

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

**PARÂMETROS PARA PREVISÃO E CONTROLE DE CHEIAS URBANAS**

FERNANDO GENZ

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

*Porto Alegre, Setembro de 1994*

Àquele vento que insufla a alma e nos movimenta, expresso certa vez pelas seguintes palavras: *"Sábio é o homem que busca o conhecimento como se nunca fosse morrer e vive hoje como se fosse morrer amanhã"*

## APRESENTAÇÃO

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

Em primeiro lugar, agradeço a todos os brasileiros que através das instituições de financiamento e pesquisa do país tornaram possíveis a realização do trabalho.

Um trabalho de dissertação apesar de fundamentar-se na expressão de uma só pessoa, o autor, tem sempre à sua volta vários colaboradores, aos quais faço meus agradecimentos a seguir, de uma forma simples, pois daria um outro capítulo enumera-los individualmente.

Ao Prof. Carlos E. M. Tucci, pela convivência, incentivo e orientação, inestimáveis.

Ao Prof Pierre Chevallier pela introdução às simulações de chuva e orientações iniciais.

À dedicação e companheirismo do grupo de hidrotécnicos que apoiaram as simulações de chuva: César, Pedrinho, Bruno, Chicão e Raupp.

Às hidrotécnicas que auxiliaram na realização das análises do solo: Juliana e Ieda.

Aos esforços dispendidos pelos funcionários e professores do IPH que colaboraram, notadamente, as secretárias Lígia O. Campos e Nadir Solari, e as bibliotecárias, pela disposição e incentivo incansáveis.

Aos colegas, pela convivência e colaboração (desde a pequeníssima a inestimável), Adolfo O. Villanueva, Javier Tomasella, Luis Carlos Brusa, Nilza M. dos R. Castro, Néstor A. Campana, Prof. José J. D'amico, Andréa Germano, Rosane Bolner, Tânia Miranda, Eduardo Sávio P. R. Martins e, especialmente, E. Mário Mendiondo, companheiro de todas as horas.

Ao Prof Joel A. Goldenfum pelo envio do material bibliográfico.

Ao Pedroso pelos desenhos.

À ICL - Indústria de Concretos Ltda pela doação dos blocos de concreto tipo "Pavi S".

Ao Departamento de Esgotos Pluviais (DEP) da Prefeitura Municipal de Porto Alegre pela disposição de colaborar.

À Geometric - Engenharia e Geologia Ltda e LGD - Laboratório Guterres Damasco pela convivência e pelo ensaio de compactação do solo (Proctor).

Às amizades mantidas e outras iniciadas.

## RESUMO

A infiltração é um dos principais processos do ciclo hidrológico, no qual se delimita a água que penetra no solo e escoar na superfície. A característica principal da urbanização é a alteração do uso do solo, pela inserção de superfícies impermeáveis e da modificação das condições naturais do solo. Com isso, o processo de separação do escoamento se modifica e as conseqüências sobre o escoamento superficial são a diminuição do tempo ao pico, aumento da vazão de pico e do volume escoado.

Para caracterizar os mudanças que ocorrem no escoamento e na infiltração em áreas urbanas se utilizou a técnica de simulação de chuva. O simulador se constitui de uma torre de aproximadamente 4 m de altura, onde um aspersor com movimento pendular precipita água sobre uma parcela de 1 m<sup>2</sup>. A chuva simulada foi uma chuva de projeto, de alta intensidade e pequena duração, para a cidade de Porto Alegre, correspondendo à situação mais crítica para áreas urbanas.

As superfícies analisadas foram: gramado, rua antiga pavimentada com paralelepípedo, rua nova pavimentada com paralelepípedo, rua nova pavimentada com blocos de concreto tipo "Pavi S" e rua de chão batido.

As simulações de chuva possibilitaram a obtenção de dois produtos:

- 1) a curva de infiltração representativa da superfície;
- 2) os parâmetros do escoamento superficial.

Utilizando a curva de infiltração da grama para efetuar as perdas na chuva e o escoamento superficial modelado com a onda cinemática numérica, o impacto da progressiva impermeabilização foi avaliado num lote urbano de 360 m<sup>2</sup>, com uma taxa de edificação de 56%, típica de Porto Alegre.

Visando empreender o conceito de redução dos efeitos na fonte do problema, verificou-se o comportamento de microreservatórios interiores ao lote para minimização do impacto da impermeabilização.

Palavras-chave: Simulação de chuva/Onda cinemática/Lote urbano

## ABSTRACT

Infiltration is one of the main processes in the hydrological cycle, determining the proportion of rainfall that penetrates in the soil and moves down over the surface. The major impacts of urbanization is the change in land use by introducing impervious surfaces and modifying the natural soil conditions. Thus, the flow separation process is modified, and the consequences for surface runoff are: reduction of time to peak, increased peak discharge and runoff volume.

In order to quantify changes on infiltration and surface runoff in urban areas, rainfall simulation was used. The simulator is a tower, approximately 4m tall, where a sprinkler with a pendular motion pours water on a 1m<sup>2</sup> plot. The simulated rain was a high intensity, short duration design rainfall, for the city of Porto Alegre, corresponding to the most critical situation in urban areas.

The surfaces studied were: garden lawn, old street paved with granite bricks, new street paved with granite bricks, new street paved with industrial concrete bricks and street unpaved.

The rainfall simulation made possible to obtain:

- 1) the representative infiltration curve of the surfaces;
- 2) the surface runoff parameters.

Based on these elements the impact of the progressive impermeabilization was found in a 360 m<sup>2</sup> urban lot, with a building rate of 56%, typical of Porto Alegre.

Using de concept of source control, the behaviour of microreservoirs located downslope in the plot were verified.

Keywords: Rainfall simulation/Kinematic wave/Urban lot

## ÍNDICE

1. A PROBLEMÁTICA DAS CIDADES.....	1
1.1 Aspectos gerais.....	1
1.2 Mudanças nas características da infiltração e do escoamento em áreas urbanas.....	2
2. IMPACTO DA URBANIZAÇÃO NOS PROCESSOS HIDROLÓGICOS.....	4
2.1 Os efeitos da urbanização e sua evolução.....	4
2.2 Quantificação dos efeitos da urbanização na microdrenagem.....	7
2.3 Quantificação dos efeitos da urbanização na macrodrenagem.....	12
2.4 Estudos de impactos da urbanização no Brasil.....	17
2.5 Considerações sobre os impactos da urbanização.....	22
3. GERENCIAMENTO DAS ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS.....	23
3.1 Dispositivos alternativos de drenagem em áreas urbanas.....	24
3.1.1 Elementos de retenção e infiltração.....	24
3.1.2 Pavimentos permeáveis.....	38
3.2 Avaliação global.....	41
4. DETERMINAÇÃO DA INFILTRAÇÃO EM ÁREAS URBANAS ATRAVÉS DE SIMULAÇÃO DE CHUVA.....	43
4.1 Métodos de estimativa de infiltração.....	43
4.1.1 Infiltrômetros por inundação.....	43
4.1.2 Infiltrômetros por simulação de chuva.....	44
4.2 Determinação da infiltração em áreas urbanas: a experiência internacional.....	47
4.3 A simulação de chuva em superfícies urbanas brasileiras.....	49
4.3.1 O aparelho simulador de chuva.....	49
4.3.2 A chuva para simulação.....	52
4.3.3 Determinação da Umidade do Solo através do Uso de Sonda de Nêutrons.....	54
4.3.4 A obtenção da curva de infiltração.....	56
4.4 Resultados dos experimentos de infiltração.....	59
4.4.1 Introdução.....	59
4.4.2 Infiltração em gramados.....	59
4.4.2.1 Grama1.....	59
4.4.2.2 Grama2.....	64

4.4.2.3 Avaliação dos resultados dos experimentos nas parcelas de grama .....	65
4.4.3 Infiltração em ruas pavimentadas com paralelepípedos .....	68
4.4.3.1 Pllpp3 .....	70
4.4.3.2 Pllpp4 .....	71
4.4.3.3 Avaliação dos resultados dos experimentos nas parcelas de paralelepípedos .....	71
4.4.4 Infiltração em rua de chão batido .....	74
4.4.5 Infiltração em ruas recém pavimentadas .....	76
4.4.5.1 Construção de dois protótipos de rua pavimentada .....	77
4.4.5.2 Pllppn .....	78
4.4.5.3 Blocket .....	81
4.5 Análise global dos experimentos de infiltração em superfícies urbanas .....	84
5. MODELAGEM DO ESCOAMENTO EM SUPERFÍCIES URBANAS .....	88
5.1 O modelo da onda cinemática .....	88
5.1.1 Solução numérica .....	91
5.1.2 Os parâmetros $\alpha$ e $\beta$ .....	93
5.1.3 Discretização numérica .....	95
5.2 Simulação do escoamento das parcelas de superfícies urbanas .....	95
5.2.1 Verificação da aplicabilidade do modelo da onda cinemática .....	96
5.2.2 Definição dos parâmetros $\alpha$ e $\beta$ da onda cinemática .....	100
5.2.3 Discretização numérica adotada .....	101
5.2.4 Resultados .....	101
5.3 Análise das características do escoamento nas parcelas de superfícies urbanas .....	105
6. CONTROLE DO ESCOAMENTO EM UM LOTE URBANO .....	107
6.1 Elaboração do modelo para representar um lote urbano .....	107
6.2 Resultados do impacto da impermeabilização de áreas não edificáveis em um lote urbano .....	110
6.3 Medida de controle através de um microreservatório no interior de um lote urbano .....	113
6.3.1 O modelo de propagação em microreservatórios .....	113
6.3.2 O efeito do microreservatório sobre o escoamento do lote urbano básico .....	116
6.3.2.1 Microreservatório na saída do lote .....	117
6.3.2.2 Microreservatório na saída do telhado .....	119

6.4 Avaliação do controle do escoamento em um lote urbano.....	124
7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	127
BIBLIOGRAFIA .....	130
ANEXO A - Características dos solos amostrados	
ANEXO B - Contagens da sonda de nêutrons e curvas dos ensaios de simulação de chuva	
ANEXO C - Programa computacional para simulação hidrológica do lote urbano	

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Os efeitos da urbanização sobre o hidrograma .....	4
Figura 2.4 Sistema hidrológico urbano em termos de qualidade .....	15
Figura 2.5 Sistema hidrológico urbano em termos de quantidade .....	16
Figura 2.6 Os processos hidrológicos urbanos ao longo do tempo .....	16
Figura 3.1 Fluxograma para definição de um sistema de gerenciamento das águas pluviais .....	23
Figura 3.2 Eventos críticos com enchentes na bacia existente com e sem a conexão da nova bacia (5 alternativas).....	27
Figura 3.3 Trincheira de infiltração combinada com uma bacia de infiltração plana.....	29
Figura 3.4 Bacia de percolação em solos argilosos.....	31
Figura 3.5 Bacia de percolação em solos .....	31
Figura 3.6 Entradas permeáveis da drenagem .....	32
Figura 3.7 Trincheiras ou valas permeáveis.....	32
Figura 3.8 Meio-fio permeável .....	33
Figura 3.9 Aspecto geral do Sistema de Drenagem Experimental.....	33
Figura 3.10 Exemplo do Sistema de Drenagem Experimental em um edifício público..	34
Figura 3.11 Tanque de armazenamento com infiltração.....	35
Figura 3.12 Bacia de retenção .....	37
Figura 3.13 Seção transversal esquemática da superestrutura.....	40
Figura 4.1 Esquema de funcionamento do simulador de chuvas .....	50
Figura 4.2 Face coletora do escoamento do quadro metálico para superfícies revestidas.....	52
Figura 4.3 Quadro metálico para superfícies revestidas .....	52
Figura 4.4 O hidrograma e as fases características resultantes de uma chuva constante	57
Figura 4.5 Calibração inicial do simulador de chuva.....	60
Figura 4.6 O hidrograma e a curva de infiltração resultantes da primeira simulação de chuva completa na grama1 .....	61
Figura 4.7 Variabilidade nas intensidades de escoamento na digitalização dos linigramas .....	62
Figura 4.8 Curvas de infiltração resultantes das simulações de chuva na grama .....	65
Figura 4.9 Ajuste da curva de calibração da sonda de nêutrons - grama .....	67
Figura 4.10 Curvas do escoamento e infiltração típicos da simulação de chuva em ruas revestidas com paralelepípedos - sim 4.3 .....	69

Figura 4.11 Curvas de infiltração resultantes dos ensaios de simulação de chuva em rua pavimentada com paralelepípedo .....	72
Figura 4.12 Ajuste da curva de calibração da sonda de nêutrons - paralelepípedos .....	73
Figura 4.13 Curvas típicas da simulação na rua de chão batido - sim 5.2 .....	74
Figura 4.14 Ajuste da curva de calibração da sonda de nêutrons - rua de chão batido...	75
Figura 4.15 Curvas de infiltração resultantes das simulações de chuva em rua de chão batido .....	76
Figura 4.16 Curvas de escoamento e infiltração típicas da parcela de rua recém construída, revestida com paralelepípedos - sim 6.2.....	79
Figura 4.17 Curvas de infiltração da parcela de rua recém construída com paralelepípedos .....	80
Figura 4.18 Curvas típicas dos ensaios na parcela de blocket - sim 7.3 .....	81
Figura 4.19 Simulador de chuva .....	83
Figura 4.20 Grama2 depois das simulações.....	83
Figura 4.21 Detalhe do quadro metálico nas parcelas de pllpp.....	83
Figura 4.22 Parcela chão 5 .....	83
Figura 4.23 Parcela de pllppn .....	83
Figura 4.24 Parcela de blocket.....	83
Figura 4.25 Curvas de infiltração da parcela de rua recém construída com blockets .....	84
Figura 5.1 Rede retangular no plano x-t.....	91
Figura 5.2 Valores dos índices $\epsilon$ e $\delta$ em função do número de pontos por comprimento de onda $L/dx$ .....	96
Figura 5.3 Ajuste da onda cinemática para a simulação de chuva sobre a parcela de grama 2.3. a) escoamento laminar; b) Manning $n = 0,02$ .....	102
Figura 5.4 Ajuste da onda cinemática para a simulação de chuva sobre a parcela de paralelepípedo antigo 4.3. a) escoamento laminar; b) Manning $n = 0,015$ ...	102
Figura 5.5 Ajuste da onda cinemática para a simulação de chuva sobre a parcela de chão batido 5.2. a) escoamento laminar; b) Manning $n = 0,015$ .....	103
Figura 5.6 Ajuste da onda cinemática para a simulação de chuva sobre a parcela de paralelepípedo novo 6.2. a) escoamento laminar; b) Manning $n = 0,015$ .....	103
Figura 5.7 Ajuste da onda cinemática para a simulação de chuva sobre a parcela de blocket 7.3. a) escoamento laminar; b) Manning $n = 0,018$ .....	104
Figura 6.1 'layout' básico do lote urbano .....	108
Figura 6.2 Hidrogramas do lote considerando telhado com calha, para diferentes avanços da impermeabilização .....	111

Figura 6.3 Hidrogramas do lote considerando telhado sem calha, para diferentes avanços da impermeabilização.....	111
Figura 6.4 Efeito da impermeabilização das áreas não edificáveis sobre a vazão de pico .....	112
Figura 6.5 Efeito da impermeabilização de áreas não edificáveis sobre o volume escoado superficialmente.....	113
Figura 6.6 Protótipo inicial do microreservatório para o lote .....	117
Figura 6.7 Efeito da inserção de um microreservatório na saída do lote urbano - lote 100% impermeável.....	118
Figura 6.8 Efeito da inserção de um microreservatório na saída dos planos de escoamento do telhado - lote 100% impermeável .....	120
Figura 6.9 Relação entre área da seção do descarregador de fundo e o tv, para os microreservatórios na saída do telhado e do lote - 100% impermeável.....	121
Figura 6.10 Hidrograma estimado para o lote antes do desenvolvimento urbano .....	122
Figura 6.11 Efeito do microreservatório na saída do lote - ocupação de 56%.....	123
Figura 6.12 Efeito do microreservatório na saída do telhado - ocupação de 56% .....	123

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Valores da escala do uso de solo .....	8
Tabela 3.1 Custos das alternativas para um horizonte econômico de 25 anos .....	27
Tabela 3.2 Consideração de critérios não mensuráveis .....	28
Tabela 4.1 Taxa de infiltração final para vários tipo de uso do solo .....	47
Tabela 4.2 Curvas i-d-f de Porto Alegre/RS .....	54
Tabela 4.3 Características dos resultados das simulações de chuva na grama1 .....	63
Tabela 4.4 Características dos resultados das simulações de chuva na grama2 .....	64
Tabela 4.5 Características dos experimentos na parcela pllpp3 .....	70
Tabela 4.6 Características dos experimentos na parcela pllpp4 .....	71
Tabela 4.7 Características dos experimentos na parcela chão5 .....	75
Tabela 4.8 Características dos experimentos na parcela pllppn .....	79
Tabela 4.9 Características dos experimentos na parcela de blocket .....	82
Tabela 4.10 Quadro resumo dos resultados experimentos em superfícies urbanas .....	85
Tabela 4.11 Coeficientes de escoamento .....	86
Tabela 5.1 Verificação do índice K .....	97
Tabela 5.2 Verificação da desigualdade de Ponce .....	98
Tabela 5.3 Comparação dos valores de calculados pela fórmula de Manning com o índice K e a desigualdade de Ponce .....	99
Tabela 5.4 Valor mínimo para a declividade da grama .....	99
Tabela 5.5 Valores do coeficiente de rugosidade n para as superfícies urbanas .....	105
Tabela 5.6 Coeficientes de rugosidade de Manning obtidos dos fatores de rugosidade de Izzard .....	106
Tabela 6.1 Microreservatórios simulados na saída do lote - 100% impermeável .....	117
Tabela 6.2 Microreservatórios simulados na saída do lote telhado - lote 100% impermeável .....	119
Tabela 6.3 Efeito do microreservatório sobre o lote com 56% de ocupação .....	122
Tabela 6.4 Impactos do avanço das áreas impermeáveis em um lote urbano sobre a vazão de pico e o volume escoado superficialmente .....	124
Tabela 6.5 Efeito do microreservatório na saída do lote - 100% impermeável .....	125
Tabela 6.6 Efeito do microreservatório na saída do telhado - lote 100% impermeável ..	125

## LISTA DE SÍMBOLOS

- Qp - vazão de pico  
C - coeficiente de escoamento  
I - intensidade de chuva  
A - área de bacia hidrográfica ou de seção transversal  
PR - porcentagem de escoamento  
PIMP - porcentagem de área impermeável  
SOIL - índice do solo  
UCWI - índice de umidade de bacia urbana  
API5 - índice da precipitação antecedente de 5 dias  
SMD - déficit de umidade do solo  
AREApav - área pavimentada por boca de lobo  
i-d-f - curva intensidade-duração-freqüência  
C<sub>t</sub> - coeficiente da formulação do hidrograma de Snyder  
HU - hidrograma unitário  
RD - reprojeter drenagem  
DC - detenção centralizada  
DD - detenção descentralizada  
IC - infiltração centralizada  
ID - infiltração descentralizada  
Tr, Tm - Tempo de retorno [anos]  
P(t) - chuva acumulada  
L(t) - lâmina total escoada  
W(t) - lâmina total infiltrada  
F(t) - taxa de infiltração  
S(t) - lâmina armazenada na superfície da parcela  
S<sub>i</sub>(t) - água retida nas depressões  
D<sub>m</sub>(t) - altura média da lâmina de escoamento em movimento na superfície da parcela  
t<sub>e</sub> - tempo de embebição [seg]  
t<sub>m</sub> - tempo de entrada do regime permanente [seg]  
t<sub>u</sub> - tempo do fim da precipitação [seg]  
t<sub>f</sub> - tempo do término do escoamento [seg]  
t<sub>r</sub> = t<sub>f</sub> - t<sub>u</sub> [seg]  
I<sub>a</sub> - perdas iniciais [mm]  
 $\theta$  - umidade antecedente [cm<sup>3</sup>/cm<sup>3</sup>] ou [%]  
i<sub>e</sub> - taxa final de infiltração do experimento [mm/h]  
Q<sub>x</sub> - vazão correspondente ao regime permanente

$D_r$  - Detenção superficial recuperável

MVF - fração da umidade volumétrica do solo

R - taxa de contagem medida com a sonda de nêutrons

$R_A$  - taxa de contagem padrão da sonda de nêutrons na água

G e K = coeficientes da regressão de relação entre a contagem da sonda e a umidade do solo

*grama1* - parcela de grama com 1% de declividade

*grama2* - parcela de grama com 11% de declividade

*plpp3* - parcela de rua antiga com paralelepípedo com 9 % de declividade

*plpp4* - parcela de rua antiga com paralelepípedo com 2 % de declividade

*chão5* - parcela de rua de chão batido com 1,3 % de declividade

*plppn* - parcela de rua nova com paralelepípedo com 4 % de declividade

*blocket* - parcela de rua nova com pedras de cimento industrializadas tipo "Pavi S" com 2 % de declividade

$\alpha$  e  $\beta$  - coeficientes da equação de infiltração de Philip

API - índice de precipitação antecedente

Q - vazão

c - coeficiente de atrito

y - altura da lâmina de água na distância x no tempo t num plano de escoamento

g - aceleração devido à gravidade

$S_f$  - declividade da linha de atrito

$S_0$  - declividade do plano de escoamento

$F = \frac{V_0}{\sqrt{gy_0}}$  - número de Froude

$V_0$  - velocidade

$y_0$  - profundidade média

$K = \frac{S_0 L_0}{F_0^2 y_0}$  - índice K

$L_0$  = comprimento longitudinal do escoamento

$\frac{TS_0 V_0}{y_0} \geq 171$  - desigualdade de Ponce

T - período da onda

$Q_j^n$  - quantidade Q no ponto  $x = j\Delta x$ ,  $t = n\Delta t$

$\Delta x$  - incremento espacial

$\Delta t$  - incremento no tempo

$\alpha$  e  $\beta$  - parâmetros da relação biunívoca  $A = \alpha Q^\beta$

$r = Q_{j+1}^{n+1}$

$\Theta = \Delta t / \Delta x$

$\Omega = \Theta r + \alpha r^\beta$

$N_r$  - número de Reynolds

$\nu$  - viscosidade cinemática do fluido

$$R_1 = \frac{\text{Amortecimento numérico}}{\text{Amortecimento verdadeiro}}$$

$$R_2 = \frac{\text{Velocidade numérica}}{\text{Velocidade verdadeira}}$$

$$k = \nu \frac{\Delta t}{\Delta x}$$

$\nu$  - velocidade de deslocamento

$L$  - comprimento da onda

$n$  - coeficiente de rugosidade de Manning

$S$  - armazenamento

$E$  - a vazão de entrada

$O$  - a vazão de saída.

$C_1$  - coeficiente de descarga do vertedor livre

$B$  - largura do vertedor

$z_k$  - cota da crista do vertedor

$d$  - espessura do vertedor

$C_2$  - coeficiente de descarga do descarregador de fundo

$h$  - diferença de nível entre montante e jusante no descarregador de fundo

$\varnothing$  - diâmetro do descarregador de fundo [mm]

$t_v$  - tempo de esvaziamento do microreservatório [min]

# 1. A PROBLEMÁTICA DAS CIDADES

## 1.1 Aspectos gerais

As necessidades e a criatividade levaram o homem a buscar melhores maneiras de convivência com a natureza, uma forma de adaptação, de contínuo aprendizado. As invenções foram e são uma expressão desse processo, sempre se baseando na natureza, tanto na concepção como funcionamento.

No entanto, o homem contemporâneo desenvolveu suas invenções, suas máquinas, com uma eficiência muito baixa, tendo um nível de desperdício muito grande, o peso e o ruído são os indicadores mais fortes, basta olhar os veículos, aviões, edifícios, etc. A natureza, por sua vez, é tão silenciosa que sequer aprendemos a escutá-la.

O desenvolvimento das invenções e a necessidade de convívio social e econômico do homem originaram o surgimento das cidades. Mais tarde porém, a estrutura da era industrial teve a cidade como uma base de desenvolvimento. Como resultado as cidades cresceram muito neste século, principalmente a partir da década de 60. Atualmente mais de 75% da população dos países desenvolvidos e da América Latina vive em áreas urbanas (*Comissão Mundial sobre Meio Ambiente e Desenvolvimento*, 1988). Somando-se o enorme consumo energético do padrão de vida atual, a aglomeração deste padrão (cidades) e a ineficiência, tem-se como consequência um alto consumo de energia e uma intensa exploração dos recursos naturais, tanto a nível local como global.

### ***"Uma cidade é um elemento alienígena no sistema ecológico natural"***

Essa afirmação feita por *Niemczynowicz* (1991) vem da teoria do moderno enfoque ecológico, baseado no entendimento da ciclicidade dos materiais na natureza, que coloca o seguinte:

"Um desenvolvimento urbano de uma área originalmente rural traz mudanças em todas as esferas da vida na área. Os caminhos de energia e materiais são alterados, novos elementos são introduzidos no ecossistema existente, um novo padrão de interações é criado. O sistema antropocêntrico é submetido a contínuas mudanças conforme o desenvolvimento tecnológico, o estado de conhecimento e as restrições impostas pela natureza."

"Todo sistema antropogênico se torna monocultura num sentido ecológico. Os sistemas de materiais e energia são abertos, o que significa que vários elementos são introduzidos ou extraídos do ecossistema natural."

A partir dessa visão, o gerenciamento da água somente pode ser eficiente, em termos de necessidades humanas e restrições ambientais, se ele for integrado com o gerenciamento de qualquer outro recurso ou atividade humana. Esse ganho de percepção do mundo trouxe desolação e desconfiança, porque mostrou que a prévia confiança e enfoque exclusivamente técnico eram, talvez, não tão sábios (Niemczynowicz, 1991). Os principais erros da abordagem utilizada anteriormente são: a mono-disciplinaridade, delineando planos centralizados para gerenciamento de recursos e ações de proteção ambiental; idéias em larga escala - enfoque de final de tubulação em vez de controle na fonte e disposição local; reação em vez de prevenção; diluição de efluentes em vez de concentração seletiva e reuso.

As soluções do novo enfoque ecológico, dentro do gerenciamento de áreas urbanas, podem ser diferentes em várias regiões e países. No entanto, algumas maneiras gerais de pensar são comuns. Essas soluções podem ser baseadas nas seguintes palavras chave: *abordagem integrada do sistema, pequena escala, controle na fonte, disposição local e reuso, prevenção da poluição, sistemas biológicos, e pensamento ecológico.* (Niemczynowicz, 1991)

Dentro desse leque de soluções a serem propostas, o presente trabalho pretende contribuir para o desenvolvimento tecnológico abordando o gerenciamento de águas pluviais em termos quantitativos, na busca do enfoque de *controle na fonte*.

## **1.2 Mudanças nas características da infiltração e do escoamento em áreas urbanas**

As principais mudanças que ocorrem com o desenvolvimento de uma área urbana, em relação aos processos hidrológicos, são as decorrentes de uma nova ocupação do solo. O solo passa a ter revestida uma grande parte da sua área. Esse revestimento, que se reflete através de edificações, ruas, calçadas, etc, modifica o comportamento da água. *A porcentagem da água que infiltra é reduzida*, uma vez que as novas superfícies são impermeáveis ou quase impermeáveis; *os pontos de detenção superficial são eliminados nas áreas construídas*; *a rugosidade das superfícies é reduzida*; os pequenos canais da drenagem natural são substituídos por tubulações subterrâneas; os canais da drenagem natural são retificados e revestidos; os planos de escoamento superficial são pequenos.

A consequência dessa nova ocupação do solo é a produção de um maior volume de escoamento superficial, em menos tempo, resultando num aumento da vazão de pico, redução do tempo de concentração e diminuição da vazão de base.

O primeiro ponto fundamental de todas essas alterações é a separação do escoamento das águas da chuva, indicando a importância dos processos de infiltração. O solo em áreas urbanas passa também a não apresentar suas características naturais de infiltração, porque a ação antrópica significa, além do revestimento do solo, escavação, aterro, compactação e mistura de materiais de diferentes granulometrias.

Dentro desse contexto, o *primeiro objetivo* desse estudo é avaliar as características da infiltração de superfícies urbanas típicas, através da simulação de chuva.

O segundo ponto fundamental é a mudança nas características do escoamento, devido à diminuição da retenção, que ocorre de maneira distribuída numa bacia hidrográfica rural, e à diminuição da rugosidade das superfícies, decorrente das superfícies de revestimento terem superfícies mais lisas que o solo natural. Com os dados das curvas de infiltração e de escoamento obtidas na simulação de chuva, o *segundo objetivo* é estudar o comportamento hidrológico num lote urbano característico da cidade de Porto Alegre/RS. Nesse lote urbano diferentes características de ocupação são avaliadas.

Como *terceiro objetivo*, na busca do controle na fonte, estuda-se o efeito do uso de pequenas bacias de retenção interiores ao lote urbano.

## 2. IMPACTO DA URBANIZAÇÃO NOS PROCESSOS HIDROLÓGICOS

### 2.1 Os efeitos da urbanização e sua evolução

O processo "chuva-vazão" de uma bacia hidrográfica pode ser radicalmente alterado em consequência da urbanização. A introdução de superfícies "impermeáveis" (concreto, telhas, ruas) inibe a infiltração e reduz a detenção superficial. A proporção da chuva que vai para o escoamento superficial aumenta e a proporção que vai para evapotranspiração, recarga do aquífero e escoamento de base é reduzida. Esse aumento no escoamento superficial é combinado com um aumento na velocidade de resposta. Durante a urbanização os canais naturais de drenagem são removidos ou revestidos, e uma nova drenagem artificial é instalada. Os processos relativamente lentos de escoamento sub-superficial na camada superior do solo e o escoamento superficial em pequenos canais que chegam nos cursos naturais de água, são substituídos pelo rápido escoamento superficial sobre superfícies impermeáveis, alcançando a rede de drenagem. O resultado do aumento da quantidade de escoamento superficial e uma resposta mais rápida é produzir mais escoamento em menos tempo, chegando a um hidrograma com uma vazão de pico maior e com os tempos de ascensão e recessão menores (figura 2.1).

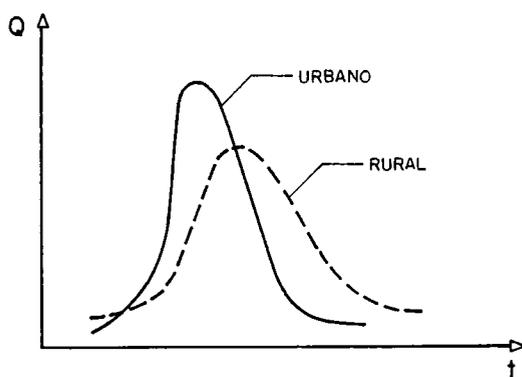


Figura 2.1 Os efeitos da urbanização sobre o hidrograma

Depois da urbanização, a bacia responde mais rapidamente e produz escoamento superficial devido a pequenas precipitações. Ela é capaz de responder completamente a chuvas curtas, de lâminas menores, mas de maiores intensidades. As vazões devido a tormentas severas podem não aumentar em proporção tão grande quanto as mais frequentes, menos severas, porque em geral as tormentas severas tem intensidades maiores que tendem a saturar o solo rapidamente reduzindo o efeito da infiltração e, por isso, produzem respostas semelhantes tanto para a bacia rural como a urbanizada. Esses efeitos se refletem na distribuição estatística das enchentes. A enchente média anual aumenta, mas as enchentes raras apresentam pequena diferença. Conseqüentemente, o coeficiente de variação da distribuição diminui, e a declividade da curva vazão versus tempo de retorno tende a diminuir.

*Packman* (1980) coloca que os efeitos da urbanização são reconhecidos, mas uma estimativa confiável da magnitude desses efeitos em uma bacia específica se tem provado difícil, sendo que vários estudos realizados produziram resultados inconsistentes ou inconclusivos. Tal afirmação se baseia na análise do trabalho feita por Riordan et al(1978), apud *Packman* (1980), onde constata-se o seguinte:

1. Porcentagem de escoamento varia entre nenhum efeito a aumentos de seis vezes com relação as condições naturais;
2. Tempo de resposta varia entre nenhum efeito a uma diminuição de dez vezes;
3. Enchente média anual varia entre nenhum efeito a aumentos de dez vezes;

Além de atribuir a faixa de variação dos resultados a erros aleatórios e sistemáticos, e a diferenças entre os estudos, o autor sugere que as seguintes considerações são significantes:

- a. a resposta rural original ;
- b. as características locais das chuvas;
- c. a relação entre áreas impermeáveis e a rede de drenagem, e a localização da área urbana dentro da bacia hidrográfica;

Em bacias hidrográficas no estado natural o escoamento superficial ocorre em duas etapas: (i) quando a intensidade da chuva é maior que a taxa de infiltração e (ii) quando o escoamento sub-superficial excede a capacidade da camada superior do solo ele é forçado a emergir. Durante a chuva, o escoamento sub-superficial aumenta ocasionando o deslocamento da área úmida adjacente ao sistema de drenagem em direção às áreas secas mais remotas. Depois do término da chuva as áreas úmidas irão drenar-se e contrair-se. O escoamento pode então ser considerado como o efeito conjunto do (i) escoamento sub-superficial emergente, (ii) aproximadamente 100% de escoamento das áreas úmidas, (iii) qualquer excesso de chuva das áreas próximas às áreas úmidas e (iv) aproximadamente nada de escoamento das áreas secas. Neste contexto, a localização das superfícies impermeáveis, e se estão ou não conectadas diretamente com a rede de drenagem, pode ter um significativo efeito no escoamento. Por exemplo, a impermeabilização de áreas que permanecem secas na maioria dos eventos de chuva ocasionará um aumento do escoamento superficial.

O aumento da velocidade de resposta deve-se tanto ao aumento da velocidade em canais como nas superfícies. Em grandes bacias hidrográficas, o escoamento em canal representa a maior proporção do tempo total de escoamento e conseqüentemente um aumento na velocidade de resposta está intimamente ligado a alterações feitas no sistema de drenagem. Por outro lado, em pequenas bacias hidrográficas a introdução de superfícies impermeáveis, pelo aumento da velocidade de escoamento superficial, pode sozinha representar um aumento significativo na velocidade da bacia.

A localização de área urbana afeta não somente a porcentagem de escoamento das diferentes partes da bacia mas também o tempo relativo de escoamento e a fase da resposta. Se uma área urbana está em um ponto remoto da saída da bacia, a rápida resposta da área urbana pode chegar ao mesmo tempo que a vagarosa resposta da área rural próxima da saída, ocasionando a superposição dos picos. No caso contrário, quando a área urbana está perto da saída, a resposta urbana mais rápida pode ter passado a saída antes da resposta da área rural chegar, resultando num hidrograma com pico menor ou duplo. Em todo caso, pode ocasionar aumento do pico em áreas a jusante da saída da bacia hidrográfica.

- d. as atividades de construção *per se* são alteradoras das condições naturais do solo (compactação, aterro);
- e. diminuição do nível do aquífero e da umidade;
- f. locais de armazenamento e infiltração planejados tem aliviado ou eliminado os efeitos esperados da urbanização;
- g. falta de manutenção do sistema de drenagem e canais podem levar a detensões localizadas ;
- h. formação de uma "ilha de calor", junto com o crescimento da turbulência atmosférica e a abundância de núcleos de condensação podem levar a um aumento da precipitação.

No mesmo trabalho, *Packman* (1980) apresenta uma revisão bibliográfica dividida em dois tópicos: técnicas estatísticas (distribuição de frequência de vazões) e modelos chuva-vazão. Observa-se que os primeiros trabalhos que apontam os efeitos da urbanização aparecem na década de 50 e intensificou-se nas décadas de 60 e 70, nas quais desenvolveram-se os principais modelos de simulação usados na década de 80 (e.g. STANFORD IV).

Voltando um pouco no tempo, *Wright-McLaughlin Engineers* (1969) definem a drenagem pluvial como uma parte do sistema ambiental urbano, onde o planejamento e projeto da drenagem deve ser compatível com projetos regionais amplos. A drenagem urbana, segundo os autores, deveria ser considerada com base na existência de dois sistemas de drenagem distintos. Esses são o sistema inicial de drenagem (*microdrenagem*) e o sistema principal de drenagem (*macrodrenagem*). A microdrenagem acomoda o escoamento com um tempo de retorno de 2 a 10 anos. Ela consiste da drenagem dos lotes urbanos, ruas e sarjetas, rede pluvial e pequenos canais abertos. Este é o sistema, que se bem planejado e projetado, eliminará as muito freqüentes reclamações dos habitantes das cidades. A microdrenagem providencia drenagem conveniente, reduz custos de ruas e diretamente afeta a ordem de uma área urbana.

A macrodrenagem é a chave para uma boa drenagem urbana, no sentido de que quando bem planejada pode reduzir ou eliminar drenos subterrâneos, e proteger a área urbana de altos prejuízos e perdas humanas nas enchentes.

A consideração de múltiplos usos no planejamento da drenagem pode reduzir os custos e aumentar os benefícios. Alguns benefícios adicionais derivados de um bom sistema de drenagem são apresentados por *Wright-McLaughlin Engineers* (1969):

- a. Reduzido custo de construção de ruas;
- b. Reduzido custo de manutenção de ruas;
- c. Melhoria do trânsito;
- d. Melhoria da saúde pública;
- e. Espaços vazios de menor custo;
- f. Menor custo das áreas de estacionamento e maior oportunidades de recreação;
- g. Desenvolvimento de terras que de outra maneira não seriam desenvolvidas;
- h. Oportunidade de baixos custos de construção;
- i. Rebaixamento do nível do lençol freático;
- j. Crescimento controlado do nível do lençol freático.

## 2.2 Quantificação dos efeitos da urbanização na microdrenagem

O Método Racional é um dos métodos mais antigos de transformação chuva-vazão e tem sido largamente utilizado nas áreas urbanas para projeto da microdrenagem.. *Dooge* (1973) cita *Mulvany* como um dos primeiros a apresentar o método em 1851. A fórmula básica é dada por:

$$Q_p = C \cdot I(tc) \cdot A \quad (2.1)$$

onde  $Q_p$  é a vazão instantânea de pico,  $C$  é um coeficiente de escoamento,  $I(tc)$  é a intensidade de chuva escolhida para uma duração igual ao tempo de concentração ( $tc$ ) e  $A$  é a área da bacia. O tempo de concentração é definido como o maior tempo que uma gota de chuva leva para alcançar o exutório de uma bacia. A estimativa do coeficiente  $C$  tem alguns aspectos subjetivos e se baseia em tabelas publicadas na literatura que caracterizam o coeficiente de acordo com o tipo de ocupação (*Wright-McLaughlin Engineers*, 1969). Esse tipo de modelo é utilizado em projetos de pequenas áreas ( $< 2 \text{ km}^2$ ), proporcionando as dimensões máximas dos condutos, porém não permite análises de diferentes condicionantes urbanos, como por exemplo o estudo de reservatórios, onde o volume da cheia é fundamental.

McCuen (1975) avaliou o impacto do uso de PUD's - **planned unit developments**, proposta para moradias populares. Utilizando uma escala de uso do solo (LUI) como medida de intensidade de desenvolvimento, seis "layouts" das PUD's são estudadas (tabela 2.1).

Tabela 2.1 Valores da escala do uso do solo (McCuen, 1975)

	"Layout"					
	1	2	3	4	5	6
	LUI					
	3,5	3,5	4,8	4,8	7	7
FAR	0,142	0,142	0,348	0,348	1,62	1,62
OSR	5,5	5,5	2,06	2,06	0,414	0,414
LSR	3,96	3,96	1,27	1,27	0,267	0,267
RSR	0,21	0,21	0,139	0,139	0,068	0,068
TCR	1,9	1,9	1,31	1,31	0,702	0,702
OCR	1,7	1,7	1,16	1,16	0,593	0,593
TDU	50	100	212	212	864	864
N	1	1,5	2	2	12	12
TFA	112.500	112.500	274.752	274.752	1.259.040	1.259.040
IA	164.292	181.792	321.384	330.216	407.728	419.020
TIA(sq/ft)	322.942	281.792	356.472	371.944	451.628	426.868
TIA(%)	40,8	37,1	45,0	47,0	57,1	58,5

LUI- escala de uso do solo; FAR- fator de área de telhado; OSR- fator de espaço aberto; LSR- fator de espaço habitável; RSR- fator de espaço recreacional; TCR- fator de carros totais; OCR- fator de ocupação de carros; TDU- total de unidades assentadas; N- número de andares por residência; TFA- área total de telhados; IA- áreas impermeáveis diretamente conectadas à rede pluvial; TIA- área impermeável total.

Com chuvas de projeto e os dados dos seis "layouts", hidrogramas foram determinados para vários tempos de retorno ( 2, 5, 10 e 25 anos). As diferenças na vazão de pico entre os "layouts" de ocupação para uma mesma escala de uso do solo (LUI) são pequenas se comparadas com a variação entre as vazões de pico para diferentes escalas de uso do solo (figuras 2.2 e 2.3). Segundo o autor as curvas são válidas provavelmente para áreas menores que 500 ha e onde não haja congelamento do solo. No mesmo trabalho foi examinado o impacto do uso de um dispositivo de retenção no telhado. Os resultados indicaram uma redução na vazão de pico de aproximadamente 4%. A proposta baseia-se no fato das estruturas residenciais serem projetadas para retenção de neve, no entanto essa situação não

existe nos países do hemisfério sul e, além disso, o efeito sobre a vazão de pico é pequena, inviabilizando o possível uso desse tipo de dispositivo.

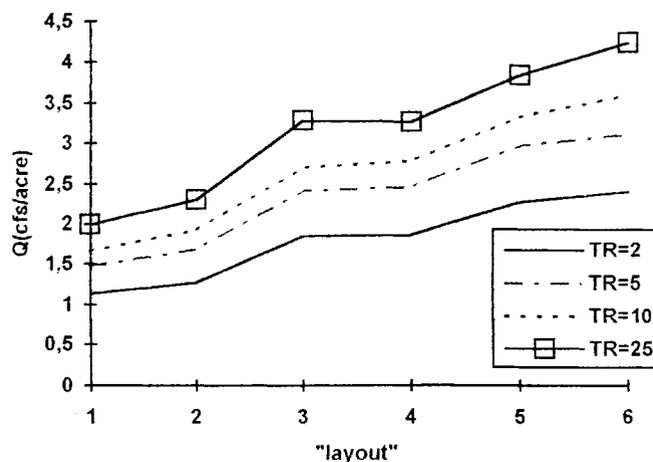


Figura 2.2 Taxa da vazão de pico (cfs/acre) x tipo de "layout" (McCuen, 1975)

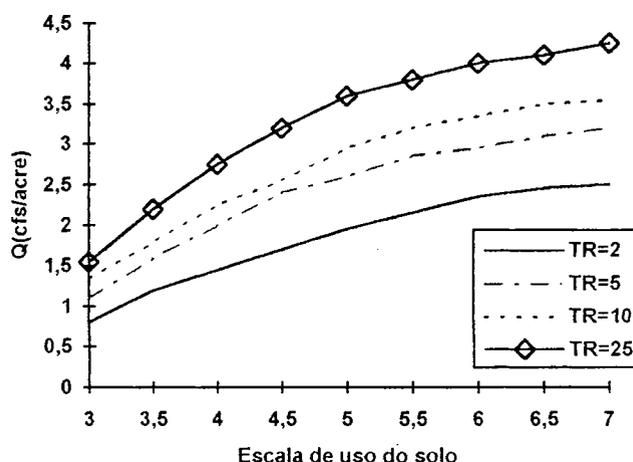


Figura 2.3 Vazão de pico, adimensionalizada pela área, x escala de uso do solo (McCuen, 1975)

A maioria das superfícies urbanas, consideradas impermeáveis, permitem um certo grau de infiltração ou retém água por tensão superficial, não contribui com 100% de escoamento. Uma certa proporção das áreas impermeáveis contribuirá ainda menos, porque seu escoamento imediatamente passa por uma superfície permeável. O tempo e volume de escoamento de superfícies "impermeáveis" são esperadas depender da permeabilidade, estado de manutenção, da chuva, da declividade e das características de projeto. A interceptação e evaporação tem efeito desprezível na escala de tempo de um evento de chuva em áreas urbanas, embora a

evaporação seja importante na determinação da recuperação do solo entre eventos. *Kidd e Lowing* (1979) ilustra o movimento da água em áreas urbanas assim:

*"Considere uma chuva iniciando sobre uma área urbana seca. Os primeiros décimos de milímetro são absorvidos por todos os diferentes tipos de cobertura. A partir de então, nas poucas superfícies permeáveis as gotas coalescem e pequenas poças se formam. Em locais com declividade, o movimento começa imediatamente; nas áreas planas as poças continuam a se formar. Continuando a chuva, o escoamento superficial é gerado em crescente proporcionalidade com a área da bacia. Finalmente, todas as depressões estão preenchidas e a maioria das áreas impermeáveis estão contribuindo para o processo de escoamento superficial."*

No desenvolvimento do modelo Wallingford para sub-bacias urbanas *Kidd e Lowing* (1979) preferiram adotar o enfoque estatístico, relacionando os dados reais de volumes escoados com características mensuráveis da bacia hidrográfica e outras variáveis. Foram analisados 510 eventos em 17 bacias, todos com precipitação maior que 2 mm. A equação resultante da regressão para obtenção do volume de escoamento foi a seguinte:

$$PR = -26,8 + 0,85 PIMP + 39,6 SOIL + 0,074 UCWI \quad (2.2)$$

onde: PR = porcentagem de escoamento (%); PIMP = porcentagem de área impermeável (%); SOIL = índice do solo; UCWI = índice de umidade de bacia urbana, dada por:  $UCWI = 125 + 8 * API5 - SMD$ , onde: API5 = índice da precipitação antecedente de 5 dias, com um fator de rebaixamento de 0,5 e SMD é o déficit de umidade do solo.

Essa equação explica 58% da variância do volume escoado ( $R=0.76$ ) e tem um erro padrão de 10,2%. O importante é observar os parâmetros que formam a equação, observando-se que a precipitação não está presente. Verificando a alta dependência do parâmetro solo, os autores propuseram a fixação de um coeficiente igual a 25, baseados na análise da variação do coeficiente de correlação, chegando a:

$$PR = -20,7 + 0,829 PIMP + 25 SOIL + 0,078 UCWI \quad (2.3)$$

Para utilizar a equação acima em simples aplicações de planejamento, uma regressão foi feita entre a porcentagem de escoamento e a porcentagem de superfícies impermeáveis, resultando em:

$$PR = 1,2 + 0,74 PIMP \quad R=0,61 \quad (2.4)$$

O modelo de perdas selecionado para cada tipo de superfície é um modelo com perda inicial mais uma perda constante para cada superfície. A perda inicial é dada em função do armazenamento nas depressões e assumida constante para uma particular sub-bacia. A relação utilizada para o armazenamento nas depressões foi a seguinte (Falk e Kidd, 1979 , apud *Kidd e Lowing*, 1979):

$$\text{DEPSTOG} = 0,71 \text{ DECLIVIDADE}^{-0,48} \quad R = 0,84 \quad (2.5)$$

Para telhados foi adotado o valor constante de 0,4 mm.

Como a equação que calcula a percentagem do volume de escoamento superficial leva a um valor médio para toda a bacia, a distribuição entre as diferentes superfícies é necessariamente arbitrária, segundo os próprios autores, mas tem o "mérito da simplicidade". Se 70% ou menos de escoamento das superfícies impermeáveis é suficiente para satisfazer a quantidade calculada por PR, não há escoamento nas áreas permeáveis. Caso contrário, assume-se que o escoamento adicional requerido é gerado igualmente em todas as superfícies.

A propagação do escoamento gerado nas superfícies é feita através de um reservatório não-linear ( $S = k Q^n$ ), com o expoente n igual a 2/3 e a constante k dada por:

$$k = 0,051 * \text{DECLIVIDADE}^{-0,23} * (\text{AREApav})^{0,23} \quad R = 0,67 \quad (2.6)$$

onde: AREApav = área pavimentada por boca de lobo. Para telhados: k=0,4.

Uma investigação piloto do balanço hídrico de superfícies 'impermeáveis' realizada por *Davies e Hollis* (1981) apontou, para três meses de monitoramento, escoamentos substancialmente menores que 100% da chuva em telhados e ruas. Na média 24% da chuva é 'perdida' nos telhados. A superfície calçada (asfalto e passeios de concreto) de 3465 m<sup>2</sup> mostrou em média uma 'perda' de 83%. Essa perda foi considerada como efeito da evaporação e da infiltração. A infiltração ocorre devido a existência de muitas trincas, principalmente na junta com o meio-fio e a alta permeabilidade do solo da área. *Esses resultados chamam a atenção para as hipóteses muitas vezes assumidas nas simplificações adotadas pelos modelos concentrados, que em geral consideram 100% de escoamento para essas superfícies.*

Ferramenta tradicional de projeto, o método Racional com dados de curvas i-d-f, foi comparado a programas computacionais com chuvas históricas por *Jensen e Prismo* (1982). Os autores utilizaram dois modelos para simular o escoamento nas tubulações: a) com esquema cinemático; e b) com esquema dinâmico. O hidrograma de entrada das tubulações em ambos os modelos é o mesmo, obtido através do diagrama tempo-área. Para surpresa dos

autores o método Racional + i-d-f apresentou-se adequado para as duas bacias hidrográficas consideradas, com resultados semelhantes aos modelos em locais onde não existem efeitos de jusante. Esses resultados, todavia devem ser tomados com cuidado devido ao seguinte: a) não é apresentada a porcentagem de áreas impermeáveis das bacias; b) o coeficiente de escoamento foi considerado igual a 1 para as áreas impermeáveis e zero para as permeáveis; c) no método Racional o processo de transformação chuva-vazão também é obtido através do histograma tempo-área e a propagação na tubulação é feita a uma velocidade constante de 1 m/s. As chuvas históricas foram utilizadas por *Jensen e Prismus* (1982) para estimar o período de retorno ótimo, considerando custos de construção e custos dos danos devidos a enchentes, para uma bacia retangular hipotética-C1, de 30 x 100m, considerando somente superfícies impermeáveis (rua, passeio e residência). Só danos diretos em subsolos não mobiliados são considerados. A análise indica um tempo de retorno ótimo de pelo menos 5 anos para bacias como a C1.

### **2.3 Quantificação dos efeitos da urbanização na macrodrenagem**

*McCuen* (1975) argumenta que a obtenção de dados para o uso de modelos hidrológicos em análises de cenários futuros de bacias hidrográficas urbanas deve estar ligado a informações de planejamento das áreas, como por exemplo população e número de habitações. Ele ressalta que a percentagem de área impermeável é necessária devido ao significativo efeito sobre a distribuição do escoamento no tempo. O estudo desenvolvido por *McCuen* (1975) na bacia do Rio Anacostia, indicou que a estimativa das áreas impermeáveis considerando a densidade populacional e distância ao centro comercial apresenta a melhor correlação ( $R = 0.907$ ). Habitações uni e multi-familiares, edifícios comerciais e industriais, estacionamentos e ruas foram consideradas como áreas totalmente impermeáveis.

Abordando a política de não permitir o aumento da vazão de pico devido ao desenvolvimento/urbanização de uma bacia hidrográfica, *Marsalek* (1977) estabelece curvas de frequência para vazões de pico através de duas metodologias. A primeira baseia-se no conceito de chuva de projeto, admitindo que as vazões resultantes tenham o mesmo tempo de retorno que a chuva. O método utilizado nesse caso foi o Método de Chicago para a chuva de projeto transformada em vazão através do SWMM. Na segunda, o modelo SWMM é ajustado com dados reais e as vazões são geradas para eventos chuvosos selecionados ocorridos durante 5 anos. A comparação dos escoamentos simulados entre o método de Chicago e os eventos históricos indicaram que, para um dado intervalo de tempo de retorno, o método de Chicago superestima as vazões de pico em até 100 %. A análise dos efeitos da urbanização pelo aumento das áreas impermeáveis, para tempos de retorno entre 4 e 15 anos, apresentaram um

acréscimo na vazão de pico, nas áreas mais urbanizadas (45%), de 4 vezes a situação da bacia sem desenvolvimento.

*Sauer et al.* (1983) realizaram um estudo da magnitude e frequência das vazões em áreas urbanas abrangendo todo o USA. Um banco de dados foi formado, contendo topografia, clima, uso do solo, grau de urbanização e parâmetros de frequência de vazões para 269 bacias hidrográficas em 56 cidades ou áreas metropolitanas localizadas em 32 estados e no Haváí. Esses dados foram usados para desenvolver relações estatísticas entre vazão de pico urbana e parâmetros de bacias. Três equações estabelecidas por regressões múltiplas foram desenvolvidas para locais sem dados para intervalos de recorrência de 2, 5, 10, 25, 50, 100 e 500 anos. Duas dessas são baseadas em 7 parâmetros independentes e a terceira é baseada em três parâmetros. A única diferença entre as duas equações de sete parâmetros é o uso de 'lag time' em uma e armazenamento em reservatório na outra. Na essência as equações ajustaram a equivalente vazão de pico rural para uma condição urbana. A utilização da vazão de pico rural é a chave para a explicação das variações geográficas do escoamento em diferentes locais, e portanto, de suma importância nessas equações é uma estimativa independente da equivalente descarga rural para bacias sem dados. O fator de desenvolvimento da bacia (BDF), que é um índice das melhorias na drenagem natural e na rede de drenagem dentro de bacias urbanas, foi o fator de ajuste mais importante depois da vazão de pico rural. A percentagem de áreas impermeáveis aparece em terceiro lugar em termos de significância, principalmente nas enchentes de menor tempo de retorno. Em grandes enchentes a influência das áreas impermeáveis não é grande pois em geral o solo se encontra saturado. Os outros parâmetros pertencentes as equações de sete parâmetros são área de drenagem, declividade do canal, intensidade da chuva, armazenamento em lagos e reservatórios, e o 'lag time' das bacias. A equação de três parâmetros inclui somente os parâmetros mais significativos: descarga rural, fator de desenvolvimento da bacia e a área de drenagem. A equação de sete parâmetros sem o 'lag time' tem um desvio padrão médio de regressão variando de  $\pm 37$  % para tempo de retorno de 5 anos a  $\pm 44$  % para 100 anos e  $\pm 49$  % para a enchente de 500 anos de tempo de retorno. As outras duas equações apresentadas tem precisão similar. Vários testes de tendência, sensibilidade e consistência hidrológica estão incluídas, dando suporte para a conclusão de que as equações são úteis para uso no USA. Todas as equações estimadas foram desenvolvidas com base em dados coletados em bacias hidrográficas onde armazenamento temporário em canais, devido a rodovias, não eram importantes. Conseqüentemente, estimativas feitas com essas equações não levam em conta o efeito redutor dos armazenamentos temporários. Outros três métodos foram testados com os dados reunidos e todos se mostraram menos precisos e mais trabalhosos. É interessante observar que o desenvolvimento do método de fração (vazão urbana/vazão rural) foi feito de forma similar a Leopold(1968), apud *Sauer et al.* (1983), e quando as curvas foram sobrepostas num mesmo

gráfico se observaram diferenças. Enquanto Leopold dá quase o mesmo peso para as duas variáveis (fator de desenvolvimento da bacia e área impermeável), o trabalho dos autores, segundo eles, atribui muito menos peso para as áreas impermeáveis.

O modelo da onda cinemática foi utilizado por *Wong e Chen* (1993) para examinar o efeito da declividade da bacia hidrográfica no aumento da vazão de pico devido a urbanização. O grau de urbanização é expresso em termos de percentagem de área impermeabilizada e da percentagem de área servida por rede pluvial. O estudo abrangeu bacias com declividades constantes e variáveis. No caso de declividades variáveis, a declividade nas sub-bacias aumenta progressivamente de jusante para montante. Os resultados mostram que assim como a urbanização progride de jusante para montante, existe uma acelerada taxa de crescimento na vazão de pico para bacias com declividade constante; contrariamente, a curva muda a sua concavidade para a bacia com declividade variável, apresentando um aumento muito rápido da vazão de pico relativa já para 25% de urbanização. Além disso, para o caso de declividades constantes, o aumento da vazão de pico é maior para a bacia com maior declividade. A vazão de pico relativa mostrou-se insensível a diferença de declividades entre as bacias. Enquanto que as áreas impermeáveis e drenadas tem efeitos comparáveis no aumento da vazão de pico para bacias com declividade constante, o efeito das áreas impermeáveis é muito maior do que a drenagem pluvial para a bacia com declividade variável. A duração da chuva é obtida de forma iterativa através da curva intensidade-duração até chegar-se no tempo de concentração da bacia. Tempo de retorno utilizado foi de 2 anos. Restrições: considera a infiltração e o armazenamento em depressões constantes durante todo o evento. Segundo os autores, em estudos seus anteriores, dependendo do uso natural do solo, pastagens e florestas, o aumento da vazão de pico pode aumentar em 3 e 6 vezes respectivamente.

Procurando observar e, se possível, confirmar o crescimento da vazão de pico e do volume escoado, e a diminuição do escoamento de base, preditos pela teoria da hidrologia urbana, *Ferguson e Suckling* (1990) efetuaram uma análise estatística da relação chuva-vazão dos 30 anos de dados disponíveis na bacia de Peachtree Creek, Atlanta, USA. Para isso, a série foi dividida ao meio, como períodos menos e mais urbanizados. A bacia analisada, experimentou um substancial crescimento na urbanização e vem sendo monitorada desde 1958, quando tinha cerca de 30 % de áreas impermeáveis. Atualmente se supõe que a urbanização tenha dobrado, mas esse dado não foi aferido. Um acréscimo do escoamento total nos anos chuvosos foi observado assim como a urbanização, mas um decréscimo ocorreu durante os anos secos. Para o escoamento de base similar decréscimo ocorreu durante os anos secos. Um aumento da vazão de pico foi observado em quase toda faixa de precipitação. O aumento da vazão de pico e o decréscimo da vazão de base podem ser adequadamente confirmado pela teoria da hidrologia urbana, que atribui às superfícies impermeáveis a mudança do escoamento

direto e da infiltração. Todavia, a diminuição do escoamento total em anos secos pode ser explicado somente se levado em conta a evapotranspiração. Afirmam os autores que essa suposição advém do conceito de que a vegetação em áreas urbanas expostas a advecção de calor das áreas vizinhas aumenta a evapotranspiração. Segundo os próprios autores, o nível de significância entre o período menos e mais urbanizado não foi o desejável. No entanto, os níveis encontrados para alguns dos fatores foram menores que 0,10 e portanto tem algum valor. Nas conclusões é ressaltada a importância do uso de dispositivos de infiltração para evitar a diminuição do escoamento de base no gerenciamento da água em áreas urbanas. Os dispositivos de retenção não permitem esse tipo de controle.

Segundo Ven (1990), o estudo do balanço hídrico é essencial no estágio inicial da análise do sistema hidrológico em uma área urbana, pois proporciona uma visão dos caminhos da água dentro do sistema e da importância de diferentes parâmetros hidrológicos. Em seu trabalho, o autor proporciona uma visão geral do ciclo hidrológico em áreas urbanas em termos de quantidade e qualidade de água através de dois fluxogramas, figuras 2.4 e 2.5, identificando os principais caminhos.

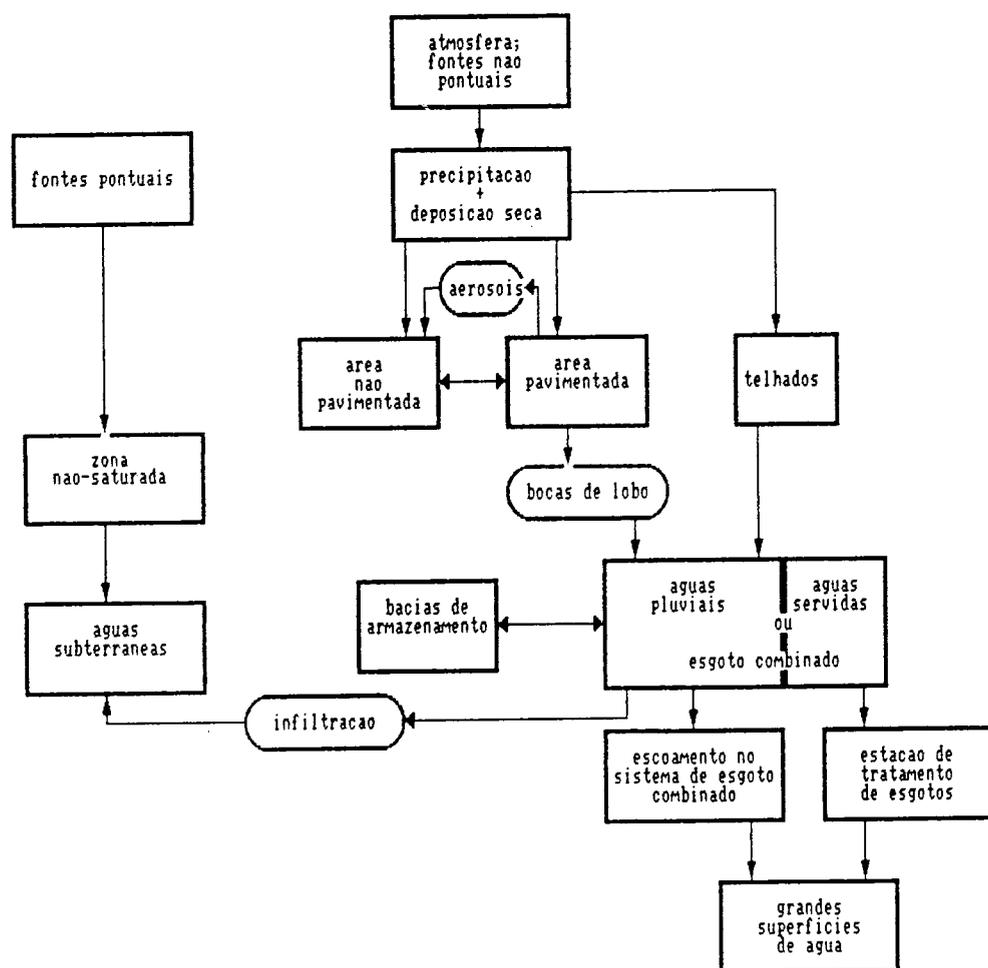


Figura 2.4 Sistema hidrológico urbano em termos de qualidade (Ven, 1990)

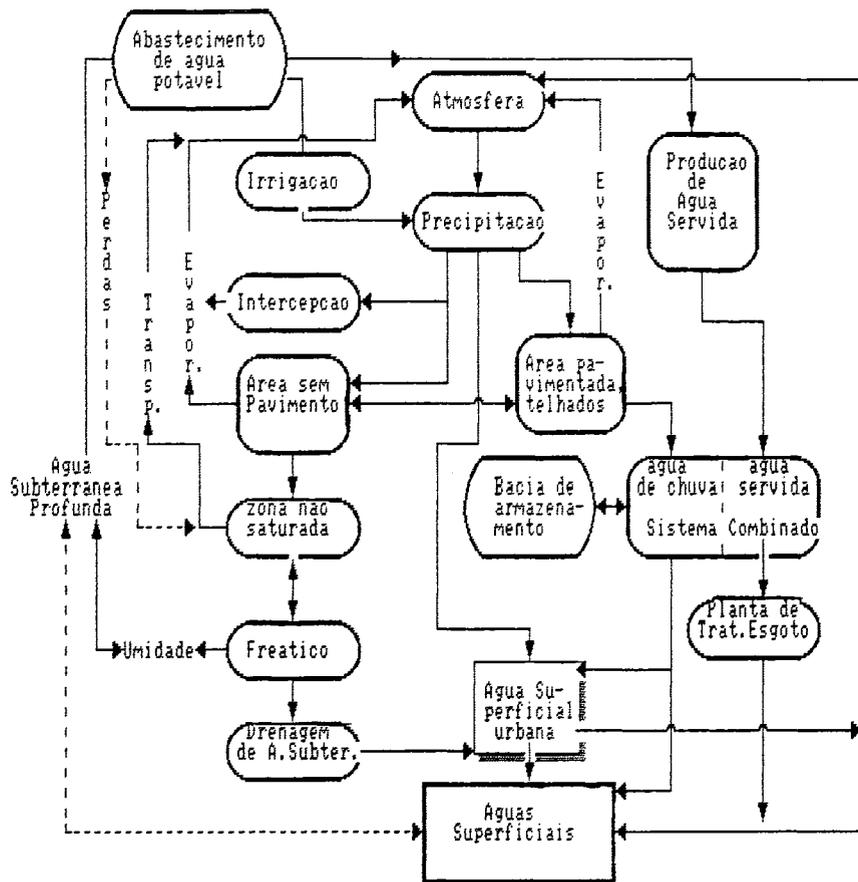


Figura 2.5 Sistema hidrológico urbano em termos de quantidade (Ven, 1990)

Observam-se novos caminhos em termos qualitativos, que no futuro devem ser investigados para uma aproximação dos dois ciclos e compreensão integrada do sistema. Considerando o tempo utilizado para o balanço hídrico, importante para a execução de um balanço hídrico, Ven (1990) apresentou a variabilidade ao longo do tempo dos principais processos de escoamentos urbanos através de um diagrama (figura 2.6).

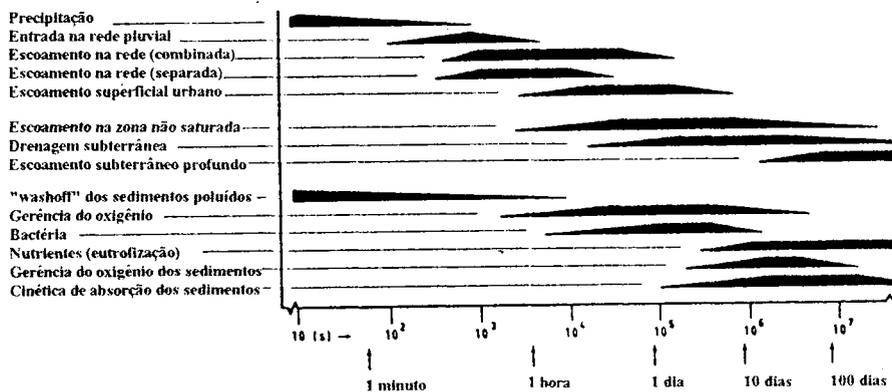


Figura 2.6 Os processos hidrológicos urbanos ao longo do tempo (Ven, 1990)

Ven (1990) aponta que o pavimento permeável do estacionamento de Lelystad pode ser responsável por uma grande descarga sub-superficial. O abastecimento de água é identificado como a maior fonte de água, principalmente em períodos secos para a área em estudo. A estimativa da evapotranspiração aparece como o ponto mais fraco do balanço hídrico, devido principalmente a falta de métodos adequados para áreas urbanas, onde forma-se um microclima muito variável e o processo de evaporação das superfícies pavimentadas ainda não é conhecido. Segundo o autor, poucos estudos de balanço hídrico estão disponíveis, principalmente pela necessidade de uma grande quantidade de dados. Além disso, medidas confiáveis são extremamente difíceis. O autor sugere ainda que as bacias experimentais, pequenas, bem definidas e bem controladas, são mais adequadas para cálculos de balanços. Dentro das propostas de gerenciamento da água em áreas urbanas estão a utilização de dispositivos de infiltração e, no caso de áreas residenciais, a redução da vazão de pico com pequenos reservatórios. No caso dos dispositivos de infiltração, cuidado deve ser tomado quanto a poluição das águas subterrâneas.

## 2.4 Estudos de impactos da urbanização no Brasil

O primeiro trabalho relacionado com áreas urbanas encontrado se refere a *Pinto e Ramos* (1972), que monitoraram duas áreas urbanas na cidade de Curitiba/PR, 15,34 e 2,72 Km<sup>2</sup>, com o objetivo de calcular o coeficiente  $C_t$  da formulação do hidrograma sintético de Snyder. Analisando 16 eventos da área de 15,34 Km<sup>2</sup> com 40% de impermeabilização e 18 eventos da área 2,72 Km<sup>2</sup> com 60% de impermeabilização, o  $C_t$  foi igual a 0,63 e 0,38 respectivamente.

*Luna Caicedo* (1975) utilizando dados monitorados em duas sub-bacias, de diferentes estados de urbanização, da bacia do Arroio Dilúvio (Porto Alegre/RS) simulou o processo de chuva-vazão através do método do Hidrograma Unitário, dos modelo de reservatório linear simples, de dois reservatórios, de Nash e de Kraijenhoff. Considerando o modelo mais apto aquele que minimiza a função objetiva apresentada pelo autor, a bacia mais urbanizada (Bela Vista) foi melhor representada pelo modelo de Kraijenhoff, seguido do modelo de Nash. Para a bacia quase rural (Agronomia) o modelo mais apto é o de Nash, seguido pelo método do reservatório linear simples.

Visando avaliar o impacto da urbanização na bacia do Arroio Dilúvio, Porto Alegre/RS, *Alvarez e Sanchez* (1979) efetuaram estudos para definir a rede de monitoramento de áreas em diferentes graus de urbanização e propuseram metodologias baseadas em hidrogramas unitários. A rede resultante contém 12 pluviógrafos e 7 linigrafos. Os hidrogramas unitários encontrados manifestam de forma evidente as conseqüências da urbanização. A aplicação do

HU(1mm,30 min) a um chuva com período de retorno de 10 anos e 30 min de duração na área de Porto Alegre, mostrou que o incremento de 27% da área impermeável resulta num drástico aumento do pico e a concentração de volume superficial escoado num curto período de tempo.

Propondo uma solução para o problema de drenagem da cidade de Joinville/SC, onde a conjugação de precipitações de grande intensidade com a falta de capacidade da rede de drenagem, devida à urbanização e à influência da maré, causa freqüentes e importantes inundações, *Sanchez e Simões Lopes* (1981) apresentaram uma abordagem específica para a proteção contra enchentes do centro comercial da cidade através do uso de pequenos reservatórios de contenção de cheias. Inclui-se no esquema a transferência de descargas entre duas bacias e a criação de um 'polder' na área afetada, tendo em vista a eliminação do efeito da maré. O modelo IPH II (*Tucci et al.*, 1981) foi calibrado e usado para a simulação das vazões. São propostos cinco reservatórios nas bacias contribuintes, sendo que o único local propício para amortecimento de cheias fica na bacia do Rio Mathias; os demais, localizados na bacia do Rio Jaguarão, destinam-se controle das inundações existentes, além do amortecimento dos volumes devidos a urbanização.

*Machado e Righetto* (1981) apresentam um modelo distribuído para uso em hidrologia urbana. A parte urbana da bacia é representada por sub-bacias, sarjetas, galerias e um canal principal. Os processos simulados são: precipitação espacialmente variável, retenção superficial, infiltração, geração e propagação do escoamento. A infiltração é calculada com a forma integrada da equação de Horton. A retenção superficial adota um decaimento exponencial para o preenchimento das depressões. O escoamento superficial nas sub-bacias utiliza o método da onda cinemática, com o coeficiente de rugosidade de Manning definido por uma média harmônica entre o coeficiente da área permeável e da área impermeável. Os quarteirões são discretizados como sub-bacias e o escoamento é propagado pelas ruas da bacia, através de sarjetas ou sarjetas e galerias. A propagação nas sarjetas, galerias e canais também são simulados com o método da onda cinemática. O modelo foi testado na bacia urbana do Córrego do Gregório (15,6 Km<sup>2</sup>), São Carlos/SP, com nove eventos, conseguindo simular adequadamente o volume total, a vazão de pico, o tempo do pico e a forma dos hidrogramas, dentro de uma margem de erro considerada satisfatória (na maioria dos eventos o erro foi menor que 10%). Segundo os autores, *devido a falta de dados sobre infiltração e retenção superficial, foram utilizados valores recomendados pelo EPA.*

*Mota Jr* (1982) utilizou um modelo matemático composto pelo IPH II, para transformação chuva-vazão, mais o modelo de onda cinemática, para propagação da vazão em canal, buscando avaliar o efeito da urbanização na resposta de uma bacia hidrográfica. O Arroio Dilúvio foi o cenário utilizado para simulação do modelo, no trecho compreendido

entre os postos fluviográficos da Escola de Agronomia/UFRGS e da Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais-CPRM, correspondendo a uma área de 25 Km<sup>2</sup>. O limite do posto da CPRM, deve-se ao fato de existir remanso a jusante do mesmo e da impossibilidade do modelo da onda cinemática simular efeitos de jusante. Devido as condições de microclima apresentados na bacia do Dilúvio, o autor adotou o método das isoietas para cálculo da precipitação média em cada intervalo de tempo. O cenário de urbanização máxima do trecho em estudo foi baseado no Plano Diretor da cidade de Porto Alegre de 1980. *O autor estabeleceu uma relação entre densidade habitacional e taxa de áreas impermeáveis para simular a situação crítica de máxima urbanização.* A simulação nas condições críticas mostraram grandes alterações nos hidrogramas, confirmando o aumento do volume e pico da vazão, e a antecipação do tempo de pico.

*Jesus e Eiger (1983)* apresentaram um modelo para simulação de enchentes em bacias de córregos urbanos. O modelo é do tipo distribuído, permitindo levar em consideração a variabilidade espacial das chuvas e das principais características físicas da bacia. Em cada elemento da superfície, as perdas por infiltração são computadas pela equação integrada de Horton, admitindo-se o início do escoamento quando a lâmina excedente supera a altura equivalente de retenção. A vazão entre elementos é computada nas duas direções pela equação de Manning, admitindo-se a condição de regime quase-permanente. A propagação do escoamento em canal pode ser feito pelo modelo da onda cinemática ou da onda dinâmica, conforme a necessidade e restrições. O modelo foi aplicado na bacia do Ribeirão dos Meninos, São Paulo. A bacia de 103 Km<sup>2</sup> foi discretizada em elementos de 500 x 500 m. A ocupação do solo foi classificada em cinco tipos, conforme a fração de área impermeável. Utilizando somente o modelo da onda cinemática para escoamento em canal, o modelo foi ajustado a um evento e verificado em outros dois. Observou-se que o desempenho do modelo não foi tão satisfatório na verificação. Analisando a situação da bacia como se ela estivesse num estado pré-urbanizado nota-se um substancial abatimento nos hidrogramas.

Uma metodologia para a determinação do hidrograma unitário para bacias urbanas e suburbanas a partir de suas características físicas foi apresentada por *Sanchez e Simões Lopes (1984)*. Para o estudo utilizaram dados de 9 bacias urbanas e semi-urbanas de Porto Alegre/RS, Joinville/SC e São Carlos/SP. As características físicas utilizadas nas regressões foram a área da bacia contribuinte, porcentagem de área impermeável, comprimento do talvegue, declividade média da bacia, fator de transporte (capacidade de transporte do dreno principal). Os parâmetros representativos para a definição do H.U. foram: a vazão de pico, tempo de pico, as larguras do hidrograma a 25%, 50% e 75% da vazão máxima e o tempo de base. A equação da vazão de pico foi estabelecida para satisfazer a condição de igualdade dos

volumes precipitado e escoado, e os coeficientes de determinação ( $R^2$ ) das demais equações foram, respectivamente, 0,95, 0,88, 0,97, 0,97 e 0,98.

*Ide* (1984) monitorou a qualidade da água do escoamento superficial proveniente de uma pequena bacia (1,8 ha), com fluxo médio de veículos e 52% de área impermeável, dentro da cidade de Porto Alegre/RS. Sete eventos foram analisados e caracterizados.

*Simões Lopes e Sanchez* (1986) avaliaram o impacto hidrológico causado pela urbanização de uma bacia através do modelo RORB. O RORB caracteriza-se por ser um modelo não linear discretizado e de poucos parâmetros. Novamente, a bacia objeto de estudo foi o Arroio Dilúvio, sendo que a área de estudo refere-se ao trecho compreendido entre a barragem da Lomba do Sabão e o posto da CPRM (41,7 Km<sup>2</sup>), devido aos efeitos de remanso já citados (*Mota Jr.*, 1982). Os dois algoritmos principais são o de determinação de perdas e o de propagação. São consideradas as perdas iniciais e as perdas distribuídas durante os eventos, que pode ser constante ou proporcional a chuva. A propagação é realizada através do método de reservatório não-linear. Para caracterização dos efeitos da urbanização foi utilizado o modelo calibrado com a discretização de 8 sub-bacias, com seis eventos. O efeito da urbanização foi traduzido pelo aumento da taxa de impermeabilização, utilizada no cálculo do escoamento, levando em consideração a mesma relação obtida por *Mota Jr.* (1982). Os resultados indicaram uma elevação média dos picos de 88%, enquanto que os tempos de picos alteraram-se em somente dois eventos. No entanto, observou-se uma redução média de dois intervalos do tempo dos centróides dos hidrogramas. Como o modelo possibilita o uso de bacias de amortecimento, visando atenuar os efeitos da urbanização, uma simulação foi efetuada com a hipótese de dois reservatórios, resultando num efeito de amortecimento considerável dos picos nas áreas controladas diretamente pelo reservatório.

Em 1987, *Diaz* atualizou o trabalho de *Sanchez e Simões Lopes* (1984) utilizando dados de dezenove bacias urbanas e suburbanas brasileiras, estabeleceu regressões dos parâmetros que definem a forma do HU, com algumas características físicas das bacias. As equações de regressão foram feitas para a vazão de pico, tempo de pico, largura aos 25% da vazão de pico e largura aos 50% da vazão de pico. As características físicas consideradas nas regressões foram as mesmas do estudo anterior, porém o fator de transporte foi excluído devido a falta de informações das bacias adicionadas. O nível de correlação obtido foi bom, permitindo a estimativa do HU para bacias carentes de dados.

Englobando os problemas das inundações de áreas urbanas, notadamente nas pequenas bacias da Região Metropolitana de São Paulo, *Miranda et al.* (1987) apresenta uma metodologia que engloba aspectos de geomorfologia, uso do solo e drenagem, que se

constituem nos insumos básicos para a proposição de medidas de caráter preventivo e corretivo. A aplicação desta metodologia para a bacia hidrográfica do rio Cabuçu de Cima, na parte de drenagem resultou nos tradicionais procedimentos de medidas estruturais, como por exemplo a canalização da drenagem natural.

*Fendrich e Freitas* (1987) descreveram o Modelo Hidrológico Geral de Ven Te Chow com o objetivo de avaliar as enchentes urbanas. O modelo ajustado a um evento monitorado na bacia urbana do Rio Belém, na cidade de Curitiba/PR, mostrou bom desempenho. Analisando um número maior de eventos *Gomes e Fendrich* (1989) complementaram o trabalho anterior. Neste caso, o Modelo Hidrológico Geral de Ven Te Chow foi ajustado com cinco eventos e verificado com outros seis eventos. Os resultados indicaram que o modelo reproduziu de forma satisfatória os volumes escoados superficialmente. Os hidrogramas não foram bem representados. Os autores ressaltam que o modelo não sugere nenhuma relação direta com o grau de impermeabilização da bacia, sendo necessário uma avaliação dos parâmetros do modelo ao longo da série histórica dos dados.

*Tucci et al.* (1989) avaliaram o impacto da evolução urbana na Região Metropolitana de São Paulo-RMSP através do IPH IV. O IPH IV é um modelo hidrológico-hidrodinâmico, tendo o modelo IPH II para transformação chuva-vazão e o modelo hidrodinâmico com solução numérica das equações por um esquema implícito progressivo. Através de regressão múltipla, a taxa de impermeabilização foi relacionada com densidades demográficas, e ao ser comparada com a expressão obtida para Porto Alegre (*Mota Jr.*, 1982) apresentou a mesma tendência.

Buscando quantificar os efeitos da urbanização *Silva e Porto* (1991) utilizaram um modelo distribuído para transformação chuva-vazão, com a propagação em canal feito por um modelo hidrodinâmico. Após a calibração do modelo, simularam aumentos de 100 a 300% nas áreas urbanizadas de Mirandópolis e Lavinia, resultando em aumento da vazão de pico de 15 a 32 %. As variações foram consideradas pequenas, no entanto, tal fato se deve a ocupação urbana estar localizada na parte alta da bacia.

*Campana* (1992) desenvolveu uma metodologia para estimar a fração de áreas impermeáveis de uma bacia hidrográfica, a partir da classificação supervisionada de imagens digitais. A área de estudo foi uma sub-bacia do Arroio Dilúvio, Porto Alegre/RS.

As enchentes ocorridas em 28/1/79 e 14/2/93 na cidade de Bauru/SP foram analisadas por *Antonio* (1993). O evento de 28/1/79 acumulou 88,7 mm em três horas, com um pico de 12,5 mm em 5 minutos. O evento de 14/2/93 acumulou 37,6 mm em três horas, com um pico

de 14,4 mm. Em ambos os casos o solo estava numa condição bastante úmida. Apesar do evento mais recente ter um volume total bem inferior e um pico aproximado, a inundação verificada foi maior ou, no mínimo, igual a enchente de 1979. Segundo o autor, tal fato se deve ao crescimento urbano corrido até 1993, principalmente nas cabeceiras da bacia, de cerca de 50% em relação a ocupação urbana existente em 1979.

## **2.5 Considerações sobre os impactos da urbanização**

A descrição dos impactos da urbanização realizadas nos itens anteriores procurou, embora não esteja explicitado, enfatizar principalmente o enfoque de abordagem dos problemas hidrológicos em áreas urbanas e não as ferramentas específicas usadas. Pode-se observar que apesar de terem sido caracterizados dois sistemas de drenagem, micro e macrodrenagem, onde a microdrenagem exerce um papel fundamental para a harmonia nas áreas urbanas, muito poucos trabalhos tem sido realizados sobre esse sistema. Isso ocorreu porque no início dos estudos hidrológicos sobre urbanização, a preocupação básica era dimensionar o sistema de drenagem a nível macro, para evitar as enchentes. No entanto, mesmo depois, com o crescimento explosivo das cidades, os trabalhos direcionados a microdrenagem foram poucos devido a necessidade de uma descrição detalhada da área, o que implica no processamento de uma grande quantidade de informação. Resultado dessas condições, os modelos mais utilizados foram os estatísticos e os modelos chuva-vazão do tipo concentrado.

A partir da introdução dos computadores o problema de processar uma grande quantidade de dados foi resolvido e foi viabilizada a solução das equações de representação do escoamento através de métodos numéricos (e.g. modelo da onda cinemática e modelo hidrodinâmico), aumentando as fronteiras da modelagem matemática. Com isso, começaram a surgir trabalhos com enfoques mais discretizados. Porém se observa que a estrutura da maioria dos modelos mais discretizados manteve as formulações utilizadas pelos modelos concentrados. No caso específico da infiltração por exemplo, com raras exceções, equações como a de Horton continuaram a ser utilizadas. Não que essas formulações sejam inadequadas, mas acontece que os parâmetros dessas equações foram mantidos como parâmetros de ajuste dos modelos. Isto é, conceitualmente, não houve alteração de enfoque, apesar da mudança de escala de trabalho.

Os estudos realizados no Brasil não fogem das situações colocadas, porém tivemos um outro fator. No caso brasileiro foi necessário a verificação e a adequação dos modelos geralmente "importados", principalmente dos EUA. O que agrava a situação brasileira é a falta de parâmetros físicos da nossa realidade.

### 3. GERENCIAMENTO DAS ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS

Os sistemas usuais de gerenciamento das águas pluviais urbanas estão baseados no princípio de facilitar a saída da água da área urbana o mais rápido possível. Como consequência, o sistema de drenagem é dimensionado para uma vazão de pico de curta duração, tornando o sistema caro e subutilizado na maior parte do tempo. Outra situação é a conexão de novas áreas urbanas à antigas redes, caso comum na Europa. Para amenizar esses efeitos surgiram propostas alternativas para a drenagem urbana. Esses dispositivos baseiam-se principalmente no armazenamento e infiltração das águas pluviais. As opções de gerenciamento das águas pluviais, seguindo as características locais de uma área urbana, podem ser identificadas na figura 3.1.

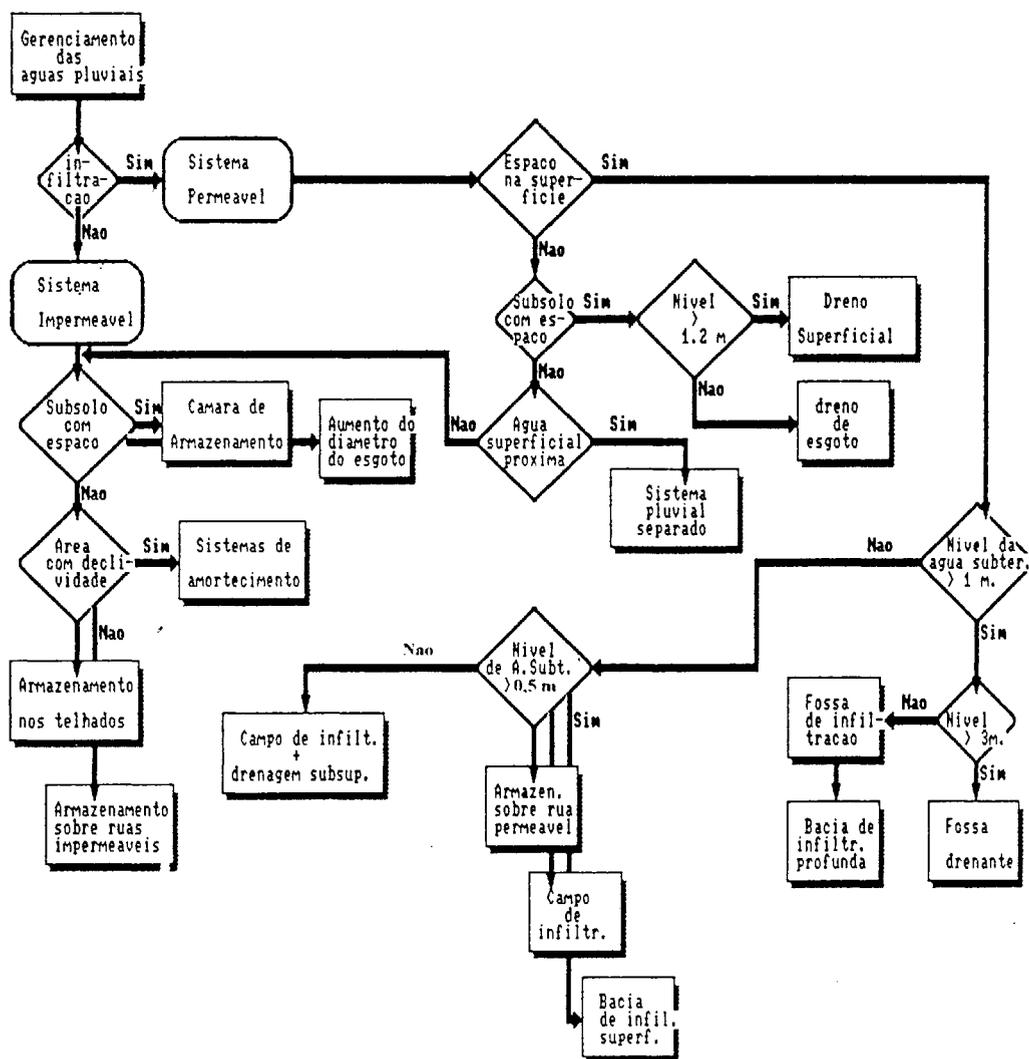


Figura 3.1 Fluxograma para definição de um sistema de gerenciamento das águas pluviais (Weijland et al., 1990)

## 4. DETERMINAÇÃO DA INFILTRAÇÃO EM ÁREAS URBANAS ATRAVÉS DE SIMULAÇÃO DE CHUVA

### 4.1 Métodos de estimativa de infiltração

– Dentro do ciclo hidrológico a infiltração é um dos principais processos. A impossibilidade do uso de índices ou de coeficientes associados a solos naturais, disponíveis de uma forma mais abundante na literatura hidrológica, ou então, o uso subjetivo dos mesmos, na hidrologia urbana é um fato comum. Uma das causas é o recente desenvolvimento de estudos em bacias urbanas, pois praticamente se desencadearam a partir da década de 70. O outro fator é a alteração do uso do solo, através da inserção de superfícies impermeáveis e da modificação das condições naturais do solo (aterro, compactação e mistura de materiais de diferentes granulometrias no solo), modificando o processo de separação do escoamento.

Além da estimativa dos parâmetros da infiltração com base na literatura, existe a possibilidade de amostragens de campo através de infiltrômetros.

Os infiltrômetros são instrumentos freqüentemente usados para intensificar a coleta de dados. Existem dois tipos predominantes: por inundação e por simulação de chuva. Os tamanhos e disposições variadas destes dois tipos dão resultados que raramente concordam em quantidades específicas medidas e ocasionalmente diferem da faixa relativa aos solos testados. Os riscos mais sérios no uso de infiltrômetros são provavelmente o escoamento lateral e as perturbações na instalação, tais como a fratura ou compactação do solo. Os infiltrômetros grandes do tipo aspersão com bordas úmidas dão resultados mais pertos daqueles obtidos pela análise de hidrogramas oriundos de chuva natural (*Toebes e Ouryvaev, 1970*).

#### 4.1.1 Infiltrômetros por inundação

Os infiltrômetros por inundação mais usados são de dois tipos: tubos e anéis concêntricos. Os tubos tem geralmente um diâmetro de 22,8 cm (9 polegadas) e 45,7 a 61 cm (18 a 24 polegadas) de comprimento. Esses tubos são introduzidos de 38 a 53,3 cm (15 a 21 polegadas) no solo. A água é aplicada através de buretas graduadas, mantendo uma coluna de água constante, sendo a taxa e quantidade infiltrada determinada por leitura das buretas em sucessivos intervalos de tempo.

Os anéis concêntricos consistem em dois anéis: um interno com 22,8 (9 polegadas) de diâmetro, sendo utilizado para determinar a taxa de infiltração; e o anel concêntrico externo de 35,6 (14 polegadas), inundado na mesma altura para diminuir os efeitos das bordas no anel

interior. Ao contrário dos tubos, os anéis são inseridos o mínimo necessário no solo. A água pode ser aplicada a uma altura constante e medida como nos tubos (Chow, 1964).

#### 4.1.2 Infiltrômetros por simulação de chuva

A chuva é geralmente simulada nestas unidades por anteparos com gotejadores ou por aspersores. Nas unidades descritas na literatura, a água vinda dos gotejadores é projetada para formar o tamanho de chuva desejado, em linha espaçadas de tal maneira a alcançar um padrão de distribuição adequado (Toebes e Ouryvaev, 1970).

Os infiltrômetros do tipo F usados nos U.S.A., incorporam aspersores que tem jato direcionado para cima, situando-se fora da parcela. Os aspersores são espaçados, inclinados e operados a uma pressão constante, de modo a obter um padrão de distribuição aceitável na parcela. A altura do jato é geralmente de somente 2 a 3 m e a velocidade terminal não é alcançada. Pode acomodar até sete aspersores em cada lado para altas intensidades numa parcela de 1,85 x 3,69 m, mais uma borda úmida de 0,7 m de largura.

O maior e mais complicado simulador foi apresentado por Hermsmeier (1965), citado por Toebes e Ouryvaev (1970), e utilizado para estudos de erosão do solo. Intensidades de chuva de 3,18, 6,25 e 12,73 cm/h podem ser obtidas. Energias do impacto, o número e tamanho das gotas simuladas aproximam-se das chuvas naturais. Uma unidade cobre um comprimento efetivo de 5 m e cada unidade, que pode ser adicionada, incrementa outros 6,15 m no comprimento da parcela. A largura das unidades pode ser superior a 4,3 m. Pequenas canaletas são colocadas diagonalmente através do declive para determinar a quantidade de água aplicada a parcela e o escoamento é medido em uma canaleta, com um registrador flutuante localizado na saída da parcela.

Desenvolvido por Swanson et al (1965), citado por Castro (1992), o simulador rotatório montado num reboque pode ser facilmente transportado. Sua base foi um equipamento comercial de irrigação de braços rotativos de 8 m de comprimento, acoplados numa haste central, pela qual a água é conduzida para os braços.

Uma pequena unidade, o infiltrômetro Purdue, utiliza aspersores direcionados para baixo, de uma altura de 2 ou 3 m, sobre uma parcela de 1,175 m<sup>2</sup>. Três aspersores possibilitam chuvas com intensidades aproximadas de 6,35, 8,25 ou 11,43 cm/h. O escoamento é medido em um tanque coletor.

O simulador portátil desenvolvido pelo United States Geological Survey para medição em pequenas parcelas de solos não alterados e em lugares inacessíveis a veículos, necessita de reduzidas quantidades de água, 4,5 ou 9 litros por medição.

Os infiltrômetros baseiam-se em testes de calibragens das intensidades de chuva pré ou pós simulação, por meio de uma superfície impermeável colocada acima da parcela em estudo, observando-se uma pressão padrão para assegurar o equilíbrio do escoamento. Com o uso de infiltrômetros com aspersores, condições aproximadas às chuvas devem ser criadas. Ambas capacidade de infiltração e retenção superficial dependem da intensidade e duração da chuva e da umidade inicial do solo.

Em pequenas parcelas (0,1 - 10 m<sup>2</sup>) os infiltrômetros por simulação com aspersores asseguram a irrigação de toda a área com uma dada intensidade de chuva e energia cinética das gotas, sendo neste caso possível mudar a intensidade da chuva durante o experimento. Por outro lado, em grandes áreas (até 500 m<sup>2</sup>), o uso de instalações industriais de irrigação, não assegura a aspersão regular em toda área e, a intensidade da chuva e energia cinética são constantes.

O uso de instalações de aspersão em parcelas de 1-5 m<sup>2</sup> são consideradas mais econômicas e efetivas. Experimentos de estimativa da capacidade de infiltração em parcelas de 1 m<sup>2</sup> ou mais devem incluir regulares amostragens da umidade do solo até uma profundidade de 1,5-2 m, para estabelecer as condições iniciais e finais da umidade e a profundidade da frente úmida abaixo da superfície( *Toebes e Ouryvaev, 1970*).

Quatro tipos de simuladores de chuva são descritos e avaliados por *Guerrant et al.* (1990): Modular (M1), tipo F (M2), Aspersor de impacto (M3) e Aspersor de impacto com lata (M4). Foram estudadas três declividades (0-15, 15-30, >30%) e quatro tipos de parcelas (solo natural com manto [P1], solo natural sem manto [P2], solo perturbado com manto [P3] e solo perturbado sem manto [P4] ). Os métodos de simulação M1 e M4 produziram resultados estatisticamente similares, assim como M2 e M3, que apresentaram taxas de infiltração menores. O tipo M1 foi considerado mais prático para a região de estudo em função de sua flexibilidade, baixo consumo de água e relativa facilidade de operação em locais de difícil acessibilidade.

*Arruda* (1984) utilizou um infiltrômetro por aspersão com uma área de 4 x 5 m, delimitada por chapas metálicas cravadas 10 cm no solo. A chuva simulada era medida através de canaletas interiores a área de simulação. Foram determinados a taxa final de escoamento, o armazenamento na superfície e a retenção superficial em três diferentes tipos de solo próximos

à Represa do Lobo, São Carlos/SP. O autor verificou o ajuste de quatro equações de infiltração aos dados obtidos com as simulações de chuva.

Dois experimentos de infiltração foram efetuados por *Touma e Albergel* (1992) em duas parcelas de 1 m<sup>2</sup>, cada uma equipada com um tubo de acesso para sonda de nêutrons e tensiômetros. Uma infiltração foi feita com altura de água constante na superfície do solo e a outra com simulador de chuva. A ordem dos experimentos foram reversos nas duas parcelas, isto é, na primeira parcela, a simulação de chuva precedia a infiltração com carga constante, enquanto que na segunda parcela a infiltração com carga constante ocorria antes da simulação de chuva. Para cada parcela, as relações da pressão da água e da condutividade hidráulica versus umidade foram determinadas para ambos os experimentos para vários horizontes do perfil do solo. Observa-se que a faixa de dados obtidos do infiltrômetro duplo anel utilizado é muito maior do que a do simulador de chuva. Tal fato se deve, provavelmente ao "sealing" da superfície durante a simulação de chuva. Esse efeito pode subestimar a umidade do solo nas camadas superiores solo em até 20% e a condutividade hidráulica saturada em uma ordem de magnitude. *Parece então que para solos suscetíveis ao selamento o infiltrômetro duplo anel é mais adequado para determinar as propriedades hidrológicas do solo, muito embora a simulação de chuva é essencial para estudar a capacidade de infiltração e o escoamento*

*Bhardwaj e Singh* (1992) apresenta um simulador de chuva de baixo custo, simples e facilmente transportado. O simulador permite uma grande faixa de intensidades de chuva. Os testes de campo realizados mostraram bons resultados. Medições de infiltração foram efetuadas em parcelas de pastagens, terras cultivadas e solo nus com o simulador de chuva e um infiltrômetro de duplo anel. As taxas de infiltração obtidas com o infiltrômetro de duplo anel foram de duas a três vezes maiores que o simulador de chuva. Isso se deve a carga de água constante mantida na superfície do solo e a ausência do efeito do impacto das gotas.

O simulador de chuva concebido por *Asseline e Valentin* (1978), também chamado de "minissimulador", consiste de uma torre de forma piramidal de quase 4 metros de altura, na qual um sistema de aspersão com movimento pendular simula chuva sobre uma superfície delimitada por uma parcela de 1 m<sup>2</sup>. O simulador de chuva proposto por *Asseline e Valentin* (1978) foi trazido para o Brasil pelo ORSTOM (Instituto Francês de Pesquisa Científica pelo Desenvolvimento em Cooperação) e desde então vários trabalhos foram realizados com o uso do simulador, entre os quais estão *Molinier* (1985), *Molinier et al.* (1987), *Molinier et al.* (1989), *Silveira e Chevallier* (1991), *Semmelmann et al.* (1991), *Montenegro e Silans* (1991), *Castro* (1992). Esse simulador foi utilizado no presente trabalho, sendo descrito em delhates no item 4.3.1.

## 4.2 Determinação da infiltração em áreas urbanas: a experiência internacional

Utilizando um infiltrômetro por inundação, 70 medições de taxas de infiltração de diferentes tipos de uso do solo em três áreas urbanas de Tóquio foram realizadas por *Ando et al.* (1984). O infiltrômetro consiste de dois anéis concêntricos, de 30 e 45 cm, abastecidos por um tanque de Mariotte. Os resultados estão na tabela 4.1.

Tabela 4.1 Taxa de infiltração final para vários tipo de uso do solo (*Ando et al.*, 1984)

Uso do solo	Taxa final de infiltração $i_f$ (mm/h)				
	muito baixa $i_f < 10$	baixa $10 < i_f < 50$	média $50 < i_f < 100$	alta $100 < i_f < 200$	muito alta $i_f > 200$
Floresta					4
Campo					6
Campos de frutíferas					6
Jardim		1	2	2	7
Gramados	1	3	1		3
Jardim gramado	2	3		1	5
Área aberta em parques			3		
Área aberta em jardim		4			
Áreas esportivas	8				
Terras abertas p/residência	3				

O número interno da tabela indica a quantidade de ensaios para o correspondente uso do solo dentro da mesma faixa de infiltração final. Segundo os autores, a variação da taxa final de infiltração para jardim, gramados e jardim gramado são considerados como resultado da compactação devido ao tráfego de máquinas.

*Ando et al.* (1993) utilizaram a simulação de chuva para determinar a taxa de infiltração final em jardins e áreas esportivas na bacia do Rio Yabata, Tóquio, Japão. Os valores médios da taxa de infiltração final dos jardins e áreas esportivas foram, respectivamente, 11,3 mm/h e 3,8 mm/h. O simulador de chuva desenvolvido e utilizado pelos autores pode produzir chuvas com intensidades de 10 a 100 mm/h, sendo a área de simulação de 1 m<sup>2</sup>. Com base nas taxas de infiltração final e na perdas iniciais, os autores determinam a chuva efetiva para entrada do modelo da onda cinemática. A rugosidade equivalente foi obtida por tentativa e erro dos hidrogramas medidos. A comparação do modelo com eventos observados indicaram erro relativo de 20% no volume total e 7% na vazão de pico para a parte alta da bacia, 7% no volume total e 11% na vazão de pico para a parte baixa da bacia.

Medições de infiltração foram efetuadas num estacionamento de 0,7 ha, em três diferentes tipos de pavimentos: tijolos quadrados (0,2x0,2x0,08 m), tijolos (0,2x0,1x0,07 m) e blocos de concreto (0,5x0,5x0,06 m). Para isso, um infiltrômetro especial foi desenvolvido por *Dam e Ven* (1984), constituindo-se de um tonel vedado lateralmente, com uma garrafa invertida no interior mantendo a água em um nível constante de 1 cm. No total, 20 ensaios foram efetuados, variando a duração de 1 a 6 horas. A infiltração média dos experimentos foi de 13 mm/h, com máximo de 29 mm/h e mínimo de 6 mm/h. Na avaliação das diferenças dos resultados, a evaporação foi desprezada, o umedecimento dos pavimentos foi identificado, a infiltração horizontal foi corrigida e, por último, as medições foram corrigidas em função da relação da área de junta de cada pavimento com a área média das juntas do estacionamento. Algumas equações de infiltração empíricas foram ajustadas aos dados medidos e apresentaram um coeficiente de correlação superior a 0,96, sendo que o melhor ajuste foi obtido com a equação de Hillel e Gardner:  $I_{ac} = (at + b)^{1/2} - c$ ; seguida pela equação de Philip:  $I_{ac} = a t^{1/2} + b t$ , onde  $I_{ac}$  = infiltração acumulada; t = tempo; a, b e c = parâmetros de ajuste dos modelos. Segundo os autores, utilizando a infiltração média de 7,4 mm/h, obtida pela ponderação da área de cada pavimento ensaiado, a vazão de descarga de projeto da Holanda para estacionamentos poderia ser reduzida, no mínimo, pela metade.

*Jonasson* (1984) discutiu os problemas de obter a "verdadeira", confiável e representativa medição da capacidade de infiltração e condutividade hidráulica para o dimensionamento de sistemas de infiltração, analisando os dados obtidos com infiltrômetros por inundação de 38,5 e 15 cm de diâmetro. Segundo o autor, o infiltrômetro maior proporciona um valor médio de uma certa área, estando suscetível a menores variações. O parâmetro de projeto utilizado pelo autor para sistemas de infiltração é a taxa final de infiltração do infiltrômetro, que normalmente é menor que a condutividade hidráulica saturada, devido a presença do ar no interior do solo. Segundo o autor, a variabilidade espacial da capacidade de infiltração tem uma distribuição log-normal.

Buscando esclarecer os mecanismos do aumento do escoamento da chuva devido a urbanização *Oka* (1993) analisou o efeito do manto natural e dos macro poros do solo. A existência de macro poros se deve às raízes, animais e fraturamento do solo. Para caracterizar o efeito dos macro poros, ensaios de infiltração foram realizados com simulador de chuva em encostas naturais e urbanizadas. Nas encostas naturais a taxa de infiltração foi muito maior que o valor derivado da condutividade hidráulica da superfície do solo, conseqüência da existência do manto natural e dos macro poros. Por outro lado, a taxa de infiltração de solos em áreas urbanas resultou quase igual aos valores derivados da teoria do escoamento da água em solo não saturado, desaparecendo o efeito dos macro poros. Para simular o escoamento nas encostas naturais um modelo foi construído considerando escoamento superficial, escoamento

sub-superficial e escoamento subterrâneo rápido (macro poros) e lento (solo sem macro poros). O modelo das áreas urbanizadas foi construído com escoamento superficial (onda cinemática) e escoamento subterrâneo lento. Ambos os modelos se mostraram aplicáveis.

Algumas cidades da África do Oeste foram objeto de estudo de *Bouvier* (1990), onde o escoamento é grandemente influenciado pela contribuição superficial de solo naturais. Para caracterizar essas superfícies foram realizadas simulações de chuva com o simulador de *Asseline e Valentin* (1978). Os resultados indicaram que os solos com vegetação e os solos arenosos nus da faixa litorânea não produzem escoamento, os solos areno-argilosos apresentaram coeficientes médios de escoamento elevados, variando de 50 a 94% conforme condição de umidade e a região.

### 4.3 A simulação de chuva em superfícies urbanas brasileiras

Diante da falta de dados característicos de áreas urbanas brasileiras, buscou-se estabelecer curvas de infiltração e escoamento de superfícies típicas da cidade de Porto Alegre/RS através do uso da simulação de chuva.

A utilização do simulador de chuva é justificada pela disponibilidade do aparelho no Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) e pelas qualidades apontadas anteriormente (item 4.1.2), ou sejam:

- condições aproximadas das chuvas naturais são obtidas;
- chuvas de intensidades variadas podem ser simuladas;
- facilidades de instalação e operação do sistema;
- as instalações em parcelas de 1-5 m<sup>2</sup> são consideradas mais econômicas e efetivas.

#### 4.3.1 O aparelho simulador de chuva

O aparelho utilizado é o simulador de chuva proposto inicialmente por *Asseline e Valentin* (1978), trazido para o IPH pelo ORSTOM (Instituto Francês de Pesquisa Científica pelo Desenvolvimento em Cooperação) numa versão atualizada (figura 4.1 e figura 4.19), sendo descrito dessa forma por *Silveira e Chevallier* (1991):

"A chuva é simulada por bombeamento de uma vazão constante até um aspersor fixado a um braço, cujo movimento pendular define a magnitude da superfície molhada. Quanto maior o ângulo do movimento pendular maior a superfície irrigada e menor a quantidade de água que precipita dentro da parcela alvo de 1 m<sup>2</sup>, para um dado intervalo de tempo. Portanto, variando-se o ângulo do

movimento pendular do aspersor pode-se variar a intensidade da chuva aspergida. As intensidades alcançadas ficam na faixa de 30 a 150 mm/h.

Na versão atual do simulador é utilizado um dispositivo de aspersão especialmente projetado para gerar com precisão mecânica o movimento pendular. O controle é feito por microprocessadores eletrônicos, eliminando os problemas inerentes ao sistema puramente mecânico dos aparelhos iniciais que utilizavam motores análogos aos de limpadores de pára-brisa. Nos aparelhos atuais as mudanças de ângulo, isto é, das intensidades de precipitação, são praticamente instantâneas, podendo inclusive serem programadas *a priori*. É possível estabelecer até 10 ângulos e respectivas durações no funcionamento automático.

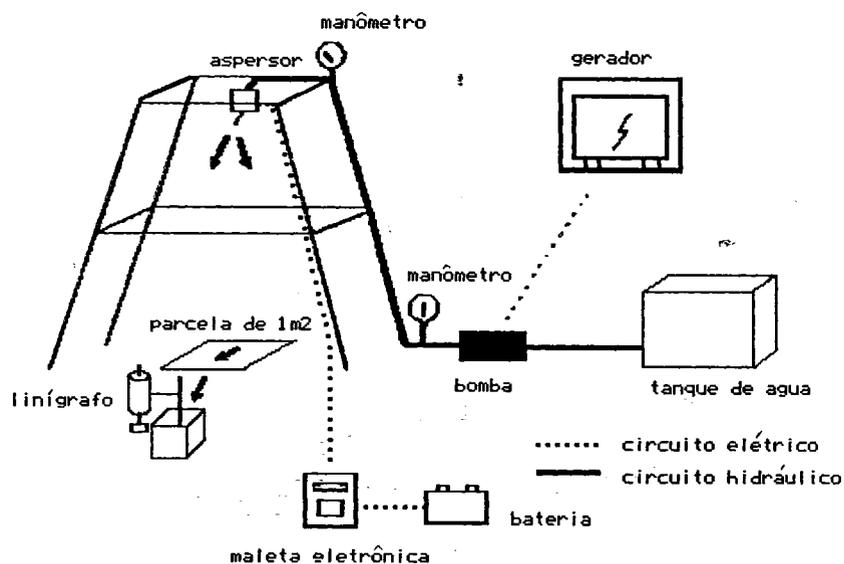


Figura 4.1 Esquema de funcionamento do simulador de chuvas  
(Silveira e Chevallier, 1991)

Para realizar a simulação de chuva no campo o dispositivo de aspersão é fixado no topo de uma torre metálica, com a forma de um tronco de pirâmide, de aproximadamente 4 m de altura. As quatro faces laterais da torre são cobertas com tecido resistente para minimizar ao máximo o efeito do vento sobre o jato do aspersor. O circuito hidráulico empregado é composto de uma bomba elétrica, alimentada por mangueiras e um tonel de água, que bombeia através de outro conjunto de mangueiras até o aspersor. Dois manômetros, um colocado logo a jusante da bomba elétrica e outro no alto da torre, servem para controlar a

pressão, que deve ser constante e compatível com a vazão do aspersor. A energia para a bomba elétrica é fornecida por um gerador à gasolina.

O dispositivo pendular de aspersão no topo da torre é conectado por um cabo elétrico a uma maleta onde estão alojados os microprocessadores eletrônicos e o teclado de controle e programação. A energia para este sistema eletrônico é obtida de uma bateria de automóvel.

Para realizar as medições na parcela de  $1 \text{ m}^2$  de solo, esta é isolada por um quadro metálico vazado, cravado 5 cm. No lado que recebe o fluxo de escoamento superficial há pequenos furos (que devem estar posicionados ao nível do terreno) pelos quais a água atinge uma calha coletora que reúne todo o fluxo e o remete, por um tubo, à cuba do linígrafo. A cuba é um recipiente metálico enterrado no solo cuja finalidade é permitir a leitura do volume escoado superficialmente, ao longo do tempo, por um linígrafo de bóia especial. Com uma boca retangular de  $1.000 \text{ cm}^2$ , cada centímetro de subida do nível da água na cuba representa na realidade um milímetro de escoamento superficial na parcela de  $1 \text{ m}^2$ .

O linígrafo registra o escoamento acumulado na cuba num tambor cilíndrico cuja rotação é produzida por um mecanismo de relojoaria de alta velocidade (6,4 mm por minuto), com uma redução de 1:1. A declividade do diagrama registrado no papel dá a intensidade do escoamento superficial."

Como as áreas urbanas são caracterizadas por terem o solo coberto com alguma estrutura antrópica (e.g. telhados, calçadas, ruas pavimentadas) e por existir uma infraestrutura disponível (energia elétrica e água canalizada), algumas mudanças no sistema de simulação de chuva ocorreram. A alimentação da bomba elétrica passou a ser da rede elétrica, eliminando o gerador de energia, e o tonel de água foi substituído pela ligação direta à rede de abastecimento. As duas alterações resultaram em efeitos positivos, pois a pressão, que está relacionada com a vazão do aspersor, tornou-se mais estável, proporcionando assim um melhor controle dos experimentos.

A construção de um novo tipo de quadro metálico vazado foi necessário devido ao revestimento do solo. Em superfícies pavimentadas não é possível cravar o quadro metálico como acontecia nos experimentos sobre o solo descoberto. Para solucionar esse problema, a face do quadro metálico que recebe o escoamento superficial foi modificada. Em vez dos furos de passagem do escoamento, um rasgo de 2 cm de altura em quase toda extensão da face foi aberto. Essa face foi fixada ao resto da estrutura por meio de parafusos que permitem o

movimento vertical para ajustar a calha coletora do escoamento com a superfície do pavimento (figura 4.2). As demais faces tiveram a altura reduzida a 6 cm, com a cantoneira de reforço colocada na base da face para aumentar a área de contato entre a superfície do revestimento e o quadro metálico vazado, permitindo uma vedação melhor. As três faces estão soldadas formando uma peça única, na qual é afixada a face coletora do escoamento (figura 4.3).

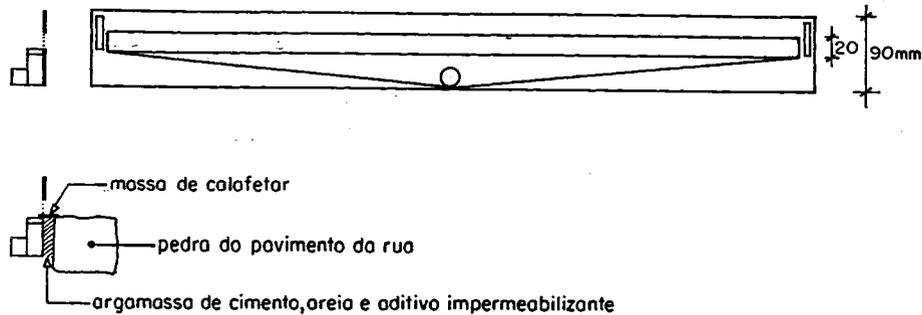


Figura 4.2 Face coletora do escoamento do quadro metálico para superfícies revestidas

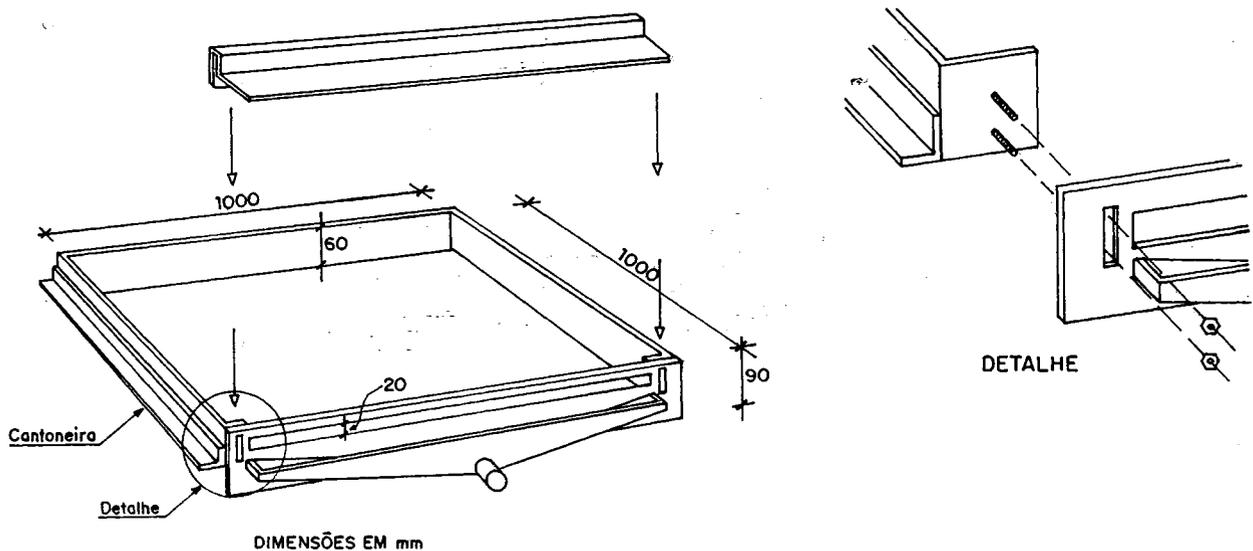


Figura 4.3 Quadro metálico para superfícies revestidas

#### 4.3.2 A chuva para simulação

Os experimentos com simulador de chuva necessitam preliminarmente da definição da precipitação a ser utilizada. Essa precipitação deve ser representativa das condições climáticas do local e do objetivo da simulação.

As precipitações frequentes, de curta duração e alta intensidade são as mais relevantes em áreas urbanas porque os tempos de escoamento superficial são muito pequenos e o

escoamento canalizado muito rápido. O trabalho utiliza esse tipo de chuva, sob forma de chuva de projeto, tipicamente usada para dimensionamento da microdrenagem urbana.

O tempo de retorno, definido como o inverso da probabilidade de um determinado evento ser igualado ou excedido é um dos parâmetros de análise da precipitação a ser adotada. O tempo de retorno reflete o grau de proteção conferido a população e ao sistema urbano. O método de dimensionamento exigido pelo órgão fiscalizador de projetos, Departamento de Esgotos Pluviais da Prefeitura Municipal de Porto Alegre-DEP/PMPA, é o Método Racional, que admite a vazão resultante ter o mesmo tempo de retorno da precipitação. Os tempos de retorno recomendados para a microdrenagem de áreas urbanas vão de 2 a 10 anos de tempo de retorno (*Wright-McLaughlin Engineers*, 1969, *Sanchez*, 1987, Porto et al., apud *Tucci*, 1993, cap. 21). Em Porto Alegre, o tempo de retorno indicado pelo DEP/PMPA para a microdrenagem é de 5 anos. Então, como o trabalho busca retratar a situação de uma área urbana dentro de Porto Alegre, adotou-se o tempo de retorno de 5 anos, conforme o DEP/PMPA.

O outro parâmetro utilizado para a obtenção da precipitação de simulação é a duração. Normalmente se considera a duração da chuva como igual ao tempo de concentração da área em estudo. Uma das opções para obtenção do tempo de concentração é a estimativa através de fórmulas que levem em consideração parâmetros físicos. A outra maneira é a realização de uma simulação de chuva preliminar por um certo tempo, verificando-se em que momento o escoamento entra na fase de regime permanente. No caso da chuva de projeto de drenagem urbana é necessário definir a duração mínima da chuva. Essa consideração é utilizada quando se aplica o método Racional e adota-se o tempo inicial de 10 minutos. Por exemplo, o *DEP/PMPA*(1992) faz a seguinte orientação: "Quando não existirem contribuições externas e a área contribuinte for, no máximo, 1(um) ha e a declividade média menor ou igual a 0,02 m/m, o tempo de concentração inicial adotado é de 10(dez) minutos". Isso se deve ao fato da intensidade da precipitação aumentar consideravelmente com a diminuição da duração e, em consequência, resultar num superdimensionamento da rede de drenagem. Outra restrição do uso de curtas durações, menores de 10 minutos, é a quase inexistência de dados de chuvas monitorados com uma discretização de tempo adequada.

Com o tempo de retorno e a duração desejada, a intensidade da precipitação pode ser obtida através de curvas de intensidade-duração-freqüência (i-d-f). As curvas i-d-f, de um modo geral, apresentam uma família de curvas para vários tempos de retorno, côncavas, assintóticas aos eixos coordenados; tendo no eixo X a duração da chuva e no eixo Y, as intensidades de chuvas. Entrando com o tempo de retorno e a duração da chuva, obtém-se a intensidade correspondente.

DEP/PMPA (1992) apresenta quatro curvas i-d-f para o cálculo da intensidade máxima da precipitação dos projetos de drenagem pluvial na cidade de Porto Alegre. A curva a ser utilizada é definida em função do zoneamento em que a rede de drenagem está localizada, devido às diferenças dos valores de precipitação resultante de cada curva (ver tabela 4.2).

Tabela 4.2 Curvas i-d-f de Porto Alegre/RS

Posto	$i$ [mm/h]	Período dos dados	Resolução temporal do aparelho [min]	$i$ [mm/h] Tr=5 anos td= 10 min
Aeroporto	$\frac{748,342 \cdot Tr^{0,191}}{(td + 10)^{0,803}}$	1973-1989	60	92
8° DISME	$\frac{2491,782 \cdot Tr^{0,192}}{(td + 16)^{1,021}}$	1974-1982, 1985-1989	10	122
IPH	$\frac{509,859 \cdot Tr^{0,196}}{(td + 10)^{0,72}}$	1964-1983	30	81
Redenção	$\frac{1265,67 \cdot Tr^{0,052}}{(td + 12)^m}$ onde $m = \frac{0,88}{Tr^{0,05}}$	1940-1972	10	112

Tr = tempo de retorno [anos]; td = duração [min]

Quando a duração da chuva é pequena, a intensidade é constante. Porém, quando os tempos são maiores se utiliza o hietograma de projeto obtido pelo Método de Chicago. Diaz (1987) estudando os dados do posto IPH em Porto Alegre determinou  $\gamma = 0,37$ , para um tempo de retorno de 5 anos, que passa a ser adotado para o cálculo do hietograma de projeto.

No caso da parcelas em superfícies urbanas, dados de parâmetros físicos são raros e o uso de fórmulas do tempo de concentração se torna inviável. O procedimento para definição do tempo de duração da chuva passa então pela realização da simulação de chuva preliminar até o escoamento atingir o equilíbrio, estabelecendo a duração da precipitação de simulação. Esse procedimento é descrito no item 4.4.2.1, onde se fixou a duração da chuva em 10 minutos.

#### 4.3.3 Determinação da Umidade do Solo através do Uso de Sonda de Nêutrons

Experimentos de estimativa da capacidade de infiltração em parcelas de 1 m<sup>2</sup> ou mais devem incluir regulares amostragens da umidade do solo até uma profundidade de 1,5-2 m, para estabelecer as condições iniciais e finais da umidade e a profundidade da frente úmida abaixo da superfície (Toebes e Ouryvaev, 1970).

Neste trabalho a sonda de nêutrons tipo I.H. III foi utilizada para medições de umidade do solo nos eventos de chuva simulados para obtenção de curvas de infiltração em áreas urbanas. O material radiativo da sonda I.H. III é composto de 1,85 GBq - Am.Be.

O princípio de operação das sondas baseia-se na emissão de nêutrons de alta energia, que colidem com núcleos de outros elementos no solo, principalmente hidrogênio. Estas colisões reduzem a energia dos nêutrons emitidos e provocam uma mudança de direção no movimento dos mesmos. Alguns nêutrons termalizados retornam para o local de onde foram emitidos sendo detectados. Os nêutrons termalizados por núcleos de hidrogênio refletem o conteúdo de água no solo (*Beltrame e Taylor, 1980*).

Para efetuar as medições com a sonda de nêutrons é necessário permitir a sua entrada no perfil de solo através de um tubo enterrado verticalmente no solo. O equipamento necessário para instalação do tubo de acesso da sonda consiste em:

- um tubo guia, utilizado para fazer o buraco para a sonda, que permita a passagem do tubo de acesso sem permitir movimento lateral; isto é, após retirado o tubo guia, o tubo de acesso deve entrar "justo", sendo prática usual passar um pouco de graxa, ou outro material lubrificante, para facilitar a passagem do tubo de acesso, e também do tubo guia;
- um trado para retirar o solo de dentro do tubo guia, pois a medida que o tubo vai sendo cravado o solo entra no tubo guia, devendo ser retirado para facilitar a descida do mesmo;
- uma marreta para cravação do tubo guia. Esta consiste em uma haste que percorre dentro do tubo guia com um peso na parte superior;
- base de proteção para evitar a compactação do solo;

O tubo de acesso tem comprimento variável, dependendo do tipo de estudo que se realiza. No entanto, o tubo deve estar hermeticamente vedado na parte inferior e coberto na parte superior, evitando assim a entrada de água.

Nos experimentos de simulação de chuva, o tubo de acesso utilizado foi de alumínio com 44mm de diâmetro e 1,5 mm de espessura, instalado a alguns centímetros de uma face do quadro metálico vazado, de maneira que não fosse alterada a superfície do interior da parcela.

Para relacionar a leitura da sonda de nêutrons com a umidade no solo correspondente, deve-se estabelecer uma curva de calibração, obtida através de uma regressão linear. A curva de calibração tem a seguinte forma:

$$MVF = G \frac{R}{R_A} + K$$

onde  $MVF$  = fração da umidade volumétrica do solo;  $R$  = taxa de contagem medida com a sonda;  $R_A$  = taxa de contagem padrão;  $G$  e  $K$  = coeficiente da regressão.

A taxa de contagem padrão  $R_A$  da sonda de nêutrons necessita ser calibrada na água sempre que se vá tomar leituras de umidade do solo. A água é utilizada por ser um material química e fisicamente estável, e por ser o material que contém mais hidrogênio por unidade de volume (*Beltrame e Taylor, 1980*). Para calibração na água foi utilizado um tambor de 200 litros, com um suporte no meio para equilibrar o tubo de acesso de alumínio, efetuando-se 10 leituras com o tempo de 64 segundos para obter a média, que corresponderá a contagem padrão da sonda. O valor médio  $R_A$  obtido foi igual a 905 contagens.

Os valores de  $MVF$  são analisados a partir de amostras indeformadas de solo. As amostras indeformadas do solo foram retiradas a 1 m de distância do tubo de acesso, para não alterar as condições do solo próximo ao quadro metálico e para instalar a cuba de medição da simulação de chuva no mesmo buraco da coleta das amostras. Três amostras indeformadas foram retiradas a cada 10 cm, a partir dos 15 cm de profundidade. Iniciou-se nos 15 cm devido às restrições da sonda em medir a umidade nas proximidades da superfície (*Beltrame e Taylor, 1980*).

Depois de retiradas as amostras, elas são pesadas numa balança de precisão e colocadas para saturação. Nova pesagem após a saturação e as amostras são levadas ao forno a 105° C, durante 24 horas. Uma última pesagem é realizada com a amostra seca, podendo-se então obter a umidade gravimétrica e volumétrica, e a densidade do solo.

Durante a escavação do buraco para o tubo de acesso foram retiradas amostras do solo para avaliar a umidade gravimétrica e para construir a curva granulométrica. O solo, além da curva granulométrica, também foi caracterizado pela textura segundo a classificação do USDA, através do método do hidrômetro (*Cauduro e Dorfman, 1990*).

#### **4.3.4 A obtenção da curva de infiltração**

A infiltração é a passagem da água da superfície para o interior do solo. Portanto, é um processo que depende fundamentalmente da disponibilidade de água para infiltrar, da natureza do solo, do estado da sua superfície e das quantidades de água e ar, inicialmente presentes no solo (*Silveira et al., apud Tucci (1993), cap. 9*).

O simulador de chuva tem como característica proporcionar o controle das entradas e saídas na parcela de 1 m<sup>2</sup>, isto é, a quantidade de água aspergida e o volume de água coletada

na cuba com linígrafo. A intensidade da chuva simulada por um certo ângulo é calibrada com um ensaio de chuva sobre uma parcela impermeável colocada sobre o quadro metálico, antes ou após a simulação de chuva. Em geral, a calibração tem uma duração menor que a simulação. A intensidade da chuva simulada é obtida então, pela declividade da reta do linígrama, pois o linígrafo registra o escoamento acumulado ao longo do tempo. Isto é, a intensidade é igual a lâmina escoada dividida pelo tempo de duração da calibração.

Conhecida a intensidade de chuva e a lâmina escoada por unidade de tempo, a diferença entre as duas fornece a quantidade de água infiltrada na superfície ensaiada, ou seja, efetua-se o balanço hídrico na parcela de  $1 \text{ m}^2$ .

O hidrograma e as fases características dos ensaios com o simulador de chuva são apresentados na figura 4.4.

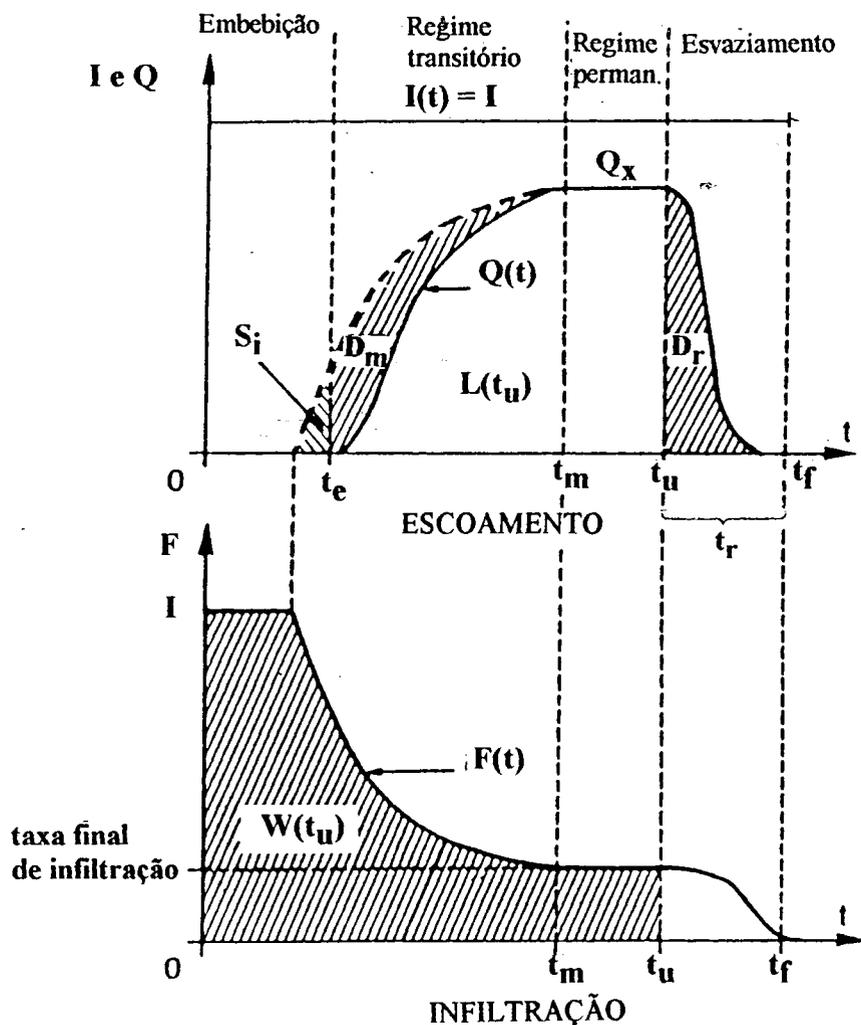


Figura 4.4 O hidrograma e as fases características resultantes de uma chuva constante (Bouvier, 1990)

Os principais termos do balanço hídrico identificados são os seguintes:

- a altura de chuva acumulada  $P(t)$ , correspondente a intensidade de chuva  $I$ ;
- a lâmina total escoada  $L(t)$ , correspondente a intensidade de escoamento  $Q(t)$ ;
- a lâmina total infiltrada  $W(t)$ , correspondente a intensidade de infiltração  $F(t)$ ;
- a lâmina de água armazenada na superfície da parcela  $S(t)$ . Esta parte pode ser considerada como a soma do escoamento de água retida nas depressões da superfície  $S_i(t)$ , e a altura média da lâmina de escoamento em movimento na superfície da parcela  $D_m(t)$ .

Uma vez que se tenha uma precipitação constante suficientemente longa, como representada na figura 4.4, o hidrograma tem quatro fases características (Bouvier, 1990):

#### 1. Fase de embebição

No início da chuva o escoamento é nulo até uma duração  $t_e$ . Até esse tempo, as perdas são iguais ao volume de chuva e são constituídas do preenchimento das depressões naturais do solo e do volume infiltrado.

#### 2. Regime transitório

Essa fase se desenvolve até o tempo  $t_m$ . Nela os valores da intensidade do escoamento  $Q(t)$  são resultantes da superposição de três fenômenos: diminuição contínua da intensidade de infiltração  $F(t)$ ; aumento da altura média da lâmina de água em movimento na superfície da parcela  $D_m(t)$ ; e aumento do armazenamento nas poças  $S_i(t)$ .

#### 3. Regime permanente

No instante  $t_m$  que marca o fim do regime transitório, o escoamento se estabiliza em um valor constante  $Q_x$ . O sistema está em equilíbrio, e as perdas são devido somente a infiltração.

#### 4. Esvaziamento

Essa fase corresponde ao esvaziamento da detenção móvel da superfície  $D_m$  depois do término da chuva. A duração da fase  $t_r$  corresponde ao tempo ocorrido entre o final da chuva e o fim do escoamento da superfície.  $D_r$  é detenção superficial recuperável do escoamento.

## 4.4 Resultados dos experimentos de infiltração

### 4.4.1 Introdução

As superfícies urbanas escolhidas para caracterização da infiltração foram:

- duas parcelas na grama: denominadas *grama1* e *grama2*, com declividades de 1% e 11%, respectivamente;
- duas parcelas em rua antiga pavimentada com pedras regulares de granito, conhecidos por paralelepípedos: denominadas *pllpp3* e *pllpp4*, com declividades de 9% e 2%, respectivamente;
- uma parcela em rua de chão batido: denominada *chão5*, com declividade de 1,3%;
- duas parcelas em protótipos de rua recém pavimentada: uma revestida com paralelepípedos, denominada *pllppn*, com declividade de 4%; e a outra, revestida com pedras de concreto industrializadas tipo 'pavi S': denominada *blocket*, com declividade de 2%;

Todas as parcelas foram localizadas dentro da área pertencente ao Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH), considerando a infra-estrutura disponível (água canalizada e energia elétrica), por critérios de segurança dos equipamentos de experimentação e pela possibilidade de interromper o tráfego nas áreas das parcelas de rua. A seguir são descritas cada uma das parcelas indicadas acima e explicitados os resultados dos ensaios da simulação de chuva.

### 4.4.2 Infiltração em gramados

As duas parcelas de grama foram instaladas no jardim do prédio mais 'novo' do IPH, onde o gramado foi conformado sobre um aterro executado na época de construção do prédio, possuindo mais de vinte anos de existência. O fato do gramado estar sobre um aterro vem justamente ao encontro da situação generalizada que ocorre nas áreas urbanas, onde o solo natural é alterado, sofrendo compactação mecânica e mistura de materiais de diversas granulometrias.

Utilizou-se o quadro metálico vazado descrito por *Silveira e Chevallier* (1991) para as simulações de chuva nas parcelas de grama, pela possibilidade de cravar o quadro no solo.

#### 4.4.2.1 Grama1

A parcela de *grama1*, com declividade de 1%, foi instalada em 13/10/93. Apresentava-se coberta em cerca de 90% da área de 1 m<sup>2</sup>, sendo 10% referentes a invasoras. Havia sido

aparada 6 dias antes da instalação da parcela, contando com 4 cm de altura. Foi observado na grama a existência de besouros de vários tamanhos, formigas, pequenas aranhas e minhocas, indicando uma forte atividade biológica. O perfil do solo verificado visualmente quando da coleta das amostras de solo apontou 3 camadas diferentes. Em todo o perfil, com exceção dos primeiros 10 cm, apareceram pequenas pedras. As curvas granulométricas de cada camada e a classificação do USDA segundo a textura são apresentadas no anexo A.

Contudo, até este momento, ainda não se tinha definido a duração da chuva e a correspondente intensidade. Isso deveria, conforme indicado no item 4.2.3, ser efetuado na primeira simulação de chuva, verificando em que tempo o escoamento entra em equilíbrio, ou seja, na fase permanente. As variáveis que definem a intensidade da chuva da simulação são o ângulo varredura do aspersor e a pressão manométrica aplicada. *Semmelmann et al.* (1991) apresentam a relação entre o ângulo de varredura e a intensidade da precipitação, correspondente a uma pressão de 0,45 MPa (ver figura 4.5).

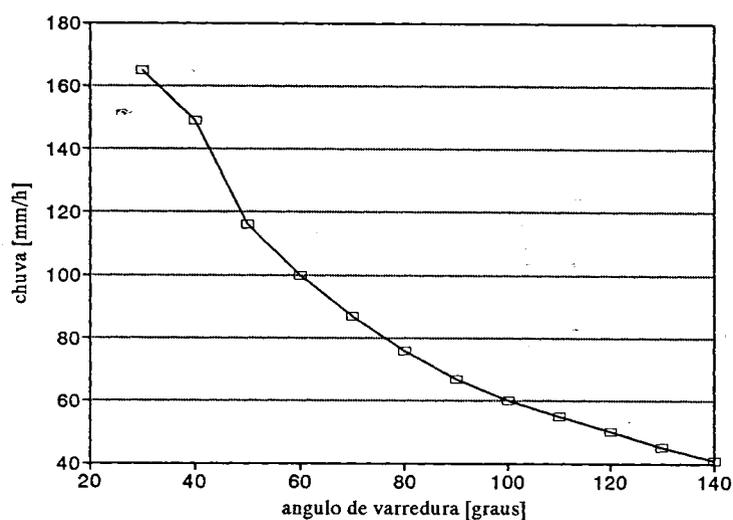


Figura 4.5 Calibração inicial do simulador de chuva (*Semmelmann et al.*, 1991)

Como pode ser verificado na figura 4.5, a intensidade varia de 116 mm/h a 149 mm/h, correspondendo, respectivamente, a uma faixa de ângulos entre 50 e 40 graus. Adotou-se, então, um valor intermediário, 45 graus, para a primeira simulação considerando a pressão de 0,45 MPa, que corresponderia a uma intensidade cerca de 138 mm/h. Essa intensidade a primeira vista é extremamente alta, mas corresponde a uma chuva de 2 a 10 anos de tempo de retorno para os postos Redenção e 8° DISME com duração de dez minutos. A referência a esses dois postos é justificada pelo fato de serem os únicos com uma resolução temporal compatível com a duração da chuva de simulação. Nos outros dois postos, IPH e Aeroporto, as chuvas de intensidades de curta duração foram calculadas a partir de coeficientes médios

para todo o território brasileiro. A duração da simulação foi fixada em 20 minutos, esperando que num tempo menor o escoamento entrasse em equilíbrio. Caso contrário, a duração da chuva de entrada na i-d-f (10 minutos) teria que ser modificada.

A primeira simulação de chuva foi iniciada no início da tarde do dia 13/10/93, para uma duração de 20 minutos, com ângulo de varredura de 45 graus e 0,45 MPa de pressão. Devido a problemas na simulação, a água de fora da parcela estava entrando no tubo que conduzia a água coletada na parcela até a cuba, o ensaio foi interrompido aos 12 min. Após solucionado o problema, na mesma tarde, nova simulação foi realizada, com o mesmo ângulo e pressão, mas com uma duração de 15 minutos. A duração foi reduzida devido a indícios na primeira simulação de que o equilíbrio ocorria antes desse tempo. Nessa simulação se constatou que aos 3 minutos o escoamento entrou em equilíbrio e a intensidade da chuva simulada foi de 148 mm/h. O hidrograma e a curva de infiltração correspondentes ao ensaio são apresentados na figura 4.6

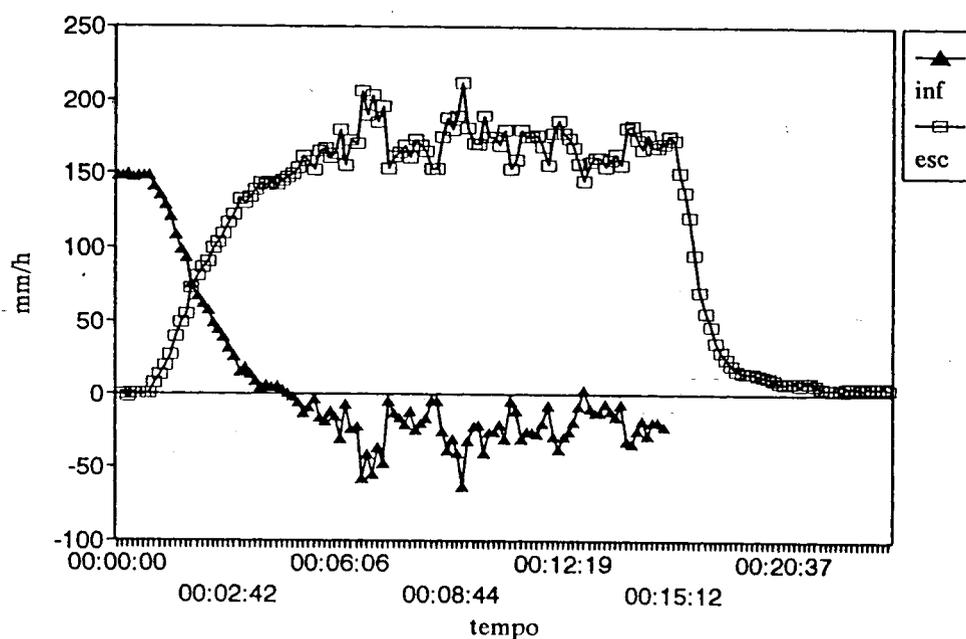


Figura 4.6 O hidrograma e a curva de infiltração resultantes da primeira simulação de chuva completa na *gramal*

Observando o hidrograma da figura 4.6, verifica-se a presença de todas as fases características (embebição, transição, permanente e esvaziamento) descritas no item 4.2.2. Contudo, a fase permanente não se apresenta de uma forma constante. Essas variações, instabilidade, são decorrentes, por um lado, dos experimentos em si e, por outro, do processamento dos dados da simulação. Na parte dos experimentos, a instabilidade é gerada pela oscilação da pressão da água no aspersor, pois a alimentação é feita por uma bomba

O fluxograma apresenta dois sistemas básicos derivados a partir da possibilidade de infiltração ou não da água da chuva, o sistema permeável e o sistema impermeável. O sistema permeável verifica o espaço disponível na superfície e/ou disponível no subsolo, para definir o método básico a ser utilizado, sempre considerando a posição do nível do lençol freático. O sistema impermeável, por sua vez, trabalha basicamente com dispositivos de amortecimento, alocando-as na superfície ou subsolo, dependendo do espaço disponível. Fica evidenciado que as decisões devem ser tomadas em função das características físicas da área urbana, considerando o sistema de modo global, em termos quantitativos e qualitativos.

A seguir são apresentados os trabalhos realizados em busca da consolidação dos alternativas de gerenciamento das águas pluviais principalmente em termos quantitativos. Para isso, os dispositivos foram divididos em dois tópicos: elementos de retenção e infiltração; e pavimentos permeáveis. Os pavimentos permeáveis, apesar de serem elementos de retenção e infiltração, foram separados pela existência de vários trabalhos específicos sobre o assunto.

### **3.1 Dispositivos alternativos de drenagem em áreas urbanas**

#### **3.1.1 Elementos de retenção e infiltração**

*A característica do projeto da drenagem urbana é considerar a água superficial no ambiente urbano um transtorno que deve ser retirado rapidamente da bacia por uma eficiente drenagem urbana. Deste modo, os tradicionais métodos de projeto de drenagem urbana fornecem somente uma estimativa da vazão de pico para qual o sistema é projetado para suportar. Recentemente se percebeu que isso significava simplesmente transferir o problema para jusante. Agora os planejadores tendem a especificar que o desenvolvimento não deva alterar a distribuição de frequência das enchentes além de certos limites. O conceito de desenvolvimento "Blue-Green", no qual pequenos reservatórios de controle de enchentes e áreas de armazenamento temporárias, destinadas tanto a equilibrar o potencial de enchentes devido a urbanização, como para substituir alguma perda de armazenamento pelo desenvolvimento da planície de inundação, são localizadas em parques públicos destinados a espaço aberto ou estacionamentos, ao longo dos cursos de água. Desta maneira, não só as enchentes urbanas são amenizadas mas também o ambiente é valorizado (Packman, 1980).*

Segundo McCuen e Moglen (1988), a intenção da bacia de retenção, como qualquer outra alternativa de gerenciamento de tormentas, é diminuir as conseqüências hidrológicas da perda do armazenamento natural da bacia pela urbanização. Durante muito tempo os critérios de gerenciamento se baseavam em um simples critério: controle da vazão de pico. No entanto,

outros problemas se tornaram mais evidentes, tais como a erosão das margem e qualidade da água, quando a vazão de pico já estava sob controle. Devido a esse fato, a adoção de multicritérios para dimensionamento de bacias de retenção são necessárias. Reconhecendo que existem muitos efeitos devido a urbanização, as políticas de gerenciamento devem ser formuladas para refletir as várias necessidades da comunidade.

Quando uma bacia de retenção é projetada só em função da vazão de pico a vazão permanece muito tempo em níveis altos e se as margens do canal são suscetíveis a erosão a situação é mais grave do que sem bacia de retenção, gerando um novo problema. Onde a qualidade da água é primordial, o aumento do tempo de retenção levará a uma melhoria da qualidade da água, então uma política baseada em volume de retenção e tempo de retenção deve ser desenvolvida. Onde a recarga do aquífero é um importante objetivo social, a política e os métodos de dimensionamento devem ser baseados no volume de infiltração necessário (McCuen e Moglen, 1988).

Dally e Lettenmaier (1984) monitorando duas áreas urbanas com dispositivos de retenção constatou que *principal preocupação em relação à qualidade da água na área residencial foi o sedimento em suspensão. A resuspensão dos sedimentos foi o maior problema e resultou numa eficiência negativa de remoção de poluentes. Na área pavimentada de uma garagem e oficina de ônibus os elementos preocupantes da qualidade da água foram óleo e graxa, cádmio, chumbo, zinco, fósforo, sedimentos em suspensão e traçadores orgânicos associados a produtos da combustão de óleo diesel.* Em dois eventos artificiais gerados por hidrantes na garagem e oficina dos ônibus o escoamento ocorreu somente na rede pluvial e altas concentrações de poluentes foram constatadas, indicando que a tubulação deve ser a fonte dominante de poluição em eventos prolongados. Verificando a ocorrência do "first flush", constatou-se que dos cinco eventos somente um teve essa característica na área residencial, devido a um extenso período sem chuvas. Já para a garagem e oficina de ônibus o "first flush" ocorreu, de maneira moderada a forte para os elementos analisados.

Através do controle dos volumes escoados pelo uso de retenção localizada, pequenos reservatórios de 300 a 3900 m<sup>3</sup> foram simulados por Marsalek (1977) para eventos históricos. As novas curvas de frequência de vazões estabelecidas considerando os reservatórios resultaram praticamente idênticas a bacia sem desenvolvimento. Segundo o autor, para a utilização dos dispositivos de retenção devem ser levados em conta os seguintes aspectos: disponibilidade e seleção de locais; custos; aspectos da qualidade da água; diferença de tempo entre eventos de chuva consecutivos; garantia de escoamento por gravidade; e manutenção. O autor ressalta que um critério de custo/benefício para as políticas de

gerenciamento, levando-se em conta um nível de aceitabilidade, seria mais racional e flexível que o critério de nenhum acréscimo no escoamento.

Alguns métodos que são usados tanto para planejamento como projeto (ou ambos) de bacias de gerenciamento de água (bacias de detenção, bacias de retenção) foram avaliados e comparados por *Donahue et al.* (1981). Diferenças significantes no desenvolvimento conceitual dos métodos foram identificadas. Comparações dos métodos para diferentes usos do solo (residencial, comercial e industrial) e várias áreas (50, 200 e 500 acres) mostraram que os métodos diferem significativamente no volume de armazenamento requerido. Os dados hipotéticos foram utilizados devido a falta generalizada de dados reais para verificação dos modelos. Recomenda-se que a seleção do método mais apropriado seja aquele que melhor represente a hidrologia do local, considerando disponibilidade de dados e de computador, do risco e danos a jusante.

Um caso de estudo da conexão de uma nova área residencial (4,12 ha) à um área de drenagem existente (29,35 ha) foi examinada por *Fuchs* (1984). Com a simulação de múltiplos eventos, a performance de cinco alternativas independentes foram investigadas através de um modelo chuva-vazão. As alternativas analisadas para conexão da nova bacia foram:

- 1- reprojetar todo o coletor principal da rede de drenagem da bacia antiga (RD). Resulta numa melhora do sistema, com redução do número de trechos com possibilidade de inundações (ver Figura 3.2);
- 2- bacias de detenção centralizadas (DC), com um volume mínimo necessário de 450 m<sup>3</sup> e diâmetro do tubo de descarga de 0,25 m para evitar inundações nos eventos excepcionais. Mesmo assim, uma comparação com eventos críticos mostrou que a manutenção do número de inundações não é totalmente satisfeita;
- 3- containers de detenção descentralizados (DD). O sistema consiste de containers colocados sob os tubos de queda para retenção da água dos telhados. O volume do container analisado foi de 0,6 m<sup>3</sup>, com tubo de saída de 1 cm de diâmetro. Devido a baixa proporção (18%) da área de telhado em relação ao total de áreas impermeáveis não foi surpreendente a piora da situação do escoamento;
- 4- bacias de infiltração centralizadas (IC). Como a infiltração da água leva bastante tempo, a situação crítica ocorre quando acontecem duas chuvas seguidas. Por esta razão o volume escolhido foi de 700 m<sup>3</sup>, resultando então na manutenção do padrão de drenagem anterior;
- 5- poços de infiltração descentralizados (ID). Seguindo a concepção das bacias de infiltração centralizadas, um poço grande foi necessário (1,5 m<sup>3</sup>). O resultado foi semelhante aos containers de detenção centralizado. No entanto, ambos sistemas foram considerados promissores.

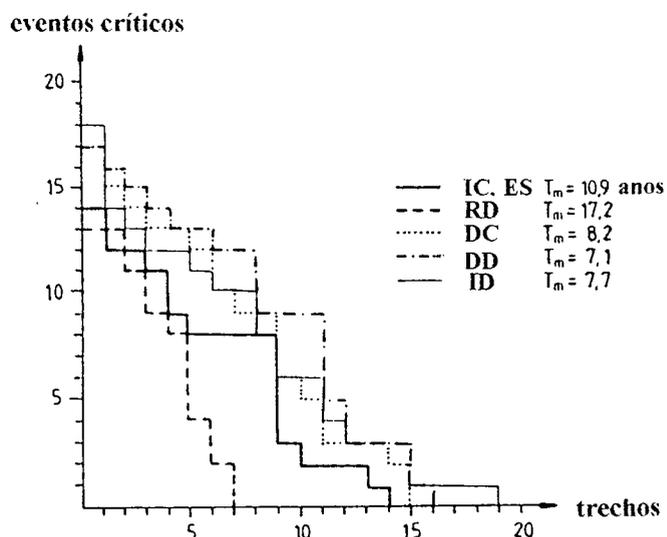


Figura 3.2 Eventos críticos com enchentes na bacia existente com e sem a conexão da nova bacia (5 alternativas) (Fuchs, 1984)

Para embasar melhor a escolha da alternativa mais conveniente foi realizada uma análise econômica das alternativas, considerando custos de construção, manutenção e resíduos. Na tabela 3.1 abaixo são apresentados os resultados para um horizonte econômico de 25 anos.

Tabela 3.1 Custos das alternativas para um horizonte econômico de 25 anos (Fuchs, 1984)

Alternativa	Custos de construção e manutenção (DM, 1983)	Prejuízos da inundação (DM, 1983)
Reprojetar Detenção	622.000,00	-200.000,00
Descentralizada Detenção	350.000,00	320.000,00
Centralizada Infiltração	440.000,00	960.000,00
Centralizada Infiltração	350.000,00	-
Descentralizada	820.000,00	275.000,00

DM= Marco alemão; - indica benefício

Para permitir a escolha da alternativa de um modo mais qualitativo foram avaliados critérios não mensuráveis, como pode ser visto na tabela 3.2.

Tabela 3.2 Consideração de critérios não mensuráveis (Fuchs, 1984)

Critério	Alternativa				
	Reprojetar	Det. Desc.	Det. Cent.	Inf. Cent.	Inf. Desc.
Igualando eventos inundáveis	+	0	0	0	0
Redução do volume escoado	0	0	0	++	+
Atenuação do hidrograma	-	+	++	+	++
Aspectos do uso do solo	0	-	0	-	0
Aspectos higiênicos	+	-	0	-	0
Aceitação pública	+	+	-	-	0
Perturbação dos cidadãos durante a construção	--	+	0	+	0
Risco de destruição	+	0	0	-	-
Impacto ambiental	-	0	0	0	+

+ indica efeito positivo; - indica efeito negativo; 0 indica neutralidade.

*Schilling* (1982) testou a possibilidade da utilização de cisternas ou seja, pequenas bacias de detenção, como uma alternativa simples e barata de diminuição dos efeitos da urbanização. Na análise feita, pequenos dispositivos de detenção são conectados com a rede pluvial que recolhe a água dos telhados. Nestes dispositivos o diâmetro do tubo de saída é menor que o tubo de queda do telhado, possibilitando um armazenamento de água. Com a simulação de um modelo foi verificado o efeito dessas cisternas, em três bacias de áreas residenciais. Os resultados para uma bacia de 2,69 ha de área total e 0,78 ha de área de telhado (29%), com 140 cisternas de 0,5 m<sup>3</sup>, indicam a redução da vazão de pico de 10 a 20% para toda a faixa de intervalos de recorrência das chuvas analisadas. No entanto, para os eventos mais frequentes (Tr<1 ano) a redução chega até 80%. O próprio autor ressalta que o principal objetivo era evidenciar onde a detenção descentralizada do escoamento dos telhados pudesse ser considerada. Para isso apresenta um gráfico indicando as relações entre área total, área de telhado, número de tubos de queda e área necessária para as cisternas.

Os dispositivos de infiltração para gerenciamento das águas em áreas urbanas na Alemanha foram estudados por *Sieker* (1984) com o propósito de torna-los 'Padrões Reconhecidos de Tecnologia'. Segundo o autor, a utilização de dispositivos de infiltração é limitada ao interior de lotes (localizada), captando a água de telhados e jardins. A

*infiltração do escoamento de ruas não é desejado devido ao potencial de poluição. Os dispositivos interiores aos lotes propostos são:*

#### *1- planos de infiltração*

Estão incluídos pavimentos permeáveis como simples superfícies empedradas, blocos de concreto, planos laterais a áreas impermeáveis com vegetação. Característica comum dos planos de infiltração é a falta de detenção. Por isso, a capacidade de infiltração da área deve ser maior ou igual a chuva de projeto. O evento de projeto recomendado tem duração de 10 a 15 minutos e tempo de retorno de 5 anos (esse tempo de retorno é recomendado para todos os dispositivos de infiltração apresentado pelo autor). A taxa de infiltração é calculado pela aplicação da lei de Darcy onde o coeficiente de permeabilidade é tomado como igual a metade do seu valor normal devido a condições não saturadas durante a infiltração.

#### *2- bacias de infiltração planas*

São uma combinação de detenção superficial e infiltração. Estas bacias geralmente estão localizadas lateralmente a áreas impermeáveis (jardins pavimentados, etc) e cobertas com vegetação. A profundidade varia de 10 a 30 cm.

#### *3- poços de infiltração*

São métodos comuns na Alemanha, em locais onde existe uma camada suficiente de areia ou cascalho e o nível do lençol freático original está abaixo de 3 a 4 metros. O método de dimensionamento é apresentado.

#### *4- valas de infiltração*

As valas de infiltração podem estar combinadas com a drenagem e uma bacia plana, como pode ser visto na Figura 3.3.

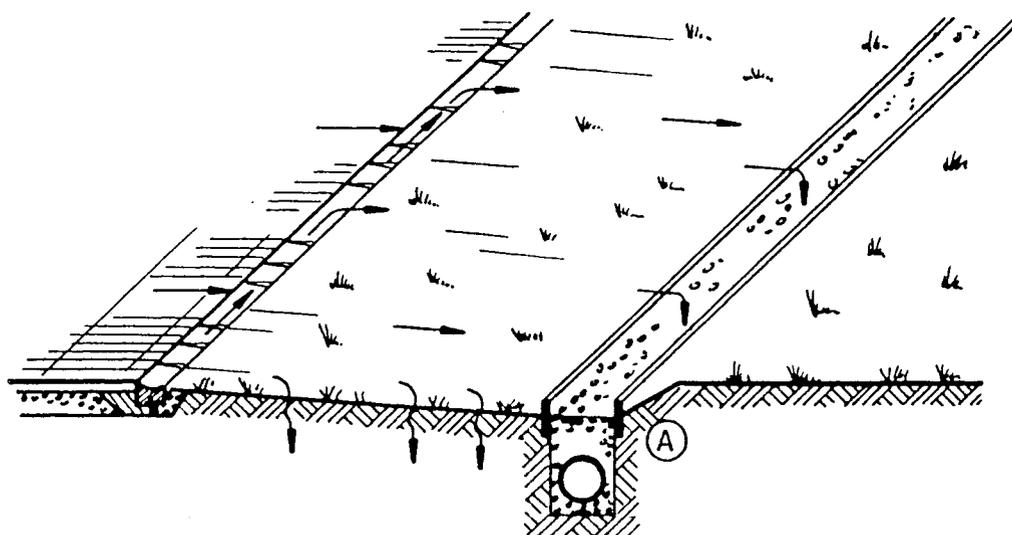


Figura 3.3 Trincheira de infiltração combinada com uma bacia de infiltração plana  
(Sieker, 1984)

Alguns problemas não resolvidos com relação às técnicas de infiltração são apresentados (Sieker, 1984):

- 1- problema de manutenção quanto colmatação, devido a deposição ou suspensão de materiais. Possibilidades de solução são poço de decantação, uso de mantas filtrantes ou lavagem do sistema;
- 2- potencial de poluição da camada não-saturada do solo. Mais investigações são necessárias;
- 3- jurídica, uma vez que os dispositivos estão localizados em área privada, e por isso, um problema também de custo financeiro;
- 4- supervisão de projetos privados, pois estão incluídos as áreas industriais, e existe o potencial de utilizar a infiltração com substâncias perigosas.

O caso de estudo apresentado por Sieker (1984) aponta o uso de infiltração localizada como solução para a redução do nível do lençol freático devido a urbanização em uma área florestada de Hannover, que tem solos com coeficiente de permeabilidade de  $5 \times 10^{-5}$  m/s. Esse baixo coeficiente de permeabilidade não permitiria o uso de infiltração centralizada, tipo bacias de infiltração em parques. Em segundo lugar, o sistema de infiltração localizado é *per se* descentralizado, imitando a recarga natural das águas subterrâneas. Em terceiro, o potencial de poluição das águas subterrâneas e o risco de inundação é espacialmente distribuído. E por último, a dimensão do sistema de drenagem público, que é necessário em qualquer caso, pode ser reduzido.

Holmstrand (1984) apresentou dispositivos de infiltração localizados no interior de lotes. Tratam-se de duas bacias de percolação que recolhem a água do telhado, diferenciando-se pelo dispositivo de saída devido as características de cada solo. No solo argiloso a caixa de saída possui um tubo drenante, enquanto que no solo "till" (solo onde ocorreu mistura de materiais de diferentes granulometrias) o dreno é dispensado. Ver figuras 3.4 e 3.5. Para o caso do solo argiloso, após vários anos da construção somente pequenas mudanças foram observadas no que se refere ao nível do lençol freático e a pressão nos poros. O coeficiente de escoamento calculado para o período de um ano foi de 0,35, valor que corresponde a áreas naturais da região. Os princípios gerais para dispositivos de infiltração: o planejamento e dimensionamento deve ser baseado num bom conhecimento das condições hidrogeológicas; a primeira opção de infiltração são as superfícies com vegetação; a redução do escoamento, se possível, ser realizada por valas ou bacias a céu aberto; caso isso não seja possível, então as bacias de percolação devem ser usadas; analisar os riscos de inundação e eliminar os prováveis inconvenientes. *A experiência com uso de dispositivos de infiltração já alcançava dez anos e parecia claro que o funcionamento era satisfatório, pois a manutenção tinha sido desprezível.*

Ocorreram problemas, segundo o autor, pela falta de informação do pessoal envolvido. Posicionamento céticos aconteceram devido a divergência de costumes de longa data.

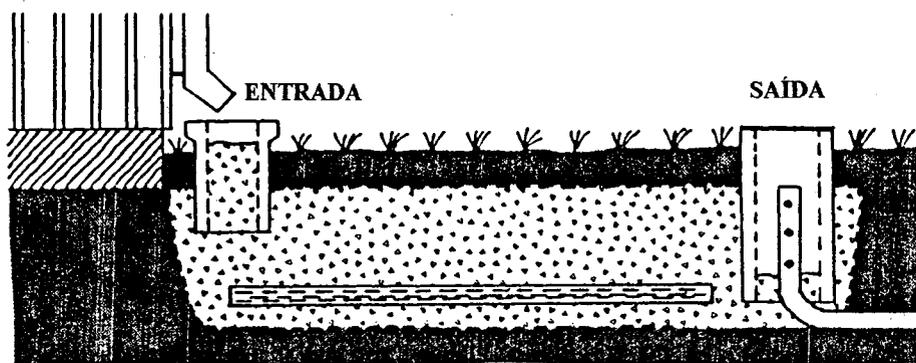


Figura 3.4 Bacia de percolação em solos argilosos (Holmstrand , 1984)

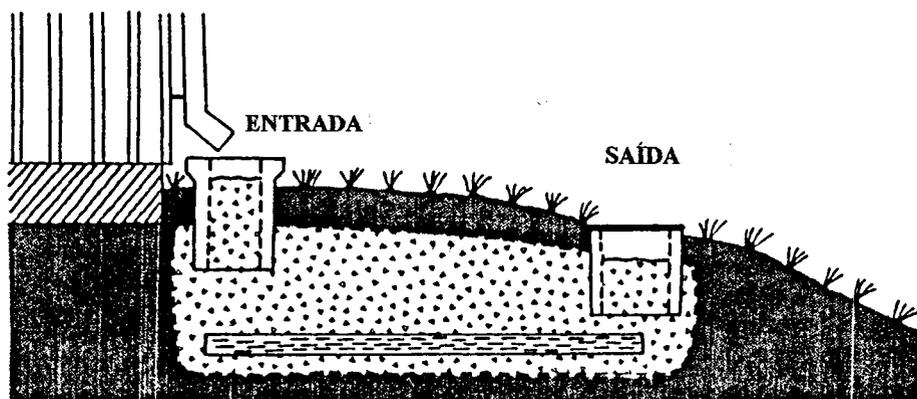


Figura 3.5 Bacia de percolação em solos "till" (Holmstrand , 1984)

Em 1982, o Governo da Metrópole de Tóquio decidiu instalar vários tipos de dispositivos de infiltração e armazenamento em áreas públicas, optando por um novo tipo de sistema de drenagem, definido como Sistema de Drenagem Experimental (Experimental Sewer System - ESS). A estratégia para controle das águas urbanas por *infiltração e armazenamento* é a integração dessas unidades dentro do sistema total, com completo conhecimento da operação de cada unidade. *A idéia é justamente oposta a sistema usual de drenagem, na qual a água das chuvas deveria ser drenada o mais rápido possível.* O sistema compreende o seguinte (Fujita, 1984):

1- Pavimentos permeáveis

Descrito no item 3.1.2

2- Entradas permeáveis da rede drenagem (Figura 3.6)

A água das chuvas se infiltra através da camada de cascalho no fundo da caixa de entrada, que usualmente está conectada com trincheiras permeáveis, de tubulações de

concreto poroso. Para prevenir o entupimento da camada de fundo, um tipo de peneira é instalada na parte superior da caixa.

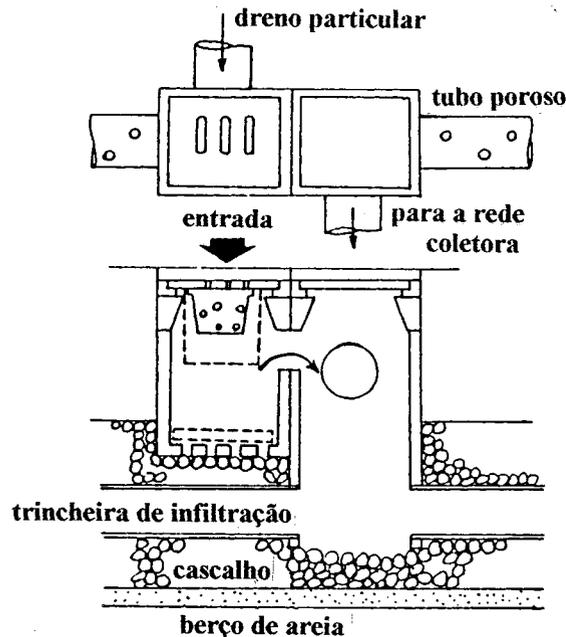


Figura 3.6 Entradas permeáveis da drenagem (Fujita, 1984)

### 3- Trincheiras ou valas permeáveis

Consiste de uma tubulação porosa, envolvida por cascalhos. Ver seção transversal (Figura 3.7). As trincheiras ficam localizadas em ambos os lados da rua, paralelas a tubulação da drenagem principal que escoar o esgoto sanitário. A construção de trincheiras permeáveis é mais indicado para ruas largas.

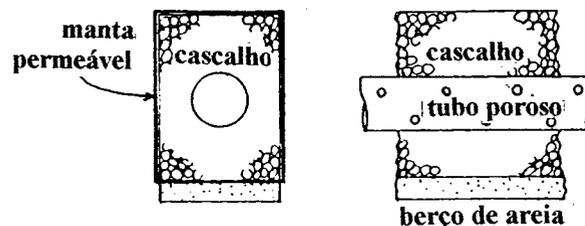


Figura 3.7 Trincheiras ou valas permeáveis (Fujita, 1984)

### 4- Meio-fio permeável

A seção transversal pode ser vista na Figura 3.8. O sistema tem duas áreas permeáveis: o meio-fio em L propriamente dito e o canal abaixo do meio-fio. A construção do meio-fio permeável é mais indicado para ruas estreitas.

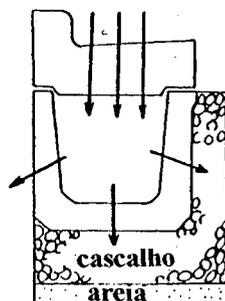


Figura 3.8 Meio-fio permeável (Fujita, 1984)

#### 5- Mudança de traçado das tubulações

Na fase de planejamento, o sistema de drenagem é conformado de maneira a prolongar o tempo de escoamento, seja pelo meio de desvios ou pelo aumento da dimensão do tubo e diminuição da declividade do mesmo.

#### 6- Poço de armazenamento

O poço de armazenamento seria uma caixa com um dispositivo de restrição ao escoamento de vazões maiores. Ver Figura 3.9.

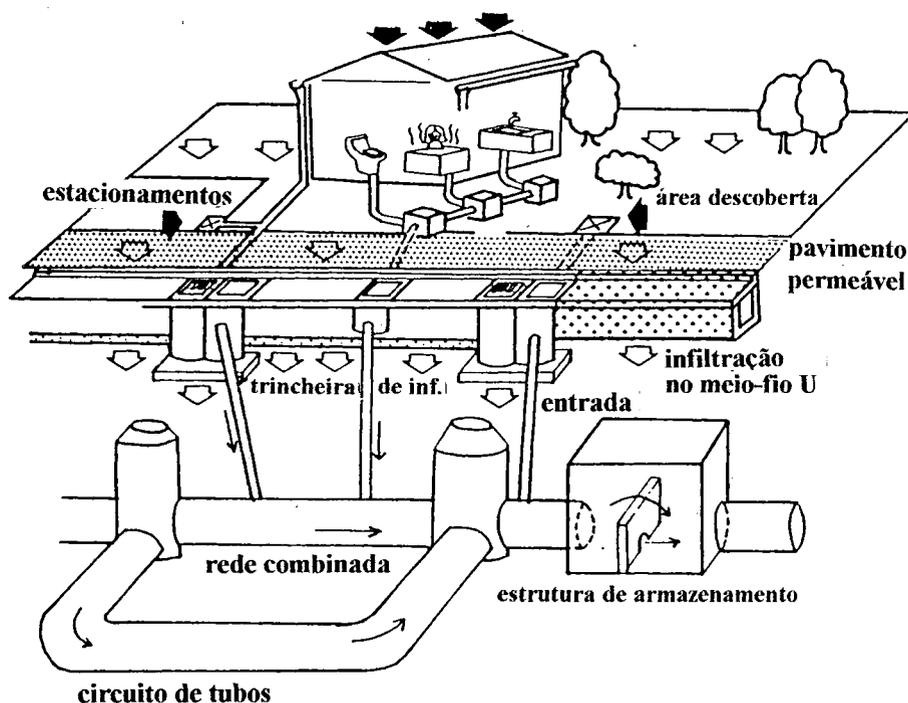


Figura 3.9 Aspecto geral do Sistema de Drenagem Experimental (Fujita, 1984)

O efeito da utilização do Sistema de Drenagem Experimental (ver aspecto geral na Figura 3.9) foi verificado para uma área de 61,6 Km<sup>2</sup>, resultando numa redução de 60% da vazão de pico, que passou de 453 m<sup>3</sup>/s para 177 m<sup>3</sup>/s. Os efeitos secundários apontados são: aumento do nível do lençol freático e diminuição dos recalques; recarga as fontes de águas subterrâneas; conservação da ecologia urbana, especialmente as árvores; moderação da temperatura em áreas urbanas; e recuperação do escoamento de base dos rios em áreas urbanas. Ressalvas feitas: necessidade de maior monitoramento e desenvolvimento de ferramentas de simulação dos dispositivos; os custos de construção aumentam cerca de 20%; necessidade de manutenção; indispensável envolvimento da comunidade; *o monitoramento das águas subterrâneas não identificou nenhuma contaminação*. A instalação do Sistema de Drenagem Experimental numa área administrativa pública, conforme Figura 3.10, resultou em nenhum escoamento para um evento de alta intensidade.

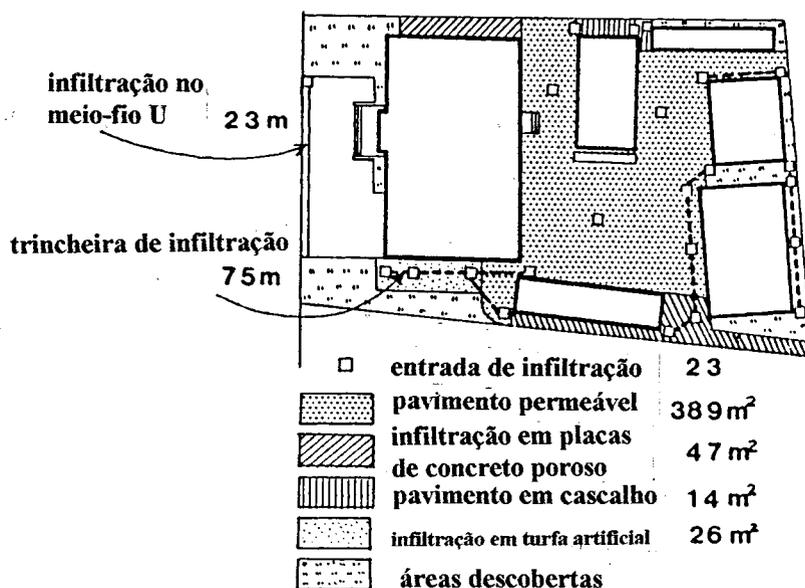


Figura 3.10 Exemplo do Sistema de Drenagem Experimental em um edifício público  
(Fujita, 1984)

Relatando a opção da infiltração como medida de controle das águas pluviais Fujita (1993) confirma os resultados apresentados em 1983. Para ampliar o uso do Sistema de Drenagem Experimental (EES) desde 1992 alguns distritos de Tóquio tem proporcionado subsídios financeiros para encorajar os cidadãos a construir dispositivos de entrada permeáveis nas suas propriedades. Em mais um exemplo de dispositivo usado para redução dos impactos da impermeabilização apresentado, a água de um tanque de armazenamento com infiltração, conforme a Figura 3.11, também pode ser utilizada para banheiros, irrigação de jardins e lavagem de carros. As instalações interiores a lotes tem menor risco de poluição. O

*monitoramento das águas subterrâneas nos últimos dez anos não mostrou efeitos adversos.* Para promover a construção de sistemas a nível nacional, o governo do Japão tem introduzido algumas regulamentações, como por exemplo novos loteamentos residenciais maiores que 1000 m<sup>2</sup> devem reduzir o escoamento pluvial construindo dispositivos de infiltração ou armazenamento.

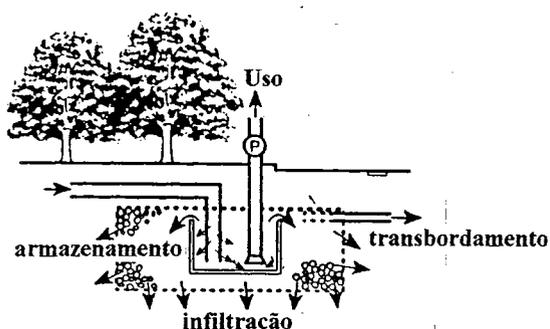


Figura 3.11 Tanque de armazenamento com infiltração (Fujita, 1993)

Em 1986, *Yoshino e Terakawa* buscaram desenvolver métodos para promover a infiltração das chuvas em áreas urbanas. Os dispositivos utilizados foram: bocas de lobo, drenos de infiltração, sarjetas de infiltração e pavimento permeável. Entende-se por drenos de infiltração tubos enterrados no chão que permitem a água da chuva neles contida dispersar-se no solo e mover-se para baixo por meio da gravidade e tensão capilar. Previamente esse dispositivo era empregado para recarga das águas subterrâneas, através da injeção de água sob pressão nos tubos. A avaliação da capacidade de infiltração dos drenos com testes de injeção de água indicaram uma proporcionalidade entre o nível de água acima da superfície de infiltração; no entanto, avaliações com chuvas reais apresentaram uma dispersão. A área monitorada foi dividida em quatro, sendo que em duas foram implantados o dispositivos de infiltração e nas demais mantidas as condições naturais de ocupação. No desenvolvimento do modelo foi usado o método racional para determinação do volume total, o qual serviu como entrada nos dispositivos de infiltração. O volume de infiltração era calculado em função do nível de água no dispositivo por retas ajustadas aos dados experimentais. O volume líquido resultava do volume total menos o volume infiltrado. Os eventos de chuva monitorados nas áreas com os dispositivos de infiltração apontaram significativa diminuição do coeficiente de escoamento, chegando a ser próximo de zero para um dos blocos. Nas demais, o coeficiente de escoamento ficou em torno de 0,50. O modelo desenvolvido conseguiu um desempenho apropriado, considerando-se as restrições adotadas (em relação a relação linear entre capacidade de infiltração e nível da água e ao intervalo de tempo da chuva de 30 minutos).

A análise do dimensionamento de estruturas de detenção para controle de erosão, controle de volume e tempo de detenção foi feita por *McCuen e Moglen* (1988) baseada na equação de Goncharov (1954) (apud *McCuen e Moglen*, 1988) para sedimentos e em métodos do Soil Conservation Service, para dados padrões de uma certa bacia hidrográfica (hipotética). Comparando a equação de Goncharov com as outras três equações, foi constatado grande diferença de resultado para os valores de sedimentos específicos, no entanto, a comparação relativa entre pré e pós urbanização se mostrou similar para todas equações.

Combinando fatores econômicos e hidrológicos, *Moglen e McCuen* (1990) apresentam um desenvolvimento geral para obtenção de funções econômicas para qualidade da água (enfocando sedimentos) e controle de enchentes através de bacias de detenção. Para um caso hipotético o estudo sugere que (1) os benefícios de controle de sedimentos são mínimos quando comparados com os benefícios do controle de enchentes e que (2) estruturas regionais gerariam maiores benefícios na qualidade da água do que a detenção localizada (pequenas bacias de detenção). A segunda conclusão deriva do fato de que o tempo de detenção em pequenas bacias é muito pequeno para melhorar a qualidade da água. Uma sugestão seria desviar o volume inicial do escoamento, que comporta uma grande carga de poluição ("first flush"), para um dispositivo que liberasse a água vagarosamente.

Dentro de um programa de pesquisa solicitado pelo National Reserach Commitee on Sewerage and Water Quality - Holanda, *Weijland et al.* (1990) realizaram um estudo dos métodos de redução das inundações da rede de drenagem, pela redução ou desaceleração do escoamento em redes combinadas.

#### *Princípios do gerenciamento das águas pluviais*

1. infiltração ;
2. descarga direta em águas superficiais;
3. armazenamento temporário e descarga desacelerada na rede de drenagem.

#### *Métodos*

1. rede separada;
2. infiltração;
3. infiltração em valas ou câmaras;
3. drenagem sub-superficial;
5. descarga desacelerada;
6. armazenamento.

### Sistemas

1. campos de infiltração;
2. bacias de infiltração;
3. valas de infiltração;
3. poços secos;
5. drenagem sub-superficial descarregando na rede;
6. vortex;
7. bacias de retenção etc.

Considerações de planejamento (Weijland *et al.*, 1990):

#### Primárias

- a) a qualidade da água do escoamento;
- b) as limitações de localização, tais como nível do lençol freático, condições do solo, disponibilidade de terra e presença de águas superficiais.

#### Secundárias

Econômicas, confiabilidade e gerenciamento do sistema .

Weijland *et al.* (1990) recomendam cuidados especiais no uso de sistemas de infiltração em áreas urbanas e industriais onde altas concentrações de poluentes podem estar presentes nas águas escoadas, ocasionando a contaminação do solo e águas subterrâneas. Algumas estimativas de custo feitas pelos autores indicam que bacias de retenção para o escoamento de telhados são os dispositivos mais eficientes em termos de custo. O armazenamento nos telhados aparece como a opção mais cara, embora nos casos em que a mesma fosse de área reduzida e otimizada, pudesse ser uma boa alternativa se comparada com rede separadas ou bacias infiltração para áreas de telhados menores que 450 m<sup>2</sup>.

Na última edição do Handbook of Hydrology (Maidment, 1993), no capítulo 28, apresentam-se dispositivos de retenção, retenção (ver figura 3.12) e infiltração, com métodos de dimensionamento e orientações sobre localização.

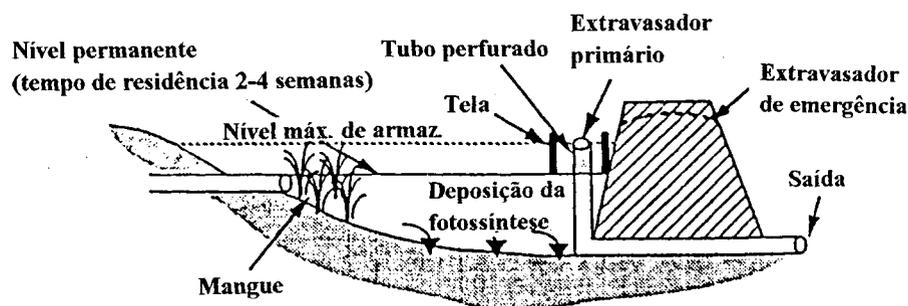


Figura 3.12 Bacia de retenção (Maidment, 1993)

### 3.1.2 Pavimentos permeáveis

*O principal método de controle do escoamento é o uso de pequenas áreas de retenção e retenção, mas em áreas onde um número de superfícies contíguas existem ou estão planejadas, o uso de pavimentos porosos ou permeáveis se torna uma alternativa viável. A primeira aplicação dos pavimentos permeáveis foi com propósito de melhorar a drenagem e reduzir a possibilidade de hidroplanagem dos veículos. O pavimento permeável permite o projeto de armazenamento de água que pode reduzir o escoamento ao nível da pré-urbanização e, também, pode ser usado para capturar o escoamento inicial ou "first flush" que conforme indicam os estudos é a parte mais degradante em termos de concentração de poluentes (Diniz, 1976).*

Os benefícios do pavimento poroso (Diniz, 1976):

- apreciável redução da taxa de escoamento e volumes das áreas urbanas impermeáveis;
- pode ser aplicada em áreas já urbanizadas, com objetivo de aliviar o antigo sistema de drenagem existente;
- redução da profundidade de escavação e da dimensão da drenagem pluvial (muito útil para áreas de topografia suave e pequena camada de solo);
- armazenamento temporário das águas superficiais, no caso de necessitarem tratamento, até a capacidade da estação de tratamento estar disponível;
- estéticos, pela possibilidade de manutenção da vegetação e da drenagem natural;
- redução de custos de construção, eliminação de sarjetas e bocas de lobo, trânsito seguro quanto a hidroplanagem, melhoria da visibilidade em pavimentos molhados.

*Diniz (1976) montou um modelo no qual a resposta hidrológica de um pavimento poroso é simulada por um balanço de volumes entre o pavimento poroso, a base e o solo (ou sistema de drenos, caso exista uma camada impermeabilizante embaixo da base). O modelo possibilita a entrada de vazão de superfícies impermeáveis adjacentes geradas pelo método da onda cinemática, além da chuva sobre o pavimento. O modelo foi aplicado em uma área de estacionamento com pavimento poroso em The Woodlands, 48 Km ao norte de Houston, Texas, USA. A área contém instrumentação hidrológica completa. Testes iniciais indicaram que o armazenamento e vazão de saída foram adequadamente simulados pelo modelo. No entanto, até aquele momento nenhum evento tinha gerado escoamento superficial de magnitude razoável para testar o modelo completamente e as permeabilidades tiveram que ser reduzidas e as áreas laterais aumentadas. O autor analisou o comportamento do modelo para o evento de 100 anos de tempo de retorno da área de Houston e concluiu que considerando uma base de 20 cm, com 50% de porosidade, a precipitação de 100 anos de tempo de retorno será*

controlada. O modelo se mostra útil para planejamento e análise na determinação da permeabilidade, porosidade e espessura do pavimento ou base.

Baseado em dados experimentais de chuva-vazão de uma pequena bacia hidrográfica semi-permeável, *Jacobsen e Harremoës* (1981) efetuaram uma avaliação da redução do volume de escoamento em áreas urbanas. A área monitorada corresponde a um estacionamento de 682 m<sup>2</sup>, com 1,4 % de declividade, coberta 72% por pedras de granito e 28% por areia. A umidade antecedente a nível de evento tem um efeito significativo no escoamento gerado. Os resultados de 5 meses de dados obtidos e de contínua simulação do escoamento do estacionamento semi-permeável foi comparado com a hipótese do pavimento ser impermeável. A porcentagem do escoamento para o pavimento permeável foi de 9%, enquanto que para o pavimento impermeável chegou a 80%. Os coeficientes de escoamento relacionados ao volume anual de escoamento utilizados para simular duas áreas urbanas de diferentes características, são os seguintes: telhados = 0,9; ruas asfaltadas = 0,8; pavimentos semi-permeáveis = 0,10; superfícies permeáveis = 0,01. Uma das áreas é residencial e a outra, mais urbanizada. Quatro alternativas foram analisadas: (1) situação existente, (2) todas as ruas são assumidas como semi-permeáveis, (3) todos os telhados drenam para um sistema de infiltração e (4) combina (2) e (3). Observou-se para ambas as áreas que no caso da alternativas (2) e (3) a redução do escoamento fica entre 30-60%. No caso da alternativa (4), quando os telhados drenam para um sistema de infiltração e as ruas são semi-permeáveis, a redução chega a 90%. Na área mais urbanizada o impacto das ruas semi-permeáveis é maior em consequência da maior porcentagem de ruas existentes.

O pavimento permeável é um item da estratégia para controle das águas urbanas por *infiltração* e *armazenamento* do Sistema de Drenagem Experimental (Experimental Sewer System - ESS) proposto pelo Governo da Metrópole de Tóquio, Japão (*Fujita*, 1984). Segundo esse sistema, o pavimento permeável é adotado para passeios e ruas estreitas com menos de 5 m de largura, estacionamentos e demais. Quando o tráfego é pesado, o asfalto permeável é deformado e entupido, devendo evitar-se essa situação.

*Ichikawa e Yanamoto* (1984) descrevem dispositivos experimentais para análise quantitativa dos mecanismos de infiltração, a sua forma de medição e processamento, instalados no campo de baseball da Universidade de Tóquio. O sistema de infiltração consiste de uma camada artificial de turfa na parte superior, seguida de pavimento permeável, base porosa, sub-base de areia com ou sem camada impermeabilizante do solo e drenos. Apenas um evento monitorado é apresentado, com os resultados para duas das dez parcelas construídas de maneira diferente. Para uma chuva de 3,5 mm durante 40 minutos os coeficientes de escoamento foram menores que 6%.

Hogland e Niemczynowicz (1986) propuseram um método para construção de uma superestrutura de pavimento permeável. A estrutura é a seguinte: uma manta de geotêxtil assentada sobre uma camada de solo fino; seguida por uma camada drenante contendo um dreno; sobre a anterior vem uma camada de macadame; e finalmente, a camada superior de asfalto permeável (figura 3.13). Os drenos da superestrutura podem ser conectados à rede de drenagem ou descarregarem em poços de infiltração.

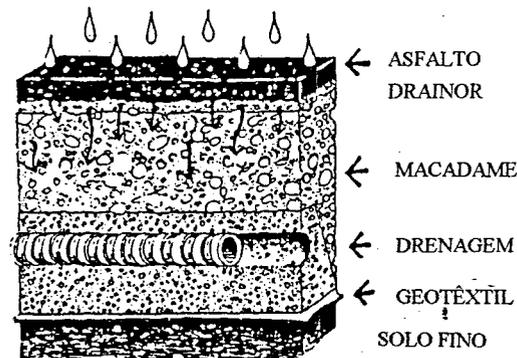


Figura 3.13 Seção transversal esquemática da superestrutura  
(Hogland e Niemczynowicz, 1986)

Simulações efetuados pelos autores mostraram uma redução de 80 % da vazão de pico em uma bacia de 0,2 Km<sup>2</sup>. As vantagens apontadas pelos autores são:

- a) construção simplificada;
- b) o balanço hídrico é mantido;
- c) o risco de recalques é reduzido;
- d) a descarga das águas pluviais são reduzidas;
- e) o risco de enchente é reduzido;
- f) o risco de hidroplanagem nas rodovias é reduzido;
- g) o ruído de tráfego diminui;
- h) o custo global do projeto é reduzido;
- i) a manutenção é reduzida.

Todas essas vantagens argumentam em favor do uso do pavimento proposto, mas segundo própria ressalva dos autores existe a desvantagem no aspecto ambiental, no sentido das águas subterrâneas no futuro serem contaminadas pelos poluentes carregados nas águas pluviais. Na área monitorada foi confirmada a grande capacidade de retardamento no escoamento, passando o escoamento, que aconteceria em pavimentos impermeáveis tradicionais, de minutos para várias horas. Todavia, a mudança no balanço hídrico vai depender principalmente da capacidade de infiltração do solo. Além disso, os autores

observaram ainda a diminuição de 15 % da evaporação em relação aos pavimentos tradicionais.

Devido a necessidade do desenvolvimento de novas metodologias de gerenciamento das águas em áreas urbanas da Suécia, que urge por uma renovação dos seus velhos sistemas de drenagem, *Niemczynowicz* (1990) fez balanços quantitativos e qualitativos da cidade de Lund para a situação atual de sistema combinado - esgoto e pluvial - e uma situação hipotética de sistemas totalmente separados. A conclusão é de que os benefícios ambientais de um sistema de esgotos separado são duvidosos e certamente não garantem os custos e esforços envolvidos. A proposta alternativa feita pelo autor é a adoção de pavimentos permeáveis, que reduziram a vazão de pico em 75% para o sistema combinado e 90% do sistema pluvial. A mesma redução da poluição pode ser esperada. A avaliação do custo do uso do pavimento permeável em larga escala foi comparada em relação ao pavimento tradicional, chegando-se a conclusão de que o pavimento permeável seria 25% mais barato devido a redução do número de bocas de lobo e do diâmetro das tubulações. São feitas ressalvas, todavia, quanto aos riscos a longo prazo de poluição das águas subterrâneas e de colmatção do pavimento permeável.

### 3.2 Avaliação global

Como pôde ser visto, as idéias da utilização de dispositivos de redução do impacto surgiram ao mesmo tempo que o crescimento dos problemas da urbanização. Institucionalmente as medidas também foram aparecendo. Por exemplo, o '208 Program' da Environmental Protection Agency, resultante do "Clean Water Act" de 1977 nos Estados Unidos, buscou o controle de poluição não pontual, dentro do qual fazem parte o gerenciamento das águas pluviais (*McClelland e Rao*, 1982). No Japão, em 1982, o governo da cidade de Tóquio iniciou estudos de dispositivos de infiltração (*Fujita*, 1984). Em 1984, na Alemanha, um grupo de trabalho foi estabelecido para transformar os métodos de infiltração em "Padrões de Tecnologia Reconhecidos" (*Sieker*, 1984). Nos anos 70 a utilização de dispositivos de infiltração passou a ser vista como um parte integrada do sistema de drenagem na Suécia, resultando em sistemáticas pesquisas sobre os pressupostos e a operação dentro de vários projetos (*Holmstrand*, 1984).

Os trabalhos relatados nos itens acima apontam ferramentas conceitualmente simples e menos alteradoras dos caminhos naturais da água, principalmente os dispositivos de infiltração. Cabe ressaltar a preocupação com relação aos problemas de poluição das águas subterrâneas. No entanto, o problema pode ser equacionado utilizando dispositivos interiores aos lotes

residenciais, ou então, pavimentos permeáveis com uma base impermeável que impeça a percolação da água no solo, mantendo somente o efeito de retenção.

Além de ter sido reservado um capítulo do Handbook of Hydrology (*Maidment*, 1993) em outros livros recentes, como por exemplo *Ponce* (1989) e *McCuen* (1989), tal fato também pode ser observado. Isso indica que o uso de dispositivos alternativos estão se tornando usuais em projetos de drenagem urbana.

elétrica ligada a rede canalizada, controlada manualmente através de registros. O aumento ou diminuição da pressão é verificado visualmente no manômetro superior, necessitando um certo tempo para estabilizar novamente a pressão nos 0,45 MPa. No processamento dos dados, a variabilidade é introduzida na digitalização do linigrama resultante da simulação da chuva. Como as intensidade do escoamento são obtidas pela declividade de dois pontos da curva do linigrama, e as intensidades são altas, tendo por isso, uma curva com declividade pronunciada, ocorre então, que pequenas variações na digitalização dos pontos da curva do linigrama resultam em intensidades muito altas ou muito baixas. Na figura 4.7 se ilustra a situação.

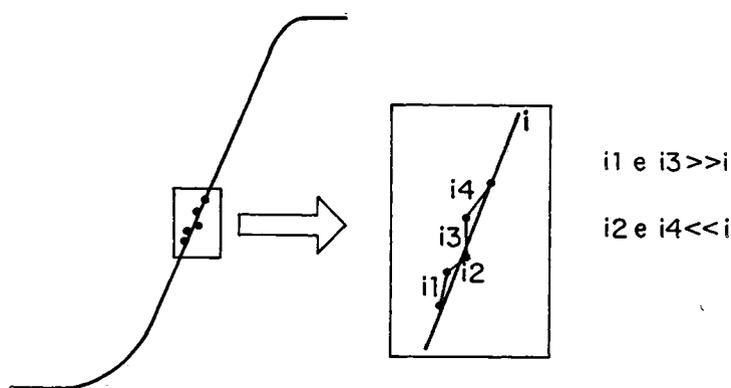


Figura 4.7 Variabilidade nas intensidades de escoamento na digitalização dos linigramas

No caso específico do hidrograma da figura 4.6, tem-se ainda outros fatores influentes: a curva de calibração e tipo de resposta da parcela. A curva de calibração da intensidade de chuva simulada foi obtida depois da simulação em todos os ensaios realizados, e por um tempo menor que o de simulação, em geral de 5 minutos. Durante esses cinco minutos a possibilidade de oscilação da pressão é menor e as variabilidades são facilmente identificáveis no linigrama, pois deve ser uma reta. Juntando o fato da parcela estar bastante úmida, com o escoamento igual a precipitação após o equilíbrio, mais as oscilações de pressão no aspersor, resulta a situação visualizada no hidrograma da figura 4.6, isto é, altos e baixos nas intensidades do escoamento e, em certos momentos, intensidades superiores àquela calibrada. Cabe ressaltar que as intensidades da infiltração, calculadas pelo balanço de volumes, devem ser bem interpretadas, pois as infiltrações negativas são decorrentes dos erros apontados acima, e portanto não devem ser consideradas. Mesmo porque seria uma incoerência a existência de infiltrações negativas. Todos os hidrogramas e as respectivas curvas de infiltração obtidos com a simulação de chuva neste trabalho passaram por um filtro (média móvel entre cinco valores) e são apresentadas no anexo B. Os linigramas resultantes das simulações foram digitalizados e processados com o programa HYDROM desenvolvido pelo ORSTOM.

Como o solo estava bastante úmido, na sim1(figura 4.6), devido a simulação anterior interrompida, no início da tarde, a fase de escoamento permanente ocorreu rapidamente. Porém, com o solo mais enxuto o equilíbrio deveria se apresentar mais tarde e, então, a duração para os próximos ensaios a serem realizados foi fixada em 10 minutos. O ângulo de 45 graus foi mantido no ensaio seguinte, aumentando depois para 50 graus.

Na parcela de *gramal* foram realizadas 6 simulações de chuva completas, sendo que na sexta foi simulado o hietograma de projeto obtido através do método de Chicago, para uma duração de 20 minutos e um tempo de retorno de 5 anos, com bastões de chuva em intervalos de tempo de cinco minutos. Os resultados são apresentados na tabela 4.3.

Tabela 4.3 Características dos resultados das simulações de chuva na *gramal*

Variáveis	sim 1.1	sim 1.2	sim 1.3	sim 1.4	sim 1.5	sim 1.6
data	13/10	14/10	14/10	8/11	9/11	10/11/93
$t_e$ [seg] =	63	93	67	157	207	295
$t_m$ [seg] =	182	213	181	480	393	397
$t_u$ [seg] =	900	600	600	600	600	1200
$t_f$ [seg] =	1335	1200	1133	900	960	1560
$I$ [mm/h] =	148	152	133	129	112	76,149,100,60
$P(t)$ =	37	24,3	22,2	21,5	18,7	32,2
$L(t)$ =	39,2	23,3	21,3	12,5	12,4	24,1
$C$ =	1,06	0,92	0,96	0,58	0,66	0,75
$I_a$ [mm] =	2,59	3,93	2,48	4,63	6,44	6,23
$\theta$ [cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ] =	0,343	0,345	0,346	0,332	0,342	0,340
$i_e$ [mm/h] =	--	--	--	22	8	8

Os tempos  $t_e$ ,  $t_m$ ,  $t_u$  e  $t_f$ ,  $P(t)$  e  $L(t)$  são aqueles identificados na figura 4.4;  $I$  é a intensidade de chuva simulada;  $C$  é o coeficiente de escoamento;  $I_a$  são as perdas iniciais, dada pela intensidade de precipitação vezes o  $t_e$ . A umidade do solo ( $\theta$ ) antes da simulação de chuva foi calculada a partir da calibração da curva da umidade em relação a contagem da sonda de nêutrons e refere-se a profundidade de 15 cm. A taxa final de infiltração do ensaio ( $i_e$ ) é a infiltração encontrada durante a fase de equilíbrio entre o escoamento e a infiltração, ou ainda, o valor de infiltração que tende a estabelecer-se constante, para as características da simulação.

Os problemas apontados para a sim1.1 podem ser identificados pelo coeficiente de escoamento  $C$ . Em primeiro lugar, o solo estava muito úmido (próximo da umidade de saturação: 0,38 a 0,4 cm<sup>3</sup>/cm<sup>3</sup>) e a infiltração foi muito reduzida; além disso, a intensidade da chuva simulada oscilou durante o ensaio, sendo maior que a calibrada e, por consequência, gerou-se um  $C$  maior que 1.

As simulações 1.2 e 1.3 foram realizadas no dia seguinte a sim1.1, sendo a sim1.2 pela manhã e sim1.3 pela tarde. Como pode ser verificado, os resultados foram mais coerentes

devido a um maior rigor na experimentação, procurando minimizar os problemas surgidos na sim1.1, embora as flutuações na fase permanente continuassem a acontecer. Para essas simulações o coeficiente de escoamento ainda permaneceu muito alto, sugerindo alterações no cronograma dos ensaios. Em primeiro lugar, passou-se a realizar um ensaio por dia. Em segundo lugar, decidiu-se cancelar as simulações temporariamente, esperando que o solo ficasse mais seco. Assim, as simulações voltaram a serem realizadas em 8/11/93.

#### 4.4.2.2 Grama2

A parcela de *grama2*, com declividade de 11%, foi instalada em 8/11/93. Apresentava-se coberta em cerca de 90% da área de 1 m<sup>2</sup>, sendo 30% referentes a invasoras, contando com 6 cm de altura. Foi observado também nessa parcela a existência de besouros de vários tamanhos, formigas, pequenas aranhas e minhocas, indicando uma forte atividade biológica. As características do solo são as mesmas apresentadas para a *grama1*.

Quatro simulações foram realizadas sequencialmente nos dias 9, 10, 11 e 12 de novembro. A quinta e sexta, ocorreram no dias 30/11 e 2/12, pois buscou-se encontrar o solo mais seco. Na sexta simulação foi experimentado o hietograma de projeto obtido através do método de Chicago, descrito anteriormente, para uma duração de 20 minutos e um tempo de retorno de 5 anos, com bastões de chuva em intervalos de tempo de cinco minutos. A figura 4.20 apresenta uma visão da grama depois da sexta simulação de chuva. Os resultados dos ensaios são apresentados na tabela 4.4

Tabela 4.4 Características dos resultados das simulações de chuva na *grama2*

Variáveis	sim 2.1	sim 2.2	sim 2.3	sim 2.4	sim 2.5	sim 2.6
data	9/11	10/11	11/11	12/11	30/11	2/12/93
t <sub>e</sub> [seg] =	137	108	137	147	136	225
t <sub>m</sub> [seg] =	480	540	360	420	540	497
t <sub>u</sub> [seg] =	600	600	600	600	600	1200
t <sub>f</sub> [seg] =	848	900	840	885	794	1440
I [mm/h] =	110	142	128	127	116	70,146,90,54
P(t) =	18,33	23,67	21,33	21,17	19,33	32,20
L(t) =	10,90	16,10	12,90	11,80	10,50	21,40
C =	0,59	0,68	0,60	0,56	0,54	0,66
I <sub>a</sub> [mm] =	4,19	4,26	4,87	4,19	4,38	4,75
θ [cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ] =	0,238	0,252	0,262	0,270	0,231	0,236
i <sub>e</sub> [mm/h] =	20	19	22	23	23	6

#### 4.4.2.3 Avaliação dos resultados dos experimentos nas parcelas de grama

As curvas de infiltração das simulações 1.4 e 1.5 da *grama1* e 2.1, 2.2, 2.3, 2.4 e 2.5 da *grama2* foram plotados num mesmo gráfico, procurando-se identificar diferenças e/ou semelhanças. Como pode ser visto na figura 4.8, as curvas apresentam uma mesma forma e tendência, com exceção da sim1.5 da *grama1* que já estava com uma condição inicial bastante úmida e aparece com uma baixa taxa de infiltração.

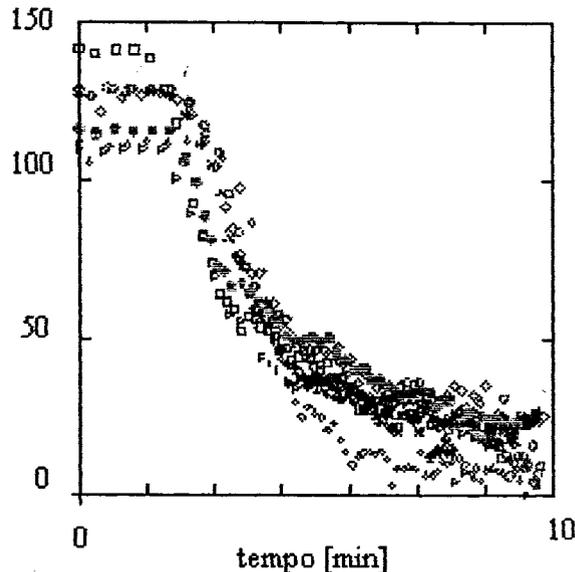


Figura 4.8 Curvas de infiltração resultantes das simulações de chuva na grama

Para representar o comportamento geral da infiltração na grama, a equação de Philip  $F = a + 0,5 * b * t^{-0,5}$  foi ajustada à sim 4 da *grama2*. A equação obtida tem  $a=7$  e  $b=16$ , ou seja:

$$F = 7 + 8t^{-0,5} \quad r = 0,975$$

onde  $F$  = infiltração, em mm/h e  $t$  = tempo, em horas.

A influência da declividade no escoamento é identificada na fase transitória e na fase de esvaziamento, onde, respectivamente,  $t_e$  e  $t_f$  são maiores para a declividade de 1%.

O coeficiente  $C$  variou desde 0,54 a 0,96, dependendo das condições de umidade anterior a simulação e a intensidade da chuva. Para tentar representar o comportamento do coeficiente de escoamento através de uma equação matemática e ressaltar as variáveis mais significativas, realizaram-se regressões múltiplas com algumas das características encontradas nas simulações de chuva. As equações que apresentaram melhor correlação tiveram como

variáveis independentes a precipitação, o  $t_e$  e a umidade antecedente, ficando com as expressões

$$C = 0,549 - 0,054 * I - 0,166 * t_e + 2,09 * \theta \quad r = 0,942 ; r^2 = 0,887$$

$$C = 0,432 - 0,154 * t_e + 2,009 * \theta \quad r = 0,94 ; r^2 = 0,884$$

onde  $I$  é a precipitação, em mm/min;  $t_e$  = tempo de embebição, em minutos; e  $\theta$  é a umidade antecedente, em  $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ .

Comparando as equações, a segunda é estatisticamente melhor pois tem maior grau de liberdade e os coeficientes de correlação e determinação são quase iguais. Como o  $t_e$  não é usualmente um parâmetro de fácil estimativa, uma alternativa seria a análise do API, *índice de precipitação antecedente*, nas regressões. No entanto, as parcelas de gramas foram recobertas com uma lona durante os períodos sem simulação, diminuindo drasticamente a quantidade de chuva que entrava nas parcelas, ficando então sem sentido o uso do API.

De modo geral, deve-se ressaltar que o número de dados utilizados nas regressões foram reduzidos (9 eventos), e os parâmetros como a chuva e a umidade antecedente tem uma pequena faixa de variação, conseqüentemente o peso na regressão não é muito significativo. A influência do  $t_e$  decorre da sua capacidade de refletir o estado inicial da grama e da camada superficial do solo. Para lembrar, o dado de umidade antecedente do solo ( $\theta$ ) se refere a medição em 15 cm de profundidade.

Para calibrar a curva da umidade ( $\theta$ ) em relação a contagem da sonda de nêutrons ( $R/R_A$ ) foram utilizados os dados obtidos tanto da parcela de *grama1* como da parcela de *grama2*. Isso se fez necessário para utilizar o maior número possível de pontos e para abranger uma faixa mais ampla das condições de umidade do solo. A suposição assumida, devido a impossibilidade de retirar as amostra ao redor do tubo de acesso à sonda de nêutrons, é de que as amostras de solo retiradas no local de instalação da cuba sejam representativas do solo em torno do tubo de acesso. A curva ajustada é dada por:

$$\theta = 10^{[-0,904 + 0,824(R/R_A)]} \quad r = 0,85$$

Observando a curva ajustada aos pontos, apresentada na figura 4.9, nota-se a concentração de pontos na faixa de 0,45 a 0,55 ( $R/R_A$ ). Apenas dois pontos estão numa faixa de solo mais seco. A umidade de saturação das amostras indeformadas indicaram valores de 0,38 a 0,4  $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ . Verifica-se, então, que os pontos pertencentes a faixa concentrada estão

com umidades próximas a de saturação. A baixa declividade da reta ajustada demonstra uma pequena sensibilidade da umidade com relação a variações na contagem da sonda de nêutrons. Com isso, a influência da umidade anterior à simulação pode ser mascarada, impedindo uma análise mais consistente desse efeito sobre a infiltração na grama, embora os coeficientes de escoamento resultantes dos ensaios reflitam o estado de umidade do solo, entre outros fatores.

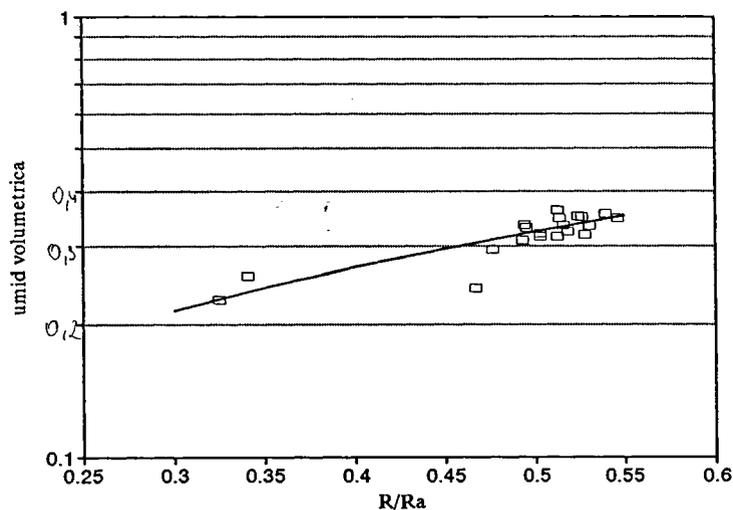


Figura 4.9 Ajuste da curva de calibração da sonda de nêutrons - grama

O monitoramento do perfil de umidade do solo abaixo da grama até os 85 cm foi realizado com a sonda de nêutrons antes e depois de cada simulação de chuva. No entanto, a análise do perfil de umidade ficou prejudicado devido a pequena declividade da reta de ajuste entre as contagens da sonda de nêutrons e conteúdo volumétrico de água no solo. Apesar disso, pode-se reconhecer alguns comportamentos apresentados pelas contagens de nêutrons na sonda. As contagens de nêutrons, monitoradas depois da simulação de chuva, variaram de nenhum a 23 acréscimos e 7 decréscimos na *grama1*, e de nenhum a 38 acréscimos na *grama2*. Nesse caso, considerou-se a diferença de 3 contagens ou menores, como sem variação.

Na *grama1*, em todas as simulações, a medição aos 15 cm de profundidade indicou o aumento das contagens depois da chuva e, com exceção da sim1.2 (não foi possível medir devido a falha da bateria da sonda) e da sim1.3, as contagens aos 25 cm mantiveram-se praticamente iguais. Para as sim1.4, sim1.5 e sim1.6 da *grama1*, aos 65, 75 e 85 cm as contagens permaneceram quase as mesmas. Nas profundidades intermediárias, os valores oscilaram tanto com aumento quanto com diminuição das contagens depois da simulações.

Na *grama2*, o comportamento foi diferente, com as contagens aumentando nas profundidades de 15, 25 e 35, com exceção da sim2.5 aos 35 que se manteve igual. Nas sim2.2 e 2.5 a partir dos 45 cm as contagens não se alteraram. Nas demais, ocorreu aumento nas

contagens das profundidades inferiores a 35 cm, com exceção da sim2.4, onde nos 75 e 85 cm as contagens permaneceram iguais. Os dados são apresentados no anexo B.

A diferença de comportamento entre as duas parcelas pode ser explicada preliminarmente pelas diferentes declividades dos planos e pela posição de cada uma delas. A parcela de *grama1*, além da baixa declividade, recebia a montante água do telhado do prédio "novo", e tinha poucas horas de incidência de sol. Por outro lado, a parcela de *grama2*, além da alta declividade, recebia sol durante quase todo o dia, proporcionando melhores condições de drenagem do solo nas camadas superiores.

Para melhorar a análise dos dados de umidade obtidos com a sonda de nêutrons seria recomendável trabalhar num período em que o solo estivesse menos úmido, sendo isso possível, na região de Porto Alegre, somente no verão, onde as chuvas são de menor duração e a temperatura se mantém alta.

#### **4.4.3 Infiltração em ruas pavimentadas com paralelepípedos**

As duas parcelas de ruas pavimentadas com paralelepípedos, *pllpp3* e *pllpp4*, foram instaladas na rua localizada atrás do prédio administrativo do IPH, onde foi possível interromper parte do tráfego de veículos. A pavimentação dessa rua ocorreu aproximadamente 30 anos, a partir da qual a infiltração em uma rua consolidada a bastante tempo foi caracterizada.

As parcelas *pllpp3* e *pllpp4* foram instaladas no sentido do declive da rua distantes 3 m uma da outra. Efetuou-se a coleta das amostras indeformadas de solo, para caracterização e calibração da sonda de nêutrons, na porção intermediária entre as duas parcelas, considerando estas como representativa do solo, tanto para as medições da sonda na *pllpp3* como na *pllpp4*.

O perfil abaixo dos paralelepípedos é constituído de uma camada de areia de 10 cm, seguida do solo da base do pavimento. A textura do solo, segundo classificação do USDA, indicou solo argiloso. As curvas granulométricas de duas camadas de solo analisadas e da camada de areia são apresentadas no anexo A. Aplicando o método do balão volumétrico a densidade dos grãos da camada de areia resultou em 2,61 g/cm<sup>3</sup>.

O quadro metálico modificado para superfícies revestidas foi utilizado nessas parcelas. Para instalar o quadro modificado é necessário retirar uma linha de pedras do pavimento paralela a face coletora, para que essa seja fixada, pois como o quadro é assentado sobre o pavimento a calha coletora fica num nível mais baixo que a superfície do pavimento. Esse

procedimento se realiza sem problemas pois se inicia a retirada das pedras a partir do buraco aberto para a cuba, seguindo na direção da parcela. Como as juntas são de areia, as pedras são retiradas sem alterar as condições do interior da parcela. As figuras 4.21 e 4.23 ilustram a situação.

As pedras de paralelepípedos interiores as parcelas possuíam um tamanho médio de 13 x 19 cm e constituíram 7 linhas paralelas à face de coleta do escoamento. As juntas das pedras tinham uma largura média de 1 cm, sendo 7 linhas paralelas a face coletora e 5 juntas por linha de pedra, representando 8,7% da área total da parcela. A existência de musgo e gramíneas foi verificada na maioria das juntas, apontando matéria orgânica junto da areia.

O tempo de simulação de chuva adotado nas parcelas de paralelepípedo foi de 10 minutos, seguindo o padrão estabelecido nas simulações de chuva na grama. O ensaio com hietograma de projeto não se efetuou devido aos resultados apresentados nas simulações com um único bastão de chuva,

O hidrograma típico resultante dos experimentos nas parcelas de paralelepípedos pode ser visualizado na figura 4.10.

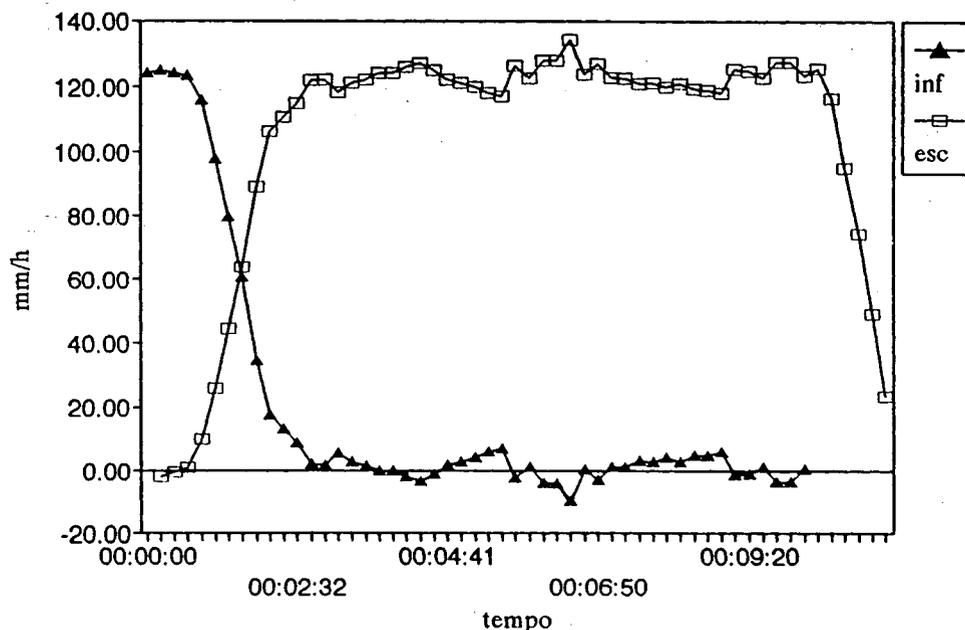


Figura 4.10 Curvas do escoamento e infiltração típicas da simulação de chuva em ruas revestidas com paralelepípedos - sim 4.3

As observações efetuadas sobre os problemas de processamento dos linígrafos e da instabilidade da pressão da água do aspersor, ocorridos nos experimentos iniciais da *gramal*,

são válidos para todos os ensaios em paralelepípedos, devido a baixa infiltração. Os hidrogramas e respectivas curvas de infiltração dos experimentos são apresentadas no anexo B.

#### 4.4.3.1 Pllpp3

A parcela *plpp3* foi instalada em uma parte da rua com declividade pronunciada, ficando com uma declividade de 9%. O quadro metálico modificado ao ser instalado necessita ter suas faces vedadas a fim de não permitir a fuga de água da parcela. Com exceção da face coletora do escoamento, os três lados são assentadas sobre os paralelepípedos, devendo os espaços entre as pedras e a cantoneira da base das faces serem preenchidos.

No caso da *plpp3*, inicialmente o quadro foi chumbado pelo lado externo com uma nata de cimento e areia fina. Na face coletora, os espaços resultam da irregularidade das pedras na junta paralela a face. Esses espaços também foram preenchidos com uma nata de cimento e areia fina.

Na tabela 4.5 são apresentadas as características dos experimentos na parcela *plpp3*. No total foram realizados 5 ensaios. No entanto, as duas primeiras simulações tiveram problemas de fuga de água da parcela e não são apresentados. Suspeitou-se da fuga de água quando comparados os resultados com a parcela *plpp4*, o coeficiente de escoamento da parcela *plpp3* era menor. Para verificar a situação foi colocada massa de calafetar nas interfaces das pedras e do quadro metálico pelo lado interno (figura 4.21). Os resultados da simulação sim 3.3 efetuada após a colocação da massa de calafetar confirmou a suspeita de vazamento nas duas primeiras simulações.

Tabela 4.5 Características dos experimentos na parcela *plpp3*

Variáveis	sim 3.3	sim 3.4	sim 3.5
data	26/11	29/11	30/11
$t_e$ [seg] =	38	37	33
$t_m$ [seg] =	72	72	66
$t_u$ [seg] =	600	600	600
$t_f$ [seg] =	744	780	780
$I$ [mm/h] =	112	103	105
$P(t)$ =	18,67	17,17	17,50
$L(t)$ =	17,20	16,00	16,60
$C$ =	0,92	0,93	0,95
$I_a$ [mm] =	1,18	1,06	0,96
$\theta$ [cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ] =	0,369	0,371	0,371
$i_e$ [mm/h] =	--	--	--

Antes da sim 3.4 se colocou massa de calafetar sobre a nata de cimento e areia entre a a face coletora e as pedras para verificação (figura 4.21). Os resultados não indicaram alteração significativa, confirmando a boa vedação da parcela.

#### 4.4.3.2 Pllpp4

A parcela *pllpp4*, após instalada, ficou com uma declividade de 2%. No quadro metálico modificado os espaços que ocorrem na interface das pedras e a cantoneira do quadro foram preenchidos com massa de calafetar, e depois o quadro foi chumbado pelo lado externo com uma nata de cimento e areia fina. Na face coletora, os espaços foram preenchidos com uma nata de cimento e areia fina.

Efetuararam-se 4 ensaios na parcela *pllpp4* dos quais as características de três são apresentadas na tabela 4.6. A suspeita de fuga de água na parcela *pllpp3* fez com que após o primeira simulação na parcela *pllpp4* a vedação com massa de calafetar fosse reforçada, principalmente nos cantos próximos a face coletora. Embora, os resultados da primeira simulação não serem discrepantes das simulações que se seguiram após o reforço da vedação, ela foi desconsiderada por suspeitas de fuga de água.

Tabela 4.6 Características dos experimentos na parcela *pllpp4*

Variáveis	sim 4.2	sim 4.3	sim 4.4
data	25/11	26/11	29/11
$t_e$ [seg] =	56	50	71
$t_m$ [seg] =	90	102	119
$t_u$ [seg] =	600	600	600
$t_f$ [seg] =	750	706	746
$I$ [mm/h] =	128	124	119
$P(t)$ =	21,33	20,67	19,83
$L(t)$ =	19,30	19,20	17,50
$C$ =	0,90	0,93	0,88
$I_a$ [mm] =	1,99	1,72	2,35
$\theta$ [cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ] =	0,374	0,369	0,371
$i_e$ [mm/h] =	--	--	--

Antes da sim 4.4 se colocou massa de calafetar sobre a nata de cimento e areia entre a a face coletora e as pedras para verificação. Os resultados não indicaram nenhuma alteração, confirmando a validade dos ensaios anteriores.

#### 4.4.3.3 Avaliação dos resultados dos experimentos nas parcelas de paralelepípedos

As curvas de infiltração resultantes dos ensaios de simulação de chuva em ruas revestidas com paralelepípedos foram plotadas num mesmo gráfico, figura 4.11, buscando-se identificar

seus comportamentos. A equação de Philip ajustada a sim 4.3 para representar a fase transitória de infiltração das simulações resultou em

$$F = -27 + 5 * t^{-0.5} \quad r = 0,92$$

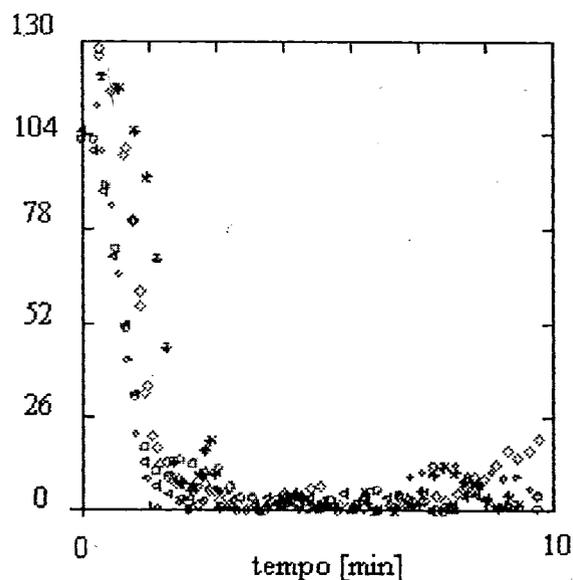


Figura 4.11 Curvas de infiltração resultantes dos ensaios de simulação de chuva em rua pavimentada com paralelepípedo

Observa-se nesse gráfico um comportamento quase idêntico na fase transitória, depois do qual a infiltração foi considerada nula. Considerou-se nula, pois as incertezas quanto a calibração e a intensidade exata de chuva precipitada durante a simulação podem ser de poucos milímetros por hora, o que invalidaria qualquer afirmação de uma baixa taxa de infiltração durante a fase permanente.

Os efeitos da declividade da parcela podem ser verificados através dos tempos de embebição e tempo de início da fase permanente, respectivamente  $t_e$  e  $t_m$ . Para a parcela *pllpp3* com declividade maior esses tempos são menores, mesmo que as chuvas sejam de intensidade um pouco menor que as da parcela *pllpp4*.

Os coeficiente C variaram de 0,88 a 0,95 nos ensaios sobre os paralelepípedos. No entanto, a parcela *pllpp3* apresentou os valores mais altos, embora as intensidades de chuva tenham sido menores que as da *pllpp4*. Como as características interiores as parcelas são iguais, a grande diferença das declividade pode explicar essa variação dos coeficientes de escoamento nas duas parcelas.

Para calibrar a curva da umidade ( $\theta$ ) em relação a contagem da sonda de nêutrons ( $R/R_a$ ) foram utilizados os dados obtidos da parcela *pllpp3* e da parcela *pllpp4*. Isso se fez necessário para utilizar o maior número possível de pontos. A suposição assumida é a mesma das parcelas de grama, ou seja, as amostras de solo retiradas no local de instalação da cuba sejam representativas do solo em torno do tubo de acesso. A curva ajustada, apresentada na figura 4.12, é dada por:

$$\theta = 0,2552 + 0,1955 * R/R_a \quad r = 0,76$$

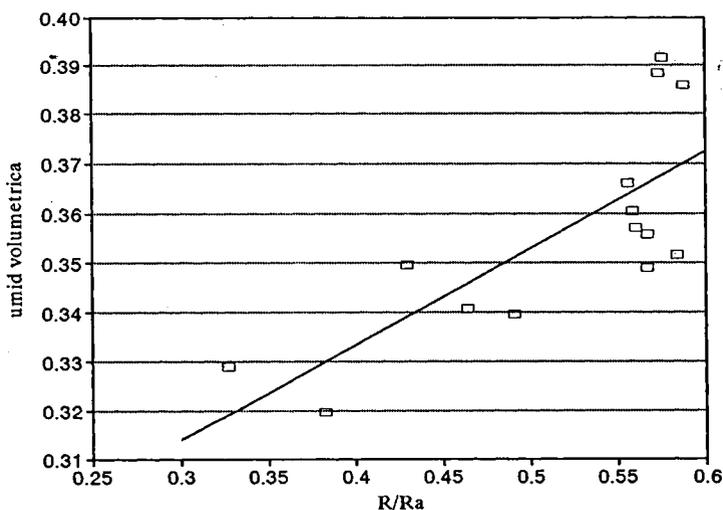


Figura 4.12 Ajuste da curva de calibração da sonda de nêutrons - paralelepípedos

Pode-se observar na figura 4.12 a pequena variabilidade dos teores de umidade das amostras coletadas e a dispersão dos pontos, que refletem no baixo coeficiente de correlação obtido no ajuste. Nesse caso, torna-se difícil avaliar a influência da umidade do solo sobre a infiltração nas parcelas de paralelepípedos. No entanto, os principais condicionantes da infiltração, para as intensidades simuladas, devem ser as condições das juntas entre as pedras, a umidade e porosidade da camada de areia abaixo dos paralelepípedos. Devido a sonda de nêutrons estar restrita a realizar medições a partir de 15 cm de profundidade, a umidade da camada de areia não foi monitorada. Os perfis das contagens da sonda de nêutrons monitorados antes e depois das simulações, apresentados no anexo B, quase não se modificaram. Em certos casos, o aumento das contagens não condiz com a pouca quantidade de água infiltrada. Nas parcelas de *pllpp3* e *pllpp4* foram instalados tubos com mais de um metro e necessitou-se utilizar trado manual para abrir o buraco, e dessa maneira o encaixe ficou prejudicado, formando espaços vazios ao redor do tubo. Provavelmente deve ter entrado água nos espaços entre a parede do tubo e o solo, alterando as medições, porque o tubo de acesso da sonda estava instalado próximo ao canto da parcela e escoava água na lateral da parcela em direção do tubo. Portanto, esses dados devem ser tomados com restrições.

#### 4.4.4 Infiltração em rua de chão batido

A parcela *chão5* foi instalada na rua de chão batido que contorna o prédio "novo" do IPH, na direção do vão entre as duas alas do prédio. A declividade da parcela ficou em 1,3%. Devido a possibilidade de cravar no solo, foi utilizado novamente o quadro metálico descrito por *Silveira e Chevallier* (1991) (figura 4.22).

Na retirada das amostras indeformadas do solo, no local de colocação da cuba, o perfil do solo se apresentou de 0 a 30 cm de profundidade, com uma camada em tom mais claro; dos 30 aos 70 cm, uma camada marrom intermediária; e, dos 70 aos 90 cm, uma camada marrom escura. A dificuldade retirada do solo do tubo guia de instalação da sonda de nêutrons verificada indicou que o solo estava bem compactado. As curvas granulométricas das camadas e a classificação quanto a textura segundo o USDA são apresentadas no anexo A.

Na parcela *chão5* se realizaram 4 simulações de chuva com duração de 10 minutos, seguindo o padrão aplicado nas simulações no paralelepípedo. As curvas típicas da simulação podem ser vistas na figura 4.13. Os hidrogramas e respectivas curvas de infiltração dos experimentos são apresentados no anexo B.

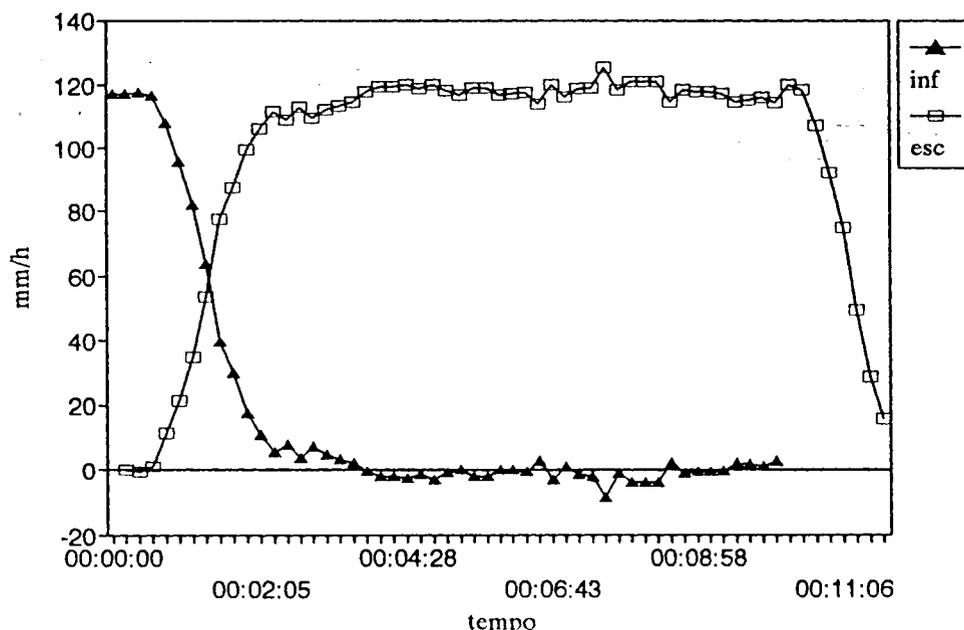


Figura 4.13 Curvas típicas da simulação na rua de chão batido - sim 5.2

As características dos ensaios são apresentados a seguir na tabela 4.7. Como ocorreu nos paralelepípedos o hietograma de projeto não foi aplicado devido a baixa infiltração das simulações de chuva na parcela de chão batido.

Os tempos de escoamento da parcela de rua de chão batido se apresentaram semelhantes aos tempos da parcela *pllp4*, com uma declividade próxima, embora as condições das superfícies sejam completamente diferentes. A quantidade de água infiltrada nas simulações de chuva foi pequena, podendo-se apontar um coeficiente de escoamento, a partir dos quatro ensaios,  $C=0,94$ , como representante da parcela de chão batido.

Tabela 4.7 Características dos experimentos na parcela *chão5*

Variáveis	sim 5.1	sim 5.2	sim 5.3	sim 5.4
data	2/12	3/12	10/12	22/12
$t_e$ [seg] =	79	60	74	76
$t_m$ [seg] =	132	110	108	129
$t_u$ [seg] =	600	600	600	600
$t_f$ [seg] =	840	697	761	771
$I$ [mm/h] =	117	117	110	120
$P(t)$ =	19,5	19,5	18,33	20
$L(t)$ =	18,1	18,4	17,5	18,3
$C$ =	0,93	0,94	0,95	0,92
$I_a$ [mm] =	2,57	1,95	2,26	2,53
$\theta$ [cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ] =	0,241	0,251	0,296	0,293
$i_f$ [mm/h] =	--	--	--	--

O efeito da umidade do solo pode ser claramente identificado nas simulações 5.1 e 5.2, onde as intensidades da chuva foram iguais. Os tempos  $t_e$ ,  $t_m$  e  $t_f$  são menores e o coeficiente de escoamento é maior para a sim 5.2, apesar do conteúdo volumétrico de água no solo aumentar muito pouco (ver contagens no Anexo B). A curva ajustada para a relação entre as medições da sonda nêutrons ( $R/R_a$ ) e a umidade ( $\theta$ ), apresentada na figura 4.14, resultou em

$$\theta = 10^{[-1,354 + 1,824(R/R_a)]} \quad r = 0,875$$

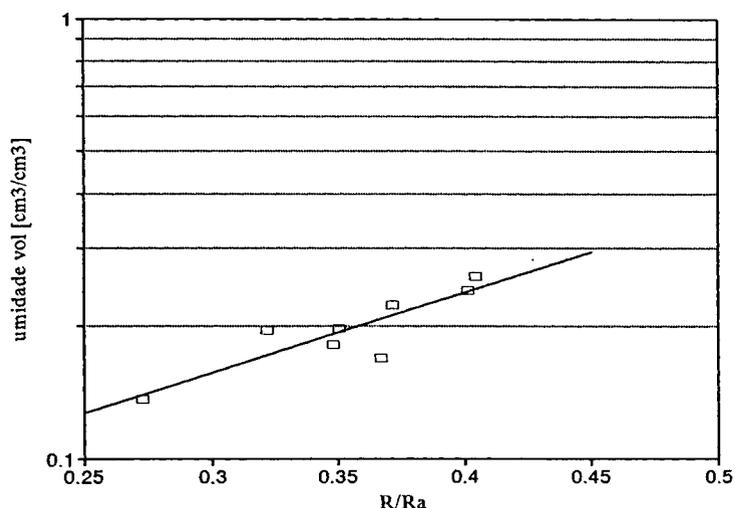


Figura 4.14 Ajuste da curva de calibração da sonda de nêutrons - rua de chão batido

As curvas de infiltração obtidas nas simulações foram reunidas num só gráfico, figura 4.15, para possibilitar a visualização do desenvolvimento das mesmas. Observa-se um comportamento similar na fase transitória, para qual foi ajustada a equação de Philip à sim 5.2, como representante da infiltração nessa fase, resultando em

$$F = -38 + 5,5 * t^{-0,5} \quad r = 0,90$$

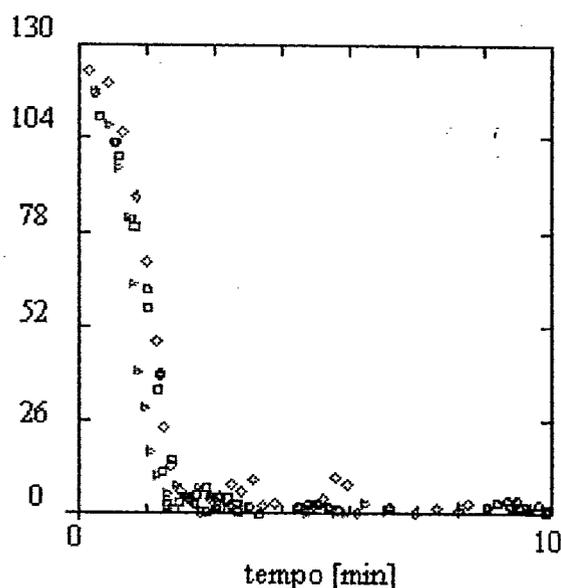


Figura 4.15 Curvas de infiltração resultantes das simulações de chuva em rua de chão batido

A infiltração após a fase transitória foi considerada nula, pelos mesmos motivos dos paralelepípedos, isto é, as incertezas quanto a calibração e a intensidade exata de chuva precipitada durante a simulação podem ser de poucos milímetros por hora, o que invalidaria qualquer afirmação de uma baixa taxa de infiltração durante a fase permanente

#### 4.4.5 Infiltração em ruas recém pavimentadas

Em áreas de expansão urbana, de novos loteamentos, a pavimentação de ruas é uma atividade básica da infra-estrutura necessária para o desenvolvimento da urbanização. A opção pelo tipo de pavimentação leva em conta, principalmente, matéria prima disponível, execução, conservação, segurança do tráfego, instalação de estruturas subterrâneas e conforto. A disponibilidade de matéria prima, como por exemplo a abundância de minas de pedras, ou então, a existência de usina de asfalto, dependendo da estrutura do executor da urbanização, pode ser fator determinante da escolha do pavimento. Por outro lado, dependendo do nível de exigência dos futuros moradores da nova área, a segurança e o conforto podem preponderar sobre os demais critérios. Em raros casos se observam critérios hidrológicos. No Brasil se poderia dizer que esse critério inexistente nos projetos de pavimentação.

Para colaborar com o desenvolvimento de critérios hidrológicos na escolha do tipo de pavimentação foram construídos dois protótipos de rua, uma pavimentada com paralelepípedos e a outra com pedras de concreto industrializadas tipo "Pavi S" (*blockets*), que passaram por uma bateria de ensaios de simulação de chuva.

#### 4.4.5.1 Construção de dois protótipos de rua pavimentada

Os dois protótipos de rua pavimentada, paralelepípedo e *blocket*, com dimensões de 3x3m, localizaram-se sobre uma rua de chão batido, paralela ao Pavilhão Marítimo, executada em um corte do terreno natural a mais de 40 anos atrás, quando se iniciou a construção do IPH.

Os protótipos se desenvolveram a partir da escavação da área de cada um, fazendo com que as pedras ficassem confinadas e amparadas lateralmente. Dessa maneira, a superfície dos protótipos ficou no mesmo nível da rua, permitindo a passagem de um rolo compactador. As duas áreas ficaram separadas por 1 m de distância, possibilitando a instalação da torre de simulação com pequenos deslocamentos, sem interferência em qualquer uma das parcelas.

A execução da pavimentação com pedras, tanto paralelepípedo como *blocket*, passa pelas seguintes etapas:

- 1) compactação da base;
- 2) espalhamento da areia;
- 3) assentamento das pedras;
- 4) preenchimento das juntas com areia;
- 5) vibração e compactação das pedras.

A compactação da base necessita previamente da caracterização do solo da base. A densidade máxima do solo ( $d_{m\acute{a}x}$ ) e a umidade ótima de compactação ( $h_{\acute{o}t}$ ) foram determinados com ensaio Proctor Normal, resultando em  $d_{m\acute{a}x} = 1716 \text{ g/cm}^3$  e  $h_{\acute{o}t} = 18,3 \%$ . A curva granulométrica é apresentada no anexo A. A compactação do solo da base foi realizada com soquete manual, com umidade de 18% no solo. A verificação da densidade atingida pela compactação, efetuada pelo método do cilindro cortante, apontou 93% do Proctor Normal.

Após a compactação da base, espalhou-se areia com espessura de cerca de 12 cm. A espessura da camada de areia, segundo orientações construtivas da COHAB(198-) e DAER(1991), pode variar de 3 a 5 e 7 a 10 cm, respectivamente. Adotou-se a espessura de 12 cm para que a camada depois da passagem do rolo sobre a pedras ficasse em torno de 10 cm, permitindo assim, a comparação com as parcelas de paralelepípedos antigas *pllp3* e *pllp4*.

As pedras dos paralelepípedos foram assentadas seguindo linhas auxiliares, enquanto que os *blockets* foram assentados sobre a areia previamente nivelada com uma régua de madeira, em uma certa declividade. Uma vez colocadas as pedras, as juntas foram preenchidas com areia e então compactadas as superfícies pela passagem do rolo. A vibração não se realizou por problemas na máquina de compactação.

Como resultado, após a compactação, os protótipos ficaram com declividades de 4% e 2%, respectivamente, para paralelepípedo e *blocket*.

#### 4.4.5.2 Pllppn

As simulações de chuva no paralelepípedo novo, *pllppn*, seguiram o padrão de chuva utilizado nas simulações anteriores, ou seja, 10 minutos de chuva intensa. O quadro metálico modificado foi instalado para a simulação, sendo chumbado exteriormente com nata de cimento, areia e um aditivo impermeabilizante, e vedado interiormente com massa de calafetar (figura 4.23).

As pedras interiores a parcela de 1m<sup>2</sup> tinham um tamanho médio de 13x18cm, em 7 linhas paralelas à face coletora. As juntas com largura média de 1cm, perfaziam 6 linhas contínuas, paralelas à face coletora, com 6 juntas por cada linha de pedra.

O tubo de acesso da sonda de nêutrons foi instalado junto a face coletora do escoamento, ao lado do cano de ligação entre calha coletora e a cuba com linígrafo. As amostras de solo para calibração da relação entre a medição da sonda de nêutrons e a umidade foram retiradas no buraco da cuba, a 1 m da parcela. Seguindo as indicações dos ensaios sobre os parcelas de paralelepípedos antigos, de que os fatores determinantes da infiltração nesse tipo de parcela eram as juntas e umidade da camada de areia, efetuou-se a amostragem da umidade do solo com a sonda de nêutrons somente até 35 cm de profundidade, contados a partir do nível do solo da base.

Para verificar o comportamento da camada de areia, estabeleceu-se o procedimento de retirada de uma amostra de areia, identificando a umidade antes da simulação de chuva, uma vez que a sonda de nêutrons não permite a leitura de umidade na camada superficial de 10 cm.

Foram realizados 4 simulações de chuva na parcela de rua recém construída, revestida com paralelepípedos. As curvas de escoamento e infiltração típicas dessa parcela podem ser vistas na figura 4.16. Todas as curvas obtidas nos ensaios são apresentados no anexo B. As características dos quatros experimentos são apresentados na tabela 4.8.

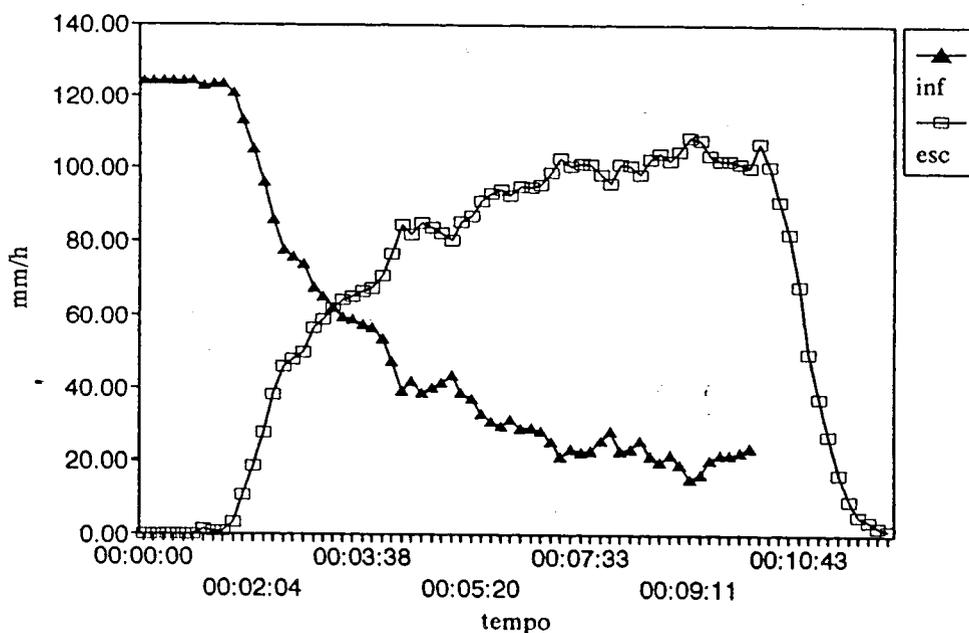


Figura 4.16 Curvas de escoamento e infiltração típicas da parcela de rua recém construída, revestida com paralelepípedos - sim 6.2

Tabela 4.8 Características dos experimentos na parcela *plppn*

Variáveis	sim 6.1	sim 6.2	sim 6.3	sim 6.4
data	24/5/94	26/5/94	30/5/94	1/6/94
$t_e$ [seg] =	100	94	103	80
$t_m$ [seg] =	555	408	512	470
$t_u$ [seg] =	600	600	600	600
$t_f$ [seg] =	720	729	756	690
$I$ [mm/h] =	122	124	120	114
$P(t)$ =	20,3	20,7	20,0	19,0
$L(t)$ =	9,2	13,0	11,6	11,6
$C$ =	0,45	0,63	0,58	0,61
$I_a$ [mm] =	3,4	3,2	3,4	2,5
$\theta$ [%] =	9,6	14,3	11,8	12,4
$i_f$ [mm/h] =	24	21	18	23

Durante a sim 6.1 foi colocado um traçador (permanganato de potássio) dentro da parcela, buscando identificar possíveis vazamentos de água. Mesmo o ponto mais crítico, a face coletora, onde os espaços eram preenchidos com argamassa e depois massa de calafetar, não houve indícios de fuga de água, confirmando o sistema de vedação adotado.

A primeira simulação na parcela de paralelepípedo novo se destacou das demais por quase não entrar na fase de equilíbrio entre o escoamento e a infiltração, e pelo baixo coeficiente de escoamento, podendo ser consequência da menor porcentagem de umidade na

areia. Esses dois fatos devem ser observados com ressalvas, pois a pressão desse ensaio excepcionalmente não foi controlada rigorosamente durante todo tempo de simulação. Nos três outros ensaios o acompanhamento foi integral, e pode-se avaliar as diferenças de comportamento.

Ficou evidenciado a influência da umidade antecedente nos tempos de escoamento, na taxa de infiltração final e no coeficiente de escoamento. Ressalta-se, no entanto, que existe uma inter-relação entre a umidade anterior e a intensidade de chuva que afeta a resposta da parcela, isto é, não é possível separar qual efeito corresponde a uma ou a outra condição. As amostragens de umidade no solo da base com a sonda de nêutrons (anexo B) mostraram pouca ou nenhuma variabilidade, dispensando o ajuste da relação entre a umidade do solo e as contagens da sonda. Esse fato confirma o controle da infiltração realizado pelas juntas e a capacidade de armazenamento da água infiltrada na camada de areia. A análise da porosidade apontou 0,315 %, indicando que a areia não ficou saturada com as chuvas simuladas.

Os coeficientes de escoamento que variaram de 0,45 a 0,63, apresentaram-se, na pior hipótese, cerca de 35% menores que os coeficientes obtidos das simulações sobre os paralelepípedos antigos, indicando principalmente o efeito de colmatção das juntas.

O comportamento das curvas de infiltração resultantes da simulação de chuva sobre a parcela de paralelepípedo novo pode ser verificada na figura 4.17, onde se identifica a discrepância da primeira simulação. A partir sim 6.2 se ajustou a equação de Philip, para representar o comportamento da infiltração na parcela de rua recém construída revestida com paralelepípedo, dada por

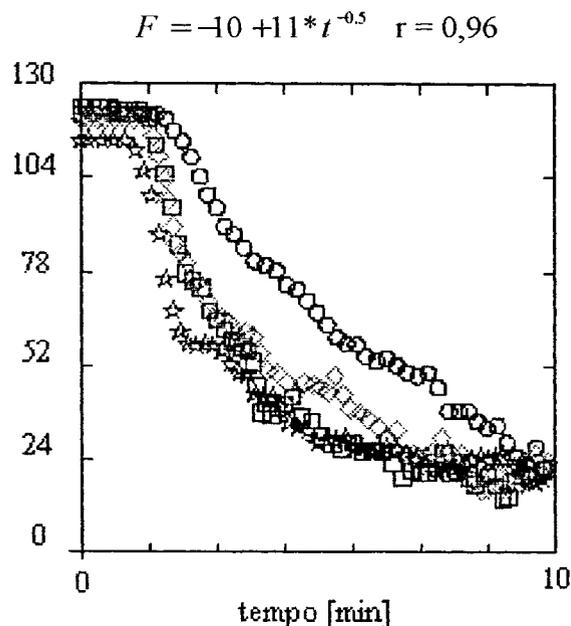


Figura 4.17 Curvas de infiltração da parcela de rua recém construída com paralelepípedos

#### 4.4.5.3 Blocket

As simulações de chuva na parcela de pedras de cimento industrializadas, *blocket*, seguiram o padrão de chuva utilizado nas simulações anteriores. O quadro metálico modificado foi instalado para a simulação, sendo chumbado exteriormente com nata de cimento, areia e um aditivo impermeabilizante, e vedado interiormente com massa de calafetar (figura 4.24).

As pedras interiores a parcela formavam nove linhas no sentido paralelo a face coletora, possibilitando oito linhas de junta, com cinco juntas por linha de pedra. As juntas tinham uma espessura média de 4 mm.

Do mesmo modo que na parcela de *plppn*, o tubo de acesso da sonda de nêutrons foi instalado no centro, em frente a face coletora, e amostras da camada de areia foram retiradas antes de cada simulação de chuva. Coletou-se as amostras de solo no buraco da cuba até os 35 cm de profundidade, contando a partir do nível da base do pavimento.

As curvas de escoamento e infiltração típicas das simulações sobre a parcela de *blocket* estão na figura 4.18. Os resultados de todos os ensaios são apresentados no anexo B.

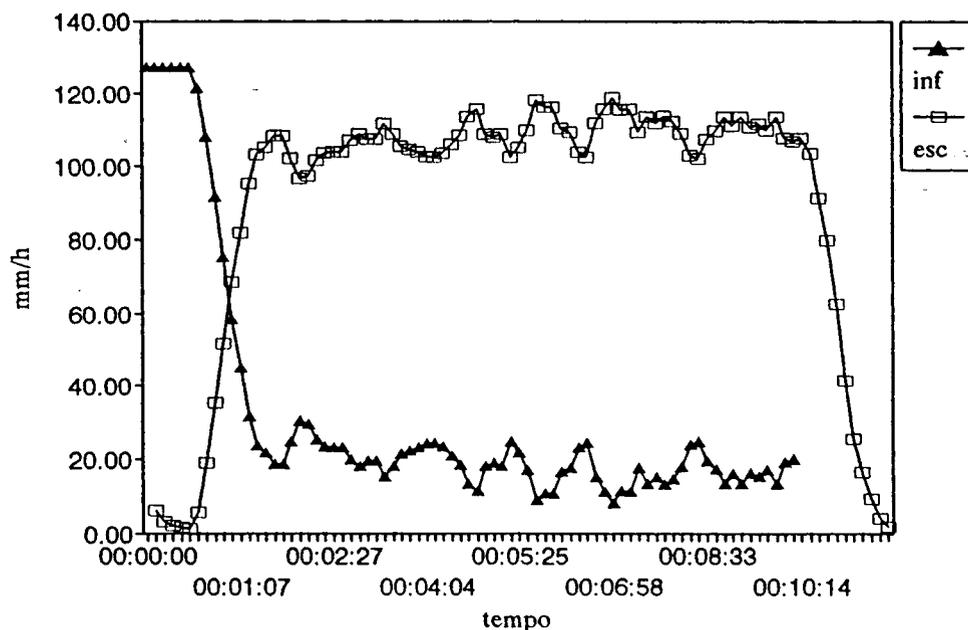


Figura 4.18 Curvas típicas dos ensaios na parcela de *blocket* - sim 7.3

Na tabela 4.9 são apresentadas as características dos experimentos na parcela de *blocket*. No total foram realizados 5 ensaios, no entanto na primeira simulação se constatou um vazamento na cuba do linígrafo, invalidando o ensaio. Porém, durante a primeira simulação,

testou-se a existência de vazamento de água na parcela com traçadores (permanganato de potássio), tanto de dentro para fora como de fora para dentro, tendo, nesse último caso, sido colocado traçador no lado externo da face oposta a face coletora. Como havia ocorrido na parcela de *plppn*, foi confirmado definitivamente a vedação do sistema adotado.

Tabela 4.9 Características dos experimentos na parcela de *blocket*

Variáveis	sim 7.2	sim 7.3	sim 7.4	sim 7.5
data	26/5/94	27/5/94	30/5/94	1/6/94
$t_e$ [seg] =	40	32	45	40
$t_m$ [seg] =	63	65	63	84
$t_u$ [seg] =	600)	600	600	600
$t_r$ [seg] =	720	694	720	701
$I$ [mm/h] =	122	127	126	116
$P(t)$ =	20,3	21,2	21,0	19,3
$L(t)$ =	17,1	17,6	17,8	16,1
$C$ =	0,84	0,83	0,85	0,83
$I_a$ [mm] =	1,36	1,13	1,36	1,29
$\theta$ [%] =	6,3	6,7	6,2	7,6
$i_e$ [mm/h] =	14	13	10	12

Os tempos  $t_e$  e  $t_m$  para a parcela de *blocket* foram menores, quando comparados com uma parcela de mesma declividade e chuvas de intensidade próximas (*plpp4*), indicando uma menor resistência da superfície ao escoamento. O efeito da intensidade da chuva sobre a parcela de *blocket* pode ser observado no tempo  $t_m$  da sim 7.5, onde uma chuva de menor intensidade que as outras resultou num tempo de equilíbrio maior.

O coeficiente de escoamento  $C$  apresentou pequena variabilidade (0,83 a 0,85), podendo-se indicar um valor médio de 0,84 como representativo da parcela de *blocket*.

A umidade antecedente  $\theta$  se mostrou pouco influente nos tempos de escoamento. Os seus efeitos são apontados nas taxas de infiltração final, porém não esquecendo que além da umidade, as características da infiltração e escoamento estão sob efeito da intensidade da chuva, isto é, a taxa final de infiltração pode aumentar ou diminuir segundo uma intensidade menor ou maior, para a duração de chuva utilizada nos ensaios.

Da mesma maneira que o *plppn*, as amostragens de umidade no solo da base com a sonda de nêutrons (anexo B) mostraram pouca ou nenhuma variabilidade, dispensando o ajuste da relação entre a umidade do solo e as contagens da sonda. Esse fato confirma o controle da infiltração realizado pelas juntas e a capacidade de armazenamento da água infiltrada na camada de areia. A análise da porosidade apontou 0,315 %, indicando que a areia não estava saturada antes das simulações de chuva realizadas.

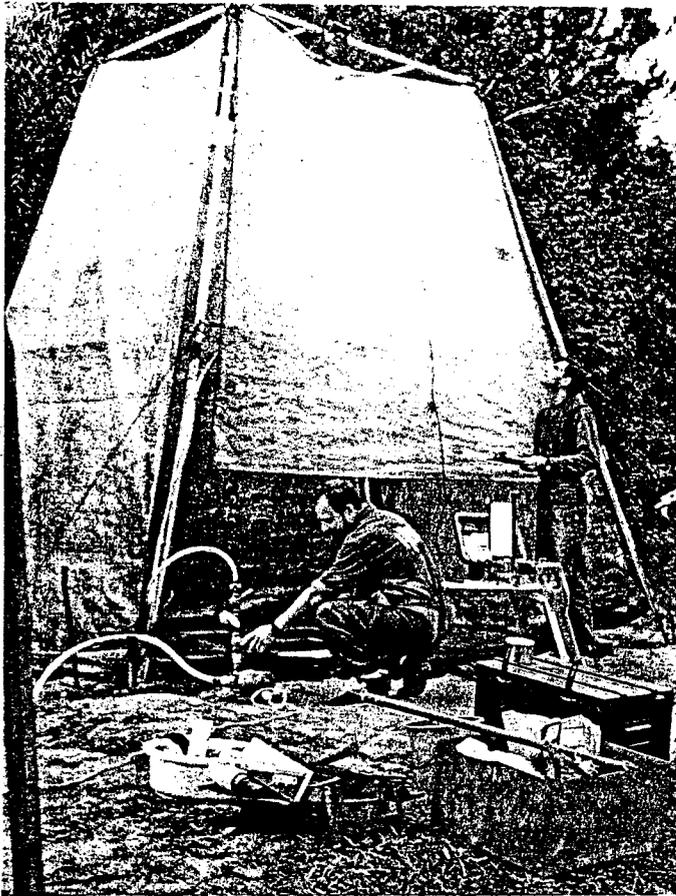


Figura 4.19 Simulador de chuva

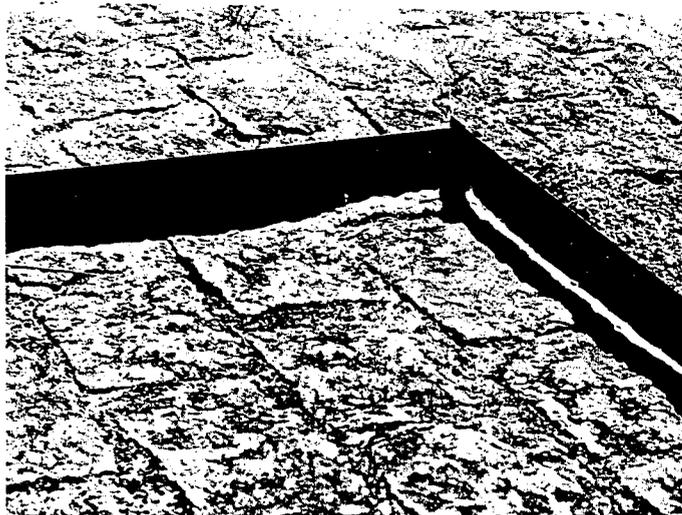


Figura 4.21 Detalhe do quadro metálico nas parcelas de *plpp*

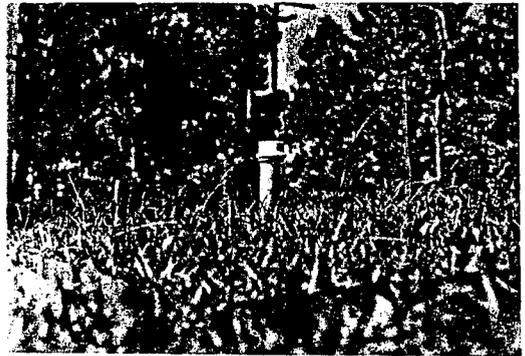


Figura 4.20 *Grana2* depois das simulações

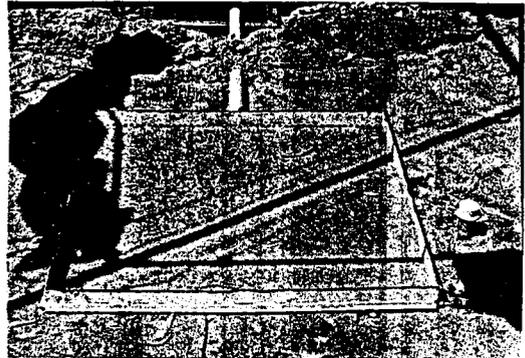


Figura 4.22 Parcela *chão 5*

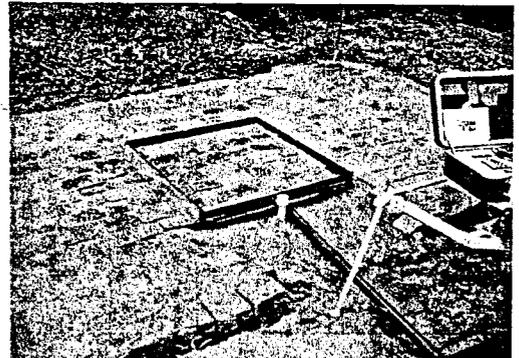


Figura 4.23 Parcela de *plppn*

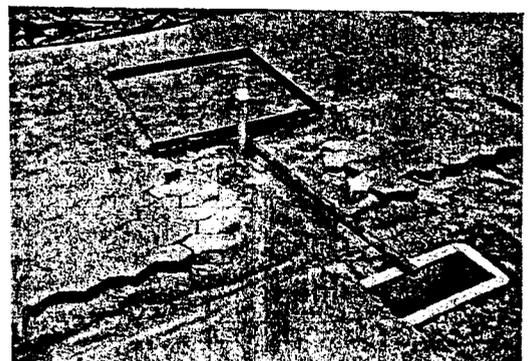


Figura 4.24 Parcela de *blocket*

Para analisar o comportamento das curvas de infiltração obtidas com as simulações de chuva, as quatro curvas foram plotadas num gráfico, figura 4.25, as quais se ajustou a equação de Philip pela sim 7.3, dada por

$$F = 3 + 3 * t^{-0.5} \quad r = 0,91$$

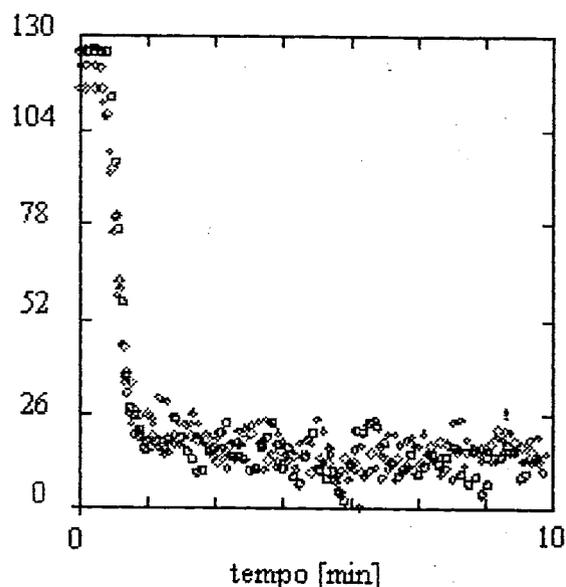


Figura 4.25 Curvas de infiltração da parcela de rua recém construída com *blockets*

#### 4.5 Análise global dos experimentos de infiltração em superfícies urbanas

A utilização do simulador de chuva se mostrou adequada para a determinação da infiltração em superfícies urbanas. A modificação realizada no quadro metálico vazado que delimita a área da parcela apresentou bons resultados, possibilitando a simulação sobre áreas pavimentadas. Apesar dos problemas encontrados com relação a oscilação da pressão do aspersor e ao processamento dos resultados das simulações nas parcelas com alto coeficiente de escoamento, de um modo geral as curvas de escoamento e infiltração puderam ser bem caracterizadas. Nas superfícies onde o escoamento não foi muito alto (grama, paralelepípedo novo e *blocket*), evidenciou-se a influência da umidade antecedente, embora exista uma inter-relação com a intensidade da chuva. Nas parcelas revestidas, destaca-se o controle realizado pelas juntas e camada de areia sobre a infiltração, uma vez que as medições com a sonda de nêutrons não identificaram alterações na umidade do solo de base do pavimento.

Os resultados dos coeficientes de escoamento para as parcelas de paralelepípedo novo e *blocket* indicaram o potencial de uso desses pavimentos para a redução dos impactos da urbanização, embora sejam feitas muitas ressalvas quanto a poluição das águas subterrâneas.

No entanto, conforme *Fujita* (1993), a experiência de 10 anos de uso de pavimentos permeáveis não indicou até o momento contaminação das águas subterrâneas.

A comparação dos valores resultantes dos experimentos de simulação de chuva sobre superfícies urbanas pode ser feita com alguns dados disponíveis na literatura. Para facilitar, apresenta-se um quadro resumo (tabela 4.10) com a precipitação simulada, o coeficiente de escoamento e a taxa final de infiltração, que são as características dos experimentos que podem ser comparadas.

Tabela 4.10 Quadro resumo dos resultados experimentos em superfícies urbanas

<i>Tipo de superfície</i>	<i>Decliv. (%)</i>	<i>precipitação simulada (mm/h)</i>	<i>Coeficiente de escoamento</i>	<i>Taxa final de infiltração - <math>i_e</math> (mm/h)</i>	<i>Parâmetros da Equação de Philip</i>
Gramado *	1 e 9	110 a 142	0,54 a 0,68	19 a 23	$a=7, b=16$
Chão batido	1,3	110 a 120	0,92 a 0,95	**	$a=-38, b=11^+$
Paralelepípedo antigo	2 e 11	103 a 128	0,88 a 0,95	**	$a=-27, b=10^+$
Paralelepípedo novo ***	4	114 a 124	0,58 a 0,63	18 a 23	$a=-10, b=22$
<i>Blocket</i>	2	116 a 127	0,83 a 0,85	10 a 14	$a=3, b=6$

\* não estão incluídas as simulações sim 1.1, sim 1.2, sim 1.3 e sim 1.5 que tinham uma condição antecedente de umidade muito alta e a sim 1.6 e 2.6 que simularam o hietograma de projeto.

\*\* nada pode ser concluído em relação a taxa final de infiltração, conforme explanado no texto.

\*\*\* foi excluída a sim 6.1, pelos motivos explicitados anteriormente.

+ parâmetros representativos da infiltração na fase transitória

No trabalho de *Jacobsen e Harremoës* (1981) o coeficiente de escoamento de 0,10 foi definido como representante de pavimento de pedras de granito. Esse valor fica muito abaixo dos dados das simulações sobre os paralelepípedos. Deve-se observar nesse caso que o coeficiente obtido pelos autores se baseou em dados de uma área com 682 m<sup>2</sup>.

Os coeficientes de escoamento *C* obtidos nos experimentos dos paralelepípedos e *blocket* podem ser enquadrados com os valores apresentados para ruas de concreto e tijolos na tabela 4.11. Observa-se que os valores das simulações de chuva estão dentro da faixa representativa de rua de concreto, com exceção do paralelepípedo novo onde o coeficiente *C* está abaixo de qualquer uma das faixas apresentadas para as ruas.

A tabela de coeficiente de escoamento *C* do *PROJETO* (1967), para chuvas de 5 a 10 anos de frequência, é apresentada na tabela 4.11.

Tabela 4.11 Coeficientes de escoamento (*PROJETO*, 1967)

Tipo de superfície	Coeficiente de escoamento
Ruas	
Asfalto	0,70 a 0,95
Concreto	0,80 a 0,95
Tijolos	0,70 a 0,85
Trajetos de acesso e calçadas	0,75 a 0,85
Telhados	0,75 a 0,95
Gramados, solo arenoso	
Plano, 2%	0,05 a 0,10
Médio, 2 a 7%	0,10 a 0,15
Íngreme, 7%	0,15 a 0,20
Gramados, solo compacto	
Plano, 2%	0,13 a 0,17
Médio, 2 a 7%	0,18 a 0,22
Íngreme, 7%	0,25 a 0,35

Para efeito comparativo, o gramado submetido às simulações poderia ser colocado como do tipo sobre solo compacto, embora na verdade seja um solo intermediário. Em todo caso, os coeficientes de escoamento resultantes das simulações na grama ( $> 0,54$ ) estão acima de qualquer faixa apresentada na tabela.

A restrição feita as comparações acima é o desconhecimento sob qual método, condições de umidade e intensidade de precipitação esses dados foram obtidos.

Os experimentos realizados com infiltrômetro por inundação por *Dam e Ven* (1984) em pavimentos revestidos com tijolos e blocos de concreto apontaram uma infiltração média de 13 mm/h, com máximo de 29 mm/h e mínimo de 6 mm/h, para durações variando de 1 a 6 horas. Nos experimentos com simulação de chuva nos pavimentos recém construídos (no presente estudo) as taxas ficaram dentro da faixa de 10 a 14 mm/h e 18 a 23 mm/h, respectivamente para *blocket* e paralelepípedo novo.

*Ando et al.* (1984) apresenta dados obtidos com infiltrômetro por inundação de dois anéis concêntricos, de 30 e 45 cm, para gramados. Porém a variabilidade dos resultados é muito grande, impossibilitando qualquer comparação.

*Ando et al.* (1993) utilizaram a simulação de chuva para determinar a taxa de infiltração final em jardins. O valor médio da taxa de infiltração dos jardins foi 11,3 mm/h, para uma precipitação de 50 mm/h durante uma hora, sendo menor que as taxas de infiltração finais da simulação feitas sobre a grama com o solo não muito úmido (19 a 23 mm/h). O coeficiente de escoamento calculado, para o trabalho de *Ando et al.* (1993), a partir da taxa média de 11,3 mm/h, resulta em 0,774, valor este superior aos coeficientes encontrados para a condição de solo não muito úmido.

*Oka* (1993) realizou simulações de chuva em lotes urbanos, chegando a taxas finais de infiltração que variaram de 1 a 10 mm/h, em ensaios de duração menores que 45 minutos.

Embora existam similaridades e discrepâncias entre os dados obtidos pela simulação de chuva e os dados da literatura, uma análise mais detalhada fica restringida pela diferença de métodos empregados e pelo pouco detalhamento dos experimentos nos trabalhos encontrados na literatura.

Todo experimento fornece resultados pertinentes a suas características, ou sejam, tipo de solo, condições antecedentes, chuva, área, etc. No caso dos experimentos realizados neste trabalho as características do ensaio são específicas e direcionadas a situação de dimensionamento da microdrenagem urbana, devendo os resultados serem considerados representativos dessa situação. As superfícies estudadas não são naturais, já passaram por um processo antrópico. A chuva simulada é de alta intensidade e curta duração, e por isso a taxa final de infiltração obtida corresponde a uma taxa final de experimentação e não a taxa final de infiltração da superfície, que deve ocorrer somente com a saturação do solo pela frente de umidade.

Cuidado especial deve ser tomado com relação a utilização dos dados resultantes da simulação de chuva para áreas muito grandes, pois as curvas de infiltração são oriundas de uma parcela de 1m<sup>2</sup>. No entanto, o comprimento ou a área dos planos de escoamento em áreas urbanas são pequenos, por exemplo os jardins residenciais e ruas, e sendo assim, esses resultados apresentam boa aplicabilidade.

## 5. MODELAGEM DO ESCOAMENTO EM SUPERFÍCIES URBANAS

Segundo *Packman* (1980) a estimativa de enchentes para bacias urbanas tem se desenvolvido quase exclusivamente com modelagem determinística, pois o sistema hidrológico urbano presta-se bem ao enfoque determinístico, pois a "área de contribuição" da bacia é relativamente constante (no que se refere a perdas iniciais e rugosidade das superfícies impermeáveis), e o sistema de drenagem é bem definido (constituído predominantemente de escoamento em superfícies planas, sarjetas, tubulações e canais).

Quando *Kidd e Lowing* (1979) fazem a descrição dos principais processos hidrológicos em áreas urbanas, pretendem mostrar que um modelo baseado em leis físicas deveria ser inapropriado para simulação do escoamento em áreas urbanas, pela complexidade das próprias leis físicas e a necessidade de condições iniciais provavelmente desconhecidas, e principalmente, pela impossibilidade da descrição dos caminhos da água pela microtopografia individual de cada sub-bacia. No entanto, segundo os autores, para situações onde a subdivisão da bacia em uma rede de segmentos é representativa da conformação da área urbana o modelo da onda cinemática torna-se viável.

No presente estudo, realiza-se a modelagem num lote urbano tendo as áreas subdivididas em planos e, então, utilizou-se o modelo da onda cinemática para representar o escoamento superficial, descrito a seguir.

### 5.1 O modelo da onda cinemática

As equações fundamentais para o escoamento não-permanente, gradualmente variado, em um plano uniforme ou em um canal são derivadas dos princípios de conservação de massa e momento, ou seja, as equações de St. Venant. As equações para um trecho de escoamento  $dx$ , com declividade  $S_0$ , recebendo uma chuva como contribuição lateral  $q$ , são:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (5.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gAS_0 - gAS_f \quad (5.2)$$

onde  $Q$  é a vazão,  $A$  é a área da seção e  $y$  é a altura da lâmina de água na distância  $x$  no tempo  $t$  num plano de escoamento;  $g$  é a aceleração devido à gravidade e  $S_f$  é declividade da linha de atrito. Os dois primeiros termos são denominados termos de inércia, o terceiro se refere à força

de pressão. Os dois termos da direita da equação são os termos de gravidade e atrito respectivamente.

A equação (5.1) é a equação da continuidade e a equação (5.2) é a equação dinâmica. Para esse sistema de equações não há uma solução analítica geral. As soluções analíticas que foram obtidas são restritas à limitadas regiões do domínio da solução ou à casos especiais onde simplificações adequadas podem ser feitas. No entanto, soluções foram obtidas pelo método das características e pelo método de diferenças finitas.

A onda cinemática, que vem sendo utilizada por muitos, é uma aproximação das equações de St. Venant. O escoamento cinemático em um plano e em canais aparece quando ocorre o equilíbrio entre a força gravitacional e a força de atrito. A existência de tal equilíbrio implica que as derivadas dos termos de inércia e de pressão da equação dinâmica são desprezíveis em comparação com os efeitos gravitacionais e atrito (Meigh, 1981). Assim, a equação dinâmica se reduz a:

$$S_0 = S_f \quad (5.3)$$

A vantagem dessa aproximação é a obtenção da solução analítica e da solução numérica de maneira simples.

As simplificações assumidas pela teoria da onda cinemática são (Tucci, 1993, cap. 10):

- a força de atrito e de gravidade são preponderantes sobre os demais termos da equação dinâmica;
- a relação entre a vazão e o nível numa seção é biunívoca. Sendo  $S_0 = S_f$ , a equação dinâmica fica  $Q = c \cdot A \cdot \sqrt{R \cdot S_0}$ , onde  $c$  é um coeficiente de atrito e  $R$  é o raio hidráulico. A área pode relacionar-se com o nível por uma função do tipo  $A = a \cdot y^b$ , resultando em  $Q = c \cdot a \cdot y^b \cdot \sqrt{R \cdot S_0}$ ;
- a onda cinemática é mais importante que as pequenas perturbações que se comportam como uma onda dinâmica;
- o modelo simula somente os efeitos de montante e não pode ser utilizado para simular escoamento com influência de jusante;
- o amortecimento da onda simulado neste modelo é devido ao armazenamento, não ocorrendo amortecimento devido a efeitos dinâmicos.

Alguns critérios utilizados para avaliar a aplicabilidade deste tipo de modelo são os seguintes:

a) *comparação das celeridades*: a condição de que a celeridade da onda dinâmica seja maior que a da onda cinemática, pois então as ondas dinâmicas tem a tendência de amortecer-se rapidamente, predominando a onda cinemática. Neste caso resulta a condição de que  $F < 1,5$ , onde  $F$  é o número de Froude:  $F = \frac{V_0}{\sqrt{gy_0}}$ , onde  $V_0$  = velocidade;  $g$  = força da gravidade;  $y_0$  = profundidade. Esta é uma condição necessária mas não suficiente. Normalmente é uma condição verificada porque o fluxo da maioria dos escoamentos tem um número de Froude menor que 1;

b) *índice K*: Liggett e Woolhiser (1967)(apud Tucci, 1993) utilizaram uma equação linear da onda cinemática e apresentaram o seguinte fator  $K$ ,

$$K = \frac{S_0 L_0}{F_0^2 y_0} \quad (5.4)$$

onde  $S_0$  = declividade do fundo;  $L_0$  = comprimento longitudinal do escoamento;  $F_0$  = número de Froude;  $y_0$  = profundidade. O índice  $_0$  indica que os valores foram linearizados com base num valor médio. Os autores concluíram que, quando  $K > 20$  o modelo da onda cinemática é uma boa aproximação;

c) Ponce et al. (1978)(apud Tucci, 1993) analisaram as equações de St Venant, baseando-se numa solução de linearidade, e concluíram que para 95% de precisão, o modelo da onda cinemática é aplicável quando a desigualdade seguinte é verificada

$$\frac{TS_0 V_0}{y_0} \geq 171 \quad (5.5)$$

onde  $T$  é o período da onda. Essa equação foi obtida com base na análise de precisão de uma versão linearizada das equações de escoamento. Pode-se observar que essa equação leva em conta não só as características do sistema e da profundidade média, mas o período da onda, que é um indicador dos gradientes envolvidos. Portanto, é de se esperar que esta condição seja mais completa que as demais.

O escoamento superficial a ser modelado pela onda cinemática neste estudo é o escoamento devido a precipitação efetiva, resultante da precipitação total menos a infiltração da água no solo. A precipitação efetiva, nesse caso, não é constante ao longo do tempo, pois a infiltração é representada por uma função com decaimento exponencial. Isso implica na utilização da solução numérica das equações da continuidade e dinâmica. A solução analítica para o caso de precipitação não constante é restrita a algumas soluções particulares, como as

soluções propostas por *Parlange et al.* (1981) ou *Cundy e Tendo* (1985). A solução numérica é adotada não tão somente pela forma da precipitação efetiva, mas também pela possibilidade de considerar vazões de montante. O solução numérica da onda cinemática é descrita a seguir.

### 5.1.1 Solução numérica

*Li et al.* (1975) apresentaram a solução numérica das equações da continuidade e dinâmica através de um esquema não linear, com um procedimento iterativo usado para obter a solução para os casos mais complexos de entradas (precipitação) e rugosidades variáveis. O esquema não linear é apresentado abaixo.

A equação da continuidade na forma de diferenças finitas pode ser representada por (ver figura 5.1):

$$\frac{Q_{j+1}^{n+1} - Q_j^{n+1}}{\Delta x} + \frac{A_{j+1}^{n+1} - A_j^n}{\Delta t} = \frac{q_{j+1}^{n+1} - q_j^n}{2} \quad (5.6)$$

onde  $Q_j^n$  é a quantidade  $Q$  no ponto  $x = j\Delta x$ ,  $t = n\Delta t$ ,  $\Delta x$  é o incremento espacial, e  $\Delta t$  é incremento no tempo.

Os termos desconhecidos na equação da continuidade acima são  $Q_{j+1}^{n+1}$  e  $A_{j+1}^{n+1}$ , mas a descarga e a área tem a relação biunívoca

$$A = \alpha Q^\beta \quad (5.7)$$

Com as equações 5.6 e 5.7 os termos desconhecidos da equação da continuidade podem ser obtidos.

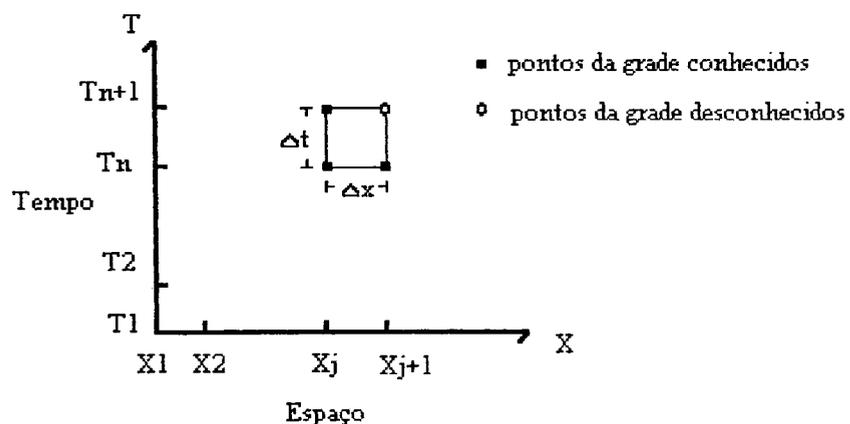


Figura 5.1 Rede retangular no plano  $x-t$  (*Li et al.*, 1975)

Tanto  $Q$  como  $A$  podem ser escolhidos como variável independente no esquema numérico, porém *Li et al.* (1975) optam por  $Q$ , chegando-se a

$$\begin{aligned} A_{j+\frac{1}{2}}^{n+\frac{1}{2}} &= \alpha(Q_{j+\frac{1}{2}}^{n+\frac{1}{2}})^\beta \\ e \\ A_{j+\frac{1}{2}}^n &= \alpha(Q_{j+\frac{1}{2}}^n)^\beta \end{aligned} \quad (5.8)$$

Essas duas equações são substituídas na equação da continuidade em diferenças finitas (equação 5.6) e rearranjadas resultam em

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} Q_{j+\frac{1}{2}}^{n+\frac{1}{2}} + \alpha(Q_{j+\frac{1}{2}}^{n+\frac{1}{2}})^\beta = \frac{\Delta t}{\Delta x} Q_j^{n+\frac{1}{2}} + \alpha(Q_j^{n+\frac{1}{2}})^\beta + \Delta t \left( \frac{q_{j+\frac{1}{2}}^{n+\frac{1}{2}} + q_{j+\frac{1}{2}}^n}{2} \right) \quad (5.9)$$

O lado direito da equação (5.9) acima contém as partes conhecidas e passa a chamar-se de  $\Omega$ , isto é

$$\Omega = \frac{\Delta t}{\Delta x} Q_j^{n+\frac{1}{2}} + \alpha(Q_j^{n+\frac{1}{2}})^\beta + \Delta t \left( \frac{q_{j+\frac{1}{2}}^{n+\frac{1}{2}} + q_{j+\frac{1}{2}}^n}{2} \right) \quad (5.10)$$

Fazendo  $r = Q_{j+\frac{1}{2}}^{n+\frac{1}{2}}$  e  $\Theta = \Delta t / \Delta x$ , o lado esquerdo da equação (5.9) pode ser expressa como

$$f(r) = \Theta r + \alpha r^\beta = \Omega \quad (5.11)$$

A equação (5.11) é não linear em  $r$  e pode ser resolvida pelo método de Newton. Expandindo a função  $f(r)$  pela série de Taylor com aproximação de segunda ordem, temos

$$\Omega = f(r) = f(r^k) + (r - r^k) f'(r^k) + \frac{1}{2} (r - r^k)^2 f''(r^k) \quad (5.12)$$

Isolando  $r$ , resulta

$$r^{k+\frac{1}{2}} = r^k \frac{f'(r^k)}{f''(r^k)} \pm \left\{ \left[ \frac{f'(r^k)}{f''(r^k)} \right]^2 - 2 \left[ \frac{f(r^k) - \Omega}{f''(r^k)} \right] \right\}^{1/2} \quad (5.13)$$

onde

$$f(r^k) = \Theta r^k + \alpha (r^k)^\beta \quad (5.14)$$

$$f'(r^k) = \Theta + \alpha \beta (r^k)^{\beta-1} \quad (5.15)$$

$$f''(r^k) = \alpha \beta (\beta - 1) (r^k)^{\beta-2} \quad (5.16)$$

Existem duas soluções para a equação (5.13). É desejável escolher a solução que resulta no menor valor de  $|f(r^{k+1}) - \Omega|$ . A iteração continua até que o erro absoluto  $|f(r^{k+1}) - \Omega|$  seja menor que um valor pré-definido  $\varepsilon$ . *Li et al.* (1975) indicam  $0,01\Omega$  para o  $\varepsilon$ .

A chave para uma rápida convergência para a correta solução numérica é a escolha do  $r^0$  inicial. A melhor maneira de determinar  $r^0$  é usar um esquema linear. O esquema linear consiste em derivar a relação biunívoca entre a vazão e a área, substituir essa derivada na equação da continuidade, passando para a forma de diferenças finitas, chega-se a seguinte relação:

$$r^0 = Q_{j+1}^{n+1} = \left[ \Theta Q_j^{n+1} + \alpha\beta Q_{j+1}^n \left( \frac{Q_{j+1}^n + Q_j^{n+1}}{2} \right)^{\beta-1} + \Delta V \left( \frac{q_{j+1}^{n+1} + q_{j+1}^n}{2} \right) \right] \left[ \Theta + \alpha\beta \left( \frac{Q_{j+1}^n + Q_j^{n+1}}{2} \right)^{\beta-1} \right]^{-1} \quad (5.17)$$

A equação (5.17) não é inaplicável quando ambos  $Q_{j+1}^n$  e  $Q_j^{n+1}$  são iguais a zero. Nesse caso se usa  $\beta=1$  na equação (5.11), e então se obtém

$$r^0 = \Omega / (\Theta + \alpha) \quad (5.18)$$

*Li et al.* (1975) demonstram que o esquema representado pela relação biunívoca entre a área e a vazão, logaritmizada, é incondicionalmente estável. *As análises do esquema numérico indicaram que a convergência é assegurada, embora a precisão seja dependente dos valores adotados para  $\Delta t$  e  $\Delta x$ , especialmente o valor do  $\Delta t$ .*

### 5.1.2 Os parâmetros $\alpha$ e $\beta$

Os parâmetro  $\alpha$  e  $\beta$  da equação  $A = \alpha Q^\beta$  foram determinados por *Li et al.* (1975) através da equação de Darcy-Weisbach do movimento uniforme para escoamentos em regime laminar e turbulento, dada por

$$S_f = \frac{fQ^2}{8gRA^2} \quad (5.19)$$

onde  $f$  é o coeficiente de atrito de Darcy-Weisbach. O efeito da chuva na resistência do escoamento é o principal fator na modelagem de águas superficiais de pequena espessura. *Shen et al.* (1973)(apud *Li et al.*, 1975) determinaram experimentalmente a equação do fator  $f$  para escoamentos rasos com impacto da chuva:

$$f = \frac{a_2}{N_r^{b_2}} \quad (5.20)$$

onde  $N_r$  é o número de Reynolds;  $a_2$  e  $b_2$  são funções da intensidade da chuva, da rugosidade. O número de Reynolds para escoamento superficial é calculado por

$$N_r = Q/v \quad (5.21)$$

onde  $v$  é a viscosidade cinemática do fluido.

Substituindo as duas equações (5.20) e (5.21) na equação de Darcy-Weisbach e considerando que em escoamentos superficiais em canais largos o perímetro molhado é constante, resulta

$$\alpha = \left( \frac{a_2 v^{b_2}}{8gS_0} \right)^{1/3} \quad (5.22)$$

$$\beta = \frac{2 - b_2}{3}$$

Se a equação de Manning fosse aplicada, os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  correspondentes seriam

$$\alpha = \left( \frac{n}{S_0^{1/2}} \right)^{3/5} \quad (5.23)$$

$$\beta = 0,6$$

Por outro lado, os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  para escoamento em regime laminar são dados por

$$\alpha = \left( \frac{3v}{gS_0} \right)^{1/3} \quad (5.24)$$

$$\beta = 1/3$$

Nas equações 5.22, 5.23 e 5.24 as unidades das variáveis são:  $v$  [ $m^2/s$ ];  $g$  [ $m/s^2$ ],  $S_0$  [ $m/m$ ] e  $n$  [ $s/m^{1/3}$ ].

### 5.1.3 Discretização numérica

A discretização temporal ( $\Delta t$ ) e espacial ( $\Delta x$ ) do modelo numérico precisam ser definidas de maneira que se obtenha uma boa precisão, para não influenciar na determinação do parâmetro  $\alpha$ . Embora *Li et al.* (1975) afirmem que a precisão depende da escolha do  $\Delta t$  e do  $\Delta x$ , principalmente do  $\Delta t$ , não apresentam nenhum critério de verificação da discretização adotada. Leedesrtse (1967), apud (*Tucci*, 1985), propõe dois índices para representar a precisão numérica de um esquema numérico, verificando o amortecimento e a dispersão numérica. Os índices são os seguintes:

$$R_1 = \frac{\text{Amortecimento numérico}}{\text{Amortecimento verdadeiro}} \quad R_2 = \frac{\text{Velocidade numérica}}{\text{Velocidade verdadeira}}$$

Utilizando o esquema implícito para a equação da continuidade diferencial do modelo da onda cinemática, na sua solução linear, os índices resultam em (*Tucci*, 1994)

$$R_1 = \left\{ \left[ k \left( 1 - \cos 2\pi \frac{\Delta x}{L} \right) + 1 \right]^2 + k^2 \sin^2 2\pi \frac{\Delta x}{L} \right\}^{-1/2} \quad (5.25)$$

$$R_2 = \frac{\arctg \left\{ \frac{-k \sin(2\pi \frac{\Delta x}{L})}{k \left[ 1 - \cos(2\pi \frac{\Delta x}{L}) \right] + 1} \right\}}{2\pi \frac{\Delta x}{L} k} \quad (5.26)$$

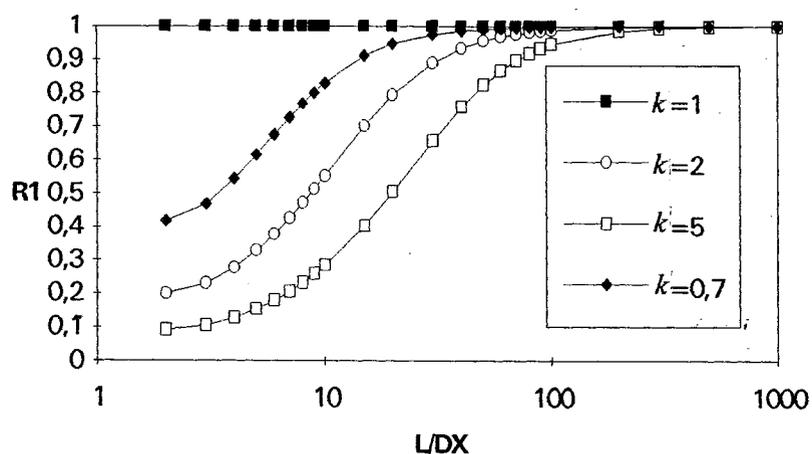
onde  $k = v \frac{\Delta t}{\Delta x}$ ;  $v$  = velocidade de deslocamento;  $L$  = comprimento da onda;  $\Delta t$  e  $\Delta x$  = discretização temporal e espacial, respectivamente.

Os fatores da discretização devem ser escolhidos de forma que  $R_1$  e  $R_2$  sejam os mais próximos possíveis da unidade. As curvas resultantes dessas equações estão na figura 5.2.

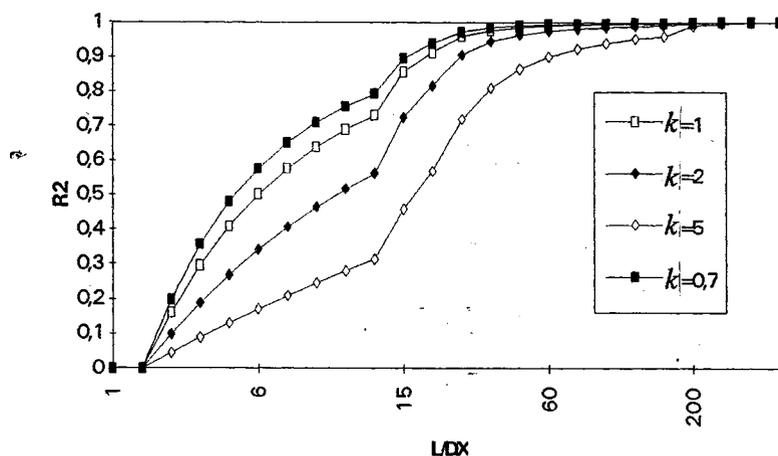
## 5.2 Simulação do escoamento das parcelas de superfícies urbanas

Com base nos dados obtidos nas simulações de chuva sobre parcelas de superfícies urbanas apresentadas no capítulo anterior, foi ajustado o modelo da onda cinemática, que nesse caso envolveu a determinação dos parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  do modelo. Porém, a utilização do modelo da onda cinemática para simular a transformação de chuva em vazão depende

invariavelmente da verificação das condições de escoamento para as quais estão fundamentadas.



a - Coeficiente de amortecimento



b - Coeficiente de velocidade

Figura 5.2 Valores dos índices  $R_1$  e  $R_2$  em função do número de pontos por comprimento de onda  $L/dx$  (Tucci, 1994)

### 5.2.1 Verificação da aplicabilidade do modelo da onda cinemática

Os critérios para avaliar a aplicabilidade da onda cinemática apresentados no item anterior foram analisados para as cinco diferentes parcelas de superfícies urbanas que estiveram sob simulação de chuva. Como os experimentos de simulação de chuva não monitoraram a profundidade ( $y_0$ ) e sim a vazão escoada, os valores dos critérios não são obtidos diretamente. Então, optou-se em explicitar os quesitos necessários em função da profundidade, através da relação entre a vazão, a profundidade e a velocidade ( $Q=Vy$ ).

Comparação das celeridades:  $F = \frac{V_0}{\sqrt{gy_0}} < 1,5$

Fazendo  $V_0 = \frac{Q_0}{y_0}$ , para satisfazer a relação  $F < 1,5$ :  $y_0 > \left( \frac{Q_0}{1,5 * g^{1/2}} \right)^{2/3}$

Os valores da vazão escoada nas parcelas oscilaram entre 15 e 130 mm/h, considerando que o limite inferior se refere um dos primeiros pontos de vazão medido. Para esses dois valores os resultados são os seguintes:

- $Q_0 = 15 \text{ mm/h}$  -  $y_0 > 0,1 \text{ mm}$
- $Q_0 = 130 \text{ mm/h}$  -  $y_0 > 0,4 \text{ mm}$

Índice  $K$ :  $K = \frac{S_0 L_0}{F_0^2 y_0} > 20$

Fazendo  $V_0 = \frac{Q_0}{y_0}$ , para satisfazer a relação  $K > 20$ :  $y_0 > Q_0 \left( \frac{20}{S_0 L_0 g} \right)^{1/2}$

O índice  $K$ , levando em consideração a declividade e comprimento do plano de escoamento, permite o cálculo do  $y_0$  para cada parcela, com as respectivas vazões. As parcelas escolhidas para a verificação foram aquelas que posteriormente também tiveram ajustados os parâmetros da onda cinemática. No caso das parcelas de grama e de paralelepípedo antigo, apresenta-se ainda os valores para a parcela de declividade diferente da usada para o ajuste. O comprimento do plano ( $L_0$ ) é constante e igual a 1m para todas as parcelas. Os resultados foram os seguintes:

Tabela 5.1 Verificação do índice  $K$

grama 2.3 $S_0=0,11$	grama 1.4 $S_0=0,01$	pllpp 4.3 $S_0=0,02$	pllpp3.3 $S_0=0,09$	chão 5.2 $S_0=0,013$	pllppn 6.2 $S_0=0,04$	blocket 7.3 $S_0=0,02$
$Q_0$ [mm/h]						
114	109	124	112	117	104	109
25	19	38	30	43	13	28
$y_0$ [mm]						
$y_0 > 0,13$	$y_0 > 0,43$	$y_0 > 0,35$	$y_0 > 0,15$	$y_0 > 0,4$	$y_0 > 0,2$	$y_0 > 0,3$
$y_0 > 0,03$	$y_0 > 0,08$	$y_0 > 0,1$	$y_0 > 0,04$	$y_0 > 0,15$	$y_0 > 0,03$	$y_0 > 0,08$

$$\text{Desigualdade de Ponce} : \frac{TS_0V_0}{y_0} \geq 171$$

$$\text{Fazendo } V_0 = \frac{Q_0}{y_0}, \text{ para satisfazer a relação, } y_0 \leq \left( \frac{TS_0Q_0}{171} \right)$$

No caso dessa desigualdade, cada parcela pode ser analisada separadamente. As parcelas verificadas foram aquelas que posteriormente também tiveram ajustados os parâmetros da onda cinemática. O período da onda ( $T$ ) foi estimado como a soma do tempo de ascensão ( $t_m - t_e$ ) mais o tempo de recessão  $t_r(t_f - t_u)$ , do hidrograma resultante da simulação de chuva em cada parcela.

Tabela 5.2 Verificação da *desigualdade de Ponce*

grama 2.3	grama 1.4	pllpp 4.3	pllpp3.3	chão 5.2	pllppn 6.2	blocket 7.3
$S_0=0,11$	$S_0=0,01$	$S_0=0,02$	$S_0=0,09$	$S_0=0,013$	$S_0=0,04$	$S_0=0,02$
$T=463 \text{ s}$	$T=623 \text{ s}$	$T=158 \text{ s}$	$T=278 \text{ s}$	$T=180 \text{ s}$	$T=443 \text{ s}$	$T=127 \text{ s}$
$Q_0$ [mm/h]						
114	109	124	112	117	104	109
25	19	38	30	43	13	28
$y_0$ [mm]						
$y_0 < 3,1$	$y_0 < 1,05$	$y_0 < 0,8$	$y_0 < 2,1$	$y_0 < 0,67$	$y_0 < 1,7$	$y_0 < 0,67$
$y_0 < 1,44$	$y_0 < 0,44$	$y_0 < 0,44$	$y_0 < 1,1$	$y_0 < 0,4$	$y_0 < 0,61$	$y_0 < 0,34$

O cálculo da profundidade ( $y_0$ ) teórica, ocorrida nas simulações de chuva das parcelas usadas para a verificação da aplicabilidade da onda cinemática, foi realizada pela fórmula de Manning, utilizando os coeficientes de rugosidade obtidos no item 5.4 a seguir. Os valores de  $y_0$  calculados são apresentados a na tabela 5.3.

Pode ser verificado na tabela 5.3 todas as parcelas de superfícies urbanas satisfazem as três condições de aplicabilidade do modelo da onda cinemática, com exceção da parcela de grama com 1% de declividade e coeficiente de rugosidade  $n=0,1$ . A parcela de grama com 1% de declividade não satisfaz as condições da *desigualdade de Ponce*. Ocorre que com a baixa declividade e a alta rugosidade as velocidades são pequenas, e o termo de pressão pode ser significativo, não sendo mais satisfeita a relação da equação 5.3. Verificando através da fórmula de Manning, a declividade da linha de energia  $S_f$ , para a declividade de 1%,  $n=0,1$ ,  $y_0=1,95$ , é igual a 0,315 m/m, muitas vezes superior a declividade da parcela, confirmando a importância do termo de pressão. Nesse caso seria recomendável a utilização de um modelo do tipo difusivo.

Tabela 5.3 Comparação dos valores de  $y_0$  calculados pela fórmula de Manning com o índice  $K$  e a desigualdade de Ponce

grama 2.3	grama 1.4	pllpp 4.3	pllpp3.3	chão 5.2	pllppn 6.2	blocket 7.3
$S_0=0,11$	$S_0=0,01$	$S_0=0,02$	$S_0=0,09$	$S_0=0,013$	$S_0=0,04$	$S_0=0,02$
$n=0,2$	$n=0,1$	$n=0,015$	$n=0,015$	$n=0,015$	$n=0,015$	$n=0,018$
$Q_0$ [mm/h]						
114	109	124	112	117	104	109
25	19	38	30	43	13	28
$y_0$ [mm] Manning						
1,47	1,95	0,55	0,32	0,58	0,4	0,56
0,6	0,68	0,27	0,15	0,27	0,12	0,25
<i>Índice K</i>						
$y_0 > 0,13$	$y_0 > 0,43$	$y_0 > 0,35$	$y_0 > 0,15$	$y_0 > 0,4$	$y_0 > 0,2$	$y_0 > 0,3$
$y_0 > 0,03$	$y_0 > 0,08$	$y_0 > 0,1$	$y_0 > 0,04$	$y_0 > 0,15$	$y_0 > 0,03$	$y_0 > 0,08$
<i>Desigual. Ponce</i>						
$y_0 < 3,1$	$y_0 < 1,05$	$y_0 < 0,8$	$y_0 < 2,1$	$y_0 < 0,67$	$y_0 < 1,7$	$y_0 < 0,67$
$y_0 < 1,44$	$y_0 < 0,44$	$y_0 < 0,44$	$y_0 < 1,1$	$y_0 < 0,4$	$y_0 < 0,61$	$y_0 < 0,34$

Desses resultados algumas afirmativas podem ser colocadas:

- 1) as condições de aplicabilidade da onda cinemática foram satisfeitas nas parcelas de grama 2.3, paralelepípedos antigos, chão batido, paralelepípedo novo e blocket;
- 2) o coeficiente de rugosidade  $n=0,1$  ajustado para a parcela de grama 1.4 não é válido, pois as condições *desigualdade de Ponce* da onda cinemática não são cumpridas;
- 3) o coeficiente rugosidade a ser adotado para a parcela de grama corresponde ao obtido na parcela de grama 2.3 -  $n=0,2$ , onde todas as condições de aplicabilidade da onda cinemática são satisfeitas;

Analisando a declividade mínima da grama que satisfaz as condições de aplicabilidade da onda cinemática, com  $n=0,2$ , chegou-se ao valor de 4%, como pode ser verificado na tabela 5.4. Adotou-se uma relação linear entre os períodos de onda e as declividades das parcelas de grama 2.3 e 1.4 para estimar o valor de T nas declividades intermediárias.

Tabela 5.4 Valor mínimo para a declividade da grama

Parcela	$Q_0$ [mm/h]	$y_0$ [mm] Manning	<i>Índice K</i>	<i>Desigualdade de Ponce</i>
Grama - $n=0,2$	109	1.94	$y_0 > 0,22$	$y_0 < 2$
T=575 - $S_0=0,04$	19	0.68	$y_0 > 0,04$	$y_0 < 0,84$

### 5.2.2 Definição dos parâmetros $\alpha$ e $\beta$ da onda cinemática

Confirmada a validade do modelo da onda cinemática para as parcelas de superfícies urbanas nas condições das simulações de chuva realizadas, os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  da onda cinemática utilizados indiretamente, ou seja, os coeficientes de rugosidade tiveram seus valores validados igualmente. Na verdade os parâmetros foram determinados primeiramente e depois verificados. A seguir se descreve o procedimento para ajuste dos parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$ .

Para a simulação da onda cinemática os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  da equação 5.7 podem ser determinados pelas equações 5.22, 5.23 e 5.24, conforme o regime de escoamento encontrado.

Segundo *Emmett* (1978), na maioria dos escoamentos superficiais ao longo de um plano, o número de Reynolds, que é uma medida da turbulência do fluido, normalmente permanece no regime considerado como laminar, porém o escoamento não é completamente laminar devido a perturbação das gotas da chuva e a influência das irregularidades topográficas. As características hidráulicas do escoamento superficial dependem de vários fatores como a intensidade e duração da precipitação, a textura ou tipo de solo refletindo na sua capacidade de infiltração, a umidade antecedente, a densidade e tipo de vegetação, e formas topográficas, incluindo o número e tamanho de depressões da superfície, declividade e comprimento da plano. Para escoamento superficial em planos naturais, Horton (1945) apud *Emmett* (1978), postulou que existe uma condição de escoamento misto; isto é, áreas de escoamento completamente turbulento estão interpostas com áreas de escoamento laminar. *Emmett* (1978) coloca que o escoamento superficial em plano sob precipitação, embora tenha características de escoamento turbulento, exibe muitas das propriedades do escoamento laminar, e portanto não pertence a nenhuma das classificações de escoamento laminar, transição ou turbulento.

Para identificar o tipo de formulação adequado às condições dos experimentos realizados nas parcelas de superfícies urbanas, verificou-se o ajuste das equações do escoamento laminar e de Manning, 5.23 e 5.24, aos resultados obtidos das simulações de chuva. O valor de  $\beta$  é constante em ambas as equações, respectivamente, 0,33 e 0,6 para escoamento laminar e Manning. No caso da formulação de Manning é ainda possível ajustar o parâmetro  $\alpha$  através do coeficiente de rugosidade  $n$ , com um processo de tentativa e erro.

A verificação do ajuste das equações 5.23 e 5.24 foi realizada no modelo computacional esquematizado para o lote descrito no capítulo a seguir, supondo a existência de somente um plano de escoamento com dimensões de 1 x 1 m, representando a parcela da simulação de

chuva. A chuva de entrada tem a mesma intensidade que a simulada no experimento e as perdas são realizadas pela curva de infiltração ajustada ao ensaio.

### 5.2.3 Discretização numérica adotada

Exigindo a máxima precisão possível do modelo matemático para que os parâmetros ajustados pudessem ser avaliados da melhor maneira, após uma análise da influência dos valores da discretização temporal e espacial de cada uma das parcelas, partiu-se de valores de  $\Delta t=1$  s e  $\Delta x=5$  cm. A discretização temporal em 1s é a máxima permitida no modelo desenvolvido, devido a problemas de memória computacional. Uma vez que a chuva de entrada e a curva de infiltração eram conhecidas, o escoamento era também e dessa maneira o resultado do esquema numérico poderia ser inferido, principalmente na fase de equilíbrio do escoamento. Para a discretização de  $\Delta x=5$  cm e  $\Delta t=1$  s, os valores de  $R_1$  e  $R_2$  ficaram próximos de 0,998. Nas parcelas de baixo coeficiente de rugosidade se observou que para essa discretização o modelo atingia 95% dos valores observados. Alterando a discretização espacial para 2 cm, o modelo chegou a 98% dos valores observados, e 99% para  $\Delta x=1$  cm. Para  $\Delta x=1$  cm e  $\Delta t=1$  s, os valores de  $R_1$  e  $R_2$  resultaram em 0,999, com exceção do  $R_1$  da parcela de blocket, que ficou com 0,998, embora os valores de  $L/dx$  fossem superiores a 1074. Os valores de  $L/dx$  para as outras parcelas variaram de 785 a 5350. A influência da terceira casa decimal do  $R_1$  e  $R_2$  sobre a precisão alcançada pelo modelo matemático pode ser atribuída a dois fatores: 1) os índices  $R_1$  e  $R_2$  foram desenvolvidos baseados na solução linear da equação da continuidade, que seria uma primeira aproximação da solução não linear da onda cinemática; 2) devido ao grande número de iteração (600  $\Delta t$  na ascensão do hidrograma) o erro pode ser propagado, diminuindo a precisão. Em função da análise efetuada, adotou-se a discretização de  $\Delta x=1$  cm e  $\Delta t=1$  s, valorizando a análise dos parâmetros da onda cinemática.

### 5.2.4 Resultados

Nas figuras 5.3 a 5.7 são apresentadas as curvas de escoamento, observadas e ajustadas, para a parcela de grama, paralelepípedo antigo, chão batido, paralelepípedo novo e blocket, com o referido coeficiente de rugosidade  $n$  para o caso da equação 5.23.

São duas as fases do hidrograma onde se deve verificar o ajuste das formulações para os parâmetros da onda cinemática: a ascensão e a recessão do hidrograma; pois nelas se manifestam preponderantemente os efeitos do impacto das gotas da chuva, da declividade e rugosidade da superfície sobre o escoamento. Na fase permanente as energias se encontram em equilíbrio e a chuva efetiva se transforma completamente na vazão máxima possível de ser atingida.

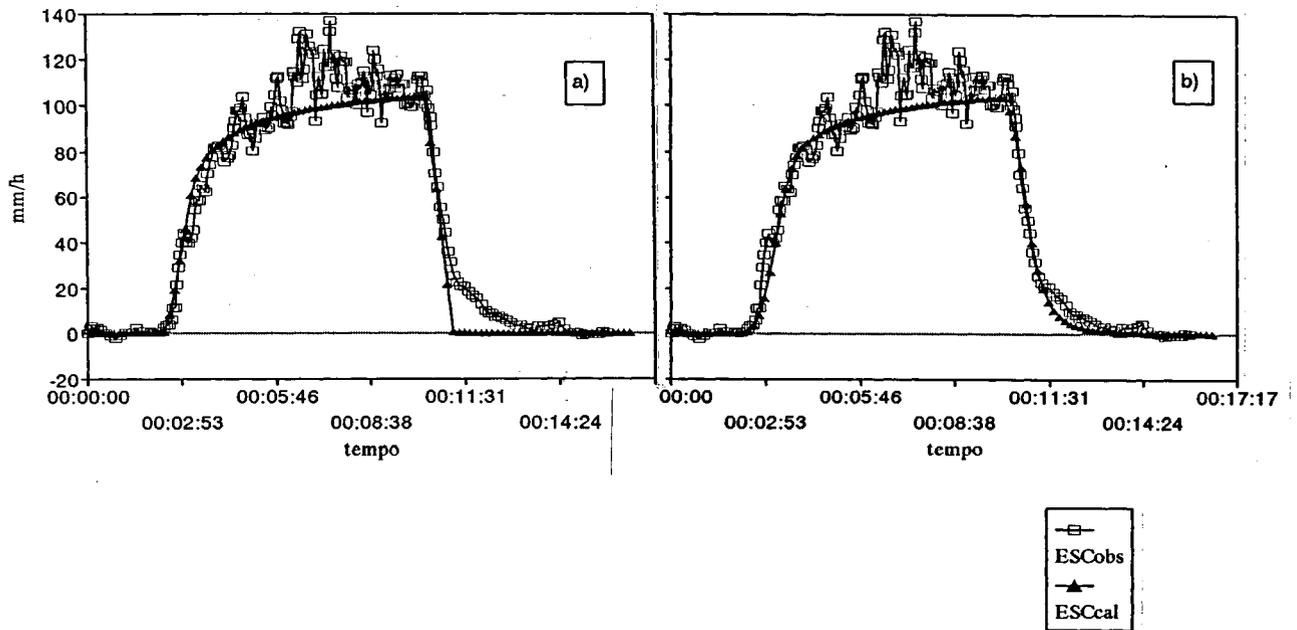


Figura 5.3 Ajuste da onda cinemática para a simulação de chuva sobre a parcela de grama 2.3. a) escoamento laminar; b) Manning  $n = 0,2$ .

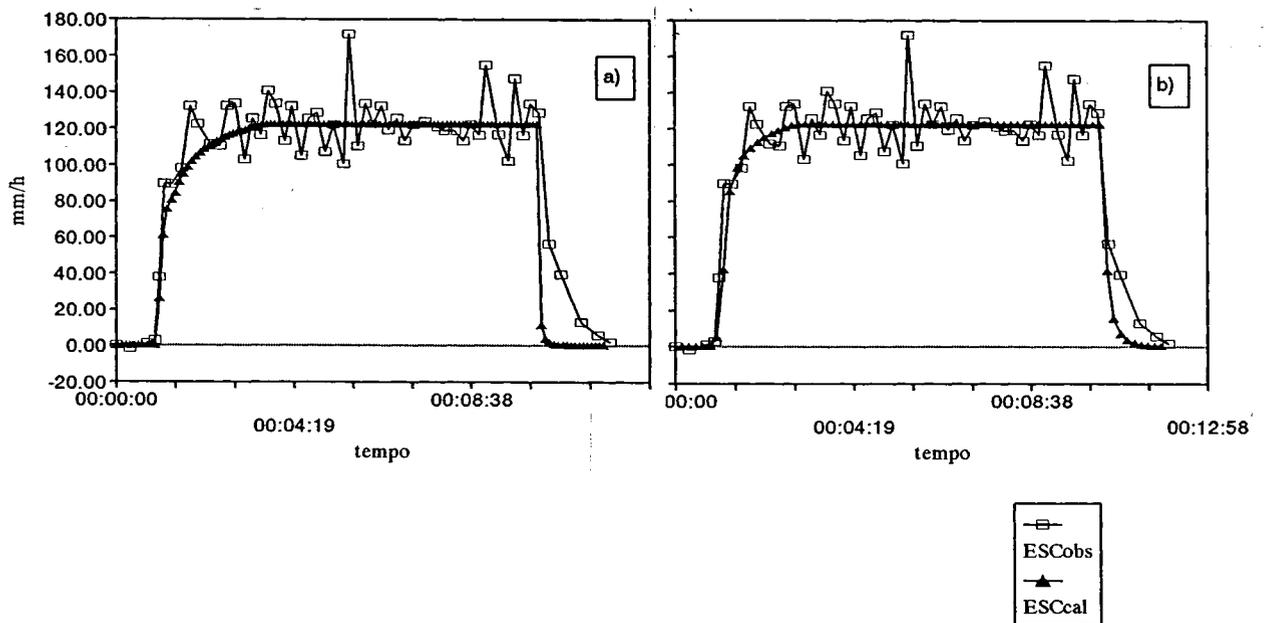


Figura 5.4 Ajuste da onda cinemática para a simulação de chuva sobre a parcela de paralelepípedo antigo 4.3. a) escoamento laminar; b) Manning  $n = 0,015$ .

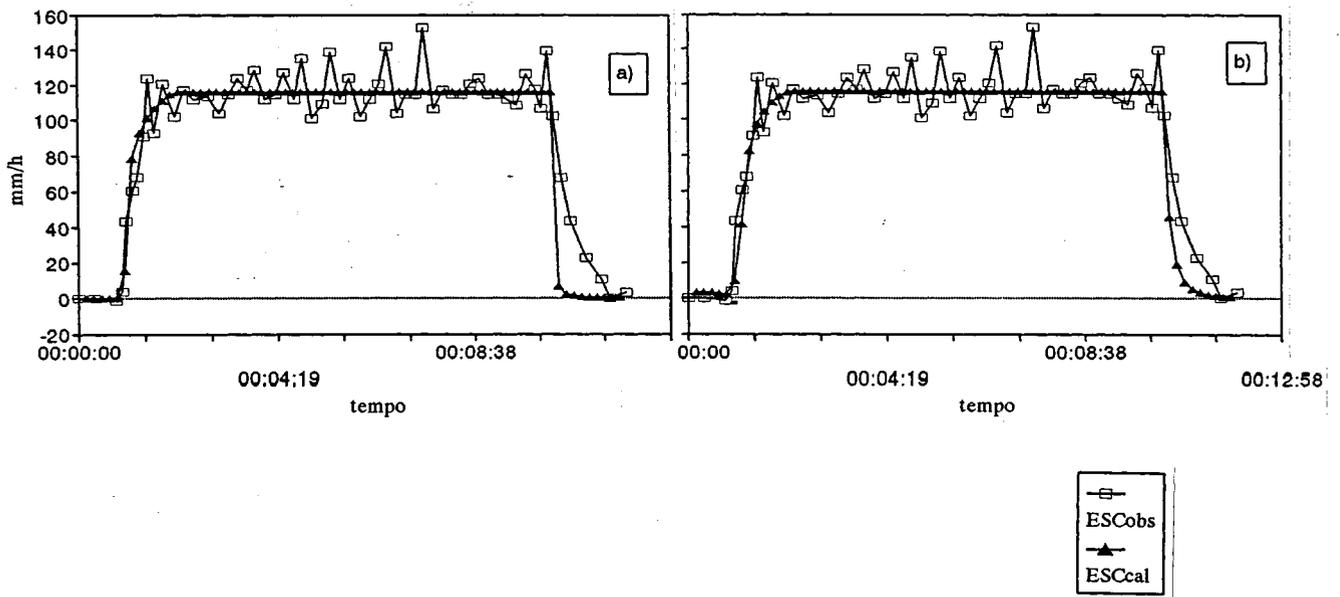


Figura 5.5 Ajuste da onda cinemática para a simulação de chuva sobre a parcela de chão batido  
5.2. a) escoamento laminar; b) Manning  $n = 0,015$ .

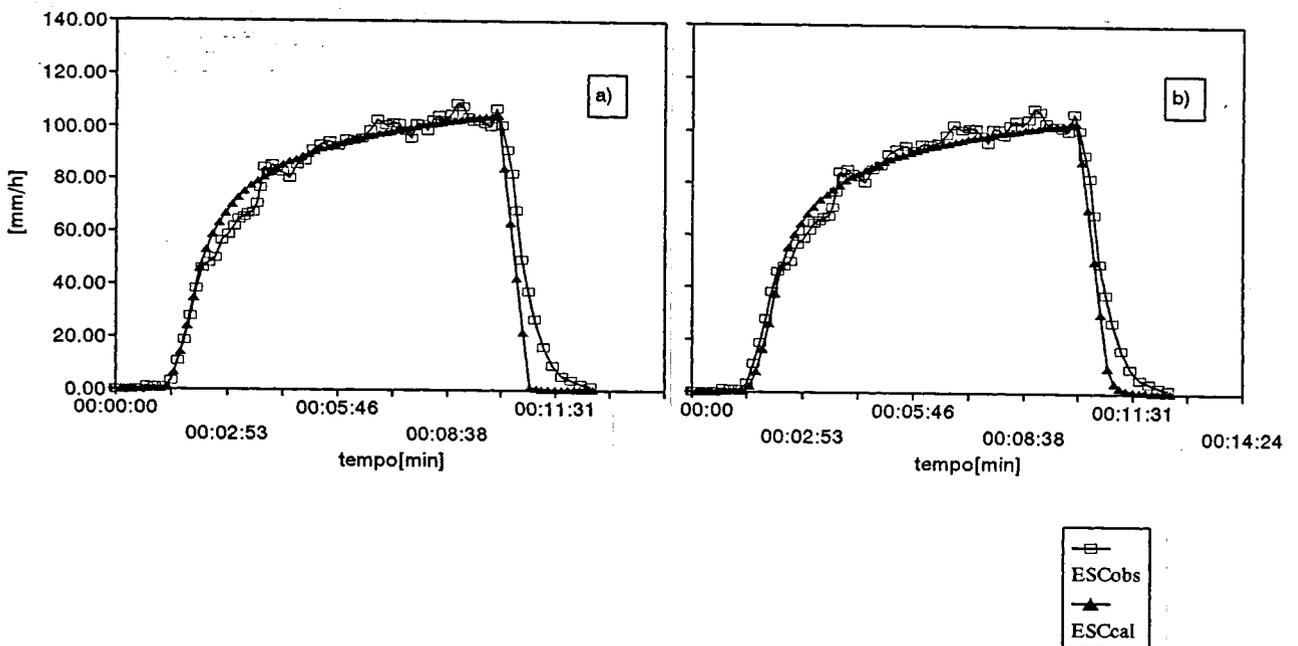


Figura 5.6 Ajuste da onda cinemática para a simulação de chuva sobre a parcela de paralelepípedo novo 6.2. a) escoamento laminar; b) Manning  $n = 0,015$ .

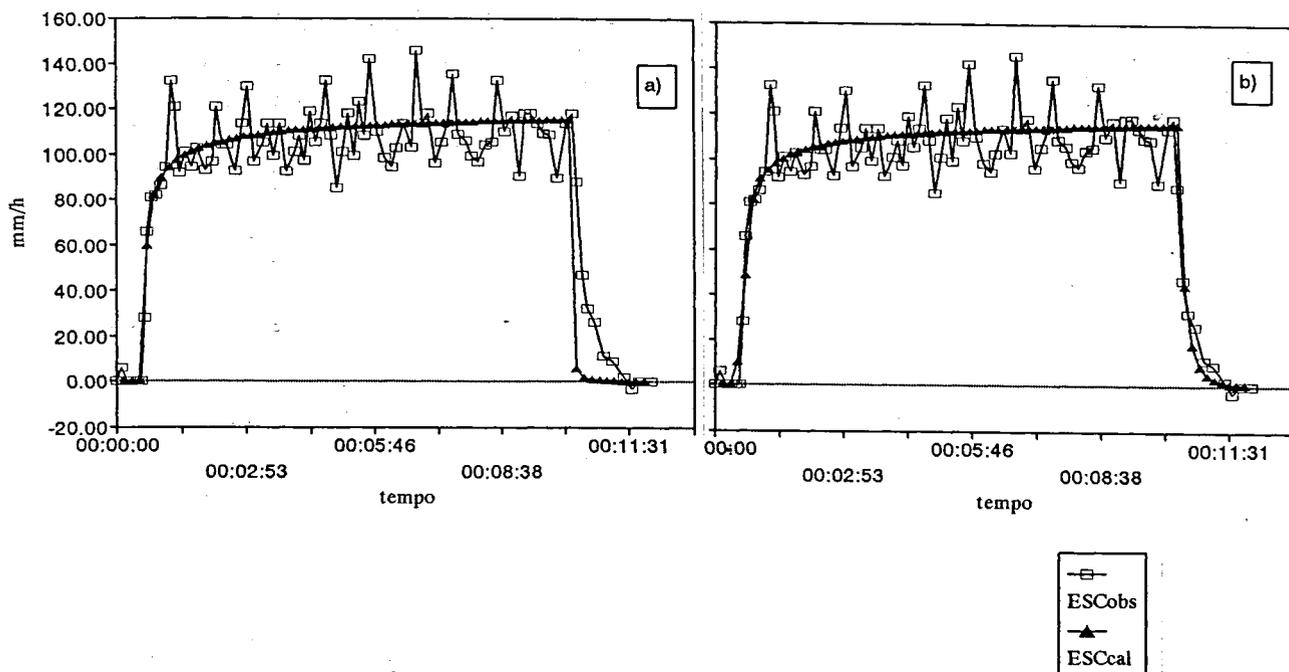


Figura 5.7 Ajuste da onda cinemática para a simulação de chuva sobre a parcela de blocket  
7.3. a) escoamento laminar; b) Manning  $n = 0,018$ .

Analisando os ajustes estabelecidos para as cinco parcelas de diferente superfície, verifica-se a rápida resposta do escoamento considerando os parâmetros do escoamento laminar. Nas parcelas com superfícies menos rugosas, como paralelepípedos, chão batido e blocket, o ajuste da formulação de regime laminar na ascensão é muito bom, mas em alguns casos (e.g. chão batido) responde acima das vazões observadas e, de um modo geral, na recessão cai instantaneamente, não conseguindo representar essa fase do hidrograma. No entanto, na superfície mais rugosa, a grama, o ajuste tanto na fase de ascensão como na recessão deixa a desejar, embora a discrepância continue sendo maior na recessão.

Por outro lado, com o ajuste de  $n$ , a formulação de Manning se mostrou mais adequada, conseguindo seguir o comportamento do hidrograma em todas as fases. A exceção à regra ocorreu na parcela de paralelepípedo novo onde, uma vez ajustada a ascensão, a recessão não acompanhou o mesmo desempenho. O motivo para a exceção nessa parcela, vem da existência de um pequeno acumulo de água na última fila de pedras antes da água sair pela calha coletora do escoamento. Devido a um problema executivo da pavimentação, as pedras da última fila, mesmo após a passagem do rolo compactador, permaneceram com uma pequena declividade contrária a do escoamento, acumulando água durante a simulação de chuva. Mesmo assim o coeficiente  $n = 0,015$ , ajustado considerando a ascensão do hidrograma, para essa parcela foi igual ao coeficiente  $n$  dos paralelepípedos antigos. Os efeitos do pequeno acumulo de água na parcela de paralelepípedo novo se refletem no tempo de embebição e no esvaziamento da parcela mais lento.

Considerando a melhor adequação, a formulação de Manning foi adotada para a parametrização da onda cinemática no modelo computacional.

### 5.3 Análise das características do escoamento nas parcelas de superfícies urbanas

A verificação das condições de escoamento ocorrido nas simulações de chuva para as várias superfícies indicou que o modelo da onda cinemática tem satisfeito todos os seus requisitos de aplicabilidade e pode ser utilizado para representar o escoamento sobre essas superfícies. Ressalva deve ser feita para o caso da grama, que necessita de uma declividade mínima de 4% para o uso da onda cinemática.

Na comparação da adequacidade da formulação do escoamento laminar e de Manning para o cálculo dos parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  da onda cinemática, a consideração de escoamento laminar apresenta rápida resposta a precipitação, com a vazão subindo e descendo instantaneamente. Para as superfícies menos permeáveis o ajuste na ascensão dos hidrogramas foi boa, em certos casos superando os valores observados. No entanto, para todas as parcelas, na recessão o caimento da vazão foi brusca e não adequada, acentuando-se nas parcelas menos rugosas. A formulação de Manning, com a possibilidade de ajuste do parâmetro  $\alpha$  através do coeficiente de rugosidade  $n$ , representou melhor os hidrogramas nas superfícies analisadas.

Os coeficientes de rugosidade obtidos para as simulações de chuva nas parcelas de superfícies urbanas são apresentados na tabela

Tabela 5.5 Valores do coeficiente de rugosidade  $n$  para as superfícies urbanas

Tipo de superfície	Coefficiente de rugosidade $n$
Gramma de jardim	0,2
Rua	
Paralelepípedo antigo	0,015
Paralelepípedo novo	0,015
Bloco de concreto (blocket)	0,018
Chão batido	0,015

Com os fatores de rugosidade  $c$  de Izzard (), apud *Chow* (1964), e a relação entre o coeficiente de Manning e o fator de rugosidade  $c$  de Izzard apresentada por *Crawford e Linsley* (1966),  $n = 30,6 (c + 0,007 i)^{1,67}$ , onde  $i$  = precipitação em polegada por hora, adotando  $i = 128 \text{ mm/h} = 5 \text{ in/h}$ , chega-se a

Tabela 5.6 Coeficientes de rugosidade de Manning obtidos dos fatores de rugosidade de Izzard

<b>Tipo de superfície</b>	<b>Coefficiente de rugosidade <math>n</math></b>
Pavimento asfáltico, bem suave	0,015
Pavimento de piche e areia	0,016
Pavimento de concreto, condições normais	0,029
Gramma cortada bem rasa	0,2
Gramma bluegrass densa	0,3

Os fatores de rugosidade de Izzard foram obtidos com simulação de chuva, com intensidades de até 96 mm/h, em uma parcela com 21,6 m de comprimento.

Comparando os valores obtidos e os valores de  $n$  derivados de Izzard para a grama, se verifica muita proximidade, não se afirmando igualdade pelo desconhecimento do tipo de grama específico dos dados de Izzard. As superfícies pavimentadas, paralelepípedo e chão, ficam na ordem de grandeza dos pavimentos de Izzard embora de natureza diferente, e o  $n$  obtido para o blocket fica abaixo.

*Wong* (1993) determinou através de simulação de chuva o coeficiente de Manning para concreto e grama de pastagem, obtendo 0,014 e 0,04 respectivamente. A discrepância no valor do  $n$  da grama pode ser explicada pelas intensidades utilizadas por *Wong* (1993), que variaram de 400 a 800 mm/h, e pela parcela de 25 m de comprimento, onde um regime escoamento diferente pode se desenvolver. Outra diferença está no modo de obtenção do  $n$ , que foi definido de forma iterativa junto com os parâmetros da curva de infiltração. Esse procedimento pode distorcer o  $n$  uma vez que se infiltrar mais ou menos, o coeficiente  $n$  variará para atingir as vazões observadas.

## **6. CONTROLE DO ESCOAMENTO EM UM LOTE URBANO**

A ocupação de um lote urbano, a priori, tem premissas básicas determinadas pela legislação municipal que conformam o projeto de edificação. Além dessas premissas básicas, existem fatores sócio-econômicos que influenciam sobre a forma de ocupação, principalmente, os costumes da população e o custo da propriedade.

Com a explosão do crescimento das cidades o mercado de imóveis seguiu a tradicional lei da oferta e procura, elevando os preços das terras em áreas urbanas. O alto custo faz com que os projetos de edificação busquem o maior aproveitamento possível do lote urbano, induzindo maior impermeabilização do solo. Um exemplo típico é a destinação de áreas não edificáveis para estacionamento de carros, que na sua maioria são pavimentadas com superfícies impermeáveis ou muito pouco permeáveis.

Os costumes dos moradores podem afetar a ocupação do lote a partir do momento que não se vislumbra de forma abrangente a funcionalidade de uma área verde ou jardim, que além de quebrar a monotonia visual e criar um ambiente menos antrópico, destina-se também a minimizar as alterações provocadas pela mudança da superfície que reveste o solo. Resultado de um espírito comodista e imediatista, o que se sucede de maneira generalizada é a troca de áreas gramadas e jardins por calçadas de concreto, porque a grama gera sujeira e cria 'bichinhos'. Em muitos casos o próprio recuo para ajardinamento é calçado e serve de estacionamento de carros.

Para retratar o efeito da impermeabilização das áreas não permissíveis de edificação de um lote padrão situado dentro de uma área urbana, partiu-se para a modelagem matemática computacional de um 'layout' básico de ocupação.

### **6.1 Elaboração do modelo para representar um lote urbano**

A avaliação do efeito da impermeabilização das áreas não permissíveis de edificação de um lote urbano necessita previamente das características da ocupação permitida pelo Plano Diretor da área urbana na qual está inserido o lote. Segundo o artigo 128 do Plano Diretor de Desenvolvimento e Urbanização (PDDU) (PORTO ALEGRE, 1987) da cidade de Porto Alegre, os instrumentos de controle urbanístico são os seguintes:

- I - índice de aproveitamento;
- II - taxa de ocupação;

- III - altura das edificações;
- IV - recuo para ajardinamento.

Dentro dos instrumentos mencionados acima, os principais indicadores para caracterização hidrológica do lote são a taxa de ocupação e o recuo para ajardinamento. Consultando o PDDU, 28 Unidades Territoriais Residenciais (UTR) que permitem uma altura máxima de até dois pavimentos dentro do município de Porto Alegre foram selecionadas, evidenciando a análise de lotes para residências unifamiliares. Dessas UTRs, 60% admitem uma taxa de ocupação de 2/3 e os demais, 1/2; cerca de 82% exigem um recuo mínimo de 4 m para ajardinamento. O PDDU também delimita a área mínima de parcelamento do solo para novos loteamentos em 300 m<sup>2</sup>.

Em função dos dados levantados, um lote hipotético de 360 m<sup>2</sup> contendo uma residência com taxa de ocupação de 55% e com um recuo de 4 m foi idealizado para simulação do modelo. O "layout" básico do lote considerado em termos de cobertura, apresenta uma residência, com um telhado de duas águas de 5m de largura por 20 m de comprimento, afastada 2,5 m das divisas laterais por uma superfície gramada. Igualmente gramado está o recuo, como pode ser visto na figura 6.1.

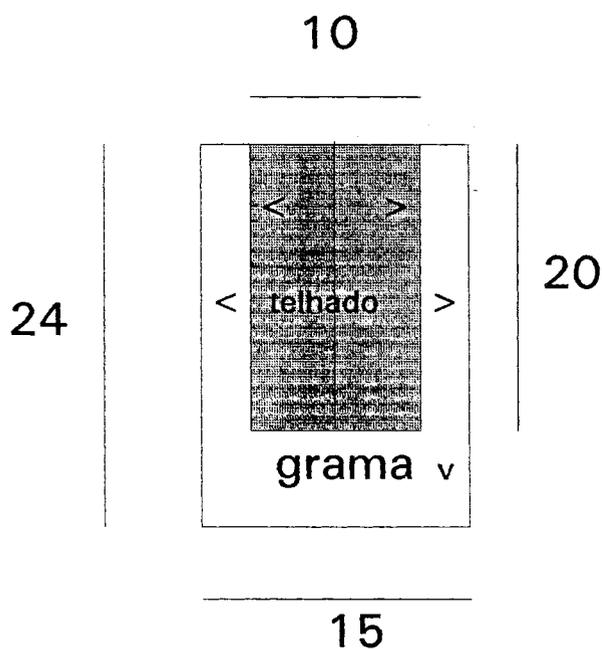


Figura 6.1 "layout" básico do lote urbano

Nesse "layout" básico, assume-se que as duas áreas gramadas laterais a edificação tem declividade de 4% no sentido da divisa do terreno, onde a água é coletada por um dreno subsuperficial e transferida através de uma tubulação para a saída do lote. Da mesma forma, a

área de grama do recuo, com declividade de 4%, drena em direção da frente do terreno, onde entra num dreno e vai para a saída do lote. A declividade de 4% foi arbitrada, respeitando a declividade mínima para que o modelo da onda cinemática tenha suas condições de aplicabilidade satisfeitas, conforme demonstrado.

As duas áreas do telhado podem proporcionar duas possibilidades de destino da água da chuva. A primeira é supor a existência de uma calha que coleta toda a água e a conduz para a saída do lote; a segunda é deixar que a água caia do telhado, escoando sobre a grama.

Para a conformação do lote descrito acima, foi construído um programa em linguagem Pascal, que simula o escoamento superficial através do modelo da onda cinemática nos três planos de escoamento (telhado, gramas laterais e recuo). No telhado é utilizada a solução analítica tradicional, desprezando as perdas e considerando a chuva constante. Nas áreas gramadas, laterais e recuo, a chuva efetiva resulta da diferença entre a chuva precipitada total menos a infiltração, obtida nas simulações de chuva sobre a grama. Como essa chuva efetiva não é linear, aplicou-se o esquema numérico de *Li et al.* (1975) para a onda cinemática. O uso do esquema numérico permite também simular a entrada na grama da água vinda do telhado, no caso de não existir a calha coletora do escoamento do telhado. Quando ocorre a impermeabilização das áreas gramadas laterais a simulação nessas superfícies é realizada pela onda cinemática numérica no caso da opção sem calha e pela onda cinemática analítica, na opção com calha.

O programa desenvolvido é apresentado no Anexo C, com uma descrição, listagem do programa e dos arquivos de entrada necessários.

A impermeabilização dos gramados laterais e do recuo é representada pelo revestimento destas áreas sob forma de calçada de concreto alisado.

A declividade adotada para o telhado foi de 27%, correspondendo a um ângulo de 15 graus, que se situa dentro da faixa de ângulos usuais para telhas onduladas de fibrocimento. Ângulos maiores, exigidos para a colocação de telhas de cerâmica, ficam restritos a declividade máxima de 29%, segundo a simplificação de aproximação na declividade do fundo realizada na dedução das equações de escoamento. A declividade da calçada é a mesma das áreas gramadas, 4%.

As unidades de tempo e espaço são, respectivamente, minutos e centímetros, necessários para a estabilidade numérica do esquema da onda cinemática. A saída do modelo é um hidrograma com vazões em  $\text{cm}^3/\text{min}$ .

## 6.2 Resultados do impacto da impermeabilização de áreas não edificáveis em um lote urbano

Considerando o "layout" básico do lote apresentado no item 6.1, edificação com telhado de duas "águas", totalizando uma área 206,8 m<sup>2</sup> (projeção vertical de 200 m<sup>2</sup>), duas áreas laterais gramadas somando 100 m<sup>2</sup> e a área de recuo de ajardinamento com 60 m<sup>2</sup>, o modelo computacional simulou a resposta do lote para as seguintes situações:

- 1) com calha coletora no telhado, desaguando diretamente na rede pluvial coletora;
- 2) sem calha coletora no telhado, permitindo a passagem da água sobre a grama lateral, antes de sair para a rede pluvial coletora;
- 3) para cada uma das situações 1 e 2:
  - lote somente com a edificação (56% de impermeabilização);
  - revestimento do recuo para ajardinamento (72,2 % de impermeabilização do lote);
  - revestimento das áreas gramadas laterais (83,3 % de impermeabilização do lote);
  - revestimento de toda área não edificável (100 % de impermeabilização do lote).

A precipitação de entrada foi de 112 mm/h, correspondendo a uma chuva de projeto com 10 minutos de duração e 5 anos de tempo de retorno, obtida da i-d-f do posto Redenção. O tempo de retorno corresponde com o das simulações de chuva.

O coeficiente de Manning ( $n=0,2$ ), ajustado para a grama e a curva de infiltração resultantes das simulações de chuva sobre a grama ( $F = 7 + 8 t^{1/2}$ ), foram adotados para a simulação do modelo. O escoamento no telhado e calçada seguiram a formulação de Manning, com  $n = 0,015$ .

O tempo de embebição foi considerado nulo, supondo-se que a umidade do solo e parte da retenção superficial inicial tenham sido satisfeitas por uma precipitação anterior a chuva de projeto de alta intensidade, ou seja, considera a chuva de projeto inserida dentro de um evento maior.

Os hidrogramas resultantes para as situações com calha e sem calha são apresentados nas figuras 6.2 e 6.3. O intervalo de tempo ( $\Delta t$ ) adotado para as simulações foi de 0,016667 minutos (1 s), com discretização espacial ( $\Delta x$ ) igual a 2 cm para a grama lateral e para o recuo. A discretização espacial foi aumentada em relação a utilizada no ajuste dos parâmetros da onda cinemática com o aumento da discretização o tempo de computação diminui bastante e porque a precisão alcançada continua a ser alta (98%).

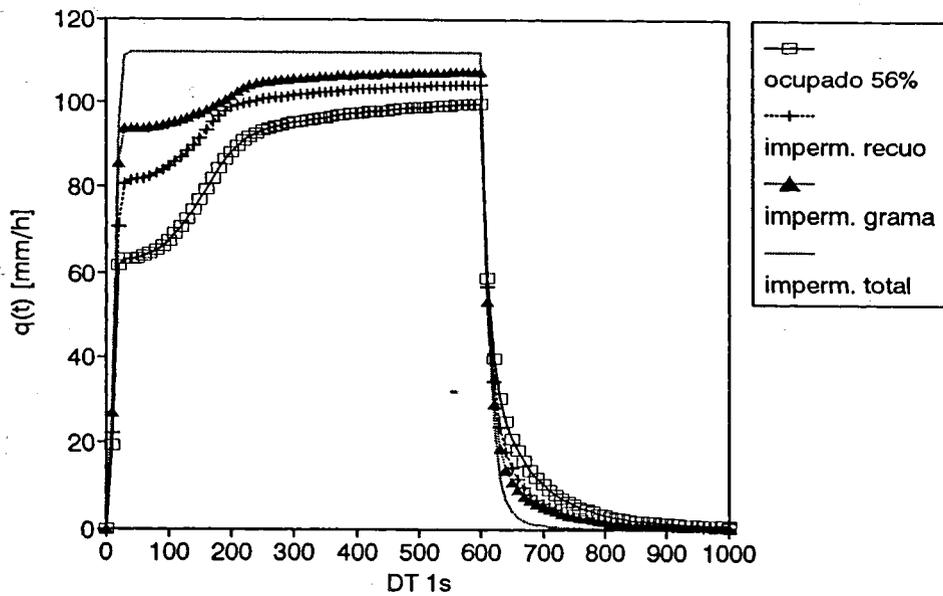


Figura 6.2 Hidrogramas do lote considerando telhado com calha, para diferentes avanços da impermeabilização

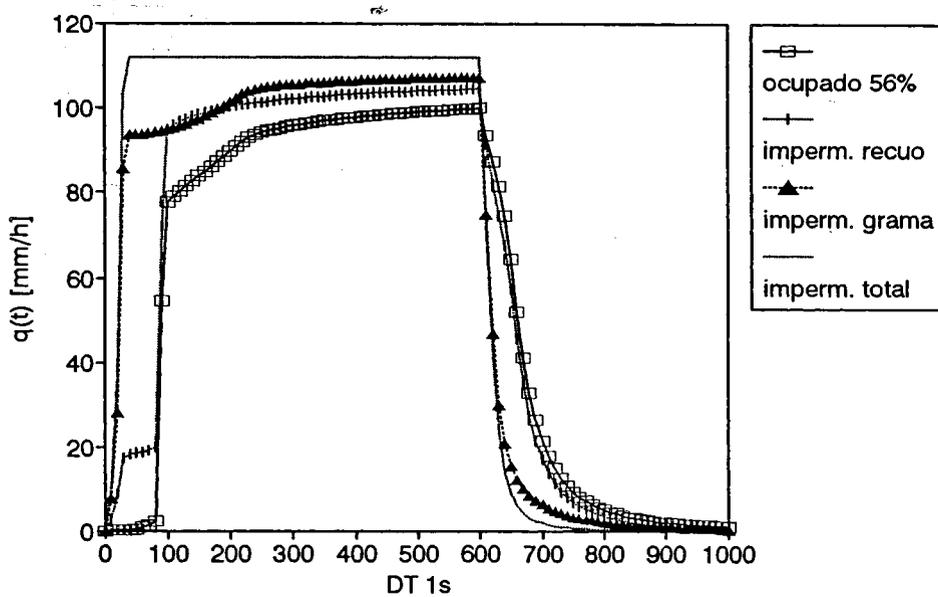


Figura 6.3 Hidrogramas do lote considerando telhado sem calha, para diferentes avanços da impermeabilização

No hidrograma da figura 6.2 fica evidente o efeito da existência da calha no telhado pela imediata resposta da vazão nos primeiros intervalos de tempo considerando o lote ocupado somente pela residência (56%). A diferença entre os hidrogramas das figuras 6.2 e 6.3, em relação a permanência ou não da calha, mantêm-se enquanto a grama não é impermeabilizada.

A partir daí a resposta do lote passa a ser a mesma. A opção de permitir que a água do telhado escoe pela grama resulta num retardado de 1 minuto e meio no início do escoamento devido a maior rugosidade da grama. Esse efeito de retardo poderia ser maior pois no modelo computacional as perdas são efetuadas somente na chuva e a vazão vinda do telhado é considerada integralmente, não admitindo perdas. O efeito da rugosidade também é verificado na recessão do hidrograma nas duas situações sem impermeabilização da grama.

O impacto da impermeabilização das áreas não edificáveis sobre a vazão de pico pode ser visualizada na figura 6.4. A vazão de pico para o "layout" básico, com 56% de taxa de ocupação, resultou em 99,8 mm/h. O aumento da vazão de pico com relação ao "layout" básico foi de 4,6% com o revestimento do recuo, 7,5% com o revestimento das gramas laterais, e atingiu 12% para o caso extremo da grama e do recuo impermeabilizados, ou seja, uma aumento de 12 mm/h em relação a ocupação inicial de 56%. Observa-se também que os valores das vazões de pico para as opções com calha e sem calha foram as mesmas.

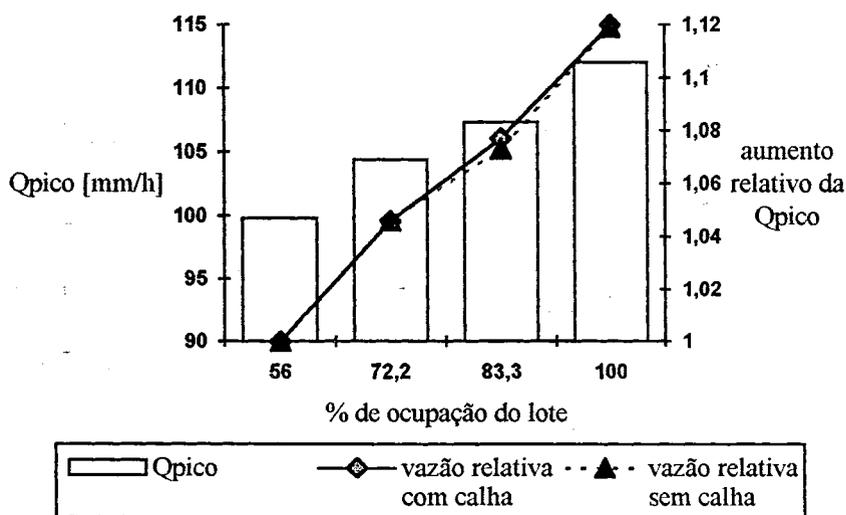


Figura 6.4 Efeito da impermeabilização de áreas não edificáveis sobre a vazão de pico

Com relação ao volume de escoamento gerado pelo lote para o "layout" básico, obteve-se  $5,7 \text{ m}^3$ , tanto para a opção com calha como sem calha, para a ocupação de 56%. O impacto da impermeabilização sobre os volumes escoados foi maior com relação a vazão do pico. No entanto, os percentuais de aumento foram basicamente os mesmos para a opção com calha e sem calha, ocorrendo uma pequena diferença quanto ocorre a impermeabilização da grama devido a imprecisão numérica. Na figura 6.5 podem ser identificados os acréscimos em relação ao volume  $5,7 \text{ m}^3$  do lote com 56% ocupação. Com a impermeabilização do recuo o impacto foi de 7,6%, para o revestimento das gramas laterais o aumento atingiu 12,6%, chegando a

20,4% de acréscimo para o caso extremo de total revestimento, representado um aumento de  $1,16 \text{ m}^3$ , em relação a ocupação inicial de 56%.

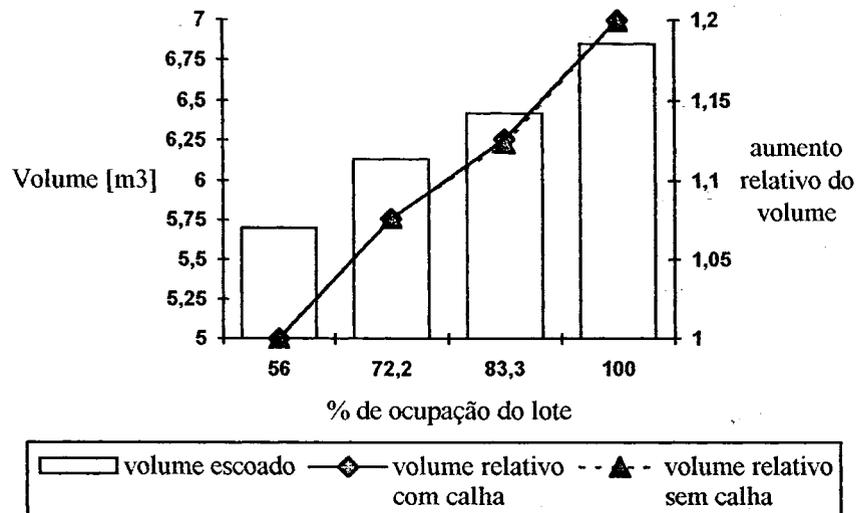


Figura 6.5 Efeito da impermeabilização de áreas não edificáveis sobre o volume escoado superficialmente

### 6.3 Medida de controle através de um microreservatório no interior de um lote urbano

A busca do *controle na fonte* através do uso de pequenas bacias de detenção ou retenção em lotes urbanos tem sido apresentada por vários autores, e.g. *Schilling*(1984), *Fuchs*(1984) e *Holmstrand*(1984), como uma das propostas de gerenciamento das águas pluviais, baseando-se principalmente na idéia de diminuição da vazão de pico.

Para verificar essa possibilidade na situação brasileira, pequenas bacias de detenção interiores a lotes urbanos foram consideradas como microreservatórios. O modelo utilizado na propagação dos microreservatórios é apresentada a seguir.

#### 6.3.1 O modelo de propagação em microreservatórios

A propagação do escoamento nos reservatórios se baseou no princípio da conservação da massa, onde a equação da continuidade (5.1), desprezando a variação longitudinal da vazão e da área ao longo do trecho, e ainda, considerando a contribuição lateral igual a zero, fica sob forma diferencial:

$$\frac{dS}{dt} = E - O \quad (6.1)$$

onde  $S$  é o armazenamento;  $E$  é a vazão de entrada; e  $O$  é a vazão de saída.

A equação de armazenamento pode ser discretizada, resultando em

$$S_2 - S_1 = \frac{1}{2}(E_1 + E_2)\Delta t - \frac{1}{2}(O_1 + O_2)\Delta t \quad (6.2)$$

onde os sub-índices 1 e 2 são utilizados para indicar os valores para os instantes de tempo  $t$  e  $t+1$ , respectivamente.

Os termos  $E_1, E_2, O_1$  e  $S_1$  da equação de armazenamento discretizada são conhecidos em qualquer tempo  $t$ , enquanto que os valores de  $O_2$  e  $S_2$  são desconhecidos. Rearranjando os termos conhecidos e desconhecidos, a equação fica

$$\frac{1}{2}(E_1 + E_2)\Delta t + S_1 - \frac{1}{2}O_1\Delta t = S_2 + \frac{1}{2}O_2\Delta t \quad (6.3)$$

Como são dois os termos desconhecidos se necessita de mais uma equação para formar um sistema com solução. A segunda equação é aquela que relaciona o armazenamento com a vazão de saída do reservatório.

Embora a hipótese da vazão de saída ser função somente do armazenamento não ser exatamente verdadeira para pequenos reservatórios, essa hipótese é comumente feita (McCuen, 1989). Essa ressalva se refere ao fato de que talvez a linha da água não seja horizontal e a velocidade de aproximação do escoamento ao vertedor não seja tão pequena. No entanto, pela falta de outra hipótese o trabalho faz essa mesma suposição.

Então, a relação armazenamento-vazão de saída é expressa através de uma relação entre cota-armazenamento-descarga. A relação cota-armazenamento-descarga é obtida pela composição de duas funções: a) cota x armazenamento e; b) cota x vazão.

Através da cubagem dos volumes do reservatório em relação a dadas cotas, a relação cota versus armazenamento é estabelecida. A função cota versus vazão está relacionada com as estruturas extravasoras do reservatório, que de maneira geral são de dois tipos: vertedor e descarregador de fundo.

A equação para o vertedor é dada por:

$$Q = C_1 B (z - z_k)^{3/2} \quad (6.4)$$

onde  $C_1$  = coeficiente de descarga;  $B$  = largura do vertedor e;  $z_k$  = cota da crista do vertedor. O coeficiente de descarga  $C_1$  para vertedores retangulares em função das relações entre a altura da linha da água acima da crista do vertedor e da espessura do vertedor  $d$ , pode ser calculado por (Schmidt, 1957):

$$C_1 = \frac{2}{3} \mu x \sqrt{2g} \quad (6.5)$$

sendo que para:

$$\frac{(z - z_k)}{d} > 1,5 \Rightarrow x = 1 \text{ e } \mu = 0,605 + 0,08 \frac{(z - z_k)}{z_k} \quad (6.6)$$

$$0,33 < \frac{(z - z_k)}{d} < 1,5 \Rightarrow x = 0,7 + 0,2 \frac{(z - z_k)}{d} \text{ e } \mu = 0,605 + 0,08 \frac{(z - z_k)}{z_k} \quad (6.7)$$

$$\frac{(z - z_k)}{d} < 0,33 \Rightarrow x = 1 \text{ e } \mu = 0,58 \quad (6.8)$$

A equação do descarregador de fundo é expressa por

$$Q = C_2 A \sqrt{2gh} \quad (6.9)$$

onde  $C_2$  = coeficiente de descarga;  $g$  = é a aceleração da gravidade; e  $h$  = a diferença de nível entre montante e jusante.

Combinando a relação cota x armazenamento com as equações cota x descarga se chega a segunda equação, genericamente dada por uma função  $O = f(S)$ , necessária para a solução do sistema.

O procedimento de cálculo da vazão de saída do reservatório e do armazenamento correspondente do reservatório segue, para cada intervalo de tempo, os seguintes passos:

- 1) construir a relação  $O = f(S + \frac{1}{2} O \Delta t)$ ;
- 2) determinar o valor de  $S_1$  a partir do  $O_1$  e da relação  $O = f(S)$ ;
- 3) com  $E_1$  e  $E_2$  calcular a entrada média no reservatório;
- 4) com os valores obtidos nos itens anteriores, calcular o lado direito da equação (6.1);

- 5) com o valor do lado direito da equação (6.1), calcular o valor de  $O_2$  através da relação  $O = f(S + \frac{1}{2}O\Delta t)$ ;
- 6) com  $O_2$  se tem  $S_2$ .

### 6.3.2 O efeito do microreservatório sobre o escoamento do lote urbano básico

A idéia de utilizar microreservatórios, além dos exemplos de aplicações feitas em outros países, foi incentivada pelas exigências contidas no Caderno de Encargos (DEP/PMPA, 1992), onde no TÍTULO VI - DAS LIGAÇÕES DOMICILIARES, Capítulo I - Das Ligações, no parágrafo 1.2, item II, está discriminado: "as ligações domiciliares nas redes públicas pluviais deverão ser feitas através de uma caixa de alvenaria maciça de meio tijolo, rebocada internamente, com dimensões mínimas de 0,30 x 0,30 m e com profundidade máxima de 1,00 m, conforme croqui esquemático...". No item seguinte do mesmo parágrafo essa exigência é relaxada, constando o seguinte: "as ligações domiciliares nas redes de Diâmetro Nominal (DN) superior a 0,60 m poderão ser ligadas diretamente, sem a referida caixa, desde que a ligação seja conectada no terço superior do tubo".

Mesmo existindo a possibilidade de não execução de uma caixa de inspeção em certos casos, a referência a uma caixa interna ao lote passou a ser um ponto de partida para o estudo da implantação de microreservatórios interiores a lotes urbanos.

A inserção de microreservatórios no lote urbano com "layout" básico apresentado no item 6.1 foi simulada pela implementação da rotina de propagação em reservatório, descrita anteriormente, no modelo computacional do lote urbano. Essa rotina necessita que previamente seja estabelecida a relação entre a vazão e o armazenamento para o microreservatório, com as unidades em  $\text{cm}^3/\text{min}$ .

Alguns critérios iniciais do microreservatório foram fixados para definição das suas características (ver figura 6.6):

- adotou-se uma profundidade máxima igual a permitida para a caixa de inspeção, ou seja, 1 m.
- dois dispositivos extravasadores:
  - 1) *vertedor delgado livre* de mesma largura do microreservatório. A parede do vertedor deve ser construída a uma certa distância da parede de saída do microreservatório, formando uma câmara vazia entre as paredes, e ter um bordo livre de altura suficiente, para em ambos dar passagem ao evento de projeto;
  - 2) *tubo de diâmetro reduzido no fundo* do microreservatório, embaixo da parede do vertedor, utilizando diâmetros comerciais de tubos de PVC.

O coeficiente de descarga do vertedor delgado foi calculado pela equação 6.7 e 6.8, considerando uma parede de tijolos com 10 cm de espessura e com 5 cm livres entre a crista e a parte superior do microreservatório, adotando-se o valor médio de  $C_1 = 1,5$ . O coeficiente de descarregador de fundo  $C_2$  foi assumido, segundo *Neves*(1968), como igual a 0,61.

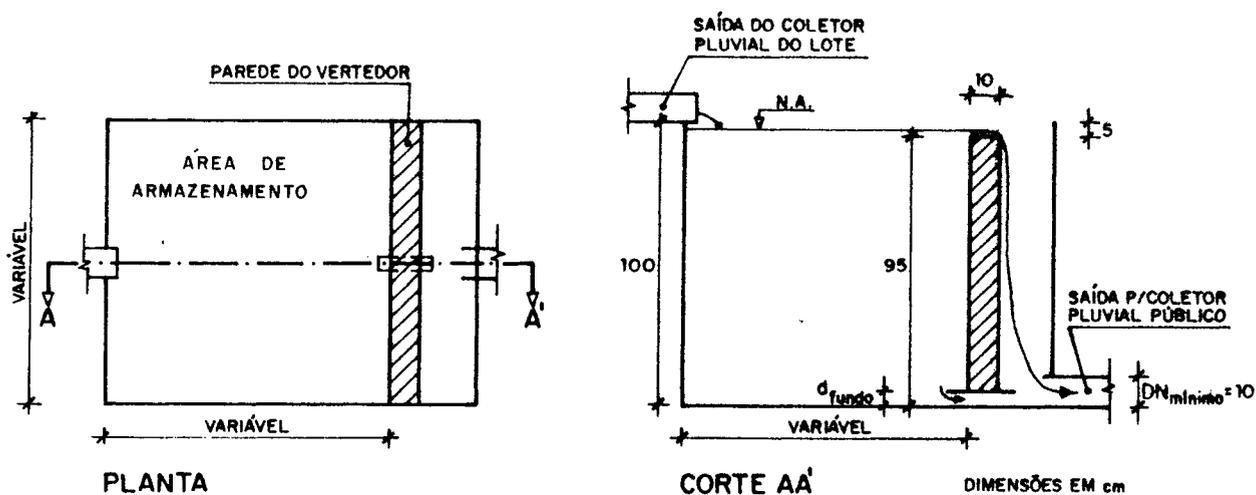


Figura 6.6 Protótipo inicial do microreservatório para o lote

A simulação do microreservatório foi realizada com a mesma precipitação de 112 mm/h utilizada análise do "layout" básico. O lote foi considerado totalmente impermeabilizado, e buscou-se o microreservatório que, no mínimo, restabelecesse a vazão de pico da condição de 56% de ocupação. Considerou-se o microreservatório vazio no início da simulação, isto é, o armazenamento inicial do reservatório igual a zero.

### 6.3.2.1 Microreservatório na saída do lote

A primeira opção de localização do microreservatório foi na saída do lote, no lugar da caixa de inspeção, atribuindo duas funções para a caixa, a de inspeção propriamente dita e a de armazenamento temporário das águas pluviais.

Os microreservatórios simulados para restabelecer a vazão de pico da ocupação de 56%, são apresentados na tabela 6.1.

Tabela 6.1 Microreservatórios simulados na saída do lote - 100% impermeável

Área de armazenamento	Volume de armazenamento [m <sup>3</sup> ]	Descarregador de fundo [mm]	Altura da crista do vertedor [m]	Símbolo representativo
1,5 x 1,5	2,14	3Ø40	0,95	3Ø40 V2,14
1,5 x 1,5	2,14	2Ø50	0,95	2Ø50 V2,14
1,5 x 1,5	2,14	1Ø75	0,95	1Ø75 V2,14

Na figura 6.7 são apresentados os hidrogramas para a situação de 56% de ocupação, para impermeabilização total e para a inserção do microreservatório de 3Ø40 V2,14 que restabeleceu a vazão de pico em 98,5 mm/h, a menor entre os microreservatórios simulados.

Uma característica da inserção do microreservatório é o aumento do tempo de saída da água do lote - tempo de esvaziamento ( $t_v$ ). O  $t_v$  é muito importante no caso de eventos sucessivos e deve ser considerado de maneira que o efeito de armazenamento não seja perdido. Além disso, um  $t_v$  alto significa a manutenção de maiores vazões durante um tempo maior, podendo implicar no aumento da erosão nos canais da macrodrenagem. No caso do microreservatório com 3Ø40 V2,14, o  $t_v$  foi de 7,67 minutos.

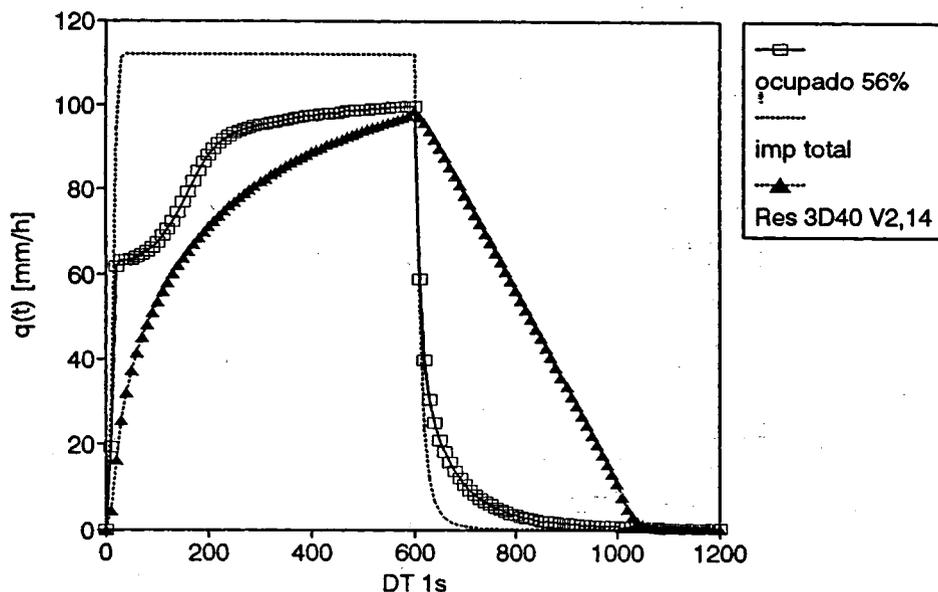


Figura 6.7 Efeito da inserção de um microreservatório na saída do lote urbano - lote 100% impermeável

Os resultados dos demais microreservatórios foram os seguintes :

- 2Ø50 V2,14: vazão de pico = 99,2 mm/h e o  $t_v$  = 7,17 minutos;
- 1Ø75 V2,14: vazão de pico = 103,2 mm/h e o  $t_v$  = 6 minutos.

O microreservatório com 2Ø50 V2,14 mantém a vazão de pico ao nível da ocupação de 56%, porém diminuindo em meio minuto o tempo de esvaziamento com relação ao 3Ø40. Com o descarregador de fundo de 1Ø75 V2,14 o  $t_v$  baixou para 6 minutos.

Outras configurações do microreservatório estudadas indicaram que para baixar a vazão de pico a um nível inferior a ocupação de 56% do lote seria necessário aumentar ainda mais o

tamanho da área (volume) de armazenamento, o que começaria a tornar inviável a execução, podendo ocorrer inclusive conflitos com outros usos das áreas do lote. O aprofundamento tem restrições impostas pelas cotas da rede coletora e, nesse caso, exige um estudo específico para cada local.

### 6.3.2.2 Microreservatório na saída do telhado

A segunda opção de localização do microreservatório foi na saída do telhado, supondo a existência de calha ou outro dispositivo de drenagem que colete a água do telhado. Nesse caso, como são dois planos de escoamento do telhado, podem ser inseridos dois microreservatórios.

Nessa opção verificou-se a possibilidade microreservatórios com volumes de 0,95 m<sup>3</sup> e 2,14 m<sup>3</sup>. Os microreservatórios simulados para restabelecer a vazão de pico da ocupação de 56%, são apresentados na tabela 6.2.

Tabela 6.2 Microreservatórios simulados na saída do lote telhado - lote 100% impermeável

Área de armazenamento	Volume de armazenamento [m <sup>3</sup> ]	Descarregador de fundo [mm]	Altura da crista do vertedor [m]	Símbolo representativo
1,0 x 1,0	0,95	2Ø25	0,95	2Ø25 V0,95
1,0 x 1,0	0,95	1Ø32	0,95	1Ø32 V0,95
1,0 x 1,0	0,95	1Ø40	0,95	1Ø40 V0,95
1,5 x 1,5	2,14	1Ø32	0,95	1Ø32 V2,14
1,5 x 1,5	2,14	1Ø40	0,95	1Ø40 V2,14
1,5 x 1,5	2,14	2Ø32	0,95	2Ø32 V2,14
1,5 x 1,5	2,14	1Ø50	0,95	1Ø50 V2,14

Na figura 6.8 são apresentados os hidrogramas para a situação de 56% de ocupação, para impermeabilização total e para a inserção do microreservatório 2Ø25 V0,95 nas saídas dos planos do telhado.

O microreservatório 2Ø25 V0,95 nas saídas do telhado apresentou uma vazão de pico de 96,3 mm/h, 3,6% abaixo da vazão de pico da ocupação de 56%. O  $t_v$  foi de 12,33 minutos. Os resultados dos demais microreservatórios simulados foram:

- 1Ø32 V0,95. Manteve as vazões inferiores a situação de 56% de ocupação durante a maioria do tempo de duração da precipitação, ultrapassando somente nos dois últimos intervalos de tempo (107,7 e 111 mm/h). Tal fato ocorreu devido ao extravasamento

- vertedor livre nos últimos intervalos de tempo, aumentando a vazão de saída, sem no entanto transbordar. Isso indica que o microreservatório está no limite para manter o evento simulado. O  $t_v$  para esse caso foi de 15 minutos;
- 1Ø40 V0,95: vazão de pico = 102,6 mm/h e o  $t_v$  = 8,17 minutos.

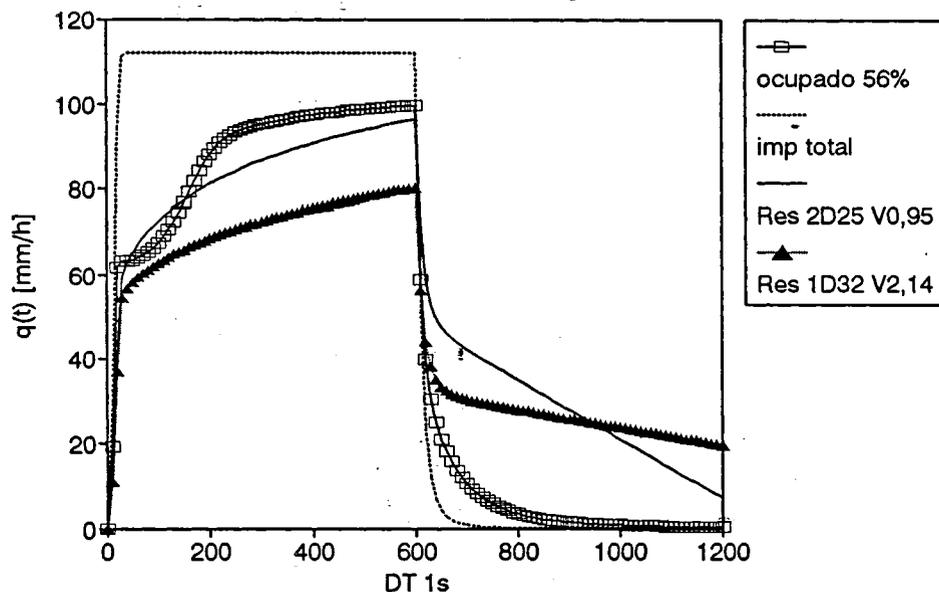


Figura 6.8 Efeito da inserção de um microreservatório na saída dos planos de escoamento do telhado - lote 100% impermeável

O segundo hidrograma apresentado na figura 6.8 se refere ao microreservatório 1Ø32 V2,14, que teve a capacidade de reduzir a vazão de pico a uma situação inferior a ocupação de 56% em toda a simulação, ficando com a máxima vazão em 80,3 mm/h, ou seja, uma redução de 24%. O  $t_v$  resultou igual a 25,33 minutos. É uma opção interessante a ser considerada, caso se necessite manter a vazão de pico do lote a um nível de pré-ocupação.

Os resultados dos outros três microreservatórios foram:

- 1Ø40 V2,14: vazão de pico = 92 mm/h e o  $t_v$  = 14,33 minutos;
- 2Ø32 V2,14: vazão de pico = 98,7 mm/h e o  $t_v$  = 10,33 minutos;
- 1Ø50 V2,14: vazão de pico = 103,5 mm/h e o  $t_v$  = 8 minutos.

Com os dados dos microreservatórios foi possível estabelecer uma relação entre a área da seção do descarregador e o  $t_v$ , para cada uma das situações. O gráfico da figura 6.9 apresenta essa relação.

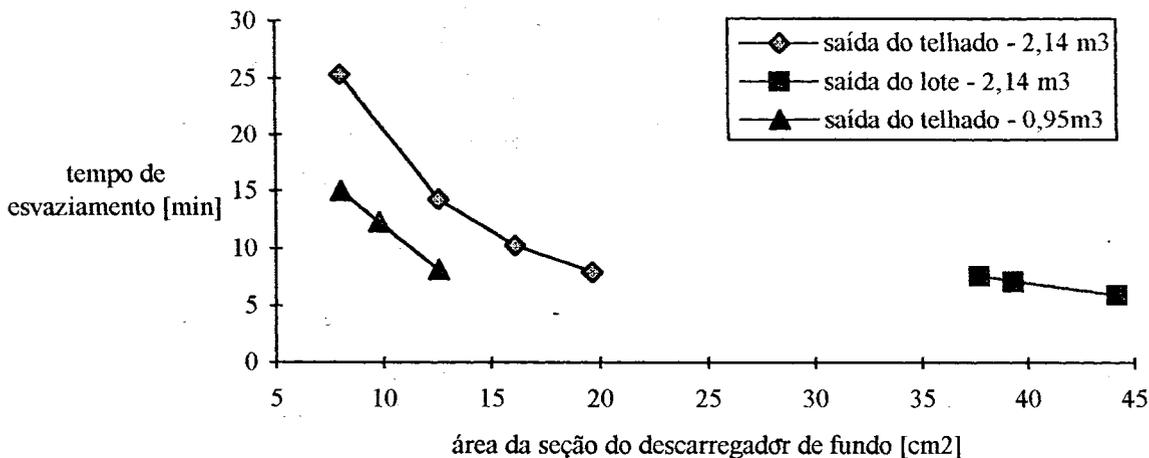


Figura 6.9 Relação entre área da seção do descarregador de fundo e o  $t_v$ , para os microreservatórios na saída do telhado e do lote - 100% impermeável

A discrepância entre a relação para o microreservatório na saída do telhado e na saída do lote está ligada a capacidade de armazenamento e as vazões escoadas. O microreservatório na saída do lote, recebendo maiores vazões, não ofereceu a possibilidade de baixar a vazão de pico a níveis inferiores a ocupação de 56%, indicando que o tamanho do reservatório está perto do limite de armazenamento, e por isso apresenta pequena declividade na curva na figura 6.9. Em outras palavras, os níveis correspondentes as vazões de pico que satisfizeram a condição de restabelecer a vazão da ocupação de 56%, estavam próximos da crista do vertedor, tendo  $3\text{Ø}40\text{ V}2,14$  e  $2\text{Ø}50\text{ V}2,14$ , respectivamente, níveis de 95,5 e 89,5 cm, com uma faixa de variação pequena, que resulta na pouca variabilidade do  $t_v$ .

Uma vez satisfeito o objetivo de minimizar o impacto da impermeabilização total do lote, foi analisado o efeito do uso de microreservatórios sobre o hidrograma da ocupação inicial de 56% do lote. Isto é, *partiu-se da suposição de que as áreas gramadas não passíveis de edificação, gramas laterais e recuo, permanecessem sem revestimento.*

Antes porém, calculou-se um hidrograma "representativo" da situação de pré-ocupação, considerando a curva de infiltração da grama obtida nas simulações de chuva. O hidrograma não é exatamente aquele correspondente a condição anterior ao desenvolvimento urbano, pois o solo em que a curva de infiltração foi derivada está em aterro. No entanto, ele serve como referência de comparação para os efeitos do microreservatório. O hidrograma referente a pré-ocupação é apresentado na figura 6.10. Adotou-se uma declividade de 4% para o terreno, o tempo de concentração, obtido iterativamente, igual a 10 minutos e o tempo de embebição foi considerado igual a zero, da mesma forma que nas simulações anteriores do lote. A vazão de pico resultante foi de 80 mm/h.

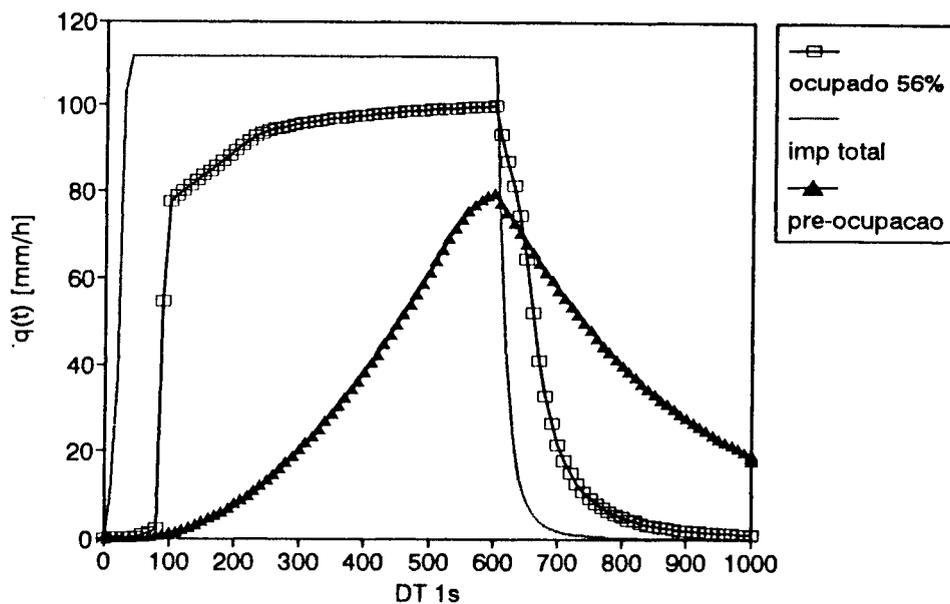


Figura 6.10 Hidrograma estimado para o lote antes do desenvolvimento urbano

Para identificar os efeitos sobre o lote ocupado somente pela edificação e com as demais áreas gramadas, foram utilizados alguns dos microreservatórios definidos no estudo do lote todo impermeável, que conseguiram reduzir a vazão ao nível da ocupação de 56%. Os microreservatórios são apresentados com os respectivos resultados na tabela 6.3. Para essas simulações houve a opção da existência ou não da calha no telhado para o reservatório na saída do lote.

Tabela 6.3 Efeito do microreservatório sobre o lote com 56% de ocupação

Localização	Volume [m <sup>3</sup> ]	Descarregador de fundo	Qp-vazão de pico [mm/h]	Qp microres./Qp da pré-ocupação (80 mm/h) [%]	tempo de esvaziamento (t <sub>v</sub> ) [minutos]
Telhado com calha					
na saída do lote	2,14	3Ø40	84,9	+6,12	7,67
na saída do telhado	0,95	2Ø25	84,1	+5,13	12,0
	2,14	1Ø32	68,1	-15,0	23,33
	2,14	2Ø32	86,4	+8,0	10,0
	2,14	1Ø40	79,8	-0,0025	14,44
Telhado sem calha					
na saída do lote	2,14	3Ø40	84,8	+6,0	8,5

Os efeitos sobre os hidrogramas são apresentados nas figuras 6.11 e 6.12. Na figura 6.11 estão os hidrogramas com o microreservatório na saída do lote e na figura 6.12 os hidrogramas com o microreservatório na saída do telhado.

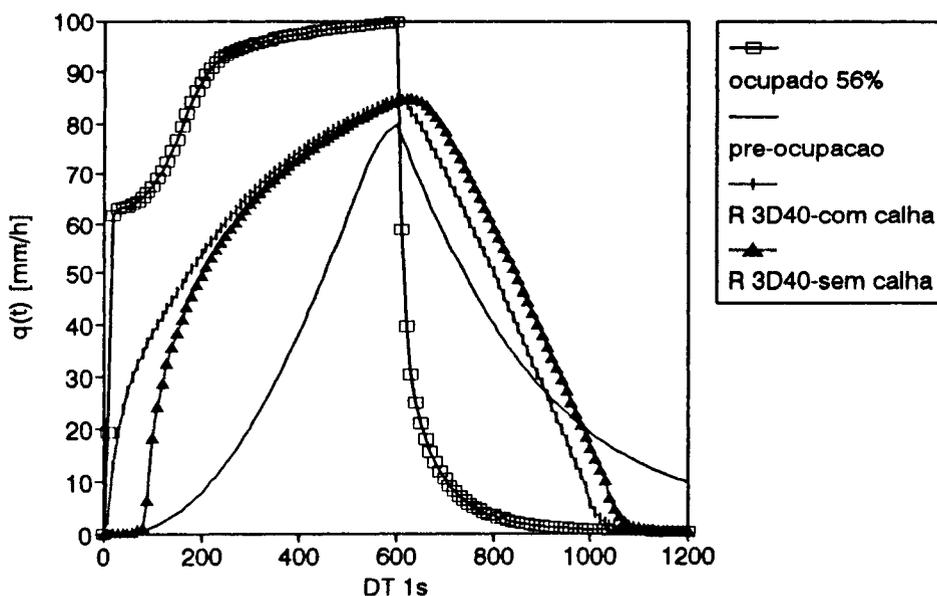


Figura 6.11 Efeito do microreservatório na saída do lote - ocupação de 56%

Os hidrogramas apresentados na 6.11 demonstram que os microreservatórios na saída do lote não conseguiram baixar a vazão de pico ao nível da pré-ocupação, ficando em torno de 6% superior. A forma dos hidrogramas com calha e sem calha são bastante semelhantes, para a opção sem calha porém ocorre um retardamento de meio minuto na vazão de pico e o  $t_v$  foi quase um minuto maior.

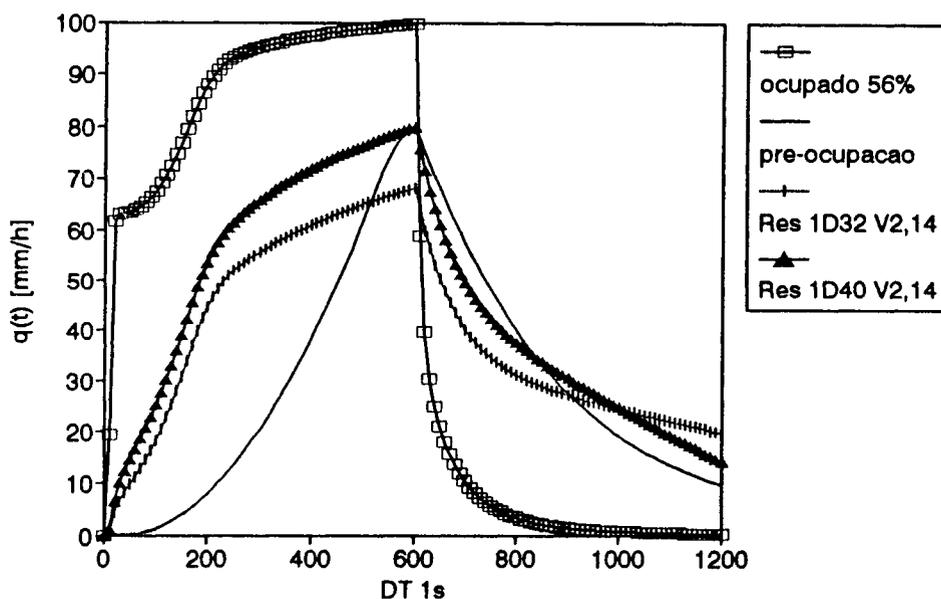


Figura 6.12 Efeito do microreservatório na saída do telhado - ocupação de 56%

Os hidrogramas do reservatório na saída do telhado apresentados figura 6.12 foram aqueles nos quais ocorreu a redução da vazão de pico ao nível de pré-ocupação ou inferior a ele. Dos quatro microreservatórios simulados apenas dois tiveram êxito completo, 1Ø40 e 1Ø32, sendo que o 1Ø32 reduziu a vazão em 15% abaixo da pré-ocupação. Os tempos de esvaziamento ficaram praticamente iguais àqueles ocorridos com o lote todo impermeável, porém a recessão do hidrograma do microreservatório de 1Ø40 apresentou forma semelhante ao hidrograma da pré-ocupação.

#### 6.4 Avaliação do controle do escoamento em um lote urbano

As alterações do escoamento analisadas em lote urbano de 360 m<sup>2</sup> com características de ocupação da cidade de Porto Alegre/RS, indicaram os efeitos de dois enfoques de drenagem das águas vindas dos telhados da edificação e dos impactos da impermeabilização das áreas não edificáveis, que são consequência das condições sócio-econômicas das áreas urbanas brasileiras. O estudo foi realizado com um programa computacional desenvolvido para representar as opções de ocupação do lote urbano, utilizando o modelo da onda cinemática para realizar a transformação "chuva-vazão".

A existência ou não de calha no telhado resultou em hidrogramas diferentes, onde na opção com calha a resposta é imediata, enquanto que, no caso da opção sem calha ocorre uma defasagem de um minuto e meio no início do escoamento. Embora as formas dos hidrogramas em cada opção não sejam iguais, os impactos do avanço da área impermeável sobre a vazão de pico e o volume escoado foram os mesmos. Os resultados apontaram um aumento de até 12% na vazão de pico (12 mm/h) e 20% no volume de escoamento superficial (1,16 m<sup>3</sup>) com relação a uma ocupação inicial de 56% do "layout" básico. Os impactos sobre a vazão de pico e o volume escoado superficialmente, para as diferentes taxas de impermeabilização, são apresentados na tabela 6.4.

Tabela 6.4 Impactos do avanço das áreas impermeáveis em um lote urbano sobre a vazão de pico e o volume escoado superficialmente

Área impermeável [%]	Área revestida	Vazão de pico [mm/h]	Volume escoado [m <sup>3</sup> ]
56%	edificação	99,8	5,7
72,2	edificação + recuo	104,4	6,14
83,3	edificação + gramas laterais	107,4	6,42
100	total	112	6,86

Para minimizar o impacto da impermeabilização do lote urbano, duas opções de localização do microreservatório foram analisadas. Na primeira opção, o microreservatório se

localizou na saída do lote, no lugar da caixa de inspeção da rede pluvial situada antes da conexão com a rede coletora. Nessa opção, somente foi possível o restabelecimento da vazão de pico da ocupação de 56%, com um volume de armazenamento de 2,14 m<sup>3</sup>. Os resultados estão resumidos na tabela 6.5.

Tabela 6.5 Efeito do microreservatório na saída do lote - 100% impermeabilizado

Volume de armazenamento [m <sup>3</sup> ]	Descarregador de fundo [mm]	Qp-vazão de pico [mm/h]	Qp microres./Qp da ocupação de 56% (99,8 mm/h) [%]	tempo de esvaziamento (t <sub>v</sub> ) [minutos]
2,14	3Ø40	98,5	-1,3	7,67
2,14	2Ø50	99,2	-1,0	7,17
2,14	1Ø75	103,2	+3,4	6,0

Na segunda opção, houve a possibilidade de inserir dois microreservatórios, um para cada plano de escoamento do telhado. Os resultados indicaram a viabilidade de redução da vazão de pico a níveis iguais e inferiores a vazão de pico inicial. Os microreservatórios com volume de armazenamento de 0,95 m<sup>3</sup> permitiram uma pequena redução na vazão de pico. Os microreservatórios com volume de armazenamento de 2,14 m<sup>3</sup> reduziram a vazão de pico a níveis inferiores, com o valor máximo de 80% da vazão de pico do lote com 56% de ocupação. Os resultados estão resumidos na tabela 6.4.

Tabela 6.6 Efeito do microreservatório na saída do telhado - lote 100% impermeabilizado

Volume de armazenamento [m <sup>3</sup> ]	Descarregador de fundo [mm]	Qp-vazão de pico [mm/h]	Qp microres./Qp da ocupação de 56% (99,8 mm/h) [%]	tempo de esvaziamento (t <sub>v</sub> ) [minutos]
0,95	2Ø25	96,3	-3,5	12,33
0,95	1Ø32	111,0	+11,2	15,0
0,95	1Ø40	102,6	+2,8	8,17
2,14	1Ø32	80,3	-19,5	25,33
2,14	1Ø40	92,0	-7,8	14,33
2,14	2Ø32	98,7	-1,1	10,33
2,14	1Ø50	103,5	+3,7	8,0

A análise do impacto da inserção do microreservatório com o lote ocupado pela edificação e as áreas não edificáveis permanecendo gramadas, apontou a possibilidade de redução ao nível de pré-ocupação, somente com os microreservatórios na saída do telhado, chegando a reduções de até 40% em relação ao lote com 56% de ocupação. Na opção dos microreservatórios na saída do lote foi possível reduzir a vazão de pico em 14%, ficando

aquém dos 20%, necessários. Constatou-se que o microreservatório de 2,14 m<sup>3</sup> de volume e descarregador de fundo de 1Ø32 mesmo com o lote 100% impermeável foi capaz de reduzir a vazão ao nível de pré-ocupação.

Os tempos de esvaziamento, que variaram de 6 a 25 minutos, parecem ser aceitáveis para o uso de microreservatórios, pois dificilmente ocorre em tempos tão curtos um evento de mesma magnitude. Em todo caso, antes da implantação do microreservatório seria aconselhável analisar o comportamento local da frequência de eventos críticos dentro de uma mesma tormenta.

Comparando os resultados das diferentes opções de localização dos microreservatórios, ficou evidenciado um tempo de esvaziamento muito maior no caso dos reservatórios na saída do telhado. Dependendo das características da macrodrenagem e dos efeitos combinados de um loteamento completo, os problemas com a erosão podem ser acentuados e esse fato deve ser analisado no estudo de implantação do dispositivo. Por outro lado, a vazão de pico somente pode ser reduzida a um nível inferior a ocupação de 56% com os reservatórios na saída do telhado, sendo a manutenção desses mais simples pois a água provém exclusivamente dos telhados. No caso do reservatório na saída do lote, atenção tem que ser dada para os sedimentos, folhas e detritos gerados dentro do lote.

Os resultados apresentados com relação ao lote urbano, tanto os impactos da impermeabilização como os microreservatórios, são aplicáveis ao solo da grama utilizado, ao tipo de ocupação do lote estudado e as suas dimensões, especialmente a área de telhado. Caso se trabalhasse com um solo com maior capacidade de infiltração os impactos da impermeabilização das áreas não edificáveis seriam ampliados e os microreservatórios, para amenizar os esses efeitos, teriam que ser redimensionados. Por outro lado, se aumenta ou diminui a relação entre a área do telhado e o tamanho do lote os microreservatórios na saída do telhado devem ser modificados, da mesma forma que o reservatório que busca a condição de pré-ocupação.

O único trabalho encontrado com pequenos reservatórios foi realizado por *Schilling* (1984). O autor apresentou um microreservatório conectado com o tubo de queda do telhado, tendo duas saídas tubulares na vertical, uma no fundo, com diâmetro reduzido e a outra na parte superior da caixa. No entanto, analisa o uso de microreservatórios para uma área de 2,69 ha, com 29% de área de telhado, onde a inserção de 14 microreservatórios com 0,5 m<sup>3</sup> e diâmetro do tubo de fundo de 2 cm, indicou uma redução máxima possível na vazão de pico de 42%. A diferença do tamanho das áreas de estudo de *Schilling* (1984) e do lote limita comparações.

## 7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A avaliação do comportamento das cinco superfícies (grama, paralelepípedo antigo, chão batido, paralelepípedo novo e blocket) foi realizado, enfocando-se duas das principais fases do ciclo hidrológico: a infiltração e o escoamento superficial. As características dessas fases foram determinadas através de simulação de chuva sobre parcelas de 1 m<sup>2</sup>.

O simulador de chuva utilizado se mostrou adequado para a determinação da infiltração em superfícies urbanas. A modificação realizada no quadro metálico vazado que delimita a área da parcela apresentou bons resultados, possibilitando a simulação sobre áreas pavimentadas. Apesar dos problemas encontrados com relação a oscilação da pressão do aspersor e ao processamento dos resultados das simulações nas parcelas pouco permeáveis, de um modo geral as curvas de escoamento e infiltração puderam ser bem caracterizadas. Foram evidenciados os tempos de embebição, da fase de equilíbrio, de interrupção da chuva e de esvaziamento, o coeficiente de escoamento, a umidade antecedente e a taxa final de infiltração. A curva de infiltração de cada superfície foi ajustada à equação de Philip. Nas superfícies onde o escoamento superficial não foi muito alto (grama, paralelepípedo novo e blocket), evidenciou-se a influência da umidade antecedente. Nas parcelas pavimentadas, destaca-se o controle realizado pelas juntas e camada de areia sobre o escoamento e a infiltração. Os resultados das simulações de chuva sobre os pavimentos recém construídos deixaram claro a possibilidade da sua utilização na redução dos impactos da urbanização.

O modelo da onda cinemática foi utilizado para representar o escoamento nas superfícies que estiveram sob simulação de chuva. As condições de aplicabilidade do modelo da onda cinemática foram satisfeitas em todas as superfícies. Ressalva deve ser feita para o caso da grama, que necessita de uma declividade mínima de 4% para o uso da onda cinemática.

Na comparação da adequacidade da formulação do escoamento laminar e de Manning para o cálculo dos parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  da onda cinemática, a consideração de escoamento laminar não consegue representar a recessão dos hidrogramas principalmente nas superfícies menos rugosas. A formulação de Manning, com a possibilidade de ajuste do parâmetro  $\alpha$  através do coeficiente de rugosidade  $n$ , representou melhor os hidrogramas nas superfícies analisadas e foi adotado para a simulação do modelo da onda cinemática.

Com dois produtos da simulação de chuva sobre a grama, a curva de infiltração e o coeficiente de rugosidade  $n$ , as alterações do escoamento em áreas urbanas foram analisadas em lote urbano de 360 m<sup>2</sup> com características de ocupação da cidade de Porto Alegre/RS. Avaliou-se dois enfoques de drenagem das águas vindas dos telhados da edificação e os

impactos da impermeabilização das áreas não edificáveis, que são consequência das condições sócio-econômicas das áreas urbanas brasileiras. Os resultados apontaram um aumento de 12% na vazão de pico e 20% no volume de escoamento superficial com relação a uma ocupação inicial de 56% do "layout" básico.

Buscando o controle na fonte, para amenizar os impactos da impermeabilização das áreas não passíveis de edificação do lote urbano sobre o escoamento, estudou-se a possibilidade de inserção de microreservatórios interiores ao lote, permitindo manter a vazão de pico ao nível ocorrido com a ocupação do "layout" básico (56%). Considerando o lote ocupado pela edificação e com as demais áreas gramadas, verificou-se também a possibilidade de reduzir a vazão ao nível de pré-ocupação. Para as essas situações de ocupação do lote, duas opções de localização do microreservatórios foram analisadas. Na primeira opção, o microreservatório se localizou na saída do lote, no lugar da caixa de inspeção da rede pluvial situada antes da conexão com a rede coletora. Nessa opção somente foi restabelecida da vazão de pico da ocupação inicial. Na segunda opção, houve a possibilidade de inserir dois microreservatórios, um para cada plano de escoamento do telhado e os resultados indicaram a redução da vazão de pico a níveis iguais e inferiores a vazão de pico da ocupação inicial.

As possibilidades de gerenciamento das águas pluviais em áreas urbanas tem um variado leque de opções e o estudo realizado abrangeu de forma direta, a mais primordial de todas, a redução da vazão de pico e de forma indireta, a redução dos volumes escoados, através do uso de pavimentos permeáveis. No sentido de aprimorar e desenvolver as técnicas de gerenciamento, são colocadas a seguir algumas sugestões de pesquisa para complementar o trabalho.

As primeiras considerações são sobre as simulações de chuva, base de todo trabalho. A oscilação apresentada nas vazões resultantes das simulações poderiam ser melhor avaliadas através de um melhor controle da pressão utilizando dispositivos amortecedores ou então com a medição da chuva precipitada por pequenos pluviógrafos. Outra recomendação é a substituição do linígrafo de bóia por uma sonda eletrônica, que eliminaria os erros de processamento dos dados.

Para conhecer melhor o comportamento da infiltração e do escoamento sobre a grama, recomenda-se que sejam realizadas um número maior de simulações de chuva com o solo em condições mais secas e se viabilize a retirada de amostras de umidade na primeira faixa de solo, logo abaixo da grama. Por outro lado, simulações de chuva com diferentes durações e intensidades caracterizariam melhor as condicionantes da resposta da grama, devendo-se aumentar o número de ensaios com um hietograma de projeto. Sugere-se também que as

parcelas permaneçam descobertas durante todo período de simulação nos gramados, permitindo avaliar a influência das chuvas naturais sobre as condições antecedentes. Quanto as superfícies pavimentadas, uma questão a ser avaliada é o desenvolvimento da colmatação nas juntas e os métodos para evita-la. No caso da rua nova pavimentada com de paralelepípedo, devido a proporção de água infiltrada, sugere-se ainda a verificação da capacidade de armazenamento e de drenagem da camada de areia embaixo das pedras.

Para melhor caracterizar o regime de escoamento nas parcelas sob simulação de chuva, recomenda-se medir a altura da lâmina da água e a velocidade do escoamento.

Na parte de estudos sobre o impacto da impermeabilização de áreas não edificáveis em lotes urbanos e do uso de microreservatórios, o primeiro passo a ser dado é avaliar os efeitos a nível de uma área maior, no mínimo um loteamento completo, para identificar o comportamento da convergência do escoamento de vários lotes através da rede de drenagem, podendo-se buscar relações entre as vazões geradas por áreas conectadas ou não a rede. Com relação ao microreservatório, seria importante determinar os coeficientes de escoamento através de ensaios em modelo físico e verificar se as hipótese de sua simulação são aceitáveis.

Outras possibilidades ficam abertas, pois o estudo do reservatório adotou uma configuração simples que pode ser variada e aprimorada, como por exemplo o estudo da utilização de um reservatório misto que permita também a infiltração. Além disso, outros tópicos aparecem, entre eles estão a avaliação e controle dos sedimentos e da qualidade da água, tanto no lote urbano como na ruas, o estudo da viabilidade sócio-econômico de reaproveitamento da água de um microreservatório sem descarregador de fundo.

Por último, mas não menos importante, os produtos do trabalho realizado indicam a necessidade de concentização do conceito de globalidade dos efeitos, em busca da visão holística do comportamento dos fenômenos naturais. Para isso, indubitavelmente, tem que se passar por um processo educacional tanto dos técnicos como da população em geral.

## BIBLIOGRAFIA

- 1 ALVAREZ, C., SANCHEZ O., J. 1979. Estudo Hidrológico da Urbanização da Bacia do Arroio Dilúvio: relatório final. Porto Alegre: Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS. 196p.
- 2 ANDO, Y., TAKAHASI, Y., KUAN, M. 1984. Relationship between Land Use and Final Infiltration Rate in Urban Areas. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN STORM DRAINAGE, 3, 1984, Göteborg. Proceedings. Göteborg: Chalmers University of Technology. 4v. v.3, p.1029-1036.
- 3 ANDO, Y., NABEYAMA, T., NISHIJIMA, S. 1993. Urban stormwater runoff analysis of upland basins in Tokyo. In: Hydrology fo Warm Regions: proceedings. Wallingford: IAHS. 516p. 403-408. (International Association of Hydrological Sciences. Publication n.216)
- 4 ANTONIO, M. de A. 1993. Enchentes em Bauru, SP: efeito da urbanização. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 10, 1993, Gramado. Anais. Porto Alegre: ABRH. 5v v.2, p. 99-108.
- 5 ARRUDA, L.B., 1984. Estudo experimental da infiltração através do balanço hídrico em um infiltrômetro com aspersores. São Carlos: Universidade de São Paulo. 155f. Dissertação de Mestrado.
- 6 ASSELINE, J. e VALENTIN, C. 1978. Construction et mise au point d'un infiltromètre à aspersion. Cahiers ORSTOM. Série Hydrologie, Paris, v. 15, n4, p.321-350.
- 7 BELTRAME, L.T., TAYLOR, J.C. 1980. Uso da sonda de nêutrons para a pesquisa na área da Ciência do Solo: técnicas de uso. Porto Alegre: IPH/UFRGS. 13f.
- 8 BHARDWAJ, A., SINGH, R. 1992. Development of a portable rainfall simulator infiltrometer for infiltration, runoff and erosion studies. Agricultural Water Management, Amsterdam, v.22, p.235-248.
- 9 BOUVIER, C. 1990. Analyse et modélisation des écoulements en milieu urbain africain. Paris: ORTOM. (Collection Études et Thèses).

- 10 CAMPANA, N.A. 1992. Estimativa de parâmetros físicos de bacias utilizando técnicas de sensoriamento remoto e o sistema de informações geográficas. Porto Alegre: UFRGS - Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 88f. Dissertação de Mestrado.
- 11 CASTRO, N.M.R. 1992. Formação das cargas sólidas em suspensão em pequenas bacias rurais do derrame basáltico sulriograndense. Porto Alegre: UFRGS - Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 102f. Dissertação de Mestrado.
- 12 CAUDURO, F.A., DORFMAN, R. [1990]. Manual de ensaios de laboratório e de campo para irrigação e drenagem. Porto Alegre: PRONI:IPH/UFRGS. 216 p.
- 13 CHOW, V.T. (ed.) 1964. Handbook of Applied Hydrology. New York: McGraw-Hill. Não paginado.
- 14 COHAB-RS. [198-]. Pavimentação. In:-. Especificações para obras de infra-estrutura em conjuntos habitacionais. cap.5, p. 73-87.
- 15 COMISSÃO MUNDIAL SOBRE MEIO AMBIENTE E DESENVOLVIMENTO. 1988. Nosso futuro Comum. Rio de Janeiro: Fundação Getúlio Vargas.
- 16 CRAWFORD, N.H., LINSLEY, R.K. 1966. Digital simulation in hydrology: Stanford Watershed Model IV. Stanford: Department of Civil Engineering. Appendix A.
- 17 CUNDY, T.W., TENTO, S.W. 1985. Solution to the Kinematic Wave Approach to Overland Flow Routing with Rainfall Excess Given by Philip's Equation. Water Resources Research, Washington, v.21, n.8, p. 1132-1140, Aug.
- 18 DAER. 1991. Pavimentação em Paralelepípedos: especificações de serviço. DAER-ES-P 25/91. In: Especificações Gerais. p.283-286.
- 19 DALLY, L.K., LETTENMAIER, D.P. 1984. Urban Storm Drainage Detention Facilities for Runoff and Water Quality Control. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN STORM DRAINAGE, 3, 1984, Göteborg. Proceedings. Göteborg: Chalmers University of Technology. 4v. v.1, p. 47-56.

- 20 DAM, C.H. van, VEN, F.H.M. van 1984. Infiltration in the Pavement. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN STORM DRAINAGE, 3, 1984, Göteborg. Proceedings. Göteborg: Chalmers University of Technology. 4v. v.3, p.1019-1028.
- 21 DAVIES, H., HOLLIS, T. 1981. Measurements of Rainfall-runoff Volume Relationships and Water Balance for Roofs and Roads. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN STORM DRAINAGE, 2, 1981, Urbana. Proceedings. Urbana: University of Illinois. v.1, p 434-443.
- 22 DEP/PMPA. 1992. Caderno de Encargos. Porto Alegre: Prefeitura Municipal.
- 23 DIAZ, O.B.P. de. 1987. Precipitação de Projeto e Regionalização de Hidrogramas Unitários para Bacias Urbanas Brasileiras. Porto Alegre: UFRGS - Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 347f. Dissertação de Mestrado.
- 24 DINIZ, E.V. 1976. Quantifying the effects of porous pavements on urban runoff. In: NATIONAL SYMPOSIUM ON URBAN HYDROLOGY, HYDRAULICS, AND SEDIMENT CONTROL, 1976, Lexington. Proceedings. Lexington. p.63-70.
- 25 DONAHUE, J.R., McCUEN, R.H., BONDELID, T.R. 1981. Comparison of Detention Basin Planning and Design Models. Journal of the Water Resources Planning and Management, New York, v.107, n.2, p.385-409, Oct.
- 26 DOOGE, J. 1967. Linear Theory of Hydrologic Systems. Washington: United States Department of Agriculture. 327p. (Agricultural Research Service. Technical Bulletin n. 1468).
- 27 EMMETT, W.W. 1979. Overland flow. In: KIRBY, M.J. (ed.) Hillslope hydrology. Chichester: John Wiley ch. 5, p.145-176.
- 28 FENDRICH, R., FREITAS, C.O. de A. 1987. Modelo Hidrológico Geral de Ven te Chow aplicado a bacias urbanas. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 7, 1987, Salvador. Anais. São Paulo: ABRH. 5v v.2, p. 443-455.

- 29 FERGUSON, B.K., SUCKLING, P.W. 1990. Changing Rainfall-Runoff Relationships in the Urbanizing Peachtree Creek Watershed, Atlanta, Georgia. Water Resources Bulletin, Bethesda, v.26, n.2, p.313-322, Apr.
- 30 FUCHS, L. 1984. Comparison of Renovation Alternatives for Urban Storm Sewers. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN STORM DRAINAGE, 3, 1984, Göteborg. Proceedings. Göteborg: Chalmers University of Technology. 4v. v.3, p.1181-1190.
- 31 FUJITA, S. 1984. Experimental Sewer System for Reduction of Urban Storm Runoff. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN STORM DRAINAGE, 3, 1984, Göteborg. Proceedings. Göteborg: Chalmers University of Technology. 4v. v.3, p.1211-1220.
- 32 FUJITA, S. 1993. Stormwater goes to ground as Japan chooses infiltration. Water Quality International, London, n.3, p.18-19.
- 33 GOMES, J., FENDRICH, R. 1989. Modelo Hidrológico Geral de Ven te Chow aplicado a bacias urbanas - Resultados obtidos. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 8, 1989, Foz do Iguaçu. Anais. São Paulo: ABRH. 2v. v.1, p. 396-407.
- 34 GUERRANT, D.G., MILLER, W.W., MAHANNAH, C.N., NARAYANAN, R. 1990. Infiltration evaluation of four mechanical rainfall simulation techniques en Sierra Nevada watersheds. Water Resources Bulletin, Bethesda, v.26, n.1, p. 127-134, Feb.
- 35) HOGLAND, W., NIEMCZYNOWICZ, J. 1986. The unit Superstructure - a new construction to prevent groundwater depletion. In: BUDAPEST SYMPOSIUM, 1986. Conjunctive water use: proceedings. Wallingford: IAHS. 547p. p.512-522. (International Association of Hydrological Sciences. Publication n.156)
- 36 HOLMSTRAND, O. 1984. Infiltration of Stormwater: Research at Chalmers University of Technology, Results and examples of Application. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN STORM DRAINAGE, 3, 1984, Göteborg. Proceedings. Göteborg: Chalmers University of Technology. 4v. v.3, p.1057-1066.
- 37 ICHIKAWA, A., YANAMOTO, T. 1984. Experimental Field for the Quantitative Analysis of the Pervious Pavement at the Baseball Field, University fo Tokyo. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN STORM DRAINAGE, 3, 1984,

- Göteborg. Proceedings. Göteborg: Chalmers University of Technology. 4v. v.3, p.1009-1018.
- 38 IDE, C.N. 1984. Qualidade da drenagem pluvial urbana. Porto Alegre: UFRGS - Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 137f. Dissertação de Mestrado.
- 39) JACOBSEN, P., HARREMOËS, P. 1981. Significance of Semi-Pervious Surfaces in Urban Hydrology. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN STORM DRAINAGE, 2, 1981, Urbana. Proceedings. Urbana: University of Illinois. v.1, p 424-433.
- 40 JENSEN, M., PRISUM, M. 1982. Comparative studies of surcharge and flood characteristics for two urban drainage systems. In: FEATHERSTONE, R.E., JAMES, A. (ed.) Urban drainage systems. Southampton: Computational Mechanics Centre. ch.2, p.123-142.
- 41 JESUS, R.M.R. de, EIGER, S. 1983. DRENG V. III - Um modelo para simulação de enchentes em bacias de córregos urbanos. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 5, 1983, Blumenau. Anais. Florianópolis: ABRH. 4v v.2, p.317-340.
- 42 JONASSON, S.A. 1984a. Determination of Infiltration Capacity and Hydraulic Conductivity. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN STORM DRAINAGE, 3, 1984, Göteborg. Proceedings. Göteborg: Chalmers University of Technology. 4v. v.3, p.1073-1082.
- 43 JONASSON, S.A. 1984b. Dimensioning Methods for Stormwater Infiltration Systems. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN STORM DRAINAGE, 3, 1984, Göteborg. Proceedings. Göteborg: Chalmers University of Technology. 4v. v.3, p.1037-1046.
- 44 KIDD, C.H.R., LOWING, M.J. 1979. The Wallingford Urban Subcatchment Model. Wallingford: Institute of Hydrology. (Report no 60).
- 45 LI, R.-M., SIMONS, D. , STEVENS, M.A. 1975. Nonlinear Kinematic Wave Approximation for Water Routing. Water Resources Research, v.11, n.2, p.245-252, Apr.

- 46 LINDH, G. 1990. Functions and uses of water in urbanized areas. In: DUISBURG SYMPOSIUM, 1988. Hydrological Processes and Waster Management in Urban Areas: proceedings. Wallingford: IAHS. 362p. p.71-82. (International Association of Hydrological Sciences. Publication n.198).
- 47 LUNA CAICEDO, N. 1975. Métodos de síntesis en la hidrologia urbana. Porto Alegre: UFRGS - Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. não paginado. Dissertação de Mestrado.
- 48 McCLELLAND, R., RAO, S.G. 1982. Urban watershed management Programs: An Overview and application to Metro Atlanta. In: NATIONAL SYMPOSIUM ON URBAN HYDROLOGY, HYDRAULICS, AND SEDIMENT CONTROL, 1976, Lexington. Proceedings. Lexington. p. 147-157.
- 49 McCUEN, R. H. 1975. Flood Runoff from Urban Areas. College Park: University of Maryland. 70f. (Technical Report n.33).
- 50 McCUEN, R.H. 1989. Hydrologic Analysis adn Design. Englewood Cliffs: Prentice-Hall.
- 51 McCUEN, R.H., MOGLEN G.E. 1988. Multicriterion Stormwater Management Methods. Journal of Water Resources Planning and Management. v.114, n.4, p414-431, July.
- 52 MACHADO, E.S., RIGHETTO, A.M. 1981. Modelo hidrológico determinístico para bacias urbanas. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 4, 1981, Fortaleza. Anais. São Paulo: ABRH. 4v. v.3, p. 561-580.
- 53 MAIDMENT, D.R.(ed.) 1993. Handbook of Hydrology. New York: McGraw-Hill. Não paginado.
- 54 MARSALEK, J. 1977. Runoff control on urbanizing catchments. In: AMSTERDAM SYMPOSIUM, 1977. Effects of Urbanization and Industrialization on the Hydrological Regime and on Water Quality. Paris: IAHS/UNESCO. 572p. p.153-161. (Studies nad Reports in Hydrology, n.24).
- 55 MASSING, H., ZUIDEMA, F.C. 1990. Introduction. In: DUISBURG SYMPOSIUM, 1988. Hydrological Processes and Waster Management in Urban Areas: proceedings.

- Wallingford:IAHS. 362p. p.1-5. (International Association of Hydrological Sciences. Publication n.198).
- 56 MEIGH, J. 1981. A comparison of mathematical models of overland flow. London: Imperial College of Science and Technology/Dept of Civil Engineering. MSc dissertation.
- 57 MIRANDA, J.A., BRANDÃO, J.L.B., GUIMARÃES, M.A. 1987. Prevenção e controle de enchentes em bacias urbanas da região metropolitana de São Paulo. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 7, 1987, Salvador. Anais. São Paulo: ABRH. 5v v.1, p. 55-73.
- 58 MOGLEN, G.E., McCUEN, R.H. 1990. Economic Framework for Flood and Sediment Control with Detention Basins. Water Resources Bulletin, Bethesda, v.26, n.1, p.145-156, Feb.
- 59 MOLINIER, M. 1985. Um minissimulador de chuva ou infiltrômetro de aspersão. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 6, 1985, São Paulo. Anais. São Paulo: ABRH. 3v v.3, p.405-417.
- 60 MOLINIER, M., GALVÃO, C.O., PIMENTEL GOMES, H. 1987. Determinação do escoamento de uma bacia hidrográfica através das técnicas de simulação de chuva. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 7, 1987, Salvador. Anais. São Paulo: ABRH. 5v. v.2, p. 530-543.
- 61 MOLINIER, M., AUDRY, P. e LEPRUN, J.C. 1989. Modelagem do escoamento e da infiltração em um solo bruno não cálcico do Nordeste. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 8, 1989, Foz do Iguaçu. Anais. São Paulo: ABRH. 2v. v.1, p.432-443.
- 62 MONTENEGRO, J.P.B, SILANS, A.M.B. 1991. Caracterização hidrológica da infiltração e do escoamento superficial em um micro-parcela sem vegetação do Cariri. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 9, 1991, Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro: ABRH/APRH. 4v. v.1, p. 233-243.
- 63 MOTA JUNIOR, J.C. 1982. Simulação hidrológica de uma bacia urbana: Arroio Dilúvio. Porto Alegre: UFRGS - Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 177f. Dissertação de Mestrado.

- 64 NEVES, E.T. 1968. Curso de Hidráulica. 2.ed. Porto Alegre: Globo. p.111.
- 65 NIEMCZYNOWICZ, J. 1990. A Detailed Water Budget for the City of Lund as a Basis for the Simulation of Different Future Scenarios. In: DUISBURG SYMPOSIUM, 1988. Hydrological Processes and Water Management in Urban Areas: proceedings. Wallingford: IAHS 362p. p.51-58. (International Association of Hydrological Sciences. Publication n.198).
- 66 NIEMCZYNOWICZ, J. 1991. Environmental impact of urban areas - the need for paradigm change. Water International, Urbana, v.16, n.2, p.38-95, June.
- 67 OKA, T. 1993. Changes of rainfall infiltration and runoff process due to urbanization. In: In: Hydrology fo Warm Regions: proceedings. Wallingford: IAHS. 516p. p. 409-421. (International Association of Hydrological Sciences. Publication n.216)
- 68 PACKMAN, J.C. 1980. The effects of urbanisation on flood magnitude and frequency. Wallingford: Institute of Hydrology. (Report No 63).
- 69 PARLANGE, J.Y., ROSE, C.W., SANDER, G. 1981. Kinematic flow approximation of runoff on a plane: an exact analytical solution. Journal of hydrology, Amsterdam, v.52, p.171-176.
- 70 PINTO, N.L.S., RAMOS, F. 1972. Observações sobre o tempo de retardamento em bacias urbanas. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE HIDROLOGIA, 2, Porto Alegre. Anais. Porto Alegre: Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS. 226p. p. 31-48.
- 71 PORTO ALEGRE. Prefeitura Municipal. Secretaria do Planejamento Municipal. 1987. 1º PDDU : Plano Diretor de Desenvolvimento e Urbanização. Porto Alegre.
- 72 PONCE, V.M. 1989. Engineering hydrology - principles and practices. Englewood Cliffs: Prentice-Hall. 640p.
- 73 PROJETO e construção de esgotos sanitários e pluviais. 1967. Rio de Janeiro: USAID. p.59
- 74 SANCHEZ, J. 1987. Fundamentos de Hidrologia. Porto Alegre: Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS. 355f.

- 75 SANCHEZ ORDONEZ, J., SIMÕES LOPES, M.O. 1981. Enchentes urbanas: caso de Joinville, SC. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 4, 1981, Fortaleza. Anais. São Paulo: ABRH. 4v. v.3, p. 519-532.
- 76 SANCHEZ, J., SIMÕES LOPES, M., 1984. Regionalização de hidrogramas unitários para bacias urbanas do sul do Brasil. Porto Alegre: Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS. Não paginado. (Recursos Hídricos. Publicação n.8).
- 77 SAUER, V.B., THOMAS, W.O., STRICKER, V.A., WILSON, K.V. 1983. Flood Characteristics of Urban Watersheds in the United States. Geological Survey Water-Supply Paper, Washington, n.2207.
- 78 SCHILLING, W. 1982. Cisterns against storms. In: FEATHERSTONE, R.E., JAMES, A. (ed.) Urban drainage systems. Southampton: Computational Mechanis Centre. ch.4, p.49-60.
- 79 SCHMIDT, M. 1957. Gerinnehydraulik. Bauverlag GMBH, Wiesbaden.
- 80 SEMMELMANN, F.R., CHEVALLIER, P., ALCÂNTARA, W., SILVEIRA, A.L.L. da. 1991. Determinação da energia cinética de chuva simuladas. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 9, 1991, Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro: ABRH/APRH. 4v. v.1, p.89-97.
- 81 SIEKER, F. 1984. Stormwater Infiltration in Urban Areas. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN STORM DRAINAGE, 3, 1984, Göteborg. Proceedings. Göteborg: Chalmers University of Technology. 4v. v.3, p.1083-1091.
- 82 SILVA, M.J.D. da, PORTO, R.L.L. 1991. Análise de efeitos da alteração do uso do solo através de modelo matemático de chuva-vazão. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 9, 1991, Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro: ABRH/APRH. 4v. v.1, p.527-535.
- 83 SILVEIRA, A.L.L. e CHEVALLIER, P. 1991. Primeiros Resultados sobre Infiltração em Solo Cultivado Usando Simulação de Chuvas (Bacia do rio Potiribu - RS). In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 9, 1991, Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro: ABRH/APRH. 4v. v.1, p.213-221.

- 84 SIMÕES LOPES, M., SANCHEZ O., J. 1986. Avaliação do Impacto Hidrológico Causado pela Urbanização. In: UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Pesquisa em recursos hídricos: relatório final. Porto Alegre. vol 1.
- 85 TOEBES, C. e OURYVAEV, V. (ed.) 1970. Representative and experimental basins. Paris UNESCO. 380p. (Studies and Reports in Hydrology, 4).
- 86 TOUMA, J., ALBERGEL, J. 1992. Determining soil hydrologic properties from rain simulator or double ring infiltrometer experiments: a comparison. Journal of Hydrology, Amsterdam, v.135, p. 73-86.
- 87 TUCCI, C.E.M. 1986. Modelos Matemáticos em Hidrologia e Hidráulica. Rio de Janeiro: RBE. 3v. v.1.
- 88 TUCCI, C.E.M. (org.) 1993. Hidrologia: ciência e aplicação. Porto Alegre: Editora da Universidade/ABRH/EDUSP. 943p.
- 89 TUCCI, C.E.M. 1994. Modelos Matemáticos em Hidrologia e Hidráulica. 2.ed. Não publicado. cap.2.
- 90 TUCCI, C.E.M., BRAGA JR., B.P.F. e SILVEIRA, A.L.L. 1989. Avaliação do Impacto da Urbanização nas Cheias Urbanas. Revista Brasileira de Engenharia. Caderno de Recursos Hídricos, Rio de Janeiro, v.7, n.1, p.77-101.
- 91 TUCCI, C.E.M., SANCHEZ, J. e SIMÕES LOPES, M. 1981. Modelo matemático precipitação-vazão IPH II. Porto Alegre: Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS. 64p. (Recursos Hídricos. Publicação n.3).
- 92 VEN, F.H.M. van de. 1990. Water Balances of Urban Areas. In: DUISBURG SYMPOSIUM, 1988. Hydrological Processes and Waster Management in Urban Areas: proceedings. Wallingford: IAHS. 362p. p.21-32. (International Association of Hydrological Sciences. Publication n.198).
- 93 WEIJLAND, H.B., VAN CAMPEN, A.L.B.M., VAN DER MAAREL, A.J.G. 1990. Methods of Reducing Storm Sewage Overflows. In: DUISBURG SYMPOSIUM, 1988. Hydrological Processes and Waster Management in Urban Areas: proceedings. Wallingford: IAHS. 362p. p.141-148. (International Association of Hydrological Sciences. Publication n.198).

- 94 WISNER, P.E., KASSEM, A.M. 1982. Analysis of dual drainage systems by OTTSWMM. In: FEATHERSTONE, R.E., JAMES, A. (ed.). Urban drainage systems. Southampton: Computational Mechanis Centre. ch.2, p.93-108.
- 95 WONG, T.S.W. 1993. Assessment of flood peak increase due to urbanization. Singapore: National University of Singapore. 280p. PhD thesis.
- 96 WONG, T.S.W., CHEN, C. 1993. Pattern of flood peak increase in urbanizing basins with constant and variable slopes. Jouranl of Hydrology, Amsterdam, v.143, p.339-354, Mar.
- 97 WRIGHT-McLAUGHLIN ENGINEERS. 1969. Urban Storm Drainage Criteria Manual. Denver. v.1.
- 98 YOSHINO, F., TERAOKAWA, A. 1986. Infiltration of stormwater utilizing underground pipes: Urban runoff restriction and groundwater recharge. In: BUDAPEST SYMPOSIUM, 1986. Conjuntive water use: proceedings. Wallingford: IAHS. 547p. p.501-512. (International Association of Hydrological Sciences. Publication n.156)

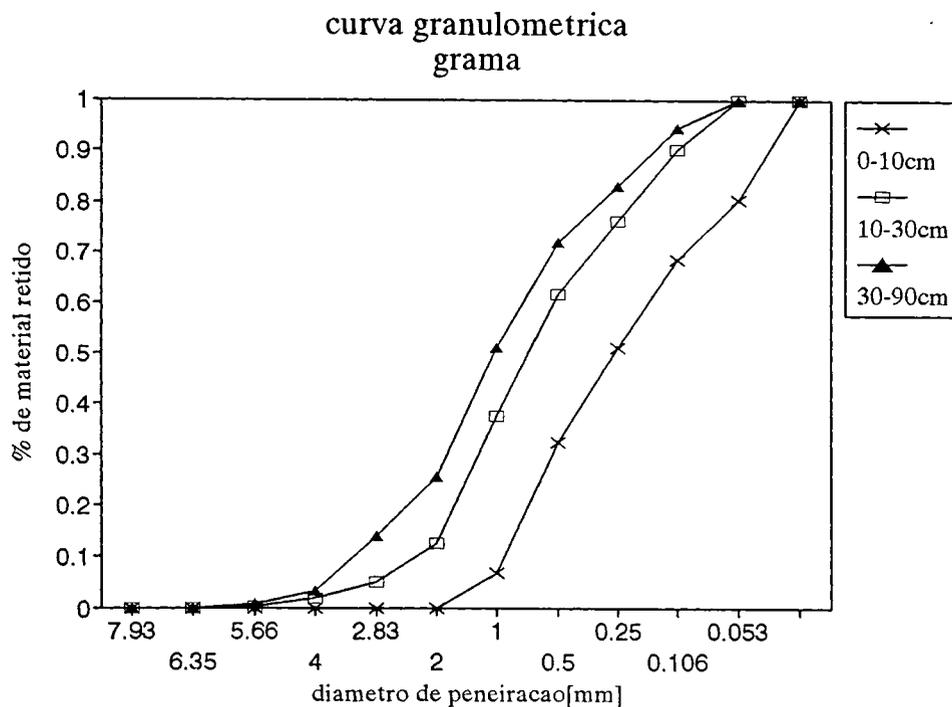
## **Anexo A - Características dos solos amostrados**

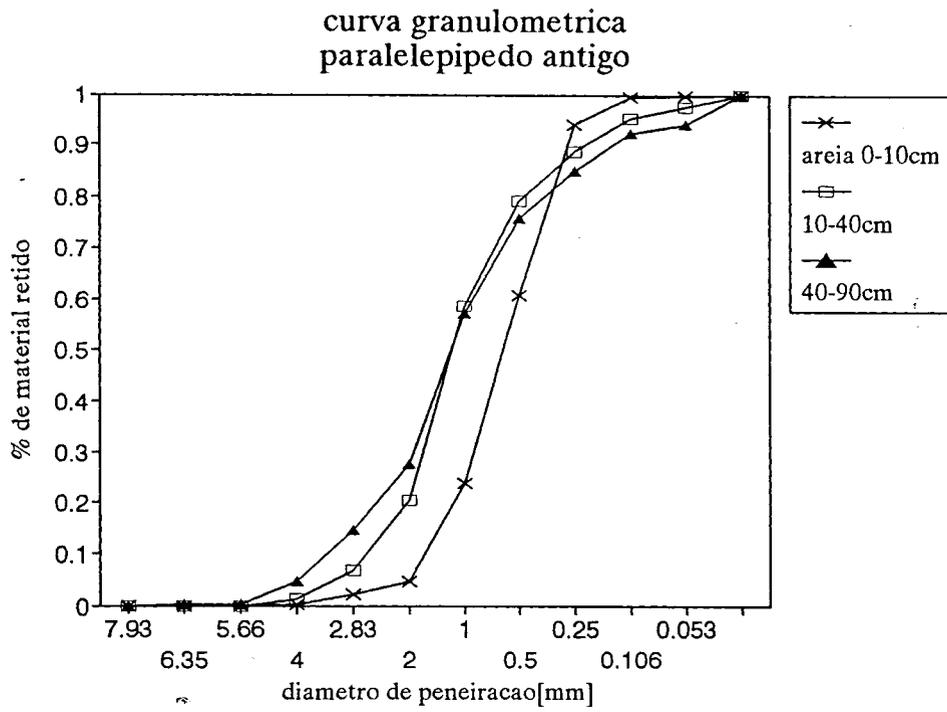
**Classificação dos solos segundo USDA, pelo do método do hidrômetro**

LOCAL	Profundidade(cm)	CLASSIFICAÇÃO
Grama	0-10	Franco-argilo-arenoso
	10-40	Franco arenoso
	40-90	Franco argiloso
Paralelepípedo	0-40	Argiloso
	40-90	Argiloso
Chão Batido	0-30	Franco argiloso
	30-70	Franco-argilo-arenoso
	70-90	Argiloso
Blocket e plppn	10-100	Argiloso, no limite com argilo-arenoso

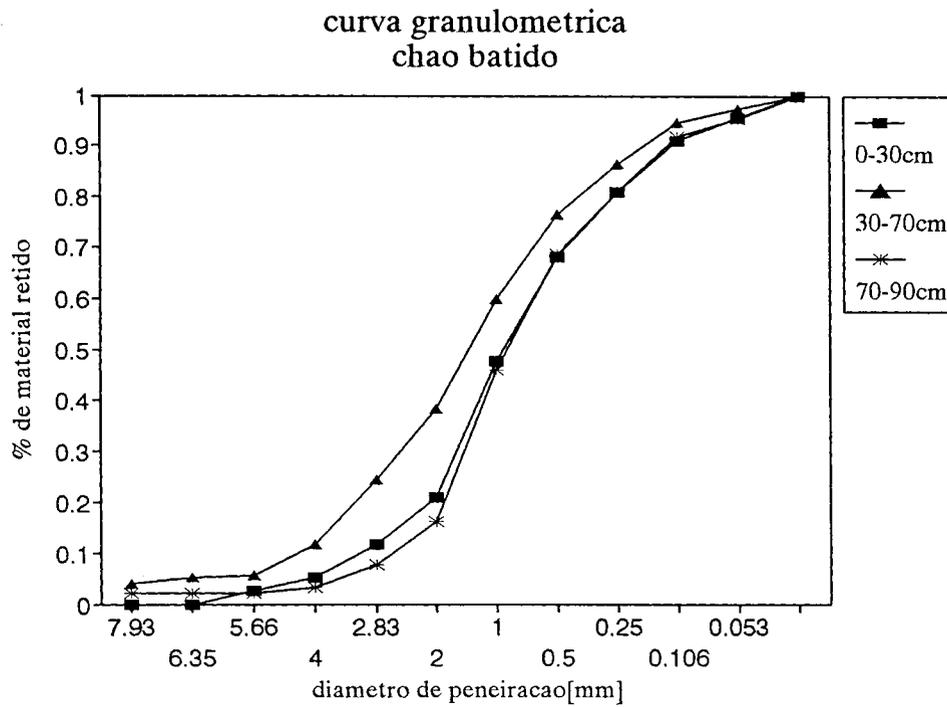
**Curvas granulométricas**

*Grama1 e Grama2*

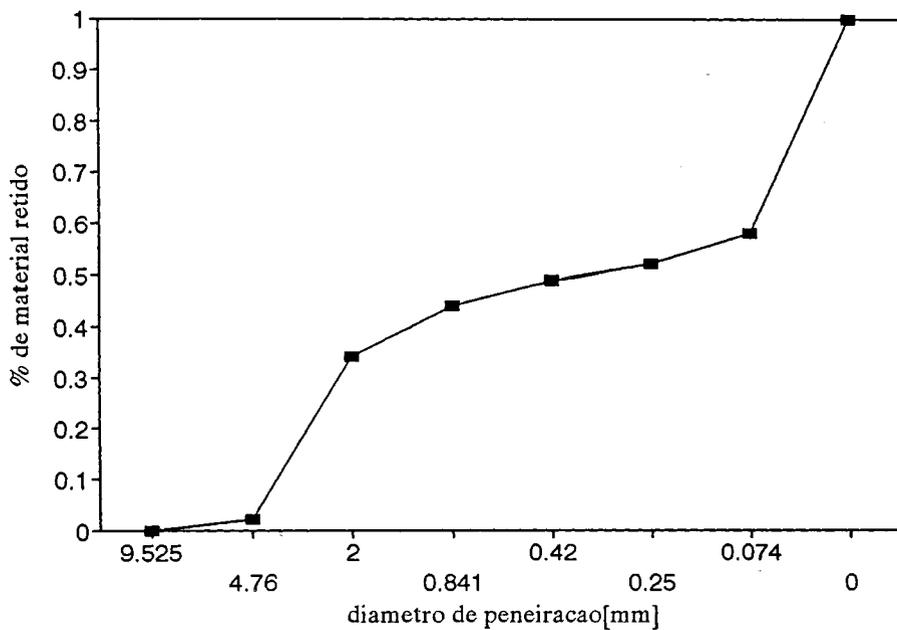




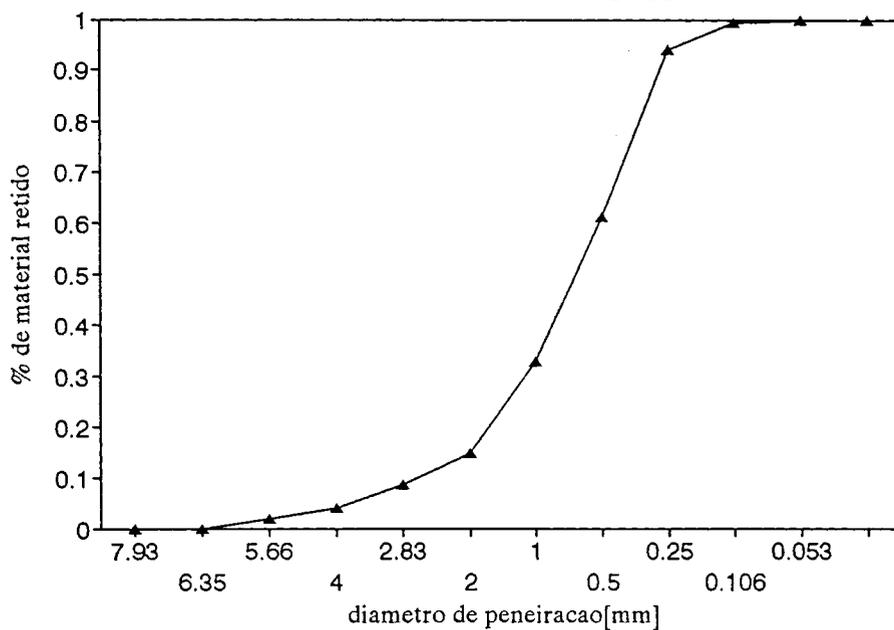
Chão5



curva granulometrica  
blocket/paralelepipedo novo-pllppn



curva granulometrica  
colchao de areia blocket/plppn



**Anexo B - Contagens da sonda de nêutrons e curvas dos ensaios de simulação de chuva**

## Contagens da sonda de nêutrons

### Gramal

prof	sim 1.1		sim 1.2		sim 1.3		sim 1.4		sim 1.5		sim 1.6	
	antes	depois										
15	483	489	486	495	487	488	467	490	481	488	478	487
25	506	503	506	sem	505	498	500	503	500	500	503	501
35	504	506	498	ba-	499	492	496	492	496	502	492	496
45	478	482	474	te-	473	468	464	469	464	471	467	466
55	490	492	492	ria	487	492	487	489	491	485	486	494
65	490	486	471		477	472	478	481	474	474	473	477
75	466	466	467		461	457	461	463	457	462	462	464
85	454	447	449		449	449	452	447	449	449	448	445

### Gram2

prof	sim 2.1		sim 2.2		sim 2.3		sim 2.4		sim 2.5		sim 2.6	
	antes	depois										
15	308	343	335	357	354	378	368	384	294	311	304	342
25	431	452	437	451	449	459	447	470	422	435	438	451
35	476	481	480	489	476	492	485	489	478	477	474	481
45	464	474	470	473	472	481	473	477	464	467	462	467
55	465	474	475	473	446	484	474	483	469	471	467	472
65	448	475	449	450	452	457	450	458	447	447	440	452
75	446	455	451	454	450	458	457	458	455	457	451	455
85	443	452	447	448		452	457	454	444	450	444	451

### Pllpp3

prof(cm)	sim 3.3		sim 3.4		sim 3.5	
	antes	depois	antes	depois	antes	depois
15	548	554	548	553	544	546
20	542	556	545	547	539	544
30	537	548	525	538	540	536
40	421	468	427	427	428	425
50	346	372	352	349	356	351
60	298	314	304	308	301	304
70	384	361	391	395	388	391
80	453	435	456	453	448	449

*Plpp4*

prof(cm)	sim 4.2		sim 4.3		sim 4.4	
	antes	depois	antes	depois	antes	depois
15	531	528	531	535	530	534
20	527	525	524	535	523	522
30	518	514	523	520	516	516
40	514	513	512	509	516	512
50	511	506	514	512	509	509
60	506	505	505	510	518	517
70	514	517	519	513	519	529
80	519	522	522	524	533	529

*Chão5*

prof(cm)	sim 5.1		sim 5.2		sim 5.3		sim 5.4	
	antes	depois	antes	depois	antes	depois	antes	depois
15	365	375	374	377	409	414	407	409
25	362	359	361	265	378	376	377	381
35	290	289	292	289	290	293	305	301
45	249	245	246	242	245	248	250	252
55	322	314	312	314	312	308	314	313
65	323	319	315	317	319	325	323	321
75	329	329	323	326	331	322	322	327
85	444	432	438	438	432	439	440	439

*Plppn*

Prof (cm)	sim 6.1		sim 6.2		sim 6.3		sim 6.4	
	antes	depois	antes	depois	antes	depois	antes	depois
15	512	521	517	518	523	520	521	522
25	521	518	518	518	521	519	522	519
35	513	515	525	520	525	524	521	526

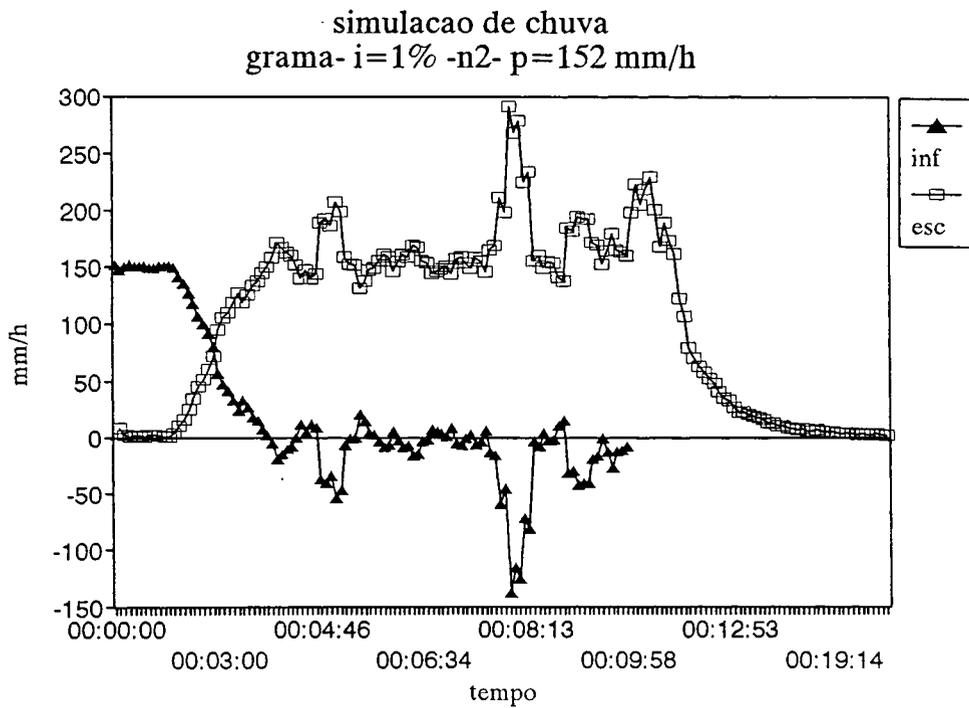
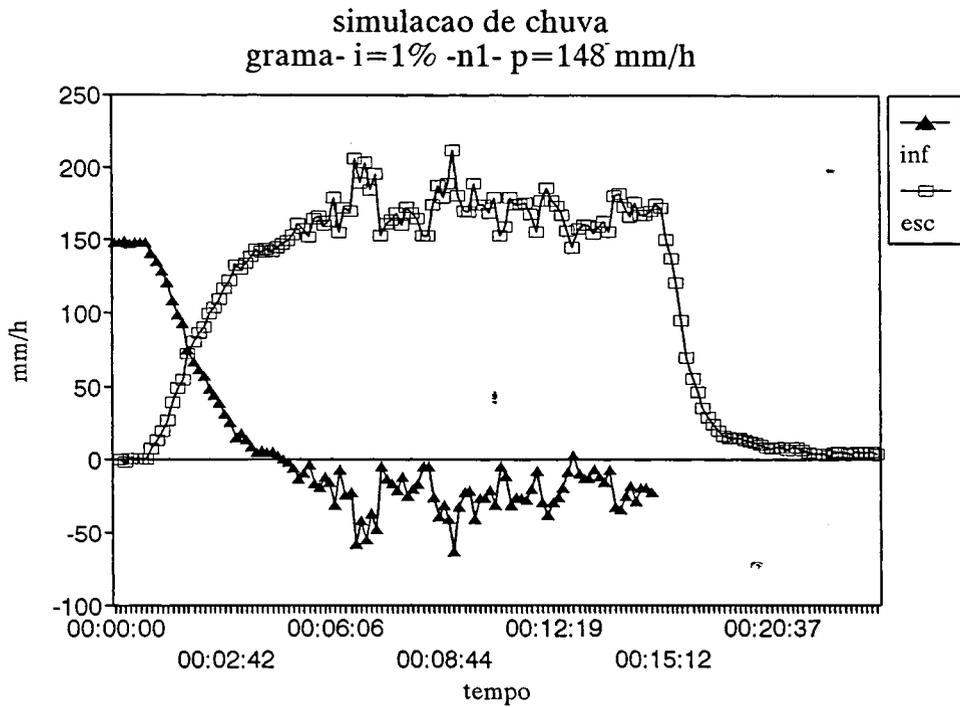
*Blocket*

Prof (cm)	sim 7.2		sim 7.3		sim 7.4		sim 7.5	
	antes	depois	antes	depois	antes	depois	antes	depois
15	518	515	520	519	515	519	527	522
25	516	518	516	524	518	516	516	519
35	528	529	536	542	535	535	542	545

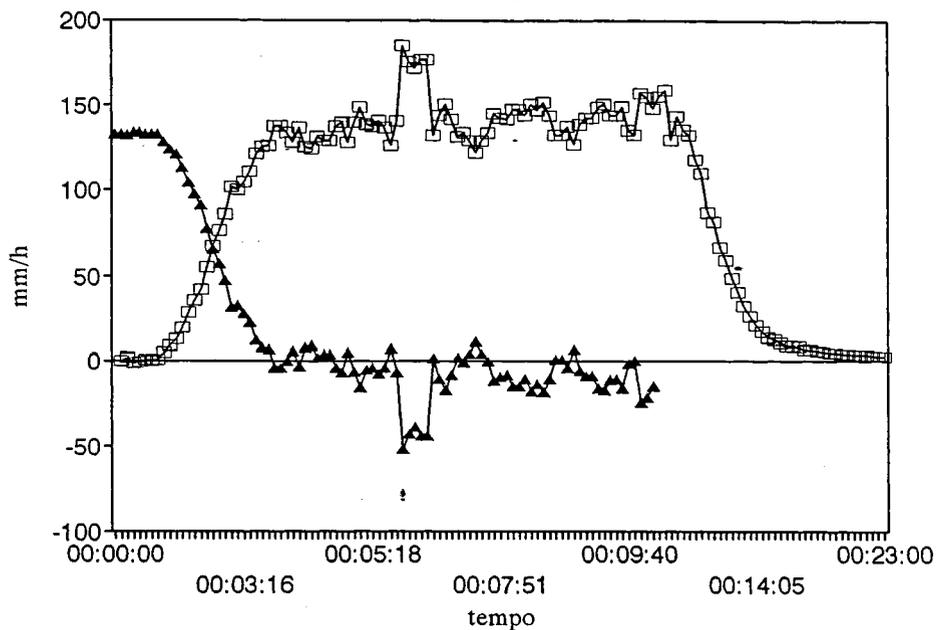
## Curvas obtidas nos ensaios de *simulação de chuva*

Obs: Os valores de cada ponto da curva corresponde a média móvel de 5 valores digitalizados

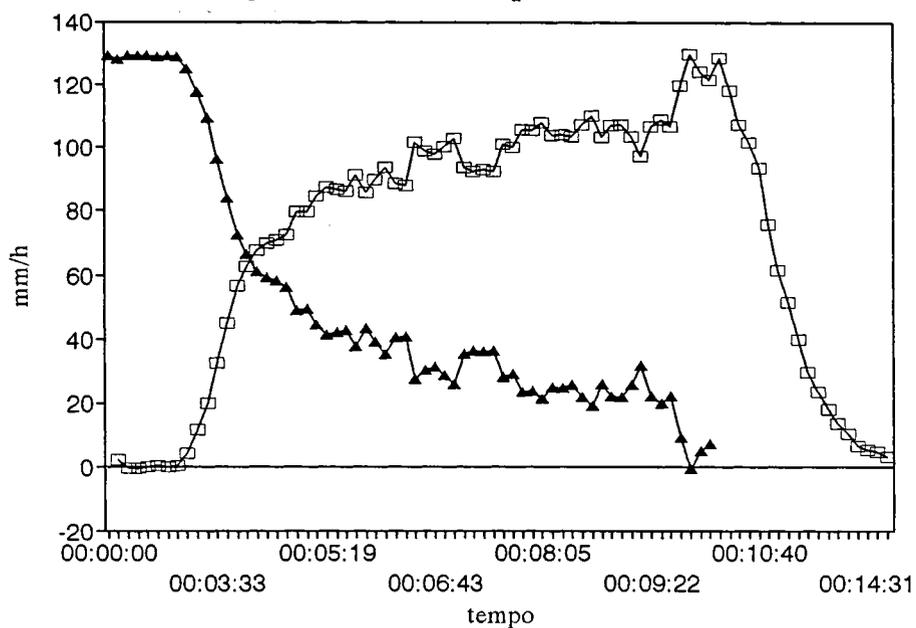
Gramal



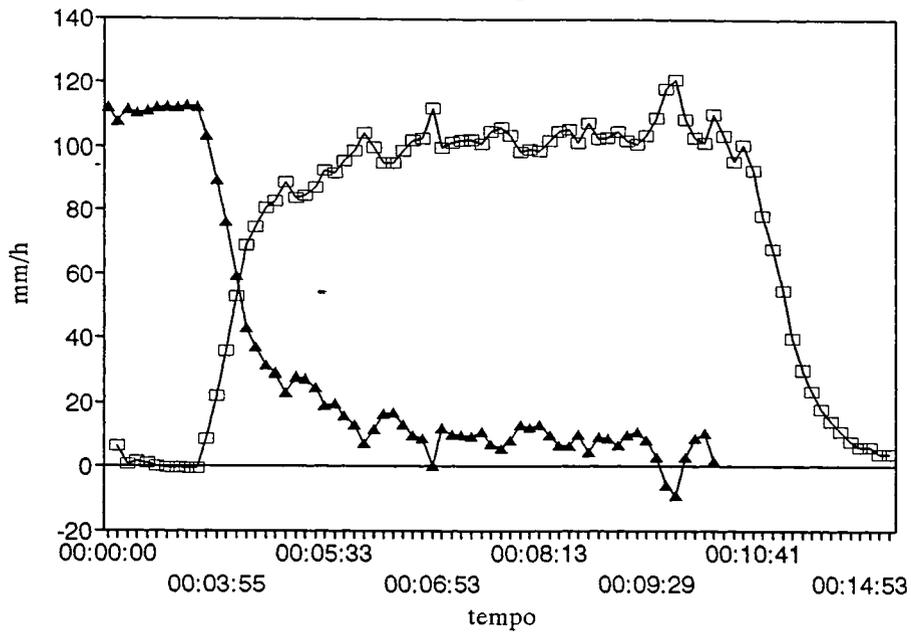
simulacao de chuva  
grama- i=1% -n3- p=133 mm/h



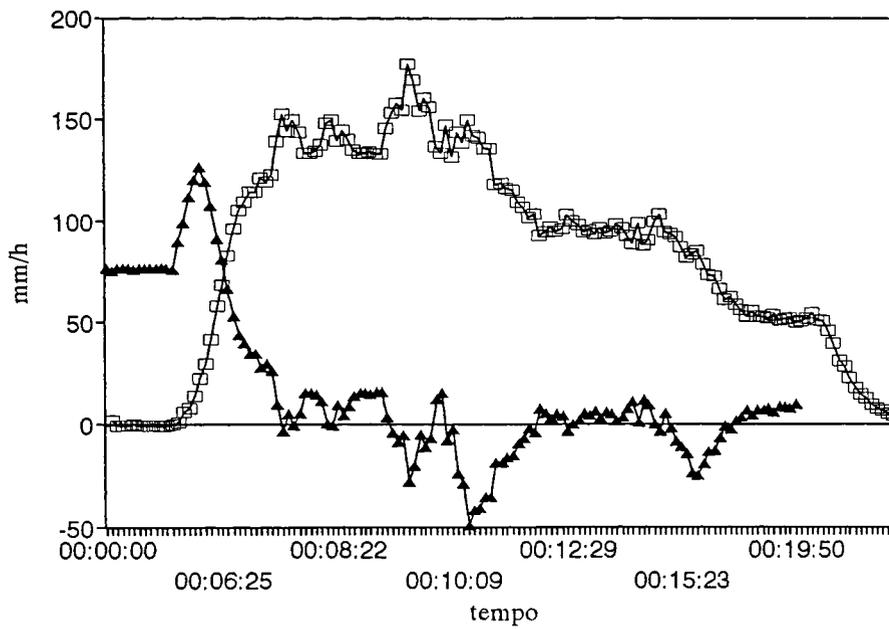
simulacao de chuva  
grama- i=1% -n4- p=129 mm/h



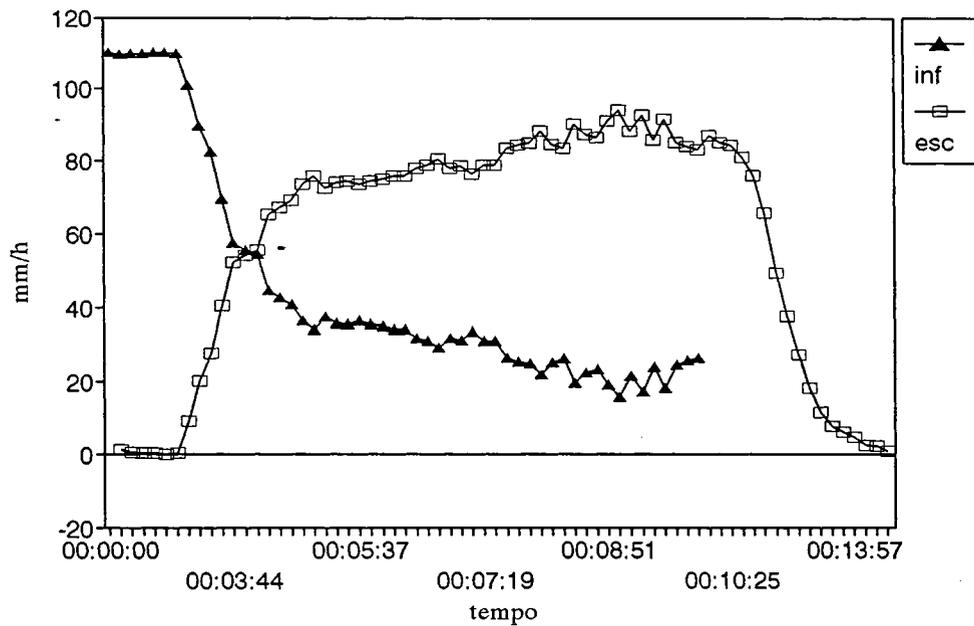
simulacao de chuva  
grama- i=1% -n5- p=112 mm/h



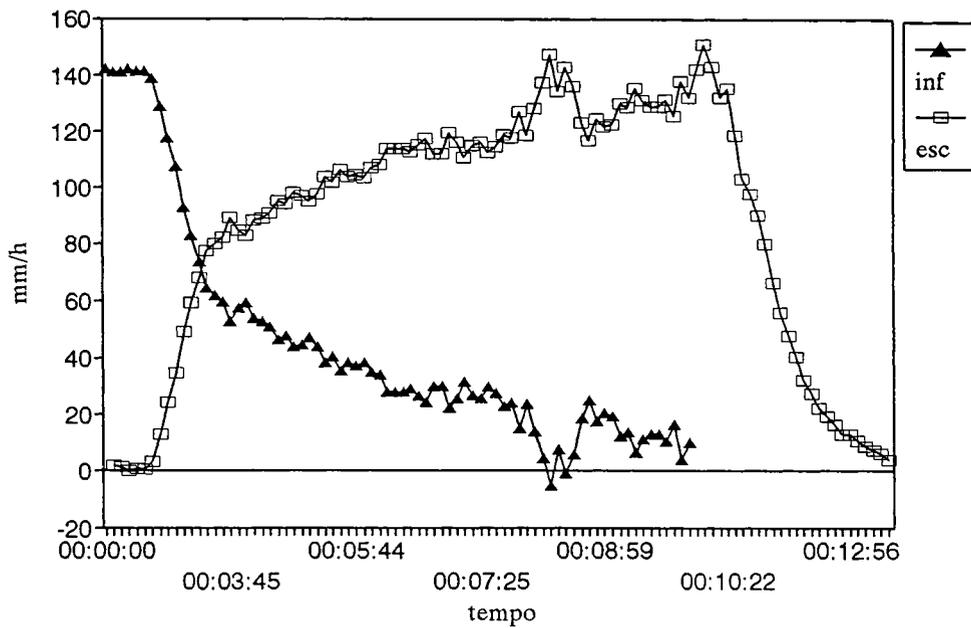
simulacao de chuva  
grama- i=1% -n6- p=76,149,100,60 mm/h



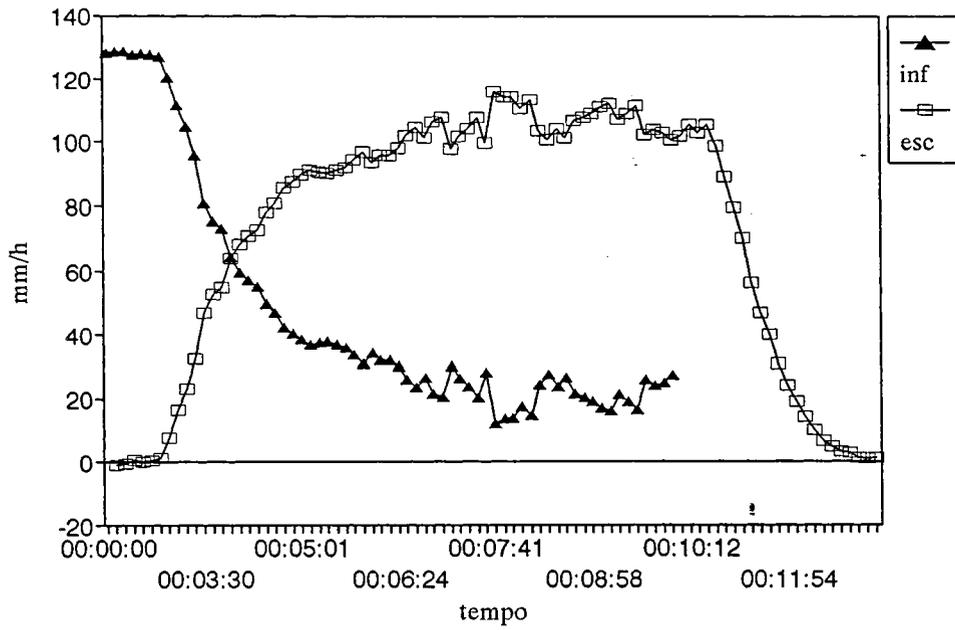
simulacao de chuva  
grama- i=11% -n1- p=110 mm/h



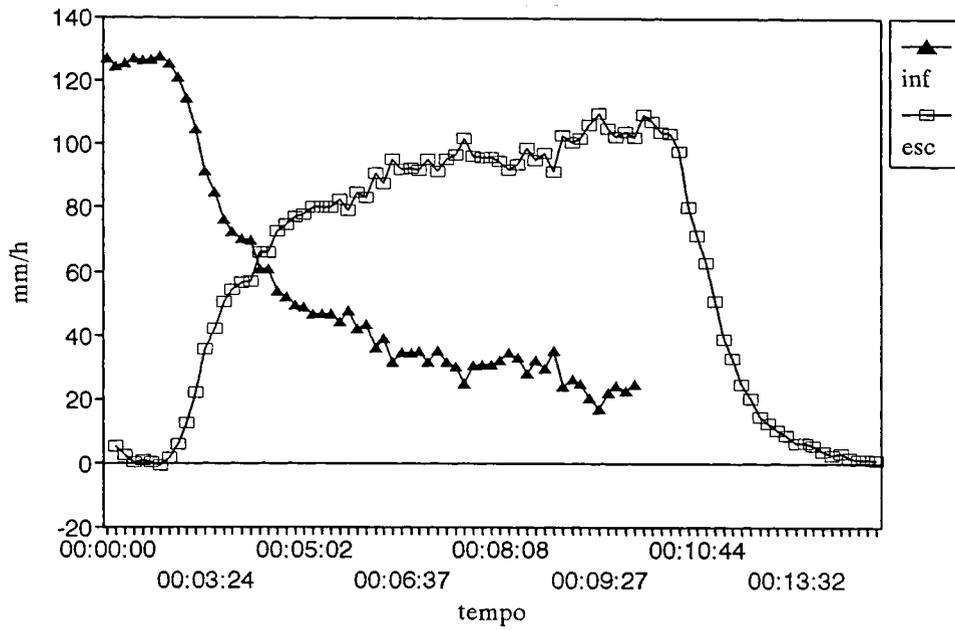
simulacao de chuva  
grama- i=11% -n2- p=142 mm/h



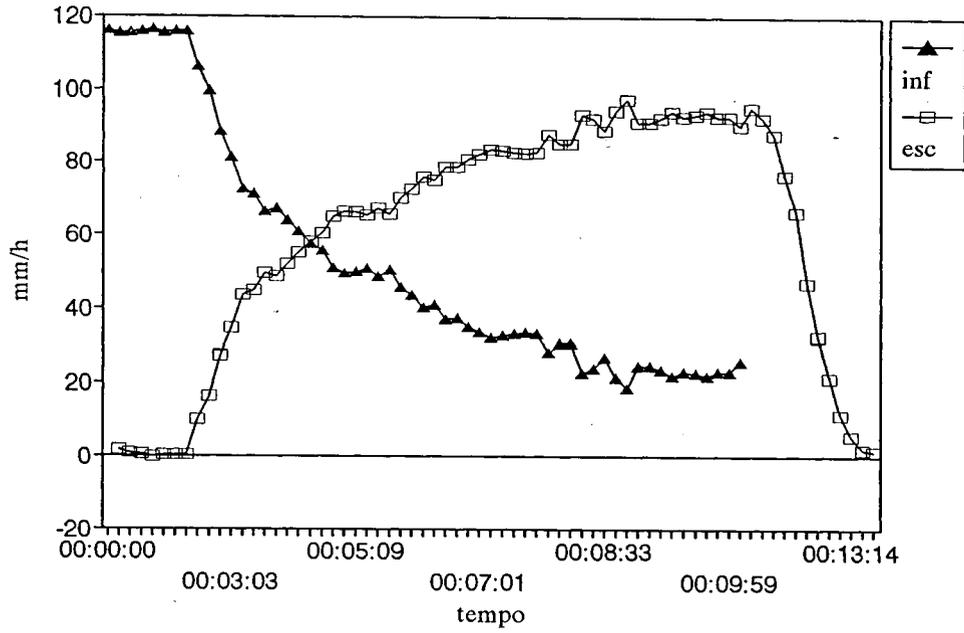
simulacao de chuva  
grama 2 - n3 - i=128 mm/h



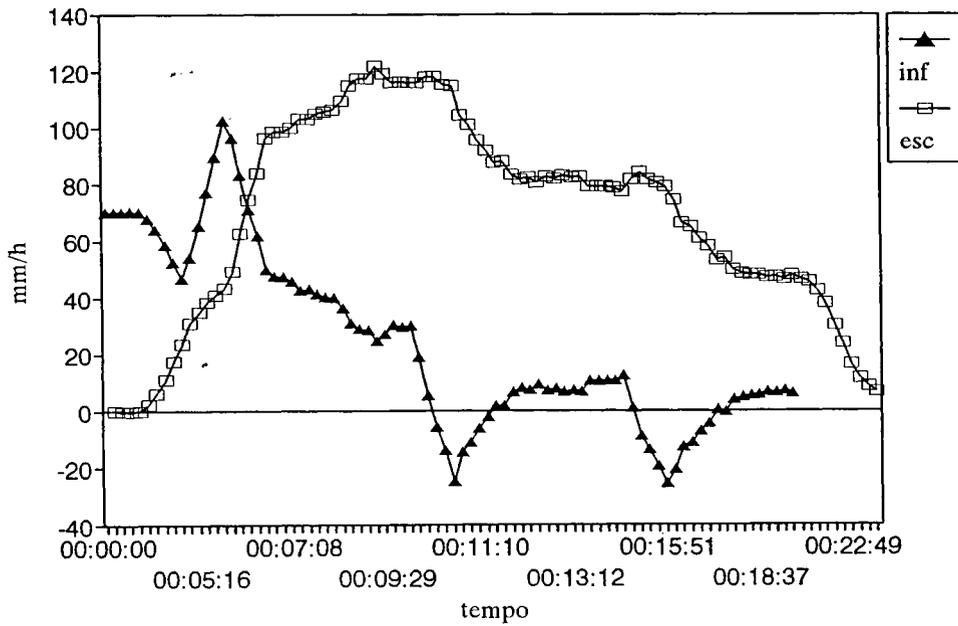
simulacao de chuva  
grama- i=11% -n4- p=127 mm/h



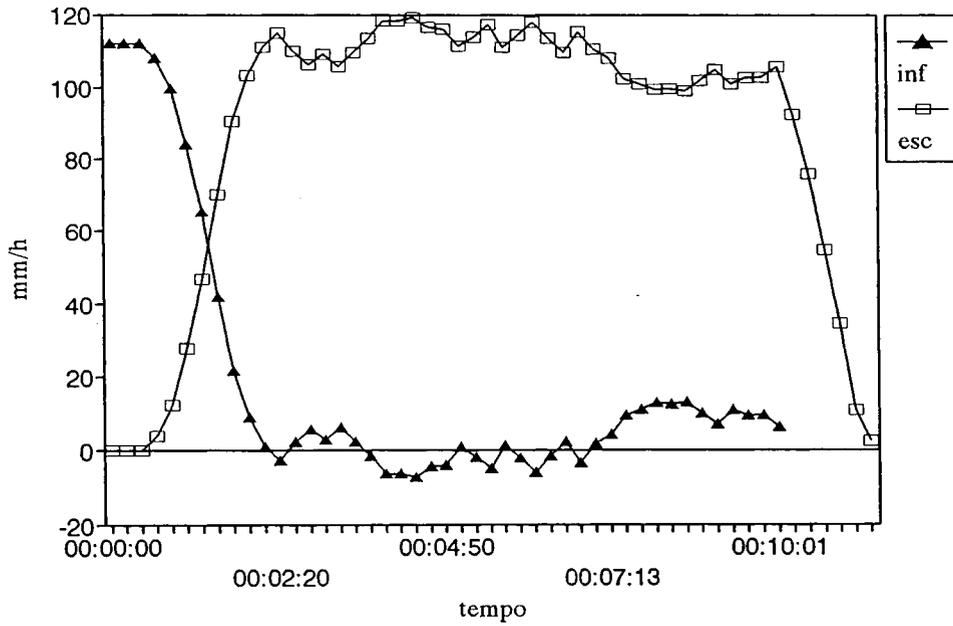
simulacao de chuva  
grama- i=11% -n5- p=116 mm/h



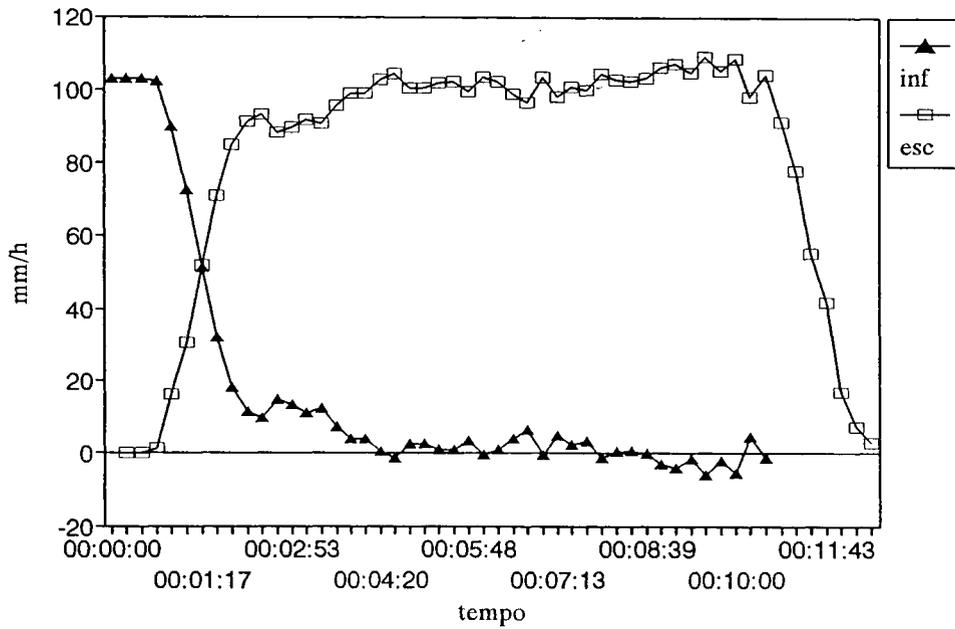
simulacao de chuva  
grama- i=11% -n6- i= 70,146,90,54 mm/h



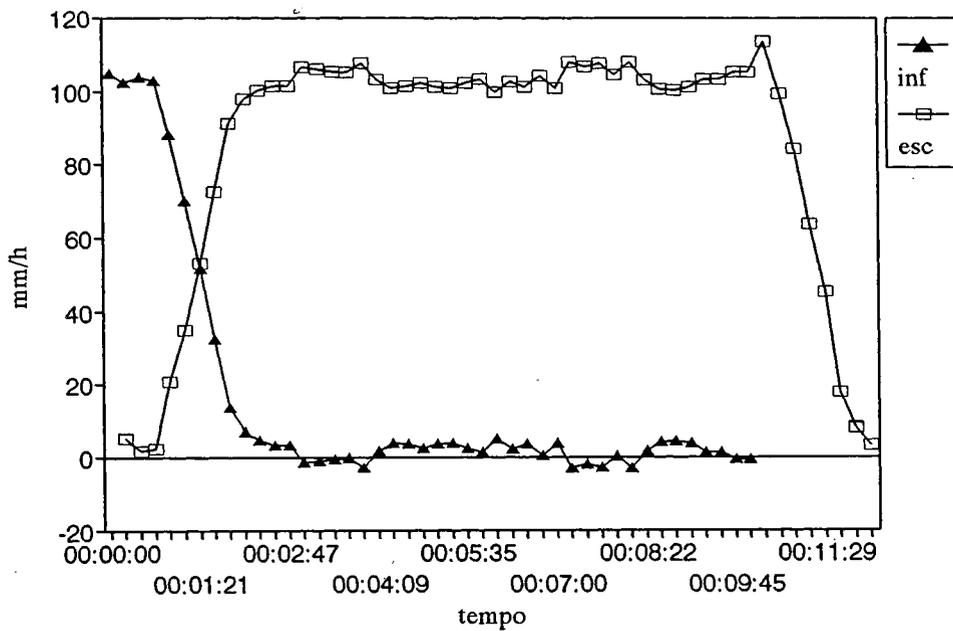
simulacao de chuva  
paralelepipedo- i=9% -n3- p=112 mm/h



simulacao de chuva  
paralelepipedo-i=9% -n4- p=107 mm/h

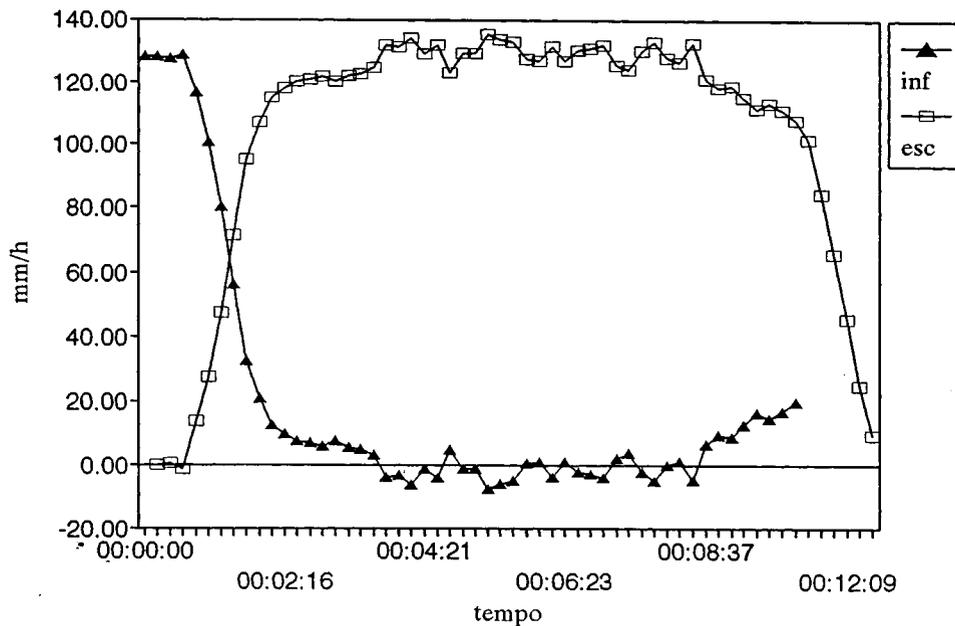


simulacao de chuva  
paralelepipedo- i=9% -n5- p=105 mm/h

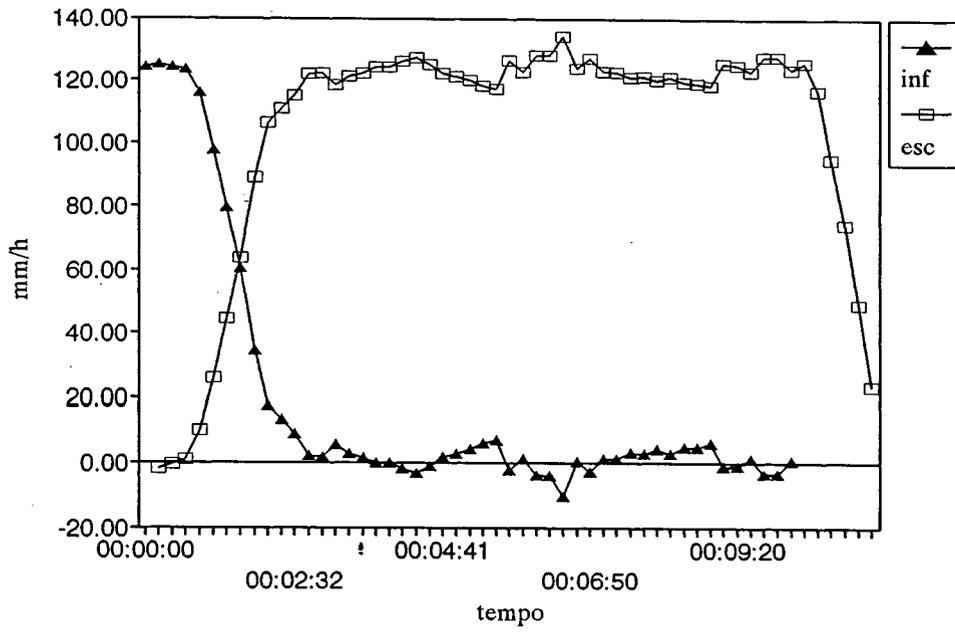


*Plpp4*

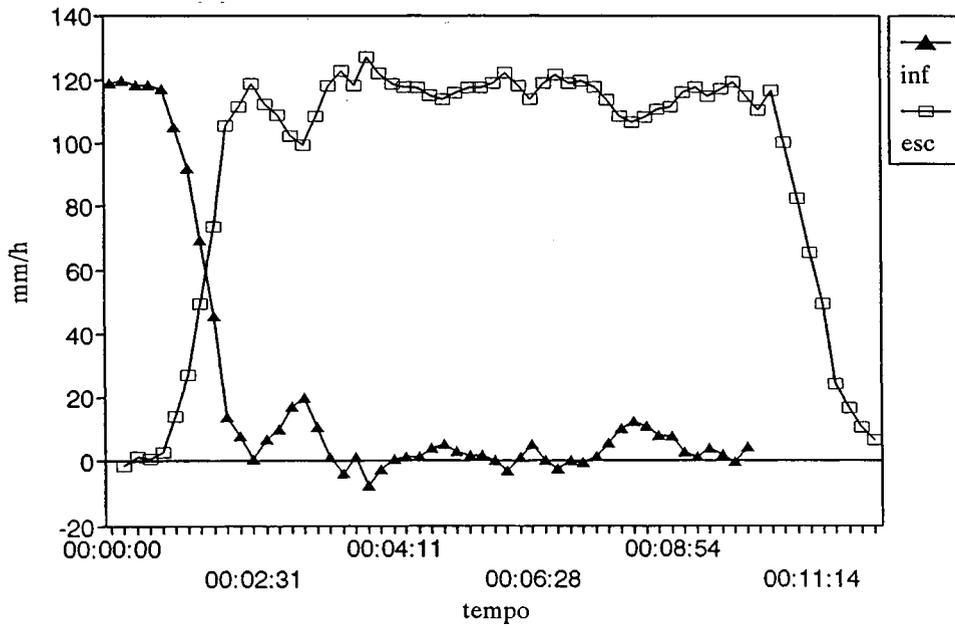
simulacao de chuva  
paralelepipedo- i=2% -n2- p=128 mm/h



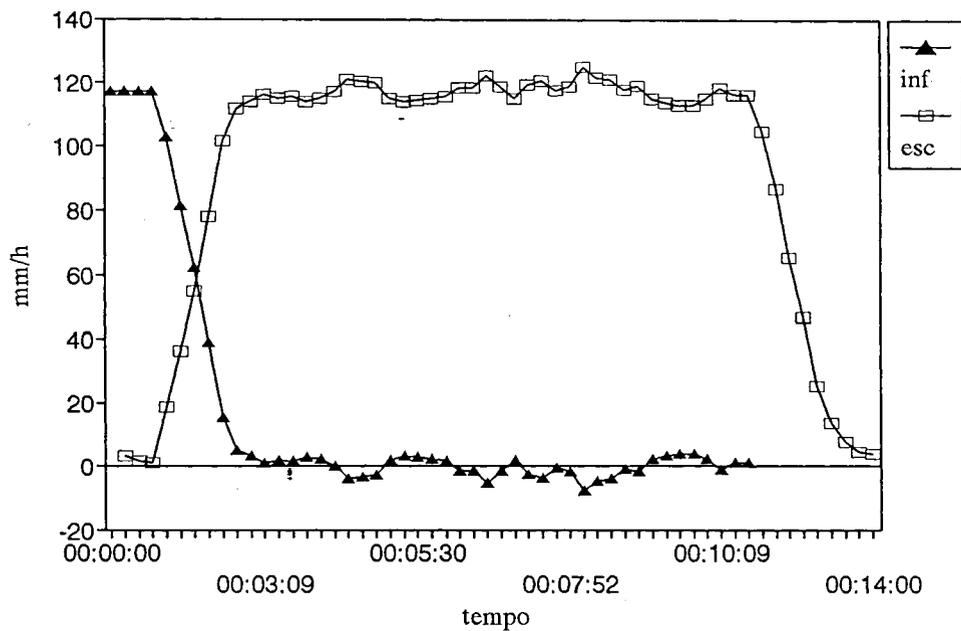
simulacao de chuva  
paralelepipedo- i=2% -n3- p=124 mm/h



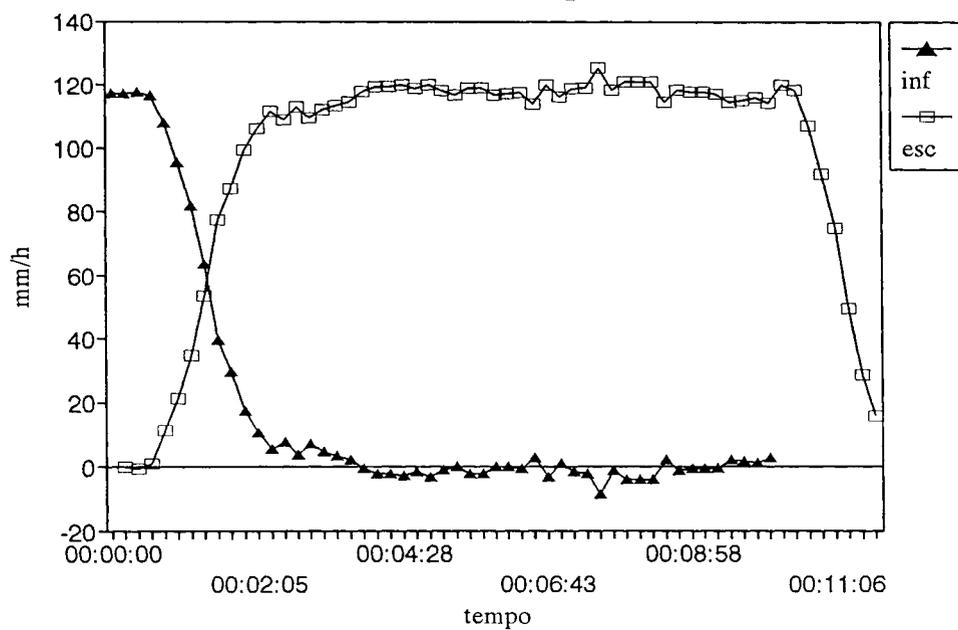
simulacao de chuva  
paralelepipedo- i=2% -n4- p=119 mm/h



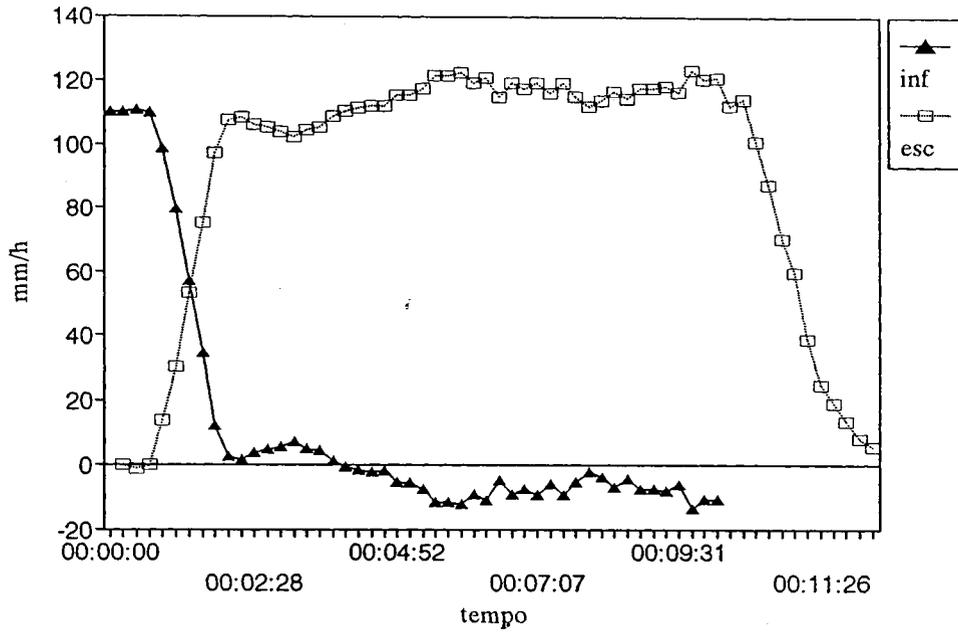
simulacao de chuva  
chao batido - i=1,3% -n1- p=117 mm/h



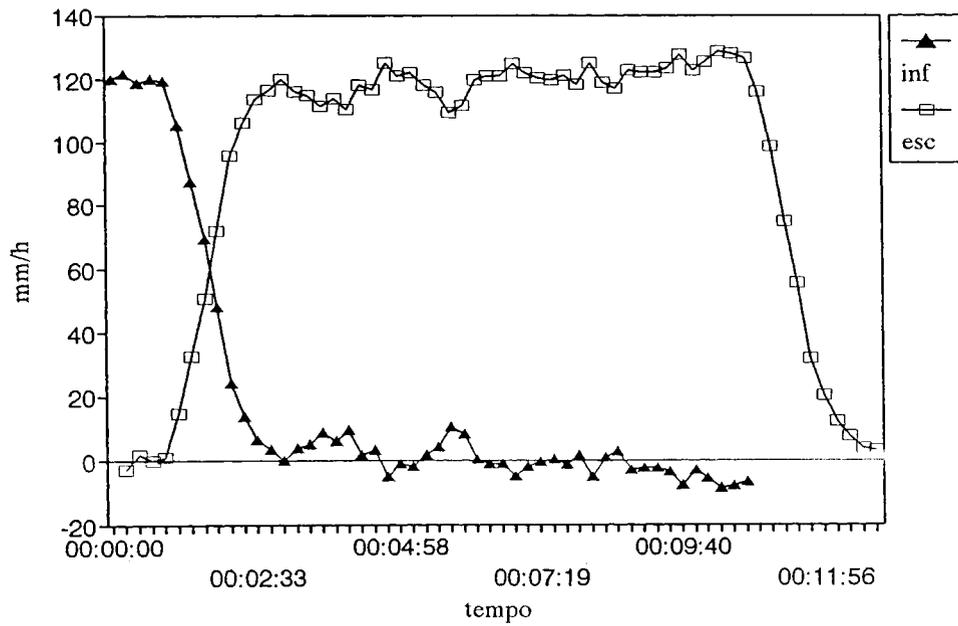
simulacao de chuva  
chao batido - i=1,3% -n2- p=117 mm/h



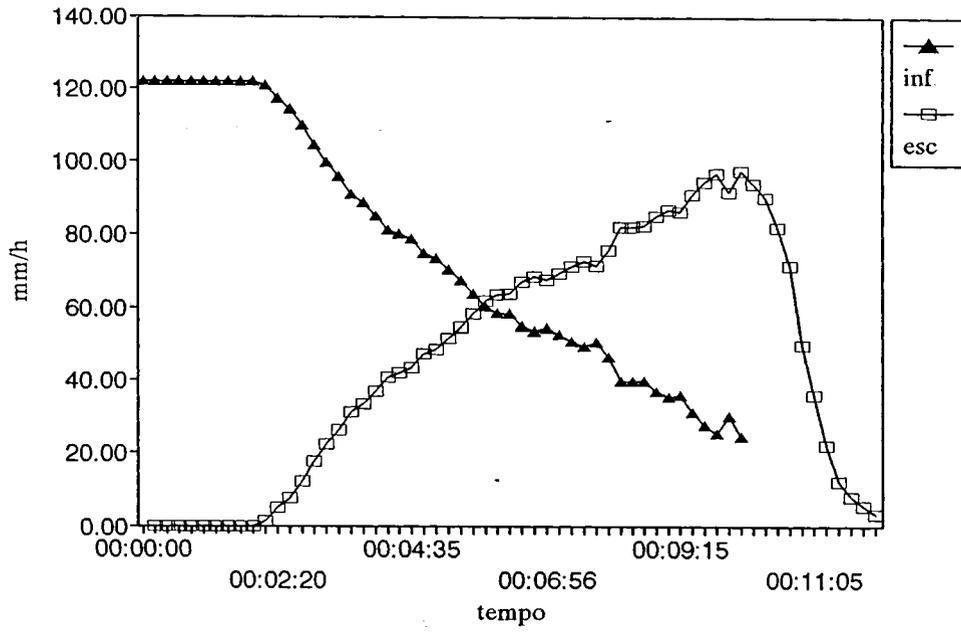
simulacao de chuva  
chao batido- i=1,3% -n3- i= 110 mm/h



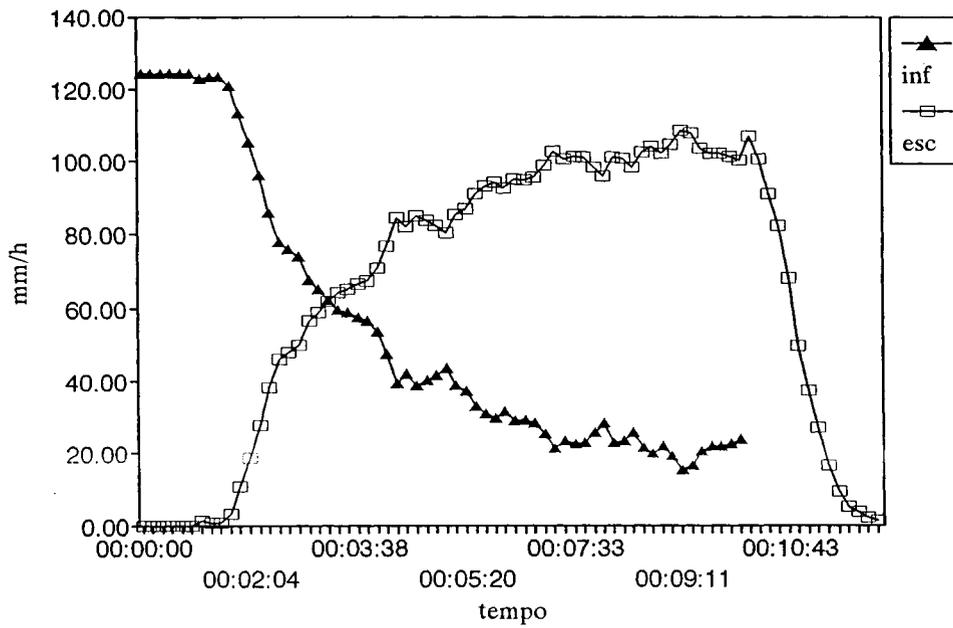
simulacao de chuva  
chao batido- i=1,3% -n4- i=120 mm/h



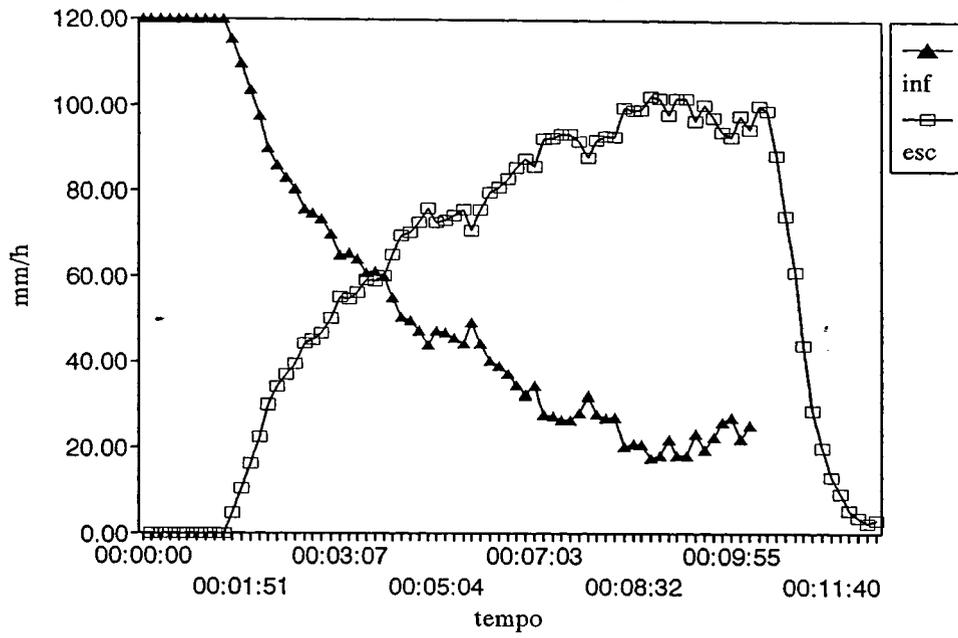
simulacao de chuva  
paralelepipedo novo-i=4%- n1 -p=122mm/h



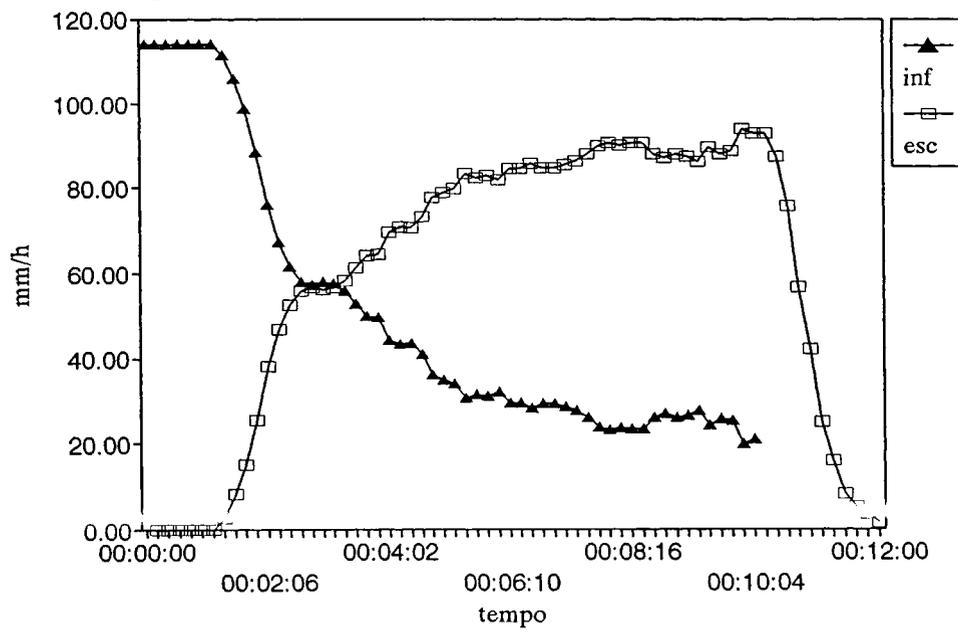
simulacao de chuva  
paralelepipedo novo-i=4%- n2 -p=124mm/h



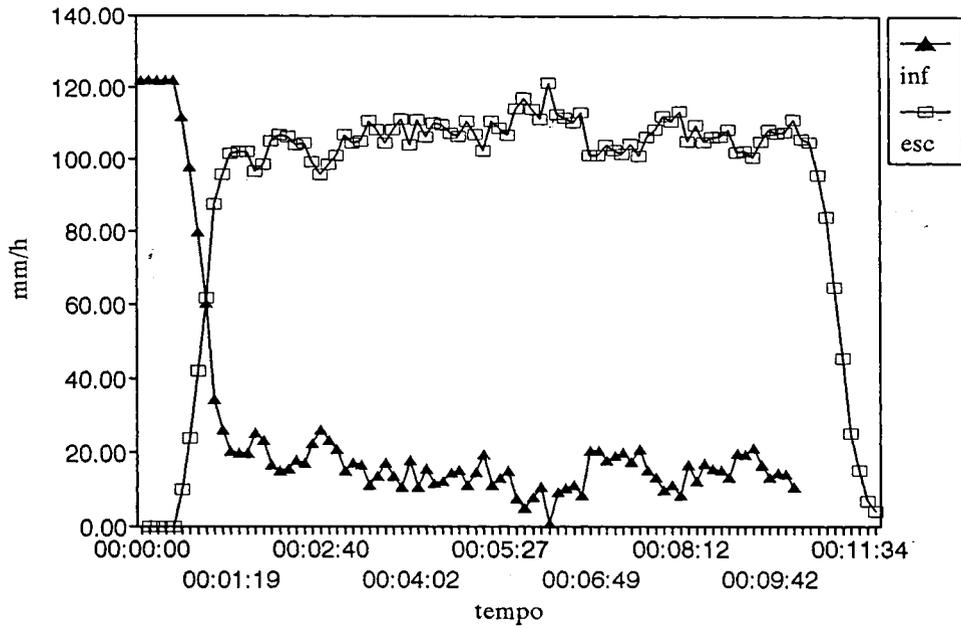
simulacao de chuva  
paralelepipedo novo-i=4%- n3 -p=120mm/h



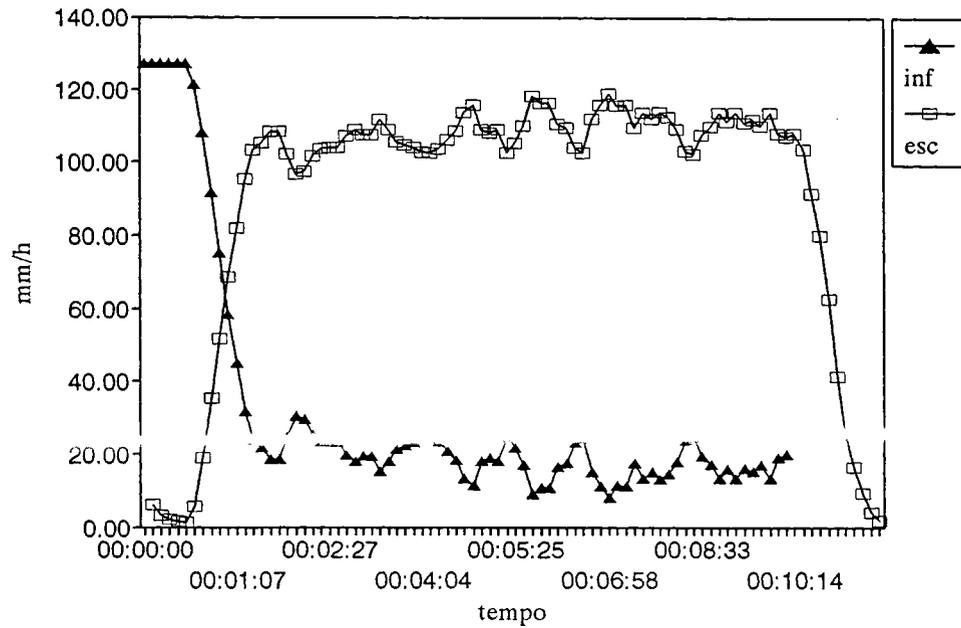
simulacao de chuva  
paralelepipedo novo-i=4%- n4 -p=114mm/h



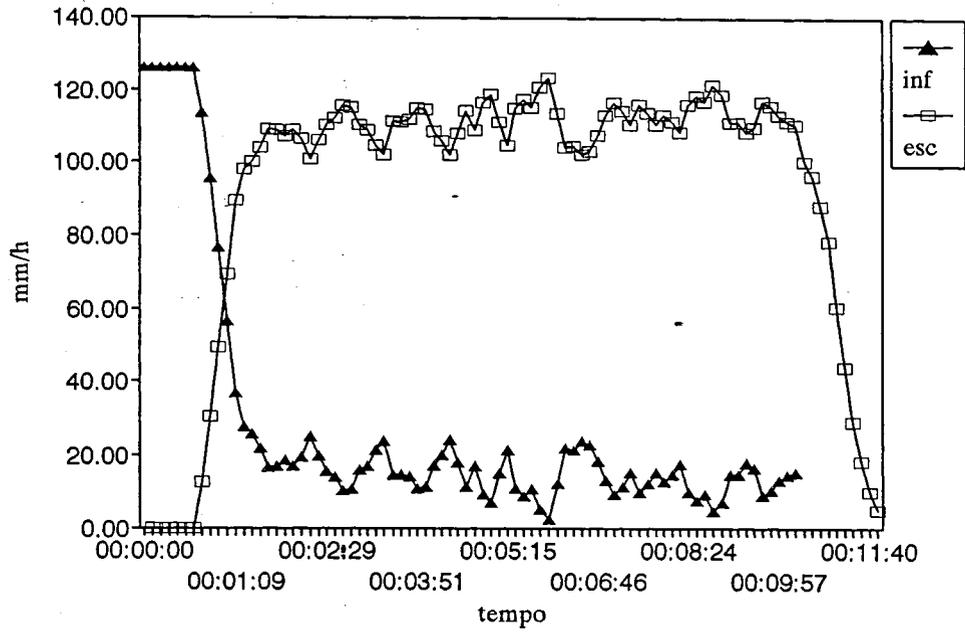
simulacao de chuva  
blocket - i=2% - n2 - p=122 mm/h



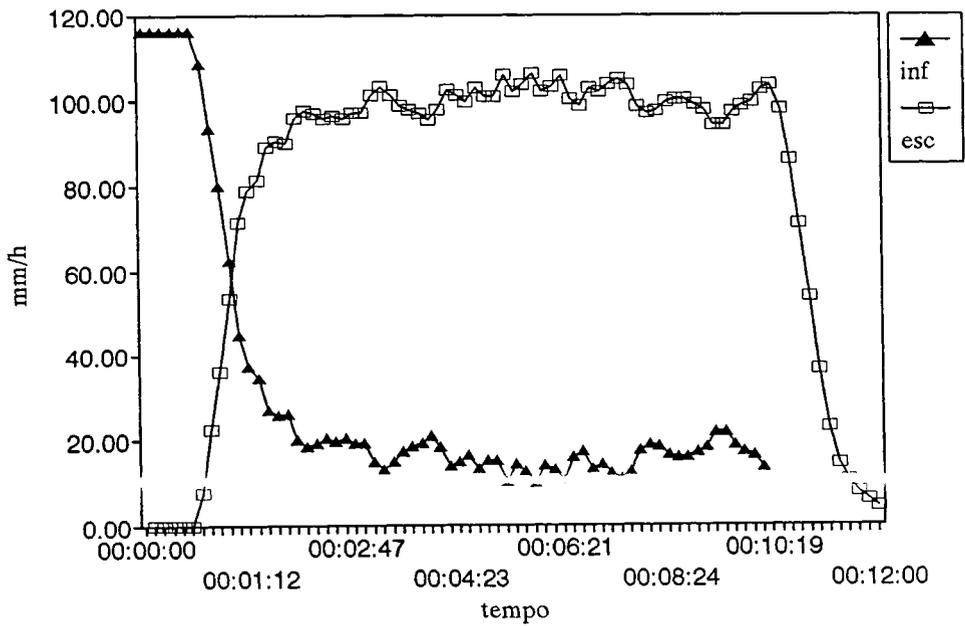
simulacao de chuva  
blocket - i=2% - n3 - p=127 mm/h



simulacao de chuva  
blocket - i=2% - n4 - p=126 mm/h



simulacao de chuva  
blocket - i=2% - n5 - p=116 mm/h



**Anexo C - Programa computacional para simulação hidrológica do lote urbano**