JULIO FRACAROLLI CANHOLI

**Medidas de Controle “in Situ” do Escoamento Superficial em Áreas
Urbanas: Análise de Aspectos Técnicos e Legais**

São Paulo

2013

JULIO FRACAROLLI CANHOLI

Medidas de Controle “in Situ” do Escoamento Superficial em Áreas Urbanas: Análise de Aspectos Técnicos e Legais

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do Título de Mestre em Engenharia.

São Paulo

2013

JULIO FRACAROLLI CANHOLI

Medidas de Controle “in Situ” do Escoamento Superficial em Áreas Urbanas: Análise de Aspectos Técnicos e Legais

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da USP para obtenção de Título de Mestre em Engenharia

Área de Concentração: Engenharia Hidráulica e Sanitária

Orientador: Prof. Mario Thadeu Leme de Barros

São Paulo

2013

FICHA CATALOGRÁFICA

Canholi, Julio Fracarolli

Medidas de controle *in situ* do escoamento superficial em áreas urbanas: análise de aspectos técnicos e legais / J.F. Canholi. -- São Paulo, 2013.

167 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental.

1.E escoamento superficial 2.E espaço urbano I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental II.t.

À Lulu, Meca, Paty e Ana por todo amor e paciência.

À Sérgio e Fiorenza, pela inspiração e carinho.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos aqueles que direta ou indiretamente participaram deste trabalho, em especial ao meu orientador Mario Thadeu Leme de Barros pelas suas contribuições e incentivo ao desenvolvimento desta pesquisa.

Aos professores do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Poli, principalmente Rubem La Laina Porto, Monica Porto, José Rodolfo Scarati Martins e José Carlos Mierzwa, os quais acompanham meu desenvolvimento acadêmico desde a graduação nesta escola.

Aos meus colegas da HIDROSTUDIO Engenharia, pela paciência, cooperação e pelas muitas discussões sobre esse trabalho, especialmente a Ruy Kubota, Vera Silvia, Claudia Maria Miranda, Arnaldo Kutner, José Roberto dos Santos Vieira, Melissa Graciosa, Adriano Estevam, Gustavo Coelho, Roberto Falanque, Bruno Bertoni, William Vichete e Rodrigo Bertaco.

Aos engenheiros Flávio Conde da FCTH e Carla Voltarelli Silva do LabSid pela disponibilidade e auxílio com fornecimento de dados e materiais essenciais para execução deste trabalho.

Às minhas colegas do grupo de pesquisa, Vanesca Sartorelli Medeiros, Erika Tominaga e Cáren Izabel Rocha.

Aos coordenadores e colaboradores do PPGEC, especialmente ao professor Sidney Seckler e Wandréa Dantas.

Aos meus amigos e familiares pela compreensão nos muitos momentos de ausência durante o desenvolvimento desta dissertação.

RESUMO

Os novos empreendimentos em construção na Região Metropolitana de São Paulo (RMSP) ao não mitigar os impactos nos sistemas de drenagem repassam seus custos para a sociedade, a qual acaba por pagar grandes quantias em obras que se tornam rapidamente obsoletas devido ao constante aumento da impermeabilização da bacia. Em muitas cidades ao redor mundo, buscou-se contrabalancear os efeitos da urbanização através da implantação de medidas de controle na fonte encorajadas por regulamentações, leis ou decretos. Em muitos casos, a introdução deste tipo de solução levou a resultados adversos, não só devido à escolha do dispositivo, como também devido às normas dispostas nas regulamentações existentes. Foi realizado um estudo de caso para um grande empreendimento da RMSP, utilizando o software SWMM. O estudo avaliou quatro diferentes cenários de ocupação com análise do desempenho tanto na fonte quanto na bacia do empreendimento e na bacia de ordem superior. Entre os cenários incluíram-se situações com a instalação de microrreservatórios e jardins de chuva. Os resultados mostraram que, utilizando a “lei das piscininhas” aplicável ao município e ao estado de São Paulo (Lei municipal 41.814/02 e Lei estadual 12.526/07), foi possível abater o pico de cheia em 20% nas áreas diretamente controladas, e entre 11% e 9% no empreendimento e sua bacia. Na bacia de ordem superior foi observado uma piora em 0,4% no pico. Alterando a localização dos microrreservatórios foi possível dobrar sua eficácia. Os resultados para os “jardins de chuva” foram piores para os eventos pouco frequentes, porém, estes dispositivos conseguem diminuir em 64% o número de eventos com geração de escoamento superficial para as áreas controladas, eventos ligados fortemente à qualidade das águas. Concluiu-se que a lei vigente hoje na RMSP atende apenas parcialmente seu objetivo de controle de cheias. Considerando que essa lei apresenta boa oportunidade para aumentar a eficácia do sistema de drenagem, seu conteúdo deve ser revisto, à luz dos resultados obtidos nesta pesquisa. Além disso, é uma lei que permite controlar a poluição difusa, fator de degradação dos rios urbanos.

Palavras-Chave: Regulamentação de Águas Urbanas. Controle na fonte. Planejamento e Gestão da Drenagem Urbana.

ABSTRACT

New urban developments may cause serious inconvenience on urban drainage systems when their hydrologic impacts are not properly mitigated. Many cities around the world tried to minimize the effects of urbanization by implementing source control measures encouraged by regulations, laws or ordinances. In many cases, the introduction of this type of solution has led to adverse outcomes, not only because of the choice of the device, but also due to regulations control standards. This study evaluated four different urbanization scenarios in order to analyze São Paulo's ordinance efficacy on controlling hydrologic impacts of new developments. Among these scenarios, the installation of micro reservoir and rain gardens were evaluated. Results showed that it would possible to attenuate peak flows from source controlled areas by 20%., and by 11% and 9% considering the contribution from the whole development of the catchment, respectively. When the location of the micro reservoir was changed, it was possible to double the attenuation efficacy. The use of rain gardens showed worse results for peak flow attenuation. However, these devices can reduce by 64% the number of runoff events from controlled areas, which are strongly linked to water quality. It was concluded that the existing law (municipal law 41.814/02 and state law 12.526/07) only partially meets its goal for flood control. The law presents a good opportunity to increase the effectiveness of urban drainage systems and its contents should be revised in order to allow non point source pollution control and urban river degradation.

Keywords: regulations. Source Control. Urban Drainage Planning and Management.

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Hidrograma para situação anterior e posterior à urbanização.....	22
Figura 3.2 – Limites da BAT e da RMSP em contraste com a mancha urbana.....	25
Figura 3.3 – Retificação do Tietê na foz do Rio Tamanduateí	27
Figura 3.4 – Classificação das medidas de contenção	37
Figura 3.5 – Efeitos da retenção a jusante	38
Figura 3.6 – Resposta do hidrograma de pós-desenvolvimento com microrreservatórios.....	63
Figura 3.7 - Resposta do hidrograma de pós-desenvolvimento com LID.....	63
Figura 3.8 – Exemplo de bioretenção.....	65
Figura 3.9 – Poço seco em construção	66
Figura 3.10 – Trincheira de infiltração	68
Figura 3.11 – Zona de amortecimento e filtragem próxima ao passeio.....	69
Figura 3.12 – Bacia de infiltração antes e após um evento de chuva	70
Figura 3.13 – Valeta gramada.....	71
Figura 3.14 – Barril de chuva	72
Figura 3.15 – Telhados verdes em área densamente urbanizada em Berlim	73
Figura 3.16 – Perspectiva de alagado construído para o Parque D. Pedro II	75
Figura 3.17 – Alagado construído no Qiaoyuan Park em Tianjin - China.....	75
Figura 3.18 – Bloco de concreto permeável e concreto poroso asfáltico no Laboratório CTH.....	77
Figura 3.19 – Bacia de retenção no cemitério da Vila Formosa.....	78
Figura 4.1 – Ocupação nas proximidades da Cerâmica de São Caetano (à esquerda) em 1958	89
Figura 4.2 – Foto aérea da várzea do Ribeirão dos Meninos nas proximidades da Cerâmica São Caetano em 1958	90

Figura 4.3 – Bacia hidrográfica da Cerâmica São Caetano	91
Figura 4.4 –Bacia Hidrográfica da Cerâmica São Caetano com Hidrografia (galerias)	92
Figura 4.5 – Delimitação de sub-bacias	93
Figura 4.6 – Diagrama unifilar da bacia de estudo	93
Figura 4.7 - Diagrama unifilar da bacia de estudo com denominação das bacias.....	94
Figura 4.8 – Representação de um reservatório não-linear	96
Figura 4.9 – Representação do retângulo equivalente.....	98
Figura 4.10 – Imagem de satélite da Cerâmica São Caetano em 2008	104
Figura 4.11 – Projeto do loteamento na área da Cerâmica São Caetano	104
Figura 4.12 –Representação do esquema de transferência de água da biorretenção	111
Figura 5.1 – Croqui do microrreservatório utilizado para a composição de custos (sem escala).....	155
Figura 5.2 – Croqui do jardim de chuva utilizado para composição dos custos (sem escala).....	158

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Resumo das causas e efeitos da urbanização	24
Tabela 3.2 – Concentrações de poluentes no escoamento superficial na bacia do Córrego Mandaqui.....	32
Tabela 3.3 – Estimativa dos sedimentos depositados na drenagem urbana.....	33
Tabela 3.4 – Relação entre área do lote e volume a reservar para Guarulhos	46
Tabela 3.5 – Relação entre área do lote e volume a reservar	50
Tabela 3.6 – Matriz de decisão de uso e ocupação do solo.....	80
Tabela 3.7 - Matriz de decisão das características locais	81
Tabela 3.8 – Matriz de decisão de quantidade e qualidade	82
Tabela 3.9 – Número de dispositivos a serem combinados de acordo com a origem do escoamento e qualidade da água do corpo receptor	82
Tabela 3.10 – Matriz de decisão de meio ambiente e comunidade.....	83
Tabela 4.1 – Parâmetros de entrada para sub-bacias	98
Tabela 4.2 – Parâmetros adotados	99
Tabela 4.3 – Parâmetros de Horton para diferentes tipos de solo	101
Tabela 4.4- Composição porcentual dos diferentes grupos de solos em cada um dos litotipos ocorrentes na Bacia do Alto Tietê	102
Tabela 4.5- Composição porcentual dos diferentes grupos de solos na Bacia do Ribeirão dos Meninos.....	102
Tabela 4.6 – CN para diversos tipos de cobertura na Bacia do Ribeirão dos Meninos	102
Tabela 4.7 - Áreas impermeáveis para Cerâmica São Caetano e loteamento.....	105
Tabela 4.8 – Volumes a serem implantados	105
Tabela 4.9 – Galerias existentes nas sub-bacias	105
Tabela 4.10 – Áreas ocupadas pelos jardins de chuva de acordo com cada Lei....	112

Tabela 5.1 – Resultados para a Bacia Empreendimento	116
Tabela 5.2- Resultado para Bacia 1	117
Tabela 5.3 – Resultado para Bacia 2	118
Tabela 5.4 – Resultados para as diferentes leis e cenários de 1 a 3 para a Bacia Empreendimento	131
Tabela 5.5 - Resultados para as diferentes leis e cenários de 1 a 3 para a Bacia 1	132
Tabela 5.6 - Resultados para as diferentes leis e cenários de 1 a 3 para a Bacia 2	132
Tabela 5.7 - Resultados para as diferentes Leis e cenários de 1 a 4 para a Bacia Empreendimento	148
Tabela 5.8 - Resultados para as diferentes Leis e cenários de 1 a 4 para a Bacia 1	148
Tabela 5.9 - Resultados para as diferentes Leis e cenários de 1 a 4 para a Bacia 2	149
Tabela 5.10 – Custo de implantação do sistema de reservatórios	156
Tabela 5.11 – Custos de manutenção anual do sistema.....	157
Tabela 5.12 – Custo de implantação dos sistemas de jardins de chuva nas sub-bacias.....	159
Tabela 5.13 – Custo médio anual de manutenção do sistema.....	159
Tabela 5.14 – Benefícios aferidos para a Lei de São Paulo.....	160

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

APP	Área de Proteção Permanente
BAT	Bacia Hidrográfica do Alto Tietê
BDI	Benefícios e Despesas Indiretas
BH	Belo Horizonte
CN	Curve Number
DAEE	Departamento de Águas e Energia Elétrica
ESD	Escoamento Superficial Direto
GR	Guarulhos
IMP	Integrated Management Practices
JC	Jardim de Chuva
LID	Low Impact Development
MR	Microrreservatório
PDMAT	Plano Diretor de Macrodrenagem do Alto Tietê
PMSP	Prefeitura Municipal de São Paulo
POA	Porto Alegre
RMSP	Região Metropolitana de São Paulo
SUDS	Sustainable Urban Drainage Systems
TR	Tempo de Recorrência
WSUD	Water Sensitive Urban Drainage

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área da sub-bacia (m ²)
Ae	Área do empreendimento (ha)
Ai	Área impermeável (%)
Aimp	Área Impermeável (m ²)
c	Coeficiente de Impermeabilização
d	Profundidade da Água (m)
dp	Armazenamento em Depressão (m)
f(t)	Infiltração em função do tempo (mm/h)
f ₀	Infiltração Inicial (mm/h)
f _c	Infiltração Mínima (mm/h)
i	Índice Pluviométrico (mm/h)
IP	Intensidade da Chuva (mm/h)
K	Constante de Decaimento (k-1)
k _c	Fator de Compacidade
Le	Largura do Retângulo Equivalente (m)
n	Coeficiente de Rugosidade de Manning
P	Perímetro da Bacia (m)
Q	Vazão (m ³ /s)
S	Declividade (m/m)
S _D	Armazenamento Máximo (mm)
t	Tempo (horas)
T	Período de Retorno (anos)

V	Volume (m ³)
Vr	Volume de Reservaão (m ³ /ha)
W	Largura da Sub-Bacia (m)

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	17
2. OBJETIVOS.....	19
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	20
3.1 IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO NAS ÁGUAS URBANAS	20
3.2 PANORAMA DA DRENAGEM URBANA NA RMSP.....	24
3.2.1 Contextualização.....	24
3.2.2 Atuais Desafios.....	29
3.3 GERENCIAMENTO DA DRENAGEM URBANA	34
3.3.1 Formas de Manejo do Escoamento Superficial.....	36
3.3.2 Medidas de Controle Locais e Regionais.....	37
3.3.3 Medidas de Controle na Fonte.....	38
3.4 ARCAFOUÇO LEGAL E REGULAMENTAÇÕES DISPONÍVEIS.....	40
3.4.1 As Experiências Internacionais.....	41
3.4.2 As Experiências Brasileiras.....	43
3.4.3 Análise Crítica sobre as Regulamentações para Controle do Escoamento na Fonte	51
3.5 NOVOS CONCEITOS EM DRENAGEM URBANA	57
3.6 SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA SUSTENTÁVEIS (SUDS)	58
3.7 URBANIZAÇÃO DE BAIXO IMPACTO (LID).....	60
3.7.1 Dispositivos Utilizados em Projetos de LID e SUDS.....	63
3.7.2 Análise Comparativa e Adequação dos Dispositivos	78
3.7.3 Análise Crítica sobre LID e SUDS.....	83
4. ESTUDO DE CASO	88
4.1 METODOLOGIA DE TRABALHO.....	88
4.1.1 Caracterização da Bacia.....	89
4.1.2 Discretização da Bacia para Fins de Modelação Hidrológica	92
4.1.3 Etapas de Análise dos Dispositivos.....	94
4.2 MODELO DE SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA	95
4.2.1 Breve Descrição do Modelo SWMM.....	97
4.2.2 Sub-Bacias.....	97
4.2.3 Infiltração.....	100
4.2.4 Nós e Arcos.....	105
4.2.5 Dados Pluviométricos.....	106
4.2.6 Dimensionamento dos Microrreservatórios.....	109
4.2.7 Escolha da Técnica de Baixo Impacto e seu Dimensionamento.....	110
5. RESULTADOS OBTIDOS.....	113
5.1 RESULTADOS PARA CONTROLE DA QUANTIDADE.....	113
5.1.1 Efeito do Aumento da Impermeabilização – Comparação dos Cenários 1 e 2.....	113
5.1.2 Efeito da Utilização dos Microrreservatórios - Cenário 3.....	119
5.1.3 Análise Comparativa com Alteração na Localização e no Tipo de Reservatórios -	
Cenário 3 Modificado.....	133
5.1.4 Efeito da Utilização de Jardins de Chuva – Cenário 4.....	135
5.2 RESULTADOS PARA O INDICADOR DE QUALIDADE.....	149
5.2.1 Análise de Custo das Alternativas.....	154
5.3 ANÁLISE FINAL DO ESTUDO DE CASO	161
6. CONCLUSÃO.....	164

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	168
APÊNDICE A – CARACTERÍSTICAS DAS BACIAS SIMULADAS.....	175
APÊNDICE B – VOLUMES IMPLANTADOS.....	179
APÊNDICE C – ORÇAMENTOS	181

1. INTRODUÇÃO

Desde o início do século XX os municípios que hoje compõem a Região Metropolitana de São Paulo (RMSP) vêm desenvolvendo e implantando medidas para a mitigação dos eventos de inundação e seus inerentes danos.

A RMSP ainda encontra-se em franco desenvolvimento, principalmente nas zonas periféricas, e essa nova ocupação ocorre de forma totalmente não planejada, com a população ocupando áreas de risco, principalmente áreas de proteção permanente (APP) junto a rios e córregos, em geral áreas de várzeas destinadas à ocupação por enchentes naturais. Nas áreas já consolidadas, nota-se um movimento de adensamento, com potencial aumento de impermeabilização do solo, e também de mudança no uso do solo.

Em uma região com grande carência de investimentos em áreas como educação, saúde e segurança, o montante de recursos direcionados para a drenagem urbana é restrito. Isto posto, torna-se imprescindível que os poucos recursos, quando aplicados em novas obras de controle de cheias, não se tornem rapidamente obsoletos devido à expansão da urbanização, uma vez que esta gera novos impactos negativos no ciclo hidrológico local.

Os novos empreendimentos habitacionais, comerciais e industriais, construídos ou em construção na RMSP tem gerado um incremento na impermeabilização do solo da bacia. O aumento da impermeabilização, e o consequente aumento nos aportes de volumes e vazões no sistema público de drenagem, são responsáveis, em grande parte, pelo aumento da frequência das inundações e pela alteração do ciclo de vida dos dispositivos de drenagem. Soma-se a este problema a instalação de sistemas de microdrenagem convencionais, com o afastamento rápido das águas pluviais, que tendem a amplificar os picos de vazões devido à redução do tempo de concentração das bacias.

Os novos empreendimentos, ao não mitigar esse impacto, repassam seus custos para a sociedade, a qual acaba por pagar grandes quantias em obras que se tornam rapidamente obsoletas devido ao aumento da ocupação e desenvolvimento da bacia. Na verdade, o empreendedor privado deveria, de alguma forma, ser

responsabilizado pela geração de escoamentos superficiais ampliados em seu novo empreendimento. Isto incluiria o aporte de recursos para a sua operação e manutenção, minimizando desse modo, os impactos negativos na drenagem local e regional.

A contenção das águas drenadas em áreas urbanas, principalmente em zonas onde os sistemas de drenagem se mostram próximos à saturação, pode auxiliar na redução dos picos de cheia, quer pela reservação de volumes, como pelo retardamento da transferência destes para os corpos receptores.

Em muitas cidades ao redor mundo, buscou-se contrabalancear os efeitos da urbanização através da implantação de medidas de controle na fonte. Essas medidas usualmente são encorajadas a partir de regulamentações como, por exemplo, restrições de descargas máximas, ou manutenção das descargas aos níveis de pré-urbanização ("impacto zero").

Nesse sentido esta dissertação de mestrado pretende analisar a viabilidade destas medidas para a manutenção de níveis aceitáveis de escoamento superficial em uma região em expansão tão problemática como a RMSP, bem como as formas de desenvolvimento de uma possível regulamentação, e o custo de implantação destas alternativas.

2. OBJETIVOS

A presente dissertação apresenta uma análise das leis, decretos, normas e regulamentações mais utilizadas em grandes centros urbanos para o controle do escoamento superficial “in situ” em novos empreendimentos, principalmente com relação às metodologias de cálculo nas quais estes dispositivos se baseiam.

Para tanto foram realizados estudos comparativos entre as diferentes regulamentações nacionais encontradas, visando verificar as suas eficácias sob os pontos de vista técnico, econômico e ambiental.

A partir desses estudos comparativos, pretendeu-se desenvolver subsídios técnicos de forma generalizada os quais podem dar suporte a uma revisão do decreto de lei que regulamenta a aplicação destas medidas de controle. As leis analisadas são aplicadas em algumas cidades brasileiras. A dissertação deu maior destaque à lei vigente na cidade de São Paulo.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO NAS ÁGUAS URBANAS

O crescimento vertiginoso da urbanização dos municípios brasileiros tem provocado mudanças profundas no ciclo hidrológico das bacias hidrográficas nas quais eles estão inseridos.

A falta de planejamento, inerente ao rápido desenvolvimento e crescimento dessas cidades, assim como a ineficaz fiscalização e regulamentação da ocupação e do uso do solo, tem aumentado os problemas relacionados às águas urbanas, envolvendo questões relacionadas à sua quantidade e qualidade.

A urbanização altera significativamente as condições naturais de infiltração, cobertura vegetal, topografia e as redes naturais de drenagem superficial das águas. Modifica sobremaneira os processos de como as águas se distribuem entre a superfície terrestre, o subsolo e a atmosfera.

Os maiores impactos decorrentes dessa interação são consequência do uso de água para abastecimento público, do desenvolvimento de atividades econômicas e também devido à relação dos assentamentos urbanos com as águas de chuva e as superfícies das cidades. A partir dessas duas interações, podemos dividir os impactos da urbanização das águas em geração de esgotos e alteração dos fatores hidrológicos relacionados às águas de chuva (BUTLER e DAVIES, 2011).

Sendo assim, a água é tanto uma artéria como uma veia para a vida urbana, e a existência dos aglomerados urbanos provoca alterações não somente restritas àquele local, mas com reflexos em toda a bacia (TUCCI e MARQUES, 2000).

Os efeitos da urbanização nos processos hidrológicos resultam principalmente da alteração do uso do solo, que tem por consequência a impermeabilização causada pela deposição do tecido urbano sobre a superfície e a remoção da cobertura vegetal. CAMPANA e TUCCI (1994) demonstraram que o grau da urbanização pode ainda amplificar seus efeitos. Esta amplificação relaciona-se principalmente com a densidade do assentamento urbano, o que acarreta em maiores usos de materiais

impermeáveis, como asfaltamento de ruas, na consolidação da infraestrutura e, mais importante, na valorização do espaço físico, que leva ao aumento da pressão sobre as áreas ribeirinhas e de várzeas alterando significativamente o curso natural dos rios e suas condições de escoamento.

A impermeabilização das superfícies pelo avanço da urbanização impede o armazenamento de água no solo e, por conseguinte a recarga dos aquíferos, diminuindo o escoamento de base dos córregos, tendo influência direta no regime de escoamento e na qualidade das águas. Geralmente ligada à remoção de vegetação e à terraplanagem, a impermeabilização do solo reduz a interceptação das águas de chuva pelas plantas e o armazenamento em pequenas depressões do solo.

Como resultado, ocorre um incremento significativo no volume de água a ser escoado superficialmente. Este escoamento, ao ocorrer nas superfícies das áreas urbanizadas, atinge velocidades muito superiores do que aquelas usuais ao escoamento nas superfícies naturais do solo. Desta maneira, é possível observar uma diminuição no tempo de concentração da bacia, isto é, no tempo necessário para toda a bacia contribuir no seu exutório. Os cursos d'água existentes podem ser afetados, principalmente em sua estabilidade, a partir da impermeabilização de apenas 10% da superfície da bacia (BOOTH e JACKSON, 1997).

O tempo de concentração pode ser ainda drasticamente diminuído a partir do momento que a bacia começa a contar com superfícies revestidas e dispositivos que tem como função realizar a condução das águas de chuva para os corpos d'água, como calhas, sarjetas e tubulações, como também alterações no revestimento e na morfologia dos próprios cursos d'água como canalizações rápidas e galerias.

O uso desses materiais e técnicas pode ser extremamente nefasto para a drenagem superficial conforme descrito por LEOPOLD (1968). Em seu estudo foi demonstrado que uma bacia em processo de urbanização pode ter ampliado o seu pico de cheia em duas vezes somente devido à impermeabilização de seu solo. Com a adoção de condutos para o afastamento das águas essa ampliação pode ser seis vezes superior àquela natural (TUCCI, 1993).

Como consequência, o efeito da impermeabilização devido à urbanização leva a maiores volumes de escoamento superficial e picos mais elevados e agudos, devido

ao menor tempo de concentração, e a tempos de base menores devido à ineficiente recarga dos aquíferos (PAZWASH, 2011).

Outro aspecto significativo modificado pela impermeabilização é a frequência com que eventos de chuva geram escoamento superficial. Nos eventos de alta frequência, associados a precipitações baixas e que tenderiam a infiltrar quase que completamente, o processo de urbanização provoca, além da geração do escoamento superficial, um acréscimo em seus tempos de base devido ao maior volume de água. A Figura 3.1 apresenta as características do hidrograma de uma bacia antes e depois da urbanização.

Fonte: (TUCCI, 2005)

Figura 3.1 – Hidrograma para situação anterior e posterior à urbanização

Outra importante característica hidrológica alterada neste processo relaciona-se à presença de vegetação e ao potencial de evapotranspiração. A remoção da vegetação diminui o potencial de evapotranspiração da bacia e o seu efeito no controle da temperatura, importante principalmente nos países de clima mais quentes. A substituição da vegetação por materiais de menor calor específico tende a aumentar esse efeito. LIN *et al.* (2008), em estudo realizado em Taiwan, observou um aumento de até 5° C no centro urbano, junto a uma redução de 10% na umidade. O aumento da temperatura e da rugosidade (esta devido à construção de prédios altos) tende a aprisionar massas convectivas que, segundo o mesmo autor, podem aumentar em 28% a ocorrência de chuvas convectivas de final de tarde.

Um dos fatores mais afetados pela urbanização é a qualidade das águas. De acordo com a USEPA (2000), o escoamento superficial é a fonte mais comum de poluição

das águas urbanas. Os poluentes presentes em áreas urbanas, diferentemente das contribuições devido às descargas de esgotos domésticos e industriais, se caracterizam pelo caráter difuso de suas fontes.

A natureza aleatória dos eventos de chuva agrega ainda mais incerteza com relação ao impacto da urbanização na qualidade das águas. A composição e magnitude do escoamento superficial é altamente dependente do tempo, uma vez que os eventos de chuva e a própria geração do escoamento superficial são intermitentes. Assim, tanto a taxa de escoamento, quanto as cargas poluentes podem variar em diversas ordens de grandeza durante um período chuvoso (PAZWASH, 2011). Os principais poluentes encontrados no escoamento superficial urbano são: sedimentos, nutrientes, substâncias que consomem oxigênio, metais pesados, hidrocarbonetos de petróleo, bactérias e vírus patogênicos (TUCCI, 2005).

Os sedimentos gerados durante a ocupação e construção do tecido urbano provocam além da piora da qualidade da água o assoreamento dos condutos e canais. Juntamente com a coleta ineficiente dos resíduos sólidos após a consolidação do assentamento urbano, eles são responsáveis pela necessidade continua de manutenção das redes de drenagem.

Como pode ser observado na Tabela 3.1, existe uma grande inter-relação entre as diversas causas e efeitos relacionados à urbanização e os impactos em suas águas. Esta inter-relação junto à interdisciplinaridade dos fatores envolvidos nos obriga ao tratamento da questão das águas urbanas de maneira integrada.

Tabela 3.1 – Resumo das causas e efeitos da urbanização

CAUSAS	EFEITOS
Impermeabilização	maiores picos de vazão e volumes
	redução do tempo de concentração
	redução das intercepções e da evapotranspiração
	redução do coeficiente de rugosidade
Sistema de Drenagem Convencional	maiores picos de vazão
	redução do tempo de concentração e velocidade
Resíduos Sólidos	degradação da qualidade da água
	obstrução, estrangulamentos e assoreamento
	alteração da paisagem urbana
Rede de Esgotos Insuficientes	degradação da qualidade da água
	moléstias de veiculação hídrica
Desmatamento e Ocupação Irregular de Encostas	maiores picos de vazão e volumes
	redução do tempo de concentração
	produção de sedimentos por processos erosivos
	assoreamento de canais e galerias
Ocupação Irregular das Várzeas	maiores danos e prejuízos
	maiores picos de vazão e velocidade de escoamento
	maiores custos de utilidades públicas

Fonte: NAKAZONE (2005), adaptado.

3.2 PANORAMA DA DRENAGEM URBANA NA RMSP

3.2.1 Contextualização

Este item faz uma breve descrição da área estudo, que compreende a Bacia Hidrográfica do Alto rio Tietê (BAT), que praticamente contém a totalidade da Região Metropolitana de São Paulo (RMSP), com seus 39 municípios e população aproximada de 20 milhões de pessoas.

Erguida sobre uma extensa região, quase que integralmente convergindo para um único rio, o Tietê, a RMSP praticamente se confunde com a bacia hidrográfica do Alto Tietê (BAT), que abrange uma área de drenagem de 5.650 km². Entende-se como BAT a porção desta bacia hidrográfica compreendida entre as suas nascentes em Salesópolis e a Barragem de Pirapora, pouco a montante da cidade de Pirapora do Bom Jesus (DAEE, 2009). A Figura 3.2 abaixo apresenta os limites da BAT, da RMSP junto com a sua mancha urbana.

Fonte: (DAEE, 2009)

Figura 3.2 – Limites da BAT e da RMSP em contraste com a mancha urbana

As inundações urbanas nesta grande bacia não fugiram ao receituário comum às grandes metrópoles. Na maior parte destas, o crescimento das áreas urbanizadas se deu de maneira acelerada, e só em algumas a drenagem urbana foi considerada fator preponderante no planejamento da sua expansão (CANHOLI, 2005).

A necessidade de novas áreas notadamente para a expansão industrial em São Paulo levou ao aterramento das extensas várzeas existentes junto aos rios Tietê e Tamanduateí devido a suas baixas declividades. Isto originou o início da retificação e canalização dos rios e córregos no Alto Tietê. A necessidade de geração de

energia elétrica motivou também a ocorrência deste processo principalmente no Rio Pinheiros.

Posteriormente, o próprio crescimento urbano associado aos aumentos nas enchentes exigiu a contínua ampliação das calhas dos rios e córregos da macrodrenagem local.

Assim, vários projetos foram desenvolvidos: de João Fonseca Rodrigues (1922), de Saturnino de Brito (1925), de Lysandro P. da Silva (1950) e Convênio Hibrace (1968), ressaltando-se aqui diversos estudos e projetos de ampliação da calha. Destacam-se dentre estes últimos, os projetos de ampliação de 1980 e de 1986, ambos elaborados pela PROMON, o último embasando o atual projeto de melhoria hidráulica do rio, finalizado em 2005 (DAEE, 2009).

Paralelamente, as várzeas dos rios foram incorporadas ao sistema viário por meio da denominadas “vias de fundo de vale”. O sistema viário funcionou, conforme sua própria essência, como indutor do crescimento atraindo intensa ocupação (SILVA, 2000). A consolidação da urbanização em inúmeras partes da cidade levou às consequências salientadas no capítulo anterior. Ademais, o tratamento da questão de forma pontual e o caráter higienista, a partir das experiências com o afastamento dos esgotos, dado à drenagem das águas pluviais contribuiu para o agravamento dos impactos resultantes de inundações urbanas. A Figura 3.3 apresenta a retificação do Rio Tietê na foz do Rio Tamanduateí.

Fonte: (DAEE, 2009)

Figura 3.3 – Retificação do Tietê na foz do Rio Tamanduateí

Os conceitos até então em voga, tinham como principal objetivo a remoção mais eficiente possível das águas pluviais (TUCCI, 2005). Como resultado viu-se a implantação de galerias de águas pluviais e seus acessórios, retificações e canalizações dos rios e córregos de forma a acelerar a drenagem do escoamento superficial, trazendo graves consequências para as sub-bacias de jusante (BARROS, PORTO e TUCCI, 1995). Com o aumento das inundações, como reflexo do aumento da urbanização, das próprias canalizações e da ocupação das áreas de várzea, ocorreu a replicação destes conceitos e dessas estruturas por toda a bacia.

As frequentes inundações que passaram a atingir a RMSP podem ser classificadas como (BARROS, PORTO e TUCCI, 1995):

- Inundações ribeirinhas: devido a ocupação irregular do leito maior dos rios e córregos. Este tipo de ocupação ainda compete pela supressão de volumes de reservação natural que serão requeridos a jusante (CANHOLI, 2005);
- Inundações devido à urbanização;
- Inundações localizadas: devido à falta de capacidade dos condutos já obsoletos, obstruções, falta de manutenção e outros.

Em 1998, a RMSP apresentava cerca de 500 pontos de inundação, os quais acarretavam além dos danos materiais, centenas de caso de leptospirose e graves impactos no sistema de saúde. Nesse cenário, destacava-se a necessidade inadiável de planificar ações preventivas, onde possíveis, e corretivas, onde o problema já se encontrava instalado (CANHOLI, 2005).

A falha ao não incorporar a drenagem na fase inicial do desenvolvimento urbano em geral resulta em projetos muito dispendiosos ou, em estágios mais avançados, na sua inviabilidade técnico-econômica (BRAGA, 1994).

Com estas prerrogativas, nasce em 1998 o Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê (PDMAT), com o objetivo central de promover o planejamento da drenagem de maneira integrada ao planejamento urbano, com especial atenção às relações entre as bacias hidrográficas.

O PDMAT buscou identificar em cada bacia analisada as principais causas de inundação e pontos de estrangulamento e propôs medidas que pudessem compatibilizar as capacidades de veiculação existentes com a capacidade do Rio Tietê. Desta maneira foram identificadas as “vazões de restrição” para cada curso d’água, definidas por critérios técnico-econômicos e ambientais, de forma a garantir que as descargas dos afluentes estivessem adequadas à capacidade da calha do Tietê. Quando ultrapassada a vazão de restrição deve ter o seu pico abatido através da retenção dos volumes, o mais próximo das áreas onde foram gerados (CANHOLI, 2005). Assim, buscou-se evitar que os problemas fossem transferidos para jusante.

Outros importantes conceitos aplicados no PDMAT foram:

- a preservação das várzeas remanescentes a montante da barragem da Penha para o controle dos volumes gerados nas bacias de montante, o que, eventualmente, resultou na implantação do denominado “maior parque linear do mundo”, o Várzeas do Tietê;
- a gestão integrada junto aos diferentes municípios, uma vez que os limites das bacias hidrográficas não respeitam barreiras legais e institucionais;

- a visão de que o gerenciamento da drenagem é um problema de alocação de espaço, onde a supressão de áreas de inundação, naturais ou não, acarretarão em na sua realocação para áreas de jusante;
- os elementos de drenagem são parte integrante da infraestrutura urbana e seu planejamento deve ser multidisciplinar e harmonizado com os demais projetos.

Foram planejadas e efetivamente implantadas, diversas medidas estruturais e não-estruturais para o controle das inundações na RMSP. Entre as medidas estruturais mais importantes estão cerca de 45 bacias de retenção para controle dos picos de enchente, amortecimentos de vazões em canais lentos junto a parques lineares e destamponamento de rios e córregos. Medida não-estrutural importante em funcionamento desde 1976 é o Sistema de Alerta a Inundações do Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE).

Com a implantação do PDMAT, e de sua revisão o PDMAT-2, buscou-se a normalização do risco de projeto para os eventos de cheia por etapas com tempos de recorrência sucessivamente crescentes, de até 100 anos, uma vez que este risco hidrológico é internacionalmente aceito como adequado para grandes cidades. Após 13 anos do início da sua implantação, e em sua terceira revisão, importantes obras foram já implantadas, tanto pelo Governo do Estado de São Paulo, quanto pelas prefeituras da região, resultando em ganhos diretos e indiretos, porém os problemas relativos à drenagem urbana seguem causando danos consideráveis à RMSP, exemplo disso foram as inundações observadas na cidade em 2010 e 2011.

3.2.2 Atuais Desafios

As mudanças de paradigma proporcionadas pelos novos conceitos abordados pelo plano diretor produziram resultados apenas para o controle quantitativo das águas pluviais urbanas e das enchentes ribeirinhas.

A histórica ausência de políticas integradas e busca por soluções harmônicas entre os sistemas urbanos e os sistemas naturais é também um fator significativo da

gestão das águas na atualidade. Não se pode ignorar ainda que a expansão urbana sem planejamento e os fatores acima apontados são resultantes das condicionantes econômicas, sociais e políticas que a antecedem (POMPEO, 2000).

Um dos principais problemas enfrentados pela RMSP é a expansão da mancha urbana. Segundo (SILVA, 2000), a expansão da metrópole expõe a seguinte dinâmica:

- rarefação demográfica relativa nas zonas mais centrais;
- adensamento de população em áreas periféricas, especialmente:
 - a) entre as represas do Guarapiranga e Billings na Zona Sul;
 - b) a Oeste, em direção ao sistema rodoviário da Castelo Branco;
 - c) a Leste, nas áreas de várzeas que são de preocupação do PDMAT, especialmente a montante da barragem da Penha, destacando-se suas extremidades.

A rarefação nas zonas centrais se dá principalmente devido à valorização deste espaço frente ao tempo de deslocamento entre a casa e ao emprego. Hoje esta é a principal vantagem competitiva no mercado imobiliário.

Segundo JACINTHO, ALMEIDA e GOVEIA (2009), na cidade de São Paulo, a impermeabilização do solo pode alcançar valores entre 53,7% para o distrito do Jaraguá, até 84,3% para distrito do Brás. Eles apontam maior impermeabilização nos distritos da zona central e leste, acompanhando as bacias hidrográficas do rio Tietê e seus afluentes da margem esquerda, como o Tamanduateí e o Aricanduva. De fato, são regiões com ocorrência frequente de eventos de alagamento que causam inúmeros transtornos à população paulistana e são, por isso, alvo de constantes investimentos em infra-estrutura de combate às inundações.

Conforme MAYS (2001), essa expansão periférica é um dos principais problemas relacionados à gestão de águas de chuva e traz com ela graves consequências. Metrôpoles como Nova York e Chicago apresentaram padrões de deslocamento na urbanização semelhante ao que a RMSP observa hoje. O resultado foi que nos últimos 25 anos a população de Nova York cresceu 5%, enquanto sua superfície

ocupada aumentou em 61%. Em Chicago o fenômeno foi semelhante, com um acréscimo de 4% em habitantes e 35% em área urbana.

Este tipo de expansão, geralmente reflete uma ocupação de diferentes densidades populacionais, ou seja, enquanto nas áreas centrais existe uma tendência à verticalização, a ocupação das áreas periféricas é em sua grande maioria feita por residências unifamiliares. Ademais, as regiões periféricas das regiões metropolitanas por estarem distantes dos pólos de serviços e empregos, são mal atendidas por transporte de massa, o que acarreta em uso intenso de automóvel, que, por consequência, acarreta em um maior número de metros quadrados asfaltados por habitante.

Além desta implicação, ocorre a difusão de estruturas de veiculação de vazões, como sarjetas e galerias que, além de amplificar o problema, estas redes, devido às características da ocupação, se tornam demasiadamente longas e caras. Estas novas ocupações ainda impactam sobremaneira o ambiente natural devido ao aumento do número de fontes difusas de poluição e à fragmentação de remanescentes vegetais.

Conforme SILVA (2000) e TUCCI (2005) existem ainda problemas relativos ao controle da cidade “ilegal”, ou seja, aquela que foge às regras de zoneamento e normas de construção. Muitas vezes esses assentamentos se desenvolvem em áreas de risco de inundação, como várzeas e áreas ribeirinhas, o que ulteriormente faz com que gerem e, ao mesmo tempo, sofram impactos das inundações urbanas, gerando novos passivos quanto ao controle desse fenômeno.

A expansão das áreas urbanas compromete os esforços e recursos empreendidos para o controle e mitigação dos impactos das enchentes. Desta maneira, além de um efetivo plano de zoneamento e controle da ocupação, devem ser adotadas medidas que complementem o controle do escoamento superficial, principalmente para estas novas áreas.

Outro problema não satisfatoriamente endereçado na RMSP é o controle da poluição difusa. Este tipo de poluição se encontra intimamente ligado aos eventos de chuva de altíssima frequência. Conforme GUO e URBONAS (1996), 95% dos eventos geradores de escoamento superficial são de recorrência inferior a dois anos.

MAYS (2001) ressalta ainda que para o funcionamento integrado e sustentável de um plano de manejo de águas pluviais, devem ser incluídos os eventos de alta e baixa frequências.

Segundo PORTO (2001) é difícil estabelecer correlações quanto à produção de cargas poluentes e o tipo de uso do solo urbano. Esta particularidade ocorre devido às diferentes densidades e taxas de impermeabilização em cada setor de uma região urbanizada. Um problema também recorrente em regiões urbanizadas de países em desenvolvimento é que a adequada avaliação do impacto resultante de cargas oriundas de poluição difusa acaba sendo mascarada pela grande quantidade de esgotos não tratados nos corpos d'água. Em tempo, a legislação ainda estabelece sistema separador absoluto, mas na prática isto não ocorre devido às ligações clandestinas (TUCCI, 2001).

Levantamentos realizados por MARTINS *et al.* apud PORTO (2001) no córrego Mandaqui em São Paulo entre 1985 e 1991 apresentam alguns constituintes do escoamento superficial e sua respectiva concentração. A Tabela 3.2 apresenta esses constituintes.

Tabela 3.2 – Concentrações de poluentes no escoamento superficial na bacia do Córrego Mandaqui

Poluente	Média (mg/l)	Desvio Padrão (mg/l)
DBO	166	181
DQO	447	462
Sólidos Totais	669	473
Sólidos Sedimentáveis	6,98	5,86
Fosfatos	0,341	0,392
Nitrogênio Total	23,9	26,9
Coliformes Fecais ($\times 10^4$ / ml)	3,55	5,42
Coliformes Totais ($\times 10^4$ / ml)	2,98	6,42

TUCCI (2001) compilou os dados relativos ao transporte de sedimentos na cidade de São Paulo. A Tabela 3.3 apresenta esses dados.

Tabela 3.3 – Estimativa dos sedimentos depositados na drenagem urbana

Rio	Características da Fonte de Sedimento	Volume (m ³ /km ² .ano)
Tietê	sedimento de dragado	393
Tributários	sedimento de fundo	1400

O resultado da falta de controle da poluição difusa, segundo os mesmo autores, leva as seguintes alterações nos corpos d'água:

- alterações paisagísticas;
- assoreamento;
- eutrofização;
- depleção do oxigênio dissolvido;
- contaminação patogênica;
- danos devido a substâncias tóxicas.

Nos 39 municípios da RMSP, dos quais 37 pertencem total ou parcialmente à Bacia do Alto Tietê, praticamente inexistente qualquer tipo de legislação específica para a drenagem urbana. Apenas os municípios de Guarulhos, Santo André e São Paulo apresentam iniciativas desta natureza, como se verá adiante.

A ausência ou o fraco desenvolvimento, planejamento, regulação e controle da drenagem urbana mostra que a RMSP apresenta um quadro ainda incipiente no que pode-se chamar de sustentabilidade em drenagem urbana.

Segundo BUTLER e DAVIES (2011), os aspectos que devem nortear as futuras políticas relativas à drenagem urbana e a sustentabilidade são aquelas que promovam:

- manutenção da saúde pública;
- controle de enchentes no âmbito local e regional;
- prevenção da degradação da qualidade ambiental;
- diminuição da utilização de recursos naturais.

- confiabilidade de longo termo das tecnologias implantadas e adaptabilidade aos futuros requisitos, assim como acessibilidade financeira e aceitação pública.

Finalmente, o quadro de desenvolvimento da região frente aos enormes desafios mostrados sugere, portanto, o estudo de medidas que possam ser propostas visando complementar aquelas já em aplicação, objetivando a melhoria no funcionamento dos sistemas de drenagem.

3.3 GERENCIAMENTO DA DRENAGEM URBANA

Nos últimos 40 anos a engenharia de recursos hídricos relacionada às águas urbanas e especificamente à drenagem urbana sofreu uma verdadeira revolução. Os critérios anteriormente seguidos em projetos de sistemas, ditos higienistas ou clássicos, foram totalmente revistos, tendo em vista que além dos problemas relacionados à quantidade de água e danos inerentes à ocorrência de inundações, observou uma crescente degradação da qualidade da água dos rios e ecossistemas urbanos.

Em meio a esses desafios, surgiram novos conceitos e técnicas com o objetivo de recuperar, o máximo possível, as condições hidrológicas locais anteriores à ocupação da bacia. Essas técnicas, ditas alternativas ou compensatórias, buscam, através da utilização de diferentes processos físicos e biológicos, e da visão multidisciplinar e sistêmica do problema, garantir a diminuição do volume escoado após a urbanização, a manutenção do tempo de concentração da bacia, o controle das velocidades de escoamento, a manutenção da qualidade da água e o uso da água de chuva.

Segundo BAPTISTA, NASCIMENTO e BARRAUD (2005), essas técnicas apresentam inúmeras vantagens com relação ao enfoque tradicional, possibilitando a modulação do sistema de drenagem em função do crescimento urbano e o tratamento combinado das questões de drenagem pluvial com as outras questões urbanísticas, indo de encontro com os conceitos do desenvolvimento sustentável das cidades.

Assim, nascem nos países desenvolvidos movimentos, conceitos e métodos de forma a atingir plenamente esses objetivos. Lentamente, ganham espaço na gestão dos sistemas de drenagem urbana técnicas consolidadas como as de Urbanização de Baixo Impacto, “*Low Impact Development (LID)*” nos Estados Unidos, e Sistemas de Drenagem Urbana Sustentáveis, “*Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS)*”, no Reino Unido, e “*Water Sensitive Urban Drainage (WSUD)*” na Austrália (BUTLER e DAVIES (2011) e DOD (2004)).

A mudança radical de paradigma com relação a esses sistemas, contudo, pode ainda provocar problemas devido ao mau uso dessas tecnologias, muitas vezes devido ao desconhecimento quanto à adequação do uso delas face a situação enfrentada. Outro problema resultante disso, como se verá adiante, é o modo como se difunde o seu uso, a necessidade de participação dos habitantes da bacia e, também, a manutenção para funcionamento eficiente desses sistemas.

No Brasil, salvo exceções, o projeto dos sistemas de drenagem urbana ainda é realizado seguindo os conceitos clássicos, em muito já superados. Cidades como São Paulo, Porto Alegre, Rio de Janeiro e Belo Horizonte, buscam há alguns anos introduzir esses novos conceitos a partir da revisão de seus planos diretores e da atualização do corpo técnico das prefeituras e órgãos estatais com a nova tecnologia. A tarefa, conforme demonstra a experiência, não tem sido das mais fáceis. Na RMSP, embora esses conceitos já estejam amplamente difundidos e encontrem na figura do DAEE, gestor estadual da macrodrenagem da RMSP, um agente pró-ativo a este respeito, a falta de uma estrutura institucional especificamente ligada aos problemas relativos à drenagem urbana leva a uma lenta evolução da situação vigente. Nos municípios, com exceção da Prefeitura de São Paulo que já adota esses conceitos em seus projetos, embora se note avanço quanto à legislação e novas formas de gestão do problema, o quadro não é muito diferente.

A seguir, apresenta-se um breve resumo do quadro atual da gestão da drenagem urbana no Brasil e no mundo, suas qualidades, conceitos e deficiências.

3.3.1 Formas de Manejo do Escoamento Superficial

A partir da definição de medidas de controle que visam a minimizar os danos decorrentes das inundações, pode-se praticar o manejo mais adequado da drenagem urban. Segundo CANHOLI (2005), essas medidas podem ser classificadas de acordo com sua natureza em medidas estruturais e não estruturais.

As medidas estruturais compreendem as obras de engenharia que se caracterizam por serem intensivas, como de aceleração do escoamento, de retardamento do fluxo, de desvio do escoamento e que englobem a introdução de ações individuais ou coletivas de forma a tornar as edificações protegidas contra os eventos de enchentes, e extensivas, como dispositivos disseminados na bacia, recomposição da cobertura vegetal e medidas de controle da erosão do solo.

As medidas não estruturais procuram disciplinar ou adequar a ocupação territorial, o comportamento da população frente à questão da drenagem e as atividades econômicas. São medidas que geralmente envolvem custos menores e horizontes mais longos de atuação. Entre as medidas mais utilizadas podemos citar: regulamentação de uso e ocupação do solo; educação ambiental para controle da poluição difusa, erosão e lixo; seguro enchente e sistemas de alerta e previsão de inundações.

Muitas das soluções podem abranger ambos os grupos de medidas em complementaridade, não sendo, portanto, esses conceitos totalmente distintos quanto a sua classificação.

As medidas podem ser também classificadas de acordo com local em que as soluções são implantadas. Elas podem ser classificadas em:

- Medidas de Controle Regional;
- Medidas de Controle Locais;
- Medidas de Controle na Fonte.

As duas primeiras categorias podem ser englobadas sob a classificação de medidas de controle de jusante em consequência do posicionamento relativo de suas

estruturas na bacia. Geralmente as intervenções que ocorrem nessa escala atuam nos principais rios e córregos de maneira bem localizada. Já a última tem caráter distribuído, ou seja, é geralmente implantada de maneira disseminada nos lotes e edificações da bacia, buscando o controle do escoamento superficial o mais próximo possível da fonte geradora. Cabe ressaltar que muitas vezes a classificação dos sistemas de drenagem depende do referencial em que se trabalha.

A Figura 3.4 apresenta uma forma de classificar os limites entre os diversos locais de intervenção na bacia.

Fonte: (CANHOLI, 2005)

Figura 3.4 – Classificação das medidas de contenção

3.3.2 Medidas de Controle Locais e Regionais

Entre as medidas estruturais mais utilizadas para controle local ou regional segundo URBONAS e STAHERE (1993) e CANHOLI (2005) podemos citar:

- Retenção ou Detenção através da implantação de reservatórios para controle de cheias, ou bacias de sedimentação. Os efeitos da detenção a jusante são apresentados na Figura 3.5.

Figura 3.5 – Efeitos da retenção a jusante

- Retardamento da Onda de Cheia através da diminuição da velocidade média de translação do escoamento pelo canal;
- Polderização de áreas com intuito de proteger áreas ribeirinhas ou litorâneas que se situam em cotas inferiores aos níveis de maré ou de cheia em rios.

3.3.3 Medidas de Controle na Fonte

Nas bacias hidrográficas urbanas o deflúvio se forma nos lotes residenciais, comerciais e industriais, bem como nas áreas pavimentadas e estacionamentos. As técnicas de controle na fonte buscam conter o escoamento superficial na origem de sua formação (GRACIOSA, 2005).

Tradicionalmente, os lotes urbanos também adotaram características de drenagem baseadas nos princípios higienistas utilizados para a macrodrenagem, com o mesmo objetivo de afastar as águas pluviais o mais rápido possível de seu ponto de captação. Assim, a impermeabilização do lote era vista como uma medida eficiente para alcançar este objetivo (OHNUMA JUNIOR, 2008).

Atualmente, estão sendo implantadas e desenvolvidas medidas e políticas de modo a controlar os escoamentos no lote, com o intuito impedir a propagação dos impactos nos volumes e vazões para o restante da bacia. Essas medidas,

denominadas não-convencionais ou compensatórias, buscam minimizar os impactos inerentes a urbanização através de medidas que promovam a infiltração, percolação, interceptação e retenção/retenção do escoamento.

As vantagens de utilizar sistemas de controle na fonte são ((URBONAS e STAHR, 1993) e (OHNUMA JUNIOR, 2008)):

- maior flexibilidade para encontrar locais propícios para instalação dos dispositivos;
- os dispositivos podem ser padronizados;
- aumento da eficiência de transporte de vazão nos canais existentes;
- melhoria da qualidade da água e da recarga dos aquíferos;
- valorização da água no meio urbano.

Já as desvantagens estão relacionadas a:

- capacidade de investimento dos proprietários privados;
- difícil fiscalização da operação e manutenção;
- conflito de interesse com o uso da água de chuva;
- efetividade no controle de cheias na bacia como um todo.

Estes aspectos serão discutidos em maior profundidade adiante.

As medidas de controle na fonte podem ser classificadas em três grupos diferentes, de acordo com os elementos e princípios utilizados.

- Disposição no Local - constituído principalmente por medidas que promovem a infiltração e percolação. Nesta categoria se enquadram as valetas de infiltração, pavimentos porosos, bacias de infiltração, poços secos e outros;
- Controle de Entrada - estes dispositivos visam restringir a entrada dos escoamentos nos sistemas de drenagem promovendo a sua reservação. Esta reservação pode ser temporária ou permanente. Fazem parte dessa categoria depressões em estacionamentos e praças, telhados verdes, cisternas.

- Detenção in situ - compreendem os reservatórios ou áreas de reservação implantados para controlar áreas urbanizadas restritas como condomínios, loteamentos e distritos industriais.

3.4 ARCABOUÇO LEGAL E REGULAMENTAÇÕES DISPONÍVEIS

Nas últimas décadas o controle do escoamento na fonte vem ganhando grande relevância devido ao potencial desta técnica em mitigar os efeitos adversos resultante da urbanização (MAYS, 2001). O maior problema relacionado a este tipo de controle é que a sua efetividade depende dos proprietários privados, o que torna imprescindível o desenvolvimento de instrumentos legais que viabilizem a adoção destas práticas.

As autoridades envolvidas na gestão da drenagem urbana usam instrumentos legais de dois grupos distintos: instrumentos voluntários, que incluem subsídios técnico-econômicos, e instrumentos compulsórios como taxa de drenagem, ou mesmo dispositivos regulatórios e decretos para o controle e disciplinamento do aumento do escoamento superficial. Segundo PETRUCCI, DEROUBAIX e TASSIN (2011) os primeiros instrumentos tendem a provocar um efeito pontual no desenvolvimento de medidas de controle na fonte, enquanto que o segundo pode ter um efeito generalizado.

Do ponto de vista hidrológico, segundo o mesmo autor, os objetivos das regulamentações que determinam taxas de drenagem ou aquelas que visam a determinação da obrigatoriedade de implantação de dispositivos de retenção nos empreendimentos seriam os mesmos.

Isto pode ser justificado pelo fato de que para ambas se almeja a redução de riscos de inundação na bacia, alterando-se apenas o modo de atingi-lo. Ou seja, muda-se apenas a forma como se dá o investimento. Enquanto que com a obrigatoriedade de medidas individuais o gasto para construção e operação dos dispositivos é diretamente realizado pelo empreendedor privado, com a taxa de drenagem se passa primeiramente o recurso para o órgão público responsável e posteriormente é realizado o investimento ou financiado o sistema de drenagem e a sua operação.

Assim, o resultado atingido seria bastante similar, não importando o instrumento escolhido.

Porém, deveria ser discutido com maior profundidade o benefício, na bacia como um todo, das medidas potencialmente aplicáveis tanto na primeira quanto na segunda alternativa. Uma vez que no segundo caso podem ser estudadas medidas de maior eficiência na redução dos riscos quando se considera a bacia como um todo para um mesmo montante de investimento.

Em muitos países foram formuladas diversas políticas para que o controle do escoamento na fonte pudesse ser devidamente implementado e expandido, porém a tarefa de desenvolver e encontrar uma regra que consiga resolver o problema de uma bacia urbana é ainda difícil.

3.4.1 As Experiências Internacionais

As leis e as regulamentações da drenagem urbana existentes em diversos países mostram a aplicação de diferentes metodologias. Os métodos podem variar de região para região em um país, de estado em estado ou sustentarem-se em metodologias normatizadas nacionalmente. Entre os países com maior número de regulamentações publicadas podemos citar os Estados Unidos e o Reino Unido.

Os legisladores, na tentativa de acelerar o máximo possível a implantação de dispositivos de controle desenvolveram limites para o escoamento superficial da bacia a partir de duas abordagens (PETRUCCI, DEROUBAIX e TASSIN, 2011):

- adoção de uma taxa específica máxima admissível de escoamento superficial;
- desenvolvimento de fórmula para o cálculo da vazão de pré-desenvolvimento, a qual deverá ser mantida após a urbanização da bacia.

Segundo FAULKNER (1999), no Reino Unido, é possível encontrar regulamentações baseadas em ambas abordagens. De acordo com a agência ambiental local existem regulamentações para o controle do escoamento superficial para oito diferentes regiões do Reino Unido:

- Tâmbisa e Angliana: as vazões de pós-desenvolvimento devem ser iguais àqueles de pré-desenvolvimento calculadas pelo método de MAFF, uma variação do Método Racional (CAWLEY e CUNNANE, 2003), onde as vazões que podem ser descarregadas aumentam de acordo com o período de recorrência da chuva. O maior evento que deve ser reservado é o de 100 anos;
- Sul: limite de descarga de 7 l/s.ha. Essa regulamentação é também conhecida como “1 em 1 ano”, significa que eventos de pós-desenvolvimento com tempos de recorrência de até 100 anos devem ser armazenados e descarregados de acordo com a vazão de 1 ano de pré-desenvolvimento;
- Sudeste: “1 em 1 ano” com reservação para vazões superadas em média uma vez a cada 100 anos;
- Gales: de 2 a 6 l/s.ha., com reservação para vazões superadas em média uma vez a cada 25 anos, quando não há risco a jusante. Nos outros casos devem ser adotados reservatórios para vazões de 100 anos de período de retorno.
- Central: de 4 -6 l/s.ha, com reservatórios iguais aos previstos em Gales;
- Noroeste: devem ser igualadas as vazões de pré-desenvolvimento calculadas pelo método FSR(CAWLEY e CUNNANE, 2003). Deve ser disponibilizado reservatório com volume para eventos de 100 anos;
- Nordeste: “1 em 1 ano” ou de 3 a 6 l/s.ha.

Nos Estados Unidos também não existe unanimidade com relação às normas a serem adotadas. Na costa leste americana, notadamente nos estados de Nova Jersey, Pensilvânia, Nova York e Massachussets, é possível observar algumas diferenças com relação aos parâmetros utilizados para o controle do escoamento na fonte. Entre as regras de descarga podemos elencar(PAZWASH, 2011):

- nenhum aumento nas vazões de 1 a 100 anos com relação as vazões de pré-desenvolvimento;

- nenhum aumento nas vazões de 2 a 100 anos com relação as vazões de pré-desenvolvimento;
- descarga admissível de 75% das vazões de pico de 2 a 100 anos;
- manutenção das vazões de 2 a 100 anos com reservatório para 90% da chuva de 1 ano (duração de 24 horas) com descarga em 36 horas para a melhoria da qualidade da água;
- redução das vazões de 10 anos de pós desenvolvimento aos níveis da vazão de 2 anos de pré-desenvolvimento. Essa regra prevê ainda a manutenção das vazões de 100 anos aos níveis de pré-desenvolvimento.

Na costa oeste algumas das regras encontradas são para Denver, onde a vazão descarregada deverá respeitar a de 10 anos de pré-desenvolvimento em qualquer caso (16,7 l/s.ha) e para Seattle, onde a legislação prevê que a vazão máxima de descarga admissível seja de 14 l/s.ha (TUCCI, 2005).

Na França, regulamentações parecidas são encontradas nos arredores de Paris:

- Seine-Saint-Denis: devem ser implantados reservatórios para que a vazão efluente máxima seja de 10 l/s.ha;
- Vallée de l'Orge: o escoamento superficial só pode ser admitido a uma taxa de 1 l/s.ha, após tentativas de infiltração e retenção para uso da água de chuva, e detenção. A chuva de projeto para esta retenção é de 55 mm em 4 horas, o que equivale a uma chuva de 20 anos.

3.4.2 As Experiências Brasileiras

No Brasil, a legislação específica relativa à drenagem urbana e uso do solo é de competência dos municípios, conforme definido no artigo 30 da Constituição Federal. A Lei do Saneamento Básico (11.445/07) prevê o manejo integrado da drenagem urbana junto aos esgotos, resíduos sólidos e abastecimento público. A legislação e regulamentações acerca desses assuntos são geralmente

desenvolvidos em consonância com os Planos Diretores Municipais, que, todavia, devem seguir as premissas previstas na lei federal.

A legislação já implantada em algumas cidades brasileiras difere, em alguns casos, sensivelmente daquelas existentes nos Estados Unidos e na Europa. Nas cidades de São Paulo, Belo Horizonte, Guarulhos e Rio de Janeiro, as leis já preveem fórmulas de cálculo do volume a ser reservado em relação às áreas impermeáveis. Uma hipótese para este tipo de abordagem é que ela simplifica e elimina a necessidade de estudos hidrológicos completos para cada lote.

Já as cidades de Porto Alegre e Curitiba apresentam legislações semelhantes às aquelas desenvolvidas internacionalmente, como será visto a seguir.

3.4.2.1 São Paulo

A cidade de São Paulo incorporou em seu “Código de Obras” (Lei Municipal 11.228/92) a chamada Lei das Piscininhas (Lei Municipal 13.276/02), posteriormente regulamentada pelo Decreto 41.814/02.

Esta lei objetiva implantar pequenos reservatórios de retenção em empreendimentos com áreas impermeabilizadas superiores a 500 m² ou nas reformas com impermeabilização superior a 100 m². O volume de reservação a ser implantado é aquele resultante da Equação 1.

$$V = 0,15 \cdot A_{imp} \cdot IP \cdot t \quad \text{Equação 1}$$

Onde:

A_{imp} é a área impermeável em m²;

IP é a intensidade da chuva em mm/h;

t é a duração da chuva em horas;

V é o volume de reservação em m³.

A Lei determina que a intensidade de chuva deve ser igual a 60 mm/h e o tempo de duração da chuva igual a 1 hora, o que equivale, segundo MARTINEZ e MAGNI

(1999), a uma chuva com tempo de retorno de 10 anos. O fator 0,15 é interpretado como sendo a porcentagem de área que deve permanecer permeável, de acordo com o “Código de Obras”, em qualquer lote.

Como o único dado variável da equação é a área impermeável do empreendimento equivale a dizer que o empreendedor deve instalar um reservatório que contenha 9 mm de chuva nessa área.

O projeto de Lei Municipal 01-0079/11 pretende ampliar o escopo da lei existente para todos os novos empreendimentos, independente do tamanho da área impermeabilizada.

O “Código de Obras” prevê ainda que todos os lotes do município permaneçam com 15% de sua área permeável (Lei Municipal 13.558/03) e, no caso da utilização dos pavimentos drenantes (Lei Municipal 11.509/94), deverá ser considerada somente a área permeável do mesmo.

A lei estadual 12.526 de 2007 ampliou a abrangência da mesma lei para todo o estado de São Paulo.

Outras iniciativas com relação a legislação referente a drenagem urbana do município são a Lei de Controle de Obras em Terrenos Erodíveis (Lei Municipal 11.380/93) e o Projeto de Lei Municipal 315/02, que prevê o desconto de taxas e impostos para os lotes que mantêm 20% de sua área permeável. Este projeto foi julgado ilegal pela Câmara e, posteriormente, arquivado.

3.4.2.2 Guarulhos

O Código de Obras do Município de Guarulhos (Lei Municipal 5617/00) expressa a necessidade de construção de reservatórios de retenção/detenção para todos os lotes construídos ou em licenciamento. Os volumes de reservação a serem disponibilizados são apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Relação entre área do lote e volume a reservar para Guarulhos

Área (m²)	Volume (m³)	Volume Equivalente (mm)
125	0,5	4
250	1	4
300	1,5	5
400	3	5
500	3,5	5
600	3,5	6
>600	6L/m²	>=6

De acordo com o código, o reservatório poderá não ser construído caso seja apresentada justificativa de que não piora a situação existente. Para áreas superiores a um hectare deverá ser realizado estudo hidrológico específico com acompanhamento dos órgãos responsáveis.

3.4.2.3 Santo André

O município de Santo André instituiu através da Lei Municipal 7606/97 a Taxa de Drenagem de Águas Pluviais. O custo decorrente da prestação dos serviços de operação e manutenção dos sistemas de micro e macrodrenagem é dividido proporcionalmente entre cada usuário, segundo a contribuição volumétrica das águas advindas de seu respectivo imóvel, lançadas ao sistema de drenagem urbana. O valor mensal da taxa individual é obtido pela multiplicação do custo médio mensal, por metro cúbico, do sistema de drenagem, pelo volume produzido em cada imóvel. A contribuição volumétrica é obtida por uma equação adaptada do Método Racional, e é apresentada na Equação 2.

$$V = 1,072 \cdot 10^{-7} \cdot c \cdot i \cdot A_{imp} \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

V é o volume lançado pelo imóvel em m³;

c é o coeficiente de impermeabilização, adimensional;

i é o índice pluviométrico em mm/h – (método Otto Pfasteter);

A_{imp} é a área impermeável em m².

No texto da lei não é especificado como é realizada a escolha da duração da chuva e a sua frequência.

3.4.2.4 Porto Alegre

O município de Porto Alegre propõe em seu Plano Diretor de Drenagem Urbana uma proposta de regulamentação para a redução dos impactos da urbanização. Segundo a proposta, deve ser de responsabilidade de cada empreendedor a manutenção das condições prévias da capacidade de infiltração do empreendimento, evitando-se assim a transferência para o restante da população do ônus da compatibilização das novas condições de drenagem.

Desta maneira, todas as propriedades com área superior a 600 m² deverão ser dotadas de dispositivos que mantenham a vazão na saída do empreendimento em no máximo 20,80 l/s.ha.

O cálculo da vazão é detalhadamente apresentado por TUCCI (2001). Resumidamente, foi calculada a vazão de pré-desenvolvimento correspondente a situação mais próxima da situação natural, pelo Método Racional com duração de chuva de 1 hora e tempo de retorno de 10 anos. De acordo com o plano, as vazões que excederem o valor de 20,8 l/s.ha deverão ser armazenadas em reservatório ou infiltradas em solo. O mesmo ressalta que esse valor deverá ser respeitado para qualquer tempo de retorno, seja ele superior ou inferior ao de referência (10 anos). Para o dimensionamento do volume, o mesmo autor sugere a Equação 3

$$V = 4,25 \cdot A_i \cdot A_e \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

V é volume em m³;

A_i é porcentagem de área impermeável (%);

A_e é área do empreendimento em hectares (ha).

Para efeito de comparação com a legislação de São Paulo, considerando uma área de 500 m² totalmente impermeável, pela legislação de Porto Alegre deveria ser

disponibilizado um volume para a contenção de 44 mm de chuva, ao invés de 9 mm como em São Paulo. Enquanto para São Paulo seria instalado um reservatório de 4,5 m³, segundo a regulamentação de Porto Alegre esse volume seria de 22,5 m³.

3.4.2.5 Curitiba

O Plano Diretor de Drenagem para bacia do Rio Iguaçu na Região Metropolitana de Curitiba, adota as mesmas premissas do Plano de Porto Alegre. A vazão de pré-desenvolvimento a ser respeitada neste caso é de 27 l/s.ha. O volume de reservação pode ser obtido pela Equação 4, apresentada a seguir:

$$Vr = 2,456 \cdot T^{0,332} \cdot Ai \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

Vr é volume em m³/ha;

T é tempo de retorno da precipitação em anos;

Ai é área impermeável em %.

A equação sugere volumes progressivos de acordo com a frequência de chuva determinada. Para efeito de comparação, no caso de uma área impermeável de 500 m² e evento com período de retorno de 10 anos, deveria ser instalado um reservatório para uma chuva equivalente a 54 mm ou 27 m³.

3.4.2.6 Belo Horizonte

Belo Horizonte foi um dos municípios precursores no desenvolvimento de legislação específica para drenagem. Em seu Plano de Desenvolvimento Urbano (1996) previu que toda a área permeável de um loteamento poderia ser impermeabilizada desde que fosse construído um reservatório com volume equivalente a 30 l/m². No Plano foi previsto uma exceção para a construção dos reservatórios desde que um engenheiro atestasse a inviabilidade do mesmo.

Para efeito de comparação, no caso de um lote com 500 m² de área impermeabilizada, deve ser disponibilizado um reservatório com altura equivalente de chuva de 30 mm ou 15 m³.

3.4.2.7 Rio de Janeiro

A legislação do Rio de Janeiro é similar à paulistana, incluindo o método de dimensionamento do reservatório (Decreto 23.940/04). Este decreto, porém sofreu modificações significativas ao longo do tempo.

O Decreto 30.912/09 excluiu a necessidade de implantação dos reservatórios para residências que possam ser financiadas por famílias dentro da faixa de 1 a 6 salários mínimos. Por fim, o Decreto 32.199/10 excluiu as residências que drenam suas águas diretamente para o oceano, lagoas ou para as galerias diretamente conectadas a estes corpos d'água.

3.4.2.8 Comentários

Conforme exposto, o quadro referente às legislações internacionais e nacionais utilizadas apresenta grande heterogeneidade. Embora estas regulamentações sejam baseadas em princípios similares, as metas de controle estipuladas são bastante diferentes.

O quadro apresentado para as referências internacionais apresenta uma forma de abordagem do problema com referência aos diferentes períodos de retorno. Este tipo de regulamentação sugere que ao menos, seja realizado um estudo hidrológico por profissional competente para a determinação do volume de controle. Este método permite também levar em conta fatores hidrológicos específicos do local que possam alterar de maneira mais ou menos significativa o volume final a ser disponibilizado, além da verificação da eficácia do sistema frente as características hidrológicas da bacia e sua melhor localização. Outra vantagem é a possibilidade de

construção de um dispositivo de descarga que reproduza as diferentes descargas de vazões naturais para os diversos tempos de retorno.

Entre essas regulamentações, percebe-se que existe uma grande diferença no grau de controle requerido, onde algumas apresentam restrições de veiculação de vazão bastante rígidas. As consequências deste tipo de abordagem serão comentadas mais adiante nesta dissertação. As regulamentações que utilizam a obrigatoriedade de manutenção de certa taxa de escoamento também apresentam diferentes graus de rigidez quanto ao controle a ser realizado.

Já as legislações publicadas no Brasil apresentam, de forma geral, um quadro homogêneo com relação ao método com que os volumes devem ser calculados. São equações que levam em conta a área impermeável do empreendimento e podem ser facilmente aplicadas. Essas regulamentações eliminam a necessidade de estudos hidrológicos e padronizam os volumes a serem disponibilizados. Fato importante a ser ressaltado é a variação do volume equivalente a ser disponibilizado, varia de 5 mm em Guarulhos a 54 mm em Curitiba, embora os índices pluviométricos dessas cidades sejam bastante similares. A Tabela 3.5 apresenta a relação das chuvas para TR 10 anos e 1 hora para as cidades analisadas.

Tabela 3.5 – Relação entre área do lote e volume a reservar

Lei Municipal	Volumes de Reservação e Chuvas Intensas		
	Volume Equivalente (mm)	Chuva TR 10 / 1 hr (mm)	Relação de Volume/Chuva
Guarulhos	6	60	10%
São Paulo	9	60	15%
Rio de Janeiro	9	58	16%
Belo Horizonte	30	48	63%
Porto Alegre	44	51	86%
Curitiba	54	65	83%

As leis não consideram qualquer tipo de análise custo-benefício para a determinação dos volumes, e o porquê da escolha do período de retorno. Um bom equilíbrio entre os custos do dispositivo dentro da propriedade e os benefícios de sua implantação é determinante para que a lei seja corretamente seguida pelos empreendedores. A determinação de volumes somente pela análise hidrológica local (para certo período de retorno) acaba gerando, em alguns casos, grandes volumes de reservatório a serem disponibilizados que, na prática, podem não ter viabilidade técnica ou

econômica. Desta maneira, vemos na regulamentação carioca dispositivos legais que permitem a dispensa da disponibilização do volume por famílias de baixa renda.

Com relação ao reuso das águas, tanto a lei paulista quanto a lei do Rio de Janeiro apresentam regras que estimulam o controle de qualidade, embora na lei paulista exija-se outro reservatório para a acumulação das águas de chuva, uma vez que tal uso é conflitante com o controle de cheias.

Embora haja citações nas leis nacionais quanto ao necessário aumento na capacidade de infiltração não há maiores comentários sobre como atingir tal melhora ou obrigatoriedade a respeito.

3.4.3 Análise Crítica sobre as Regulamentações para Controle do Escoamento na Fonte

Conforme os relatos e discussões apresentados nos itens anteriores nota-se que o controle do escoamento na fonte não possui até hoje um quadro de conceitos uniformes para a sua aplicação.

Como consequência, as autoridades geralmente se baseiam em métodos e abordagens simplistas na maioria das vezes focadas na taxa máxima admitida de escoamento superficial por área ocupada. Isto se deve, em parte, a necessidade dos tomadores de decisão de buscar uma solução urgente tanto para o controle das inundações como para reduzir a degradação ambiental das bacias (PETRUCCI, DEROUBAIX, & TASSIN, 2011).

Assim, foram adotadas soluções em escala local com a ideia implícita de que, se as medidas de controle na fonte são efetivas localmente, seus efeitos positivos também se estendem a toda a bacia (FAULKNER, 1999). Na maioria dos casos, o controle do escoamento na fonte é feito a partir da introdução de microrreservatórios no lote, ou de pequenas bacias de retenção nos empreendimentos. Em muitos casos, a introdução deste tipo de solução levou a resultados adversos, não só devido a escolha do dispositivo, como também devido às normas dispostas nas

regulamentações existentes (BOOTH e JACKSON (1997) e EMERSON, WELTY e TRAVER (2005)).

Os problemas com relação a esses métodos relacionam-se com vários aspectos, comentados a seguir:

- Métodos de Estimação de Vazão Utilizados

A grande maioria das regulamentações se baseia no controle e amortecimento da vazão de pico de pós-desenvolvimento aos níveis de pré-desenvolvimento. Geralmente a análise hidrológica realizada para este fim, baseia-se na adoção do Método Racional ou outras fórmulas empíricas derivadas desta. Segundo CAWLEY e CUNNANE (2003), estes métodos são bastante confiáveis para a análise de bacias com áreas entre 5 e 100 ha quando não existem séries de dados disponíveis. Já as técnicas de controle na fonte necessitam muitas vezes de resultados de referência para áreas de 0,01 a 2 ha. O escoamento resultante dessas pequenas áreas é fortemente relacionado às suas características topográficas e, essas áreas, muitas vezes, não possuem nenhum elemento físico que a caracterize como uma bacia (como um curso d'água) dificultando por vezes a aplicação direta do método.

FENNESSEY *et al.* (2001) acrescenta que muitas vezes esses métodos superestimam a vazão de pré-desenvolvimento, geralmente devido a uma interpretação equivocada ou uso incorreto do coeficiente de deflúvio, o que resulta na admissão de maiores descargas após o desenvolvimento da bacia. STRECKER (2001) afirma ainda que esses métodos além de terem sido desenvolvidos para a avaliação de vazões de cheia com o objetivo de projetar canais de maneira bastante conservadora, vazões superdimensionadas, não levam em conta que o escoamento superficial não deriva somente da quantidade de chuva, mas também de como esta se desloca no tempo e no espaço, da saturação antecedente do solo, tipo de vegetação da bacia, compactação do solo entre outros. Na definição das vazões de pré-desenvolvimento deve-se considerar com cautela as metodologias adotadas nas estimativas de infiltração. Os modelos do tipo chuva-vazão, usualmente adotados sem calibração com dados observados, tendem a amplificar os volumes escoados nas precipitações de período de retorno de até 5 anos para as condições de pré-desenvolvimento, subestimando os volumes a serem reservados e os picos a serem abatidos (STRECKER, 2001).

- Tempos de Retorno Utilizados e Duração da Chuva

Os tempos de retorno geralmente utilizados nas regulamentações e no projeto de dispositivos de controle na fonte variam de 2 a 100 anos. Segundo EMERSON, WELTY e TRAVER (2005), os períodos de retorno utilizados representam apenas uma pequena fração dos eventos anuais, perto dos 3%, o que resulta na falta de manejo dos outros 97% (chuvas com tempo de retorno inferiores a 2 anos). Conforme apresentado anteriormente, esse tipo de evento se relaciona sensivelmente com a qualidade das águas. Na prática também desconsidera que boa parte dos sistemas de macro e microdrenagem não são dimensionados para eventos de magnitude superior a 10 anos.

Os efeitos da urbanização são normalmente menos significativos para tempos de retorno maiores, devido ao fato que esses eventos têm maior probabilidade de ocorrência durante as estações úmidas do ano, quando o solo encontra-se parcialmente ou totalmente saturado, com baixa capacidade de infiltração. A construção de dispositivos em lotes para o atendimento de eventos tão raros pode ser ineficiente do ponto de vista hidrológico, além de extremamente antieconômico, uma vez que ocupam grandes áreas e são pouco utilizados (FAULKNER, 1999).

De acordo com FENNESSEY *et al.* (2001) boa parte dos decretos ignora os eventos de baixos tempos de recorrência, fazendo com que os efeitos da urbanização sejam propagados a jusante, sem controle, para chuvas com recorrências de até 5 anos. Uma forma de reverter as inconveniências relacionadas a este aspecto é elaborar regras que propiciem o controle para o todo o espectro de eventos (WULLIMAN e URBONAS, 2007).

FAULKNER (1999) acrescenta que o tempo de duração da chuva usado no dimensionamento dos dispositivos também apresenta inconsistências que podem alterar significativamente a eficácia dos mesmos e também seus custos. Muitos dos decretos utilizam duração de chuvas superiores à duração crítica e tempos de retorno excessivamente longos, que, conforme, não representam de maneira adequada os fenômenos de cheias em bacias urbanas. Eventos de chuva muito longos são, assim como os tempos de retorno maiores, menos significativos para as cheias urbanas uma vez que as bacias urbanas são geralmente pequenas, com pequenos tempos de concentração (o que caracteriza uma resposta rápida do

sistema), e geralmente apresentam sistemas hidráulicos com restrição de descarga. Devido a essas características as durações de chuva mais importantes para o sistema não são aquelas que possam gerar o maior volume de chuva possível, mas aquela que apresenta a pior condição do ponto de vista da geração de picos elevados.

- Localização do Dispositivo na Bacia e Interação com o Sistema de Drenagem

A escolha da localização do dispositivo de controle no interior da bacia é um dos aspectos mais importantes para o sucesso deste tipo de obra e pode influenciar na eficácia de todo o sistema de drenagem.

FANG *et al.* (2010) realizaram estudo com a alocação de dispositivos de controle de cheias em vários locais na bacia de acordo com a urbanização. Os autores estudaram três diferentes locais para a implantação de empreendimentos urbanos e analisaram os impactos nas vazões. A conclusão dos autores é que, na bacia de estudo, o desenvolvimento de áreas muito a montante (cabeceiras), devido ao tempo de translação da onda de cheia e amortecimento nos córregos, apresentam menor aumento de vazão nas áreas de jusante. Já a urbanização próxima ao centro da bacia apresenta maior aumento do pico de cheia nas áreas de jusante, e, quando controladas com reservatórios produzem resultados satisfatórios, uma vez que ao controlar a parte superior da bacia promove-se a defasagem dos picos de montante e jusante. Por último, ao controlar somente a parte final da bacia, pode, em algumas situações ocorrer o contrário, a defasagem pode provocar o encontro de picos de montante e jusante, agravando a situação de cheias, ou seja, cada situação é bastante particular, onde deve se buscar a melhor localização para os reservatórios.

PETRUCCI e TASSIN (2011) sugerem diferentes regulamentações para as diferentes partes da bacia, baseadas no sistema de drenagem implantado. Segundo os autores, não é possível submeter todos os moradores de uma mesma bacia às mesmas regras uma vez que nas diferentes partes da bacia a transição de escala da drenagem do lote para a bacia como um todo apresenta comportamento diferenciado. Assim, para o controle das enchentes na bacia inteira, as regiões de montante seriam mais bem reguladas se ao invés da obrigatoriedade do controle do pico de vazão, fossem submetidas a controle de volume, através da infiltração. Essa proposta se relaciona com o fato de que os picos de vazão gerados nessas áreas

são de outra ordem de grandeza quando comparados com os picos de vazão nas partes baixas da bacia. A posterior atenuação dos picos gerados nas cabeceiras no sistema de condutos (devido à distância) torna mais irrelevante a sujeição destas áreas a uma regra de controle de picos de vazão.

A questão da localização dos microrreservatórios se relaciona fortemente com a eficácia global da drenagem na bacia. EMERSON, WELTY e TRAVER (2005) demonstraram que os habitantes de certa bacia ao serem obrigados a implantar esses dispositivos, sem o correto planejamento, provocam muitas vezes a piora do quadro de inundações em certas regiões. Um primeiro problema se dá com a implantação disseminada dos dispositivos por todas as regiões da bacia. Essa condição, conforme apresentado anteriormente, pode provocar o encontro dos picos das diferentes áreas. Estudos de otimização hidrológica da localização desses dispositivos, podem aumentar sensivelmente a eficácia do sistema. Isto equivale a dizer que, a eficácia no controle de cheias em uma bacia a partir da inserção de um determinado volume de reservação se altera com o modo como este volume é disponibilizado (pontual ou distribuído) e com sua posição na bacia, o que enfatiza a necessidade de planejamento deste tipo de solução.

Outro problema se relaciona com a interação das descargas provenientes das áreas urbanizadas e controladas pelos dispositivos, e aquelas provenientes das áreas não ocupadas e não controladas, o que pode acarretar, em algumas situações, na soma das contribuições de cada área em determinados pontos da bacia.

Do exposto acima, pode-se concluir que o problema da drenagem em uma bacia está relacionado tanto à dinâmica dos escoamentos e, das interações entre diferentes áreas, como com os volumes gerados. A implantação de sistemas de reservatórios deve, portanto, ser precedida por análise hidráulico-hidrológica bastante abrangente visando a otimização dos benefícios e dos recursos empregados, assim como de seus impactos na drenagem.

Outro ponto passível de análise são as descargas mais prolongadas com a implantação de reservatórios. Essas descargas, resultantes do maior volume de escoamento gerado na bacia, podem levar a uma piora da qualidade da água e também a maiores problemas de instabilidade nos cursos d'água. Ao reservar esses volumes, atendendo as regulamentações vigentes, tem-se como resultado a

descarga do que seria o pico de pré-desenvolvimento, mas por um longo período (BOOTH e JACKSON, 1997).

Do exposto, é possível concluir que as regulamentações hoje utilizadas mundialmente não são capazes de atingir os objetivos de controle de cheias para os eventos mais frequentes, assim como não são capazes de garantir a melhoria da qualidade da água. Uma forma de atingir esses objetivos seria através do planejamento integrado das soluções a nível de bacia, dado que cada situação apresenta características particulares tanto para o controle de cheias quanto da qualidade da água.

Segundo MAYS (2001) e FAULKNER (1999) o controle de cheias em uma bacia deve contar com dois sistemas complementares, mas com objetivos diferentes. O primeiro sistema seria aquele que controlaria as cheias menos frequentes. Este sistema seria formado por grandes bacias de detenção, construídas de maneira planejada e geridas pelo poder público, de forma a alcançar resultados sinérgicos e evitar problemas relativos à falta de manutenção e atenção à dinâmica do escoamento.

O segundo sistema seria formado por dispositivos de infiltração e retenção projetados especificamente para os eventos correntes, com tempos de retorno inferiores a 2 anos, de forma a garantir a melhoria da qualidade da água e diminuição dos picos de cheia para estes eventos a partir da remoção de volumes do sistema.

BRESSY, GROMAIRE e CHEBBO (2011) apresentaram estudo em que ao invés de sistemas de reservação nos empreendimentos foram usadas técnicas inovadoras em drenagem urbana, como biorretenções e valetas gramadas, onde foi possível observar uma redução de 55% no volume escoado quando comparados com os microrreservatórios que visavam o atendimento da regulamentação vigente.

HUNT e TILLINGHAST (2011) ao pesquisarem técnicas de desenvolvimento de baixo impacto para novos empreendimentos notaram uma redução de 41% no volume anual de escoamento, o que garante grande diminuição no tempo em que a tensão crítica dos rios era superada pela tensão trativa do escoamento, reduzindo assim a erosão dos canais.

EMERSON, WELTY e TRAVER (2005) concluem que só é possível notar melhorias no controle de cheias em sistemas disseminados, quando esses são formados por dispositivos de infiltração.

PETRUCCI, DEROUBAIX e TASSIN (2011) ao comparar regulamentações baseadas em controle de vazão e outras baseadas em controle e infiltração de volumes chegaram à conclusão que a segunda é efetiva para uma grande gama de eventos, enquanto que a primeira se relaciona mais com os eventos menos frequentes, e ainda trazem o benefício adicional do controle da qualidade.

Dessa maneira, o desenvolvimento de uma regulamentação que busque atingir objetivos de controle da qualidade para eventos frequentes (tempos de retorno inferiores a 5 anos) passa a ser interessante de forma a complementar o sistema de controle de cheias em grandes cidades, usualmente projetados para eventos menos frequentes, acima de 10 anos de tempos de retorno).

3.5 NOVOS CONCEITOS EM DRENAGEM URBANA

Os conceitos clássicos empregados no manejo das águas pluviais em ambientes urbanos vêm passando, nos últimos anos, por um grande processo de revisão. A mudança do paradigma atual, assim como observado em outras áreas da engenharia, ocorre, sobretudo, devido à necessidade de incorporação de conceitos que atuem em maior harmonia com o ambiente e, que possibilitem uma abordagem sistêmica do problema (BUTLER e DAVIES, 2011).

Conforme apresentado anteriormente, os conceitos clássico no manejo das águas pluviais partiram de uma visão higienista, rumo a uma vertente conservacionista. Essa mudança propiciou o estabelecimento de novos conceitos que buscam o tratamento do problema de maneira integrada, de forma a atender múltiplos objetivos. Segundo o (UDFCD, 2001) as premissas que dão sustentação à visão conservacionista são:

- a drenagem das águas é um fenômeno que não respeita fronteiras administrativas;

- a drenagem é um subsistema dos recursos hídricos urbanos;
- o planejamento dos sistemas de drenagem não deve ser baseado na premissa que os problemas podem ser transportados de um local a outro;
- deve se buscar menores taxas de escoamento e de poluição nos novos empreendimentos;
- as várzeas devem ser preservadas onde possível.

Embora estas premissas tenham representado um grande avanço no gerenciamento da drenagem urbana, principalmente no que diz respeito à visão da drenagem e das enchentes urbanas como elemento regional e inserido no planejamento da infraestrutura urbana, hoje, os conceitos mais atuais de manejo de águas pluviais buscam, em complementação aos pontos apresentados, manutenção ao máximo das características hidrológicas locais, a visão da água como recurso e a valorização da água no ambiente urbano.

3.6 SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA SUSTENTÁVEIS (SUDS)

Os sistemas de drenagem urbana sustentáveis são dispositivos e técnicas desenvolvidos sobre o tripé “quantidade, qualidade e amenidade/biodiversidade” os quais devem ser alcançados de maneira equilibrada (WOODS BALLARD *et al.*, 2007).

As SUDS foram desenvolvidas nos países do Reino Unido e se assemelham as BMP's (Best Management Practices, melhores práticas de manejo) desenvolvidas nos Estados Unidos. Países como Austrália, Suécia e os já citados utilizam este tipo de abordagem desde a década de 1980. Estes sistemas vêm, pouco a pouco, substituindo as redes tradicionais de drenagem. Em alguns casos, a instalação prévia de SUDS torna desnecessária a construção de sistemas tradicionais, ou então a dimensão necessária para estes últimos passa ser bastante reduzida (BUTLER e DAVIES, 2011).

Esses sistemas são projetados para funcionar em pequenas unidades discretas disseminadas pelo terreno de forma a manter as características hidrológicas o mais próximo possível das condições anteriores à ocupação.

A filosofia geral aplicada ou esperada das SUDS pode ser assim resumida (WOODS BALLARD *et al.*, 2007):

- reduzir as vazões e taxas de escoamento;
- reduzir os volumes adicionais consequentes da urbanização;
- promover a recarga natural dos aquíferos;
- reduzir a concentração de poluentes e atuar como zona de amortecimento em caso de acidentes com derramamentos de contaminantes;
- prover habitats para os animais e agregar valor estético para as áreas urbanas.

O planejamento dos sistemas de drenagem sustentáveis deve seguir uma combinação de diferentes dispositivos em série (conhecidos na literatura como management train ou treatment train) (WOODS BALLARD *et al.*, 2007), que se caracteriza por determinar a sequência das alternativas de controle de forma a minimizar os impactos inerentes da urbanização. Essa associação de dispositivos objetiva manter a condição hidrológica mais próxima possível das condições iniciais. Outra característica é minimizar a descarga para jusante, ou seja, os impactos devem ser contidos o mais próximo possível da fonte e consequentemente, pelo proprietário da área. O autor sugere a seguinte sequência para implantação de obras:

- Boas praticas de construção (alterando o mínimo possível as características naturais locais) e limpeza;
- Controle na fonte
- Controle local
- Controle regional
- O manejo deve ser feito de preferência com dispositivos pequenos, perfeitamente inseridos na paisagem local.

O controle da quantidade se baseia nos seguintes princípios: infiltração; detenção/retenção; transporte e captação da água. Já o controle da qualidade é realizado a partir da sedimentação, adsorção, filtração, biodegradação, precipitação, assimilação, fotólise, nitrificação e volatilização dos componentes.

3.7 URBANIZAÇÃO DE BAIXO IMPACTO (LID)

As técnicas de Urbanização de Baixo Impacto (Low Impact Development - LID) sintetizam um conceito inovador para o gerenciamento das águas pluviais. Estas técnicas buscam o restauro das condições hidrológicas e das funções ecológicas das bacias urbanas. Diferentemente das técnicas mais difundidas de obras, as quais se baseiam em controle do escoamento e da qualidade da água em sistemas fim-de-cano, o LID busca o desenvolvimento de controles difusos na paisagem urbana (SARTÉ, 2010).

O LID tem como objetivo o planejamento integrado para o total desenvolvimento de uma área e das atividades que serão feitas, com particular atenção à manutenção das características hidrológicas locais (DOD, 2004). Essas características passam a ser o elemento integrador do projeto. Dessa maneira, de forma a compensar os impactos na quantidade e na qualidade das águas, as técnicas de LID buscam mimetizar as condições hidrológicas existentes através de instrumentos, conceitos de design e unidades de controle que buscam a manutenção do armazenamento, detenção, infiltração e a evaporação de pré-desenvolvimento (PRINCE GEORGE'S COUNTY, 1999).

Os principais conceitos que devem ser integrados ao planejamento local são (PRINCE GEORGE'S COUNTY, 1999):

- Conhecimento do quadro hidrológico local: conhecer quais são as características hidrológicas essenciais do local e como elas podem ser mantidas após o desenvolvimento. Essa integração passa pela preservação do local, principalmente das áreas mais sensíveis que tenham importante função de controle da qualidade e quantidade das águas como várzeas, vegetação natural, solos permeáveis, declividades no terreno. Devem ser

ainda limitados o nivelamento e a compactação do solo de forma a obter a menor quantidade de áreas impermeáveis e de alteração do solo (SARTÉ, 2010);

- Atenção ao manejo em micro-escala das águas pluviais de forma a garantir a manutenção dos variáveis hidrológicas (tempo de concentração, interceptação e armazenamento nas depressões do terreno) e também a redundância do tratamento das águas pluviais (DOD, 2004). As técnicas de micro-manejo são conhecidas como IMP's (Integrated Management Practices ou Práticas de Manejo Integrado);
- Controle do escoamento na fonte;
- Uso de medidas não estruturais: a possibilidade de manejar a água em pequenas quantidades, bem próximo da fonte geradora do escoamento superficial, permite o emprego de elementos naturais como o próprio solo, cascalho e plantas, o que torna esses sistemas baratos e de grande aceitação;
- Implantação de dispositivos e elementos multifuncionais: as técnicas de LID permitem ainda a obtenção de vários benefícios além dos ligados ao controle da qualidade e quantidade do escoamento, como reuso, recreação passiva, diminuição do uso de energia, aumento do valor das propriedades entre outros.

O processo de planejamento com essas técnicas pode ser potencializado por novas regras de zoneamento e uso do solo. Os principais benefícios desse tipo de intervenção são (PAZWASH, 2011):

- Diminuição da terraplanagem e limpeza do terreno de forma a reduzir a erosão e assoreamento;
- Minimização dos escoamentos superficiais majorados pela implantação de áreas com revestimentos impermeáveis como ruas, calçadas e estacionamentos. Essas medidas possibilitam a utilização de vias com menor largura, o emprego de asfaltamento convencional em menor escala e também um número menor de vias no empreendimento;

- Diminuição das áreas diretamente conectadas (impermeabilidade efetiva) à rede de drenagem, com telhados e pisos drenando para superfícies permeáveis ou vegetação.
- Aumento do caminhamento das águas de forma a aumentar o tempo de concentração. Devem ser mantidas ao máximo a rugosidade e declividade de pré-desenvolvimento.
- Minimização da área impermeável, com, por exemplo, o emprego de telhados não convencionais.

A mimetização das características de pré-desenvolvimento pode ser avaliada através da comparação entre os hidrogramas de pré-desenvolvimento e de pós-desenvolvimento, de forma que, quanto menor o distúrbio criado na área, o que equivale a uma menor diferença entre os hidrogramas de um caso e outro, menores também serão investimentos em IMP's. As figuras abaixo sintetizam os resultados esperados com a utilização de técnicas de LID.

A Figura 3.6 e a Figura 3.7 apresentadas a seguir comparam de maneira genérica a resposta hidrológica natural, a resposta da bacia quando controlada por pequenos reservatórios, e a resposta com LID (GEARHEART, 2007). Nos gráficos o autor busca ilustrar que tanto o controle por reservatórios quanto por LID conseguem manter o tempo de concentração e a vazão de pico. A diferença básica é que com a aplicação de LID pode-se também almejar a redução dos volumes excedentes, tornando-os bem mais próximos da situação de pré-desenvolvimento. Isto depende, naturalmente, da manutenção das características locais a partir do planejamento prévio das intervenções de forma a causar o menor impacto nos parâmetros hidrológicos naturais da bacia.

O controle pelas IMP's, como pode ser observado, provoca uma ligeira diferença no início do escoamento, devido à retenção e infiltração da água de primeira chuva. A contínua retenção e infiltração, além da manutenção, pela maior extensão possível, das características hidrológicas originais, resultam em uma resposta mais próxima da natural. Essa resposta, obviamente, provoca uma menor agressão às condições hidrológicas, o que resulta em uma melhor qualidade da água, maior estabilidade de rios e canais, manutenção da biota local entre outros.

Fonte: GEARHEART, (2007), adaptado.

Figura 3.6 – Resposta do hidrograma de pós-desenvolvimento com microrreservatórios

Fonte: GEARHEART (2007), adaptado.

Figura 3.7 - Resposta do hidrograma de pós-desenvolvimento com LID

3.7.1 Dispositivos Utilizados em Projetos de LID e SUDS

Neste capítulo apresentam-se as medidas mais utilizadas para a manutenção das condições hidrológicas de pré-desenvolvimento nas áreas submetidas à LID/SUDS.

Conforme apresentado anteriormente, as técnicas de LID e SUDS apresentam diferenças nas técnicas empregadas, porém buscam atingir objetivos semelhantes. Enquanto os projetos de SUDS baseiam-se principalmente na disseminação de dispositivos em diferentes escalas (local principalmente), as técnicas de LID utilizam-se das ferramentas de planejamento prévio da urbanização e design inteligente com enfoque no controle na fonte. Enquanto as técnicas de SUDS em correção e eventualmente em prevenção dos problemas de drenagem, as tecnologias de LID se aplicam no planejamento de novos sistemas de forma integrada ao desenvolvimento do projeto arquitetônico, paisagístico, viário entre outros.

Os parâmetros construtivos foram obtidos de PRINCE GEORGE'S COUNTY (1999) e WOODS BALLARD *et al.* (2007). As IMP's, no caso do desenvolvimento de baixo impacto, devem ser utilizadas somente para a adequação da hidrologia local, quando a mesma não pode ser mantida apenas com medidas de planejamento de uso e ocupação do solo. Essas medidas devem ser utilizadas preferencialmente no lote, o mais próximo possível das fontes geradoras de escoamento superficial.

A definição dos volumes a serem retidos deve ser obtida a partir de uma avaliação hidrológica do local, o que apresenta relação direta com as regulamentações vigentes acerca do controle do escoamento superficial no lote, e com as características dos sistemas de drenagem pré-existent.

É fundamental escolher o dispositivo que melhor se adapte às condições locais, como solo, inclinação do terreno, padrões das drenagens existentes, espaço disponível, altura do lençol freático e manutenção necessária.

3.7.1.1 Bioretenção

Este tipo de dispositivo é formado por um leito vegetado de pequena profundidade que promove os processos físicos e biológicos como infiltração, retenção, adsorção, assimilação, evapotranspiração e filtração. Os elementos do dispositivo assemelham-se a pequenos jardins e tem como um dos principais pontos positivos a simples manutenção. Esses leitos podem ainda contar com pequenas áreas para

pré-tratamento como pequenas bacias de sedimentação. Devem ser previstos estruturas de entrada e saída para a manutenção da integridade do leito.

O leito deve ser construído a partir de escavação de pequena profundidade (até 1,5 m) o qual deve ser posteriormente preenchido com solo bem drenado (teor de argila $< 10\%$). Na parte superior deve ser deixada uma área com altura de aproximadamente 15 cm para a retenção.

Geralmente, os dispositivos de bioretenção devem ser construídos com largura entre 1,5 m e 3 m e comprimento de 3 a 6 m. Essas características visam garantir uma boa distribuição do escoamento para garantir a infiltração, adsorção e filtração e um bom tempo de retenção para a assimilação e degradação biológica, de forma a impedir o curto-circuito hidráulico. Para maior eficácia de remoção devem estar previstas no mínimo 3 espécies de plantas nativas na célula.

Particular atenção dever ser dada às características do solo nativo local. Solos com taxas de infiltração inferiores a 7 mm/hora não estão aptos a receber este tipo de solução. A profundidade do nível freático deve se situar no mínimo 0,5 m sob o fundo da célula de bioretenção. A Figura 3.8 apresenta um exemplo de bioretenção.

Fonte: (UDFCD, 2001)

Figura 3.8 – Exemplo de bioretenção

3.7.1.2 Sumidouro/Poço Seco

Um poço seco pode ser construído para receber as águas diretamente dos telhados ou das áreas impermeáveis. Essa estrutura consiste em uma fossa preenchida com material agregado como pedregulhos e cascalho envolto em manta geotêxtil. Esse dispositivo, assim como a bioretenção, promove armazenamento, infiltração, filtração, adsorção e a degradação biológica dos contaminantes. Devem ser previstos elementos que promovam a retenção de sólidos e de óleos e graxas como caixa de gordura e uma pequena bacia de sedimentação.

Os poços devem ser construído com relação $\frac{1}{2}$ entre largura e comprimento, ocupando uma área de no mínimo 3 m² até geralmente 7 m². Os poços devem estar distantes 3 m das fundações circunstantes e podem ser dotados de tubos de PVC perfurados para a observação e também distribuição das águas no interior do poço.

As taxas mínimas de infiltração do solo natural recomendadas são as mesmas descritas para a bioretenção. O dimensionamento do poço deve ser realizado de maneira a garantir um tempo de retenção de, no máximo, três dias. A Figura 3.9 apresenta um poço seco.

Fonte: (CANALE)

Figura 3.9 – Poço seco em construção

3.7.1.3 Trincheira de Infiltração e Filtração

As trincheiras de infiltração/filtração são feitas a partir do preenchimento com meio granular de uma pequena vala para a infiltração e/ou filtração e retenção do escoamento superficial. As trincheiras podem receber o escoamento por contribuição lateral ou até mesmo pontual servindo a diversas situações. As trincheiras geralmente apresentam largura e profundidade de 1 a 2 m com comprimento variável. A composição do preenchimento é geralmente realizada com material granular com diâmetro aproximado de 40 a 60 mm, que resulte em uma porosidade de no mínimo 30%. A instalação de uma manta geotêxtil (com permeabilidade maior que o solo) pode ajudar a evitar o fenômeno de piping, além de promover o pré-tratamento da água infiltrada. Assim como descrito para os dispositivos anteriores, as trincheiras devem apresentar distância de ao menos 5 m das estruturas circunstantes, e, no caso das trincheiras de infiltração, instaladas em solos aptos para este fim.

As águas captadas podem efluir de duas formas distintas. Quando possível as águas podem infiltrar no solo pelo fundo ou pelas laterais da trincheira. Adicionalmente, as águas podem escoar através de uma estrutura de controle de vazão promovendo também a retenção do escoamento (BAPTISTA, NASCIMENTO e BARRAUD, 2005). Quando as águas escoam pela trincheira sem infiltrar, funcionando como uma estrutura de condução lenta, ela é denominada trincheira de retenção. Dessa maneira as trincheiras apresentam uma alternativa para a redução de volumes, abatimento de picos de cheia e melhoria da qualidade da água (GRACIOSA, 2005).

Segundo OHNUMA JUNIOR (2008), o maior problema relacionado às trincheiras refere-se ao processo de colmatagem. A colmatagem é causada pelos sedimentos finos carregados pelo escoamento que podem vir a se depositar no fundo e nos interstícios dos poros da trincheira, alterando significativamente a condutividade hidráulica do meio. Nas camadas superiores, a colmatagem pode ocorrer devido a formação de biofilme, o que enseja cuidados periódicos.

O método mais utilizado para o dimensionamento de trincheiras é conhecido como *Rain Envelope Method* e está descrito em vasta bibliografia como GRACIOSA

(2005), OHNUMA JUNIOR (2008) e URBONAS e STAHR (1993). A Figura 3.10 apresenta um exemplo de trincheira de infiltração.

Fonte: (METROCOUNCIL)

Figura 3.10 – Trincheira de infiltração

3.7.1.4 Zonas de Amortecimento/Filtragem

As zonas de amortecimento ou filtragem são áreas vegetadas que promovem a proteção dos corpos d'água nas proximidades das áreas sensíveis como córregos, várzeas, florestas ou solos desprotegidos. Essas zonas além de promover a retenção de poluentes e sedimentos, também promovem em menor escala a infiltração e a dispersão do escoamento por uma ampla superfície.

Esses dispositivos não apresentam critérios estritos de projeto, devendo apenas manter distâncias das fundações das construções circunstantes e devem apresentar comprimento longo o bastante para a proteção das áreas sensíveis. Recomenda-se apenas que essas áreas tenham largura de ao menos 5 m e declividade mínima de 0,02 m/m e máxima de 0,05 m/m. Um exemplo de zona de amortecimento e filtragem é apresentado na Figura 3.11.

Fonte:(METROCOUNCIL)

Figura 3.11 – Zona de amortecimento e filtragem próxima ao passeio

3.7.1.5 Bacias de Filtração e Sedimentação

As bacias de infiltração e filtração são estruturas que tem a função de armazenar parte do escoamento superficial e tratá-lo a partir da percolação do mesmo no meio filtrante ou solo.

As bacias de filtração podem ser permeáveis ou impermeáveis de acordo com o tipo de solo e qualidade da água a ser infiltrada. Essas estruturas são dotadas de uma camada de areia e geralmente utilizadas em locais com alta concentração de poluentes. Geralmente, esses dispositivos são dimensionados com uma profundidade de até 0,6 m e grãos de dimensão 0,5 a 1 mm. A razão mínima entre o comprimento e a largura da estrutura deve ser de 2:1.

As bacias de filtração são dispositivos de manutenção constante e custosa, devido à necessidade de limpeza e troca do meio filtrante com frequência. Os inconvenientes desse sistema são a possibilidade de colmatção biológica e geração de odores desagradáveis.

As bacias de sedimentação se caracterizam por não contar com o filtro de areia. Elas promovem tratamento do escoamento, mas não são adequadas para locais com alta concentração de poluentes devido a possibilidade de contaminação do

solo. São geralmente formadas por depressões de áreas extensas com a função de reservar e infiltrar o escoamento excedente. Essas estruturas devem ser dotadas de dispositivos de pré-tratamento de forma a remover os sedimentos finos que possam diminuir a sua eficiência. A Figura 3.12 apresenta uma bacia de infiltração antes e após um evento de chuva.

Fonte: (STORMWATER PARTNERS)

Figura 3.12 – Bacia de infiltração antes e após um evento de chuva

3.7.1.6 Valetas de Infiltração e Retenção

As valetas foram originalmente propostas para veicular o escoamento superficial direto. Este tipo de estrutura é comum, por exemplo, nos canteiros das rodovias e estacionamentos. Esses elementos podem ser redefinidos de forma a promover a infiltração, a retenção como forma de controle do escoamento e melhoria da qualidade da água. Existem dois tipos de valetas mais utilizadas, as secas e as gramadas (comuns e/ou úmidas), ambas podem promover a infiltração.

As valetas gramadas são, geralmente, estruturas rasas dotadas de controle de nível, como pequenos vertedores. Apresentam largura de até 2,0 m, margens com inclinação 3:1 e declividade longitudinal de 1 %. Essas estruturas promovem a melhoria da qualidade da água através da retenção de volumes e posterior sedimentação e também pela filtração promovida pela vegetação. Para maior eficácia na melhoria da qualidade da água o dimensionamento da estrutura deve prever uma lâmina d'água superior a 10 cm e velocidades de até 0,5 m/s para chuvas ordinárias. Esses sistemas podem ser conjugados com sistemas de

tratamento em série, como alagados construídos, formando pequenos bolsões de retenção (valetas úmidas).

As valetas secas podem ser utilizadas em áreas com ocupação mais densa. Essas valetas são estreitas e mais profundas que as valetas gramadas. São dotadas de um dreno submerso recoberto com cascalho, onde o fator preponderante para a melhoria da qualidade e diminuição da quantidade, é a infiltração. Para este tipo de valeta, a taxa de infiltração do solo passa a ser um fator de importância. Assim como definido para as estruturas anteriores, a taxa de infiltração deve ser superior a 7 mm / hora.

Ambos os sistemas devem ser dimensionados de forma evitar os extravasamentos. As valetas podem receber estruturas acessórias de forma a garantir baixas velocidades de escoamento, formação de piscinas, maior tempo de retenção e volume retido além da interceptação de sedimentos. A Figura 3.13 apresenta um exemplo de vala gramada.

Fonte: (UDFCD, 2001)

Figura 3.13 – Valeta gramada

3.7.1.7 Barril de Chuva e Cisternas

Barris de chuva são alternativas eficazes e econômicas para a retenção de volumes de escoamento oriundos dos telhados. Esse tipo de solução pode ser utilizado em

qualquer tipo de ocupação (residencial, industrial ou comercial). Os barris funcionam como um micro reservatório de detenção, retardando o pico de vazão do escoamento. As águas armazenadas podem ser destinadas a um uso não potável, como irrigação e limpeza. O direcionamento do escoamento deve ser realizado a partir das calhas, as quais devem conter em seu final uma tela que possa reter material grosseiro que possa danificar o barril.

O barril deve ser dotado de torneira para seu esvaziamento, e de tela para a proteção contra acidentes com crianças e proliferação de mosquitos. Um dispositivo de extravasamento deve ser adaptado na parte superior.

O número de barris e seu volume devem ser definidos de acordo com as características climáticas locais, assim como as regulamentações e leis vigentes. Um exemplo de barril de chuva é apresentado na Figura 3.14.

As cisternas acabam oferecendo os mesmos benefícios. A diferença entre as cisternas e os barris é que as primeiras geralmente apresentam maior volume (devem ser dimensionadas de acordo com a disponibilidade e a demanda de água), podem ser enterradas e tem como função principal o uso das águas de chuva para abastecimento ou uso não potável. Esses sistemas acabam sendo mais complexos uma vez que devem contar com sistemas eletromecânicos como válvulas e bombas além de elementos de controle e automação.

Fonte: (URI)

Figura 3.14 – Barril de chuva

3.7.1.8 Telhado Verde

Os telhados verdes são estruturas multi-camadas que visam o recobrimento de lajes, telhados e outros elementos com vegetação. O objetivo desses dispositivos é interceptar e reter as águas de chuva, promovendo o aumento do tempo de concentração e a melhoria da qualidade da água a partir da retenção dos poluentes atmosféricos. Entre os benefícios dessa alternativa destaca-se o fato de que ele pode ser utilizado em regiões densamente urbanizadas, sem necessidade de dispor de qualquer área, além daquela inerente ao telhado. Atenção deve ser dada aos fertilizantes utilizados na vegetação que podem trazer poluição às águas drenadas. Figura 3.15 apresenta um exemplo de telhado verde.

Fonte: foto do autor

Figura 3.15 – Telhados verdes em área densamente urbanizada em Berlim

3.7.1.9 Alagados Construídos

Alagados Construídos são sistemas naturais de tratamento de água que podem promover também a atenuação dos picos de cheia. Segundo CANHOLI (2009) esses sistemas têm obtido sucesso na atenuação e tratamento do escoamento superficial oriundo de rodovias, aeroportos, de aglomerados urbanos e zonas rurais, que se caracterizam principalmente pela variabilidade de compostos encontrados.

Além da melhoria da qualidade da água e atenuação dos picos de cheia esses sistemas apresentam uma boa inserção paisagística.

Eles devem ser projetados de forma a criar zonas de profundidade e vegetação variáveis, de forma a promover a sedimentação, adsorção, filtração, degradação biológica e a absorção pelas plantas. Geralmente os leitos apresentam profundidades de até 1,50 m com uma razão de comprimento/largura superior a 3:1 para evitar o curto-circuito hidráulico. Esses sistemas necessitam de estruturas de pré-tratamento, como gradeamento e bacias de sedimentação, para evitar o assoreamento dos leitos.

Esses dispositivos apresentam boa aceitação, resiliência e performance no tratamento do escoamento superficial porém, ocupam áreas mais extensas que os outros, necessitam de fluxo contínuo de água. Eles apresentam pouca manutenção após construção uma vez que não utilizam insumos artificiais para seu funcionamento, ficando a manutenção restrita a poda e limpeza (CANHOLI, 2009).

Diversos são os tipos de alagados construídos que podem ser utilizados como: o de fluxo superficial, subsuperficial, ambos (sistema híbrido), ao longo dos canais, junto a reservatórios de controle de cheias e até mesmo em lotes residenciais (alagado pequeno).

COELHO, CANHOLI e ESTEVAM (2011) apresentaram um sistema de alagados construídos acoplado a uma bacia de retenção para as áreas baixas do Parque D. Pedro II, centro de São Paulo, que promove a atenuação do pico de cheia pela reservação de volumes, na impossibilidade de se efluir águas para o rio Tamaduateí. Também propicia o tratamento das águas e o reuso recreacional das mesmas em um lago a ser construído no local. A Figura 3.16 apresenta a perspectiva artística do projeto e a Figura 3.17 apresenta um exemplo de alagado construído já executado na China.

Fonte: UNA ARQUITETOS (2011)

Figura 3.16 – Perspectiva de alagado construído para o Parque D. Pedro II

Fonte: ASLA (2010)

Figura 3.17 – Alagado construído no Qiaoyuan Park em Tianjin - China

3.7.1.10 Pavimentos Porosos ou Permeáveis

Estes pavimentos constituem-se em um dispositivo onde o escoamento superficial infiltra através de uma superfície permeável para dentro de um reservatório localizado sob a superfície do terreno, formado pela própria base do pavimento. Via de regra são compostos por duas camadas de agregados (um agregado fino ou

médio e outra de agregado graúdo), além da camada do pavimento permeável propriamente dito (ARAÚJO, TUCCI e GOLDENFUM, 1999).

A utilização de reservatórios subterrâneos formados pela base porosa da pavimentação de vias desponta como uma variante eficaz para o armazenamento temporário de volumes precipitados, constituindo-se numa alternativa simples aos reservatórios de retenção, entretanto, essas medidas ainda estão longe de prover a sustentabilidade quando implantadas isoladamente (PINTO, MARTINS e PORTO, 2011). Os pavimentos podem contar com infiltração no solo, o que em regiões densamente ocupadas podem acarretar na contaminação das águas subterrâneas.

O dimensionamento envolve a determinação do volume drenado pela superfície ou por outra via contribuinte, que escoar para a área do pavimento. As vantagens deste sistema são a possibilidade de remoção de poluentes e por ocupar áreas públicas em áreas densamente urbanizadas, não exigindo desapropriação. Em contrapartida as desvantagens deste sistema são a necessidade de controle da velocidade e do peso dos veículos, possibilidade de colmatação e custos de implantação.

Existem diversos tipos de pavimentos que promovem a infiltração e o controle do escoamento superficial, eles devem ser projetados de acordo com o tipo de ocupação esperada no local. No Brasil pesquisas com pavimentos permeáveis têm sido realizadas no Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) em Porto Alegre e no Centro Tecnológico de Hidráulica e Recursos Hídricos (CTH) em São Paulo, onde estão sendo testados diversos tipos de pavimentos e medindo-se suas eficácias, como paralelepípedos, blocos vazados, blocos de concreto, concreto poroso e asfalto poroso. A Figura 3.18 apresenta um exemplo de pavimento permeável em estudo no CTH.

Fonte: (VIRGILIIS, 2009)

Figura 3.18 – Bloco de concreto permeável e concreto poroso asfáltico no Laboratório CTH

3.7.1.11 Bacias de Detenção e Retenção

As medidas compensatórias mais utilizadas são as bacias de detenção ou de retenção. Esses dispositivos podem apresentar diferentes escalas, podendo ser utilizados desde um lote unifamiliar até mesmo em nível regional. O princípio em que se baseiam as bacias é a detenção temporária do volume excedente, com lenta liberação do mesmo, provocando o amortecimento do pico de cheia.

As bacias de detenção se caracterizam por estarem secas antes dos eventos de chuva e por liberar as águas rapidamente após o evento. Essas bacias são muitas vezes impermeáveis devido à necessidade de proteger o lençol freático.

As bacias de retenção geralmente apresentam espelhos d'água e tem função paisagística. Estas estruturas apresentam melhores resultados com relação à qualidade da água devido ao maior tempo de residência que promove a sedimentação de sólidos para a posterior retirada. Um exemplo simples e econômico da construção e operação de bacias de retenções urbanas está sendo realizado no município de São Paulo a partir da adaptação das estruturas de extravasão dos lagos da cidade para o aumento do tempo de retenção e amortecimento do pico de cheia. CANHOLI, CANHOLI e SOBRAL (2011) apresentaram um desses

extravadores para o lago do Parque da Aclimação, reduzindo as vazões de pico em até 80%.

Elas são eficazes tanto para eventos freqüentes quanto raros, apresentam custo de manutenção compatível com a situação sócio-ambiental da bacia onde são inseridas, ou seja, a manutenção é maior ou menor de acordo com o grau de urbanização da bacia e a disponibilidade de serviços como coleta de lixo, varrição de rua, coleta de esgotos e outros. Essas estruturas se adaptam bem às bacias urbanas que apresentam pouca disponibilidade de espaços para construção e disseminação de medidas extensivas de infiltração, e grandes déficits de capacidade em seu sistema de drenagem. A Figura 3.19 apresenta um exemplo de bacia de retenção.

Fonte: Acervo HIDROSTUDIO

Figura 3.19 – Bacia de retenção no cemitério da Vila Formosa

3.7.2 Análise Comparativa e Adequação dos Dispositivos

A escolha do dispositivo mais adaptado para a drenagem do local deve passar por uma análise criteriosa das condições de uso e ocupação do solo e da ocupação prevista pelo novo empreendimento; características hidrológicas locais; das características fisiográficas da bacia; da performance requerida com relação à quantidade e qualidade e dos benefícios a serem atingidos. Além disso, deverá atender aos requisitos de ordem ambiental visando o devido licenciamento.

As características de uso e ocupação do solo, assim como as do novo empreendimento, são importantes para o estabelecimento das condições de contorno com relação à quantidade e qualidade da água resultantes da interação da água de chuva com as edificações. Dependendo do tipo de ocupação, uma solução mais abrangente possa ser requerida de forma a eliminar ou controlar volumes em excesso ou contaminantes das mais diversas fontes. Nesse caso, parece óbvio que o controle de uma área residencial de baixa densidade necessita de um menor número de dispositivos do que uma área industrial.

O dimensionamento dos dispositivos de controle deve estar adequado ao sistema de drenagem local já instalado atuando em conjunto para o atendimento das metas vislumbradas ou previstas pela legislação.

Com relação às características locais, a escolha dos dispositivos deve atender para o tipo de solo existente; profundidade do lençol freático; área de drenagem; declividade e espaço disponível (WOODS BALLARD *et al.*, 2007).

Junto a esses fatores deve ser dada particular atenção às leis vigentes para a bacia, todas devem ser atendidas. Neste ponto incluem-se ainda o enquadramento do corpo hídrico receptor, a existência de unidades de conservação ou qualquer outra determinação legal que deve ser respeitada. Junto a isso outros aspectos devem ser considerados, como mitigação do risco de inundação, manutenção dos estuários, abastecimento público e outros.

Todas estas características devem ser avaliadas sempre observando os anseios da comunidade local, a renda disponível para manutenção, a inserção paisagística, segurança, custos envolvidos e benefícios esperados.

WOODS BALLARD *et al.* (2007) desenvolveram uma série de matrizes para as condicionantes apresentadas de forma a escolher a melhor estrutura ou combinação de estruturas mais adaptada à situação. O conjunto de matrizes é apresentado a seguir na Tabela 3.6, Tabela 3.7, Tabela 3.8, Tabela 3.9, Tabela 3.10.

Tabela 3.6 – Matriz de decisão de uso e ocupação do solo

Matriz de Decisão de Uso e Ocupação do Solo									
Grupo	Técnica	Baixa Densidade	Residência	Ruas	Comércio	Indústria	Construção	Zonas Industriais em Reurbanização	Área Contaminada
Retenção	Bacia de Retenção	Sim	Sim	Sim ¹	Sim ²	Sim ²	Sim ³	Sim	Sim ²
	Reservatório Enterrado	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim ³	Sim	Sim
Alagados Construídos	Alagado Raso	Sim	Sim	Sim ¹	Sim ²	Sim ²	Não	Sim	Sim ²
	Detenção em Alagado	Sim	Sim	Sim ¹	Sim ²	Sim ²	Não	Sim	Sim ²
	Tanque/Alagado	Sim	Sim	Sim ¹	Sim ²	Sim ²	Não	Sim	Sim ²
	Alagado Pequeno	Sim	Sim	Sim ¹	Sim ²	Sim ²	Não	Sim	Sim ²
	Alagado Subsuperficial	Sim	Sim	Sim ¹	Sim ²	Sim ²	Não	Sim	Sim ²
	Alagado em Canal	Sim	Sim	Sim ¹	Sim ²	Sim ²	Não	Sim	Sim ²
Infiltração	Trincheira de Infiltração	Sim	Sim	Sim ¹	Sim ²	Não	Não	Sim	Sim ⁴
	Bacia de Infiltração	Sim	Sim	Sim ¹	Sim ²	Não	Não	Sim	Sim ⁴
	Sumidouro	Sim	Sim	Sim ¹	Sim ²	Não	Não	Sim	Sim ⁴
Filtração	Filtro de Areia Superficial	Não	Sim	Sim ¹	Sim ²	Sim ²	Não	Sim	Sim ²
	Filtro de Areia Subsuperficial	Não	Sim	Sim ¹	Sim ²	Sim ²	Não	Sim	Sim ²
	Filtro de Areia Perimetral	Não	Não	Sim ¹	Sim ²	Sim ²	Não	Sim	Sim ²
	Bioretenção	Sim	Sim	Sim ¹	Sim ²	Sim ²	Não	Sim	Sim ²
	Trincheira de Filtração	Sim	Sim	Sim ¹	Sim ²	Sim ²	Não	Sim	Sim ²
Detenção	Bacia de Detenção	Sim	Sim	Sim ¹	Sim ²	Sim ^{1,2}	Sim ³	Sim	Sim ²
Canais Abertos	Vala Comum	Sim	Sim	Sim ¹	Sim ²	Sim ²	Sim ³	Sim	Sim ²
	Vala Seca	Sim	Sim	Sim ¹	Sim ²	Sim ²	Sim ³	Sim	Sim ²
	Vala Úmida	Sim	Sim	Sim ¹	Sim ²	Sim ¹	Sim ³	Sim	Sim ²
Controle na Fonte	Telhado Verde	Sim	Sim	Não	Sim ²	Sim	Não	Sim	Sim
	Cisterna	Sim	Sim	Não	Sim ²	Não	Não	Sim	Sim
	Pavimento Poroso	Sim	Sim	Não	Sim ²	Sim ¹	Não	Sim	Sim ²

Onde:

- 1: pode necessitar de mais um estágio de tratamento;
- 2: pode necessitar de mais dois estágios de tratamento;
- 3: pode necessitar de reabilitação após a construção;
- 4: o projeto deve inibir a movimentação dos contaminantes.

Tabela 3.7 - Matriz de decisão das características locais

Matriz de Decisão das Características Locais													
Grupo	Técnica	Solo		Área de Drenagem		Prof. do lençol		Declividade		Carga hidráulica		Espaço Disponível	
		Imperm.	Perm.	0 a 2 ha	> 2 ha	0 - 1 m	> 1 m	0 - 5 %	> 5 %	0 - 1 m	1 - 2 m	Pouco	Muito
Retenção	Bacia de Retenção	Sim	Sim ¹	Sim	Sim ⁵	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Não	Sim
	Reservatório Enterrado	Sim	Sim	Sim	Sim ⁵	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
Alagados Construídos	Alagado Raso	Sim ²	Sim ⁴	Sim ⁴	Sim ⁶	Sim ²	Sim ²	Sim	Não	Sim	Sim	Não	Sim
	Detenção em Alagado	Sim ²	Sim ⁴	Sim ⁴	Sim ⁶	Sim ²	Sim ²	Sim	Não	Sim	Sim	Não	Sim
	Tanque/Alagado	Sim ²	Sim ⁴	Sim ⁴	Sim ⁶	Sim ²	Sim ²	Sim	Não	Sim	Sim	Não	Sim
	Alagado Pequeno	Sim ²	Sim ⁴	Sim ⁴	Não	Sim ²	Sim ²	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Sim
	Alagado Subsuperficial	Sim ²	Sim ⁴	Sim ⁴	Sim ⁶	Sim ²	Sim ²	Sim	Não	Sim	Sim	Não	Sim
	Alagado em Canal	Sim ²	Sim ⁴	Sim ⁴	Sim ⁶	Sim ²	Sim ²	Sim	Não	Sim	Sim	Não	Sim
Infiltração	Trincheira de Infiltração	Não	Sim	Sim	Não	Não	Sim	Sim	Sim	Sim	Não	Sim	Sim
	Bacia de Infiltração	Não	Sim	Sim	Sim ⁵	Não	Sim	Sim	Sim	Sim	Não	Não	Sim
	Sumidouro	Não	Sim	Sim	Não	Não	Sim	Sim	Sim	Sim	Não	Sim	Sim
Filtração	Filtro de Areia Superficial	Sim	Sim	Sim	Sim ⁵	Não	Sim	Sim	Não	Não	Sim	Sim	Sim
	Filtro de Areia Subsuperficial	Sim	Sim	Sim	Não	Não	Sim	Sim	Não	Não	Sim	Sim	Sim
	Filtro de Areia Perimetral	Sim	Sim	Sim	Não	Não	Sim	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Sim
	Bioretenção	Sim	Sim	Sim	Não	Não	Sim	Sim	Não	Sim	Sim	Não	Sim
	Trincheira de Filtração	Sim	Sim ¹	Sim	Não	Não	Sim	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Sim
Detenção	Bacia de Detenção	Sim	Sim ¹	Sim	Sim ⁵	Não	Sim	Sim	Sim	Não	Sim	Não	Sim
Canais Abertos	Vala Comum	Sim	Sim	Sim	Não	Não	Sim	Sim	Não	Sim	Não ³	Não	Sim
	Vala Seca	Sim	Sim	Sim	Não	Não	Sim	Sim	Não	Sim	Não ³	Não	Sim
	Vala Úmida	Sim ²	Sim ⁴	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Não	Sim	Não ³	Não	Sim
Controle na Fonte	Telhado Verde	Sim	Sim	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
	Cisterna	Sim	Sim	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim			
	Pavimento Poroso	Sim	Sim	Sim	Sim	Não	Sim	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Sim

Onde:

- 1: com manta impermeável;
- 2: com provável vazão de base;
- 3: a não ser que siga curvas de nível;
- 4: com manta impermeável e vazão de base;
- 5: possível mas não recomendado;
- 6: com desvio das vazões mais altas.

Tabela 3.8 – Matriz de decisão de quantidade e qualidade

Matriz de Decisão de Quantidade e Qualidade										
Grupo	Técnica	Qualidade						Quantidade		
		Sólidos Totais	Metais	Nutrientes	Bactérias	Sedimentos finos e poluentes dissolvidos	redução de Volume	Tempos de Retorno Adequados		
								1 - 2 anos	25 anos	100 anos
Retenção	Bacia de Retenção	Alto	Médio	Médio	Médio	Alto	Baixo	Alto	Alto	Alto
	Reservatório Enterrado	Baixo	Baixo	Baixo	Baixo	Baixo	Baixo	Alto	Alto	Alto
Alagados Construídos	Alagado Raso	Alto	Médio	Alto	Médio	Alto	Baixo	Alto	Médio	Baixo
	Detenção em Alagado	Alto	Médio	Alto	Médio	Alto	Baixo	Alto	Médio	Baixo
	Tanque/Alagado	Alto	Médio	Alto	Médio	Alto	Baixo	Alto	Médio	Baixo
	Alagado Pequeno	Alto	Médio	Alto	Médio	Alto	Baixo	Alto	Médio	Baixo
	Alagado Subsuperficial	Alto	Médio	Alto	Médio	Alto	Baixo	Alto	Médio	Baixo
	Alagado em Canal	Alto	Médio	Alto	Médio	Alto	Baixo	Alto	Médio	Baixo
Infiltração	Trincheira de Infiltração	Alto	Alto	Alto	Médio	Alto	Alto	Alto	Alto	Baixo
	Bacia de Infiltração	Alto	Alto	Alto	Médio	Alto	Alto	Alto	Alto	Alto
	Sumidouro	Alto	Alto	Alto	Médio	Alto	Alto	Alto	Alto	Baixo
Filtração	Filtro de Areia Superficial	Alto	Alto	Alto	Médio	Alto	Baixo	Alto	Médio	Baixo
	Filtro de Areia Subsuperficial	Alto	Alto	Alto	Médio	Alto	Baixo	Alto	Médio	Baixo
	Filtro de Areia Perimetral	Alto	Alto	Alto	Médio	Alto	Baixo	Alto	Médio	Baixo
	Bioretenção	Alto	Alto	Alto	Médio	Alto	Baixo	Alto	Médio	Baixo
	Trincheira de Filtração	Alto	Alto	Alto	Médio	Alto	Baixo	Alto	Médio	Baixo
Detenção	Bacia de Detenção	Médio	Médio	Baixo	Baixo	Baixo	Baixo	Alto	Alto	Alto
Canais Abertos	Vala Comum	Alto	Médio	Médio	Médio	Alto	Médio	Alto	Alto	Alto
	Vala Seca	Alto	Alto	Alto	Médio	Alto	Médio	Alto	Alto	Alto
	Vala Úmida	Alto	Alto	Médio	Alto	Alto	Baixo	Alto	Alto	Alto
Controle na Fonte	Telhado Verde	N/A	N/A	N/A	N/A	Alto	Alto	Alto	Alto	Baixo
	Cisterna	Médio	Baixo	Baixo	B	N/A	Médio	Médio	Alto	Baixo
	Pavimento Poroso	Alto	Alto	Alto	Alto	Alto	Alto	Alto	Alto	Baixo

Tabela 3.9 – Número de dispositivos a serem combinados de acordo com a origem do escoamento e qualidade da água do corpo receptor

Número de Unidades do <i>Management Train</i>			
Qualidade da água do corpo receptor	Baixa	Média	Alta
Característica do Escoamento			
Telhados	1	1	1
Lotes residenciais, comerciais e estacionamentos	2	2	3
Áreas industriais, estradas, docas de carregamento	3	3	4

Tabela 3.10 – Matriz de decisão de meio ambiente e comunidade

Matriz de Decisão de Meio Ambiente e Comunidade					
Grupo	Técnica	Manutenção	Aceitação	Custo	Habitat e Paisagismo
Retenção	Bacia de Retenção	Médio	Alto	Médio	Alto
	Reservatório Enterrado	Baixo	Alto	Médio	Baixo
Alagados Construídos	Alagado Raso	Alto	Alto	Alto	Alto
	Detenção em Alagado	Alto	Alto	Alto	Alto
	Tanque/Alagado	Alto	Alto	Alto	Alto
	Alagado Pequeno	Alto	Médio	Alto	Alto
	Alagado Subsuperficial	Médio	Baixo	Alto	Médio
	Alagado em Canal	Alto	Alto	Alto	Alto
Infiltração	Trincheira de Infiltração	Baixo	Médio	Baixo	Baixo
	Bacia de Infiltração	Médio	Alto	Baixo	Médio
	Sumidouro	Baixo	Médio	Médio	Baixo
Filtração	Filtro de Areia Superficial	Médio	Baixo	Alto	Médio
	Filtro de Areia Subsuperficial	Médio	Baixo	Alto	Baixo
	Filtro de Areia Perimetral	Médio	Baixo	Alto	Baixo
	Bioretenção	Alto	Alto	Médio	Alto
	Trincheira de Filtração	Médio	Médio	Médio	Baixo
Detenção	Bacia de Detenção	Baixo	Alto	Baixo	Médio
Canais Abertos	Vala Comum	Baixo	Médio	Baixo	Médio
	Vala Seca	Baixo	Médio	Médio	Médio
	Vala Úmida	Médio	Médio	Médio	Alto
Controle na Fonte	Telhado Verde	Alto	Alto	Alto	Alto
	Cisterna	Alto	Médio	Alto	Baixo
	Pavimento Poroso	Médio	Médio	Médio	Baixo

As tabelas apresentam indicações preliminares para a escolha de dispositivo ou conjunto de dispositivos de acordo com o local, abrangência (controle apenas na fonte ou local também), uso do solo declividade, qualidade das águas entre outros. Elas buscam orientar o projetista a tomar a melhor decisão de acordo com a situação enfrentada.

3.7.3 Análise Crítica sobre LID e SUDS

No Brasil, são poucos os exemplos de LID em áreas urbanas. Isto ocorre devido à percepção de que existe pouco espaço disponível para implantação desse tipo de solução, a falta de planejamento dos empreendimentos e loteamentos, e também

devido a exigência de sistemas convencionais de drenagem de águas pluviais nas legislações convencionais.

Um dos poucos estudos extensivos sobre a eficiência de técnicas de LID foi realizado por DIETZ e CLAUSEN (2007). Nele foram avaliadas duas áreas próximas de tamanho semelhantes, sendo uma urbanizada de maneira tradicional e a outra com técnicas de LID.

Os resultados obtidos demonstram o quanto o emprego dessa filosofia pode vir a ser importante dentro de um contexto de gerenciamento eficiente de águas pluviais. No estudo constatou-se que uma área urbanizada de maneira tradicional elevaria a área impermeável total de 1% para 32%. O aumento da área urbanizada representou um aumento de 49.000% no volume de escoamento superficial anual (de 1 mm para 500 mm). Com o LID, mesmo com a impermeabilização de 21% da área, não foram percebidas mudanças significativas neste parâmetro.

Similarmente, observou-se a mesma tendência nas amostras referentes à qualidade das águas. Enquanto no empreendimento tradicional foram encontradas tendências de aumento da poluição das águas para um aumento na área impermeável, no empreendimento com LID não foram constatados aumentos significativos para nenhum dos parâmetros analisados.

Normalmente, a utilização dessas técnicas é principalmente endereçada às propriedades particulares. Estas propriedades representam em torno de 40% das áreas que produzem escoamento superficial e das propriedades ocupadas em uma grande cidade. Na cidade de Portland, EUA, conseguiu-se diminuir significativamente o risco de inundações devido à sobrecarga das tubulações e os investimentos em tratamento de água pluviais após a introdução de um incentivo de US\$ 53 para o redirecionamento das águas dos telhados para jardins e gramados. Até 2005, 47.000 casas já haviam aderido ao programa retirando 4,2 milhões de metros cúbicos dos esgotos da rede (MONTALTO *et al.*, 2007).

A questão dos incentivos é de fundamental importância para o sucesso da implantação de sistemas sustentáveis com relação à drenagem. Algumas possibilidades para incentivar a implantação destes dispositivos são (UDFCD, 2001):

- créditos nos impostos, taxas, certificações e outorga onerosa;

- prioridade na aprovação de projetos, licenças e Habite-se para projetos que utilizem técnicas compensatórias;
- financiamento público para grandes projetos;
- permissão de publicidade.

Uma característica inerente à própria aceitação desses dispositivos relaciona-se com o caráter privado da geração do escoamento superficial, passando pela necessidade de implantação dessas soluções, e dos ganhos majoritariamente público após a introdução destes sistemas.

Enquanto que localmente os benefícios de LID/SUDS são marginais, como aumento do valor venal da propriedade, o poder público consegue, com a implantação em larga escala, diminuir os gastos com a implantação, manutenção e operação de sistemas convencionais. Com os incentivos, poderia ser encontrada uma maneira de potencializar a introdução destes dispositivos e ao mesmo tempo reduzir os custos do empreendedor privado.

Pesquisas realizadas pela USEPA (2000) indicam que enquanto a instalação de IMP's são geralmente mais caras do que estruturas convencionais, elas demonstram melhor relação custo- benefício devido ao armazenamento que propiciam, reduzindo custos de implantação das estruturas à jusante.

Segundo FISHER-JEFFES e ARMITAGE (2011), este tipo de comparação ainda não representa de maneira justa os dois sistemas, uma vez que eles não são equivalentes, ou seja, não exercem as mesmas funções. Um erro comum ao se realizar a comparação direta entre os diferentes sistemas é que a análise de seus ciclos de vida não é considerada. O autor enfatiza que tanto o LID quanto os SUDS devem ter integrados à relação de custo-benefício os “Custos de Danos Evitados”, tanto devido à diminuição na quantidade de água nos dispositivos de drenagem e a consequente diminuição dos eventos de enchente, quanto à melhoria da qualidade da água e a menor degradação do sistema natural, o que não pode ser alcançado por sistemas convencionais.

Resumidamente, ao compararmos esses sistemas somente sobre bases monetárias estaremos excluindo o maior benefício destes sistemas que é a não externalização

de custos devido à necessidade de sistemas de reservação e tratamento da água, comumente empregados em sistemas tradicionais.

Existem, obviamente, outras questões relevantes que deverão ser levadas em conta para o sucesso desses sistemas e que certamente representam empecilhos enormes a esta mudança de paradigma.

Embora a melhor eficiência destes sistemas se dê através da integração de proprietários privados junto a agencias públicas, se torna quase impossível conceber um sistema de fiscalização para o acompanhamento do andamento das construções e da execução correta da manutenção. Soma-se a isso, a necessidade de normatização dos sistemas, para que no futuro, conforme descrito por LUCEY *et al.* (2011), seja possível uma maior flexibilidade com relação à manutenção caso o poder público um dia venha a assumir a manutenção e operação desses sistemas, fato esse ocorrido na Escócia. Ainda, segundo URBONAS (2009), deve-se recordar que não basta adicionar estes dispositivos em uma bacia sem atentar para o fato que eles são, no fundo, sistemas de tratamento de água de chuva, e devem ser vistos como tal. Além das inspeções regulares devem estar previstos e contabilizados os custos com disposição de material contaminado em aterro sanitário, reparos, reabilitação e em último caso reconstrução do dispositivo.

Com relação a introdução desta tecnologia nas cidades brasileiras, mesmo em uma época de grande mudança de paradigma com relação a questão ambiental, inúmeras barreiras devem ser ultrapassadas até que essas tecnologias venham a ser plenamente aceitas, normatizadas e os problemas devidamente solucionados. Segundo GUY, MARVIN e MOSS (2001), as barreiras para a resolução de conflitos ambientais seguem a seguinte ordem:

- Problema – consciência e consenso sobre um problema ambiental;
- Acordo – estabelecimento de objetivos comuns para solução do problema por parte do poder público, empresas e sociedade.
- Conhecimento – suprimento da cadeia de produção científica acerca do problema (técnicas, normas e outros);
- Tecnologia e Economia – inovação, adaptação junto as tecnologias antigas, viabilidade técnica e econômica, taxas e incentivos;

- Sociedade e Política – motivação e resolução de conflitos devido ao detrimento de tecnologias antigas, modos de introdução das novas tecnologias, normas, leis e aceitação;
- Solução

Segundo os mesmos autores, dentro de um contexto urbano, a emergência dessas tecnologias é bastante complexa, uma vez que necessita de redistribuição de custos, responsabilidades e influência política das concessionárias de águas e esgoto para os proprietários privados. O modo e velocidade para mudança tecnológica se dará dependendo de como os fatores citados acima se combinam ao longo das discussões. Em alguns exemplos apresentados, dentro de um mesmo país, diferentes cidades adotaram ou não as práticas LID conforme a interação dos atores.

Vale ressaltar ainda que, embora estes conceitos e técnicas promovam muitos benefícios, eles são apenas mais uma ferramenta que os profissionais da área podem utilizar nas situações que exigem intervenção nos sistemas urbanos, não sendo estes a solução definitiva para os problemas de drenagem urbana e nem mesmo adaptados a todas as situações.

O uso destas técnicas deve estar amparado em um estudo extensivo dos objetivos a serem atingidos em dada situação junto a uma análise de alternativas viáveis econômica e ambientalmente.

4. ESTUDO DE CASO

4.1 METODOLOGIA DE TRABALHO

A análise consistiu em avaliar a implantação de medidas de controle in situ em um loteamento. Foram montados alguns cenários de forma que foi possível realizar uma comparação quantitativa do escoamento superficial direto gerado na bacia e o volume transferido para jusante.

Foram avaliados os seguintes cenários visando avaliar a eficácia das medidas de controle num empreendimento:

- Cenário anterior ao empreendimento (Cenário 1) - Este cenário visa simular as condições do escoamento superficial para a situação anterior à ocupação da bacia. Este cenário foi empregado como referência para a avaliação da eficácia dos cenários subsequentes. Cenários que utilizem medidas que resultem em condições de escoamento próximas à do nível de pré-desenvolvimento serão consideradas eficazes.
- Cenário com novo empreendimento sem utilização de medidas de mitigação (Cenário 2) - Este cenário tem por objetivo apresentar as condições de escoamento superficial para a condição de nova urbanização da bacia no caso de inexistência de regulamentações referentes à drenagem in situ. Desse modo, ele representa as condições de escoamento superficial de maneira próxima a que ocorre na atualidade na bacia estudada. Este cenário também será utilizado como referência para a avaliação dos cenários com o uso de regulamentações e medidas de urbanização de baixo impacto.
- Cenário com medidas de uso corrente para a mitigação de eventos de cheia, reservatórios de retenção/detenção (Cenário 3) - Este cenário visa apresentar as condições de escoamento superficial resultantes da aplicação das regulamentações mais difundidas no Brasil conforme foi apresentado anteriormente. Os reservatórios de controle foram dimensionados de acordo as leis vigentes.

- Cenário com novo empreendimento utilizando os novos conceitos de urbanização de baixo impacto (Cenário 4) - Este cenário visa apresentar as condições de escoamento superficial resultantes da aplicação das medidas de Urbanização de Baixo Impacto, no caso empregaram dispositivos de bioretenções.

4.1.1 Caracterização da Bacia

A área escolhida para o estudo de caso situa-se no município de São Caetano do Sul, inserida na bacia do Ribeirão dos Meninos em seu trecho inferior. O Ribeirão dos Meninos é o principal afluente do Rio Tamanduateí. Localiza-se na região centro-sul da BAT. Sua bacia abrange os municípios de São Bernardo do Campo, Santo André e São Caetano do Sul.

O local do estudo de caso teve o uso de seu solo alterado muito recentemente. Desde pelo menos os anos 50 a área em questão era ocupada por uma cerâmica, a Cerâmica São Caetano. A Figura 4.1 e a Figura 4.2 mostram a ocupação da bacia na década de 50. A Figura 4.3 apresenta a delimitação e área da bacia hidrográfica.

Fonte: (GEOPORTAL, 2008)

Figura 4.1 – Ocupação nas proximidades da Cerâmica de São Caetano (à esquerda) em 1958

Fonte: Acervo HIDROSTUDIO

Figura 4.2 – Foto aérea da várzea do Ribeirão dos Meninos nas proximidades da Cerâmica São Caetano em 1958

A valorização dos terrenos na região e a demanda por habitações fizeram com que a área hoje fosse ocupada por um condomínio de prédios e instalações comerciais. Esta área de cerca de 0,32 km², por ter tido seu uso de solo alterado, constitui-se em um exemplo real e bastante interessante para a aplicação e verificação das metodologias e regulamentações apresentadas com o objetivo de avaliar a eficácias destas.

Fonte: (GOOGLE, 2007)

Figura 4.3 – Bacia hidrográfica da Cerâmica São Caetano

A bacia de estudo abrange uma área total de 1,7 km², e está localizada aproximadamente entre as coordenadas UTM 338.578 e 340.315 Oeste e 7.386.329 e 7.385.125 Norte. Ela está compreendida entre as cotas 805 metros e 735 metros, com comprimento axial de 2400 metros e declividade média de 2,8%, com cabeceiras bastante íngremes e áreas planas mais próximos ao exutório da bacia.

A hidrografia consiste em 2 cursos d'água principais que drenam paralelamente até o desembocque distantes poucos metros um do outro no Ribeirão dos Meninos, um pela área central da área da Cerâmica e outro pela Av. Fernando Simonsen, ambos encontram-se canalizados em galeria. A Figura 4.4 apresenta a hidrografia da bacia.

A ocupação da bacia é formada predominantemente por residência unifamiliares de média renda, porém é possível notar a presença de galpões industriais, áreas comerciais e alguns prédios residenciais. Dada a ocupação bastante antiga da região é de se notar um alto índice de impermeabilização e de conexão aos sistemas públicos de drenagem. Nas quadras típicas da bacia é possível observar, em média, 37,8 domicílios por hectare, o que resulta em índices de

impermeabilização da ordem de 85% segundo a mais recente revisão do PDMAT (DAEE, 2010-em andamento).

Figura 4.4 –Bacia Hidrográfica da Cerâmica São Caetano com Hidrografia (galerias)

4.1.2 Discretização da Bacia para Fins de Modelação Hidrológica

A Figura 4.5 apresenta a bacia dividida em 7 sub-bacias, sendo as sub-bacias E1, E2, E3 e E4 referentes ao empreendimento, e as sub-bacias M1, M2 e M3 as bacias urbanas de montante. As bacias foram discretizadas de acordo com os levantamentos de topografia e cadastros de condutos e galerias e também de acordo com os pontos de interesse para a obtenção dos resultados.

Por simplificação, as bacias E1, E2, E3 e E4 foram analisadas conjuntamente a bacia, o conjunto é denominado Empreendimento. Quando a esta área for acrescida a bacia M1, a bacia resultante será denominada de Bacia 1, já nas análises

realizadas com todas as bacias, a bacia completa será denominada Bacia 2. A Figura 4.6 e a Figura 4.7 apresentam os diagramas unifilares da bacia.

Figura 4.5 – Delimitação de sub-bacias

Figura 4.6 – Diagrama unifilar da bacia de estudo

Figura 4.7 - Diagrama unifilar da bacia de estudo com denominação das bacias

4.1.3 Etapas de Análise dos Dispositivos

Inicialmente foi feita uma análise dos eventos de chuva ocorridos na bacia. Levantou-se a altura e duração média dos eventos, associando-as a seus períodos de retorno. Esta análise visou produzir elementos para comparação junto com os volumes determinados pela legislação, e, também, avaliar a adequação do escopo das mesmas.

Numa segunda etapa foram construídos eventos sintéticos para a geração de hidrogramas com tempos de recorrência de 2, 5 e 10 anos a partir das curvas IDF para São Paulo. Esses eventos permitem simular os diferentes cenários frente a eventos críticos de chuva. As análises para esses eventos foram realizadas para quatro escalas espaciais, sendo elas:

- As áreas controladas por microrreservatórios ou bioretensões;
- A bacia contribuinte ao empreendimento;
- A inter-relação do empreendimento e sua bacia de montante;
- A inter-relação da bacia de montante com a bacia a jusante.

Numa terceira etapa, foram realizadas as simulações para a série histórica contínua com 12 anos de observação. Com isso foi possível avaliar o número de dias com escoamento superficial quando comparado aos eventos ocorridos e volume escoado. Segundo EMERSON, WELTY e TRAVER (2005), BOOTH e JACKSON (1997) e HUNT e TILLINGHAST (2011) a avaliação dos dias com escoamento superficial fornece um bom indicador para a qualidade das águas. Quanto menos dias com escoamento superficial, menores os problemas de erosão e desbarrancamento de margens em canais naturais, menores quantidade de poluição difusa carregada para o corpo e receptor, e menor probabilidade de aumento nos hidrogramas das bacias de ordem superior por conta da sobreposição de hidrogramas de diferentes partes da bacia.

Na última etapa foi realizado um estudo de viabilidade técnico-econômico das alternativas, de acordo com o disposto em URBONAS (2009) e MONTALTO *et al.* (2007). Finalmente, são apresentados comentários e sugestões para a revisão das regulamentações vigentes no país, em particular em São Paulo.

4.2 MODELO DE SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA

Os cenários apresentados foram avaliados com o emprego do modelo de simulação hidrológica Storm Water Management Model (SWMM) da EPA (Environmental Protection Agency) versão 5.0.

O SWMM determina a quantidade de escoamento gerado em cada sub-bacia, sua vazão, profundidade do escoamento e qualidade da água. A simulação hidrológica é realizada considerando que as sub-bacias se comportam como reservatórios não lineares, representados a partir da equação de Manning e continuidade. A Figura 4.8 apresenta um esquema de reservatório não linear.

Fonte: COLLODEL (2009)

Figura 4.8 – Representação de um reservatório não-linear

Onde:

Q é a vazão (m^3/s);

W é a largura da sub-bacia (m);

n coeficiente de rugosidade de manning;

d é a profundidade da água (m);

dp é o armazenamento em depressão (m);

S declividade (m/m).

Segundo ELLIOT e TROWSDALE (2005) o SWMM é um dos modelos mais adaptados para a simulação de estruturas de LID e SUDS. Segundo o autor o modelo, apesar de complexo e da necessidade de inúmeros parâmetros de entrada, apresenta discretização temporal na escala do minuto, com possibilidade de geração de hidrogramas em áreas inferiores a $0,01 \text{ km}^2$.

O SWMM gera hidrogramas de escoamento superficial direto (ESD) a partir de modelos chuva-vazão como o do *Soil Conservation Service* (SCS) e também pelo método de *Horton* e *Green and Ampt*. Nesse trabalho foram utilizados os modelos do SCS para simulações discretas e *Horton* para simulações contínuas.

O software é capaz de realizar o *flow-routing* nas estruturas de condução (canais e galerias) e nos dispositivos de LID e SUDS.

Foram disponibilizados para o trabalho as plantas de bacia com seus limites, topografia básica e dispositivos de drenagem. Para a área do empreendimento

foram disponibilizadas plantas com a ocupação anterior ao empreendimento e a prevista no futuro.

Devido a inexistência de uma estação fluviométrica no local não foi possível realizar a calibração do modelo junto aos eventos ocorridos na bacia. Os hidrogramas gerados foram avaliados segundo a metodologia desenvolvida por CONTE (2001).

Adiante, será apresentado um breve resumo das características e parâmetros do modelo. Uma descrição mais abrangente do software pode ser encontrada em ROSSMAN (2008), GIRONÁS, ROESNER e DAVIS (2009) e COLLODEL (2009).

4.2.1 Breve Descrição do Modelo SWMM

O SWMM, assim como outros softwares utilizados para quantificar o escoamento superficial direto, representa a área de estudo a partir de bacia, nós e arcos. Cada um desses atributos pode exercer diversas funções hidráulicas e hidrológicas de forma a representar de maneira mais fiel possível as características da bacia real. Para a representação do modelo diversas informações e dados foram coletados de forma a abranger os parâmetros requeridos para a simulação. Eles são devidamente apresentados nos itens a seguir.

4.2.2 Sub-Bacias

Os parâmetros de entrada para a representação das sub-bacias são apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Parâmetros de entrada para sub-bacias

Parâmetro	Sigla	Un.
Área	A	ha.
Largura	W	m
Declividade	S	%
Áreas Impermeáveis	AI	%
Coeficiente de Manning para superfícies impermeáveis	NI	-
Coeficiente de Manning para superfícies permeáveis	NP	-
Capacidade para armazenamento em depressões (superfícies impermeáveis)	DI	mm
Capacidade para armazenamento em depressões (superfícies permeáveis)	DP	mm
Áreas Impermeáveis não conectadas	AINC	%

Fonte: COLLODEL (2009)

As áreas e declividades foram obtidas a partir das plantas topográficas e de projeto do empreendimento em ambiente CAD.

As larguras das sub-bacias foram obtidas conforme sugerido por ROSSMAN (2008) e COLLODEL (2009). Segundo os autores, a largura da bacia resulta da relação entre a área e o valor médio dos comprimentos máximos de escoamento superficial. As larguras foram determinadas como sugerido no trabalho de COLLODEL (2009), a partir da determinação das larguras do retângulo equivalente. A Figura 4.9 apresenta a concepção do retângulo equivalente.

Figura 4.9 – Representação do retângulo equivalente

A Equação 5, Equação 6 e Equação 7 apresentam a forma de obtenção desses parâmetros.

$$Le = \frac{k_c \cdot \sqrt{A}}{1,12} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{k_c} \right)^2} \right] \quad (4.1) \quad \text{Equação 5}$$

$$k_c = 0,282 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (4.2) \quad \text{Equação 6}$$

$$W = \frac{A}{Le} \quad (4.3) \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

W é a largura da sub-bacia (m);

L_e é a largura do retângulo equivalente (m);

P é o perímetro da bacia (m);

A é a área da sub-bacia (m²);

k_c é o fator de compacidade (adimensional).

A determinação das áreas impermeáveis será descrita mais adiante no item infiltração. Os valores para os coeficientes de Manning e armazenamento em depressões superficiais (Tabela 4.2) foram escolhidos de acordo com o recomendado por ROSSMAN (2008):

Tabela 4.2 – Parâmetros adotados

Parâmetro	Sigla	Un.	Valor
Coeficiente de Manning para superfícies impermeáveis	NI	-	0,01
Coeficiente de Manning para superfícies permeáveis	NP	-	0,1
Capacidade para armazenamento em depressões (superfícies impermeáveis)	DI	mm	1,27
Capacidade para armazenamento em depressões (superfícies permeáveis)	DP	mm	2,54

4.2.3 Infiltração

4.2.3.1 Determinação da Chuva Excedente

No SWMM a determinação da chuva excedente, a parcela de chuva que escoar superficialmente, pode ser calculada três modelos de infiltração, conforme apresentado anteriormente. Neste trabalho foram utilizados os métodos do SCS, atualmente NRCS (*National Resource Conservation Service*), para as simulações discretas e o método de *Horton* para simulações contínuas.

O método do SCS utiliza parâmetros de classificação hidrológica e de cobertura do solo para determinar a capacidade de armazenamento. A relação empírica apresentada na Equação 8 busca correlacionar a capacidade de armazenamento com um índice, denominado *Curve Number* (CN). Este método se é útil quando da inexistência de dados de campo confiáveis na região de estudo. O método de *Horton*, assume que a parcela de infiltração decai exponencialmente ao longo do evento de chuva. Os parâmetros desse método são apresentados na Equação 9.

Neste estudo, em um primeiro momento, foi determinado o CN da área estudo, e, em seguida, com auxílio da Tabela 4.3, descrita em PORTO, ZAHED FILHO e SILVA (1999), foram determinados os parâmetros para a simulação contínua. Em testes para a avaliação da funcionalidade desse método, verificou-se que para os eventos de duração 1 e 2 horas e tempos de retorno de 2 a 25 anos, a maior diferença de volume ficou próxima de 4% para o evento de TR 25 anos e duração 2 horas, enquanto que a maior diferença em pico (5%) foi encontrada para TR 2 anos e 1 hora de duração.

$$S_D = \frac{25.400 - 254 \cdot CN}{CN} \quad (4.4) \quad \text{Equação 8}$$

Onde:

S_D é o armazenamento máximo (mm);

CN é o número da curva (adimensional e <100)

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-kt} \quad (4.5)$$

Equação 9

Onde:

$f(t)$ é a infiltração em função do tempo (mm/h);

f_0 é a infiltração inicial (mm/h);

f_c é a infiltração mínima (mm/h)

k é a constante de decaimento ($k-1$);

t é o tempo (h).

Tabela 4.3 – Parâmetros de Horton para diferentes tipos de solo

Parâmetro	Transformação em Horton			
	Grupo Hidrológico do Solo			
	A	B	C	D
f_0 (mm/h)	250	200	130	80
f_c (mm/h)	25	13	7	3
K	2	2	2	2

4.2.3.2 Determinação do CN

Durante a elaboração do PDMAT 1 em 1998 foram realizados estudos sobre as condições geológicas das bacias da RMSP. Tais estudos referem-se especificamente à identificação, caracterização hidrogeológica e mapeamento dos principais litotipos constituintes de forma a avaliar o comportamento do escoamento hídrico, ou seja, a maior ou menor capacidade de infiltração oferecida pelo solo. Esse fator hidrogeológico constitui-se num dos elementos fundamentais para a avaliação do coeficiente de escoamento superficial, identificado como CN do modelo do SCS (KUTNER, 1998).

Segundo os autores, o fato de cada litotipo gerar um solo típico e característico, principalmente em termos texturais, tendo em vista as peculiaridades de cada litotipo e do processo de intemperismo atuante, implica também no fato que os solos de cada litotipo consistem de uma mistura entre os solos dos diversos Grupos Hidrológicos. Em outros termos: o solo de cada litotipo é, na realidade, constituído

pela mistura dos vários Grupos Hidrológicos de Solo (KUTNER, 1998). Os autores combinaram os trabalhos desenvolvidos por PORTO e SETZER (1979) e o do SCS de forma a gerar uma classificação baseada nas características dos litotipos. A Tabela 4.4 apresenta esta classificação.

Tabela 4.4- Composição percentual dos diferentes grupos de solos em cada um dos litotipos ocorrentes na Bacia do Alto Tietê

LITOTIPO	A	B	C	D
1- Sedimentos Aluvionares Quaternários	15	25	30	30
2- Sed. Terciários da Bacia de São Paulo	10	15	40	35
3- Grupo das Intrusões Graníticas e Granodioríticas	15	45	15	25
4- Grupo dos Micaxistos	5	10	35	50
5- Grupo dos Filitos	-	-	50	50
6- Gnaisses e Migmatitos	15	35	25	25

Para a bacia de interesse a porcentagem dos grupos hidrológicos, baseada na composição dos diferentes litotipos ocorrentes em sua área, é apresentado na Tabela 4.5.

Tabela 4.5- Composição percentual dos diferentes grupos de solos na Bacia do Ribeirão dos Meninos

Composição do Solo na Bacia do Rib. Dos Meninos			
Grupos Hidrológicos (%)			
A	B	C	D
9,3	16,4	35	39,3

Em seguida, para cada bacia, foram recalculados os CN para os diversos tipos de ocupação, a partir da calibração para alguns córregos da bacia do Alto Tietê. Para a bacia de interesse o CN para as áreas permeáveis, no caso terrenos baldios e campos ou parques é 71. A Tabela 4.6 apresenta os valores de CN para diversos tipos de cobertura do solo para a bacia do Ribeirão dos Meninos.

Tabela 4.6 – CN para diversos tipos de cobertura na Bacia do Ribeirão dos Meninos

Tipo de Cobertura	CN
Lotes Residenciais < 500 m	89
Lotes Comerciais	90
Espaços/Abertos/Relvados/Parques	71
Áreas de Lazer	77
Telhados e sistema viário asfaltado	98

4.2.3.3 Determinação das áreas impermeáveis - Uso e Ocupação do Solo

As características de uso e ocupação do solo dos diversos cenários foram levantadas a partir da análise de imagens de satélite recentes do sistema Google Earth e também aquelas imediatamente anteriores à demolição da cerâmica São Caetano e início das obras do empreendimento, disponíveis na mesma plataforma. Dessa maneira, para as análises propostas neste trabalho, as características de ocupação das bacias M1, M2 e M3 foram consideradas idênticas no período de transição entre demolição da cerâmica e empreendimento.

Para essas bacias foram levantadas, as áreas verdes referentes a terrenos baldios e parques, sistema viário e lotes. As áreas verdes e terrenos baldios foram considerados totalmente permeáveis, enquanto que o sistema viário foi considerado totalmente impermeável, dado que o SWMM já considera que parte da chuva é interceptada e armazenada superficialmente. Para os lotes, o grau de impermeabilização foi considerado em 85%, de acordo com os limites previstos pelo código de obras do município. As características das bacias M1, M2 e M3 são apresentadas no Apêndice A.

Para o cenário anterior ao empreendimento, foi realizado o mesmo procedimento, onde foram determinadas as áreas permeáveis e impermeáveis, telhados, sistema viário e pátios. A Figura 4.10 apresenta a situação anterior ao empreendimento. Pela imagem, é possível notar que boa parte da bacia se encontrava bastante impermeabilizada, enquanto que a parte inferior da bacia apresentava extensas áreas livres. As condições de ocupação da bacia são também apresentadas no Apêndice A.

As características de ocupação do empreendimento foram levantadas a partir dos projetos de urbanização. Neste projeto além das áreas de loteamentos, vias e áreas verdes estão definidos os tipos de ocupação em cada quadra. Entre os tipos de ocupação predomina o uso comercial de alta densidade, incluindo shoppings, estacionamentos e prédios de escritórios, e residencial de baixa e média densidades. As características das bacias E1, E2, E3 e E4 são apresentadas no Apêndice A. A Figura 4.11 apresenta o projeto do loteamento. A Tabela 4.7 apresenta, resumidamente, o aumento de impermeabilização com a mudança no

uso do solo. A Tabela 4.8 apresenta os volumes de retenção a serem implantados, de acordo com cada legislação municipal. Os volumes referem-se apenas às áreas dos lotes, que se configuram por seus telhados e áreas externas.

Fonte: (GOOGLE, 2007)

Figura 4.10 – Imagem de satélite da Cerâmica São Caetano em 2008

Figura 4.11 – Projeto do loteamento na área da Cerâmica São Caetano

Tabela 4.7 - Áreas impermeáveis para Cerâmica São Caetano e loteamento

Ocupação pela Cerâmica	
Área Impermeável Total	173.263,17
Área Impermeável Telhados	78.810,00
Ocupação pelo Condomínio	
Área Impermeável Total	243.339,04
Área Impermeável Telhados	187.573,74

Tabela 4.8 – Volumes a serem implantados

Volumes de Reservação		
Lei Municipal	Volume Equivalente (mm)	Volume (m³)
Guarulhos	6	1125
São Paulo/Rio de Jane	9	1688
Belo Horizonte	30	5627
Porto Alegre	44	8253
Curitiba	54	10129

4.2.4 Nós e Arcos

Os arcos representam as galerias, canais e sarjetas. Neste estudo de caso formam considerados apenas os condutos de macrodrenagem. As características dos condutos foram obtidas a partir dos cadastros e da planta de projeto do empreendimento. A Tabela 4.9 a seguir apresenta as informações acerca dos arcos.

Tabela 4.9 – Galerias existentes nas sub-bacias

Rua	Bacia	L (m)	Declividade (m/m)	Tipo	Dimensão (m)	n
Mato Grosso	E4	683	0,0048	Circular	1,5	0,016
Casimiro de Abreu	M1	916	0,012	Retangular	2,0 x 2,5	0,016
	E1	300	0,01	Retangular	2,0 x 2,5	0,016
	E3	337	0,01	Retangular	2,0 x 2,5	0,016
Fernando	M2	2036	0,01	Retangular	2,0 x 2,5	0,016
Simonsen	M3	550	0,005	Retangular	2,0 x 2,5	0,016

No SWMM os arcos também podem representar outros elementos hidráulicos como orifícios de reservatórios e vertedouros, a partir da transformação do nó de origem

em reservatório. Este expediente foi utilizado para a simulação do cenário com a nova urbanização com uso de microrreservatórios.

Os nós têm atribuição de realizar a junção dos canais, galerias e sarjetas representando os poços de visita. Esses elementos também podem representar um divisor de fluxo, uma saída, assim como um reservatório.

4.2.5 Dados Pluviométricos

4.2.5.1 Chuva de Projeto

As chuvas de projeto foram obtidas a partir da curva IDF para São Paulo apresentada na Equação 10, a qual relaciona a intensidade de chuva com a sua duração e frequência de ocorrência, ou tempo de recorrência (T).

Para a definição da chuva de projeto foram adotados os tempos de retorno de 2, 5, 10 e 25 anos para as durações de 1 e 2 horas. Os eventos obtidos por meio da curva IDF foi desagregada de acordo com a distribuição de Huff 1º quartil em intervalos de 10 minutos (MARTINEZ e MAGNI (1999) e CANHOLI (2005)).

$$i_{t,T} = 39,3015 \cdot (t + 20)^{-0,9228} + 10,1767 \cdot (t + 20)^{-0,8764} \cdot \left[-0,4653 - \ln \left(\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right) \right] \quad \text{Equação 10}$$

Onde:

i é a intensidade de precipitação, em mm/min;

t é a duração da chuva, em min e

T é o período de retorno da chuva, em anos.

4.2.5.2 Obtenção da Série Histórica de Chuvas

A série de eventos pluviométricos foi obtida a partir do Posto São José, em São Caetano. O posto encontra-se em uma bacia vizinha à analisada, distante cerca de 600 metros do empreendimento. A proximidade do posto permite adotar os registros como representativos para o estudo de caso. A série de chuvas analisadas compreende o período de 1/01/2000 até 26/01/2012, aproximadamente 12 anos.

Para caracterização dos eventos de chuva presentes na série foram selecionados eventos com altura de chuva superior a 1 mm e duração superior a 10 minutos. Os eventos foram considerados independentes quando separados por no mínimo 6 horas sem precipitação. Essa medida visa obter, com melhor grau de aproximação, as intensidades médias dos eventos.

Partindo-se desta premissa foram observados e caracterizados 1268 eventos de chuva ao longo da série. Os dados foram separados com auxílio do software desenvolvidos por COLL *et al.* (2011). O resultado é apresentado nos Gráfico 4.1 e Gráfico 4.2.

Gráfico 4.1 - Número absoluto de eventos de chuva observados no Posto São José

Gráfico 4.2 - Número relativo de eventos de chuva observados no Posto São José

Os dados foram também classificados de acordo com sua frequência. Essa classificação foi realizada com base na curva IDF para São Paulo, apresentada anteriormente na Equação 7. O número de eventos presentes nessa classificação é menor que no caso anterior uma vez que a equação IDF vale para eventos com duração de até 24 horas. Os resultados são apresentados nos Gráfico 4.3 e Gráfico 4.4

Gráfico 4.3 - Frequência absoluta dos eventos de chuva observados no Posto São José

Gráfico 4.4– Frequência relativa dos eventos de chuva observados no Posto São José

4.2.6 Dimensionamento dos Microrreservatórios

O dimensionamento dos microrreservatórios foi realizado supondo que os mesmos devessem cumprir com as diversas regulamentações existentes de armazenamento no lote as quais especificam os volumes mínimos a serem implantados nos novos empreendimentos.

Primeiramente, foram levantados os volumes referentes a cada lei municipal, no caso, Guarulhos, São Paulo, Belo Horizonte e Porto Alegre. Em seguida, os volumes foram distribuídos de acordo com as áreas impermeáveis de cada sub-bacia. Com esta abordagem, cada grupo de lotes drena para um único reservatório que visa representar um grupo de microrreservatórios.

De forma a representar o comportamento hidráulico dessas estruturas, os reservatórios foram dimensionados com as características hidráulicas dos microrreservatórios com profundidade máxima de 1,00 metro e descarga a gravidade por orifício, de acordo com TASSI (2002). Os orifícios, retangulares, foram dimensionados com altura máxima de 0,10 metros como uma forma de aproximar os valores de carga hidráulica e vazão encontrados em um único microrreservatório. Para esses reservatórios se alteram os comprimentos e larguras (área ocupada),

assim como a largura do orifício. Em cada reservatório foi previsto um extravasor de emergência, de soleira espessa, com 0,10 metros. A Tabela 4.8, apresentada anteriormente, apresenta os volumes a serem considerados em cada uma das simulações. Os volumes distribuídos em cada sub-bacia são apresentados no Apêndice B.

Os microrreservatórios no ambiente computacional foram inseridos a partir da transformação dos nós em unidades de armazenamento. A estas unidades, foram ligados condutos que posteriormente devem ser transformados em orifícios e vertedor.

4.2.7 Escolha da Técnica de Baixo Impacto e seu Dimensionamento

Para a escolha da técnica de baixo impacto foram, em um primeiro momento, consultadas a Tabela 3.6, Tabela 3.7, Tabela 3.8, Tabela 3.9 e Tabela 3.10. Além das tabelas, foi consultado o manual de aplicação do software SWMM (GIRONÁS, ROESNER e DAVIS, 2009) para a determinação da técnica mais adaptável ao ambiente computacional.

Ao final, dado os objetivos de controle de quantidade e qualidade, assim como as características locais de solo e a ocupação e aceitação da população do entorno, foi escolhida como alternativa para simulação a biorretenção ou jardim de chuva.

Os jardins de chuva foram dimensionados de acordo com os manuais publicados por WOODS BALLARD *et al.* (2007), PRINCE GEORGE'S COUNTY (1999) e UDFCD (2001).

Segundo os manuais, foi estipulada uma profundidade máxima de 1,00 metro para cada um dos jardins de chuva. O preenchimento dos jardins de chuva foi determinado como sendo 0,20 metros de Brita 3, sobrepostos por uma camada de areia média de 0,70 metros e esta por uma camada de terra de jardim e composto de 0,10 m. Sobre estas camadas, foi dimensionado um volume de retenção, formado por guias, com altura de 0,15 metros.

Para a simulação no SWMM, esses dispositivos podem ser representados a partir das áreas permeáveis. Nas sub-bacias das áreas a serem controladas por jardins de chuva, são determinadas porcentagens permeáveis (referentes ao jardim de chuva), e a representação do volume se dá pelo aumento do parâmetro de retenção superficial destas áreas. Por fim, é realizado o *routing* do escoamento superficial das áreas impermeáveis sobre as permeáveis. A Figura 4.12 apresenta um esquema para o *routing*.

Figura 4.12 –Representação do esquema de transferência de água da biorretenção

Conforme posto, para os jardins de chuva ao invés do volume de retenção, que deve ser o mesmo utilizado para os microrreservatórios, se torna igualmente importante a definição das áreas que estes dispositivos ocupam. Por conta do preenchimento destas estruturas com material poroso, é de se notar que para um mesmo volume de retenção e uma mesma profundidade máxima, estas estruturas ocuparão maiores áreas. A porcentagem da área do lote ocupada pelos jardins de chuva, para uma profundidade máxima de 1,00 metro, é apresentada na Tabela 4.10. A descrição da área ocupada para cada sub-bacia é apresentada no Apêndice B.

Tabela 4.10 – Áreas ocupadas pelos jardins de chuva de acordo com cada Lei

Lei Municipal	Volume Equivalente (mm)	% da Área do Lote
Guarulhos	6	1,25
São Paulo/Rio de Janeiro	9	1,875
Belo Horizonte	30	6,25
Porto Alegre	44	9,17
Curitiba	54	11,25

Por hipótese, os jardins de chuva foram considerados sem drenos, uma vez que recomenda-se seu esvaziamento em tempos superiores a 24 horas (o que leva ao dimensionamento de condutos muitos pequenos) e também sem mantas no fundo, já que um dos parâmetros a serem testados é a infiltração.

5. RESULTADOS OBTIDOS

Nos itens a seguir são apresentados os resultados para os quatro cenários propostos em termos de qualidade e quantidade.

5.1 RESULTADOS PARA CONTROLE DA QUANTIDADE

5.1.1 Efeito do Aumento da Impermeabilização – Comparação dos Cenários 1 e 2

5.1.1.1 Análise comparativa das sub-bacias do empreendimento

Com o aumento da impermeabilização devido a construção do novo empreendimento uma mudança nos padrões dos hidrogramas pode ser observado. Enquanto algumas bacias tiveram uma diminuição em sua área impermeabilizada, e, conseqüentemente, produzem hidrogramas com picos menores, outras, como a E3, amplificaram fortemente os volumes e os picos de vazão descarregados. Os resultados são apresentados do Gráfico 5.1 ao Gráfico 5.4.

Gráfico 5.1 – Resultado para Bacia E1

Gráfico 5.2- Resultado para Bacia E2

Gráfico 5.3- Resultado para Bacia E3

Gráfico 5.4- Resultado para Bacia E4

5.1.1.2 Análise Comparativa considerando a Bacia Empreendimento

O Gráfico 5.5 apresenta o resultado comparativo entre a situação anterior ao empreendimento (Cenário 1) e a situação do novo empreendimento (Cenário 2)

Com a mudança do uso do solo as vazões para os tempos de retorno (TR) de 2, 5, 10 e 25 anos aumentaram em torno de 30%. Os resultados são apresentados na Tabela 5.1.

Gráfico 5.5 – Resultado para Bacia do Empreendimento

Tabela 5.1 – Resultados para a Bacia Empreendimento

Tempo de Retorno (anos)	Resultado para a Bacia do Empreendimento		Diferença Absoluta (m³/s)	Diferença Relativa
	Cenário 1 (m³/s)	Cenário 2 (m³/s)		
2	4,13	5,55	1,42	34,38%
5	5,62	7,47	1,85	32,92%
10	6,59	8,73	2,14	32,47%
25	7,87	10,33	2,46	31,26%

5.1.1.3 Análise Comparativa considerando as bacias M1 e Empreendimento – Bacia 1

Os hidrogramas para esta situação também apresentam elevação praticamente igual à anterior nos picos dos diversos tempos de retorno. O Gráfico 5.6 e a Tabela 5.2 apresentam o resultado.

Gráfico 5.6 – Resultado para Bacia 1

Tabela 5.2- Resultado para Bacia 1

Tempo de Retorno (anos)	Resultado para a Bacia 1		Diferença Absoluta (m³/s)	Diferença Relativa
	Cenário 1 (m³/s)	Cenário 2 (m³/s)		
2	9,57	10,91	1,34	14,00%
5	12,91	14,74	1,83	14,18%
10	15,13	17,26	2,13	14,08%
25	17,97	20,45	2,46	13,69%

5.1.1.4 Análise Comparativa considerando as bacias M3, M2, M1 e Empreendimento – Bacia

2

Os hidrogramas da bacia 2 são pouco afetados por conta da alteração de uso de solo da bacia Empreendimento. Isto ocorre devido a diferença no tempo de concentração das duas bacias, assim como devido as dimensões da bacia M2, em torno de 1,0 km². O Gráfico 5.7 e a Tabela 5.3 apresentam o resultado.

Gráfico 5.7 - Resultado para Bacia 2

Tabela 5.3 – Resultado para Bacia 2

Tempo de Retorno (anos)	Resultado para Bacia 2		Diferença Absoluta (m³/s)	Diferença Relativa
	Cenário 1 (m³/s)	Cenário 2 (m³/s)		
2	25,98	25,96	-0,02	-0,08%
5	35,13	35,13	0	0,00%
10	41,5	41,57	0,07	0,17%
25	45,47	45,98	0,51	1,11%

O resultado obtido com os cenários 1 e 2 permite tirar as seguintes conclusões:

- As sub-bacias apresentam diferentes graus de urbanização sendo que em alguns casos a situação final acaba sendo melhor do ponto de vista hidrológico local, uma vez que ocorre aumento da área permeável. Caso devesse ser atendida a “lei das piscininhas” para esses locais haveria uma grande discrepância de responsabilidade entre os diversos lotes, uma vez que o encargo da instalação de qualquer tipo de controle seria solidarizado, embora nem todos tivessem contribuído para o aumento dos picos e dos volumes do escoamento superficial.
- A piora na situação geral quando consideradas as bacias M1 e Empreendimento embora possa vir a acentuar os riscos de enchente na bacia Empreendimento, não representa de maneira fiel as condicionantes locais do escoamento da bacia. Levando-se em consideração que o empreendimento encontra-se quase no limite de jusante da bacia, e que o hidrograma da bacia de ordem superior é muito pouco afetado em seu pico (tempos de concentração diferentes), não enseja de pronto a solução por reservação. A reservação no lote pode ser uma das ferramentas para o controle desse aumento de vazão, mas não se pode descartar um outro tipo de solução como reservação em pontos específicos da bacia, reservação combinada com melhorias de galeria entre outras.
- No limite, o proprietário privado poderia estar investindo em uma solução para macrodrenagem que não representa o verdadeiro impacto do seu lote no sistema drenagem (quando melhorou a situação existente) ou ainda pode estar gastando recursos com uma solução menos eficaz técnica e economicamente para aquela situação específica.

5.1.2 Efeito da Utilização dos Microrreservatórios - Cenário 3

Neste cenário foram avaliadas diversas situações de uso dos microrreservatórios. Primeiramente foram realizadas simulações hidrológicas com o acréscimo dos volumes de reservação necessários para atender à lei de São Paulo. Os resultados são apresentados a seguir.

5.1.2.1 Análise comparativa das áreas impermeáveis controladas das sub-bacias do empreendimento com o uso dos microrreservatórios

Esta análise foi realizada para a avaliação da eficácia dos microrreservatórios à saída dos lotes em cada sub-bacia do empreendimento. Em geral, as eficácias de abatimento dos picos de cheia ficaram em torno de 18 a 20% para as chuvas de TR 10 anos e duração 1 hora, que é a que mais se assemelha aos parâmetros da lei. O microrreservatório também provocou uma defasagem de aproximadamente 15 minutos no hidrograma. Os hidrogramas para as diferentes áreas controladas por microrreservatórios são apresentados do Gráfico 5.8 ao Gráfico 5.11.

Gráfico 5.8 – Resultado para as áreas controladas por microrreservatórios da Bacia E1

Gráfico 5.9 - Resultado para as áreas controladas por microrreservatórios da Bacia E2

Gráfico 5.10 - Resultado para as áreas controladas por microrreservatórios da Bacia E3

Gráfico 5.11 - Resultado para as áreas controladas por microrreservatórios da Bacia E4

5.1.2.2 Análise Comparativa da Bacia Empreendimento com o Uso dos Microrreservatórios

Aqui é considerado o empreendimento como um todo, isto é, são descarregadas as vazões na saída do empreendimento considerando a contribuição dos lotes controlados por microrreservatórios, sistema viário e áreas permeáveis. Nesta situação, a eficácia dos microrreservatórios para a chuva de TR 10 anos com duração 1 hora foi de somente 11,4% no abatimento do pico de cheia. Este abatimento limitado traduz de certa forma a pequena capacidade prevista em lei para os microrreservatórios. Além do baixo abatimento, nota-se também um pequeno retardamento no hidrograma, de aproximadamente 15 minutos. Ademais, o uso de microrreservatórios, conforme a lei, não alcançou as vazões que eram veiculadas nas condições com a ocupação de pré-empreendimento. O Gráfico 5.12 e o Gráfico 5.13 apresentam os resultados.

Gráfico 5.12 – Resultado para Bacia Empreendimento com o uso de microrreservatórios

Gráfico 5.13 – Resultado para a Bacia Empreendimento para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 3

5.1.2.3 Análise Comparativa da Bacia 1 com o Uso dos Microrreservatórios

Quando consideradas as bacia M1 e Empreendimento juntas, a utilização do sistema de micro reservatórios provoca, no exutório da bacia, uma redução de 9,4% no pico de cheia. Embora seja um resultado modesto, ele é bastante positivo, uma vez que a bacia Empreendimento é a principal contribuinte para o pico. Os gráficos Gráfico 5.14 e Gráfico 5.15 apresentam os resultados para a Bacia 1.

Gráfico 5.14 - Resultado para Bacia 1 com o uso de microrreservatórios

Gráfico 5.15– Resultado para a Bacia 1 para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 3

5.1.2.4 Análise Comparativa da Bacia 2 com o Uso dos Microrreservatórios

Quando comparado o efeito da utilização dos microrreservatórios na bacia de ordem superior, ocorre um acréscimo de 0,4% no pico da Bacia 2. Esse resultado deriva do pequeno retardamento da onda de cheia das bacias M1 e Empreendimento e o do pequeno abatimento do pico de cheia, ambos resultantes da implantação de volumes muito pequenos. O Gráfico 5.16 apresenta os resultados.

Gráfico 5.16 - Resultado para Bacia 2 com o uso de microrreservatórios

5.1.2.5 Análise Comparativa com Alteração da Legislação

As simulações aqui apresentadas comparam os resultados para a bacia empregando os volumes previstos nas leis de Guarulhos, Belo Horizonte e Porto Alegre, que apresentam índices pluviométricos para chuvas de TR 10 anos e duração 1 hora semelhantes ao de São Paulo, conforme apresentado anteriormente.

Os resultados tanto para situação com a legislação de Belo Horizonte quanto para a legislação de Porto Alegre se mostraram bastantes eficazes quando comparados à São Paulo. A seguir são apresentados os resultados para as bacias Empreendimento, 1 e 2 para eventos com tempo de retorno de 10 anos e duração 1 hora. Os resultados para as diferentes leis com ênfase na comparação entre os diferentes cenários para os eventos de TR 10 anos e duração 1 hora são apresentados do Gráfico 5.17 ao Gráfico 5.25. Um resumo dos resultados para todos os tempos de retorno e situações avaliadas é apresentado na Tabela 5.4, Tabela 5.5 e Tabela 5.6.

- **Guarulhos**

Gráfico 5.17 - Resultado para a Bacia Empreendimento para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 3 (Lei de Guarulhos)

Gráfico 5.18 - Resultado para a Bacia 1 para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 3 (Lei de Guarulhos)

Gráfico 5.19 - Resultado para a Bacia 2 para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 3 (Lei de Guarulhos)

○ **Belo Horizonte**

Gráfico 5.20 - Resultado para a Bacia Empreendimento para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 3 (Lei de Belo Horizonte)

Gráfico 5.21 Resultado para a Bacia 1 para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 3 (Lei de Belo Horizonte)

Gráfico 5.22 - Resultado para a Bacia 2 para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 3 (Lei de Belo Horizonte)

- Porto Alegre

Gráfico 5.23 - Resultado para a Bacia Empreendimento para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 3 (Lei de Porto Alegre)

Gráfico 5.24 - Resultado para a Bacia 1 para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 3 (Lei de Porto Alegre)

Gráfico 5.25 - Resultado para a Bacia 2 para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 3 (Lei de Porto Alegre)

Tabela 5.4 – Resultados para as diferentes leis e cenários de 1 a 3 para a Bacia Empreendimento

Resultado para a Bacia Empreendimento - Microrreservatório						
Tempo de Retorno (anos)	Lei	Cenário 1 (m³/s)	Cenário 2 (m³/s)	Cenário 3 (m³/s)	Eficácia Cenários 2 e 3 (%)	Eficácia Cenários 1 e 3 (%)
2	Guarulhos			5,36	2,2%	-22,4%
	São Paulo	4,13	5,48	5,25	4,2%	-20,4%
	Belo Horizonte			2,96	46,0%	21,4%
	Porto Alegre			1,94	64,6%	40,0%
5	Guarulhos			7,1	6,2%	-19,6%
	São Paulo	5,62	7,57	6,88	9,1%	-16,6%
	Belo Horizonte			3,78	50,1%	24,3%
	Porto Alegre			2,55	66,3%	40,6%
10	Guarulhos			8,25	8,0%	-18,5%
	São Paulo	6,59	8,97	7,95	11,4%	-15,2%
	Belo Horizonte			4,31	52,0%	25,4%
	Porto Alegre			2,96	67,0%	40,5%

Tabela 5.5 - Resultados para as diferentes leis e cenários de 1 a 3 para a Bacia 1

Resultado para a Bacia 1 - Microrreservatório						
Tempo de Retorno (anos)	Lei	Cenário 1 (m³/s)	Cenário 2 (m³/s)	Cenário 3 (m³/s)	Eficácia Cenários 2 e 3 (%)	Eficácia Cenários 1 e 3 (%)
2	Guarulhos	9,57	10,91	10,48	3,9%	-8,3%
	São Paulo			10,18	6,7%	-5,6%
	Belo Horizonte			7,9	27,6%	15,3%
	Porto Alegre			7,12	34,7%	22,5%
5	Guarulhos	12,91	14,74	14,04	4,7%	-7,7%
	São Paulo			13,51	8,3%	-4,1%
	Belo Horizonte			10,43	29,2%	16,8%
	Porto Alegre			9,66	34,5%	22,0%
10	Guarulhos	15,13	17,37	16,4	5,6%	-7,3%
	São Paulo			15,73	9,4%	-3,5%
	Belo Horizonte			12,13	30,2%	17,3%
	Porto Alegre			11,31	34,9%	22,0%

Tabela 5.6 - Resultados para as diferentes leis e cenários de 1 a 3 para a Bacia 2

Resultado para a Bacia 2 - Microrreservatório						
Tempo de Retorno (anos)	Lei	Cenário 1 (m³/s)	Cenário 2 (m³/s)	Cenário 3 (m³/s)	Eficácia Cenários 2 e 3 (%)	Eficácia Cenários 1 e 3 (%)
2	Guarulhos	25,98	26,03	25,99	0,2%	0,0%
	São Paulo			26,16	-0,5%	-0,7%
	Belo Horizonte			23,86	8,3%	8,1%
	Porto Alegre			22,85	12,2%	12,0%
5	Guarulhos	35,13	35,19	35,16	0,1%	-0,1%
	São Paulo			35,34	-0,4%	-0,6%
	Belo Horizonte			32,22	8,4%	8,3%
	Porto Alegre			31	11,9%	11,7%
10	Guarulhos	41,5	40,76	41,59	-2,0%	-0,2%
	São Paulo			40,92	-0,4%	1,4%
	Belo Horizonte			37,25	8,6%	10,4%
	Porto Alegre			35,91	11,9%	13,7%

5.1.3 Análise Comparativa com Alteração na Localização e no Tipo de Reservatórios - Cenário 3 Modificado

Nesta alternativa, buscou-se avaliar diferentes locais para a implantação do somatório de volumes dos lotes resultantes das leis municipais, porém, concentrados em um único ponto na área do Empreendimento com o objetivo de aumentar a eficácia do sistema. Foram dimensionados reservatórios únicos com todo o volume previsto pela lei paulista e os mesmos foram, por hipótese, instalados nos condutos de macrodrenagem, ou seja, recebendo tanto as águas escoadas pelas áreas impermeáveis, quanto do sistema viário e áreas permeáveis. Foram analisadas as seguintes posições:

- A jusante da bacia M1;
- A jusante da bacia E4;
- A jusante da bacia E3;
- A jusante da bacia E2.

Os resultados para todas as configurações foram melhores do que a situação com os microrreservatórios distribuídos.

Para a configuração com reservatório a jusante da bacia E4, foi possível atingir uma eficácia de 19% no exutório da bacia Empreendimento, 9,7% quando considerada a bacia M1, e 3,2% quando considerado o sistema com as bacias M2 e M3, ante 11,4%, 9,4% e -0,4%.

Caso o reservatório fosse implantado a jusante da bacia E3, seria possível atingir uma eficiência de 17,4% no exutório da bacia Empreendimento, 9,2% quando considerada a bacia M1, e 1,4% quando considerado sistema com a bacia M2 e M3, ante 11,4%, 9,4% e -0,4%. Neste caso é possível observar uma pequena piora na vazão descarregada na bacia M2, porém devido ao retardamento do hidrograma, ocorre uma melhora nos picos de vazão da bacia.

Na situação com o reservatório implantado a jusante da bacia M1, ou seja, na entrada do empreendimento, foi possível atingir uma eficácia de 9,7% quando

considerada a bacia M1, e 1% quando considerado sistema com as bacias M2 e M3, ante 9,4% e -0,4%.

O melhor resultado, entretanto, se deu para a configuração com reservatório a jusante da bacia E2. Neste caso, foi possível atingir uma eficácia de 21,6% no exutório da bacia Empreendimento, 10,7% quando considerada a bacia M1, e 2,1% quando considerado sistema com as bacias M2 e M3, ante 11,4%, 9,4% e -0,4%. O Gráfico 5.26 e o Gráfico 5.27 a seguir apresentam os resultados dessas simulações.

Gráfico 5.26 – Resultado para a Bacia Empreendimento para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2, 3 e 3 modificado

Gráfico 5.27 - Resultado para a Bacia 1 para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2, 3 e 3 modificado

Desta análise, é possível concluir que, muito embora tenha sido possível uma redução dos picos de cheia com o uso de microrreservatórios principalmente na bacia Empreendimento, uma análise hidrológica mais cuidadosa pode aumentar significativamente a eficácia do sistema. Esta melhoria foi possível devido a possibilidade de abater e retardar mais fortemente hidrogramas que contribuem para a formação do pico no exutório da bacia.

5.1.4 Efeito da Utilização de Jardins de Chuva – Cenário 4

Neste cenário foi avaliado o uso de jardins de chuva para o controle de cheias para e mesmos eventos avaliados no cenário anterior. Primeiramente, foram realizadas simulações hidrológicas com o acréscimo dos volumes de reservação necessários para que fosse satisfeita a lei de São Paulo, e em seguida, assim como feito para os microrreservatórios, foi realizada a comparação com as leis de Guarulhos, Belo Horizonte e Porto Alegre. Os resultados são apresentados a seguir.

5.1.4.1 Análise Comparativa das Áreas Impermeáveis Controladas das Sub-bacias do Empreendimento com o Uso dos Jardins de Chuva

Esta análise foi realizada para a avaliação da eficácia dos jardins de chuva à saída dos lotes em cada sub-bacia do empreendimento. Em geral, as eficácias de abatimento dos picos de cheia ficaram entre 0,0% 7,8% para as chuvas de TR 10 anos e duração 1 hora, objetivo da lei. Os gráficos a seguir apresentam os hidrogramas para as diferentes bacias. Os resultados para as áreas impermeáveis controladas das bacias de E1 a E4 são apresentados do Gráfico 5.28 ao Gráfico 5.31 apresentam.

Gráfico 5.28 – Resultado para as áreas controladas por jardins de chuva da Bacia E1

Gráfico 5.29 - Resultado para as áreas controladas por jardins de chuva da Bacia E2

Gráfico 5.30 - Resultado para as áreas controladas por jardins de chuva da Bacia E3

Gráfico 5.31 - Resultado para as áreas controladas por jardins de chuva da Bacia E4

5.1.4.2 Análise Comparativa da Bacia Empreendimento com o Uso dos Jardins de Chuva

O uso de jardins de chuva na bacia Empreendimento produz um abatimento do pico de cheia da ordem de 6,0% para as chuvas de TR 10 anos e duração 1 hora, objetivo da lei. O uso desses dispositivos com os volumes determinados pela legislação não alcança os valores de pico existentes para a situação sem o empreendimento (Cenário 1), embora ocorra uma leve defasagem nos momentos iniciais da ascensão do hidrograma, conforme previsto nos manuais de LID, e no pico principalmente para as recorrências de 2 e 5 anos. O Gráfico 5.32 e o Gráfico 5.33 apresentam os hidrogramas para os diferentes tempos de recorrência e também a comparação entre os diferentes cenários.

Gráfico 5.32 - Resultado para Bacia Empreendimento com o uso de jardins de chuva

Gráfico 5.33 - Resultado para a Bacia Empreendimento para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 4

5.1.4.3 Análise Comparativa da Bacia 1 com o Uso dos Jardins de Chuva

Os resultados quando considerada a Bacia 1, apresentam as mesmas características da análise anterior, ou seja, uma pequena defasagem inicial, com uma abatimento no pico de aproximadamente de 5% quando comparado com o Cenário 3, embora para esta situação também não se consiga atingir as vazões anteriores a construção do empreendimento. O Gráfico 5.34 e o Gráfico 5.35 apresentam os resultados.

Gráfico 5.34 - Resultado para Bacia 1 com o uso de jardins de chuva

Gráfico 5.35 - Resultado para a Bacia 1 para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 4

5.1.4.4 Análise Comparativa da Bacia 2 com o Uso dos Jardins de Chuva

Os resultados par a Bacia 2 apresentam uma ínfima piora de 0,4% no pico de cheia para uma chuva de TR 10 anos e duração 1 hora. Resultado semelhante àquele com a utilização de microrreservatórios. O Gráfico 5.36 e o Gráfico 5.37 apresentam os resultados.

Gráfico 5.36 - Resultado para Bacia 2 com o uso de jardins de chuva

Gráfico 5.37 - Resultado para a Bacia 2 para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 4

5.1.4.5 Análise Comparativa com Alteração da Legislação

Assim como realizado para o Cenário 3, os resultados obtidos a partir dos volumes estipulados para a lei de São Paulo foram comparados com as outras legislações vigentes.

Os resultados tanto para situação com a lei de Belo Horizonte quanto para a lei de Porto Alegre, também se mostraram bastantes superiores ao de São Paulo, embora os resultados obtidos sejam inferiores à situação com a utilização de microrreservatórios. A seguir são apresentados os resultados para a as bacias Empreendimento, 1 e 2 para eventos com tempo de retorno de 10 anos e duração 1 hora. Da Tabela 5.7 a Tabela 5.9 é apresentado um resumo dos resultados para todos os tempos de retorno e situações avaliadas. Os resultados são apresentados do Gráfico 5.38 ao Gráfico 5.46.

Gráfico 5.38 - Resultado para a Bacia Empreendimento para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 4 (Lei de Guarulhos)

Gráfico 5.39 - Resultado para a Bacia 1 para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 4 (Lei de Guarulhos)

Gráfico 5.40 - Resultado para a Bacia 2 para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 4 (Lei de Guarulhos)

Gráfico 5.41 - Resultado para a Bacia Empreendimento para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 4 (Lei de Belo Horizonte)

Gráfico 5.42 - Resultado para a Bacia 1 para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 4 (Lei de Belo Horizonte)

Gráfico 5.43 - Resultado para a Bacia 2 para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 4 (Lei de Belo Horizonte)

Gráfico 5.44 - Resultado para a Bacia Empreendimento para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 4 (Lei de Porto Alegre)

Gráfico 5.45 - Resultado para a Bacia 1 para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 4 (Lei de Porto Alegre)

Gráfico 5.46 - Resultado para a Bacia 2 para TR 10 anos comparando os cenários 1, 2 e 4 (Lei de Porto Alegre)

Tabela 5.7 - Resultados para as diferentes Leis e cenários de 1 a 4 para a Bacia Empreendimento

Resultado para a Bacia Empreendimento - Jardim de Chuva						
Tempo de Retorno (anos)	Lei	Cenário 1 (m³/s)	Cenário 2 (m³/s)	Cenário 4 (m³/s)	Eficácia Cenários 2 e 4 (%)	Eficácia Cenários 1 e 4 (%)
2	Guarulhos			5,33	2,7%	-29,1%
	São Paulo	4,13	5,48	5,33	2,7%	-29,1%
	Belo Horizonte			1,29	76,5%	68,8%
	Porto Alegre			1,23	77,6%	70,2%
5	Guarulhos			7,19	5,0%	-27,9%
	São Paulo	5,62	7,57	7,08	6,5%	-26,0%
	Belo Horizonte			3,98	47,4%	29,2%
	Porto Alegre			1,79	76,4%	68,1%
10	Guarulhos			8,6	4,1%	-30,5%
	São Paulo	6,59	8,97	8,43	6,0%	-27,9%
	Belo Horizonte			6,44	28,2%	2,3%
	Porto Alegre			2,48	72,4%	62,4%

Tabela 5.8 - Resultados para as diferentes Leis e cenários de 1 a 4 para a Bacia 1

Resultado para a Bacia 1 - Jardim de Chuva						
Tempo de Retorno (anos)	Lei	Cenário 1 (m³/s)	Cenário 2 (m³/s)	Cenário 4 (m³/s)	Eficácia Cenários 2 e 4 (%)	Eficácia Cenários 1 e 4 (%)
2	Guarulhos			10,44	4,3%	-9,1%
	São Paulo	9,57	10,91	10,24	6,1%	-7,0%
	Belo Horizonte			6,51	40,3%	32,0%
	Porto Alegre			6,51	40,3%	32,0%
5	Guarulhos			14,52	1,5%	-12,5%
	São Paulo	12,91	14,74	14,19	3,7%	-9,9%
	Belo Horizonte			9,64	34,6%	25,3%
	Porto Alegre			8,93	39,4%	30,8%
10	Guarulhos			17,18	1,1%	-13,5%
	São Paulo	15,13	17,37	16,49	5,1%	-9,0%
	Belo Horizonte			14,41	17,0%	4,8%
	Porto Alegre			10,53	39,4%	30,4%

Tabela 5.9 - Resultados para as diferentes Leis e cenários de 1 a 4 para a Bacia 2

Resultado para a Bacia 2 - Jardim de Chuva						
Tempo de Retorno (anos)	Lei	Cenário 1 (m³/s)	Cenário 2 (m³/s)	Cenário 4 (m³/s)	Eficácia Cenários 2 e 4 (%)	Eficácia Cenários 1 e 4 (%)
2	Guarulhos			25,96	0,3%	0,1%
	São Paulo	25,98	26,03	26,08	-0,2%	-0,4%
	Belo Horizonte			22,11	15,1%	14,9%
	Porto Alegre			22,11	15,1%	14,9%
5	Guarulhos			35,13	0,2%	0,0%
	São Paulo	35,13	35,19	35,3	-0,3%	-0,5%
	Belo Horizonte			31,38	10,8%	10,7%
	Porto Alegre			30,1	14,5%	14,3%
10	Guarulhos			41,57	-2,0%	-0,2%
	São Paulo	41,5	40,76	40,92	-0,4%	1,4%
	Belo Horizonte			40,37	1,0%	2,7%
	Porto Alegre			35,28	13,4%	15,0%

5.2 RESULTADOS PARA O INDICADOR DE QUALIDADE

Conforme apresentado anteriormente, para a avaliação dos resultados de qualidade foi utilizado como indicador o número de dias com escoamento superficial gerado nas superfícies controladas. Os resultados para as áreas controladas com dispositivos de infiltração mostram que mesmo sob a regulamentação de cidades como Guarulhos e São Paulo, que apresentam um volume bastante pequeno, é possível garantir uma redução no número de dias com escoamento superficial. O Gráfico 5.47 mostra o resultado para as áreas diretamente controladas, ou seja, telhados e áreas externas diretamente conectadas ao jardim de chuva. O Gráfico 5.48 apresenta o resultado para o volume escoado superficialmente para as mesmas áreas.

Gráfico 5.47 – Resultado para número de dias com escoamento superficial das áreas diretamente conectadas aos jardins de chuva

Gráfico 5.48 – Resultado para o volume de escoamento superficial resultante das áreas controladas por jardins de chuva

Do gráfico é possível notar reduções da ordem de 54%, 62,5%, 88,82% e 96,58% para os volumes requeridos nas leis de Guarulhos, São Paulo, Belo Horizonte e Porto Alegre, respectivamente. Esses valores estão diretamente ligados ao espectro de eventos de chuva sobre a bacia. Com relação aos volumes escoados, é possível

perceber uma redução menor para os volumes requeridos por Guarulhos e São Paulo, uma vez que os eventos de maior precipitação acabam sendo apenas parcialmente infiltrados ou retidos, gerando, portanto, mais escoamento superficial direto.

Ao comparar os resultados obtidos com os volumes implantados e a distribuição dos eventos apresentados no Gráfico 4.2, Gráfico 4.3 e Gráfico 4.4, é possível observar uma grande correlação. No caso da lei de São Paulo, por exemplo, onde seria necessária instalação de um dispositivo com volume equivalente a 9 mm, vemos que este montante é superior a aproximadamente 64% dos eventos de chuva. Para Porto Alegre, os eventos com volume inferior a 44 mm são em torno de 97%. Como o dispositivo está sujeito nos períodos úmidos a chuvas quase que diariamente, é de se esperar que eles não consigam englobar toda a série de eventos de mesma ordem que seu volume. Porém, é de se notar que durante esses períodos a qualidade das águas do escoamento superficial já é bastante melhor do que nos dias com eventos de chuva imediatamente posteriores a longos períodos de estiagem.

Conforme o Gráfico 4.2, Gráfico 4.3 e Gráfico 4.4, mais de 97% dos eventos de chuva têm período de recorrência inferior a 2 anos e 80% volume inferior a 30 mm, que embora não produzam grandes efeitos em termos de quantidade de água, precisam ser corretamente manejados de forma mitigar seus efeitos nos corpos receptores. A utilização das medidas de controle na fonte conforme colocada nas leis atualmente acaba por negligenciar este aspecto. Uma forma de tornar a utilização desses elementos atrativa seria a utilização desses dispositivos para o controle da qualidade, uma vez que este é muito mais dependente de um controle local. Além de complementar os objetivos dos sistemas de drenagem hoje instalados, atuando no controle da qualidade, estes elementos ainda atuariam de forma complementar no controle da quantidade embora em importância menor que os microrreservatórios através de retenção de volumes e diminuição da velocidade do escoamento.

Para o sucesso dessa iniciativa, além da avaliação da adequação desses volumes para o controle da qualidade, seria importante a regulamentação desses dispositivos de forma a torná-los aptos a serem instalados nos lotes.

Segundo URBONAS (2009), para a cidade de São Paulo, o volume mínimo necessário para o controle seria de 20 mm, uma vez que este é o volume que abrange o 80º percentil dos eventos de chuva, denominado em livros e manuais como *Water Quality Capture Volume (WQCV)* ou, em tradução livre, Volume de Captura para Qualidade da Água. Seguindo esta premissa do autor, em São Paulo, a “lei das piscininhas” vigente é pouco eficaz para controle de quantidade, e também não contribui para o controle da poluição difusa, o que enseja uma revisão de ordem técnica dela, tanto em termos de quantidade, como em termos de qualidade. Quando consideradas as sub-bacias como um todo, com o sistema viário e áreas permeáveis, a redução do número de dias de escoamento superficial é bastante inferior, embora em alguns casos, o número de dias com escoamento superficial seja inferior ao cenário anterior ao empreendimento. O mesmo ocorre com os volumes descarregados. Esses resultados demonstram a importância das áreas públicas para o controle do escoamento, tanto com relação à quantidade quanto qualidade. Uma iniciativa para a implantação de dispositivos para este fim seria interessante e necessária, uma vez que não é obrigatória perante a legislação vigente. O Gráfico 5.49 e o Gráfico 5.50 apresentam os resultados.

Gráfico 5.49 – Número de dias com escoamento superficial nas sub-bacias

Gráfico 5.50 – Volumes de escoamento superficial em cada sub-bacia

Quando consideradas as bacias M1, M2 e M3, não são observadas reduções no número de dias com escoamento superficial, embora seja notada uma redução na vazão média e volumes médios escoados. Esses indicadores são ligados a estabilidade dos cursos d'água e ocorrência de erosão e assoreamento. Os resultados são apresentados no Gráfico 5.51 e no Gráfico 5.52.

Gráfico 5.51 – Redução na vazão média propiciada pelo uso de jardins de chuva nos lotes do empreendimento

Gráfico 5.52 - Redução no volume médio propiciado pelo uso de jardins de chuva nos lotes do empreendimento

5.2.1 Análise de Custo das Alternativas

Foram avaliados os custos de implantação dos sistemas de microrreservatório assim como de jardins de chuva. Foram estimados os custos com base nos boletins oficiais de referência do DAEE (data base de dezembro de 2011) e da Prefeitura de São Paulo - PMSP (Julho de 2011). Foram estimados os custos de implantação e manutenção de cada alternativa. Foram contabilizados os custos dos materiais de construção, projeto e manutenção (mão de obra inclusa). Para estimativa dos encargos sociais, despesas indiretas, impostos e lucro. Foi considerado o parâmetro de BDI (Benefícios e Despesas Indiretas) tabelados pela PMSP. Os resultados são apresentados a seguir.

5.2.1.1 Microrreservatório

Para composição dos custos de construção de um microrreservatório foi criado um croqui baseado nas simulações e na bibliografia utilizada. O croqui é apresentado na Figura 5.1. Por hipótese, o reservatório foi orçado como sendo enterrado em

concreto armado de forma que fosse possível a utilização da sua superfície. A profundidade máxima considerada foi de 1 metro, e a área ocupada de 4,8 m², o que resultou em um volume de 4,8 m³.

As paredes foram consideradas com espessura de 0,20 m enquanto que a laje de cobertura foi considerada com uma espessura de 0,10 m. Foi considerado com dispositivo de saída um tubo de 100 mm e com comprimento de 5 m. O dispositivo de saída deverá ser acessível por ao menos 1 caixa de inspeção. O custo estimado deste microrreservatório foi de R\$ 5.249,26, ou R\$ 1.093,60 o m³ de reservação. O orçamento detalhado é apresentado no Apêndice C.

A título de comparação, o m³ de um reservatório convencional de controle de cheias em áreas urbanas situa-se entre R\$ 450,00 e R\$ 600,00, já considerando os custos de desapropriação.

Figura 5.1 – Croqui do microrreservatório utilizado para a composição de custos (sem escala)

As atividades de manutenção foram divididas em três grupos de acordo com o apresentado em (WOODS BALLARD *et al.*, 2007). A vida útil do microrreservatório pode chegar a 50 anos com a execução da manutenção de maneira contínua. As atividades são:

- **Manutenção Regular:** a manutenção regular, de frequência mensal, compreende as atividades de vistoria e inspeção e limpeza manual da caixa de inspeção;
- **Manutenção Ocasional:** compreende a manutenção de frequência semestral, como limpeza do interior do reservatório e higienização. A limpeza foi considerada como anual uma vez que o reservatório deve ser limpo imediatamente depois do período de chuvas. O custo estimado para esta atividade foi aquele relativo à limpeza de uma caixa d'água;
- **Manutenção Irregular:** é aquela que visa a correção de quebras de elementos por acidente, vandalismo, roubo e término da vida útil. A frequência estimada destas atividades é de 5 a 10 anos. Foram consideradas recuperação da laje (uma vez a cada 20 anos) e tampa da caixa de inspeção (1 a cada 10 anos).

O custo anual médio de manutenção estimado foi de R\$ 199,77 (3,8% do valor do investimento ao ano) ou 41,62 por m³. Para fins de comparação este valor é aproximadamente seis vezes superior ao custo de manutenção de um reservatório convencional, de R\$ 7,72 por m³. O orçamento detalhado é apresentado no Apêndice C.

○ **Obtenção do Custo de Implantação e Manutenção de todo o Sistema**

A estimativa de custo para todo o sistema foi realizada a partir da determinação do número de unidades de microrreservatórios necessários para a obtenção dos volumes previstos nas leis para cada sub-bacia, foram descontadas as paredes intermediárias no caso de unidades em série dentro de um mesmo empreendimento. A Tabela 5.10 apresenta os resultados para implantação dos sistemas.

Tabela 5.10 – Custo de implantação do sistema de reservatórios

Lei Municipal	Custo de Implantação do Sistema				TOTAL	Custo Estimado (R\$)
	Unidades na sub-bacia					
	E1	E2	E3	E4		
Guarulhos	18	66	98	53	234	1.230.779,01
São Paulo/Rio de Janeiro	26	99	147	79	352	1.846.168,51
Belo Horizonte	88	329	491	264	1172	6.153.895,04
Porto Alegre	128	483	721	388	1719	9.025.712,73

A Tabela 5.11 apresenta os custos estimados para manutenção anual do sistema.

Tabela 5.11 – Custos de manutenção anual do sistema

Custo de Manutenção Anual do Sistema						
Lei Municipal	Unidades na sub-bacia				TOTAL	Custo Estimado (R\$)
	E1	E2	E3	E4		
Guarulhos	18	66	98	53	234	46.840,43
São Paulo/Rio de Janeiro	26	99	147	79	352	70.260,64
Belo Horizonte	88	329	491	264	1172	234.202,13
Porto Alegre	128	483	721	388	1719	343.496,45

5.2.1.2 Jardim de Chuva ou Bioretenção

Para a composição dos custos do jardim de chuva foi criado um croqui baseado no dimensionamento utilizado nas simulações e nos manuais citados. Este croqui é apresentado na Figura 5.2. Por hipótese, definiu-se como unidade mais simples de jardim de chuva, uma estrutura de 10 m² precedida por uma faixa de grama com função de filtragem e desaceleração do escoamento de 2 m².

O jardim de chuva é composto por camadas de brita 03 (0,20 m) sobre tubos de drenagem, areia média (0,70 m) e terra (0,10 m). Na parte superficial, foram previstos 9 metros de sarjeta para jardim (altura 0,15 m) e um conjunto de espécimes vegetais a cada 1m². Além dos tubos de drenagem foi orçada uma caixa de inspeção para vistoria dos tubos e conexões. Quando consideradas as porosidades, a profundidade e a retenção superficial tem-se um volume de 4,8 m³ por unidade de jardim de chuva. O custo avaliado para o jardim de chuva foi de R\$ 3.408,84. O custo por m³ de reservação foi avaliado em R\$ 710,18. O orçamento detalhado é apresentado no Apêndice C.

Figura 5.2 – Croqui do jardim de chuva utilizado para composição dos custos (sem escala)

As atividades de manutenção foram divididas em três grupos de acordo com o apresentado em (WOODS BALLARD *et al.*, 2007). A vida útil do jardim de chuva pode chegar a 20 anos com a execução da manutenção de maneira contínua. As atividades são:

- **Manutenção Regular:** a manutenção regular, de frequência mensal, compreende as atividades de vistoria e inspeção, limpeza manual, rega, corte da grama e remoção de lixo. Devido à dificuldade de cotação dessas atividades em tabelas oficiais, utilizou-se o valor de mão de obra de um ajudante geral mensalista com encargos. Foram consideradas 0,5 horas semanais para os cuidados em uma unidade de 12m²;
- **Manutenção Ocasional:** compreende a manutenção de frequência anual, como ajuste do solo (foi considerado um ciclo de 2 anos para o jardim) e recolocação de terra;
- **Manutenção Irregular:** é aquela que visa a correção de quebras de elementos por acidente, vandalismo, roubo e término da vida útil. A frequência estimada destas atividades é de 5 a 10 anos. Foram consideradas reposições de guias (1 metro a cada 5 anos), tampa da caixa de inspeção (1 a cada 10 anos),

reposição de brita e areia colmatadas (0,1 e 0,5 m³ a cada 5 anos), além do replantio de metade das espécies vegetais a cada 10 anos.

O custo anual médio de manutenção estimado foi de R\$ 375,00 (11% do valor do investimento ao ano), ou R\$ 78,13 por m³. O orçamento detalhado é apresentado no Apêndice C.

- Obtenção do Custo de Implantação, Manutenção e Benefícios de todo os Sistema

A estimativa de custo para todo o sistema foi realizada a partir da determinação do número de unidades de jardins de chuva necessárias para a obtenção dos volumes previstos nas leis para cada sub-bacia. Embora os jardins de chuva possam ser dimensionados e construídos de várias maneiras de forma a reduzir seus custos, a estimativa aqui apresentada parte da prerrogativa que em cada lote ou grupo de lotes o jardim de chuva é uma soma das unidades iguais as orçadas arranjadas em série ou paralelo. A Tabela 5.12 apresenta os resultados para implantação dos sistemas.

Tabela 5.12 – Custo de implantação dos sistemas de jardins de chuva nas sub-bacias

Custo de Implantação do Sistema						
Lei Municipal	Unidades na sub-bacia				TOTAL	Custo Estimado (R\$)
	E1	E2	E3	E4		
Guarulhos	18	66	98	53	234	799.261,50
São Paulo/Rio de Janeiro	26	99	147	79	352	1.198.892,25
Belo Horizonte	88	329	491	264	1172	3.996.307,51
Porto Alegre	128	483	721	388	1719	5.861.251,01

O cálculo do custo de manutenção levou em consideração o mesmo aspecto anterior. A Tabela 5.13 apresenta o resultado.

Tabela 5.13 – Custo médio anual de manutenção do sistema

Custo de Manutenção Anual do Sistema						
Lei Municipal	Unidades na sub-bacia				TOTAL	Custo Estimado (R\$)
	E1	E2	E3	E4		
Guarulhos	18	66	98	53	234	87.926,07
São Paulo/Rio de Janeiro	26	99	147	79	352	131.889,11
Belo Horizonte	88	329	491	264	1172	439.630,37
Porto Alegre	128	483	721	388	1719	644.791,20

A contabilização dos benefícios foi feita a partir das hipóteses levantadas por MONTALTO *et al.* (2007) e FISHER-JEFFES e ARMITAGE (2011). A premissa desta avaliação partiu da hipótese que na inexistência dos jardins de chuva as águas de primeira chuva, considerado o teto de 20 mm por evento para São Paulo (como apresentado anteriormente), seriam captadas pelas redes de drenagem municipais e enviadas a SABESP para serem tratadas como esgoto antes da descarga nos corpos receptores.

Por esta hipótese, cada m³ de água de chuva infiltrado pelos jardins de chuva representa um ganho do mesmo valor do tratamento desta água. Para a RMSP o valor de tratamento de esgotos para contratos de atacado (o mais barato ente a SABESP e os municípios) é de R\$ 0,90121 por m³, valor este que pode aumentar em cinco vezes no caso do consumidor individual (SABESP, 2012).

Tendo em vista os volumes removidos por esses sistemas na série de 12 anos avaliada, teríamos um benefício da ordem de R\$ 87.524,76 por ano no caso da legislação de São Paulo. Valor que cobre 66% dos custos anuais de manutenção. A Tabela 5.14 apresenta este resultado.

Tabela 5.14 – Benefícios aferidos para a Lei de São Paulo

Benefício do Jardim de Chuva - Série de 12 anos			
Lei Municipal	Volume (m ³)	Benefício (R\$)	Média Anual (R\$)
São Paulo	1.165.430	1.050.297,17	87.524,76

Embora esta avaliação seja bastante simplificada uma vez que não contabiliza a eficácia de remoção dos inúmeros poluentes, custos adicionais para a remediação dos jardins de acordo com os poluentes, assim como os benefícios ambientais indiretos dessa prática (como redução das dimensões das redes de drenagem e sua manutenção, melhoria da paisagem, recarga dos aquíferos, redução da erosão e assoreamento, valorização imobiliária entre outros), ela suscita novamente a possibilidade de criação de incentivos para a construção desses dispositivos.

5.3 ANÁLISE FINAL DO ESTUDO DE CASO

A partir dos resultados obtidos nas modelagens realizadas no estudo de caso apresentado pode-se concluir que:

A alteração do uso do solo na área de estudo, da Cerâmica para um empreendimento residencial e comercial, alterou de maneira significativa os volumes e picos de vazão efluentes de sua área. O aumento nos picos de vazão foi superior aos 30% para os diversos tempos de retorno avaliados.

Este aumento deveu-se em maior parte ao aumento global da área impermeabilizada das áreas outrora permeáveis da Cerâmica, embora em outros locais, as condições de permeabilidade tenham melhorado a tal ponto que a situação posterior apresentou resultados melhores do que com a Cerâmica, casos das bacias E1 e E4. Este ponto é particularmente interessante uma vez que na lei vigente não faz menção a situações desse tipo, onde a alteração do uso do solo provoca uma melhora nas condições hidrológicas locais. Ao invés de encorajar situações como esta, a lei pode, em casos específicos como o avaliado, generalizar as diferentes situações ao obrigar a instalação dos dispositivos de controle.

O efeito nas bacias 1 e 2 foi de piora nos picos de vazão, no primeiro caso em 13% ou praticamente nulo (caso da Bacia 2). A piora na Bacia 1 está ligada ao aumento do volume de escoamento por conta do aumento da impermeabilização. Como a Bacia Empreendimento representa a maior área contribuinte da bacia e é aquela que também contribui mais fortemente no pico, era de se esperar um efeito negativo nas condições hidrológicas da bacia. No caso da Bacia 2, os efeitos não foram sentidos uma vez que essa bacia apresenta um tempo de concentração maior, ou seja, o pico da maior área contribuinte está atrasado com relação as áreas das bacias 1 e Empreendimento, o que não evidencia a mudança no uso do solo.

O uso dos microrreservatórios (Cenário 3) de acordo com a Lei para o Estado de São Paulo se mostrou bastante ineficiente em garantir picos de vazão iguais ou inferiores à situação anterior ao empreendimento. Embora tenha sido possível abater cerca de 20% do pico nas áreas diretamente controladas por reservatórios e aproximadamente 11% em toda a bacia Empreendimento, os resultados foram

comprometidos devido ao pequeno volume requerido para controle de cheias, que equivale a 15% da precipitação de TR 10 anos e duração 1 hora, e também devido a falta de controle das áreas públicas, que continuam a propagar os efeitos da impermeabilização do solo, no caso o aumento dos volumes e a diminuição dos tempos de concentração, para jusante. Esta situação pode ser observada ao se instalar, hipoteticamente, um reservatório para o controle das áreas públicas e privadas da bacia E2 (Cenário 3-modificado), onde os resultados apresentaram até o dobro da eficácia no abatimento dos picos de vazão. Este resultado demonstra que não basta a disponibilização do volume. O seu posicionamento com relação às diversas áreas contribuintes e ao trânsito das cheias também é muito importante, pois promove a defasagem entre os diversos picos. A defasagem é capaz de promover uma melhora nos picos de cheia a jusante do reservatório, o que inclui reduções superiores ao Cenário 3 para a Bacia 1 e 2. No caso do Cenário 3, quando analisados os resultados para a Bacia 2, foi possível observar uma leve piora nos picos de vazão por conta também da defasagem dos picos. Neste caso, porém, a instalação dos microrreservatórios sem o devido planejamento mostra que resultados adversos podem ser obtidos para situações específicas.

Quando utilizados os volumes previstos nas leis de Belo Horizonte e Porto Alegre foi possível garantir vazões menores que aquelas anteriores ao empreendimento. Se por um lado estas leis apresentam volumes maiores, elas também não especificam os locais de implantação que aumentariam os benefícios. O planejamento prévio das ações podem levar ao incremento dos benefícios conforme descrito no Cenário 3-modificado.

O uso de jardins de chuva, conforme apresentado e simulado, apresentou resultados inferiores para controle de cheias, embora possam alcançar melhores resultados com o aumento do volume de reservação, conforme visto para as leis de Belo Horizonte e Porto Alegre. O grande diferencial desta técnica é a possibilidade de melhoria da qualidade da água. Conforme visto, 97% dos eventos de chuva na bacia tem período de retorno inferior a 2 anos, que hoje, da forma como é feito o manejo do escoamento superficial, ficam relegados a segundo plano. Esses eventos embora não estejam ligados aos alagamentos, estão intimamente associados a qualidade das águas, uma vez que estes pequenos eventos são capazes de lavar as superfícies, precipitar a poluição atmosférica, assim como erodir ou assorear canais.

Com o uso dos jardins foi possível diminuir o número de dias com escoamento superficial para as áreas controladas de 54% a 96,58%. Embora com essa técnica seja possível reduzir também os volumes afluentes ao sistema de drenagem, com seus inerentes benefícios, essa solução depende de uma boa distribuição espacial e de instalar os controles o mais próximo possível do ponto de geração do escoamento superficial, o que está parcialmente contemplado na lei hoje vigente para São Paulo, uma vez que seria também necessário o controle das áreas públicas. Assim como para os microrreservatórios, os volumes hoje demandados pela lei seriam insuficientes para o melhor tratamento e infiltração das águas, que deveriam ser, segundo estudos prévios, de 20 mm.

Quando avaliados os custos dos dois dispositivos simulados, percebe-se que os microrreservatórios apresentam custos superiores para implantação, enquanto que os jardins de chuva apresentam custos maiores de manutenção, devido principalmente aos cuidados com as espécies vegetais.

6. CONCLUSÃO

Neste trabalho buscou-se entre outros aspectos avaliar a eficácia da Lei municipal 41.814/02 e Lei estadual 12.526/07, conhecida com leis das piscininhas. Esta lei, à semelhança de outras utilizadas em diferentes cidades ao redor do mundo busca contrabalancear os efeitos da urbanização através da implantação de medidas de controle na fonte, geralmente microrreservatórios. Em muitos casos, a introdução deste tipo de solução levou a resultados adversos, não só devido a escolha do dispositivo, como também devido às normas dispostas nas regulamentações existentes. Os problemas com relação a esses métodos relacionam-se com vários aspectos, sendo os mais importantes: os métodos de estimação de vazão, os tempos de retorno considerados e a localização dos dispositivos na bacia, os quais podem alterar sobremaneira a eficácia e os custos destas medidas.

Para a avaliação desses dispositivos legais, foi realizado um estudo de caso para uma bacia da RMSP. A área escolhida para o estudo de caso situa-se no município de São Caetano do Sul, inserida na bacia do Ribeirão dos Meninos em seu trecho inferior. O local escolhido teve o modo de uso de seu solo alterado recentemente. A valorização dos terrenos na região e a demanda por habitações fizeram com que a área de uma antiga cerâmica (Cerâmica São Caetano) hoje fosse ocupada por um condomínio de prédios e instalações comerciais.

Foi elaborado um estudo de caso a partir da avaliação de cenários por meio da simulação hidrológica com auxílio do software SWMM do EPA.

A partir dos resultados obtidos é possível concluir que a “lei das piscininhas” hoje utilizada na cidade e no estado de São Paulo deve ser revista para atingir plenamente os seus objetivos de controle de cheias. Embora a utilização dos microrreservatórios possibilite um abatimento nos picos de cheia para as áreas controladas, ou seja, na fonte, os resultados não se difundem por toda a bacia devido aos seguintes fatores:

- O volume de reservação requerido é muito pequeno, equivalente a 15% da chuva de TR 10 anos, o que não permite um abatimento substancial do pico e

também uma defasagem entre os hidrogramas das áreas controladas e não controladas;

- A defasagem entre hidrogramas fica bastante prejudicada quando após uma urbanização apenas parte das áreas impermeáveis, no caso as privadas, são controladas enquanto que as públicas não são. Como consequência, uma parte dos impactos causados pela urbanização nas condições hidrológicas antecedentes da bacia é integralmente transferida à jusante;
- O volume de reservação, embora seja importante para garantir o abatimento dos picos localmente pelo armazenamento, não é o único responsável pela eficácia do sistema. A introdução de reservatórios em uma bacia, além da possibilidade do abatimento localizado, pode influir remotamente na composição dos picos das diversas sub-bacias em pontos a jusante devido a defasagem de seus diversos tempos de concentração, o que pode levar à redução da somatória destes picos. Este ponto fica bem evidenciado na análise do Cenário 3 modificado. No limite, quando analisam-se esses resultados pelo lado econômico, a solução por microrreservatórios será sempre mais cara que outra que busque encontrar um local que atenda de melhor maneira a bacia;

Por outro lado, a “lei das piscininhas” apresenta uma grande oportunidade de controle da poluição difusa e do manejo correto das tormentas de período de retorno inferior a 2 anos, que representam 97% do espectro de chuva, em média. Para o caso avaliado foi possível reduzir o número de dias com escoamento superficial das áreas controladas em 62,5%. Caso a lei seja revista, poderiam ser utilizados dispositivos de infiltração, com ganhos inerentes que poderiam complementar os esforços já empreendidos para o controle de cheias na RMSP.

Do exposto, recomenda-se uma revisão na lei vigente de forma a aumentar os seus benefícios com relação aos seguintes pontos:

- OBJETIVOS DA LEI: escolha entre o controle de qualidade, quantidade ou ambos – Como o controle da quantidade e da qualidade são complementares e não excludentes, ambos os objetivos podem ser contemplados desde que as necessidades relativas a cada um dos objetivos seja contemplada. Conforme apresentado anteriormente, o controle da qualidade da água

envolve o manejo dos eventos de chuva para períodos de retorno menores que, preferencialmente devem ser controlados por dispositivos de infiltração. O controle de qualidade é melhor realizado quando os dispositivos são colocados próximo a fonte do escoamento superficial. No caso do controle da quantidade, o objetivo da lei deve prever o manejo dos eventos de chuva com tempos de retorno maiores. Para o correto manejo desses eventos, ocorre atentar não apenas para o local de implantação, mas também aos impactos causados nas bacias de ordem superior e ao melhor posicionamento do dispositivo de controle para potencializar os benefícios.

- **CONTROLE DA QUALIDADE:** Determinação do volume mínimo para qualidade da água a ser disposto para o controle da poluição na fonte. Sugestão de dispositivos que possam ser implantados. Esses dispositivos devem ter seus métodos construtivos e suas características devidamente apresentadas no manual de drenagem do município. É importante também rever as regiões que seriam sujeitas ao controle, como por exemplo, áreas públicas ou privadas, verificação das condições antecedentes de permeabilidade, desconexão dos dispositivos de condução entre outros. É fundamental a inclusão de ferramentas que possam auxiliar na difusão das medidas de controle para que possam ser obtidos mais rapidamente os benefícios e garantir sua sustentabilidade.
- **CONTROLE DA QUANTIDADE:** Para o controle de quantidade, as medidas estruturais propostas (reservação, reforço de canalização, infiltração e etc..) devem estar apoiadas em estudos hidrológicos específicos para a área ou nos moldes de um plano diretor de drenagem urbana, quando a bacia como um todo é avaliada em seus diferentes níveis para a situação futura, onde os objetivos para o controle e a localização das intervenções necessárias sejam bem determinados. Assim como sugerido para o controle de qualidade é necessário criar maneiras para o financiamento das obras e despesas com manutenção futura.

Desta maneira, sugere-se em prosseguimento aos resultados aqui alcançados o desenvolvimento de novos estudos que possam esclarecer a utilização de incentivos para a difusão de medidas de controle na fonte para a melhoria da qualidade da água. Com relação a quantidade seria importante desenvolver instrumentos para a

gestão de obras públicas como já proposto nos planos de drenagem da cidade de São Paulo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, P. R.; TUCCI, C. M.; GOLDENFUM, J. **Avaliação da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução do escoamento superficial**. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Porto Alegre, p. 9. 1999.

ASLA. ASLA Professionals Awards 2010. **ASLA**, 2010.

BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana**. 2. ed. Porto Alegre: ABRH, 2005.

BARROS, M. T.; PORTO, R. L. L.; TUCCI, C. M. **Drenagem Urbana**. 1º. ed. [S.l.]: ABRH, 1995.

BOOTH, D. B.; JACKSON, C. R. Urbanization of Aquatic Systems: Degradation Thresholds, Stormwater Detection and the Limits of Mitigation. **Journal of the American Water Resources Association**, 33, n. 5, Outubro 1997.

BRAGA, B. D. **Gerenciamento Urbano integrado em ambiente tropical**. Seminário de Hidráulica Computacional Aplicada a Problemas de Drenagem Urbana. São Paulo: ABRH. 1994.

BRESSY, A.; GROMAIRE, M. C.; CHEBBO, G. **Behaviour of flooding source control systems for frequent rain events: effect on pollutant loads**. International Conference on Urban Drainage. Porto Alegre: [s.n.]. 2011.

BUTLER, D.; DAVIES, J. **Urban Drainage**. 3º. ed. Londres: Spon Press, 2011.

CAMPANA, N.; TUCCI, C. M. Estimativa da Área Impermeável de Macrobacias Urbanas. **Revista Brasileira de Engenharia**, v. 12, n. 2, 1994.

CANALE. www.canalelandscaping.com. Acesso em: 26 janeiro 2012.

CANHOLI, A. P. **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

CANHOLI, J. **Modeling, design and realization of a constructed wetland in pilot plant scale**. Politecnico di Torino (Tesi di Laurea Specialistica). Torino, p. 110. 2009.

CANHOLI, J. F.; CANHOLI, A. P.; SOBRAL, V. A. **Hydraulic design of a labyrinth weir in the aclimação's lake**. 12º International Conference on Urban Drainage. Porto Alegre: [s.n.]. 2011. p. 8.

CAWLEY, A. M.; CUNNANE, C. **Comment on Estimation of greenfield runoff rates**. National Hydrology Seminar. [S.l.]: [s.n.]. 2003. p. 29-41.

COELHO, G.; CANHOLI, J.; ESTEVAM, A. **Polder and wetland integrated design at Dom Pedro II park in São Paulo city downtown, Brazil**. 12º International Conference on Urban Drainage. Porto Alegre: [s.n.]. 2011. p. 8.

COLL, T. et al. **Flood protection and pesticide mitigation with retention basins: assessing the compatibility between these two functions**. 12 International Conference on Urban Drainage. Porto Alegre: [s.n.]. 2011.

COLLODEL, M. G. **Aplicação do modelo hidrológico SWMM na avaliação de diferentes níveis de detalhamento da bacia hidrográfica submetidas ao processo de transformação chuva-vazão**. Universidade de São Paulo. São Carlos. 2009.

CONTE, A. E. Metodologia Expedita para Avaliação de Cheias de Projeto na Região Metropolitana de São Paulo. **14. Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, Aracaju, 2001.

DAEE. **Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê - Relatório Síntese**. Departamento de Águas e Energia Elétrica. São Paulo. 2009.

DAEE. **Terceiro Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê**. São Paulo. 2010-em andamento.

DIETZ, M. E.; CLAUSEN, J. C. Stormwater runoff and export changes with development in a traditional low impact subdivision. **Journal of Environmental Management**, Old Main Hill, Utah, 2007. 560-566.

DOD. **Low Impact Development**. United States Department of Defense. Washington. 2004.

ELLIOT, A. H.; TROWSDALE, S. A. A review of models for low impact urban stormwater drainage. **Environmental Modeling and Software**, Auckland, Dezembro 2005. 9.

EMERSON, C. H.; WELTY, C.; TRAVER, R. G. Watershed-scale evaluation of a system of storm water detention basins. **Journal of Hydrologic Engineering**, junho 2005. 237-242.

FANG, Z. et al. Using a distributed hydrological model to evaluate the location of urban development and flood control storage. **Journal fo Water Resources Planning and Management**, setembro/outubro 2010. 597-601.

FAULKNER, B. The control of surface water runoff from new development: is UK national policy in need of review? **Urban Water**, 1999. 207-215.

FENNESSEY, L. A. J. et al. Changes in Runoff due to stormwater management pond regulation. **Journal of hydrologic engineering**, julho/agosto 2001. 317-327.

FISHER-JEFFES, L. N.; ARMITAGE, N. P. **A simple economic model for the comparision of SUDS and conventional drainage systems in South Africa**. 12º International Conference on Urban Drainage. Porto Alegre: [s.n.]. 2011.

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

GEOPORTAL. www.geoportal.com.br. **geoportal**, 2008. Acesso em: 15 janeiro 2012.

GIRONÁS, J.; ROESNER, L. A.; DAVIS, J. **Stormwater Management Model Applications Manual**. Colorado State University. Fort Collins. 2009.

GOOGLE. **Google Earth**, 2007.

GRACIOSA, M. C. P. **Trincheiras de infiltração como tecnologia alternativa em drenagem urbana: modelagem experimental e numérica**. EESC-USP. São Carlos. 2005.

GUO, J.; URBONAS, B. Maximazed Detention Volume Determined by Runoff Capture Ratio. **Journal of Water Resources Planning and Management**, 1996. 33-39.

GUY, S.; MARVIN, S.; MOSS, T. **Urban Infrastructure in Transition**. Londres: Earthscan, 2001.

HUNT, W. F.; TILLINGHAST, E. D. **Relating stormwater control measures (SCM) design standards to stream erosion in piedmont North Carolina: case studies in Raleigh and Chapel Hill, North Carolina**. International Conference on Urban Drainage. Porto Alegre: [s.n.]. 2011.

JACINTHO, L. R. C.; ALMEIDA, T. I.; GOVEIA, S. S. **Estimativa da impermeabilização do solo urbano da cidade de São Paulo combinando**. Anais XIV Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto. Natal: [s.n.]. 2009. p. 8.

KUTNER, A. **Plano Diretor de Macrodrenagem da bacia do Alto Tietê - Análise geológica e caracterização dos solos da bacia do Alto Tietê para a avaliação do coeficiente de escoamento superficial.** [S.l.]. 1998.

LEITÃO, J. P.; CANHOLI, A. P.; MAKSIMOVIC, C. **Assessment of the options for flood attenuation in Anhangabaú catchment (São Paulo, Brazil).** 12º International Conference on Urban Drainage. Porto Alegre: [s.n.]. 2011. p. 9.

LEOPOLD, L. B. **Hydrology for urban land planning: a guidebook on the hydrologic effects of urban land use.** Geologic Survey Circular 554. Reston, VA. 1968.

LIN, C.-Y. et al. Numerical Study of urbanization on the precipitation over Taiwan. **Atmospheric Environment**, 2008. 2934-2947.

LUCEY, M. et al. **Assessing the Risk of Legacy SUDS in a Public Drainage Authority.** 12º International Conference on Urban Drainage. Porto Alegre: [s.n.]. 2011.

MARTINEZ, F.; MAGNI, N. L. G. **Equações de Chuva Intensa do Estado de São Paulo.** DAEE. São Paulo. 1999.

MAYS, L. W. **Stormwater collection systems handbook.** 1º. ed. [S.l.]: McGraw-Hill, 2001.

METROCOUNCIL. www.metrocouncil.org. Acesso em: 26 janeiro 2012.

MONTALTO, F. et al. Rapid Assessment of the cost-effectiveness of low impact development CSO control. **Landscape and Urban Planning**, New York, 2007. 117-131.

NAKAZONE, L. M. **Implantação de reservatórios de retenção em conjuntos habitacionais:** a experiência da CDHU. São Paulo: Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, 2005.

OHNUMA JUNIOR, A. A. **Medidas não convencionais de reservação d'água e controle da poluição hídrica em lotes.** EESC-USP. São Carlos. 2008.

PAZWASH, H. **Urban Storm Water Management.** 1º. ed. Boca Raton: CRC Press, 2011.

PETRUCCI, G.; DEROUBAIX, J.-F.; TASSIN, B. **Stormwater source control regulation:** a hydrological comparison of alternative policies. International Conference on Urban Drainage. Porto Alegre: [s.n.]. 2011.

PETRUCCI, G.; TASSIN, B. **Hydrographs'attenuation in sewers. Effects on stormwater source control regulation**. International Conference on Urban Drainage. Porto Alegre: [s.n.]. 2011. p. 8.

PINTO, L. A.; MARTINS, J. R. S.; PORTO, R. L. L. **O desempenho de pavimentos permeáveis**. XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Maceió: [s.n.]. 2011. p. 17.

POMPEO, C. A. Drenagem Urbana Sustentável. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Florianópolis, v. 5, n. 1, p. 15-24, janeiro 2000.

PORTO, M. F. A. Water quality aspect of urban runoff. In: MAKSIMOVIC, C. **Urban Drainage in Humid Tropics**. [S.l.]: [s.n.], 2001. Cap. 5.

PORTO, R. L. L.; SETZER, J. **Tentativa de avaliação do escoamento superficial de acordo com o solo e o seu recobrimento vegetal nas condições do Estado de São Paulo**. [S.l.]. 1979.

PORTO, R. L. L.; ZAHED FILHO, K.; SILVA, R. M. **Curso de Hidrologia Aplicada**. São Paulo: [s.n.], 1999.

PRINCE GEORGE'S COUNTY. **Low Impact Development Design Strategies - An integrated approach**. Departament of Environmental Resources Programs and Planning Divisions. Prince Georges's County, Maryland. 1999.

ROSSMAN, L. **Storm Water Management Model User's Manual Version 5.0**. U.S. Environmental Protection Agency. Cincinnati. 2008.

SABESP. Comunicado 04/2012. **Diário Oficial do Estado**, São Paulo, 10 agosto 2012.

SARTÉ, S. B. **Sustainable Infrastructure - The guide to engineering and design**. 1º. ed. Estados Unidos: Wiley, 2010.

SILVA, R. T. **Dinâmica de crescimento urbano: produção e reprodução de espaços urbanos**. Memória Workshop Urbanização e Inundações. São Paulo: Comitê de Bacia Hidrográfica do Alto Tietê. 2000. p. 51-58.

STORMWATER PARTNERS. www.stormwaterpartners.org. Acesso em: 26 janeiro.

STRECKER, E. W. Low Impact Development (LID) Is it really low or just lower? In: URBONAS, B. R. **Linking Stormwater BMP Designs and Performance to Receiving**

WaterImpact Mitigation. 1. ed. Snowmass Village, Colorado: ASCE/EWRI, 2001. p. 210-222.

TASSI, R. **Efeito dos Microrreservatórios de Lote sobre a Macrodrenagem Urbana.** Porto Alegre: Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2002.

TUCCI, C. M. **Hidrologia:** Ciência e Aplicação. 1º. ed. Porto Alegre: EDUSP, 1993.

TUCCI, C. M. Gerenciamento da Drenagem Urbana. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, 2001.

TUCCI, C. M. **Gestão de Inundações Urbanas.** [S.l.]: [s.n.], 2005.

TUCCI, C.; MARQUES, D. M. **Avaliação e Controle da Drenagem Urbana.** 1º. ed. Porto Alegre: Editora da Universidade, 2000.

UDFCD. **Urban Storm Drainage Criteria Manual.** Urban Drainage Flood Control District. Denver, Colorado. 2001.

UNA ARQUITETOS. Plano Urbanístico Parque D. Pedro II. **http://www.unaarquitetos.com.br**, 2011. Acesso em: 10 janeiro 2012.

URBONAS, B. **Assessment of the Anhangabau Basin for Retrofit of Stormwater Best Management Practices.** Denver. 2009.

URBONAS, B.; STAHRE, P. **Stormwater best management practices and detention for water quality, drainage and CSO management.** New Jersey: P T R Prentice Hall, 1993.

URI. www.uri.edu. Acesso em: 26 janeiro 2012.

USEPA. **National Water Quality Inventory.** U. S. Environmental Protection Agency. Washington, DC. 2000. (841-R-00-001).

VIRGILIIS, A. C. **Procedimentos de projeto e execução de pavimentos permeáveis visando retenção e amortecimento de picos de cheias.** EPUSP (Dissertação de Mestrado). São Paulo. 2009.

WOODS BALLARD, B. et al. **The SUDS Manual.** CIRIA. Londres. 2007.

WULLIMAN, J.; URBONAS, B. **Peak flow control for a full spectrum of design storms.** NOVATECH. [S.l.]: [s.n.]. 2007. p. 1115-1122.

APÊNDICE A – CARACTERÍSTICAS DAS BACIAS SIMULADAS

BACIA M1 (Todos os Cenários)		
Tipo de Ocupação	Área (m²)	% Impermeável
Área Construída	192.009,53	85,00%
Sistema Viário	53.933,54	100,00%
Áreas Verdes / Terrenos Baldios	17.225,33	0,00%
Total	263.168,39	82,51%

BACIA M2 (Todos os Cenários)		
Tipo de Ocupação	Área (m²)	% Impermeável
Área Construída	686.194,33	85,00%
Sistema Viário	220.311,57	100,00%
Áreas Verdes / Terrenos Baldios	129.010,44	0,00%
Total	1.035.516,34	77,60%

BACIA M3 (Todos os Cenários)		
Tipo de Ocupação	Área (m²)	% Impermeável
Área Construída	29.388,72	85,00%
Sistema Viário	31.558,71	100,00%
Áreas Verdes / Terrenos Baldios	31.365,45	0,00%
Total	92.312,88	61,25%

BACIA E1 - Cenário 1		
Tipo de Ocupação	Área (m²)	% Impermeável
Área Construída	28.879,91	100,00%
Sistema Viário	0,00	100,00%
Áreas Verdes / Terrenos Baldios	8.847,87	0,00%
Total	37.727,78	76,55%

BACIA E1 - Cenários 2, 3 e 4		
Tipo de Ocupação	Área (m²)	% Impermeável
Área Construída (Habitações)	14.716,51	85,00%
Área Construída (Comércio)	1.500,13	100,00%
Sistema Viário	10.287,44	100,00%
Áreas Verdes / Terrenos Baldios	11.223,70	0,00%
Total	37.727,78	64,40%

BACIA E2 - Cenário 1		
Tipo de Ocupação	Área (m²)	% Impermeável
Área Construída	50.805,10	100,00%
Sistema Viário	0,00	100,00%
Áreas Verdes / Terrenos Baldios	29.931,65	0,00%
Total	80.736,75	62,93%

BACIA E2 - Cenários 2, 3 e 4		
Tipo de Ocupação	Área (m²)	% Impermeável
Área Construída (Habitações)	61.985,28	85,00%
Área Construída (Comércio)	0,00	100,00%
Sistema Viário	15.613,58	100,00%
Áreas Verdes / Terrenos Baldios	3.237,89	0,00%
Total	80.836,75	84,49%

BACIA E3 - Cenário 1		
Tipo de Ocupação	Área (m²)	% Impermeável
Área Construída	39.195,84	100,00%
Sistema Viário	0,00	100,00%
Áreas Verdes / Terrenos Baldios	63.919,46	0,00%
Total	103.115,30	38,01%

BACIA E3 - Cenários 2, 3 e 4		
Tipo de Ocupação	Área (m²)	% Impermeável
Área Construída (Habitações)	0,00	85,00%
Área Construída (Comércio)	78.603,94	100,00%
Sistema Viário	16.757,80	100,00%
Áreas Verdes / Terrenos Baldios	7.753,56	0,00%
Total	103.115,30	92,48%

BACIA E4 - Cenário 1		
Tipo de Ocupação	Área (m²)	% Impermeável
Área Construída	54.382,32	100,00%
Sistema Viário	0,00	100,00%
Áreas Verdes / Terrenos Baldios	25.382,70	0,00%
Total	79.765,02	68,18%

BACIA E4 - Cenários 2,3 e 4		
Tipo de Ocupação	Área (m²)	% Impermeável
Área Construída (Habitações)	36.604,23	85,00%
Área Construída (Comércio)	11.159,55	100,00%
Sistema Viário	13.106,49	100,00%
Áreas Verdes / Terrenos Baldios	18.894,75	0,00%
Total	79.765,02	69,43%

APÊNDICE B – VOLUMES IMPLANTADOS

Bacia E1					
Bacia	Volume (m³)	Área JC (m²)	Área JC (%)	Área MR (m²)	Área MR (%)
Guarulhos	84,05	175,11	1,25	84,05	0,6
São Paulo	126,08	262,67	1,88	126,08	0,9
Belo Horizonte	420,27	875,57	6,25	420,27	3
Porto Alegre	616,40	1284,17	9,17	616,40	4,4

Bacia E2					
Bacia	Volume (m³)	Área JC (m²)	Área JC (%)	Área MR (m²)	Área MR (%)
Guarulhos	316,12	658,59	1,25	316,12	0,6
São Paulo	474,19	655,00	1,88	474,19	0,9
Belo Horizonte	1580,62	1310,00	6,25	1580,62	3
Porto Alegre	2318,25	2620,00	9,17	2318,25	4,4

Bacia E3					
Bacia	Volume (m³)	Área JC (m²)	Área JC (%)	Área MR (m²)	Área MR (%)
Guarulhos	471,62	982,55	1,25	471,62	0,6
São Paulo	707,44	1473,82	1,88	707,44	0,9
Belo Horizonte	2358,12	4912,75	6,25	2358,12	3
Porto Alegre	3458,57	7205,36	9,17	3458,57	4,4

Bacia E4					
Bacia	Volume (m³)	Área JC (m²)	Área JC (%)	Área MR (m²)	Área MR (%)
Guarulhos	253,64	528,41	1,25	253,64	0,6
São Paulo	380,46	792,62	1,88	380,46	0,9
Belo Horizonte	1268,19	2642,07	6,25	1268,19	3
Porto Alegre	1860,02	3875,04	9,17	1860,02	4,4

APÊNDICE C – ORÇAMENTOS

○ ORÇAMENTOS DETALHADOS PARA O JARDIM DE CHUVA

Tabela	Código	Descrição	Unidade	Custo/un. (R\$)	Quantidade	Total (R\$)
Movimento de Terra						
EDIF	01-04-01	ESCAVAÇÃO MANUAL, PROFUNDIDADE IGUAL OU INFERIOR A 1,50M	M3	32,20	10	322,00
EDIF	01-02-11	CARGA MANUAL E REMOÇÃO DE TERRA, INCLUSIVE TRANSPORTE ATÉ 1 KM	M3	16,84	10	168,40
EDIF	01-01-10	TRANSPORTE DE ENTULHO POR CAMINHÃO BASCULANTE, A PARTIR DE 1KM (20 km)	M3XKM	0,79	200	158,00
Subtotal						648,40
Microdrenagem						
EDIF	01-04-27	TUBO PVC PERFURADO PARA DRENAGEM - DIÂMETRO 6" (150MM)	M	33,30	11,5	382,95
EDIF	01-04-48	CAIXA DE LIGAÇÃO OU INSPEÇÃO - ESCAVAÇÃO E APILOAMENTO	M3	28,98	0,25	7,25
EDIF	01-04-50	CAIXA DE LIGAÇÃO OU INSPEÇÃO - ALVENARIA DE 1/2 TIJOLO, REVESTIDA	M2	124,37	0,25	31,09
EDIF	01-04-52	CAIXA DE LIGAÇÃO OU INSPEÇÃO - TAMPA DE CONCRETO	M2	114,13	0,25	28,53
Subtotal						449,82
Materiais e Revestimento						
SIURB	06-24-00	DRENO DE BRITA	M3	99,68	2	199,36
SIURB	06-25-00	DRENO DE AREIA	M3	108,96	7	762,72
EDIF	18-80-11	TERRA PREPARADA PARA PLANTIO	M3	120,62	1	120,62
SIURB	05-16-00	FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO DE GUIAS PARA JARDIM 7 X 11 X 100CM (IE-3)	M	14,28	9	128,52
Subtotal						1211,22
Paisagismo						
EDIF	18-03-01	GRAMA BATATAES EM PLACAS (PASPALUM NOTATUM)	M2	8,44	2	16,88
EDIF	18-03-69	BAMBUZINHO (BAMBUZA GRACILIS)	UN	29,23	2	58,46
EDIF	18-03-75	COSMOS (COSMOS BIPINNATUS)	UN	14,70	2	29,4
EDIF	18-03-77	DRACENA (DRACAENA FRAGRANS)	UN	25,97	2	51,94
EDIF	18-03-71	BELA EMÍLIA (PLUMBAGO CAPENSIS)	UN	18,18	2	36,36
EDIF	18-03-21	LÍRIO (HEMEROCALLIS FLAVA)	DÚZIA	27,93	1	27,93
Subtotal						220,97
Subtotal Geral						2530,41
Projeto (5%)						126,52
BDI (28,3%)						751,91
TOTAL						3408,84
PREÇO POR M³ DE RESERVAÇÃO						710,18

Tabela	Código	Descrição	Unidade	Custo/un. (R\$)	Quantidade	Total (R\$)
Manutenção Regular - Frequência Mensal						
PMSP	01003	AJUDANTE GERAL (SGSP - Com Encargos)	hora	11,4347	2	22,8694
TOTAL						22,87
Manutenção Ocasional - Frequência Anual						
EDIF	18-80-01	REVOLVIMENTO E AJUSTE DO SOLO	M2	4,19	10	41,9
EDIF	18-80-35	RECOLOCAÇÃO DE TERRA DE JARDIM	M3	136,80	0,05	6,84
Subtotal Geral						48,74
BDI (28,3%)						13,79
TOTAL						62,53
Manutenção Irregular - 5 anos						
EDIF	01-04-52	CAIXA DE LIGAÇÃO OU INSPEÇÃO - TAMPA DE CONCRETO (10 anos)	M2	114,13	0,125	14,27
SIURB	06-24-00	DRENO DE BRITA	M3	99,68	0,1	9,97
SIURB	06-25-00	DRENO DE AREIA	M3	108,96	0,5	54,48
SIURB	05-16-00	FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO DE GUIAS PARA JARDIM 7 X 11 X 100CM (IE-3)	M	14,28	1	14,28
-	-	REPLANTIO (metade das espécies a cada 10 anos)	UN	0,50	110,49	55,24
Subtotal Geral						148,24
BDI (28,3%)						41,95
TOTAL						190,19

○ ORÇAMENTOS DETALHADOS PARA O MICRORRESERVATÓRIO

Tabela	Código	Descrição	Unidade	Custo/un. (R\$)	Quantidade	Total (R\$)
Movimento de Terra						
EDIF	01-04-01	ESCAVAÇÃO MANUAL, PROFUNDIDADE IGUAL OU INFERIOR A 1,50M	M3	32,20	7,52	242,14
EDIF	01-02-11	CARGA MANUAL E REMOÇÃO DE TERRA, INCLUSIVE TRANSPORTE ATÉ 1 KM	M3	16,84	7,52	126,64
EDIF	01-01-10	TRANSPORTE DE ENTULHO POR CAMINHÃO BASCULANTE, A PARTIR DE 1KM (20 km)	M3XKM	0,79	150,4	118,82
Subtotal						487,60
Materiais e Revestimento						
EDIF	03-03-07	CONCRETO FCK = 20,0MPA - VIRADO NA OBRA	M3	321,95	2,72	875,70
EDIF	03-02-04	ARMADURA EM AÇO CA-50	KG	4,98	326,4	1625,47
EDIF	03-01-01	FORMA COMUM DE TÁBUAS DE PINUS - PLANA	M2	39,09	19,04	744,27
EDIF	01-04-26	TUBO PVC PARA DRENAGEM - DIÂMETRO 4" (100MM)	M	19,33	5	96,65
Subtotal						3342,10
Microdrenagem						
EDIF	01-04-48	CAIXA DE LIGAÇÃO OU INSPEÇÃO - ESCAVAÇÃO E APILOAMENTO	M3	28,98	0,25	7,25
EDIF	01-04-50	CAIXA DE LIGAÇÃO OU INSPEÇÃO - ALVENARIA DE 1/2 TIJOLO, REVESTIDA	M2	124,37	0,25	31,09
EDIF	01-04-52	CAIXA DE LIGAÇÃO OU INSPEÇÃO - TAMPA DE CONCRETO	M2	114,13	0,25	28,53
Subtotal						66,87
Subtotal Geral						3896,57
Projeto (5%)						194,83
BDI (28,3%)						1157,865
TOTAL						5249,26
PREÇO POR M³ DE RESERVAÇÃO						1093,60

Tabela	Código	Descrição	Unidade	Custo/un. (R\$)	Quantidade	Total (R\$)
Manutenção Regular - Frequência Anual						
EDIF	17-04-21	LIMPEZA DE CAIXA D'ÁGUA - DE 1001 À 10000 LITROS	UN	85,87	1	85,87
Subtotal Geral						85,87
BDI (28,5%)						24,04
TOTAL						109,91

Manutenção Irregular - 5 anos						
EDIF	01-04-52	CAIXA DE LIGAÇÃO OU INSPEÇÃO - TAMPA DE CONCRETO (10 anos)	M2	114,13	0,125	14,27
EDIF	03-03-07	CONCRETO FCK = 20,0MPA - VIRADO NA OBRA	M3	321,95	0,12	38,63
EDIF	03-02-04	ARMADURA EM AÇO CA-50	KG	4,98	14,4	71,71
EDIF	03-01-01	FORMA COMUM DE TÁBUAS DE PINUS - PLANA	M2	39,09	0,84	32,84
Subtotal Geral						157,45
BDI (28,5%)						44,56
TOTAL						202,01

Tabela	Código	Descrição	Unidade	Custo/un. (R\$)	Quantidade	Total (R\$)
Manutenção Regular - Frequência Mensal						
EDIF	17-04-30	LIMPEZA DE CAIXA DE INSPEÇÃO	UN	3,22	1	3,22
Subtotal Geral						3,22
BDI (28,5%)						0,90
TOTAL						4,12