para diferentes níveis de erros de amortecimento e velocidade. No intervalo de X entre 0,2 e 0,4 pode-se ajustar uma equação (Equação 19) a duas curvas de precisão ideal.

$$\frac{K}{\Delta t} = 0,32 \cdot X^{-1,25} \quad (19)$$

Para o intervalo $X \geq 0,4$ pode-se adotar $K/\Delta t \cong 1$ sem muito erro (Tucci, 1993).

Consoante Porto Alegre (2005), recomenda-se que o modelo de Muskingun-Cunge seja utilizado somente quando for cumprida a inequação 20. Do contrário, a propagação deverá ser realizada com um modelo de remanso ou hidrodinâmico.

$$T_o \geq \frac{30}{S_o \sqrt{\frac{g}{h_o}}} \quad (20)$$

onde: T_o = período da onda de cheia (corresponde ao tempo total do hidrograma a ser propagado) (min);

S_o = declividade do canal (m/m);

g = aceleração da gravidade (m/s²);

h_o = profundidade máxima do canal.