

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA URBANA

ANÁLISE HIDROLÓGICA EXPERIMENTAL
DE LOTES URBANOS SOB FORMAS DIFERENCIADAS
DE OCUPAÇÃO E CONTROLE DA INUNDAÇÃO

JOÃO BATISTA NETO DE CAMPOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Urbana.

Orientação: Prof. Dr. Ademir Paceli Barbassa

São Carlos

2007

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

C198ah

Campos, João Batista Neto de.

Análise hidrológica experimental de lotes urbanos sob formas diferenciadas de ocupação e controle da inundação / João Batista Neto de Campos. -- São Carlos : UFSCar, 2008.

105 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2008.

1. Inundação. 2. Ocupação do solo. 3. Precipitação.
Título.

CDD: 628.21 (20ª)



FOLHA DE APROVAÇÃO

JOÃO BATISTA NETO DE CAMPOS

Dissertação defendida e aprovada em 15/12/2006
pela Comissão Julgadora

Prof. Dr. Ademir Paceli Barbassa
Orientador (DECiv/UFSCar)

Prof. Dr. Rodrigo de Melo Porto
(SHS-EESC/USP)

Prof. Dr. João Sergio Cordeiro
(DECiv/UFSCar)

Prof. Dr. Bernardo Arantes do Nascimento Teixeira
Presidente da CPG-EU

Dedico esse trabalho a minha filha
Eliane de Oliveira Campos Moura

AGRADECIMENTOS

Pela realização deste trabalho, manifesto meus agradecimentos a todas as pessoas que direta e indiretamente participaram e colaboraram nesta longa e enriquecedora jornada, pois possível não seria nomeá-los a todos. Em particular, agradecimentos especiais:

Ao meu Orientador, professor **Ademir Paceli Barbassa**, cuja paciência, humildade, companheirismo e divisão do conhecimento, guiou-me pelas águas revoltas da hidrologia, seguro no leme e norteando todo o percurso a seguir.

Aos professores **João Sergio Cordeiro** e **Rodrigo de Melo Porto**, cujas valiosas presenças e instrutivas observações em minha Banca de Exame de Qualificação contribuíram decisivamente para a direção e o foco das pesquisas.

Aos professores Dr. **Carlos Lopes dos Santos** e **Luismar Chaves Seabra Pereira** que foram os principais responsáveis pelo início dessa jornada e ao professor Dr. **Gilberto Berzin** que me lembrou os conceitos básicos da hidrologia, bem como ao **Dr. Ricardo Tsukamoto**, pela divisão do conhecimento na seleção de equipamentos e de procedimentos laboratoriais na determinação da eletro resistividade dos solos.

À **Universidade Santa Cecília**, especialmente ao corpo docente e discente da Arquitetura e Urbanismo cujo convívio propiciou-me enorme desenvolvimento pessoal e profissional.

A **SOBLOCO CONSTRUTORA S / A**, especialmente aos diretores de Engenharia Eng^o. **Mário Najm Filho** e Técnico Eng^o. **Nagib Anderãos Neto**, cujo apoio econômico e logístico tornou possível à realização desse trabalho.

Aos meus funcionários e companheiros de trabalho, **Manoel Santana, Cidão, Demas, Damião, Salvador, Liége, Erundino, Tubarão, Marclécio, Vanderlei, Geogerta, Paulo Velzi, Manoel Ribeiro, Osvaldo, Wilson, Keila, Denis, Karina e Ceci**, cuja ajuda na implantação dos lotes experimentais tornaram realidade a pesquisa.

Ao jovem **Daniel Santana** cuja paciente divisão do conhecimento em informática e perseverante determinação na coleta e compilação de dados de campo é, de fato e de direito, também um realizador dessa pesquisa.

Aos meus amigos de todas as horas **Luiz Antonio de Paula Nunes e Dawson da Paixão Ramos** que me tornam, mais do que ontem e menos do que amanhã, um cidadão na verdadeira acepção da palavra.

Ao meu amigo irmão **Ademir**, sua esposa **Maria Luisa** e filhos **Vinicius e Eduardo**, cujo incentivo e apoio familiar muito me auxiliam na minha caminhada.

À minha filha **Eliane**, genro **Alex**, netos **Thiago e Isabele**, além dos “tios” **Arlete e José**, esses há incontáveis anos, razão e motivação para todo esse esforço.

Aos meus pais, **Isa e Ottoni**, que mudaram e abdicaram de suas vidas, com uma notável visão do futuro, propiciando a mim e meus irmãos uma vida muito melhor que a deles e a possibilidade de, hoje, estar colhendo mais esse triunfo.

A **Deus**, que sempre me carrega no colo nos momentos de dificuldade e por colocar em minha vida essas e muitas outras pessoas maravilhosas.

SUMÁRIO

	Página.
INTRODUÇÃO01
01. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	06
1.1 Bacia hidrográfica	06
1.2 Escoamento superficial	08
1.3 Vazões de projeto.....	15
1.4 Modelos hidrológicos e sua classificação.....	23
1.5 Medidas de controle de enchentes à partir do lote	28
1.6 Aprimoramento da legislação de uso e ocupação do solo	57
02. OBJETIVOS	59
2.1. Objetivos gerais	59
2.2. Objetivos específicos.....	59
03. MATERIAIS E MÉTODOS.....	60
3.1. Introdução.....	60
3.2. Localização dos lotes experimentais.....	61
3.3. Área de interesse ao desenvolvimento da pesquisa.....	62
3.4. Monitoramentos das variáveis hidrológicas.....	76
3.5. Características do solo.....	78
04. ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	80
4.1. Análise dos solos dos lotes e do aterro.....	80
4.2. Calibração do vertedor triangular de parede fina.....	80
4.3. Valores medidos de precipitação e de vazão.....	82
4.4. Parâmetros obtidos dos hidrogramas e hietogramas.....	86
05. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	93
06. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	95

SUMÁRIO DE FIGURAS

Página

Figura 1 – Variação do coeficiente de escoamento superficial Cr com a Urbanização(Silveira 1999).....	11.
Figura 2 – Variação do coeficiente de escoamento global com a urbanização (Silveira 1999).....	12.
Figura 3 – Relação da Média da porcentagem de áreas permeáveis e impermeáveis nas áreas livres para toda a cidade (Fontes e Barbassa 2001).....	13.
Figura 4 – Relação entre as médias da porcentagem TO e densidade para toda a cidade nas quatro datas estudadas (Fontes e Barbassa 2001).....	14.
Figura 5 – Linha de tendência entre área impermeabilizada e densidade (Fontes e Barbassa, 2001).....	14.
Figura 6 – Hidrograma na saída da sub-bacia - Método Racional e Tr de 10 anos.....	22.
Figura 7 – Volumes de detenção necessários para lotes com diferentes impermeabilizações.....	35.
Figura 8 – Determinação do volume para amortecimento.....	37.
Figura 9 – Hidrogramas de entrada e saída de microrreservatórios para chuvas reais...38.	
Figura 10 – Esquema construtivo do reservatório de detenção.....	40.
Figura 11 – Esquema da estrutura de retenção.....	42.
Figura 12 – Hietograma analisado.....	42.
Figura 13 – Trincheira de infiltração de Schueler,segundo Cruz,Araújo e Souza(1999).....	45.
Figura 14 – Determinação do volume da estrutura de infiltração.....	51.
Figura 15 - Pavimento permeável (Urbonas e Stahre, 1993).....	54.
Figura 16 – Mapa de São Paulo, localizando a área. Fonte: IBGE.....	61.
Figura 17 – Município de Bertioga. Fonte: Sobloco Construtora S/A.....	61.
Figura 18 – Área de implantação e demarcação dos lotes. Acervo do autor.....	65.
Figura 19 – Planta do lote experimental denominado natural implantado na Riviera de São Lourenço - Bertioga - SP.....	67.

Figura 20 – Planta do lote experimental denominado sustentável implantado na Riviera de São Lourenço - Bertioga - SP.....	68.
Figura 21 – Detalhamento dos microrreservatórios implantados na Riviera de São Lourenço - Bertioga - SP.....	69.
Figura 22 – Planta do lote experimental denominado convencional implantado na Riviera de São Lourenço - Bertioga - SP.....	70.
Figura 23 – Remoção da camada vegetal e execução do aterro dos lotes experimentais implantados na Riviera de São Lourenço Bertioga – SP.....	71.
Figura 24 – Execução da estanqueidade extra e intra-aterro dos lotes experimentais implantados na Riviera de São Lourenço, Bertioga/SP.....	72.
Figura 25 – Lote convencional experimental implantado na Riviera de São Lourenço, Bertioga - SP.....	73.
Figura 26 – Detalhe dos poços de infiltração, no fundo da caixa correspondente à metade do reservatório de retenção.....	74.
Figura 27 – Lote sustentável: detalhe da coleta das águas superficiais (esquerda), da calha e verterdor (centro), além do medidor (direita).....	74.
Figura 28 – Lote natural experimental implantado na Riviera de São Lourenço, Bertioga - SP.....	75.
Figura 29 – Detalhe da calha e do verterdor.....	75.
Figura 30 – Acréscimo de áreas impermeabilizadas nos lotes.....	76.
Figura 31 – Vertedor triangular.....	77.
Figura 32 – Sensor em seu abrigo.....	77.
Figura 33 – Curva granulométrica do solo do aterro.....	79.
Figura 34 – Curva granulométrica da área dos lotes experimentais implantados na Riviera de São Lourenço, Bertioga - SP.....	79.
Figura 35 – Gráficos de vazões contra a lâmina, para vertedor triangular de parede fina, obtidas experimentalmente.....	81.
Figura 36 – Hidrogramas e hietograma dos lotes experimentais observados na Riviera de São Lourenço, Bertioga/SP.....	83.

Figura 37 – Hidrogramas e hietograma dos lotes experimentais observados na Riviera de São Lourenço, Bertioga/SP.....	84.
Figura 38 – Hidrogramas e hietograma dos lotes experimentais observados na Riviera de São Lourenço, Bertioga/SP.....	85.
Figura 39 – Alturas precipitada e efetiva para os lotes sustentável, natural e convencional	90.
Figura 40 – Alturas precipitada e efetiva ocorridas no lote experimental convencional na Riviera de São Lourenço – Bertioga / São Paulo.....	91.
Figura 41 – Alturas precipitada e efetiva ocorridas no lote experimental natural na Riviera de São Lourenço – Bertioga / São Paulo.....	91.
Figura 42 – Alturas precipitada e efetiva ocorridas no lote experimental sustentável na Riviera de São Lourenço – Bertioga / São Paulo.....	92.

SUMÁRIO DE TABELAS

Página.

Tabela 1 – Valores do coeficiente de deflúvio baseados nas características da bacia....	19.
Tabela 2 – Valores do coeficiente de deflúvio baseados nas características detalhadas das superfícies da bacia.....	20.
Tabela 3 – Coeficientes de deflúvio médios globais.....	20.
Tabela 4 – Cálculo de vazão utilizando-se de diferentes valores de C estimados para a Sub Bacia Hidrológica de Tanquinho	22.
Tabela 5 - Valores do coeficiente k	33.
Tabela 6 – Características e resultados nos cenários do lote padrão utilizado.....	36.
Tabela 7 – Resultados das simulações para o reservatório de retenção por infiltração.	41.
Tabela 8 – Diminuição e retardo do pico do hidrograma.....	42.
Tabela 9 – Granulometria do solo.....	78.
Tabela 10 – Vazões obtidas experimentalmente (Q) e calculadas usando as fórmulas de Thompson e de Gourley e Grimp.....	81.
Tabela 11 – Parâmetros obtidos dos hidrogramas e hietogramas dos lotes experimentais.....	88.
Tabela 12 – Parâmetros máximos, mínimos e médios dos coeficientes de redução de Picos e de tempos de retardamento (Tret).....	89.

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Af – clima equatorial úmido
CETESB – Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental.
cm – centímetro.
CoefEscSupC – coeficiente de escoamento superficial C.
curva i-d-f – curva intensidade x duração x frequência
DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo.
ETE – estação de tratamento de esgotos.
FAO - Food and Agriculture Organization
hef (mm) – altura efetiva em milímetros.
Hef conv. – altura precipitada ou efetiva para o lote sustentável.
Hef nat – altura precipitada ou efetiva para o lote sustentável.
Hef sus. – altura precipitada ou efetiva para o lote sustentável.
hidroent – hidrograma de entrada de microrreservatório.
hidrosai – hidrograma de saída de microrreservatório.
i/s . ha – intensidade da precipitação dividida pela declividade média e multiplicada pela área em hectares.
IDF – Intensidade x duração x frequência.
IPH – Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
Kg/m³ – quilograma por metro cúbico.
km² – quilometro quadrado.
l / s – litros por segundo.
L/s – litros por segundo.
m – metro.
m/d – metro por dia (unidade de velocidade de evapotranspiração)
m/m – metro por metro (declividade).
m² - metro quadrado.
m³ – metro cúbico.
m³/s – metro cúbico/segundo.
mA – miliampere.
método HU – método do Hidrograma Unitário.
min – minuto.
mm – milímetro.
mm/h – milímetros por hora.
° - grau celsius.
° - medida de abertura angular.
OP 30 – textura do geotêxtil utilizado.
q_{máx} - vazão máxima.
S – sul.
tr – tempo de recorrência.
UFSCar – Universidade Federal de São Carlos.
UR – umidade relativa.
V.E.S.D.(L) – Volume do escoamento superficial direto em litros.
Vinf sust/conv – Volume infiltrado do lote sustentável em relação ao lote convencional.
W – oeste.

RESUMO

A pesquisa teve como objetivo geral analisar o comportamento hidrológico de lotes experimentais reais submetidos a usos e ocupações diferenciadas. Para isto foram implantados três lotes urbanos pilotos – em escala real e medindo cada um deles 12 (doze) metros de frente por 30 (trinta) metros de profundidade, reproduzindo as características médias urbanas da área litorânea do município de Bertioga/São Paulo. Um lote foi mantido em condições naturais, sem qualquer edificação, outro recebeu impermeabilização de 75% da área, correspondente à edificação e piso, chamado de lote convencional. No terceiro, idêntico ao convencional e denominado sustentável, instalaram-se dois microrreservatório com volume útil total de $1,5 \text{ m}^3$. Os lotes foram aterrados elevando o nível de sua superfície em 0,60 m, sendo os solos dos lotes e do aterro caracterizados quanto à sua granulometria. A precipitação foi registrada continuamente, de minuto a minuto, por meio de um pluviógrafo instalado no lote central. As vazões efluentes dos lotes foram medidas individualmente por meio de um vertedor triangular de parede fina, o qual foi calibrado em laboratório. Em cada lote, junto aos vertedores, foram instalados sensores de nível para leitura da lâmina sobre a crista do vertedor. Observou-se pela análise visual dos hidrogramas que o lote convencional responde muito mais rapidamente que os outros dois, pelo maior número de picos de vazão e menor tempo de ascensão. A presença de microrreservatório no lote sustentável abateu as vazões consideravelmente em relação ao convencional, com a consequente sensível redução do coeficiente de escoamento superficial médio de 0,72 (lote convencional) para 0,10 (lote sustentável). O tempo de retardamento do lote convencional foi aproximadamente um terço do lote sustentável devido ao efeito dos microrreservatórios.

ABSTRACT

The all-purpose of the present paper is to evaluate the hydrological behavior of some real experimental lots of different uses and occupation. For trial, three pilot urban lots were implanted – in real scale and measuring 12 (twelve) meters front by 30 (thirty) meters depth each one, reproducing the urban standard characters of coast side of Bertioga / São Paulo. One lot was kept in natural conditions, with no edification; another one got 75% of its area, related to floor and edification, waterproofed, called common lot. The third one, identical to the conventional lot and called sustainable, got two microreservoirs (with total useful volume of 1,5m³) installed on its inside. The lots were grounded elevating their land level on 0,6m, and the lots' soil and grounding characterized on their granulometria. The precipitation was continuously recorded, minute by minute, with a pluviograph installed on central lot. The effluent outflows were individually measured with a triangular spillway with fine walls, lab calibrated. The visual analysis of the hydrograms concludes that the conventional lot responds much faster than others, for its greater outflow peaks and smaller ascending time. The presence of micro reservoir on sustainable lot has considerably reduced outflows related to conventional one, with a consequently sensible reduction of outflowing coefficient of superficial outflow average of 0,72 (conventional lot) to 0,10 (sustainable lot). The delay time of conventional lot was mostly third part of sustainable lot's time because of micro reservoirs effect.

INTRODUÇÃO.

O processo de urbanização característico da ocupação portuguesa era constituído por manchas urbanas nas quais vielas estreitas e íngremes dificultavam a acessibilidade aos povoados. Esta estratégia propiciava a manutenção da posse da área, bem como a defesa de investimentos e a segurança dos pioneiros, com reduzida mobilização de recursos humanos e materiais bélicos na defesa contra invasores de outros países ou indígenas. Além de maximizar as conquistas de Portugal, que não dispunha de grandes exércitos disponibilizados para esta função, este padrão de ocupação facilitava o escoamento das águas superficiais em decorrência dos fortes declives.

Ao implantar este modelo de ocupação física no Brasil, Portugal direcionou nossa expansão urbana ao longo das calhas dos cursos d'água, uma vez que os rios, conjugando os aspectos topográficos propícios à estratégia de ocupação, configuravam-se ainda como vias de transporte e fontes indispensáveis para o abastecimento de água, facilitando a disposição das águas residuárias e dos resíduos sólidos.

Hoje, em algumas cidades onde a frequência de inundação é alta, as áreas de risco são ocupadas por sub-habitações, porque representam espaço urbano pertencente ao poder público ou desprezado economicamente pelo poder privado. TUCCI (1995) ressalta ainda, que a tendência da urbanização ocorrer no sentido de jusante para montante, quase sempre motivada pelas características de relevo – normalmente representado por áreas mais amplas na foz dos vales e dos rios – enseja a consideração de vários fatores, quais sejam:

- ✓ Quando um loteamento é projetado, os municípios exigem apenas que o projeto de disposição de águas pluviais seja suficiente no sentido de drenar a água do loteamento, sem verificar as conseqüências à jusante.
- ✓ Se o poder público não controla essa urbanização e não amplia a capacidade da macro drenagem, a ocorrência de enchentes aumenta, provocando perdas sociais e econômicas.

- ✓ Normalmente, o impacto do aumento da vazão máxima sobre o restante da bacia não é avaliado pelo projetista ou exigido pelo município.
- ✓ A combinação destes fatores, quando há implantação de diferentes loteamentos, produz aumento da ocorrência de enchentes à jusante (TUCCI e GENZ, 1995).

Ainda segundo TUCCI (1995) as enchentes urbanas são um problema crônico no Brasil, devido principalmente ao planejamento inadequado da drenagem e à filosofia errônea dos projetos de engenharia: a idéia preconcebida dos engenheiros de que a boa drenagem é aquela que permite escoar rapidamente a água precipitada sobre a área do seu estudo. No entanto, a melhor drenagem é aquela que drena o escoamento sem causar impacto, nem no local do projeto, nem à jusante do mesmo.

As conseqüências destes erros têm produzido custos extremamente elevados para a sociedade como um todo. O prejuízo médio de inundação, nos Estados Unidos, chegou à cerca de 5 bilhões de dólares anuais, estimativa de 1983. No Brasil, são raros os estudos que quantificam este impacto. Em 1986, JICA, citado por TUCCI em 1995, estimou em 7% do valor de todas as propriedades de Blumenau o custo médio anual de enchentes para essa cidade e em 22 milhões de dólares para todo o Vale do Itajaí. O prejuízo previsto para uma cheia de 50 anos foi de 250 milhões de dólares. Segundo MENDIONDO e PORTO (2002), mais de 80% da população brasileira reside em cidades que sofrem prejuízos anuais de até US\$ 1 bilhão pelas enchentes. Em São Carlos/SP, as inundações mais freqüentes afetam a mais de 40 lojas comerciais, com perdas estimadas de R\$ 500.000,00 por enchente.

Uma das alternativas para a solução do problema das enchentes urbanas, talvez a mais eficiente e econômica, refere-se à implantação de dispositivos de controle, ou seja, uma série de medidas que possibilitariam o armazenamento das águas pluviais, sob o ponto de vista da redução e retardamento do deflúvio direto. O uso de dispositivos redutores do escoamento urbano, como microrreservatórios em lotes, pavimentos permeáveis e trincheiras de infiltração, associados à rede de drenagem, podem possibilitar a diminuição da freqüência e intensidade das cheias urbanas.

Sob este enfoque, vale o registro de estudos experimentais ou simulações efetuadas por vários autores em que:

- ✓ Estudou-se a implantação de um reservatório, para regiões de pequena capacidade de distribuição de água, recebendo água escoada de telhados, posteriormente clorada e utilizada para os usos domésticos;
- ✓ Elaborou-se um modelo matemático hidrológico para simular um lote padrão de ocupação urbana com variação das taxas de áreas impermeáveis e com alterações nos tipos de cobertura do solo;
- ✓ Dimensionou-se um microrreservatório de detenção de águas pluviais com o objetivo de reduzir os valores de vazões máximas de saída dos lotes para valores de pico correspondentes à sua condição de pré-ocupação ou "rural";
- ✓ Analisou-se a eficiência de reservatórios para controle distribuído frente à ocorrência de eventos reais de precipitação, comparando-se lote padrão com 0% de área impermeável na pré-urbanização e 80% de área impermeabilizada após a urbanização;
- ✓ Efetuaram-se medidas, através de várias simulações com variação de volume de microrreservatório e respectivas estruturas extravasores, buscando-se a obtenção de medidas ótimas para o microrreservatório a ser aplicado a determinado lote;
- ✓ Analisou-se a eficiência de um microrreservatório de detenção, através de um módulo experimental composto por um reservatório de 1 m³ e construído nas dependências do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, no controle da geração do escoamento superficial, recebendo contribuição de uma área de 337,5 m²;

- ✓ Avaliou-se o funcionamento hidráulico de reservatório de detenção por infiltração, para as condições específicas da cidade de Natal;
- ✓ Analisou-se, através de simulações, a eficácia da implantação de estruturas de retenção dentro de um lote urbano, com o objetivo de amortizar o valor do pico de um hidrograma de escoamento pluvial, na cidade de Resistencia, em pleno vale do rio Paraná;
- ✓ Buscou-se fornecer informações que auxiliassem na aplicação de um controle eficiente dos efeitos da urbanização na drenagem, efetuando a quantificação das respostas de lotes individuais hipotéticos, com características usuais de ocupação, a impulsos correspondentes a precipitações de projeto de microdrenagem urbana;
- ✓ Desenvolveu-se projeto de um sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração de águas pluviais, em uma casa unifamiliar, águas coletadas em um telhado dimensionado a partir do aproveitamento de 85% da precipitação anual média de observada em Estação Pluviométrica;
- ✓ Avaliou-se o desejo do reuso da água armazenada em pequenos reservatórios utilizados para controle de cheias, em um lote residencial localizado no bairro do Grajaú, na cidade do Rio de Janeiro, realizando simulações dos cenários de operação do reservatório com múltiplos fins através do modelo de células de escoamento;
- ✓ Pesquisaram-se as possibilidades de aplicação de microrreservatórios e pavimentos permeáveis em lotes localizados em sub-bacias hidrográficas urbanas da Ponte Seca (SBHUPS), situadas em Jaboticabal / SP;

- ✓ Desenvolveu-se trabalho em que se buscava avaliar comparativamente o desempenho de métodos de dimensionamento de reservatórios de detenção, simulando seu comportamento frente a eventos reais de precipitação.

O interesse dos pesquisadores e a diversidade e riqueza das formas de abordagem do assunto demonstram sua importância no cenário da drenagem urbana. Assim sendo, idealizou-se uma pesquisa em que seriam implantados três lotes experimentais ocupados de formas diferenciadas, com o objetivo de se obter as respostas comparativas dos mesmos, quando submetidos a uma mesma precipitação. Face à complexidade das precipitações, em função de sua variabilidade espacial e temporal, achou-se conveniente que as observações tivessem registros “on line”, eliminando erros de registros e/ou transcrições manuais.

Nos capítulos seguintes, são abordados a bibliografia consultada sobre itens correlacionados ou pertinentes ao tema, os objetivos gerais e específicos da pesquisa, os materiais e métodos empregados no desenvolvimento da mesma, bem como a análise dos resultados obtidos e as conclusões resultantes do trabalho.

1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.

No presente capítulo foram relacionadas as pesquisas e estudos realizados, que de alguma forma possam contribuir para o desenvolvimento do presente trabalho. Relacionou-se o atual estágio de desenvolvimento das pesquisas em que se abordam medidas de controle das cheias em áreas urbanizadas. Procurou-se definir bacia hidrográfica pequena e escoamentos originados pelas precipitações e, ainda, as características da área onde se pretende desenvolver a presente pesquisa; conceitos, experimentos nacionais e internacionais e critérios de dimensionamento das medidas estruturais de controle; bem como um resumo sobre alguns modelos hidrológicos e sua aplicabilidade.

1.1 Bacia hidrográfica (impermeabilização x hidrograma)

Segundo LIMA (1989), a bacia hidrográfica pode ser definida como um sistema geomorfológico aberto, que recebe energia por meio de agentes climáticos e perde em consequência do deflúvio. A bacia hidrográfica como sistema aberto, pode ser descrita em termos de variáveis interdependentes, que oscilam em torno de um padrão e, desta forma, uma bacia mesmo quando não perturbada por ações antrópicas, encontra-se em equilíbrio dinâmico.

O conceito do que seja uma pequena bacia é relativo. Sob o ponto de vista de drenagem urbana, interessa defini-la em função de suas características hidrológicas. As propriedades seguintes, segundo PORTO (1995), descrevem uma bacia pequena em relação às precipitações e a outras características do escoamento que produzem as vazões de pico:

- A chuva pode ser considerada uniformemente distribuída no tempo;
- A duração da chuva, normalmente, excede o tempo de concentração da bacia;
- O escoamento superficial é devido, principalmente, ao escoamento sobre superfícies (“overland flow”);
- O processo de amortecimento nos canais é desprezível.

Além de relativo, o conceito de micro bacia é também um tanto vago: primeiro, porque não há um limite de tamanho para a sua caracterização, e, em segundo lugar, porque há que se fazer distinção entre dois critérios, segundo LIMA (1989):

a) Do ponto de vista hidrológico, as bacias hidrográficas são classificadas em grandes e pequenas não com base em sua superfície total, mas nos efeitos de certos fatores dominantes na geração do deflúvio. Define-se "micro bacia" como sendo aquela cuja área é tão pequena que a sensibilidade a chuvas de alta intensidade e às diferenças de uso do solo não seja suprimida pelas características da rede de drenagem.

b) Do ponto de vista de programas e políticas de uso do solo de recente estabelecimento no país - os programas de manejo de micro bacias - o critério de caracterização da micro bacia, neste caso, é eminentemente político e administrativo.

TUCCI (1995) preconiza que na bacia hidrográfica rural, o fluxo é retido pela vegetação, infiltra-se no subsolo e, o que resta, escoar sobre a superfície de forma gradual, produzindo um hidrograma com variação lenta de vazão e com picos de enchentes moderados. Com o desenvolvimento urbano, ocorre a impermeabilização do solo através de telhados, ruas, calçadas e pátios, entre outros. Dessa forma, a parcela da água que infiltrava passa a escoar pelos condutos, aumentando o escoamento superficial. Os efeitos principais da urbanização são os aumentos da vazão máxima, a antecipação do pico e o aumento do escoamento superficial.

PORTO (1995) entende que a cobertura vegetal exerce um importante papel no ciclo hidrológico, pois reduz a energia específica das precipitações e, com isso, favorece os processos de interceptação, infiltração e evapotranspiração. Dependendo das características geológicas e pedológicas da região, pode haver um aumento do escoamento sub-superficial e subterrâneo e, conseqüentemente, uma redução no escoamento superficial direto.

As características da urbanização brasileira, com lotes pequenos e intensamente urbanizados, tendem a ampliar ainda mais esse efeito. Num lote urbano, a parcela do pátio impermeabilizada pode representar um fator significativo no hidrograma do terreno. Na ocupação urbana, normalmente, existem os índices de ocupação (projeção da área construída sobre a área do lote) e de aproveitamento (área construída total em relação à área do terreno), que são indicadores para o planejamento

da densificação urbana. No entanto, não existe nenhuma exigência quanto a um índice de impermeabilização, que é a parcela do terreno que contribui para o escoamento superficial no projeto de desenvolvimento do lote (TUCCI, 1995), lacuna esta que poderia ser preenchida pela adoção dos parâmetros e resultados obtidos em pesquisas já não tão recentes, como a realizada por FONTES E BARBASSA (2001), resumida no próximo item.

Também CAMPANA e EID (2003) avaliaram a eficiência de três tipos de superfície, com áreas variando de 3.200 a 4.500 m² - monitoradas no período outubro / 2001 – março / 2003 e submetidas a precipitações reais ao invés de simuladores de chuva. Comparando as superfícies caracterizadas por superfície de asfalto – totalmente impermeável, superfície coberta com blocos vazados e superfície de chão batido recoberto com pedrisco, os autores conseguiram demonstrar a real eficiência das superfícies cobertas com blocos vazados, desde que se tenha o cuidado de adotar cota 2 ou 3 cm superiores, para as superfícies de preenchimento das áreas vazadas e para as camadas entre blocos, relativamente à superfície dos mesmos.

1.2 Escoamento superficial

Desde os trabalhos pioneiros de Horton publicados a partir de 1933, prevaleceu a teoria de que o escoamento direto era basicamente produzido pelo escoamento superficial, que ocorre toda vez que a intensidade da chuva exceda a capacidade de infiltração do solo, ou seja, a água da chuva se infiltra no terreno e alimenta o lençol freático, para depois então deixar a micro bacia na forma de escoamento base.

Mais ainda, segundo esta teoria, o escoamento superficial assim gerado (hoje referido como escoamento superficial hortoniano) provinha de todas as partes da micro bacia (CHORLEY, 1978). Na realidade, o modelo de Horton não funciona bem para a quantificação do escoamento direto em micro bacias de clima úmido, a não ser no semi-árido com solos rasos e desprovidos de vegetação. Por exemplo, BETSON (1964), em Porto Alegre, usou o modelo de Horton para a predição do escoamento direto em micro bacias e verificou que o modelo só se ajustava com a multiplicação dos resultados por um fator de correção, enquanto EIGER (1999), em São Paulo, utilizou um reservatório linear para representar os efeitos da infiltração, evapotranspiração e recarga

da zona saturada no teor de umidade da camada superior do solo, obtendo, através desta representação conceitual, a equação de infiltração de Horton como resultado.

Assim, durante uma chuva, a área da micro bacia que contribui para a formação do deflúvio resume-se aos terrenos que margeiam a rede de drenagem, sendo que nas porções mais altas da encosta a água da chuva tende principalmente a infiltrar-se e escoar até o canal mais próximo através de processo sub-superficial, LIMA (1989).

Ainda segundo esse autor, em micro bacias de clima úmido (principalmente àquelas com cobertura florestal), o escoamento superficial ("hortoniano") raramente ocorre, a não ser em partes isoladas da micro bacia, onde existem condições de baixa infiltração; ficando restrito ao longo da área variável de afluência, que se encontra, normalmente, sempre em condições de saturação.

A capacidade de infiltração depende das características do solo e do estado de umidade da camada superior do solo, denominada também de zona não-saturada. A velocidade do fluxo de água através da camada não-saturada do solo até o lençol freático (zona saturada) é denominada de percolação. A percolação também depende do estado de umidade da camada superior do solo e do tipo de solo (TUCCI E GENZ, 1995).

A ocupação urbana desordenada no Brasil é sem dúvida a principal causa das inundações nas áreas densamente povoadas, principalmente devido à impermeabilização das superfícies, uma vez que a infiltração passa a não existir. Neste sentido, as alterações no ciclo hidrológico e, conseqüentemente, na drenagem de águas pluviais, são decorrentes do processo de urbanização, e entre outras razões pela - "impermeabilização do solo, pelas edificações e pavimentações das vias públicas"- TUCCI (1995) estimou em seis vezes o incremento da vazão média de cheia do rio Belém em Curitiba, assim como BARBASSA (1991) estudou a influência das áreas impermeáveis e a variação espacial da precipitação através do modelo hidrológico urbano distribuído - MHUD II, para a cidade de São Carlos/SP. Encontrou que a vazão do ano de 1980 produzida por chuva de período de retorno de 10 anos assemelha-se à vazão do ano de 1990 produzida por chuva de período de retorno de 5 anos, indicando seu crescimento associado ao incremento da impermeabilização.

SICKERMANN (2001) recomenda que se faz imperioso melhorar a retenção das águas pluviais por medidas de des-impermeabilizantes e outras intervenções técnicas. Normalmente, a drenagem se dá de forma centralizada (a chamada macro-drenagem), através de novos ou ampliados canais e galerias pluviais, dos reservatórios de detenção (“piscinões”), de áreas em concreto abertas ou subterrâneas, que liberam as águas pluviais depois da enxurrada e de forma controlada, que supostamente deveriam resolver os problemas das enchentes para as próximas décadas. Estas soluções são dispendiosas (estima-se a necessidade de financiamento da ordem de US\$ 9 bilhões somente para a cidade de São Paulo), a execução é demorada e elas correm o perigo de não ou somente parcialmente atingir o efeito desejado.

MILOGRANA E CAMPANA (2001) preconizam que o desconforto experimentado em várias das grandes cidades brasileiras, por ocasião das chuvas, motivou o desenvolvimento de trabalho, no qual são sugeridas alternativas para o controle do escoamento superficial em ambientes urbanos. A pesquisa, realizada na bacia hidrográfica do Córrego Vaca Brava – Goiânia, vem reforçar o conceito atual da drenagem urbana, no sentido de fazer com que as águas pluviais permaneçam por mais tempo na bacia hidrográfica, por meio da instalação de dispositivos de detenção, reduzindo e amortecendo o pico do escoamento superficial direto e controlando a descarga dos volumes gerados nos corpos receptores.

Nesse estudo os autores avaliaram, via simulação matemática, a eficiência hidráulica da utilização de dois reservatórios de detenção inseridos em áreas públicas no controle das cheias em ambientes urbanos. O índice de áreas impermeáveis encontrado foi de aproximadamente 30% para o cenário de pré-urbanização, 79% para o cenário atual e 88% para o cenário futuro. Os valores obtidos mostraram que a situação atual já está atingindo a situação prevista para o futuro. No cenário atual já existe uma parcela considerável de lotes com 100% de área impermeabilizada, fruto da falta de fiscalização, do cumprimento da legislação e de aspectos diferenciados da legislação anterior, na qual a maior parte dos projetos foi aprovada.

Ainda de acordo com os referidos autores, a simulação do escoamento na área de estudo, sem a inserção das estruturas de controle, mostrou um aumento de 60,36% sobre a vazão de pico da pré-urbanização no cenário atual e de 75,58% no

cenário futuro. Esses acréscimos ocasionaram um excedente na capacidade de escoamento das ruas e da galeria em alguns trechos em ambos os cenários, o que mostrou a necessidade de redimensionar a galeria instalada ou utilizar outras formas de redução dos volumes escoados.

De acordo com SILVEIRA (1999), na quantificação do impacto da urbanização sobre os escoamentos urbanos é essencial a previsão das alterações hidrológicas quantitativas e de qualidade da água decorrentes do crescimento das cidades. Para cidades brasileiras as informações sobre o assunto são raras, mas dados disponíveis em Porto Alegre permitem estimativas de impactos quantitativos que podem ser úteis a outras cidades do país. A análise efetuada para Porto Alegre permitiu estabelecer curvas empíricas de evolução do coeficiente de escoamento global e do coeficiente de escoamento superficial com as taxas de urbanização, conforme FIGURAS 1 e 2.

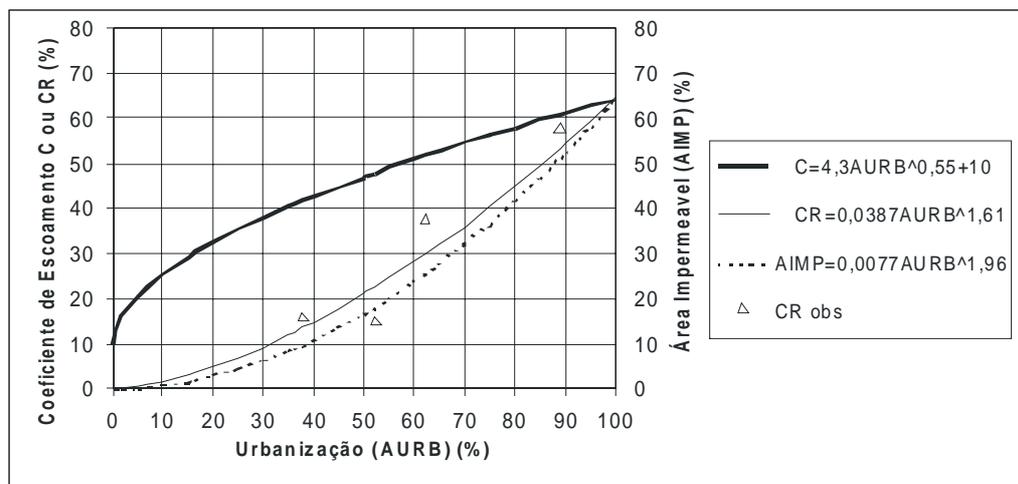


Figura 1 – Variação do coeficiente de escoamento superficial C_r com a urbanização (Silveira 1999).

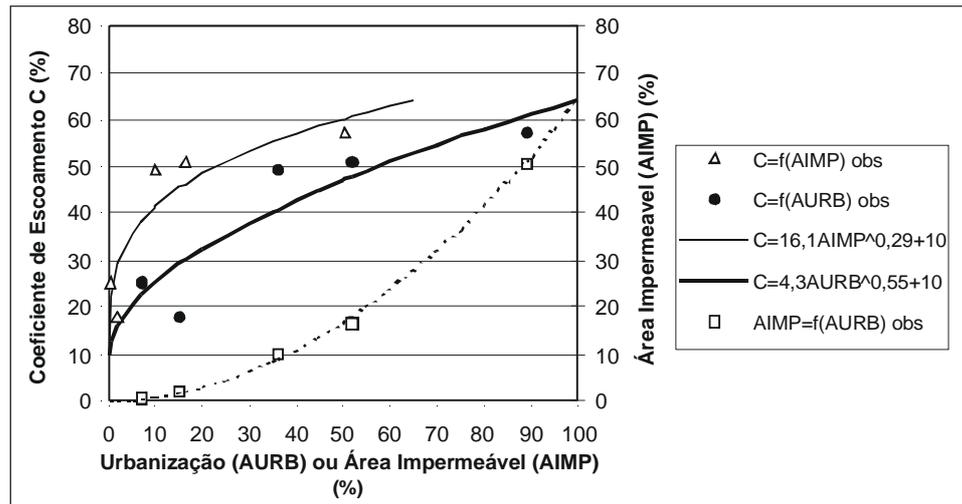


Figura 2 - Variação do coeficiente de escoamento global com a urbanização (Silveira 1999).

Nesta mesma linha, FONTES E BARBASSA (2001) desenvolveram pesquisa com o intuito de levantar parâmetros urbanísticos históricos e atuais para auxiliar a elaboração do planejamento do sistema de drenagem e urbanístico, nos estudos hidrológicos, na avaliação da legislação de uso e ocupação do solo e na conscientização e educação da população sobre sua atuação na transformação do meio urbano. Também segundo estes pesquisadores, as cidades vêm crescendo desordenadamente por todo o país e muitas vezes este desenvolvimento desregrado acarreta na impermeabilização indiscriminada do solo. Para eles, é fundamental o planejador tentar entender esse processo e sua distribuição na área de intervenção.

A substituição de solos permeáveis por coberturas impermeáveis é um movimento crescente e tem inúmeras explicações, desde a facilidade na manutenção das áreas livres, estética, falta de espaço, falta de tempo, entre outras. Foi nesse contexto que o trabalho se fundamentou tentando entender como alguns parâmetros urbanísticos se comportavam na cidade, seus reflexos e contribuições na previsão de cenários futuros. Foram amostradas 208 quadras para vetorização de informações a partir de mapas aerofotogramétricos e levantamento de dados populacionais para os anos de 1998, 1988, 1978 e 1970, levantadas 146 quadras nos cadastros da Prefeitura Municipal e 50 quadras para as visitas de campo, as duas últimas em 1998, na cidade de São Carlos, Estado de São Paulo, obtendo-se as relações médias constantes da FIGURA 3.

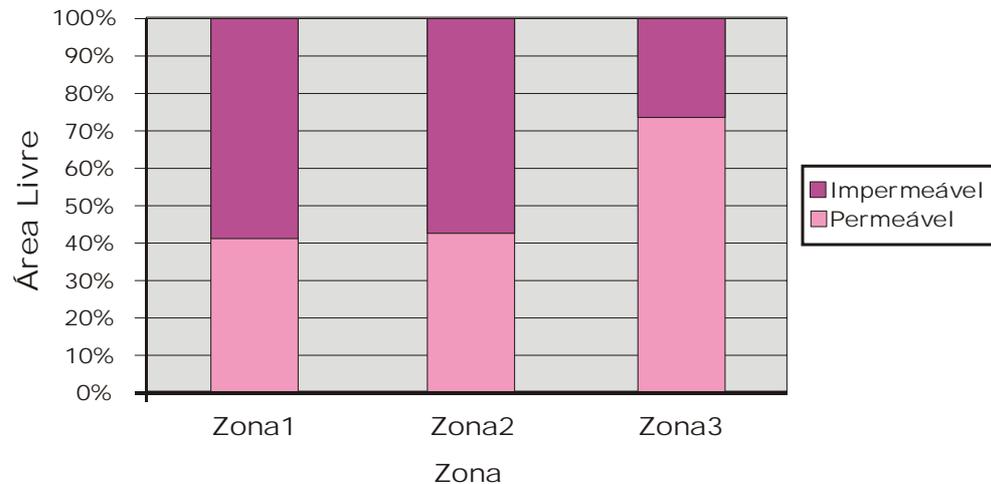


Figura 3 – Relação da Média da porcentagem de áreas permeáveis e impermeáveis nas áreas livres para toda a cidade (Fontes e Barbassa 2001).

A quantificação das áreas permeáveis e impermeáveis, exclusivamente de interiores de quarteirões, foi decorrência das visitas de campo. Esta medição permitiu entender e relacionar a distribuição de áreas permeáveis e impermeabilizadas nas áreas privadas da cidade, registrando médias de áreas permeáveis de 22,39% (área central), 28,34% (área intermediária) e 56,99% (zona periférica) para o ano de 1998, conforme FIGURA 3. As áreas permeáveis aumentam conforme a direção centro-periferia, constatando um comportamento inverso ao da taxa de ocupação. Isto se explica pela crescente substituição de uso do solo que acarreta, na maioria das vezes, o aumento da impermeabilização; facilidade na manutenção das áreas livres do lote, "cimentando" as frentes e os quintais; aumento da ocupação dentro dos lotes, "construção de puxados", etc.

Além dos resultados gerais obtidos, o cruzamento dos dados entre as diferentes fontes permitiu avaliar outros parâmetros urbanísticos. Isto aconteceu, por exemplo, ao comparar o coeficiente de aproveitamento com a taxa de ocupação (dados da digitalização / dados da prefeitura), densidade populacional (dados da prefeitura / dados do IBGE), taxa de permeabilidade (dados digitalizados / dados da visita de campo), sintetizados na FIGURA 4.

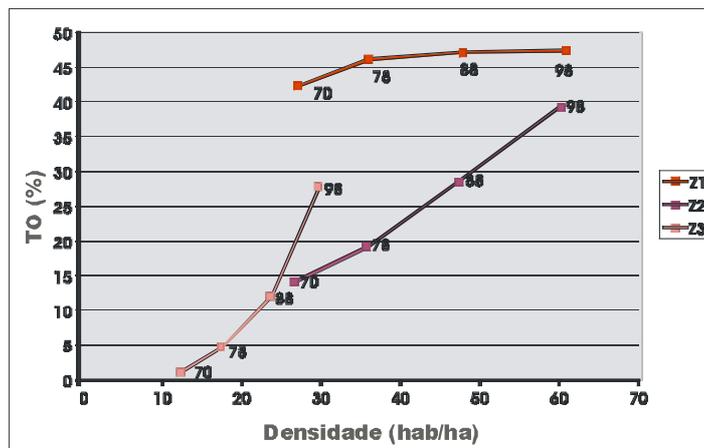


Figura 4 – Relação entre as médias da porcentagem TO e densidade para toda a cidade nas quatro datas estudadas (Fontes e Barbassa 2001).

Na relação entre Taxa de Ocupação Impermeabilização (TOI) e Densidade, o cruzamento proporcionou traçar um perfil direto entre a porcentagem de área que cada quadra pode ajudar na retenção das águas de chuva e o quanto as mesmas contribuem para o escoamento superficial da cidade. À partir desses dados, obteve-se a FIGURA 05.

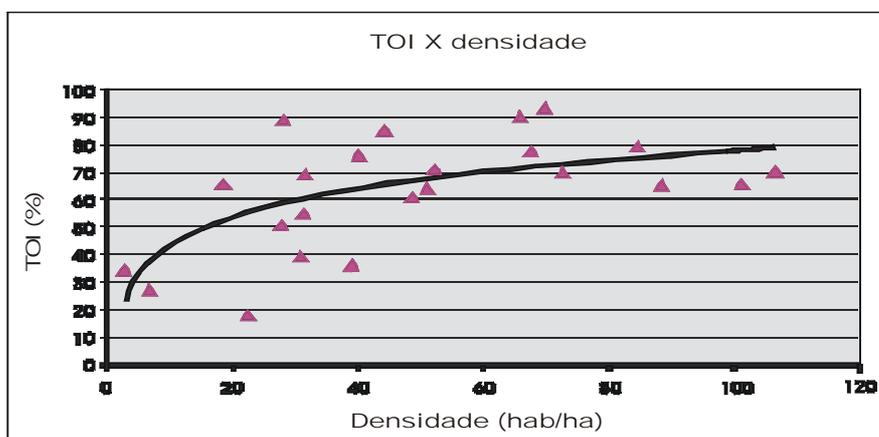


Figura 5 – Linha de tendência entre área impermeabilizada e densidade (Fontes e Barbassa, 2001).

1.3 Vazões de projeto

Para PINTO, HOLTZ, MARTINS e GOMIDE (1976), quando as observações de um pluviômetro são utilizadas para estimar o deflúvio de uma pequena bacia, obtêm-se um valor errado por falta, pois eles registram quantidades obtidas em 12 ou 24 horas, que é um tempo muito grande quando se analisa a duração das fortes precipitações (geralmente entre 20 e 40 minutos), bem como face à pequena área em estudo, quando se considera o lote como uma bacia hidrográfica.

Para a quantificação da contribuição dos lotes podem-se utilizar medidores em canais abertos, previstos para medir líquidos parcialmente confinados, quando o escoamento do líquido é feito sob a ação da gravidade. Nos vertedores, a água deve passar por uma abertura de uma placa colocada atravessada no canal provocando, então, uma variação básica na direção do fluxo (DELMÉE, 1989). Para PORTO (1998), os vertedores triangulares são particularmente recomendados para medição de vazões abaixo de 30 l / s, com cargas entre 0,06 e 0,50 m. Ainda segundo esse autor, entre os vertedores triangulares mais usados nas medições práticas, destaca-se aquele com ângulo de abertura igual a 90° (noventa graus), sendo mais usadas as fórmulas experimentais de Thomson e de Gouley e Crimp, recomendação essa também explicitada por LENCASTRE (1983).

Por outro lado, SILVEIRA (2000), em artigo sobre a evolução da hidrologia urbana no Brasil, demonstra a propriedade do uso do Método Racional para a determinação da vazão máxima do lote; sendo também usual o dimensionamento de obras de pequena responsabilidade para a comparação entre tempos de retorno de 2 e 5 anos, adotando-se o valor que apresenta melhor relação benefício x custo. Também é usual o emprego dos coeficientes de escoamento de Wilken (1978).

GIANSANTI (1999) executou pesquisa que teve por objetivo verificar quais os limites de aplicabilidade dos métodos sintéticos existentes na literatura. Ele entende por método sintético aquele que calcula a vazão máxima no exutório da bacia sem que hajam dados medidos de vazão. É fundamental verificar os limites de aplicação dos métodos sintéticos mais conhecidos, de forma a proporcionar valores bastante confiáveis de vazão máxima, levando as obras de tamanho justo, nem sub, nem super-

dimensionadas. As primeiras logo falham, antes do previsto; as segundas representam desperdício de recursos monetários.

O método por ele empregado é essencialmente teórico, pois foram revistos, sumariados e aplicados os seguintes métodos sintéticos existentes na literatura para cálculo da vazão máxima de uma bacia: Racional, I-PAI-WU, Ven Te CHOW e Hidrograma Unitário. No intuito de compará-los quanto à aplicabilidade, foram desenvolvidos roteiros específicos. Já quanto à determinação dos respectivos limites de aplicação, foi utilizada a vazão máxima específica. Após escolher o parâmetro básico de comparação, foi necessário selecionar algumas bacias hidrográficas e de preferência que abarcassem várias situações, sobretudo a questão urbana ou rural, devido à variação acentuada do coeficiente de deflúvio (C). Procurou então aquelas localizadas em regiões conhecidas pelo autor, através de visitas a campo, de forma que os valores adotados para os coeficientes de deflúvio se baseassem nessas inspeções. Bacias selecionadas:

➤ Região de Cunha/SP:

1. Rio do Carrasquinho.
2. Afluente do Carrasquinho.
3. Córrego do Souza.
4. Afluente do Cachoeira.
5. Córrego do Rodeio.

➤ Região Metropolitana de São Paulo:

6. Rio Carapicuíba.

Estas bacias foram escolhidas porque estão situadas em área essencialmente rural, embora haja em uma delas, na área urbana do município de Cunha, a do córrego do Rodeio, que possui cerca de 30% de uso urbano do solo e 70% entre mata e culturas agrícolas. Nas demais, a maior parte da cobertura vegetal encontra-se ainda preservada, principalmente naquelas de relevo mais movimentado.

Trata-se de região de Mata Atlântica, estando esta ainda bastante preservada. Nesse caso, a capacidade de infiltração é elevada, já que bastante auxiliada pela vegetação, por meio de fenômenos como interceptação, durante os eventos chuvosos, e o conseqüente escoamento interceptado por folhas, caule e raízes.

A bacia hidrográfica do rio Carapicuíba encontra-se numa região essencialmente urbanizada, o que modifica as condições das bacias utilizadas anteriormente e está de acordo com as variações pretendidas. Em essência, a aplicação dos métodos foi mantida, embora tenha sido em parte alterado o cálculo do coeficiente de deflúvio. A equação de chuvas intensas adotada foi a de São Paulo, DAEE.

Na aplicação dos métodos sintéticos, foram seguidos os roteiros elaborados no decorrer desta pesquisa e já apresentados. Dada a necessidade de comparação desses métodos, admitiu-se a mesma obra como objeto de projeto: canalização em concreto, com período de retorno igual a 100 anos. No cálculo das chuvas críticas, utilizadas para o projeto, adotou-se a equação mais próxima, a de Ubatuba, pois Cunha situa-se em plena Serra do Mar e tem aproximadamente o mesmo clima.

Verificou-se que o “Método Racional” realmente tende a exagerar os valores em relação aos outros métodos, mesmo para bacias pequenas, caso das bacias do Souza ($A = 1,55 \text{ km}^2$) e afluente do Carrasquinho ($A = 0,98 \text{ km}^2$), embora seu uso tem sido bastante aceito para bacias com até 2 km^2 de área. Para as bacias com áreas respectivamente iguais a $3,88$ e $14,48 \text{ km}^2$, mostrou-se também como aquele que apresenta o maior valor de $q_{\text{máx}}$.

Nessas condições, não correspondeu ao maior valor de $q_{\text{máx}}$ somente para a bacia do Rodeio, que é a mais urbanizada em Cunha, mostrando-se menos sensível que os métodos HU e Ven Te Chow. Porém, modificado ao utilizar a formulação do número de deflúvio para o cálculo da chuva efetiva, como feito na bacia do Carapicuíba, resulta em valores muito próximos dos métodos Ven Te Chow e HU, dando bem menos trabalho a sua aplicação. Diverge somente do I-PAI-WU, mas não muito significativamente. Assim, sem modificações, o pesquisador recomenda o uso do

método racional para bacias com área até 1 km² e para obras mais simples, como as de micro drenagem.

Para obras mais complexas ou bacias maiores, o autor recomenda a utilização do método I-PAI-WU ou efetuar seus cálculos considerando a modificação, proposta na pesquisa, quanto ao cálculo da chuva efetiva. Neste último caso, pode ser empregado em substituição aos métodos de Ven Te Chow e HU, pois sua utilização passa a basear-se em critérios bastante explícitos. Finalmente, lembra o autor, o Racional é o método mais conhecido pelos profissionais da área e, acrescentar modificações que o aprimorem, não será difícil.

Quanto ao coeficiente de deflúvio em área urbana, ESTEVES, VIECILI E POMPEO (2001) registram que a remoção da cobertura vegetal tem sido destacada na literatura hidrológica como um dos principais fatores da alteração do volume de escoamento superficial. Em projetos de microdrenagem utiliza-se o método racional para estimativa de descargas de pico no dimensionamento de galerias pluviais. A aplicação do método racional requer o conhecimento do coeficiente de escoamento superficial ou *coeficiente de deflúvio*, um coeficiente global e empírico que expressa a relação entre o volume precipitado sobre uma bacia e a parcela que atinge a seção de vazão, sob forma de escoamento superficial.

Os autores salientam que método racional é largamente aplicado na determinação da descarga de pico para o projeto de elementos de drenagem em pequenas bacias urbanas (área de drenagem até 2 km²). Sua hipótese central é que... "o pico do deflúvio superficial direto ocorre quando toda a área de drenagem, a montante do ponto de projeto, passa a contribuir ao escoamento".

Para que isto ocorra, a bacia considerada deverá possuir área superficial suficientemente reduzida para que a precipitação seja uniformemente distribuída sobre ela. Para definição do coeficiente de deflúvio interessa ainda que as condições de permeabilidade das superfícies sejam consideradas constantes durante a ocorrência da chuva, podendo ser representadas por um coeficiente global de perdas estimado com base nas características físicas da bacia. O método racional é de aplicação bastante

simples e, por isso, utilizado na grande maioria dos projetos de pequenos sistemas urbanos de drenagem.

Entretanto, possui algumas desvantagens, como quando a estrutura de ocupação do solo da bacia é complexa, oportunidade em que o método não consegue apresentar boas estimativas de vazões, porque os tempos de escoamento são muito diferentes para cada tipo de ocupação da superfície. Na TABELA 1 são apresentados os valores de coeficientes de deflúvio baseados em características gerais das bacias em questão.

Tabela 1 – Valores do coeficiente de deflúvio baseados nas características da bacia.

Área comercial	
central	0,70 a 0,95
bairros	0,50 a 0,70
Área residencial	
residências isoladas	0,35 a 0,50
unidades múltiplas (separadas)	0,40 a 0,60
unidades múltiplas (conjugadas)	0,60 a 0,75
lotes com 2000 m ² ou mais	0,30 a 0,45
Área com prédio de apartamentos	0,50 a 0,70
Área industrial	
indústrias leves	0,50 a 0,80
indústrias pesadas	0,60 a 0,90
Parques, cemitérios	0,10 a 0,25
Playgrounds	0,20 a 0,35
Pátios de estradas de ferro	0,20 a 0,40
Áreas sem melhoramentos	0,10 a 0,30
Fonte CETESB (1950)	

Para comprovar suas idéias, os autores estudaram os valores de coeficientes de deflúvio em uma área urbana residencial, pertencente à bacia do rio Itacorubi, na cidade de Florianópolis / SC, comparando coeficientes de deflúvio (função das características gerais e detalhadas das bacias), descritos na tabela 1, com os coeficientes de deflúvios médios globais de duas quadras urbanizadas. Na TABELA 2 estão registrados os valores de coeficientes de deflúvio baseados em características detalhadas das bacias analisadas.

Tabela 2 – Valores do coeficiente de deflúvio baseados nas características detalhadas das superfícies da bacia.

Telhados perfeitos sem fuga	0,70 a 0,95
Superfícies asfaltadas em bom estado	0,85 a 0,90
Pavimentação de paralelepípedos, ladrilhos ou blocos de madeira com juntas bem tomadas	0,70 a 0,85
Para as superfícies anteriores sem as juntas tomadas	0,50 a 0,70
Pavimentação de blocos inferiores sem as juntas tomadas	0,40 a 0,50
Estradas macadamizadas	0,25 a 0,60
Estradas e passeios de pedregulhos	0,15 a 0,30
Superfícies não revestidas, pátios de estradas de ferro e Terrenos descampados	0,10 a 0,30
Parques, jardins, gramados e campinas, dependendo da declividade do solo e da natureza do subsolo	0,01 a 0,20
Fonte Villela e Mattos (1974)	

Com auxílio de fotografias aéreas e vistorias complementares de campo, foram caracterizados os padrões de uso e ocupação (telhados, pátios, cimentados, gramados, canteiros, piscinas). Posteriormente foram adotados coeficientes de deflúvio de acordo com as características da ocupação da superfície, conforme TABELA 2. À seguir, foram calculados os valores globais para cada quadra, empregando-se os valores mínimos, médios e máximos dos coeficientes para cada padrão de ocupação. Na TABELA 3 estão descritos os valores dos coeficientes de deflúvio médios globais obtidos.

Tabela 3 – Coeficientes de deflúvio médios globais.

Jardim Santa Mônica				Parque São Jorge			
Quadra	mínimo	médio	máximo	Quadra	mínimo	médio	máximo
1	0,33	0,43	0,53	1	0,41	0,52	0,63
2	0,36	0,46	0,56	2	0,38	0,48	0,59
3	0,34	0,44	0,54	3	0,40	0,50	0,61
4	0,32	0,42	0,53	4	0,53	0,63	0,74
5	0,34	0,44	0,55	5	0,35	0,45	0,56
6	0,29	0,39	0,50	6	0,41	0,51	0,62
7	0,42	0,52	0,62	7	0,37	0,48	0,59
8	0,46	0,56	0,66	8	0,48	0,58	0,68
9	0,41	0,51	0,62	9	0,49	0,59	0,70
10	0,55	0,65	0,76	10	0,39	0,50	0,61
média geral	0,38	0,48	0,59	média geral	0,42	0,52	0,63
Fonte Esteves, Vicili e Pompêo (2001)							

Os valores indicados na TABELA 1 para áreas residenciais com residências isoladas, variam na faixa de 0,35 a 0,50 e no caso estudado, esta faixa avança até 0,63, concluindo então os autores que os valores obtidos são superiores aos recomendados na literatura para o tipo de ocupação do solo. Buscou-se compreender os motivos de tal distorção, sugerindo-se que ela se deve à ocupação relativamente adensada dos lotes cuja área média é de 360 m². Ainda assim, pode-se concluir que segundo as características das quadras estudadas, tanto as do Jardim Santa Mônica como as do Parque São Jorge apresentam coeficientes de deflúvio dentro das faixas admissíveis em projetos.

Garotti (2006) utiliza o Método Racional para uma subbacia hidrológica do Tanquinho (SBHT), na cidade para a cidade Ribeirão Preto, com período de retorno de 10 anos e tempo de concentração de 18,6 minutos calculado através da Fórmula de Kirpich. A área de estudo urbana de aproximadamente 0,3 km², 526 lotes e declividade média de 0,049 m/m.

O Coeficiente C foi calculado pelos três métodos seguintes:

➤ Em função das características gerais de uso e ocupação presentes na sub-bacia, foi adotado C entre 0,5 e 0,6;

➤ Calculado o valor de C ponderado segundo a fórmula:

$$C = \sum_{i=1}^{i=n} A_i * C_i \quad (1.1)$$

Onde:

C – coeficiente médio de escoamento superficial;

A_i – área referente a cada superfície específica detalhada na região de estudo (%);

C_i – coeficiente de escoamento superficial correspondente à superfície detalhada.

➤ Calculado empregando a formula (1), porém os valores de C foram adotados iguais aos valores médios de áreas impermeáveis diretamente conectadas (AIDC) de acordo com o tamanho do lote, conforme metodologia desenvolvida em seu trabalho.

Na TABELA 4 estão os resultados obtidos. Nota-se que o cálculo da vazão de pico, utilizando-se valores de C segundo as características de ocupação da bacia, podem chegar a ser 37% menores do que a vazão de pico calculada adotando-se C igual à porcentagem de AIDC. Na FIGURA 6 são apresentados os hidrogramas simplificados para os três métodos.

Tabela 4 – Cálculo de vazão utilizando-se de diferentes valores de C estimados para a SBHT.

Cálculo de vazões para os diferentes valores de C								
C – baseado nas caracter. de ocupação da bacia			C – obtido p/ ponderação detalhada dos estratos		C - baseado na estimativa de impermeabilização e AIDC			
Coef. Esc - C		Q(m ³ /s)	Coef. Esc - C	Q(m ³ /s)	Coef. Esc - C	Q(m ³ /s)		
C _{min.}	0,5	5,76	C _{min.}	0,56	6,48	C AIDC	0,8	9,21
C _{méd.}	0,55	6,34	C _{méd.}	0,66	7,63	C TOI	0,84	9,68
C _{máx.}	0,6	6,91	C _{máx.}	0,76	8,78			

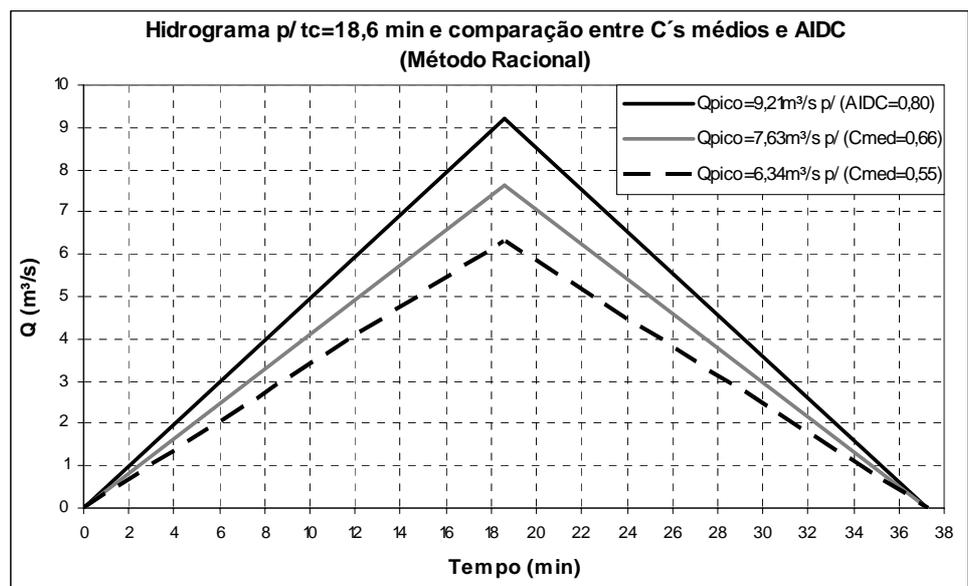


Figura 6 – Hidrograma na saída da sub-bacia obtido pelo Método Racional e Tr de 10 anos.

1.4 Modelos hidrológicos e sua classificação

Para GARCEZ E ALVAREZ (1988), geralmente as medições diretas das vazões das enchentes são difíceis e / ou grosseiras, devido ao custo e operação dos linígrafos. Em consequência, no Brasil como em outros países que não dispõem de recursos nem para suas necessidades básicas, poucos são os dados de cheias disponíveis, acarretando o emprego de fórmulas empíricas estabelecidas em função das características essenciais das bacias hidrográficas. Entretanto, nas regiões mais desenvolvidas de nosso país, tem havido ultimamente maior empenho na coleta e publicação de dados hidrológicos, propiciando o emprego de métodos estatísticos de previsão de enchentes em algumas das bacias hidrográficas brasileiras.

Segundo, ainda, estes autores, os referidos métodos estatísticos possibilitam, entre outras utilidades, a estimativa da vazão mais freqüentemente esperada, estudo do grau de dispersão das vazões superiores ou inferiores ao valor central e a freqüência provável dessas vazões (descargas máximas, descargas mínimas, vazões de enchentes), determinação das alturas fluviométricas e das velocidades de escoamento correspondentes às referidas vazões, estudo da propagação de ondas de inundação, bem como a determinação dos volumes de água disponíveis durante um intervalo de tempo fixado.

A solução destes problemas na hidrologia, que trata os fenômenos naturais complexos encontrados no ciclo hidrológico e que dependem de um grande número de fatores que dificultam a análise quantitativa e qualitativa dos mesmos, é hoje através do modelo hidrológico. Segundo TUCCI (1998), o modelo é a representação de algum objeto ou sistema, numa linguagem ou forma de fácil acesso e uso, com o objetivo de entendê-lo e buscar suas respostas para diferentes entradas.

Ainda para esse autor, os modelos *precipitação-vazão* representam a parte do ciclo hidrológico entre a precipitação e a vazão. Estes modelos devem descrever a distribuição espacial da precipitação, as perdas por interceptação, evaporação, depressão do solo, o fluxo através do solo pela infiltração, percolação e água subterrânea, escoamento superficial, subsuperficial e no rio (o grifo é do autor).

Desta forma, o modelo buscará integrar os diferentes algoritmos dos processos de parte do ciclo hidrológico entre a precipitação no lote e a vazão na sarjeta.

Os modelos ditos *físico-distribuídos* buscaram responder as questões ambientais e ações impactantes através do uso de uma discretização mais detalhada da bacia, incorporando as formulações mais físicas dos processos hidrológicos através, principalmente, do seguinte:

- Estabelecimento de relações entre os parâmetros e as características físicas da bacia, visando dois objetivos:
 - a) estimar o escoamento para cenários relativos do uso do solo;
 - b) estimar o escoamento em bacias sem dados de vazão.
- Conhecimento distribuído do escoamento e dos impactos na bacia.

Já de interesse direto à presente pesquisa e de acordo com o preconizado por TUCCI (1998), no outro conjunto, os modelos hidrológicos foram aprimorados por pesquisadores que buscavam integrar as melhores formulações conhecidas em hidrologia em cada processo para representar toda a bacia. Um dos modelos desta classe é o SHE (System Hydrologic European), desenvolvido em conjunto por três instituições européias (ABBOTT et al., 1986 citado por TUCCI, 1998). Este modelo foi ampliado e detalhado nos últimos anos com resultados promissores, segundo BARTHUST e O'CONNEL (1992, citados por TUCCI, 1998). O modelo TOPMODEL buscou introduzir as relações físicas através de um número reduzido de parâmetros, ou seja, combinar os processos físicos, com menor detalhamento dos processos. Os modelos físicos passam por um processo de desenvolvimento, mas ainda apresentam sérias limitações para responder às questões formuladas acima como levantou BEVEN (1989, citado por TUCCI, 1998).

Quanto aos modelos distribuídos por sub-bacias, a série de modelos IPH, desenvolvidos no Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul para simulação de parte do processo do ciclo hidrológico, recebeu uma

numeração de acordo com a versão e são aplicáveis a diferentes situações, pois foi desenvolvido com o objetivo de permitir seu uso para projetos de engenharia em bacias rurais e urbanas. Segundo TUCCI (1998), o modelo utiliza poucos parâmetros e é baseado em metodologias conhecidas. Esta versão é utilizada para bacias que não necessitem propagação no leito do rio ou que este efeito não seja importante no processo, já que a propagação, levada em conta no modelo, se refere somente ao escoamento na superfície da bacia.

Continuando, descreve ainda que o modelo baseia-se num algoritmo de separação de escoamento desenvolvido por BERTHELOT. Esse autor utilizou a equação da continuidade em combinação com a equação de Horton e uma função empírica para a percolação.

Todos os autores citados utilizaram este algoritmo para compor um modelo precipitação-vazão aplicado, respectivamente, às bacias dos rios Capivari (Santa Catarina), Cauca (Colômbia) e Chasqueiro (Rio Grande do Sul), com resultados convincentes. TUCCI (1979) ampliou o algoritmo de infiltração e apresentou uma análise de sensibilidade dos parâmetros. Este algoritmo foi verificado com dados experimentais mostrando sua aplicabilidade. Posteriormente, ao longo dos anos, vários pesquisadores utilizaram o referido algoritmo em conjunto com outros (perdas, escoamento superficial e subterrâneo) e implementaram o modelo. Os autores visaram tornar o modelo aplicável com o mínimo de parâmetros.

Também com o objetivo de implementar modelos e / ou algoritmos, Barbassa (1999) tem desenvolvido modelagem tanto hidrológica quanto hidráulica. Em tese de doutorado aprimorou Modelo Hidrológico Urbano Distribuído (MHUD II) e desenvolveu Modelagem de Propagação Hidrodinâmica para Rede de Canais (MPHRC), posteriormente acoplado a um modelo digital de terreno (MPHRC-MAI).

Em seu trabalho de tese detectou a importância de considerar a variabilidade espacial da precipitação no cálculo de vazão, em substituição à homogeneidade praticada pela maioria dos modelos. A partir de suas idéias tem-se também monitorado a bacia utilizando-se as técnicas mais avançadas de medidas pluviométricas e de nível de água. Resolveram-se diversos problemas práticos,

viabilizando-se o levantamento de dados por uma reduzida equipe de trabalho. Aspectos relacionados à instalação, manutenção e operação do monitoramento são tratados em BARBASSA (1997).

Desenvolveu ainda trabalhos em que se discutiu alguns comportamentos do MHUD II frente aos parâmetros hidrológicos, à calibração e às alternativas metodológicas. O modelo foi aplicado à pequena bacia exemplo e às bacias do Gregório e Monjolinho, na cidade de São Carlos, as quais possuem aproximadamente 78 km². O modelo permite a subdivisão da bacia principal em quantas sub-bacias que se queira, respeitando-se a orientação do escoamento imposta pela topografia, canais naturais, rede de galerias e traçado urbanístico. Os processos hidrológicos como precipitação, infiltração, retenção e escoamentos em superfície e canais são representados por sub-modelos específicos. Testes do modelo hidrológico mostraram que havia necessidade de consideração da variação espacial da precipitação, cuja importância era também ressaltada por EAGLESON & MILLY (1988, citado por Barbassa, 1999).

Este conjunto de fatores indica porque MACHADO (1981, citado por Barbassa, 1999) obteve valores médios das taxas de infiltração de 100 e 30 mm/h, enquanto o modelo deste autor, em estudos posteriores com o MUHD II, obteve valores para estas taxas bastante menores. Vários fatores afetam a resposta da modelação. O modelo distribuído, entretanto, permite investigá-los e entender um pouco mais os processos envolvidos, conclui BARBASSA (1999).

BONI e HERNANDEZ (1999) registram que devido às alterações de uso e ocupação do solo, os dados fluviométricos de longo período acabam integrando estes efeitos, decorrendo daí séries não estacionárias. Por esse motivo o interesse em modelos de simulação do processo chuva-deflúvio tem-se intensificado nas últimas décadas. Nesse processo, um dos elementos básicos estudados foi a infiltração, através do uso do modelo chuva-deflúvio *LABSHI*.

Já SILVA e RIGHETTO (2001), desenvolveram trabalho que consiste em dar suporte aos estudos e à utilização de modelos hidrológicos distribuídos a partir do levantamento de informações hidrológicas, tais como chuva, vazão e infiltração, a fim de que se possa considerar as incertezas inerentes a esses processos. Neste estudo

um modelo estocástico que correlaciona a condutividade hidráulica saturada do solo, a umidade inicial e a granulometria do solo foi desenvolvido a partir de 40 medidas de infiltração (20 locais aleatórios da sub-bacia do Córrego Gregório em São Carlos) e mais 30 medidas (parte rural da mesma bacia), verificando-se a alta variabilidade natural das variáveis que apresentaram gradientes espaciais e temporais significativos.

O coeficiente de variação da condutividade hidráulica saturada do solo alcançou o valor de 96%, confirmando a sua alta variabilidade devido às interações entre as características do sistema, assim como geologia, topografia e vegetação. As informações relativas à distribuição temporal e espacial da chuva foram obtidas semanalmente, através de cinco pluviógrafos, verificando-se que os totais mensais variaram 8% (no máximo) de uma estação para outra, observando-se, entretanto, grande variabilidade espacial da chuva para um mesmo evento.

DUARTE e MASCARENHAS (2003) desenvolveram o modelo matemático de células de escoamento, utilizado para comparação de cenários de urbanização de área de lote, considerando que o mesmo pode ser tratado como uma micro bacia urbana. Para eles os problemas das enchentes urbanas devem ser combatidos de forma a reverter os efeitos indesejados oriundos da ocupação desordenada do solo, sendo uma das formas representada pelos pequenos reservatórios de retenção em lotes urbanizados, que, em conjunto, buscam restaurar a capacidade que a bacia tinha, antes do seu desenvolvimento, de armazenar parte da chuva e retardar seu escoamento.

Para esses autores, a natureza pode ser representada por compartimentos homogêneos, interligados, denominados células de escoamento. A cidade e sua rede de drenagem são subdivididas em células, formando uma rede de escoamento bi-dimensional, com possibilidade de escoamento em várias direções nas zonas de inundação, a partir de relações unidimensionais de troca. Utilizando quatro lotes hipotéticos de 360 m², onde o primeiro apresenta impermeabilização zero (base de comparação) e os seguintes apresentam 50%, 67% e 100% de impermeabilização respectivamente, são feitas simulações em um cenário com ocupação tradicional e um segundo cenário onde são implantados reservatórios de retenção nos lotes impermeabilizados, inclusive com simulação do aproveitamento da água reservada.

As simulações realizadas permitiram quantificar o impacto de diferentes estágios de urbanização de um lote em relação ao escoamento superficial gerado no mesmo, através da comparação dos hidrogramas de saída do lote, para os diferentes cenários considerados, com o hidrograma de saída do lote sem qualquer influência da urbanização. Verificou-se um acréscimo significativo na vazão dos lotes urbanizados, chegando esse acréscimo a 234% em um lote totalmente impermeabilizado.

1.5 Medidas de controle de enchentes a partir do lote

TUCCI (1995) conceitua que as medidas de controle de enchentes podem ser classificadas em “**estruturais**”, quando o homem modifica o rio, e em “**não estruturais**”, quando o homem convive com o rio. No primeiro caso, estão as medidas de controle através de obras hidráulicas, tais como barragens, diques e canalização, entre outras. No segundo caso, encontram-se medidas do tipo preventivo, tais como zoneamento de áreas de inundação, alerta e seguros. Evidentemente que as medidas estruturais envolvem custos maiores que as medidas não-estruturais.

TUCCI E GENZ (1995) preconizam que as medidas de controle do escoamento podem ser classificadas, de acordo com sua ação na bacia hidrográfica, em:

- **distribuída ou na fonte:** é o tipo de controle que atua sobre o lote, praças e passeios;
- **na microdrenagem:** é o controle que age sobre o hidrograma resultante de um ou mais loteamentos;
- **na macro drenagem:** é o controle sobre os principais riachos urbanos.

As medidas de controle podem ser organizadas, de acordo com a sua ação sobre o hidrograma em cada uma das partes das bacias mencionadas acima, em:

- **infiltração e percolação:** normalmente, cria espaço para que a água tenha maior infiltração e percolação no solo, utilizando o

armazenamento e o fluxo subterrâneo para retardar o escoamento superficial;

- **armazenamento:** através de reservatórios, que podem ser de tamanho adequado para uso numa residência (1 – 3 m³) até terem porte para a macro drenagem urbana (alguns milhares de m³).O efeito do reservatório urbano é o de reter parte do volume do escoamento superficial, reduzindo seu pico e distribuindo a vazão no tempo;
- **aumento da eficiência do escoamento:** uso de condutos e canais para dreno de áreas inundadas. Este tipo de solução tende a transferir enchentes de uma área para a outra, mas pode ser benéfico quando utilizado em conjunto com reservatórios de detenção;
- **diques e estações de bombeamento:** solução tradicional de controle localizado de enchentes em áreas urbanas que não possuam espaço para amortecimento da inundação (grifo dos autores).

Neste particular, CAETANO (2001) desenvolveu estudo comparativo da situação de um lote plano de 10 m x 36 m completamente pavimentado e dotado de reservatório ligado ao sistema de drenagem, segundo as disposições legais do município de São Paulo, em confronto com este mesmo lote em suas condições naturais, ou seja, objetivou-se verificar quanto o reservatório, nos termos da lei, é compatível com a situação de “impacto zero”.

Para a consecução deste objetivo, foram produzidos:

- ✓ Hidrogramas de entrada no reservatório a partir de diferentes pares de intensidade-duração de chuva para um determinado período de retorno (no caso, 10 anos);
 - ✓ Hidrogramas de saída do reservatório;
- ✓ Comparou-se o hidrograma de saída na pior situação com o hidrograma do lote em situação normal.

Para a produção do hidrograma de saída foi necessário que o reservatório e a saída estivessem dimensionados; assim, a simulação proposta, mais do que avaliar a eficácia do reservatório com volume calculado segundo as disposições legais, serviu como um meio para determinar, por tentativas, a própria volumetria e o detalhamento através da imposição de condições de impacto zero e de não extravasamento de água do reservatório.

Para TUCCI E GENZ (1995) a urbanização produz alterações no hidrograma de cheia. Com a impermeabilização do solo, o escoamento ocorre, principalmente, pelos condutos e canais, reduzindo a infiltração e aumentando o volume que escoar pela superfície. Como a capacidade do escoamento nas sarjetas, condutos e canais são superiores à das superfícies naturais e dos riachos, devido à urbanização, o escoamento superficial chega mais rápido à seção principal, provocando vazões maiores que as naturais. Para que as consequências da urbanização não sejam transportadas para jusante, é necessário o controle do escoamento na fonte, ou seja, na microdrenagem.

O controle em nível de microdrenagem pode ser feito no lote ou no loteamento completo. O controle no loteamento é viável, mas apresenta alguns complicadores dentro da realidade brasileira devido ao seguinte:

- grande parte dos loteamentos nas regiões metropolitanas é clandestina;
- existe muita invasão de áreas públicas;
- grande quantidade de ligações clandestinas de esgoto cloacal no pluvial;
- o uso por algumas comunidades do pluvial enquanto não existe cloacal.

O controle em nível do lote permite a redução de uma parte dos impactos devido à urbanização, já que ainda restam ruas, calçadas e áreas públicas. Para essas, podem ser utilizadas áreas institucionais, onde dispositivos de controle para a redução das enchentes devem ser implementados, assinalam CRUZ E TUCCI (2000).

1.5.1 Medidas de controle no lote

CETESB (1980) elenca uma série de medidas que possibilitariam o armazenamento das águas pluviais, sob o ponto de vista da redução e retardamento do deflúvio direto, visto que isto reduziria o custo global das obras públicas de drenagem. As medidas sugeridas são: cisterna, jardim suspenso, reservatório com espelho d'água permanente, armazenamento em telhados, pavimento permeável, canais gramados, faixas de terreno com vegetação, armazenamento e detenção em pavimentos impermeáveis, reservatórios de detenção, com a descrição das principais vantagens de adoção de cada medida.

CRUZ, ARAÚJO E SOUZA (1999) também preconizam que o aumento da impermeabilização do solo e as melhorias no escoamento das águas pluviais nas cidades provocam aumento das cheias urbanas, tornando ineficientes os sistemas de drenagem existentes. O uso de dispositivos redutores do escoamento urbano, como microrreservatórios em lotes, pavimentos permeáveis e trincheiras de infiltração, associados à rede de drenagem podem possibilitar a diminuição da frequência e intensidade destes eventos indesejáveis. A concepção destes dispositivos baseia-se na redução parcial ou total do volume escoado de precipitações de projeto antes que este atinja a rede convencional existente, ou seja, sua aplicação é realizada no interior de lotes, nos passeios, estacionamentos e praças ou parques.

Para SOUZA E GOLDENFUM (1999), na tentativa de se proteger contra as cheias urbanas, evitando o redimensionamento do sistema de drenagem, surge a idéia de reconstituir a vazão de pré-ocupação, fazendo com que a água das chuvas volte a ser interceptada, antes de atingir a rede de drenagem. Desta forma, as chamadas estruturas alternativas ou compensatórias de drenagem (trincheiras de infiltração, pavimento poroso, reservatórios de detenção, dentre outras) se apresentam como bons instrumentos de controle do escoamento superficial.

1.5.1.1 Microrreservatórios de retenção.

CRUZ, ARAUJO e SOUZA (1999) preconizam que a aplicação de retenção, a nível de microdrenagem, tem a vantagem de uma implementação mais simples, demandando menos tempo e pode ser aplicada em pequenos espaços livres, como praças, jardins ou quintais.

O emprego de microrreservatórios apresenta ainda a possibilidade de outros usos, como abastecimento de água, irrigação de grama e lavagem de superfícies ou automóveis. Segundo TUCCI (1995), um reservatório, para regiões de pequena capacidade de distribuição de água, recebe a água escoada de telhados, onde é então clorada e utilizada para os usos domésticos. Considerando-se uma superfície de 120 m^2 , com uma precipitação anual de 1500 mm, é possível obter-se 360 m^3 por ano, que representariam cerca de 15 m^3 por mês, o suficiente para abastecer uma residência.

No Brasil, até os anos 90, poucas pesquisas foram realizadas nesse sentido, destacando-se o estudo feito por GENZ (1994) que utilizou um modelo matemático hidrológico para simular um lote padrão de ocupação urbana com 360 m^2 na cidade de Porto Alegre. Com variação das taxas de áreas impermeáveis e com alterações nos tipos de cobertura do solo, o autor verificou os diversos valores de vazão de saída dos lotes, buscando então a introdução de estruturas de amortecimento para retorná-los às condições de pré-ocupação. Como primeira opção, utilizou um reservatório na saída do lote e como segunda, dois reservatórios, um em cada saída do telhado. Os reservatórios construídos com área de $1,5 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$, e profundidade de $0,95 \text{ m}$, apresentavam vertedouro na parte superior e orifícios na parte inferior. Seus resultados mostraram que, com dois reservatórios na saída do telhado, pode-se retornar a vazão preexistente no lote, ainda que este fosse totalmente ocupado.

CRUZ, ARAUJO e SOUZA (1999) defendem a idéia que o dimensionamento de um microrreservatório de retenção de águas pluviais deve assumir o risco correspondente ao de um projeto comum de microdrenagem e que a idéia de sua implantação deve trazer consigo a necessidade de reduzir os valores de vazões máximas de saída dos lotes com sua previsão de ocupação máxima obedecida, para valores de pico correspondentes à sua condição de pré-ocupação ou "rural".

Segundo estes autores, a duração da chuva corresponde ao tempo de concentração da área contribuinte, que pode ser estimado com base na velocidade de deslocamento da água sobre a superfície:

$$v = k \cdot S^{0,5} \quad (1.2)$$

onde v é a velocidade de deslocamento da água em m/s; S é a declividade da área em % e k é um coeficiente baseado nas características da superfície. A TABELA 5 contém os valores do coeficiente k .

Tabela 5 - Valores do coeficiente k .

Uso do solo e regime de escoamento	K
Floresta com muita folhagem no solo	0,076
Área com pouco cultivo; terraceamento	0,152
Pasto ou grama baixa	0,213
Áreas cultivadas	0,274
Solo quase nu ou sem cultivo	0,305
Caminhos de escoamento em grama	0,457
Superfície pavimentada	0,610
Fonte (TUCCI, 1995)	

A partir da relação espaço-tempo, determina-se o tempo de concentração da área em questão, para sua condição não-ocupada e com o máximo de ocupação, bem como a partir de uma equação i-d-f local ou mais próxima possível, obtêm-se os valores da intensidade da chuva (i). Com os valores de i , utiliza-se o método racional para a determinação do valor de pico do hidrograma triangular:

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot i \cdot A \quad (1.3)$$

onde Q é a vazão máxima em m³/s; C é o coeficiente de escoamento tabelado; i é a intensidade da chuva em mm/h e A é a área contribuinte.

Os hidrogramas correspondentes às condições de pós e pré-ocupação são determinados, tendo como tempo de base o dobro dos respectivos tempos de concentração, sendo que para a determinação do volume de retenção necessário, faz-se

a suposição de que o hidrograma triangular de pré-ocupação corresponde ao hidrograma de saída do microrreservatório. McCUEN (1989) sugere a seguinte fórmula:

$$V_s = Q_d \cdot t_d \cdot \left(1 - \frac{Q_a}{Q_d} \right) \quad (1.4)$$

onde, V_s é o volume procurado; Q_a , a vazão máxima de pré-ocupação; Q_d , vazão máxima após a urbanização e t_d , tempo de concentração pós-ocupação.

Este processo de dimensionamento não leva em conta o comportamento das estruturas extravasoras do reservatório, que são de grande importância, visto que irão determinar a taxa de armazenamento da estrutura e os valores de vazão liberados para a rede pluvial, mas permite, com boa aproximação, a obtenção do volume necessário.

Trabalhos realizados demonstram que os valores obtidos por este método são muito bons se comparados a outros mecanismos de simulação mais sofisticados e que exigem muito mais informação (GENZ, 1994; TUCCI, 1998 e CRUZ 1998).

Em pesquisa realizada por CRUZ (1998), foram analisados seis tipos de estruturas de retenção localizadas em lotes hipotéticos da cidade de Porto Alegre, sujeitos a aumentos progressivos de urbanização. O trabalho mostrou que todos os dispositivos foram eficientes na redução dos valores de vazões de pico dos hidrogramas simulados, obtendo algumas vezes reduções maiores que as necessárias sem grande variação de volume. Como exemplo, cita-se que para um lote de 600 m², totalmente ocupado, necessita-se de um reservatório de 2,0 a 2,5 m³, para abater completamente a vazão máxima, considerando-se o tempo de retorno igual a 5 anos, e que, se considerada uma profundidade de 1 m, ocupa menos que 1 % da área total do lote. Os valores de volumes de retenção necessários para lotes de diferentes dimensões e taxas de impermeabilização crescentes correspondentes a precipitações de $T_r = 5$ anos constam da FIGURA 7, a seguir apresentada.

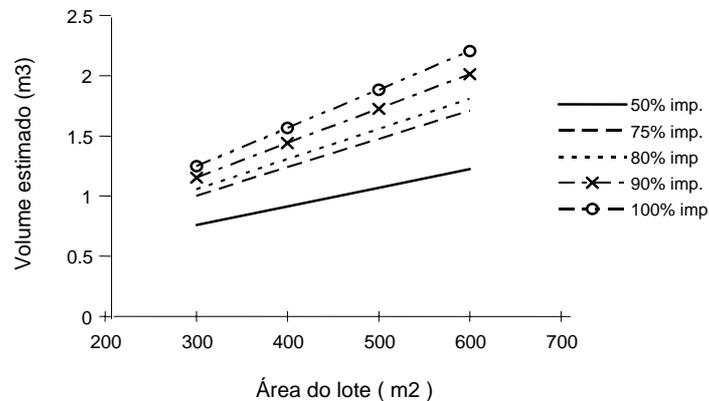


Figura 7 - Volumes de detenção necessários para lotes com diferentes impermeabilizações

O autor buscou a utilização de estruturas simples subterrâneas e a céu aberto, de fácil construção e constituídas por materiais de aquisição facilitada, tais como alvenaria e concreto armado, além de tubos em concreto pré-moldados. A determinação das dimensões de extravasores (vertedores e descarregadores de fundo neste caso) foi realizada através de processos de tentativas, buscando sempre minimizar os volumes de reservação e os tempos de detenção. As simulações com os dispositivos possibilitaram a redução dos valores de vazões de pico da condição urbanizada para valores iguais ou inferiores aos valores de pré-ocupação.

De acordo com CRUZ, ARAUJO e SOUZA (1999), o uso dos microrreservatórios na microdrenagem está sujeito a algumas restrições, tais como disponibilidades de espaços livres, profundidade da rede coletora principal, declividades dos lotes, nível freático alto e deposição de resíduos sólidos. No entanto, estudos têm mostrado que sua eficiência é alta na redução de vazões máximas e na melhoria da qualidade do efluente pluvial.

Ainda quanto a esse aspecto, TUCCI (2000) avaliou qual deveria ser o tamanho dos reservatórios de detenção, de acordo com o tamanho do lote, no sentido de controlar a ampliação da cheia em nível de lote, chegando à conclusão que reservatórios com tamanho de 1,3 a 1,9 m³, na saída do mesmo, reduzem o pico do hidrograma para as condições anteriores a ocupação do lote, bem como que este volume representa

aproximadamente o mesmo volume utilizado para regularizar o abastecimento de uma residência.

Também CRUZ E AGRA (2001), a partir dos estudos anteriormente referidos e desenvolvidos para a aplicação de microrreservatórios no Brasil, analisaram a eficiência de reservatórios para controle distribuído frente à ocorrência de eventos reais de precipitação, comparando um lote padrão de 15 m x 20 m, com 0% de área impermeável na pré-urbanização e 80% de área impermeabilizada após a urbanização. A TABELA 6 mostra as características e resultados dos cenários simulados no lote padrão estudado

Tabela 6 – Características e resultados nos cenários do lote padrão utilizado

	Pré-urbanização	Pós-urbanização
dimensões	15,0 m x 20,0 m	
declividade	0,01 m/m	
Área Impermeável	0%	80%
tempo de concentração	20 min.	7 min.
Intensidade Chuva	87,44 mm/h	138,16 mm/h
CN	83	99
Vol. Escodo / Vol. Precip.	0,17	0,83
Q pico	1,10 l/s	7,50 l/s
Q específico	36,7 i/s.ha	250 i/s.ha

Fonte: Cruz e Agra (2001).

O volume de reservação necessário para o abatimento da vazão de pico da condição de pós-urbanização para a da condição de pré-urbanização é determinado através da diferença de volumes entre os dois hidrogramas ao longo do tempo. Na FIGURA 8 são apresentados os hidrogramas para as duas condições.

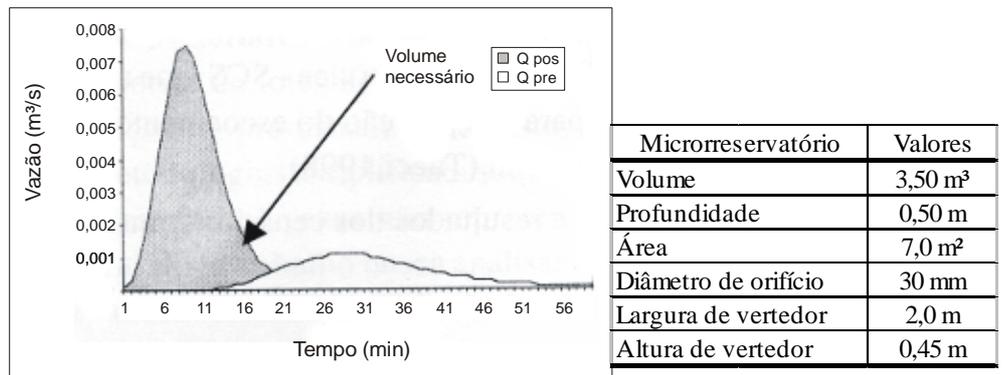


Figura 8 – Determinação do volume para amortecimento.

Segundo, ainda, CRUZ E AGRA (2001) foi considerado um microrreservatório “in line” com 0,50 metros de profundidade, valor médio de profundidade de redes públicas, bem como estruturas de extravasão do tipo orifício e vertedor de segurança. As medidas foram obtidas através de várias simulações com variação de volume do reservatório e respectivas estruturas extravasores, utilizando o método de Puls (TUCCI, 1993), obtendo-se assim as medidas ótimas para o microrreservatório a ser aplicado a este lote, cujo funcionamento foi analisado submetendo-o a precipitações reais e períodos de recorrência variando entre 0,14 e 7,09 anos, com duração de 1 hora. Os resultados mostram que a eficiência do microrreservatório está intrinsecamente ligada à intensidade da precipitação, bem como à sua distribuição temporal, Cruz e Agra (2001). Na FIGURA 9 estão representados os hidrogramas de entrada e saída dos reservatórios para as várias simulações referidas.

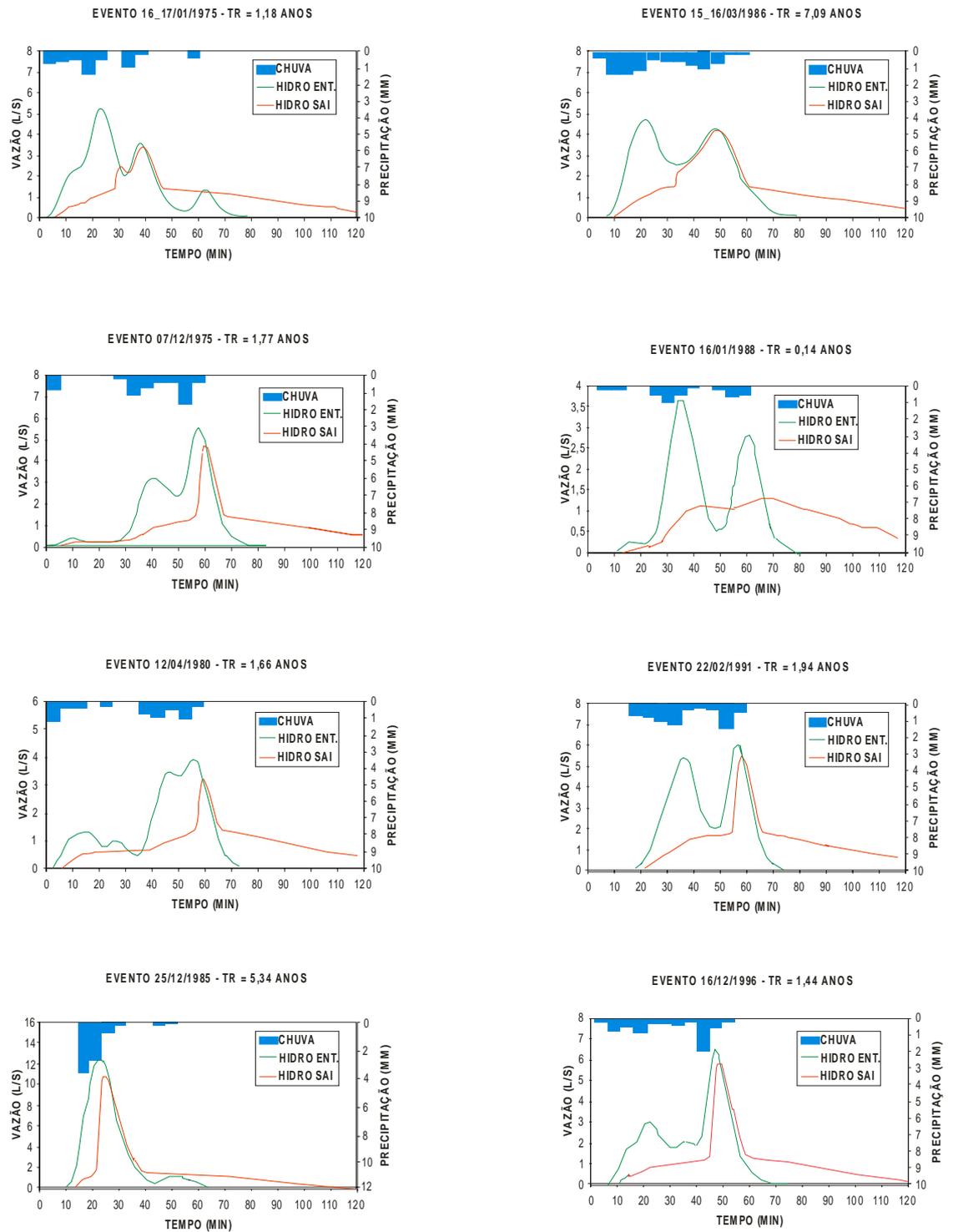


Figura 9 – Hidrogramas de entrada e saída de microrreservatórios para chuvas reais.

AGRA E GOLDENFUM (2001) analisaram a eficiência de um microrreservatório de detenção, através de um módulo experimental composto por um reservatório de 1 m³ e construído nas dependências do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, no controle da geração do escoamento superficial, recebendo contribuição de uma área de 337,5 m².

MOREIRA E GUIMARÃES JR. (2001) simularam o funcionamento hidráulico do reservatório de detenção por infiltração, para as condições da cidade de Natal, pois, segundo estes autores, o controle local utilizando reservatório de infiltração oferece algumas vantagens:

- ✓ condições de recarga do aquífero;
- ✓ redução do escoamento à jusante;
- ✓ aumento da eficiência do sistema de drenagem, evitando a necessidade de intervenção na infra-estrutura existente. As características dos solos da região (francamente arenoso com alta permeabilidade) são indicadas para esse tipo de dispositivo, uma vez que oferecem condições de armazenamento e percolação eficientes.

O estudo levou em conta os padrões regionais de ocupação: lotes com 12 m x 30 m e 24 m x 30 m, declividade interna de 0,8% e taxas de impermeabilização de 50%, 80% e 100%, valores em vigor no então Plano Diretor Urbano da cidade. A relação de chuva intensa da cidade de Natal utilizada foi obtida através da série de registros diários da Estação Climatológica da UFRN, com 18 anos de observações.

Quanto aos períodos de retorno, foram considerados no estudo 02 e 05 anos, valores correspondentes aos riscos da microdrenagem. A construção do hietograma de projeto foi realizada com o emprego do método de Chicago, com $dt = 1$ min e coeficiente de avanço de 0,36. Levando-se em conta as propriedades pedológicas da região, em suas condições de pré-ocupação, considerou-se que praticamente toda a água precipitada se infiltrava no solo, resultando escoamento superficial próximo de zero ($C \approx 0$). Para as superfícies impermeabilizadas adotou-se $C = 0,9$.

A transformação da chuva em vazão de saída do lote foi obtida utilizando o método racional, onde a vazão máxima de cada intervalo de tempo é definida por $Q = 0,9 \cdot AI \cdot i$ onde:

- Q (m^3/s);
- AI é a área impermeabilizada do lote (m^2);
- i (m/s).

O tempo de concentração dentro do lote foi estimado pelo método cinemático, a partir da diagonal do mesmo (medida em metros), com a declividade média (%) e um fator que reflete as condições de escoamento na superfície. O tempo de concentração foi estimado em 05 minutos.

As simulações com o modelo permitiram obter as melhores combinações entre as características do lote (área, taxa de impermeabilização), da precipitação (período de retorno) e as dimensões do reservatório. O objetivo foi o de obter a máxima detenção por infiltração do escoamento superficial no lote, o que foi possível utilizando dois ou mais reservatórios. Na FIGURA 10 está apresentado o esquema construtivo do reservatório de detenção e na TABELA 7 os resultados das simulações.

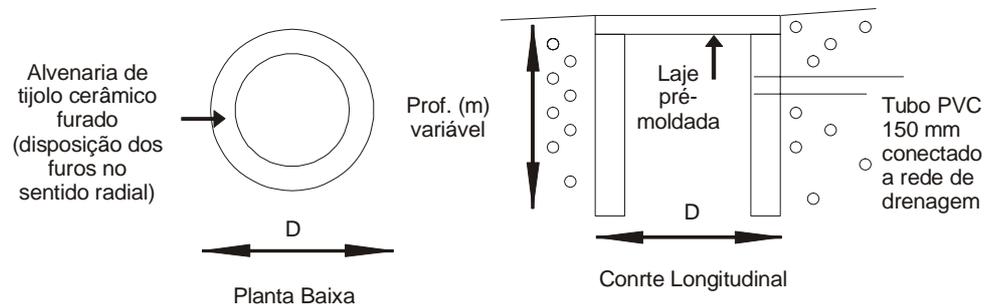


Figura 10 – Esquema construtivo do reservatório de detenção.

Tabela 7 – Resultados das simulações para o reservatório de retenção por infiltração

Tipo de Lote	Período de Retorno (anos)	Impermeabilização do Lote (%)	D = 1,50 m				D = 2,50 m			
			Prof. (m)	N	T (min)	r (%)	Prof. (m)	N	T (min)	r (%)
12m x 30m	2	50	3,5	3	118	3,76	4,0	1	119	6,96
		80	4,0	3	78	2,92	3,0	2	111	3,26
		100	4,0	4	84	2,31	4,0	2	119	3,48
	5	50	4,0	4	90	2,41	3,5	2	109	3,26
		80	4,0	4	57	1,77	4,0	3	119	2,32
		100	4,0	5	57	1,42	4,0	3	89	1,94
Tipo de Lote	Período de Retorno (anos)	Impermeabilização do Lote (%)	D = 1,50 m				D = 2,50 m			
			Prof. (m)	N	T (min)	r (%)	Prof. (m)	N	T (min)	r (%)
24m x 30m	2	50	4	4	84	2,31	3,5	2	101	3,13
		80	4,0	5	65	1,55	3,0	4	111	1,63
		100	4,0	5	54	1,37	4,0	4	119	1,74
	5	50	4,0	5	57	1,42	3,5	4	109	1,63
		80	4,0	5	44	1,26	4,0	5	94	1,20
		100	4,0	5	41	1,30	4,0	5	73	1,02

De uma forma geral, as dimensões e o número de reservatórios estão condicionados a um tempo de retenção sem extravasamento superior a 90% da duração da chuva. Isso se traduz numa semelhança razoável com as condições de pré-ocupação. Em alguns casos, porém verificou-se a necessidade do funcionamento do reservatório com extravasamento após 50% do tempo de duração da chuva, o que permitiu limitar o número de reservatórios no lote.

O aumento da quantidade de reservatórios em função da taxa de impermeabilização não produziu um aumento na eficiência da infiltração, que mostrou uma variação de 6,96% (ocupação de 50%) a 1,37% (ocupação de 100%) para um período de retorno de 2 anos. Isto representa uma redução de 80% na eficiência de infiltração, o que traduz um aumento importante do volume do escoamento superficial.

PILAR E BIAIN (2001), através de simulações, analisaram a eficácia da implantação de estruturas de retenção dentro de um lote urbano, com o objetivo de amortizar o valor do pico de um hidrograma de escoamento pluvial, na cidade de Resistencia, em pleno vale do rio Paraná, que apresenta características de sistema de drenagem insuficiente, baixas declividades e tipologia de solo problemática. Utilizando reservatórios de seção quadrada de 1,0 m², 1,50 m² e 2,0 m² e altura máxima de 58 cm, esta já considerada excessiva pelas baixas declividades das áreas urbanizadas, chegaram a valores expressivos de redução do pico. Na TABELA 8 estão registrados os percentuais de redução do pico.

O esquema da estrutura de retardo e o hietograma são apresentados nas FIGURAS 11 e 12 respectivamente.

Tabela 8 – Diminuição e retardo do pico do hidrograma.

Diám. Saida (mm)	Retardo (min)	Redução do pico do hidrograma (em %)		
		2%*	3%*	4%*
25	6	53,47	59,03	62,93
38	3	25,12	32,18	37,62

* Superfície do receptor, em % do tamanho do segmento

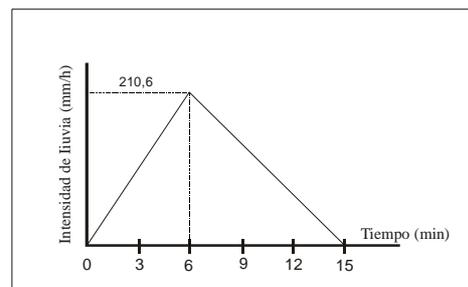
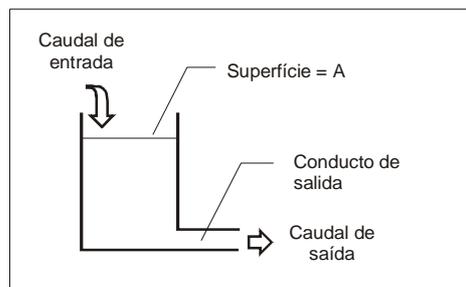


Figura 11 – Esquema da estrutura de retenção Figura 12 – Hietograma analisado

CRUZ, TUCCI E SILVEIRA (2000), utilizando estes conceitos e a partir das conclusões obtidas em cisternas na Alemanha, com reservatórios de detenção no Japão, além daquelas com detenção na saída da habitação ou do lote, em Sidney / Austrália, simularam seis estruturas de amortecimento inseridas em lotes hipotéticos localizados em Porto Alegre, demonstrando aumentos em vazões de pico da ordem de 17% a 45% com relação aos valores de vazões de pico dos hidrogramas de saída, e acréscimos de 39% a 109% em volumes escoados com relação aos valores de saída dos lotes em condições de pré-ocupação, inclusive comparando técnico e economicamente a utilização de cada estrutura utilizada.

CRUZ E TUCCI (2000), buscando fornecer informações que auxiliassem na aplicação de um controle eficiente dos efeitos da urbanização na drenagem, efetuaram a quantificação das respostas de lotes individuais hipotéticos, com características usuais de ocupação, a impulsos correspondentes a precipitações de projeto de microdrenagem urbana. Os valores de vazões de pico dos hidrogramas de saída dos lotes fornecidos pelo modelo onda cinemática, em diferentes estágios de impermeabilização, apresentaram acréscimos que variaram de 17% a 45%, em relação ao estado de pré-ocupação, com cobertura gramada.

FENDRICH (2003) desenvolveu projeto de um sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração de águas pluviais, em uma casa unifamiliar, utilizando para coleta dessas águas um telhado com 51 m² de área, dimensionado a partir do aproveitamento de 85% da precipitação anual média de 1.526,6 mm, observada na Estação Pluviométrica Curitiba Prado Velho, com uma série histórica de 20 anos (1982 – 2001). A partir de critérios e parâmetros já desenvolvidos anteriormente pelo autor, determinou-se os volumes dos reservatórios de autolimpeza (50 litros) e do armazenamento (1000 litros), as utilizações externas e interna das águas pluviais para uma família constituída por quatro pessoas (52.480 litros), infiltrando-se os excessos, determinando-se as economias mensal e anual médias a partir das tarifas correspondentes de água potável e de coleta de esgotos sanitários (R\$ 179,62 / ano), orçando-se o período de recuperação do investimento feito no sistema (5 anos).

MAGALHÃES et. al (2003) também avaliaram o desejo do reuso da água armazenada em pequenos reservatórios utilizados para controle de cheias, através da introdução de reservatório de 1.000 litros, equivalente a uma caixa d'água comercial, em um lote residencial localizado no bairro do Grajaú, na cidade do Rio de Janeiro, realizando simulações dos cenários de operação do reservatório com múltiplos fins através do modelo de células de escoamento. O lote, com área de 408 m², apresenta configuração em forte declive, o que propiciou a utilização do reservatório para usos múltiplos com águas pluviais captadas da parte frontal do lote, sendo que apenas as águas precipitadas nas áreas de acesso e garagem foram lançadas na rede pública de águas pluviais.

Os autores selecionaram o Modelo de Células, segundo MIGUEZ (2001) citado por MAGALHÃES et al (2003), modelo esse baseado na divisão da região a ser representada em compartimentos homogêneos, que no caso do lote em pauta foi feita através de 34 células, representado, por exemplo, telhados, calhas, escadas, etc. Avaliando a resposta do lote na situação anterior à sua urbanização através do método racional, admitindo como 0,35 o valor do coeficiente de escoamento superficial nesta configuração, pode-se verificar uma eficiência de 28,7% para o reservatório, para o tempo de recorrência de 5 anos.

COSTA JUNIOR e BARBASSA (2006) pesquisaram as possibilidades de aplicação de microrreservatórios e pavimentos permeáveis em lotes localizados em sub-bacias hidrográficas urbanas da Ponte Seca (SBHUPS), situadas em Jaboticabal / SP. Avaliaram quantos lotes atendiam simultaneamente a aplicação das duas medidas de controle sob o ponto de vista da aceitação dos moradores para a sua instalação, e de parâmetros relevantes e apropriados à sua implantação (tipo de solo, nível do lençol freático, profundidade da camada permeável, áreas livres, topografia e custos). Foram avaliados 164 lotes, com áreas variando entre 160 e superiores a 1500 m², tendo sido consideradas suas taxas de ocupação (TO) e taxa de impermeabilização (TOI), sendo de mais de 80% a aceitação dos moradores para a implantação das duas medidas, mesmo aqueles não atingidos por enchentes.

CRUZ e AGRA (2003) desenvolveram trabalho em que buscavam avaliar comparativamente o desempenho de métodos de dimensionamento de reservatórios de retenção, simulando seu comportamento frente a eventos reais de precipitação, concluindo que esses dispositivos de retenção são geralmente dimensionados através de metodologias simplificadas, que pressupõem precipitações de projeto, que na maioria das vezes não representam o comportamento temporal real das chuvas, razão pela qual as técnicas de dimensionamento necessitam ser revistas de modo a incorporar a variabilidade temporal das precipitações.

1.5.1.2 Trincheiras.

As trincheiras de infiltração são dispositivos de drenagem do tipo controle na fonte e têm seu princípio de funcionamento no armazenamento da água por tempo suficiente para sua infiltração no solo. Elas funcionam como um reservatório convencional de amortecimento de cheias, tendo um desempenho melhorado devido ao favorecimento da infiltração e conseqüente redução dos volumes escoados e das vazões máximas de enchentes BALADES et al. (1998, citados por CRUZ, ARAUJO e SOUZA, 1999). Na FIGURA 13 está representada sua estrutura e esquema construtivo.

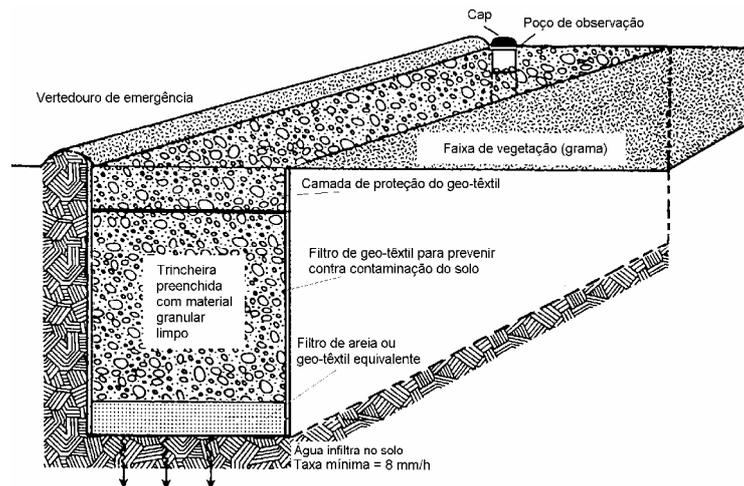


Figura 13 - Trincheira de infiltração de Schueler, segundo CRUZ, ARAUJO e SOUZA (1999).

URBONAS E STAHRÉ (1993) destacaram as vantagens e desvantagens dos dispositivos que permitem maior infiltração e percolação no solo, estabeleceram coeficientes de escoamento para o emprego do método racional no dimensionamento do plano de infiltração e desenvolveram novos planos e sua integração no espaço a partir dos planos de infiltração detalhados por SIEKER (1984, citado por CRUZ, ARAUJO e SOUZA, 1999).

Entretanto, TUCCI E GENZ (1995) recomendam que na ocorrência de lençol freático do período chuvoso ou espessura da camada impermeável menor do que 1,20 metros, em camada superficial de aterro ou em solos com taxas de infiltração

inferiores a 8 mm/h, não é recomendável o uso dos dispositivos que permitem maior infiltração e percolação no solo.

Estas estruturas são constituídas por valetas preenchidas por seixos (brita ou outro material granular), com uma porosidade em torno de 35%. Um filtro de geotêxtil é colocado envolvendo o material de enchimento, sendo recoberto por uma camada de seixos, formando uma superfície drenante. Além da função estrutural, o geotêxtil impede a entrada de finos na estrutura, reduzindo o risco de colmatção, podendo ainda funcionar como filtro.

De acordo com NASCIMENTO (1996, citado por CRUZ, ARAUJO e SOUZA, 1999) tendo em mente que um dos problemas enfrentados pelas soluções clássicas de drenagem está relacionado à expansão das cidades, que impermeabiliza áreas progressivamente maiores e que pode causar a insuficiência dos sistemas já implantados, as seguintes vantagens na utilização destes dispositivos podem ser citadas:

- diminuição ou eliminação da rede de microdrenagem local: o volume de água que seria direcionado para estas redes será infiltrado a partir da trincheira;
- evita a reconstrução da rede à jusante em caso de saturação: esta solução não transfere para jusante o excesso de volume gerado após a impermeabilização pela urbanização;
- reduz risco de inundação;
- baixo custo de implantação;
- boa integração com o espaço urbano, podendo ser implantadas em praças, parques, ao longo de calçadas ou ruas, etc.;
- reduz a poluição das águas superficiais pela redução do transporte de lixo e poluentes;
- recarga das águas subterrâneas pelo favorecimento da infiltração.

Diversas dificuldades se apresentam para a utilização destas tecnologias, desde o desconhecimento pleno dos processos hidrológicos envolvidos até aos aspectos de planejamento e estratégia de implantação, como, por exemplo, a inexistência de estudos de custos de implantação, operação e manutenção que possibilitem a avaliação do interesse econômico, segundo BAPTISTA et al. (1998, citados por CRUZ, ARAUJO e SOUZA, 1999).

Considerando que a trincheira atua na redução dos volumes pela infiltração da água no solo, um dos principais fatores para a decisão pela utilização desta solução, bem como para a seleção do local de implantação está fortemente relacionado às características do solo. Assim, segundo URBONAS E STAHRE (1993), são critérios de decisão e escolha do local de implantação da estrutura:

- profundidade mínima sazonal do lençol freático e da camada impermeável à pelo menos 1,2 m do fundo da trincheira;
- classificação do solo nas categorias A ou B do Soil Conservation Service ou taxa de infiltração do solo à saturação superior a 8 mm/h.
- não devem ser instaladas sobre aterros ou em terrenos de grande declividade
- relação entre superfície impermeabilizada da bacia e a superfície disponível para infiltração
- adequado para pequenas áreas de drenagem, tais como lotes individuais ou quarteirões.

CRUZ, ARAUJO e SOUZA (1999) registram também que as trincheiras podem ser superficiais ou subterrâneas, sendo as primeiras aplicadas a áreas residenciais, onde a carga de sedimentos e óleos é pequena, podendo ser retida pela grama. Estas trincheiras podem receber contribuição difusa. As trincheiras subterrâneas podem receber escoamento mais concentrado de canalizações e/ou estruturas de drenagem, mas devem ser providas de estruturas especiais de entrada para remoção de sedimentos e óleos.

Ainda segundo esses autores, a escassez de informações a respeito do funcionamento destes dispositivos tem dificultado sua utilização. Em trabalho de pesquisa, apresentaram um estudo experimental em que, no Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH-UFRGS), caracterizaram o funcionamento das trincheiras de infiltração como elemento de controle da geração de escoamento superficial, bem como definiram critérios de dimensionamento e fizeram uma análise de custo de implantação deste dispositivo.

A partir dos resultados dos ensaios de caracterização do solo e da delimitação da área de contribuição foi feito o dimensionamento da trincheira, pelo método “rain-envelope-method”. Este método faz um balanço de entradas e saídas na trincheira, em volumes acumulados no tempo, onde as entradas são calculadas a partir de uma curva i-d-f e as saídas são funções da taxa de infiltração da água no solo. Trata-se de um processo iterativo, onde as dimensões iniciais são estimadas e verificadas em seguida.

Resumidamente o “rain-envelope method”, recomendado por URBONAS e STAHR (1993) preconiza que, como as trincheiras são dispositivos utilizados em pequenas áreas, o volume de entrada na estrutura pode ser calculado por uma equação baseada no método racional:

$$V_T = 1,25 \cdot \left(3600 \cdot C \cdot \frac{I_T}{1000} \cdot t \cdot A \right) \quad (1.5)$$

Onde V_T é o volume afluente à trincheira em m^3 ; C é o coeficiente de escoamento; I_T é a intensidade da precipitação de T anos de retorno em l/s/ha; t é a duração da precipitação em h; A é a área da bacia de contribuição em ha.

De acordo com transcrições de CRUZ, ARAUJO e SOUZA (1999), um acréscimo em torno de 25% ao volume calculado pelo método racional pode ser mais preciso quando se está utilizando simulação contínua. Este acréscimo está representado pelo coeficiente 1,25 no início da equação.

O volume de saída da estrutura é calculado através de uma equação baseada na Lei de Darcy. Uma vez que o fundo da trincheira pode se tornar rapidamente colmatado pela deposição de sedimentos, recomenda-se que ele seja considerado impermeável. Assim, considera-se que a saída de água da trincheira por percolação (infiltração) somente ocorrerá pelas paredes verticais (Swedish Association for Water and Sewer Works, citada por URBONAS e STAHERE (1993)).

Considerando-se o tempo de enchimento e esvaziamento da estrutura, pode-se aproximar a taxa média de saída de água como a média entre as vazões de saída para o enchimento e o esvaziamento da estrutura. Simplificando esta média, pode-se considerar o nível d'água constante na altura média da estrutura, de acordo com esses autores. Assim, a equação de saída da trincheira é apresentada a seguir:

$$V_{out}(t) = k \cdot 1,0 \cdot \frac{A_{perc}}{2} \cdot 3600 \cdot t_p \quad (1.6)$$

onde $V_{out}(t)$ é o volume de água percolado no solo em m^3 ; $1,0$ é o gradiente hidráulico de saída da água da trincheira; k é a condutividade hidráulica saturada do solo em m/s ; A_{perc} é a área total das paredes da estrutura em m^2 ; t_p é o tempo em h .

O volume (V) da trincheira será obtido pela máxima diferença entre o volume de entrada e o volume de saída, sendo o cálculo efetuado por um processo iterativo, onde as dimensões iniciais são estimadas e em seguida verificadas.

$$V = \text{máx}[V_T(t) - V_{out}(t)] \quad (1.7)$$

$$V = \text{máx} \left[4,5.C.I_T.t.A - k \frac{A_{perc}}{2} .3600.t \right]$$

Dividindo-se ambos os lados da equação por C. A, obtém-se:

$$D = \text{máx}[4,5.I_T.t - 3,6.E.t] \quad (1.8)$$

$$\text{Onde: } D = \frac{V}{C.A}$$

$$E = \frac{1000.k \cdot \frac{A_{perc}}{2}}{C.A}$$

Assim, a partir das dimensões iniciais da trincheira, calculam-se os valores de E (volume específico de saída da trincheira, em l/s por hectare de área impermeável de contribuição) e D (volume de armazenamento em m³ por hectare de área impermeável de contribuição). Determina-se o volume de armazenamento pela multiplicação de D pela área de contribuição. Assim, o volume necessário para a trincheira será dado por:

$$V = \frac{D.A}{\phi} \quad (1.9)$$

onde V é o volume necessário da trincheira em m^3 ; ϕ é a porosidade do material de enchimento da trincheira.

O valor de V é comparado com o volume dado pelas dimensões iniciais da trincheira. Caso ele seja superior ao volume da trincheira, aumenta-se as dimensões desta e inicia-se uma nova verificação. Na FIGURA 14 está ilustrado o processo iterativo para a determinação do valor de D .

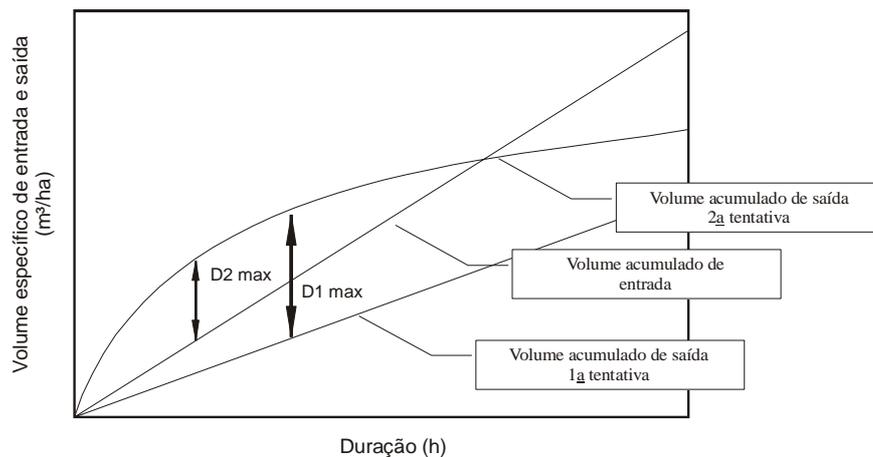


Figura 14 – Determinação do volume da estrutura de infiltração.

A trincheira foi dimensionada para um tempo de retorno de 5 anos (usualmente adotado para projeto de microdrenagem em Porto Alegre), sendo do tipo infiltração total (a única saída de água da trincheira se dá por infiltração no solo), utilizando-se a curva i-d-f do posto do IPH.

Uma vez que o solo no local de implantação da trincheira apresenta valores relativamente baixos de condutividade hidráulica, os resultados apresentados parecem indicar que a utilização deste tipo de estrutura pode ser bastante vantajosa na

redução dos volumes escoados e das vazões máximas de cheias, principalmente onde o solo se apresentar mais favorável à infiltração.

Sendo uma das funções deste tipo de estrutura a redução dos volumes escoados e das vazões máximas de cheias, a eficiência do módulo experimental pode ser comprovada pela observação de que o escoamento remanescente da trincheira foi zero, ou seja, não existe contribuição da área drenada por trincheiras para uma cheia urbana para os tempos de retorno para os quais ela foi dimensionada. Para tempos de retorno superiores aos de projeto a trincheira deverá trabalhar como do tipo de infiltração parcial, obtendo-se na sua saída um escoamento remanescente bastante amortecido, compensando-se, assim, os efeitos da impermeabilização das áreas urbanizadas.

Ainda de acordo com CRUZ, ARAUJO e SOUZA (1999), para o dimensionamento de um sistema de infiltração total (sem tubos de drenagem na parte superior), o reservatório de pedras deve ser grande o suficiente para acomodar o volume do escoamento de uma chuva de projeto menos o volume de escoamento que é infiltrado durante a chuva. É necessário, portanto, a determinação da chuva de projeto e posteriormente do volume de água em que se deseja reter. O tempo de duração da chuva pode ser estimado pelo tempo de concentração do local em que se implantará este tipo de dispositivo. Caso este tempo seja muito pequeno, aconselha-se utilizar um valor mínimo de 10 minutos a fim de não se obter grandes profundidades do reservatório de pedras. Para determinar a profundidade do reservatório de pedras, é necessário selecionar o tipo de material a ser utilizado no mesmo, recomendando-se o uso de brita 3 ou 4. Como o uso deste tipo de estrutura é recente, não há dados suficientes para se fazer estimativas aceitáveis do tempo em que a trincheira terá funcionamento satisfatório.

Segundo os autores, existe quase um consenso de que o tempo de vida das trincheiras pode ser da ordem de 10 a 15 anos, tomando com exemplo a experiência da comunidade de Bordeaux-França, onde as tecnologias alternativas de drenagem estão sendo largamente desenvolvidas e utilizadas, em particular as trincheiras. Nesta comunidade, uma trincheira com 8 anos de operação foi monitorada por um ano e meio. Observou-se que, após este tempo de funcionamento, a trincheira apresentava

rendimento satisfatório, sendo o volume de saída cerca de 24% do volume total precipitado, para um coeficiente de escoamento teórico de 0,86.

A vida útil da trincheira depende basicamente dos cuidados tomados durante a construção da estrutura, a fim de se evitar uma colmatação antes mesmo que ela comece a funcionar, bem como das práticas de manutenção (limpeza, verificação da camada superior de geotêxtil) que têm a finalidade de evitar uma colmatação precoce pela entrada e deposição de material fino, complementam os autores.

Em recente trabalho, SILVEIRA (2003) apresenta uma solução explícita de pré-dimensionamento hidrológico aplicável a pavimentos permeáveis e trincheira de infiltração. A chuva de projeto é obtida de uma equação IPH com a formulação de Talbot, o método racional fornece as vazões de entrada e os volumes nominais de saída dos dispositivos, por infiltração no solo, obedecem a taxas máximas constantes. Com essas simplificações, as equações de balanço são construídas para dar explicitamente dimensões iniciais de projeto das estruturas mencionadas. O autor apresenta uma adaptação do método da “curva envelope”, tradicionalmente usado no dimensionamento expedito de bacias de retenção (DAEE / CETESB, 1980 citado por SILVEIRA 2003).

No trabalho, além do exemplo de pré-dimensionamento de uma trincheira de infiltração para drenar um trecho de rua, com pavimento impermeável com 100m de comprimento e 10m de largura de pista, em Porto Alegre, o autor apresenta um exemplo de pré-dimensionamento de um pavimento permeável em um empreendimento também implantado em Porto Alegre, que será objeto de abordagem no item seguinte (1.5.1.3). Para a trincheira, utilizando o processo aqui preconizado, o autor chega às dimensões de 0,80 m de largura por 1,0 m de extensão e 1,10 m de profundidade, para um período de retorno de 2 anos.

1.5.1.3 Pavimentos Permeáveis

Pavimento Permeável é uma alternativa de dispositivo de infiltração onde o escoamento superficial é desviado através de uma superfície permeável para dentro de um reservatório de pedras localizado sob a superfície do terreno, classificando-se estes pavimentos permeáveis basicamente em três tipos URBONAS E STAHRÉ (1993):

- pavimento de asfalto poroso;
- pavimento de concreto poroso;
- pavimento de blocos de concreto vazados preenchidos com material granular, como areia ou vegetação rasteira, como grama.

Na FIGURA 15 está representada sua estrutura e materiais constituintes.

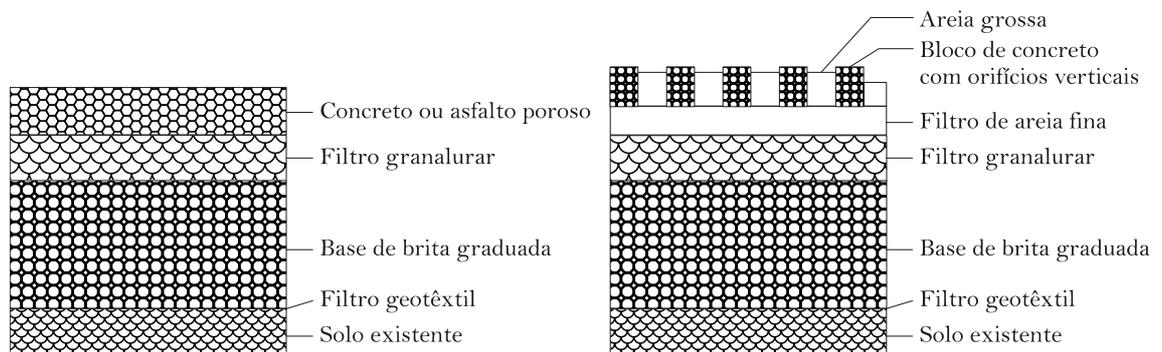


Figura 15 - Pavimento permeável (Urbonas e Stahre, 1993).

A camada superior dos pavimentos porosos (asfalto ou concreto) é construída similarmente aos pavimentos convencionais, com a diferença básica que a fração da areia fina é retirada da mistura dos agregados na confecção do pavimento. Os blocos de concreto vazados são colocados acima de uma camada de base granular (areia). Filtros geotêxteis são colocados sob a camada de areia fina para prevenir a migração da areia fina para a camada granular. Sob esta camada granular é construído um reservatório de pedras, conforme descrito no item 1.5.1.2.

Para esses autores, não existem limitações para o uso do pavimento permeável, exceto quando a água não pode infiltrar para dentro do subsolo devido à baixa permeabilidade do solo ou o nível do lençol freático for alto, ou se houver uma camada impermeável que não permita a infiltração.

Registram ainda que a utilização dos pavimentos permeáveis, em um contexto geral, pode proporcionar uma redução dos volumes escoados e do tempo de resposta da bacia para condições similares às condições de pré-desenvolvimento e até mesmo, dependendo das características do subsolo, condições melhores que as de pré-

desenvolvimento, desde que sejam utilizados racionalmente, respeitando seus limites físicos, e conservados periodicamente (trimestralmente) com uma manutenção preventiva, evitando assim o entupimento. A utilização do pavimento permeável pode resultar em menores custos e um sistema de drenagem mais eficiente.

Para CRUZ, ARAUJO e SOUZA (1999), um fator importante no dimensionamento dos pavimentos permeáveis é a determinação da taxa de infiltração do local, já que não são exequíveis em solos com taxas de infiltração inferior a 7 mm/h. Outro fator importante é fazer uma sondagem a uma profundidade de 0,6 a 1,2 m abaixo do nível inferior do reservatório de pedras a fim de verificar o tipo de solo existente (já que tipos de solos com um percentual superior a 30% de argila ou 40% de silte e argila combinados não são bons candidatos para este tipo de dispositivo), bem como verificar a existência de uma camada impermeável e um freático com nível elevado.

ARAUJO, TUCCI e GOLDENFUM (2000) realizaram alguns estudos para avaliar a eficiência dos pavimentos permeáveis. Foram efetuados experimentos utilizando um simulador de chuvas em módulos de 1 m², para quatro diferentes tipos de coberturas urbanas:

- ✓ solo compactado, representando as condições do terreno existente;
- ✓ pavimento de concreto, representando as superfícies impermeáveis;
- ✓ pavimento de paralelepípedos de granito e pavimento de blocos de concreto pré-moldados intertravados, representando as superfícies semipermeáveis;
- ✓ blocos de concreto com elementos vazados e um pavimento de concreto poroso, representando as superfícies permeáveis.

Os pavimentos permeáveis foram dimensionados para um período de 5 anos, mas para este período, em função da baixa espessura, o reservatório de pedras ficou com 15 cm de altura.

O pavimento de concreto poroso foi executado seguindo o traço 1:6 (relação cimento / agregado em volume), com brita 1 (comercial) de granito, relação

água cimento 0,38 (em massa), massa específica 2020 Kg/m³ e resistência à compressão de 14 Mpa. O concreto deve ser pouco adensável e a vibração só pode ser aplicada por períodos muito curtos, pois, caso contrário, a pasta de cimento poderá escorrer para o fundo. Também não se recomenda o adensamento com soquetes, pois podem resultar massas específicas localizadas elevadas. Para tal concreto não existem ensaios de trabalhabilidade de concretos; somente é possível avaliar visualmente se a camada de revestimento das partículas é adequada. Os concretos porosos têm baixo valor de coesão; por isso as formas devem ser mantidas até que se tenha desenvolvido uma resistência suficiente. A cura úmida é importante, especialmente em climas secos, devido às pequenas espessuras da pasta de cimento, de acordo com NEVILLE (1982, citado por CRUZ, ARAUJO e SOUZA, 1999).

ARAÚJO, TUCCI e GOLDENFUM (2000) verificaram que durante a simulação de chuva nos pavimentos permeáveis praticamente não ocorreu escoamento superficial. O pouco escoamento gerado foi provavelmente devido ao arremate de concreto junto à face coletora do quadro metálico. Com isto, mostram serem dispositivos altamente recomendados para o controle dos volumes escoados. Levando em conta seu baixo poder de suporte e necessidade de manutenção, recomenda-se que estes pavimentos sejam utilizados em calçadas e em estacionamentos para veículos leves em áreas de “shopping centers” e grandes supermercados.

O uso de pavimentos permeáveis elimina a necessidade de caixas de captação e tubos de condução da água, pois o dispositivo praticamente não gera escoamento. Além dos custos de implantação existe o custo de manutenção que consiste na limpeza dos poros dos pavimentos porosos (concreto poroso) com jatos d’água e máquinas de aspiração de sedimentos e poeiras, de acordo com estes autores.

Conforme referido no item 1.5.1.2, SILVEIRA (2003) apresenta uma solução explícita de pré-dimensionamento hidrológico aplicável a pavimentos permeáveis em que a chuva de projeto é obtida de uma equação IDF com a formulação de Talbot, o método racional fornece as vazões de entrada e os volumes nominais de saída dos dispositivos, por infiltração no solo, obedecem a taxas máximas constantes, sendo que, com essas simplificações, as equações de balanço são construídas para dar explicitamente dimensões iniciais de projeto das estruturas mencionadas. Representando

uma adaptação do método da “curva envelope”, tradicionalmente usado no dimensionamento expedito de bacias de detenção (DAEE / CETESB, 1980 citado por SILVEIRA 2003), no trabalho, o autor apresenta um exemplo de pré-dimensionamento de um pavimento permeável em um empreendimento também implantado em Porto Alegre.

Compreendendo uma área total de 1,2 hectares, onde 2.000 m² serão ocupados com edificações, 4.000 m² são destinados a implantação de estacionamento pavimentado e 6.000 m² representam um bosque como área de preservação, admitiu-se que a vazão máxima que esse empreendimento pode produzir com escoamento superficial destinado à rede pluvial pública local fosse de 20,8 l / (s.ha), e que a municipalidade exigisse que se avaliasse a situação para um período de retorno de 2 anos. Admitindo-se coeficiente médio superficial ponderado de 0,50, chegou-se pelo método racional à vazão de 154 l / s, superior portanto ao valor máximo admissível (20,8 l / s). A opção escolhida para reduzir o escoamento superficial foi a adoção de pavimento permeável com revestimento de asfalto poroso e camada porosa (reservatório) de brita sobre o solo suporte permeável, para infiltração total da água da chuva com o período de retorno adotado. Isto equivale a admitir como escoamento superficial no empreendimento apenas aquele gerado na área do bosque, passando então o coeficiente de escoamento médio ponderado para $c = 0,05$ e obtendo a nova vazão gerada de 15 l/s.

1.6 Aprimoramento da Legislação de Uso e Ocupação do Solo

Segundo SICKERMANN (2001) a maioria dos municípios baixou normas a respeito da parcela de um lote a ser deixada livre (taxa de ocupação, 15 a 50%), porém estas são ainda largamente descumpridas, porque em geral não há fiscalização posteriormente a liberação do “habite-se”, que poderia detectar impermeabilizações executadas mais tarde.

Aqui, vale ressaltar, que, hoje, fruto de uma maior conscientização ambiental, outros municípios, como o de Bertioga, Estado de São Paulo, de fundação recente e inserido em área de mata atlântica, com 84 % (oitenta e quatro por cento) de sua de extensão territorial configurada como área de preservação permanente - inclusive

parte representativa do Parque Estadual da Serra do Mar - tem concordado com a supressão da vegetação em áreas de lotes, desde que haja o compromisso de se manter parte da área permeável, como compensação ambiental. Esta compensação, por decisão do Conselho Municipal de Meio Ambiente, é de 25% da área do lote, mantendo-se o imóvel sob permanente fiscalização, inclusive posteriormente à emissão da Carta de Habitação para o mesmo.

Também o município de São Paulo instituiu e fiscaliza, na implantação de novas edificações e no licenciamento para reformas, dois dispositivos legais de drenagem: o primeiro se refere à reserva de, no mínimo, 15% da área do terreno livre de pavimentação ou construção e o segundo obrigando a construção de sistema de reservatório domiciliar, ligado ao sistema de drenagem, inclusive com a fórmula de cálculo do volume mínimo deste reservatório, CAETANO (2001).

Para KAUFFMANN, ROSA e SILVA (2003), o processo de urbanização cada vez mais acelerado, especialmente nos países que apresentam desigualdades sociais mais marcantes, tem evidenciado as dificuldades para a manutenção da qualidade de vida, principalmente nos grandes centros. Preconizam que a legislação urbanística no Brasil e particularmente na cidade do Rio de Janeiro não tem conseguido preservar satisfatoriamente o meio ambiente das ações antrópicas negativas, concluindo que as crescentes alterações impostas pelo homem ao meio ambiente tem significado efeitos tão impactantes que nem mesmo grandes obras e alternativas de elevado custo possam recuperar satisfatoriamente as regiões mais seriamente atingidas e resgatar a qualidade de vida de seus habitantes, ainda que somente sob os aspectos ambientais. Convidam, então, a uma reflexão sobre o descumprimento da legislação em vigor, seja por fiscalização insuficiente, seja por inadequação da lei à realidade.

2.0 Objetivos Gerais.

A pesquisa tem como objetivo analisar o comportamento hidrológico de lotes experimentais reais, submetidos às ocupações e aos usos diferenciados.

2.1 Objetivos Específicos.

Avaliar lotes experimentais com ocupações diferenciadas, em escala real, reproduzindo as características médias urbanas de bairros lindeiros à orla marítima do município de Bertioga, Estado de São Paulo;

Calibrar os instrumentos de medida e de registro das variáveis hidrológicas medidas.

Monitorar, de forma contínua e simultânea, as precipitações que ocorrerem sobre os três lotes experimentais e os escoamentos superficiais diretos resultantes das mesmas em cada um dos lotes experimentais.

Caracterizar o comportamento hidrológico dos lotes experimentais por meio de parâmetros como coeficientes de escoamento superficial, coeficientes de redução de pico, tempos de retardamento e outros.

3. MATERIAIS E MÉTODOS.

3.1. Introdução.

No presente capítulo são abordados os materiais e métodos usados para atingir aos objetivos propostos. São particularizadas as características geomorfológicas da área; detalhamento do local dos lotes e as características dos lotes experimentais e seus aspectos construtivos; além do monitoramento das variáveis hidrológicas.

Os lotes foram designados respectivamente por:

- **Lote natural:** lote caracterizado por não apresentar nenhum tipo de ocupação, além de possuir toda a sua superfície recoberta por vegetação nativa, erva daninha de forte incidência local (*paspalum maritimum trin*);
- **Lote convencional:** abriga construção de um telhado representativo de uma edificação de 180 m², correspondente a 50% de sua área, ocupação essa segundo modelo usual, sem nenhuma preocupação com os escoamentos das precipitações locais;
- **Lote sustentável:** também abriga telhado de 180 m² e dois microrreservatórios de retenção de 750 litros cada, interligados, ambos dotados de quatro trincheiras de infiltração.

3.2 Localização dos Lotes Experimentais.

A Riviera de São Lourenço é um empreendimento urbano para veraneio na praia (“seaside resort”), implantado há duas décadas em Bertioga, litoral norte do Estado de São Paulo, conforme ilustram as FIGURAS 16 e 17.



Figura 16 – Localização da área. Fonte: Mapa de São Paulo - IBGE



Figura 17 – Mapa do Município de Bertioxa. Fonte: Sobloco Construtora S/A

Qualidade de vida excelente e a integração harmoniosa com o meio ambiente têm sido as diretrizes mestras deste empreendimento já reconhecido internacionalmente, uma vez que, no início de 2001, a Riviera de São Lourenço se tornou o primeiro projeto urbano do mundo a obter a certificação ambiental internacional ISO 14001.

Graças às suas características, a Riviera de São Lourenço vem atuando como modelo de planejamento urbano no Brasil. Assim, na área de saneamento básico, algumas das características especiais do empreendimento são: tratamento próprio de água e esgoto, abastecimento de água e coleta do esgoto em todos os domicílios, tratamento de 100 % do esgoto em qualquer vazão (não possui extravasor direto do esgoto para o rio).

A escolha da Riviera de São Lourenço para o desenvolvimento da presente pesquisa foi decorrência do interesse da Sobloco Construtora S / A pela pesquisa em temas relacionados ao desenvolvimento urbano, razão do patrocínio da mesma, bem como ser o local onde o autor desenvolve suas atividades profissionais, fator facilitador na implantação dos lotes experimentais e na obtenção dos dados de campo.

3.3. Área de Interesse ao Desenvolvimento da Pesquisa.

A reduzida área onde é permitido o desenvolvimento urbano de Bertioga fica ainda mais restrita ao se considerar a obrigatoriedade de se manter 25% da área dos lotes permeável, como forma de compensação ambiental, bem como para prevenir futuros problemas relacionados à drenagem urbana. Uma forma de se liberar esta obrigatoriedade será a instalação de medidas de retenção e / ou detenção nos lotes.

3.3.1. Posição Geográfica.

O município de Bertioga (46°08'W a 23°51'S), de fundação recente, localiza-se no limite nordeste da Baixada Santista e está inserido em área de mata

atlântica, tendo 84 % (oitenta e quatro por cento) de sua extensão territorial configurada como área de preservação permanente, inclusive, área representativa do Parque Estadual da Serra do Mar.

3.3.2. Características Hidro-Fito-Geológicas.

Conforme KÖPPEN (1948) a região de Bertioga é classificada como tipo “Af”, que indica clima tropical úmido com chuvas o ano todo. A temperatura média anual varia entre 18°C e 22°C, a umidade relativa do ar é superior a 80%, durante o ano todo, com a média de precipitação anual variando entre 1700 mm e 2000 mm, podendo ocorrer, como na encosta da Serra do Juqueriquerê, índices superiores a 4000 mm, segundo TROPMAIR (1975).

Dependendo da extensão da planície litorânea e da direção predominante dos cordões arenosos marinhos, além da influência dos depósitos de sedimentos das escarpas ou fluviais, há um arranjo heterogêneo de trechos de floresta paludosa e ombrófila densa. Este tipo vegetacional apresenta-se mais desenvolvido quanto mais próximo da floresta ombrófila densa sub-montana das encostas da Serra do Mar, segundo MANTOVANI (2000). As restingas compõem-se de um imenso mosaico de formações vegetais, florística e estruturalmente diferentes, de acordo com KLEIN (1961). Entretanto, no geral, o porte da floresta de restinga varia desde 4 m até 20 m, dependendo das características do substrato, conforme registra SILVA (1990).

Observando-se o mapa geológico – folha de Bertioga – elaborado por SUGUIO & MARTIN (1978 a citado por SUGUIO, 1993) verifica-se que a planície costeira de Bertioga, situada à nordeste da planície de Santos e da qual se acha separada pelo Canal de Bertioga, estende-se por 45 km e com largura máxima de 7 a 8 km, sendo drenada pelos rios Itapanhaú, Itaguapé e Guaratuba, onde são também encontrados morros de rochas cristalinas, que foram recentemente (últimos 5.000 – 6.000 anos) unidos ao continente por meio de tómbolos.

A área da Riviera de São Lourenço, com aproximadamente 9.500.000 m², situa-se na enseada da Praia de São Lourenço, compreendida entre os promontórios do Morro da Enseada (140 metros) e o Morro de São Lourenço (120 metros). Nas partes

posteriores desses morros desenvolvem-se alinhamentos de cristas praias (cordões litorâneos), claramente visíveis sobre fotografias aéreas, tanto no recobrimento de 1977 como no de 1986, sobre depósitos sedimentares essencialmente arenosos ligados à transgressão Santos. Rumo ao sopé da Serra do Mar, os depósitos arenosos de origem marinha são recobertos por sedimentos continentais (alúvio-coluviais) mais recentes, segundo SUGUIO et al. (1985, citado por SUGUIO, 1993).

O IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, desenvolveu estudos de simulação de fluxos subterrâneos na Riviera de São Lourenço e, com base em 110 (cento e dez) furos de sondagem à percussão realizadas no empreendimento ao longo do período 1976 - 2000, efetuou a caracterização litológica, numa área de 9,5 km², classificando os solos predominantes sedimentos finos arenosos com presença de silte e em alguns casos de argila, observando-se, localmente, presença de lentes argilosas siltosas. Do ponto de vista hidrogeológico os aquíferos ocorrentes na área foram classificados em cristalino e clástico ou sedimentar. O aquífero sedimentar apresenta-se regionalmente livre, com alguns locais de confinamento devido à presença de lentes argilosas, principalmente nas proximidades da rodovia Rio – Santos, na parte norte do empreendimento, conforme AZEVEDO et al. (2000).

A evapotranspiração média anual, cuja estimativa foi realizada de acordo com o método recomendado pela FAO (VILLA NOVA et al. 1980 citado por AZEVEDO, CAVALCANTI e MARRANO 2000), considerando os valores médios mensais de umidade relativa (UR %) e velocidade do vento (v) – dados correspondentes às estações meteorológicas de Ubatuba e Cananéia é de aproximadamente 0,0035 m/d.

Segundo esses autores, foram simulados fluxos subterrâneos utilizando-se o modelo numérico tridimensional modular Modflow, elaborado por McDonald & Harbaugh, e sua interface para o ambiente Windows processing modflow, desenvolvido por Chiang & Kinzelbach, para verificar a possibilidade de se fechar os canais de drenagem da Riviera de São Lourenço e seus efeitos sobre o lençol freático e o sistema de drenagem urbano até então implantado, concluindo-se pela possibilidade de elevação em até 2,0 metros do nível do lençol freático e de ocorrerem alagamentos em consequência da infiltração das águas pluviais, caso se concretizasse este fechamento.

É importante ressaltar que justamente nesta região são registrados os maiores índices pluviométricos do Brasil. Das observações diretas, ao longo de treze anos, foram registradas precipitações médias anuais de 2.208 mm, sendo março de 1996 (607 mm) e junho de 1997 (06 mm) os meses com maior e menor índice respectivamente, com o pico anual ocorrendo em 1995 (3.209 mm) enquanto o menor índice foi registrado em 1989 (1.422 mm). A maior precipitação ocorreu em 19 de fevereiro de 1995, com o registro de 178 mm em 24 (vinte e quatro) horas (pluviômetros instalados na Riviera de São Lourenço, município de Bertoga).

3.3.3. Implantação dos Lotes Experimentais.

A seleção do local para implantação dos lotes foi norteada pela necessidade de um local de acesso restrito, face às características dos equipamentos para o monitoramento a serem instalados, onde não houvesse tráfego de pedestres que pudesse danificar as superfícies destinadas ao escoamento das águas, além de não estarem situados em área de comercialização.

Os lotes foram então implantados na área da Estação de Tratamento de Esgotos da Riviera de São Lourenço, local preservado, conforme mostra a FIGURA 18. A existência de um pequeno laboratório de controle das operações da ETE, operando durante 24 horas, propicia o apoio logístico para conexão, controle e operação dos equipamentos de monitoramento hidrológico dos mesmos.



Figura 18 – Área de implantação e demarcação dos lotes. Acervo do autor.

Os três modelos experimentais implantados, em escala real, medem 12,0 (doze) metros de frente e de fundo, por 30,00 (trinta) metros nas laterais direita e esquerda, portanto todos com 360 m² de área. Esses valores foram selecionados em função de vários modelos teóricos descritos no capítulo 1 (ESTEVES, VIECILI e POMPEO, 2001; CAETANO, 2001; GENZ, 1994;), em que estas medidas foram adotadas, bem como por serem também dimensões de lote padrão, em parcela representativa dos empreendimentos urbanos de Bertioga.

Nas FIGURAS 19, 20 e 22 estão representados, com os registros de suas principais dimensões, os três lotes experimentais, assim como na FIGURA 21 está representado o detalhamento dos microrreservatórios.

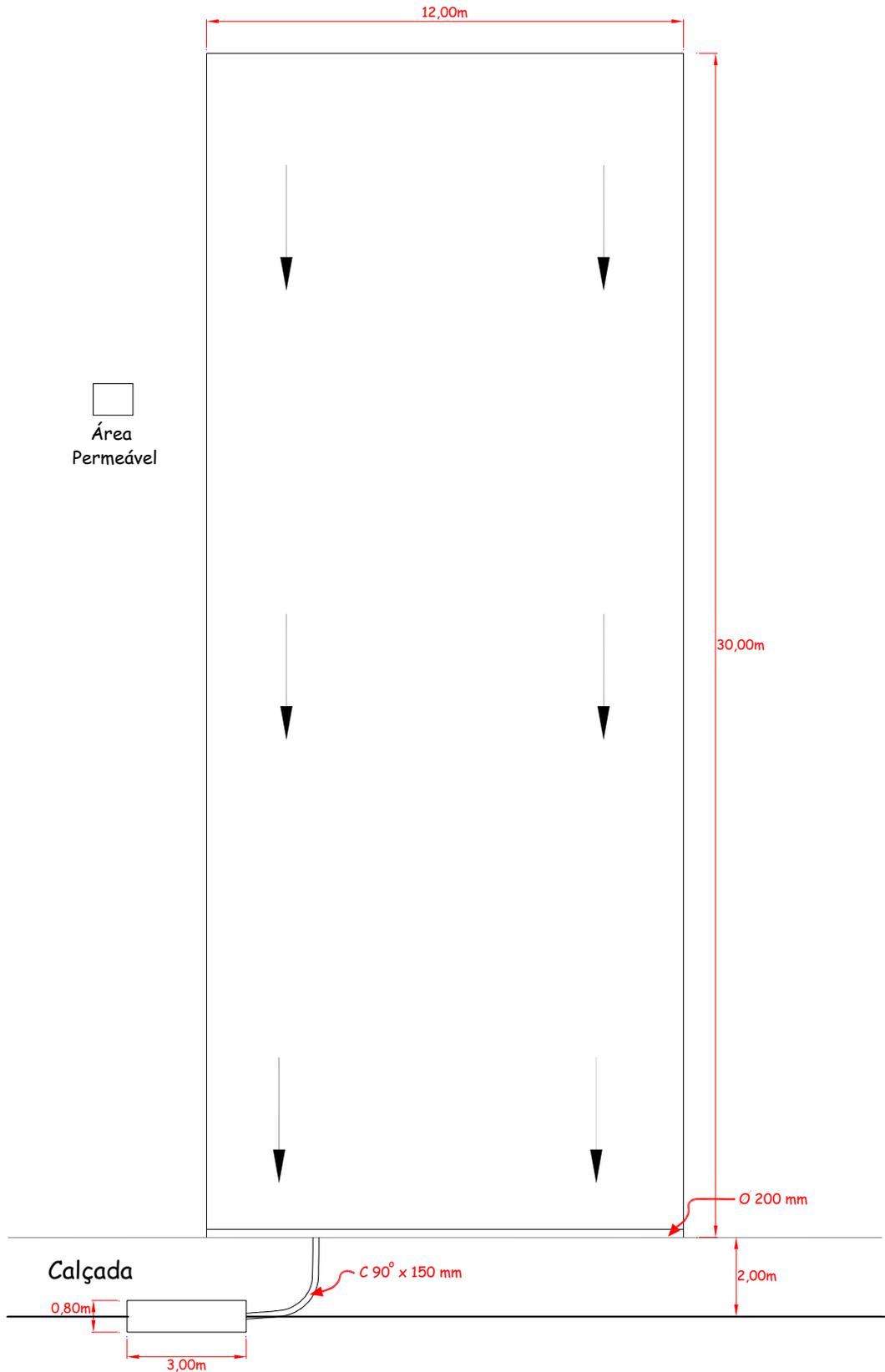


Figura 19 – Planta do lote experimental denominado natural implantado na Riviera de São Lourenço – Bertioga – SP.

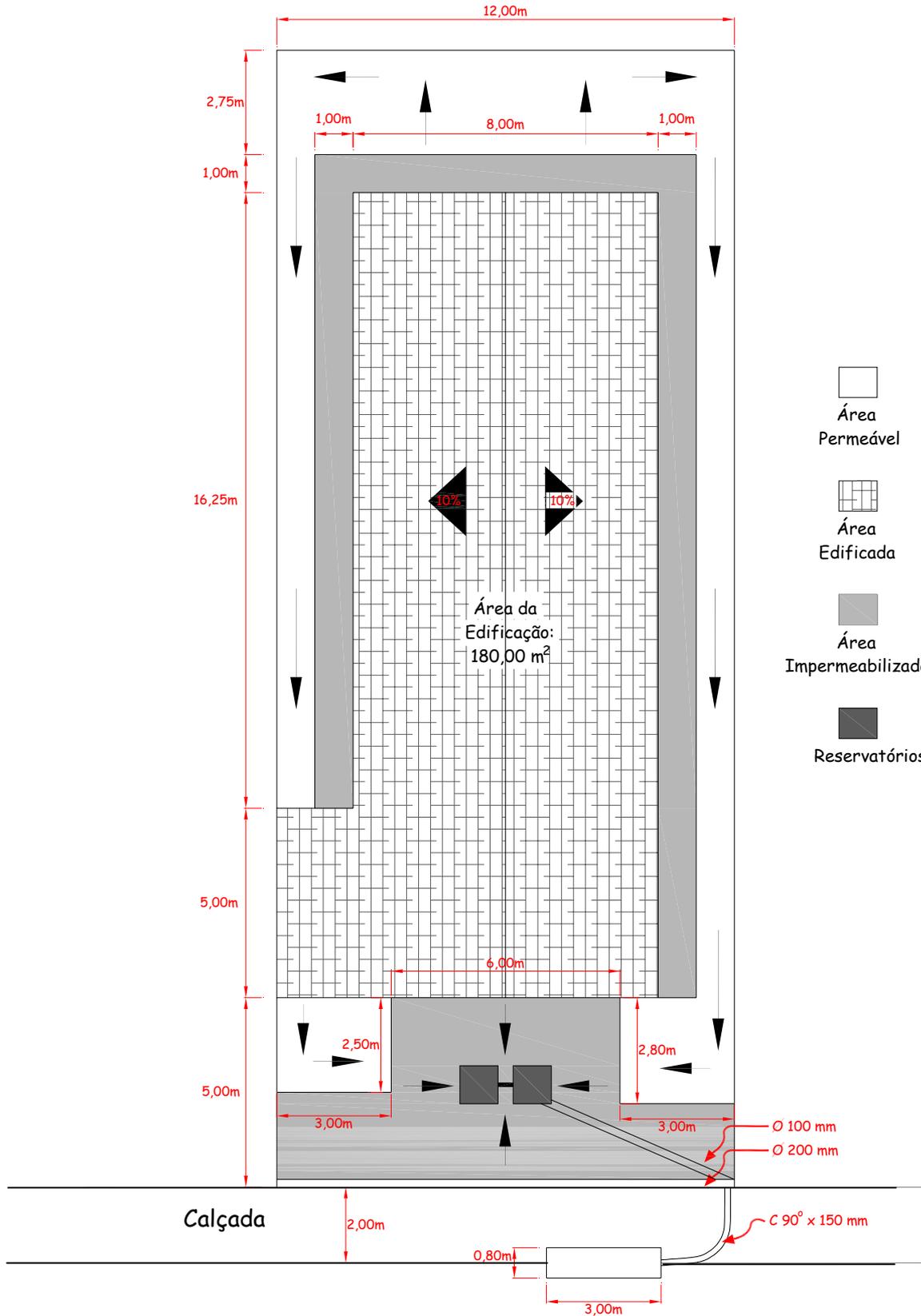
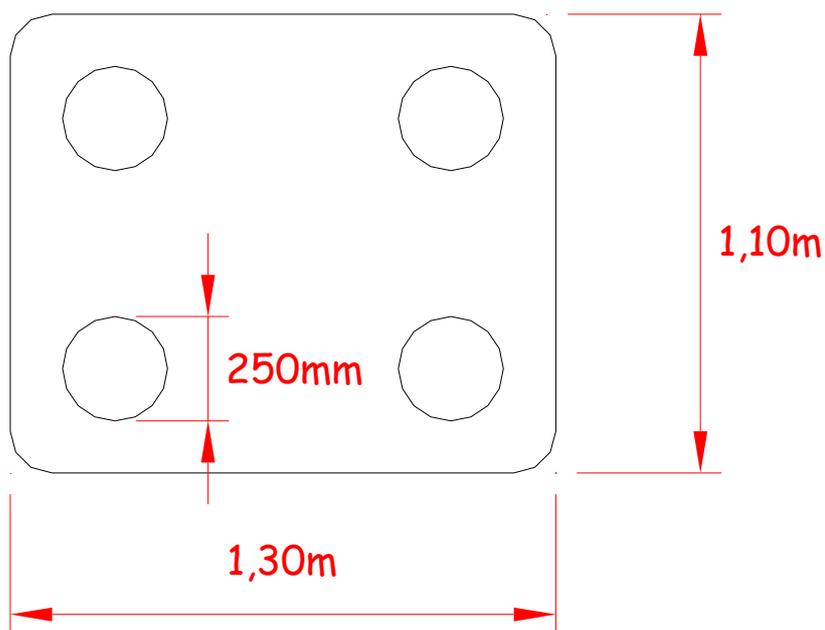
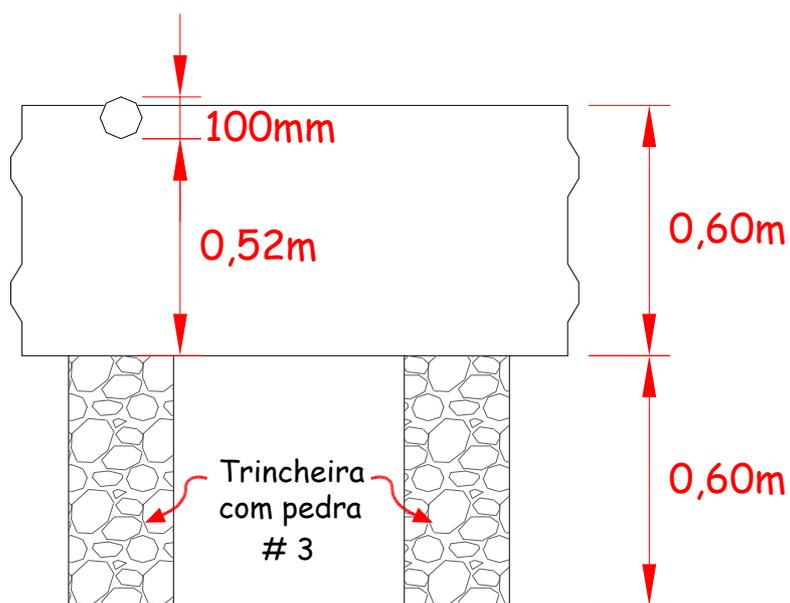


Figura 20 – Planta do lote experimental denominado sustentável, com dois microrreservatórios e volume total de 1,5m³, implantado na Riviera de São Lourenço – Bertioga – SP.



Planta Baixa do Reservatório



Perfil do Reservatório

Figura 21 – Detalhamento dos microrreservatórios, implantados na Riviera de São Lourenço – Bertioga – SP

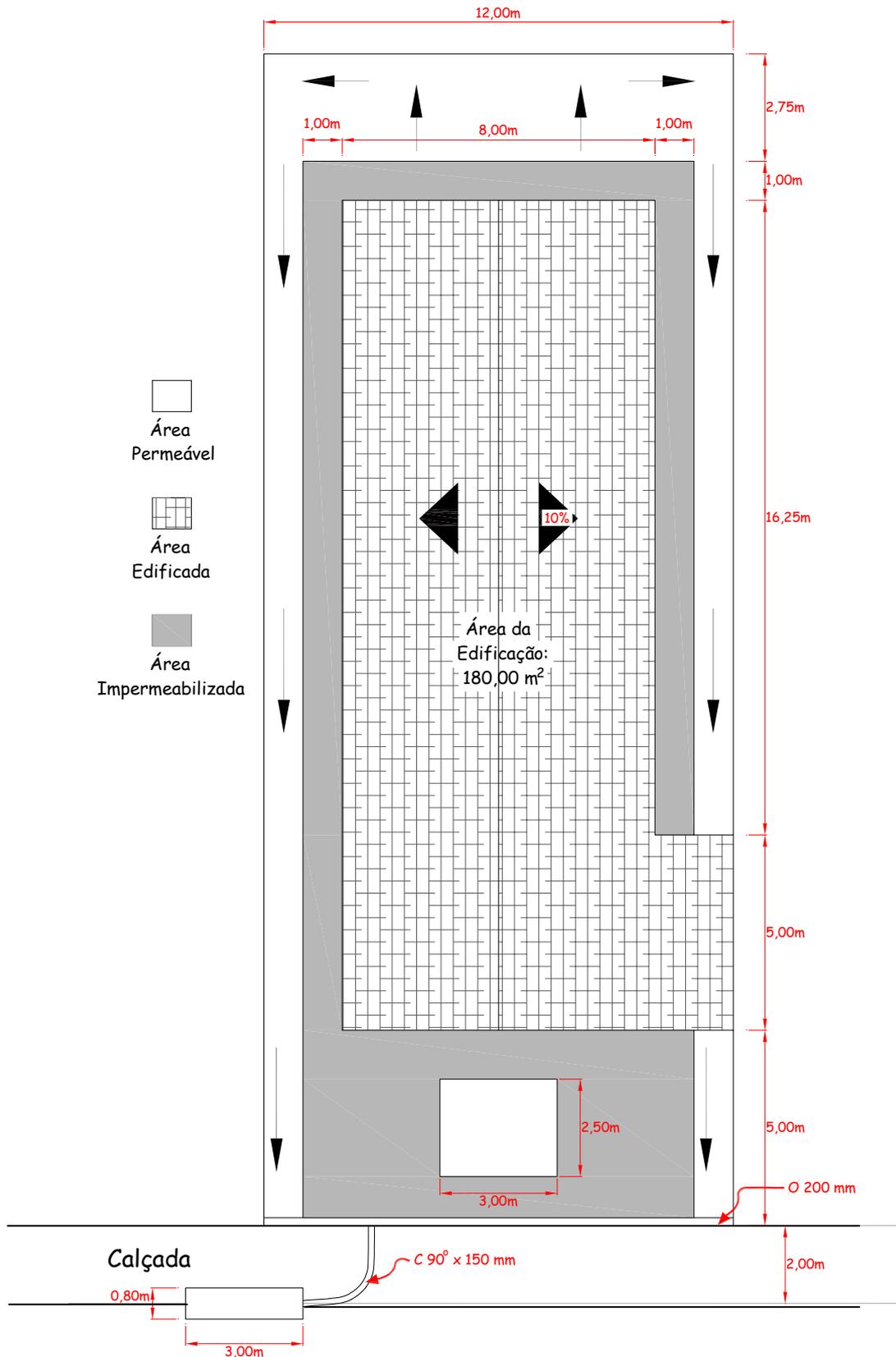


Figura 22 – Planta do lote experimental denominado convencional implantado na Riviera de São Lourenço – Bertiooga – SP.

Seguindo as normas do Plano Urbanístico da Riviera de São Lourenço, as superfícies dos lotes foram estabelecidas na cota de 60 cm (mínima) em relação à cota da sarjeta defronte ao mesmo, utilizando-se areia contígua à área da praia para aterro dos mesmos. Este aterramento foi executado nos três lotes experimentais e é ilustrado na FIGURA 23. A superfície dos três lotes experimentais tem caimento de 1% (um por cento).



Figura 23 – Remoção da camada vegetal e execução do aterro dos lotes experimentais implantados na Riviera de São Lourenço, Bertiooga - SP. Acervo do autor.

A compactação dos aterros foi obtida pelo tráfego dos equipamentos empregados em sua execução, bem como em decorrência das precipitações que ocorreram sobre os mesmos, conforme procedimento padrão adotado em quase todas as construções de habitações unifamiliares.

Para evitar o escoamento de águas subterrâneas, das ou para as áreas externas aos lotes experimentais, assim como a existência desses fluxos de um lote para outro, face à sua proximidade, foi implantada, ao longo do perímetro de cada lote experimental, manta de lençol plástico convenientemente estruturada em painéis de madeira, de forma a se isolar as águas subterrâneas externas, papel desempenhado pela base dos muros na maioria dos loteamentos, conforme se pode observar na FIGURA 24.



Figura 24 – Execução da estanqueidade extra e intra-aterro dos lotes implantados na Riviera de São Lourenço - Bertioga - SP. Acervo do autor.

O *lote convencional* foi ocupado através da implantação de uma estrutura com telhado, ilustrado na FIGURA 25, representativo de uma edificação de 180,00 m², equivalente a 50% (cinquenta por cento da área total do lote) e correspondente à taxa de ocupação máxima no município de Bertioga. Reproduziu-se o desenho do sistema de drenagem residencial praticado pelos moradores do município de Bertioga, onde as águas de chuva são conduzidas superficialmente sobre áreas impermeabilizadas ou gramadas, ao longo e ao pé dos muros de divisas, até a frente do lote.

As águas precipitadas são convenientemente coletadas e passam pelo medidor, antes do seu lançamento no que seria a sarjeta. O coletor é um tubo, em meia cana, de 200 mm e em pvc, do tipo utilizado para redes de esgoto. Do coletor, através de um tubo de 150 mm, também em pvc e da mesma classe, são conduzidas à calha de concreto, onde está instalado o vertedor. Todos os caimentos são de 1%.



Figura 25 – Lote convencional implantado na Riviera de São Lourenço - Bertioga - SP. Acervo do autor.

O **lote sustentável**, além da cobertura e idêntico sistema de drenagem descrito para o lote convencional, conta com a introdução de dois microrreservatórios de retenção do escoamento superficial direto, dimensionados a partir do ábaco apresentado como FIGURA 7, no capítulo 1, elaborado por CRUZ (1998).

Esses reservatórios são constituído por duas caixas de cimento amianto de 1.000 (mil) litros, convenientemente interligadas e com um ladrão comum colocado numa cota tal que o volume útil das duas caixas seja de 1.500 (um mil e quinhentos) litros. Nos cantos inferiores das duas caixas foram instaladas 08 (oito) trincheiras de infiltração, constituídas de tubos de 250 mm e em pvc, extensão de 60 (sessenta) cm, preenchidos com pedra 03 e encimadas por uma manta geotêxtil bidim OP 30 (CRUZ, ARAUJO e SOUZA, 1999), conforme poder-se-á observar na FIGURA 26.



Figura 26 – Detalhe das trincheiras de infiltração, no fundo da caixa correspondente à um dos microrreservatórios de retenção. Acervo do autor.

As águas pluviais superficiais são convenientemente conduzidas aos reservatórios de retenção, sendo o volume excedente da capacidade do sistema de infiltração direcionado à frente do lote sustentável por dispositivos idênticos aos descritos para o lote convencional. Após passagem pelo medidor, são lançadas onde estaria localizada a sarjeta, como se pode notar na FIGURA 27.



Figura 27 – Lote sustentável: detalhe da coleta das águas superficiais (esquerda), da calha e verterdor (centro), além do medidor (direita). Acervo do autor.

O *lote natural*, conforme ilustrado na FIGURA 28, não possui cobertura vegetal (espécies arbóreas). Tem toda a sua superfície recoberta com a grama doce ou capim doce (*paspalum maritimum trin*), erva daninha de origem desconhecida, com forte incidência local. Também as águas precipitadas sobre o mesmo são coletadas e, por dispositivos idênticos ao do lote convencional, são convenientemente conduzidas ao medidor e daí lançadas no que seria a sarjeta. Esse lote, por sua posição central, abriga o pluviógrafo, instalado sobre uma base com 4,0 metros de altura, para evitar interferências dos telhados lindeiros.



Figura 28 – Lote experimental natural implantado na Riviera de São Lourenço, Bertioga/SP. Acervo do autor.

Para a medição das águas superficiais efluentes em cada um dos três lotes experimentais, construiu-se canal retangular de alvenaria rebocada, revestido com placas de poliuretano, seção transversal de 34 cm (l) por 20 cm (h) e comprimento de 3,00 metros, em cuja extremidade foi instalado um vertedor triangular – bissetriz vertical, conforme ilustração representada na FIGURA 29.



Figura 29 – Detalhe da calha e do vertedor. Acervo do autor.

Os lotes convencional e sustentável tiveram parte de suas áreas impermeabilizadas até atingirem 75% (setenta e cinco por cento) de suas áreas totais, conforme ilustrado na FIGURA 30, para verificação da propriedade da lei orgânica do município de Bertioga quanto à exigência de manutenção de permeabilidade em 25% (vinte e cinco por cento) da área total do lote como compensação ambiental, sendo mantidas todas as demais características, inclusive drenagem e monitoramento.



Figura 30 – Acréscimo de áreas impermeabilizadas nos lotes (primeiro plano e ao fundo), vendo-se as calhas, vertedores e sensores de vazão. Acervo do autor.

3.4 Monitoramento das Variáveis Hidrológicas

Segundo LENCASTRE (1983), um descarregador ou vertedor pode ser considerado como um orifício incompleto, sendo denominados de soleira delgada aqueles em que a parte da soleira que está em contato com a água, isto é, a espessura da crista tem dimensões muito reduzidas (1 a 2 mm). Para ele e outros autores (DELMÉE, 1989 e PORTO, 1998), esses dispositivos são muito precisos para a medição de caudais.

Ainda de acordo com LENCASTRE (1983), num descarregador triangular o perfil da crista é um triângulo, sendo a bissetriz do vértice, em geral, vertical. Em observância a esses fatores, foram fabricados quatro vertedores triangulares, idênticos, para a medição das vazões, conforme FIGURA 31, sendo três instalados nos lotes experimentais, enquanto o quarto foi utilizado para a obtenção de uma curva de calibração para os mesmos.

A curva de calibração foi obtida no Laboratório de Hidráulica do Departamento de Engenharia Civil da UFSCar. Os resultados estão registrados na TABELA 10 do capítulo 04 e, conforme poder-se-á verificar, as vazões medidas são muito próximas daquelas obtidas pela aplicação da Fórmula Thomson, recomendada na literatura.



Figura 31 – Vertedor triangular. Acervo do autor

Para quantificar as vazões geradas em cada lote, conjugados com os vertedores triangulares foram instalados transmissores microprocessadores de pressão manométrica, modelo LD 301 – M11 I – TU 11-011/A/I1 da SMAR (precisão $+ / - 0,075\%$), os quais enviam os sinais respectivos (4-20 mA) a um datalogger PC 208W 2.3 Campbell, instalado sob a cobertura do lote sustentável. A saída é calculada através da interpolação de 16 (dezesesseis) pontos formadores de uma tabela, onde se relaciona a entrada (pressão aplicada) com a referida saída (4-20 mA).

Esse equipamento, sensor de pressão utilizado pelos transmissores inteligentes de pressão série LD 301, é do tipo capacitivo (célula capacitiva), protegido contra polaridade reversa e possui em seu circuito um sensor para compensação das variações da temperatura, que foram minimizadas montando-se os transmissores em áreas protegidas das mudanças ambientais, conforme registrada na FIGURA 32.



Figura 32 – Sensor em seu abrigo para cada lote experimental. Acervo do Autor.

Os sensores foram alinhados e dispostos ao longo de uma linha hipotética que se configure como o ponto de lançamento das águas na sarjeta, permitindo-se constatar o exato instante em que ocorrem as precipitações (registros do pluviógrafo) e as correspondentes vazões das águas escoadas pelas superfícies dos lotes experimentais, separadamente.

As precipitações foram monitoradas através do emprego de um pluviógrafo CSI modelo CS700 – L, funil de 200 mm de diâmetro e range de 0 a 500 mm / h, instalado na área do lote original e também interligado ao dattalogger anteriormente referido. Sua quantificação, associada às vazões efluentes e às características do lote, permitiu avaliar o comportamento dos lotes experimentais e atingir o objetivo almejado.

3.5 Características do solo.

Apresenta-se à seguir os resultados da análise granulométrica dos solos de constituição dos lotes experimentais, conforme TABELA 9, e as respectivas curvas granulométricas, mostradas nas FIGURAS 33 e 34.

Tabela 9 – Granulometria do solo

<i>Amostra nº</i>	01	02
<i>P.E. nº</i>	88.814	88.814
<i>Data</i>	26/6/2004	26/6/2004
<i>Local de coleta</i>	Depósito da obra	Depósito da obra
<i>Identificação</i>	Areia Escura	Areia Amarela
<i>Análise Granulométrica</i>		
<i>Peneiras</i>	<i>% que passa</i>	
<i>nº 4 (4,76mm)</i>	-	100,0
<i>nº 10 (2,00mm)</i>	100,0	99,4
<i>nº 16 (1,19mm)</i>	99,4	99,7
<i>nº 30 (0,59mm)</i>	98,3	99,5
<i>nº 40 (0,42mm)</i>	97,5	99,4
<i>nº 50 (0,297mm)</i>	97,0	99,2
<i>nº 100 (0,149mm)</i>	94,4	95,2
<i>nº 200 (0,074mm)</i>	10,9	3,6

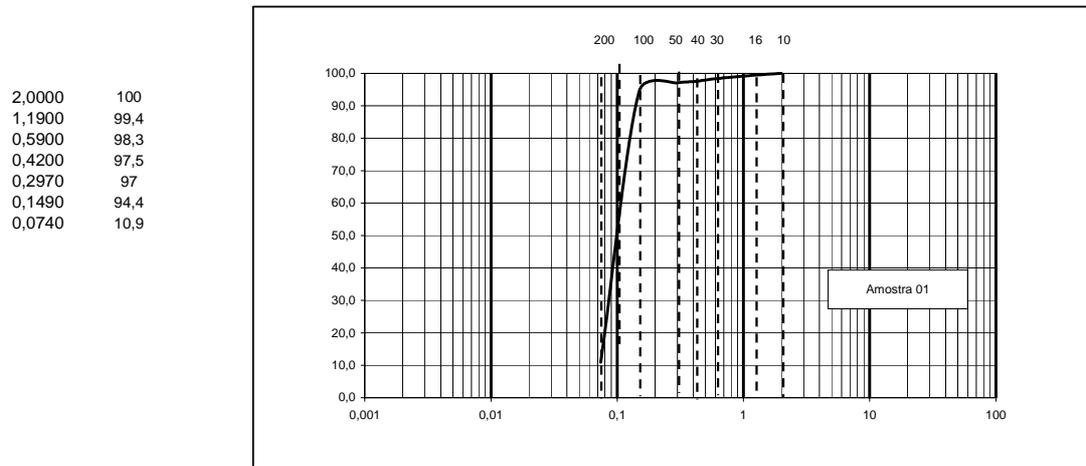


Figura 33 – Curva granulométrica do solo do aterro. Fonte: Acervo do autor.

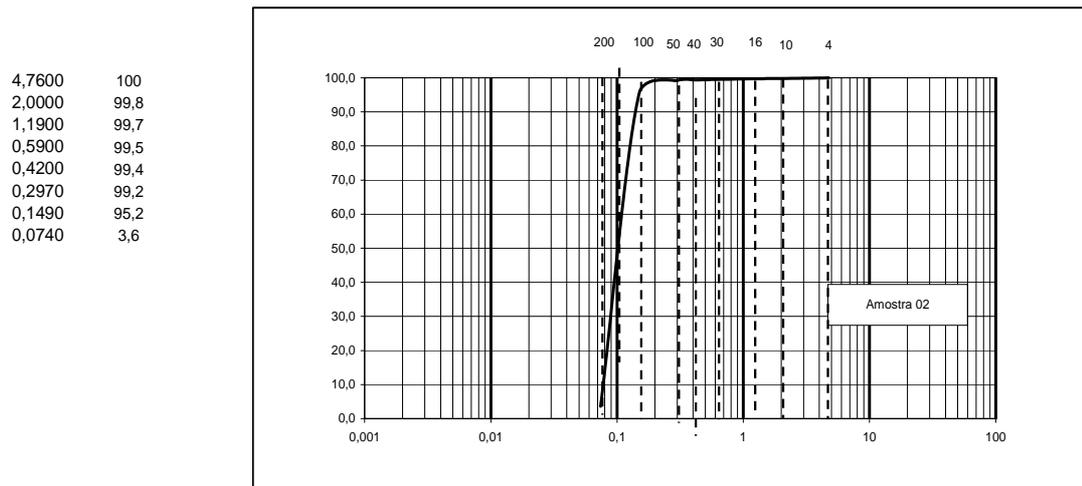


Figura 34 – Curva granulométrica do solo dos lotes experimentais implantados na Riviera de São Lourenço, Bertioga - SP. Fonte: Acervo do autor

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS.

Neste capítulo apresentam-se, inicialmente, os resultados da calibração do vertedor triangular em laboratórios e da análise granulométrica dos solos da área dos lotes e dos respectivos aterros. Na seqüência analisam-se os comportamentos hidrológicos dos lotes experimentais, a partir de alguns hidrogramas e hietogramas e, finalmente, os parâmetros calculados.

4.1 - Análise dos solos dos lotes e do aterro.

A granulometria do solo de aterro, de 60 cm, feito nos três lotes, correspondente à amostra 1, TABELA 9 e curva granulométrica, FIGURA 33, permite concluir que ele contém, levemente, menos finos que o solo dos lotes, pois o percentual passante é menor, como evidencia a amostra 2, TABELA 9 e curva granulométrica, FIGURA 34.

Isto implica que o material de aterro, constituído de areia da praia, não contribuiu, sob este ponto de vista, para reduzir a capacidade infiltração dos lotes.

4.2 - Calibração do vertedor triangular de parede fina.

O vertedor foi calibrado no Laboratório de Hidráulica do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, por meio da medida direta de massa e tempo. O vertedor triangular de parede fina foi construído com ângulo de 90°, instalado em canaleta com 30 cm, com a crista do mesmo a 5 cm do fundo.

Mostram-se os resultados das medidas em laboratório, na primeira e segunda colunas da TABELA 10, onde também constam nas colunas seguintes os valores das vazões obtidos à partir das fórmulas práticas de Thompson e de Gourley e Grimp, , segundo Lencastre (1983). Verifica-se que a fórmula de Thompson reduz os erros quando a vazão cresce, e a fórmula Gourley e Grimp, ao contrário, os eleva. A FIGURA 35 apresenta graficamente estes resultados.

As equações experimentais de Thompson e de Gourley e Grimp são representadas, respectivamente, pelas expressões 4.1, 4.2 e 4.3, cujas unidades de vazão são L/s e de lâmina sobre a crista em cm.

$$Q = 0,0142 \cdot h^{2,5} \quad (4.1) \quad Q = 0,0115 \cdot h^{2,57} \quad (4.2) \quad Q = 0,132 \cdot h^{2,47} \quad (4.3)$$

Tabela .10 - Vazões obtidas experimentalmente (Q) e calculadas usando as fórmulas de Thompson e Gourley e Grimp.

Lâmina	Q	Q Calculado	Erro Absoluto	Q Calculado	Erro Absoluto
h	medida	Thompson	Thompson	Gourley e Grimp	Gourley e Grimp
cm	L/s	L/s	%	L/s	%
1,69	0,04	0,05	18,78	0,05	8,69
3,31	0,25	0,28	12,02	0,25	0,46
4,37	0,51	0,57	10,57	0,50	1,66
5,59	0,96	1,05	9,66	0,93	3,19
6,86	1,66	1,75	5,50	1,54	7,43
7,81	2,28	2,42	5,97	2,12	7,39
9,04	3,35	3,49	4,21	3,04	9,32
10,26	4,56	4,79	4,94	4,15	9,03
11,81	6,64	6,81	2,49	5,88	11,53
13,12	8,64	8,85	2,50	7,62	11,80
14,21	10,94	10,81	1,16	9,28	15,15

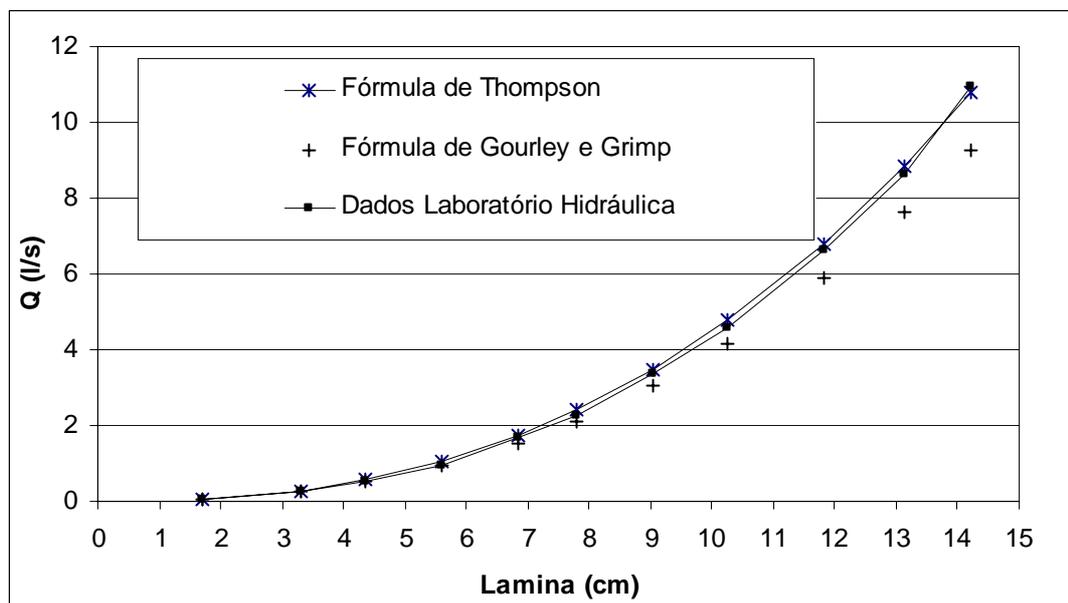


Figura 35 – Gráficos de vazões contra a lâmina, para vertedor triangular de parede fina, obtidas experimentalmente e calculadas pelas fórmulas práticas de Thompson e Gourley e Grimp.

4.3. Valores medidos de precipitação e de vazão.

Dos eventos observados foram selecionadas três situações distintas: uma precipitação de curta duração, ilustrada pela FIGURA 36, a segunda de longa duração como ilustra a FIGURA 37 e a terceira, de duração média, conforme representa a FIGURA 38, em que foram efetuadas medidas de precipitação e de vazão, nos três lotes experimentais. A precipitação de cada evento, medida em **mm/h**, está representada por diagrama de barras no eixo secundário das ordenadas. Ainda nessas figuras, as vazões diretamente escoadas, em **L/s**, estão representadas por gráficos de linha no eixo principal de ordenadas, sendo o hidrograma do lote sustentável representado por linha lilás, enquanto o do lote natural é representado por linha laranja e o do lote convencional está registrado em linha preta.

Observa-se nos hidrogramas produzidos pelo lote convencional, representado pela linha azul nas FIGURAS 36, 37 e 38, que a cada pico de chuva há um pico de vazão sendo eles maiores, em maior número e ocorrendo mais rapidamente do que nos lotes natural e sustentável. Significa que as vazões do lote convencional foram “prontamente” lançadas na sarjeta.

Já os picos de vazão observados nos hidrogramas do lote sustentável (linha lilás), nas FIGURAS 36, 37 e 38, apresentam-se atenuados ou simplesmente eliminados, consequência do armazenamento no microrreservatório instalado no referido lote.

Os hidrogramas do lote natural, nas mesmas FIGURAS 36, 37 e 38, representados pela linha laranja, mostram comportamento bastante diferenciado dos outros dois anteriormente referidos. Caracterizam-se por grande atenuação de vazões, poucos picos, tempos de ascensão de vazão e de depleção do escoamento superficial muito maiores do que aqueles presentes nos hidrogramas dos lotes sustentável e convencional.

Evento de 21.06.2005 13:34/14:13

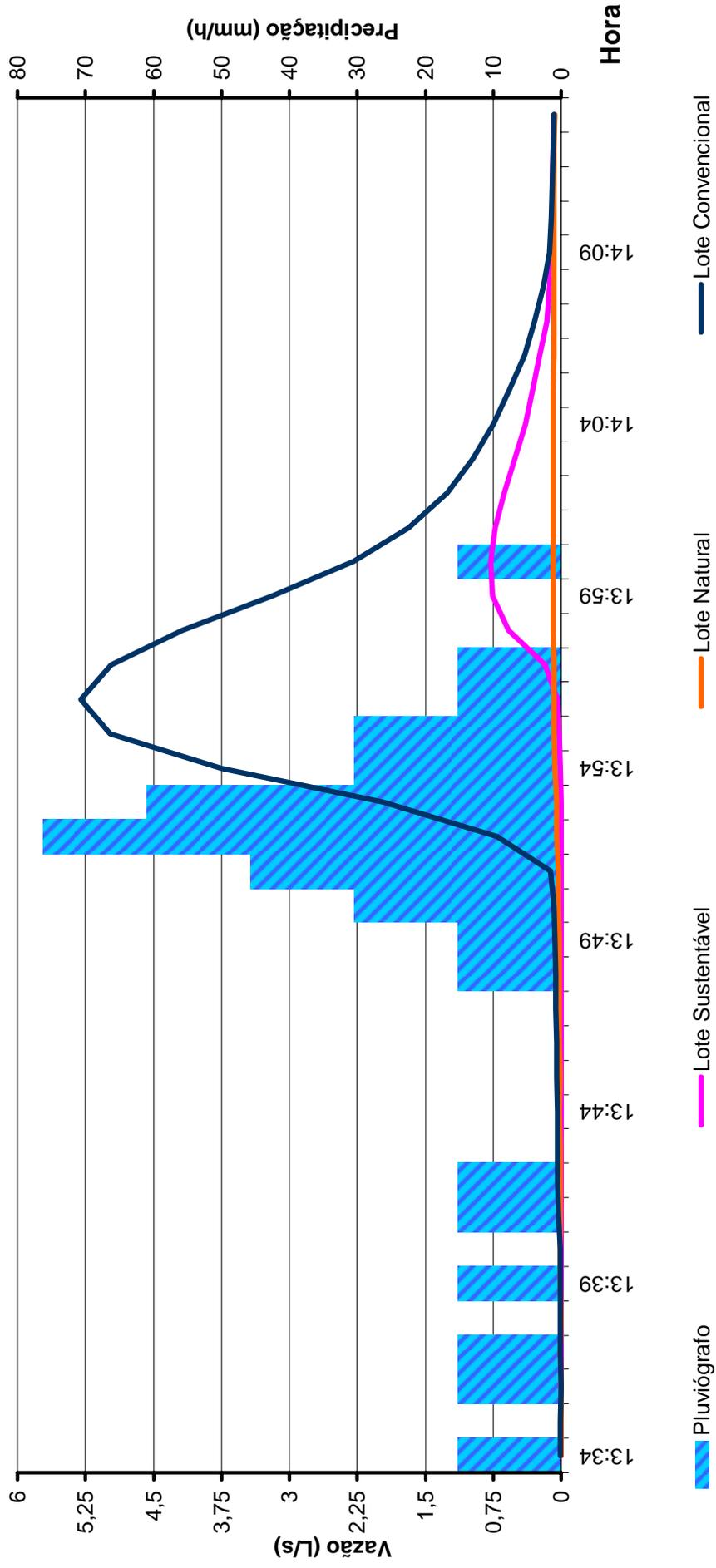


Figura 36 - Hidrogramas e hietogramas dos lotes experimentais observados na Riviera de São Lourenço, Bertioga - SP.

Evento de 13.09.2005 11:21/14.09.2005 13:36

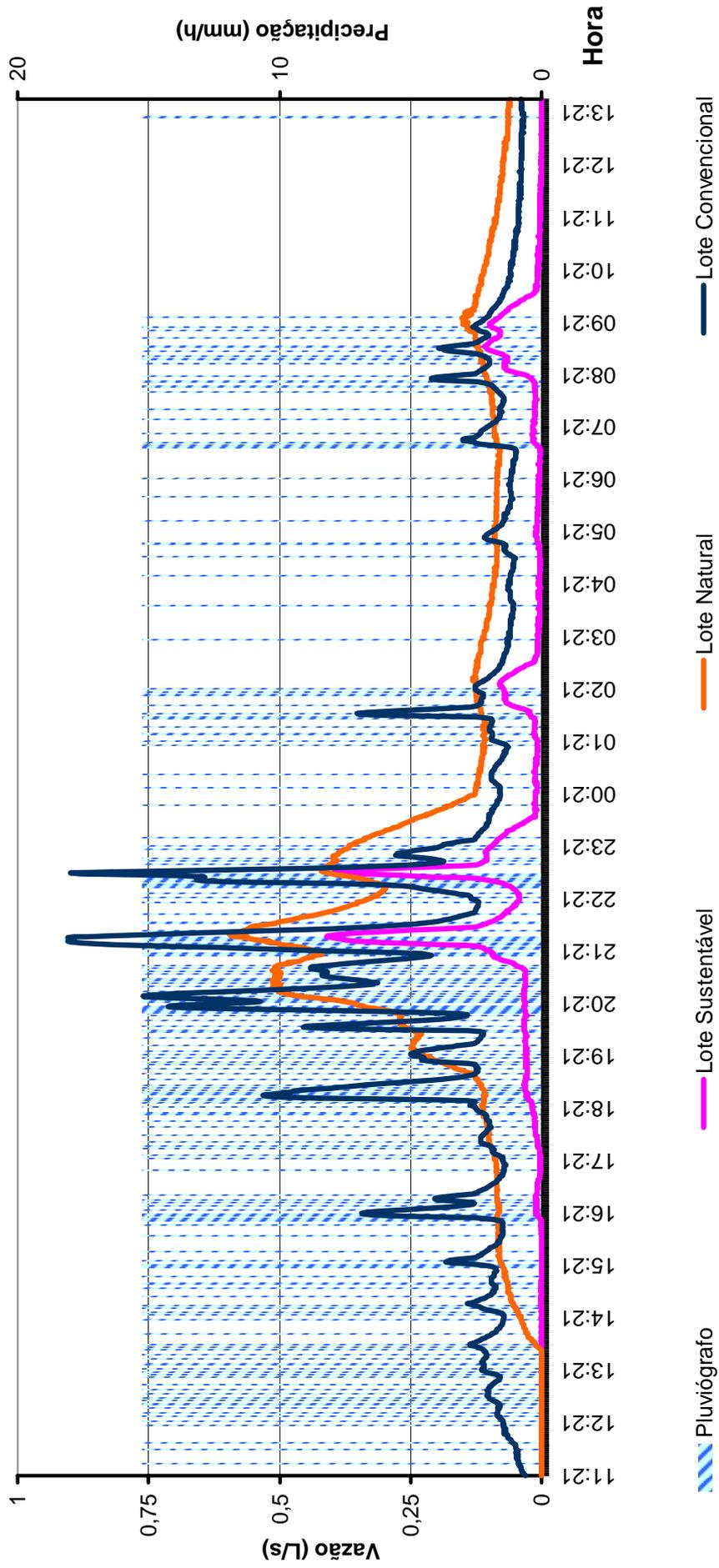


Figura 37 - Hidrogramas e hietogramas dos lotes experimentais observados na Riviera de São Lourenço, Bertiooga - SP.

Evento de 24.03.2005 08:46/11:19

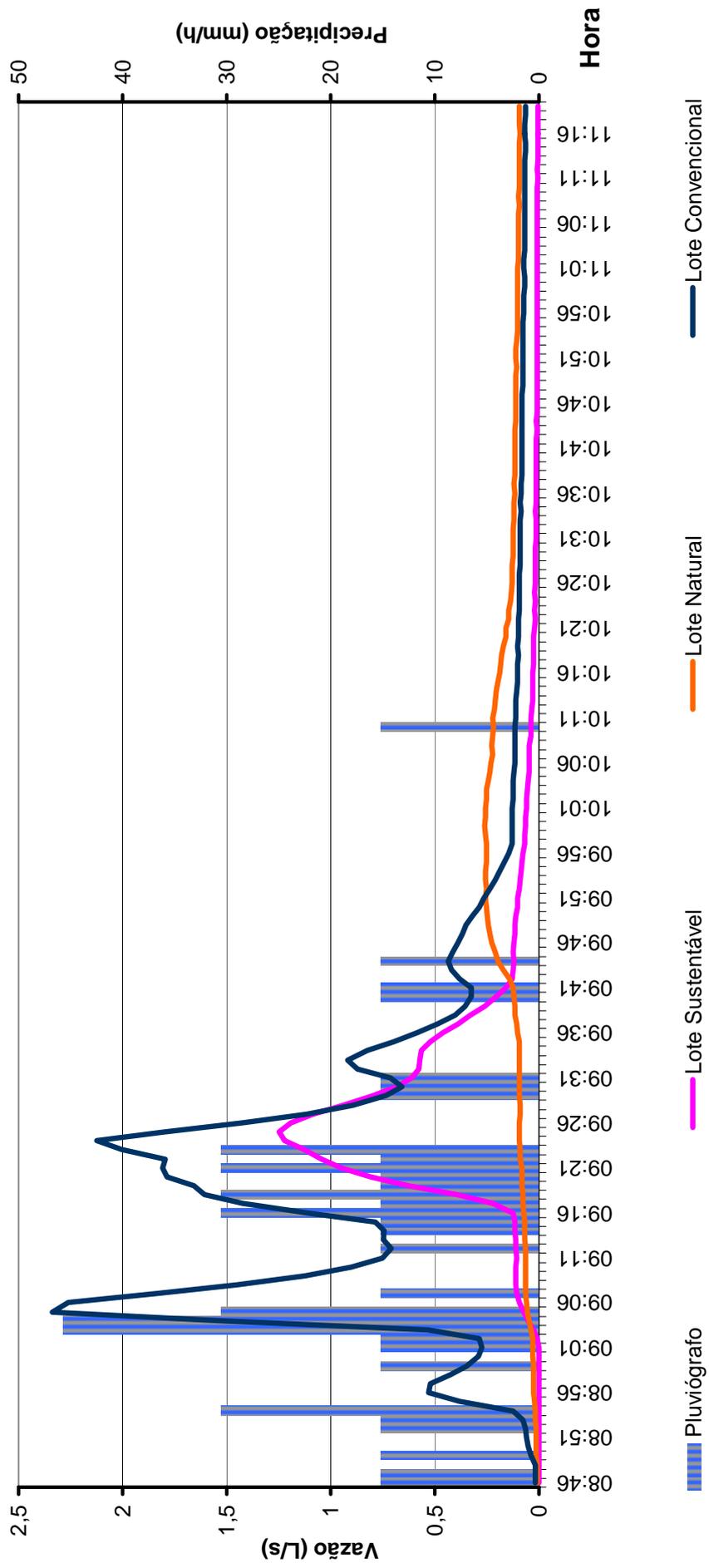


Figura 38 - Hidrogramas e hietogramas dos lotes experimentais observados na Riviera de São Lourenço, Bertioga - SP.

4.4 Parâmetros obtidos dos hidrogramas e hietogramas dos lotes experimentais.

Os parâmetros utilizados foram os seguintes:

✓ **H_{ef}** – precipitação ou altura efetiva em mm, representando a lâmina escoada superficialmente;

✓ **C** – coeficiente de escoamento superficial que é a relação entre a altura efetiva e a altura precipitada;

✓ **Crps** – *coeficiente de redução de pico pelo lote sustentável*, calculado pela equação 4.4, sendo **Q_{p sust}** a vazão de pico no lote sustentável e **Q_{p conv}** a vazão de pico no lote convencional;

$$\text{Crps} = \frac{\text{Qp sust} - \text{Qp conv}}{\text{Qp conv}} * 100 \quad \text{equação (4.4)}$$

✓ **C_{pn}** – Coeficiente de pico em relação ao lote natural calculado pela equação 4.5, sendo **Q_{p nat}** a vazão de pico do lote natural e **Q_{p lote}** a vazão de pico do lote sustentável ou do convencional;

$$\text{Cpn} = \frac{\text{Qp lote} - \text{Qp nat}}{\text{Qp nat}} * 100 \quad \text{equação (4.5)}$$

✓ **T_{ret}** – tempo de retardamento, computado em minutos, como a diferença entre o tempo de pico de vazão obtido do hidrograma e o tempo de pico da precipitação.

O tempo de retardamento, segundo Viessman et. al (1989), é caracterizado pela relação entre a extensão de escoamento e a velocidade média do escoamento, sendo uma propriedade influenciada pela forma da área de drenagem, declividade do canal principal, geometria e tipo de chuva. É definido como a diferença, em unidades de tempo, entre o centro de massa da precipitação efetiva e o centro de

massa do hidrograma. Os mesmos autores citam que, para facilitar o cálculo de **T_{ret}**, pode-se usar a definição deste trabalho e, ainda, o tempo decorrido entre centro de massa da precipitação efetiva e a vazão de pico do hidrograma.

Consta da TABELA 11, à seguir apresentada, os parâmetros obtidos nos gráficos de cada evento em análise, conforme definidos.

Tabela 11 – Parâmetros obtidos dos hidrogramas e hietogramas dos lotes experimentais.

Evento				Precipitação		V.E.S.D. (L)			Vinf. Sust/Conv		hef (mm)			CoefEscSupC			Qpico (L/s)			Cpn(%)		Crps (%)	Tret (min)	
Nº	Data	Início	Final	h (mm)	Vol (L)	Sust	Nat	Conven	Litros	%	Sust	Nat	Conven	Sust	Nat	Conven	Sust	Nat	Conven	Sust	Conven	(%)	Sust	Conven
1	31/1/2006	13:34	14:13	7,366	2651,8	356,0	117,2	2318,2	1962,2	84,64	0,99	0,33	6,44	0,134	0,044	0,874	0,779	0,090	5,303	765,6	5792,2	-85,3	9,0	4,0
2	3/1/2006	22:37	02:37	13,97	5029,2	0,6	158,0	1911,2	1910,6	99,97	0,00	0,44	5,31	0,000	0,031	0,380	0,002	0,043	0,505	-95,3	1074,4	-99,6		
3	16/9/2005	18:44	04:08	18,542	6675,1	180,0	4056,2	4486,1	4306,1	95,99	0,50	11,27	12,46	0,027	0,608	0,672	0,019	0,106	0,127	-82,1	19,8	-85,0		
4	13/9/2005	11:21	13:36	48,514	17465,0	2536,8	13035,4	12712,8	10176,0	80,05	7,05	36,21	35,31	0,145	0,746	0,728	0,382	0,597	0,904	-36,0	51,4	-57,7		
5	21/6/2005	08:04	13:25	16,764	6035,0	1447,0	5123,6	5369,6	3922,6	73,05	4,02	14,23	14,92	0,240	0,849	0,890	0,993	0,837	1,806	18,6	115,8	-45,0		3,0
6	21/6/2005	13:26	15:00	4,064	1463,0	199,1	629,7	1094,5	895,4	81,81	0,55	1,75	3,04	0,136	0,430	0,748	0,140	0,122	1,106	14,8	806,6	-87,3		
7	21/6/2005	15:01	22:11	12,954	4663,4	469,4	1160,0	1666,8	1197,4	71,84	1,30	3,22	4,63	0,101	0,249	0,357	0,538	0,520	1,709	3,5	228,7	-68,5		
8	20/6/2005	21:16	23:17	21,082	7589,5	65,1	69,7	2231,6	2166,5	97,08	0,18	0,19	6,20	0,009	0,009	0,294	0,041	0,041	1,840	0,0	4387,8	-97,8		3,0
9	24/3/2005	08:46	11:19	10,414	3749,0	1298,2	1132,0	3576,4	2278,2	63,70	3,61	3,14	9,93	0,346	0,302	0,954	1,250	0,259	2,338	382,6	802,7	-46,5		
10	23/3/2005	19:00	21:15	15,494	5577,8	550,5	613,9	4141,2	3590,7	86,71	1,53	1,71	11,50	0,099	0,110	0,742	0,654	0,103	4,245	535,0	4021,4	-84,6	12,0	4,0
11	15/3/2005	22:05	01:53	24,638	8869,7	1074,5	1250,3	5890,3	4815,8	81,76	2,98	3,47	16,36	0,121	0,141	0,664	1,415	0,233	7,730	507,3	3217,6	-81,7	7,0	3,0
12	4/3/2005	08:08	11:25	33,02	11887,2	969,4	769,6	8595,6	7626,2	88,72	2,69	2,14	23,88	0,082	0,065	0,723	0,901	0,237	5,008	280,2	2013,1	-82,0		
13	11/12/04	02:02	03:28	4,064	1463,0	32,3	170,5	1385,8	1353,5	97,69	0,09	0,47	3,85	0,022	0,117	0,947	0,013	0,043	1,568	-69,8	3546,5	-99,2		
14	9/12/2004	17:10	20:47	6,604	2377,4	224,4	388,2	2019,8	1795,4	88,89	0,62	1,08	5,61	0,094	0,163	0,850	0,027	0,048	1,194	-43,8	2387,5	-97,7		4,0
15	12/9/2004	05:35	12:43	37,338	13441,7	561,6	1916,4	11498,2	10936,6	95,12	1,56	5,32	31,94	0,042	0,143	0,855	0,059	0,218	5,857	-72,9	2586,7	-99,0	14,1	5,0

Na TABELA 12 alguns parâmetros foram resumidos por meio de média, valores máximos e mínimos. A estatística dos resultados do coeficiente de redução de pico do lote sustentável (Crps) indica que o microrreservatório foi bastante eficiente, uma vez que reduziu os picos do lote convencional em pelo menos 45%, sendo a média observada de 81,1%.

O coeficiente de redução de pico em relação ao lote natural (Cpn) indica que o lote sustentável pode produzir vazões de pico até 95,3% menor do que o natural, devido à disposição do volume acumulado (microrreservatório), fenômeno observado para alturas de chuvas pequenas, em valores até 140,5% superiores. O lote convencional pode produzir picos de vazão de 19,8% até 20,7 vezes maiores do que o lote natural.

Além desses valores, constam também da TABELA 12 os tempos de retardamento (Tret), onde o lote convencional apresenta a média de 3,5 minutos para esse parâmetro, enquanto o lote sustentável registra média de 9,6 minutos. Não se conseguiu precisar os valores para o lote natural.

Tabela 12 – Parâmetros máximos, mínimos e médios dos coeficientes de redução de picos e de tempos de retardamento (Tret).

Parâmetro Estatística	Cpn(%)		Crps (%)	Tret (min)	
	Sust.	Conv.		Sust.	Conv.
Média	140,5	2070,1	-81,1	9,6	3,5
Desvio Padrão	278,8	1824,1	18,6	3,4	0,9
Máximo	765,6	5792,2	-99,6	14,1	5,0
Mínimo	-95,3	19,8	-45,0	6,0	2,0

Os escoamentos superficiais indicados pela precipitação efetiva (Hef) dos três lotes monitorados estão apresentados na FIGURA 39. Para os quinze “eventos” têm-se a altura precipitada (h) e as correspondentes alturas produzidas nos três lotes experimentais. Os valores das alturas foram unidos por segmentos de retas para facilitar a identificação. Verifica-se que as lâminas escoadas do lote sustentável (linha lilás) são muito próximas das lâminas escoadas do lote natural (linha amarela), exceto nos eventos 3, 4 e 5, os quais se caracterizam por chuvas longas e precedidas por outros eventos.

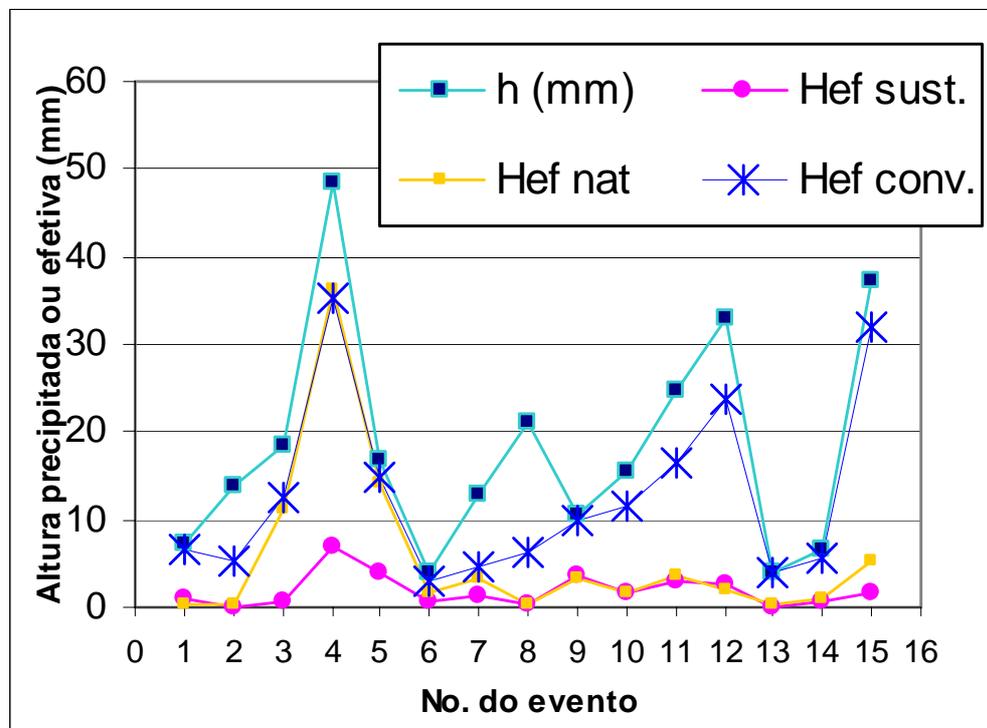


Figura 39 – Alturas precipitada e efetiva para os lotes sustentável, natural e convencional para os eventos analisados na Riviera de São Lourenço – Bertioga – São Paulo.

A relação entre as precipitações efetivas (Hef) e as alturas precipitadas (h) podem melhor ser visualizadas e relacionadas nas FIGURAS 40, 41 e 42, respectivamente para os lotes convencional, natural e sustentável. Através da FIGURA 40 pode-se verificar que no lote convencional a precipitação efetiva varia linearmente com a altura precipitada, apresentando um coeficiente de escoamento superficial médio de 0,72.

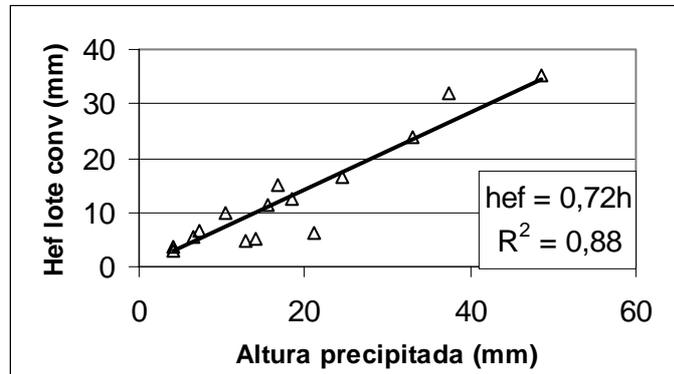


Figura 40 – Alturas precipitada e efetiva ocorridas no lote experimental convencional na Riviera de São Lourenço – Bertioga – São Paulo.

O lote natural, conforme ilustra a FIGURA 41, apresenta um coeficiente de escoamento médio de 0,38, embora não haja linearidade nas respostas, provavelmente por ter maior capacidade de infiltração e, em decorrência, por também estar mais sujeito às condições antecedentes de umidade no solo.

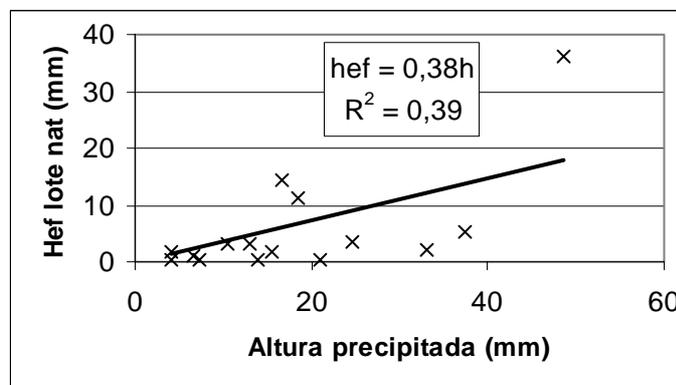


Figura 41 – Alturas precipitada e efetiva ocorridas no lote experimental natural na Riviera de São Lourenço – Bertioga – São Paulo.

Na FIGURA 42 está configurado que o lote sustentável propicia uma redução dos volumes escoados devido a presença do microrreservatório, ocorrendo significativa minimização do coeficiente de escoamento superficial, sendo esse valor de 0,10, em média, para os eventos analisados.

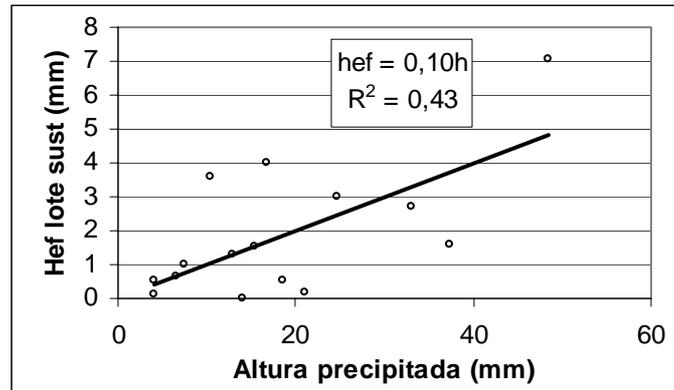


Figura 42 – Alturas precipitada e efetiva ocorridas no lote experimental sustentável na Riviera de São Lourenço – Bertioga – São Paulo.

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.

Eventos hidrológicos de chuva e vazão foram monitorados em três lotes experimentais, um convencional, representando condições de uso e ocupação urbana, outro denominado sustentável, idêntico ao convencional, exceto por contar com controle de inundação no lote, ou seja, estar equipado com dois microrreservatórios interligados, e, ainda, um terceiro, sem impermeabilização, designado lote natural.

Em que pese a grande dificuldade de se efetuarem medições hidrológicas, qualquer que seja o processo e/ou instrumental empregados, conseguiram-se resultados de pesquisa coerentes. Difícil compará-los com outros experimentos descritos na literatura nacional, dada a escassez de monitoramentos, mesmo para condições de bacia diferentes destas.

A calibração do vertedor triangular de parede fina executada no Laboratório de Hidráulica do Departamento de Engenharia Civil da UFSCar indicou que a fórmula de Thompson apresenta resultados muito próximos aos de Gourley e Grimp, para vazões medidas superiores a 1 L/s, com erros menores que 5,5%. Esses erros decresceram com o aumento da vazão.

O coeficiente de redução de pico do lote sustentável (C_{rps}) em relação ao lote convencional indicou ser ele capaz de reduzir em média 81,1% e, pelo menos, em 45% estes picos.

O coeficiente de redução de pico em relação ao lote natural (C_{pn}), dos lotes sustentável e convencional, mostrou grandes diferenças. Embora o lote sustentável possa produzir vazões de pico menores do que as do lote natural, elas apresentam média até 1,405 vezes superiores aos picos de vazão do lote natural. Apesar disso a eficiência não é pequena, pois os picos de vazão do lote convencional foram 20,7 vezes superiores aos do lote natural.

O tempo de retardamento do lote convencional é cerca de 1/3 do lote sustentável, sendo difícil de precisar o do lote natural.

O coeficiente de escoamento superficial médio do lote convencional foi de 0,72 e evidenciando comportamento bastante linear e muito próximo de um lote com área impermeável diretamente conectada. Isto é nitidamente observado diretamente nos hidrogramas, pois a cada pico de chuva há um correspondente pico de vazão, sendo que os picos ocorrem mais rapidamente, menores picos de ascensão e em maior número de picos de vazão do que no lote sustentável.

Para os eventos analisados, o coeficiente de escoamento superficial do lote natural (0,38) foi maior do que o do lote sustentável (0,10), conseqüência do efeito do controle instalado nesse lote, cuja eficiência pode ser objetivamente analisada em função dos seguintes resultados:

- ✓ A redução do coeficiente de escoamento superficial médio do lote convencional (0,72) para o do lote sustentável (0,10), uma vez que esses lotes têm idêntica ocupação. Adotando-se esse modelo de ocupação ocorrerá uma sensível economia na implantação dos dispositivos de drenagem em áreas urbanas e a solução quanto a ocorrência de enchentes nas grandes cidades, com grande contribuição para a recarga do lençol freático;
- ✓ Do volume de escoamento superficial direto observado no lote convencional, entre 63,70% (evento 09) a 99,97% (evento 02) foi infiltrado no lote sustentável através dos microrreservatórios, atingindo uma média de 85,80% nos quinze eventos.

A análise baseada nos parâmetros assinalados contribuiu para o entendimento do comportamento hidrológico do lote e da bacia, entretanto os valores devem ser vistos com cuidado, pois os eventos são complexos e há incertezas inerentes aos vários processos.

Como continuidade das análises paramétricas, os lotes serão modelados, e os modelos calibrados e validados, o que não foi realizado neste trabalho por absoluta falta de tempo. Recomendam-se novos experimentos para outros solos e usos e ocupação e por maior tempo.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

ACIOLI, L.A., AGRA, S.G, GOLDENFUM, J.A. e SILVEIRA, A.L.L. **Implantação de um Módulo Experimental para a Análise da Eficiência de Pavimentos Permeáveis no Controle do escoamento superficial na Fonte.** In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 259, 2003. Curitiba: **Anais Eletrônicos.** Porto Alegre: ABRH / FINEP / LACTEC Tecnologia Digital S / A, 2003. 1 CD.

AGRA, S.G. e GOLDENFUM, J.A. **Análise da Eficiência de um Microrreservatório no Controle do Escoamento.** In.Soluções para a Drenagem Urbana em Países da América Latina. I Seminário de Drenagem Urbana do Mercosul e V Seminário Nacional de Drenagem Urbana.Porto Alegre: ABRH / Metrópole Indústria Gráfica, p 7 a 12, 2001.

ANTONINO, A.C.D., DALL’OLIO, A., BORGES, E., AUDRYE, P. e SILVA, C.J.G.C. **Utilização de Permeômetros a Disco na Determinação da Condutividade hidráulica e Sorvidade do Solo.** In: Desenvolvimento Sustentável dos Recursos Hídricos. Águas Subterrâneas. XI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e II Simpósio de Hidráulica dos Países de Língua Oficial Portuguesa.Recife 1995. Porto Alegre: ABRH / Editora Universitária UFPE. p.103 a 108. 1995.

ARAÚJO, P. R., TUCCI, C.E.M., GOLDENFUM, J.A. **Análise da Eficiência dos Pavimentos Permeáveis na Redução de Escoamento Superficial.** In Avaliação e Controle da Drenagem Urbana. Porto Alegre: Ed. Universidade / UFRGS / ABRH, p. 351-362, 2000.

AZEVEDO NETTO, J.M., ALVAREZ, G.A.; **Manual de Hidráulica – Volume II.** São Paulo: Ed. Edgard Blücher, 1982.

AZEVEDO, S.G., CAVALCANTI, M.A.M.P. e MARRANO, A. **Análise dos Prováveis Efeitos no Lençol Freático de Eventual Fechamento dos Canais de Drenagem do Empreendimento “Riviera de São Lourenço”.** Relatório Técnico do IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S / A. Sobloco Construtora S / A. São Paulo, 2000.

BARBASSA, A. P. **Simulação do Efeito da Urbanização Sobre a Drenagem Pluvial na Cidade de São Carlos / SP.** 1997. São Carlos: Universidade de São Paulo. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. Departamento de Hidráulica e Saneamento.1999.

_____. **Influências das Áreas Impermeáveis e da Variação Espacial da Precipitação - Modelo Hidrológico Urbano Distribuído (MHDU II).** In: Água em Quantidade e qualidade: o Desafio do Próximo Milênio. XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 5., 1999, Belo Horizonte / MG. Anais Eletrônicos. Porto Alegre: ABRH / FINEP / Microservice Tecnologia Digital S / A., 1999. 1 CD.

BETSON, R.P. **What is watershed runoff ?** Journal of Geophysical Research, 69 (8): 1541-1552, 1964.

BONI, R.C. e HERNANDEZ, V. **Estudo Comparativo da Infiltração Através da Aplicação de Modelo Chuva – Deflúvio.** In: Água em Quantidade e qualidade: o Desafio do Próximo Milênio. XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 5., 1999, Belo Horizonte / MG. Anais Eletrônicos. Porto Alegre: ABRH / FINEP / Microservice Tecnologia Digital S / A., 1999. 1 CD.

BOTELHO, M.H.C.; **Águas de Chuva: Engenharia das Águas Pluviais nas Cidades.** São Paulo: Ed. Edgard Blücher, 1984.

CAETANO, P.M.D. **Avaliação de Dois Dispositivos Legais de Drenagem.** In: Soluções para a Drenagem Urbana em Países da América Latina. I Seminário de Drenagem Urbana do Mercosul e V Seminário Nacional de Drenagem Urbana. Porto Alegre: ABRH / Metrópole Indústria Gráfica, p 35 e 36, 2001.

CAMPANA, N. A. e EID, N. J. **Avaliação do Desempenho de Coberturas Permeáveis no Controle do Escoamento Superficial em Áreas Urbanas.** In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 441, 2003. Curitiba: **Anais Eletrônicos.** Porto Alegre: ABRH / FINEP / LACTEC Tecnologia Digital S / A., 2003. 1 CD

CETESB. **Drenagem Urbana: Manual de Projeto**. Departamento de Águas e Energia Elétrica e Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental. 2ª edição corrigida. DAEE / CETESB. São Paulo, 1980.

CHORLEY, R.J. **The hillslope hydrologic cycle**. In: Hillslope Hydrology. M.J.KIRKBY (Ed.) John Wiley: 1-42, 1978.

CHOW, V.T. MAIDMENT, D.R. MAYS, L.W. **Applied Hydrology**. Ed.McGraw-Hill, Inc, 1988.

CHOW, V.T. **Handbook of Applied Hydrology**. Mc Graw – Hill, USA, 1964.

COSTA JUNIOR, L.L. Projeto de Pesquisa: **Análise Experimental da Retenção / Detenção do Escoamento Superficial Direto em Lotes Urbanos**. Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana. Universidade Federal de São Carlos, 2000.

COSTA JUNIOR, L. L. e BARBASSA, A. P. **Parâmetros de projeto de microrreservatório, de pavimentos permeáveis e de previsão de enchentes urbanas**. Revista de Engenharia Sanitária e Ambiental, v.11, n. 1, p 1 – 9, 2006.

_____. **Avaliação da Aplicabilidade de Dispositivos de Controle de Inundação no Lote**. In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 499, 2003. Curitiba: **Anais Eletrônicos**. Porto Alegre: ABRH / FINEP / LACTEC Tecnologia Digital S / A., 2003. 1 CD.

CRUZ, M.A.S. **Controle do Escoamento em Lotes Urbanos com Detenção**. 1998. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

CRUZ, M.A.S e AGRA, S.G. **Microrreservatórios e Chuvas Reais**. In: Soluções para a Drenagem Urbana em Países da América Latina. I Seminário de Drenagem Urbana do Mercosul e V Seminário Nacional de Drenagem Urbana. Porto Alegre: ABRH / Metrópole Indústria Gráfica, p.51 a 56, 2001.

_____. **Análise Comparativa de Métodos de Dimensionamento de Microrreservatórios de Detenção Frente a Eventos Reais de Precipitação.** In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 116, 2003. Curitiba: Anais Eletrônicos. Porto Alegre: ABRH / FINEP / LACTEC Tecnologia Digital S / A. 2003. 1 CD.

CRUZ, M.A.S., ARAÚJO, P.R. e SOUZA, V.C.B. **Estruturas de Controle do Escoamento Urbano na Microdrenagem.** . In: Água em Quantidade e qualidade: o Desafio do Próximo Milênio. XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 5., 1999, Belo Horizonte / MG. Anais Eletrônicos. Porto Alegre: ABRH / FINEP / Microservice Tecnologia Digital S / A. 1999. 1 CD.

CRUZ, M.A.S., TUCCI, C.E.M. **Quantificação e Controle do Impacto da Urbanização em Nível do Lote.** In: Avaliação e Controle da Drenagem Urbana. Porto Alegre: Ed. Universidade / UFRGS / ABRH, p.383-393, 2000.

CRUZ, M.A.S., TUCCI, C.E.M., SILVEIRA, A.L.L. **Controle do Escoamento em Lotes Urbanos com Detenção.** In: Avaliação e Controle da Drenagem Urbana. Porto Alegre: Ed. Universidade / UFRGS / ABRH, p.363-382, 2000.

CUNDOM, G., GUTIÉRREZ, G.; **Impacto Cero en el Drenaje Pluvial Urbano.** In: Seminário de Drenagem Urbana do Mercosul, 1 – Seminário Nacional de Drenagem Urbana 5, 2001, Porto Alegre. Resumos... Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Metrópole Indústria Gráfica Ltda, 2001.

DELMÉE, G.J. **Manual de Medições de Vazões.** São Paulo. Editora Edgard Blücher, Segunda reimpressão, 1989.

DUARTE, R.X.M e MASCARENHAS, F. **Modelação Matemática de Controle de Cheias Urbanas com Uso de Reservatórios de Lote.** In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 217, 2003. Curitiba: Anais Eletrônicos. Porto Alegre: ABRH / FINEP / LACTEC Tecnologia Digital S / A. 2003. 1 CD.

EIGER, S. **A Equação de Infiltração de Horton como Resultado de um Modelo Conceitual.** In: Água em Quantidade e qualidade: o Desafio do Próximo Milênio. XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 5., 1999, Belo Horizonte /

MG. Anais Eletrônicos. Porto Alegre: ABRH / FINEP / Microservice Tecnologia Digital S / A. 1999. 1 CD.

ESTEVES, J.C., VIECILI, F.L., POMPÊO, C.A. **Análise do Coeficiente de Deflúvio em Área Urbana.** In. Soluções para a Drenagem Urbana em Países da América Latina. I Seminário de Drenagem Urbana do Mercosul e V Seminário Nacional de Drenagem Urbana. Porto Alegre: ABRH / Metrópole Indústria Gráfica, p.63, 64 e 68, 2001.

FENDRICH, R. **Economia de Água Potável Pelo Uso de Sistema de Coleta, Armazenamento, Utilização e Infiltração das Águas Pluviais.** In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 64, 2003. Curitiba: Anais Eletrônicos. Porto Alegre: ABRH / FINEP / LACTEC Tecnologia Digital S / A. 2003. 1 CD.

FONTES, A.R.M. & BARBASSA, A.P. **Diagnóstico e Prognóstico da Ocupação e Impermeabilização do Solo Urbano.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre – RS, v.8, n.2, p. 137 – 147, 2005.

_____. **Análise de Parâmetros Urbanísticos de Drenagem Pluvial.** In: XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e V Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Portuguesa, Aracaju – SE, 25 a 29/11/2001. Anais Eletrônicos. Porto Alegre: ABRH / FINEP / Microservice Tecnologia Digital S / A. 2001. 1 CD.

GALVÃO, C.O., VALENÇA, M.J.S.; **Sistemas Inteligentes: Aplicações a Recursos Hídricos e Sistemas Ambientais.** Porto Alegre: Ed. Universidade UFRGS-ABRH, 1999.

GARCEZ, L.N. E ALVAREZ, G.A. **Hidrologia.** São Paulo, Ed. Edgard Blücher, 1988.

GAROTTI, L.M. **Caracterização Urbanística E Hidrológica Do Uso E Ocupação Do Solo Urbano Da Cidade De Ribeirão Preto - SP.** São Carlos - SP, 2005. V.1, Dissertação (mestrado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Urbana - UFSCar.

GENZ, F. **Parâmetros para a Previsão e Controle de Cheias Urbanas.** 1994. D 180. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

GIASANTE, A E. **Determinação da Vazão Máxima de uma Bacia Hidrográfica - Uma Comparação entre os Métodos Sintéticos e suas Aplicabilidades.** In: Água em Quantidade e qualidade: o Desafio do Próximo Milênio. XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 5., 1999, Belo Horizonte / MG. Anais Eletrônicos. Porto Alegre: ABRH / FINEP / Microservice Tecnologia Digital S / A. 1999. 1 CD.

KAUFFMANN, M.O., ROSA E.U. e SILVA, L.P. **Bacias Hidrográficas Urbanas: Será que a Legislação Urbanística Pode Conter o Impacto Ambiental?** In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 33, 2003. Curitiba: **Anais Eletrônicos.** Porto Alegre: ABRH / FINEP / LACTEC Tecnologia Digital S / A. 2003. 1 CD.

KLEIN, R.M. **Aspectos Fitofisionômicos da Mata Pluvial da Costa Atlântica do Sul do Brasil.** Boletim da Sociedade Argentina de Botânica 9: 1231-140. 1961.

KOBIYAMA, M.; **Elevação do Lençol Freático e Propriedades Hidráulicas do Solo.** In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 11 – Simpósio de Hidráulica dos Países de Língua Oficial Portuguesa, 2, 1995, Recife. Resumos...Recife: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Ed. Universitária / UFPE, 1995.

KÖPPEN, W. **Climatologia.** Fondo de Cultura Econômica, México. 213 p. 1948.

LENCASTRE, A. **Hidráulica Geral**. Lisboa. Edição Luso-Brasileira. Hidroprojecto. 1983.

LIMA, W.P. **Função hidrológica da mata ciliar**. Simpósio sobre Mata Ciliar. Fundação Cargill: 25-42, 1989.

LIMA, W.P., ZAKIA, M.J.B. **Hidrologia de Matas Ciliares**. Instituto de Pesquisa e Estudos Florestais. Pesquisa: Mata Ciliar. Disponível em: < <http://www.ipef.br> > acesso em 02.11.2001.

McCUEN, R. **Hydrologic Analysis and Design**. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 850 p. 1989.

MACOR, J. L., PEDRAZA, R. A.; **Efectos de la Escala Espacial en la Simulación de Excesos Pluviales en Áreas Urbanas Usando el Modelo SWMM**. In: Seminário de Drenagem Urbana do Mercosul, 1 – Seminário Nacional de Drenagem Urbana 5, 2001, Porto Alegre. Resumos... Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Metrópole Indústria Gráfica Ltda, 2001.

MAGALHÃES, L.P.C. , MIGUEZ, M. G., MASCARENHAS, F.C.B. , MAGALHÃES, P. C. , MAGALHÃES S. C. e DUARTE, R.X.M. **Estudo de Aplicação de um Reservatório de Lote com Múltiplos Fins**. In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 215, 2003. Curitiba: Anais Eletrônicos. Porto Alegre: ABRH / FINEP / LACTEC Tecnologia Digital S / A. 2003. 1 CD.

MANTOVANI, W.A. **A Região Litorânea Paulista. Recuperação de Áreas Degradadas da Serra do Mar e Formações Florestais Litorâneas**. Anais...São Sebastião, p.33-41, 2000.

MARIN, M.C.F.C., LEZCANO, L. M., TAMAROZI, F. e RAMOS, F. **Avaliação de Benefício Econômico de Medidas de Drenagem e Controle de Cheias: Estudo de Caso da Bacia do Rio Atuba**. In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 378, 2003. Curitiba: **Anais Eletrônicos**. Porto Alegre: ABRH / FINEP / LACTEC Tecnologia Digital S / A. 2003 1 CD.

MARTINEZ Jr., F. **Análise das Precipitações Intensas no Estado de São Paulo**. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 13, 1999, Belo Horizonte. Resumos... Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, M & C Marketing e Comunicação, 1999.

MILOGRANA, J. e CAMPAN, N.A. **Medidas de Controle de Cheias em Ambientes Urbanos**. In Soluções para a Drenagem Urbana em Países da América Latina. I Seminário de Drenagem Urbana do Mercosul e V Seminário Nacional de Drenagem Urbana. Porto Alegre: ABRH / Metrópole Indústria Gráfica, p. 123 a 127, 2001.

MOREIRA, L.F.F. e GUIMARÃES Jr., J.A. **Dimensionamento de Reservatório de Detenção**. In. Soluções para a Drenagem Urbana em Países da América Latina. I Seminário de Drenagem Urbana do Mercosul e V Seminário Nacional de Drenagem Urbana. Porto Alegre: ABRH / Metrópole Indústria Gráfica, p.129 a 134, 2001.

NAGHETTINI, M., CÂNDIDO, M.O., PATRUS, M.L.R. ; **Estudo Pontual das propriedades de Escala Temporal nas Relações Intensidade – Duração – Frequências de Precipitações**. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 13, 1999, Belo Horizonte. Resumos... Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, M & C Marketing e Comunicação, 1999.

NASCIMENTO, N.O. e BAPTISTA, M. B. **Benefícios Econômicos do Controle de Inundações**. In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 601, 2003. Curitiba: **Anais Eletrônicos**. Porto Alegre: ABRH / FINEP / LACTEC Tecnologia Digital S / A. 2003. 1 CD.

PILAR, A.E., BIAIN, R. H.; **Evaluación de la Eficiencia de Retardadores de Escurrimiento Pluvial em Lotes Urbanos**. In: Seminário de Drenagem Urbana do Mercosul, 1 – Seminário Nacional de Drenagem Urbana 5, 2001, Porto Alegre. Resumos... Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Metrópole Indústria Gráfica Ltda, 2001.

PINTO, N.L. de S., HOLTZ, A.C.T., MARTINS, J.A. e GOMIDE, F.L.S. **Hidrologia Básica**. São Paulo, Editora Edgard Blücher, 1976.

PORTO, R. L. **Escoamento Superficial Direto**. In Drenagem Urbana. Porto Alegre: Ed. Universidade / UFRGS / ABRH, p.127, 1995.

PORTO, R.M. **Hidráulica Básica**. São Carlos. EESC/USP – Projeto REENGE. 1998.

SECCHI, A., GIACOSA, R., BIANCHI, H., MZZÓN, M. R.; **Nuevas Tecnologías para Contribuir a la Solución de las Inundaciones en Grandes Ciudades**. In: Seminário de Drenagem Urbana do Mercosul, 1 – Seminário Nacional de Drenagem Urbana 5, 2001, Porto Alegre. Resumos... Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Metrópole Indústria Gráfica Ltda, 2001.

SICKERMANN, J.M. **Uso das Águas de Chuva: o Futuro viável das Grandes Cidades do Brasil**. In. Soluções para a Drenagem Urbana em Países da América Latina. I Seminário de Drenagem Urbana do Mercosul e V Seminário Nacional de Drenagem Urbana. Porto Alegre: ABRH / Metrópole Indústria Gráfica, p. 191 a 196, 2001.

SILVA, C.G.D. **Florística, Estrutura e Informações sobre a Regeneração Natural dos Fragmentos de Floresta de Restinga no Município de Bertioxa, São Paulo**. 2004. Tese de Doutorado apresentada na UNESP, Rio Claro. 109 páginas. 2004.

SILVA, K. A. e RIGHETTO, A. M. **Variabilidade Espacial dos Parâmetros Hidrológicos em uma Bacia Urbana**. In. Soluções para a Drenagem Urbana em Países da América Latina. I Seminário de Drenagem Urbana do Mercosul e V Seminário Nacional de Drenagem Urbana. Porto Alegre: ABRH / Metrópole Indústria Gráfica, p.197 a 202, 2001.

SILVEIRA, A.L.L. **Impactos Hidrológicos da Urbanização em Porto Alegre**. In: Água em Quantidade e qualidade: o Desafio do Próximo Milênio. XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 5., 1999, Belo Horizonte / MG. Anais

Eletrônicos. Porto Alegre: ABRH / FINEP / Microservice Tecnologia Digital S / A. 1999. 1 CD.

_____. **Hidrologia Urbana no Brasil**. In. Avaliação e Controle da Drenagem Urbana. Porto Alegre: Ed. Universidade / UFRGS / ABRH, p. 511-525, 2000.

_____. **Pré-dimensionamento Hidrológico de Pavimentos Permeáveis e Trincheiras de Infiltração**. In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 340, 2003. Curitiba: **Anais Eletrônicos**. Porto Alegre: ABRH / FINEP / LACTEC Tecnologia Digital S / A. 2003. 1 CD.

SOUZA, V.C.B. e GOLDENFUM, J.A. **Trincheiras de Infiltração como Elemento de Controle do Escoamento Superficial: Um Estudo Experimental**. In: Água em Quantidade e qualidade: o Desafio do Próximo Milênio. XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 5., 1999, Belo Horizonte / MG. **Anais Eletrônicos**. Porto Alegre: ABRH / FINEP / Microservice Tecnologia Digital S / A. 1999. 1 CD.

SUGUIO, K. **Laudo Técnico Sobre a Possibilidade da Existência de Dunas Eólicas na Área da Riviera de São Lourenço**. Sobloco Construtora S / A. São Paulo, 1993.

SWAMI, M. V.; MATTOS, A. **Hidrologia Básica**. Ed. McGraw-Hill do Brasil, São Paulo, 1975.

TROPMAIR, H. **Regiões Ecológicas do Estado de São Paulo**. Biogeografia, Instituto de Geografia. USP, v.10, p. 1-24, 1975.

TUCCI, C.E.M. **Modelos Hidrológicos**. Ed. Universidade / UFRGS / Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre. 1998.

_____. **Análise de sensibilidade dos parâmetros do algoritmo de infiltração**. Anais. III Simpósio Brasileiro de Hidrologia, Brasília. 1979.

_____. **Vazão Máxima e Hidrograma de Projeto**. In: Tucci, C.E.M. (org.) Editora da Universidade, EDUSP, ABPR.176-241. 1993.

_____. **Inundações Urbanas.** In Drenagem Urbana. Porto Alegre: Ed. Universidade / UFRGS / ABRH, prefácio p.18 a 23, 1995.

_____. **Modelos Precipitação – Vazão.** In Modelos Hidrológicos. Porto Alegre: Ed. Universidade / UFRGS / ABRH, p. 227-235, 1998.

_____. **Estimativa do Volume para Controle da Drenagem no Lote.** In Avaliação e Controle da Drenagem Urbana. Porto Alegre: Ed. Universidade / UFRGS / ABRH, p.395-401, 2000.

TUCCI, C.E.M. e GENZ, F. **Controle do Impacto da Urbanização.** In Drenagem Urbana. Porto Alegre: Ed. Universidade / UFRGS / ABRH, p. 277 a 307, 1995.

URBONAS, B. e STAHRÉ, P. **Stormwater – Best Management Practices and Detention for Water Quality Drainage and CSO Management.** Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 1993..

VARGAS, M. **Curvas Granulométricas de Solos Brasileiros.** Revista Politécnica nº 149.

VISSMAN Jr., W., LEWIS, G. L. e KNAPP, J. W. **Introduction do Hydrology.** 3ª edition. New York, Harper& Row Publishers, 780 p., 1989.

VILLELA, S.M., MATTOS, A.; **Hidrologia Aplicada.** São Paulo: McGraw-Hidrologia do Brasil, 1975.

WILKEND, P. S.; **Engenharia de Drenagem Superficial.** São Paulo, CETESB, 1978.