

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL SOBRE A EFICIÊNCIA DE
SUPERFÍCIES PERMEÁVEIS COM VISTAS AO
CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL EM ÁREAS
URBANAS**

GUSTAVO BARBOSA LIMA DA SILVA

ORIENTADOR: NÉSTOR ALDO CAMPANA

**TESE DE DOUTORADO EM TECNOLOGIA AMBIENTAL E
RECURSOS HÍDRICOS**

BRASÍLIA/DF: MARÇO – 2006

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL SOBRE A EFICIÊNCIA DE
SUPERFÍCIES PERMEÁVEIS COM VISTAS AO CONTROLE DO
ESCOAMENTO SUPERFICIAL EM ÁREAS URBANAS**

GUSTAVO BARBOSA LIMA DA SILVA

**TESE SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA
CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM
TECNOLOGIA AMBIENTAL E RECURSOS HÍDRICOS.**

APROVADA POR:

**Prof. Néstor Aldo Campana, DSc (UnB)
(Orientador)**

**Prof. Sérgio Koide, PhD (UnB)
(Examinador Interno)**

**Prof. Nabil Joseph Eid, DSc (UnB)
(Examinador Interno)**

**Prof. Joel Avruch Goldenfum, PhD (UFRGS)
(Examinador Externo)**

**Prof. Nilo de Oliveira Nascimento, DSc (UFMG)
(Examinador Externo)**

BRASÍLIA/DF, 13 de MARÇO de 2006.

FICHA CATALOGRÁFICA

SILVA, GUSTAVO BARBOSA LIMA

Avaliação Experimental Sobre a Eficiência de Superfícies Permeáveis com Vistas ao Controle do Escoamento Superficial em Áreas Urbanas. (2006) xix, 180p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, 2006). Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Drenagem urbana

3. Controle na fonte

I. ENC/FT/UnB

2. Superfícies permeáveis

4. Simulação de chuva

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SILVA, G. B. L. (2006). Avaliação Experimental Sobre a Eficiência de Superfícies Permeáveis com Vistas ao Controle do Escoamento Superficial em Áreas Urbanas. Tese de Doutorado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Publicação PTARH.TD-01/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 180p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Gustavo Barbosa Lima da Silva

TÍTULO: Avaliação Experimental Sobre a Eficiência de Superfícies Permeáveis com Vistas ao Controle do Escoamento Superficial em Áreas Urbanas.

GRAU: Doutor

ANO: 2006

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Gustavo Barbosa Lima da Silva
SQN 216, BLOCO H, APTO 121.
70875-080 Brasília – DF – Brasil.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, o Professor Néstor, pelo acompanhamento do trabalho, paciência, sugestões e encorajamento para o desenvolvimento de uma pesquisa de natureza experimental, fatores essenciais para que eu pudesse chegar ao fim deste trabalho.

Ao Professor Sérgio Koide, pelas discussões, sugestões, apoio e incentivo durante todo o desenvolvimento do trabalho e todo o período da pós-graduação. Meus mais sinceros agradecimentos.

À todos os professores do Programa de Pós-graduação em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos pelos preciosos conhecimentos transmitidos durante todo o período de mestrado e doutorado.

Ao CNPq / CT-HIDRO pelo auxílio financeiro, sem o qual não seria possível a realização desta pesquisa.

Ao colega Thales pela ajuda essencial durante a parte experimental do trabalho. Muitíssimo obrigado.

Ao Condomínio Alto da Boa Vista pelo financiamento da parte experimental da pesquisa. Em especial, ao Engenheiro Feliciano de Abreu por todo apoio, amizade e discussões enriquecedoras durante o desenvolvimento do trabalho experimental, e ao técnico Lourivaldo, pelo auxílio imprescindível durante todas as fases do trabalho experimental. Ao técnico Tião, pelo apoio durante a instalação das parcelas experimentais e a todo o pessoal pelo auxílio prestado.

À empresa Original pela doação dos blocos utilizados nos experimentos realizados neste trabalho, em especial ao Engenheiro Paulo Freire.

A todos os colegas da pós-graduação que conheci durante esses seis anos de estudo no programa. Em particular, a Jussanã, Jazielli e Fernán, pela excelente convivência que tornou o ambiente de trabalho agradável durante o período do doutorado.

Aos amigos Luiz Guilherme, Jonathan e Paulo Falcão pelo convívio agradável que pudemos compartilhar. Em especial ao amigo José Neres pela companhia fiel e incentivo nessa longa e dura jornada.

Não poderia deixar de citar e agradecer a pessoas tão especiais para mim. Aos Professores Brito, Helena, Graciela e Roberto pelo acolhimento familiar, amizade e carinho conosco durante períodos muito difíceis nesses sete anos em Brasília. Meus mais sinceros agradecimentos e minha eterna gratidão.

A Deus, pelo amor, pela força e perseverança que permitiram que eu chegasse ao fim de mais uma etapa da minha vida.

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, Sebastião e Adail, com todo amor, carinho, respeito e admiração.

À minha esposa Andrea, exemplo de amor e companheirismo

RESUMO

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL SOBRE A EFICIÊNCIA DE SUPERFÍCIES PERMEÁVEIS COM VISTAS AO CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL EM ÁREAS URBANAS

Autor: Gustavo Barbosa Lima da Silva

Orientador: Néstor Aldo Campana

Programa de Pós-graduação em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos

Brasília, março de 2006.

Este trabalho apresenta um estudo experimental com o objetivo de verificar a eficiência de diferentes tipos de superfícies permeáveis com relação ao controle na geração do escoamento superficial. Quatro tipos de superfícies foram avaliados, com destaque para duas alternativas de revestimentos permeáveis: (i) superfície com grama; (ii) solo exposto; (iii) revestimento com blocos de concreto maciços; (iv) revestimento com blocos de concreto vazados. Para cada tipo de superfície foram construídas parcelas experimentais de 1m^2 , sobre as quais foram realizadas simulações com chuvas artificiais, quantificando-se os processos de escoamento superficial e infiltração. Para as parcelas revestidas com blocos foram avaliados: o efeito do substrato (compactado ou não compactado), a influência da declividade longitudinal, a influência da passagem de veículos e o efeito da deposição de sedimentos, sobre a eficiência das superfícies. Com base nos comportamentos observados experimentalmente foram construídas hipóteses, as quais foram verificadas por meio de simulações numéricas. Os resultados mostraram uma eficiência expressiva do revestimento com blocos vazados (com coeficientes de escoamento inferiores a 0,35), mesmo com a compactação do seu substrato e aumento da declividade longitudinal. Por outro lado, a superfície com blocos maciços apresentou uma redução significativa de eficiência com a compactação do substrato e aumento da declividade. Para ambos os revestimentos, observou-se que a deposição de sedimentos, juntamente com a passagem de veículos, levou a perda quase que total da eficiência. Algumas recomendações para a utilização desses revestimentos são feitas no sentido de atingir resultados satisfatórios.

Palavras chave: Drenagem urbana; Superfícies permeáveis; Controle na fonte; Simulação de chuva.

ABSTRACT

EXPERIMENTAL EVALUATION ON THE EFFICIENCY OF PERMEABLE SURFACES IN ORDER TO CONTROL OF RUNOFF IN URBAN AREAS

Author: Gustavo Barbosa Lima da Silva

Supervisor: Néstor Aldo Campana

Graduate Program in Environmental Technology and Water Resources

Brasília, march 2006.

This work shows an experimental study in order to evaluate the efficiency of different types of permeable surfaces at runoff control. Four types of surfaces were evaluated, highlighting two permeable covering: (i) grassed surface; (ii) bare soil; (iii) surface covered by concrete blocks; (iv) surface covered by leaked blocks. For each surface plots of 1m² were built, on which artificial rainfall simulations were conducted and runoff and infiltration processes were evaluated. Four factors about the efficiency of the plots covered with blocks were evaluated: the effect of the substratum (compacted or not), the influence of the slope, the influence of the traffic of vehicles and the effect of the deposit of sediments. The results showed that the surface covered by leaked blocks presented an expressive efficiency (runoff coefficient less than 0,35) even when the substratum was compacted and with the increase of the slope. By the other hand, the surface covered by concrete blocks presented a significant reduction of its efficiency when the substratum was compacted and the slope was increased. For both coverings, it was observed that deposit of sediments associated to the traffic of vehicles led to the complete lost of efficiency. Some recommendations about the use of these coverings are presented in order to achieve satisfactory results.

Keywords: Urban drainage; Permeable surfaces; Control at source; Rainfall simulation.

SUMÁRIO

1 – INTRODUÇÃO	01
1.1 – ASPECTOS GERAIS	01
1.2 – OBJETIVOS	05
1.3 – ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	05
2 - IMPACTOS HIDROLÓGICOS DA URBANIZAÇÃO E SEU CONTROLE	07
2.1 – A URBANIZAÇÃO E OS IMPACTOS SOBRE A DRENAGEM URBANA	07
2.2 – ASPECTOS RELACIONADOS À DRENAGEM URBANA	10
2.2.1 – Evolução dos sistemas de drenagem	10
2.2.2 – Princípios atuais de planejamento da drenagem urbana	13
2.3 – SOLUÇÕES ALTERNATIVAS OU COMPENSATÓRIAS	14
2.4 – SOLUÇÕES DE CONTROLE NA FONTE	19
2.4.1 – Considerações gerais	19
2.4.2 – Detenção na fonte	20
2.4.3 – Infiltração: trincheiras de infiltração, poços de infiltração e planos de infiltração	21
2.5 – SUPERFÍCIES PERMEÁVEIS	23
2.6 – EFICIÊNCIA DE SUPERFÍCIES PERMEÁVEIS	27
2.7 – ASPECTOS SOBRE REGULAMENTAÇÃO DA DRENAGEM URBANA	32
2.7.1 - Ações recentes envolvendo a drenagem urbana no Brasil	35
2.8 – CONSIDERAÇÕES FINAIS	39
3 – DESCRIÇÃO DAS INSTALAÇÕES EXPERIMENTAIS	41
3.1 – SIMULADORES DE CHUVA	42
3.2 – DESENVOLVIMENTO DE UM SIMULADOR DE CHUVA	44
3.3 – DESCRIÇÃO DOS MÓDULOS EXPERIMENTAIS	52
3.3.1 - Instalação das parcelas experimentais	54
3.3.2 – Dispositivo para quantificação do escoamento superficial	58
3.3.3 - Experimentos realizados	62
3.3.4 - Procedimentos utilizados	63
3.3.5 – Análise dos dados	65
3.3.5.1 – Tratamento inicial	65
3.3.5.2 – Ajuste do modelo de Horton aos dados experimentais	65

4 - RESULTADOS OBTIDOS E DISCUSSÕES	67
4.1 – PARCELAS DE SOLO EXPOSTO E GRAMA	67
4.2 – PARCELAS REVESTIDAS COM BLOCOS – PRIMEIRA ETAPA	72
4.2.1 – Parcelas do grupo 1	72
4.2.2 – Parcelas do grupo 2	77
4.3 – PARCELAS REVESTIDAS COM BLOCOS - SEGUNDA ETAPA	87
4.3.1 – Parcelas do grupo 1	88
4.3.2 – Parcelas do grupo 2	97
4.4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS	108
5 – ANÁLISE NUMÉRICA	112
5.1 – VERIFICAÇÃO DE HIPÓTESES	112
5.1.1 – Programa SSFLO	113
5.1.1.1 – Formulação básica utilizada	114
5.1.1.2 – Condições de contorno	120
5.1.2 – Simulações realizadas	121
5.1.2.1 – Representação das superfícies	121
5.1.2.2 – Simulação 1	123
5.1.2.3 – Simulação 2	129
5.1.2.4 – Simulação 3	132
5.2 – ESTUDO DE CASO	139
5.2.1 – Modelo da onda cinemática	140
5.2.2 – Solução numérica da onda cinemática	143
5.2.3 – Cenários analisados e parâmetros de simulação	145
5.2.4 – Resultados obtidos	147
6 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	153
6.1 – SIMULADOR DE CHUVA DESENVOLVIDO	153
6.2 – EFICIÊNCIA DAS SUPERFÍCIES	154
6.3 – ANÁLISES NUMÉRICAS	156
6.4 – RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	159
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	161
APÊNDICES	167
APÊNDICE A - RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES DE CHUVA SOBRE AS	

PARCELAS EXPERIMENTAIS	168
APÊNDICE B – CURVAS GRANULOMÉTRICAS DO SOLO	180

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Testes realizados para diferentes configurações com pressão de 6 m.c.a.	49
Tabela 3.2 - Tipos de superfícies avaliadas	54
Tabela 4.1 - Simulações realizadas na parcela SE4	67
Tabela 4.2 – Simulações realizadas na parcela SG6	67
Tabela 4.3 – Simulações realizadas na parcela BM2	72
Tabela 4.4 – Simulações realizadas na parcela BM7	72
Tabela 4.5 – Simulações realizadas na parcela BMC2	77
Tabela 4.6 – Simulações realizadas na parcela BMC6	77
Tabela 4.7 – Simulações realizadas na parcela BVC2	82
Tabela 4.8 – Simulações realizadas na parcela BVC6	82
Tabela 4.9 – Simulações realizadas na parcela BM2	88
Tabela 4.10 – Simulações realizadas na parcela BM7	88
Tabela 4.11 – Simulações realizadas na parcela BV2	93
Tabela 4.12 – Simulações realizadas na parcela BV7	93
Tabela 4.13 – Simulações realizadas na parcela BMC2	98
Tabela 4.14 – Simulações realizadas na parcela BMC6	98
Tabela 4.15 – Simulações realizadas na parcela BVC2	103
Tabela 4.16 – Simulações realizadas na parcela BVC6	103
Tabela 4.17 – Resumo das simulações de chuva realizadas	109
Tabela 5.1 – Parâmetros dos solos	124

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Reservatório de lote monitorado por Agra (2001)	21
Figura 2.2 - Esquema geral de uma trincheira de infiltração (Schueler, 1987)	22
Figura 2.3 - Plano de infiltração (Urbonas e Stahre, 1993)	23
Figura 2.4 –Tipos de revestimentos permeáveis: (a) pavimento permeável e (b) revestimento de blocos modulares (Urbonas e Stahre, 1993).	25
Figura 2.5 - Revestimentos permeáveis: (a) blocos modulares vazados (UDFCD, 2002) e (b) blocos modulares maciços (Hinman, 2005)	25
Figura 3.1 - (a) Microaspersor utilizado; (b) detalhe da estrutura interna	46
Figura 3.2 - Diferentes tipos de arranjos testados (medidas em metro)	47
Figura 3.3 – Disposição dos aspersores com relação à área de referência	50
Figura 3.4 – Esquema geral do simulador desenvolvido	51
Figura 3.5 – Simulador de chuva em funcionamento	51
Figura 3.6 – Curva de calibração do simulador	52
Figura 3.7 – Local escolhido para a realização dos experimentos	55
Figura 3.8 – Quadro metálico para delimitação da parcela	57
Figura 3.9 – (a) Parcela de blocos maciços de concreto; (b) parcela de blocos vazados de concreto; (c) parcela com solo exposto; (d) parcela com grama	58
Figura 3.10 – Régua para leitura do volume escoado fixada a um suporte construído (em vermelho): (a) detalhe da extremidade superior; (b) detalhe da extremidade inferior.	60
Figura 3.11 – Dispositivo para quantificação do volume de escoamento superficial: (a) reservatório e ponta linimétrica acoplados ao suporte metálico; (b) detalhe da parte inferior do conjunto.	60
Figura 3.12 - Equipamento para quantificação do volume de escoamento superficial posicionado no local do experimento	61
Figura 3.13 - Calibração do reservatório para medição do escoamento superficial	62
Figura 4.1 - Resultados da simulação 1.1 para SE4	68
Figura 4.2 - Resultados da simulação 1.1 para SG6	68
Figura 4.3 - Comportamento da infiltração para as simulações na parcela SE4	69
Figura 4.4 - Comportamento da infiltração para as simulações na parcela SG6	70

Figura 4.5 - Ajuste do modelo de Horton para a parcela SE4	71
Figura 4.6 - Ajuste do modelo de Horton para a parcela SG6	71
Figura 4.7 - Resultados da simulação 1.2 para BM2	73
Figura 4.8 - Resultados simulação 2.1 para BM7	73
Figura 4.9 - Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BM2	75
Figura 4.10 - Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BM7	75
Figura 4.11 - Ajuste do modelo de Horton para a parcela BM2	76
Figura 4.12 - Ajuste do modelo de Horton para a parcela BM7	76
Figura 4.13 - Resultados da simulação 3.1 para BMC2	78
Figura 4.14 – Resultados da simulação 4.1 para BMC6	78
Figura 4.15 - Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BMC2	79
Figura 4.16 - Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BMC6	79
Figura 4.17 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BMC2	81
Figura 4.18 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BMC6	82
Figura 4.19 - Resultados da simulação 3.2 para BVC2	84
Figura 4.20 - Resultados da simulação 4.1 para BVC6	84
Figura 4.21 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BVC2	86
Figura 4.22 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BVC6	86
Figura 4.23 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BVC2	87
Figura 4.24 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BVC6	87
Figura 4.25 - Resultados da simulação 1.1 para BM2	89
Figura 4.26 - Resultados da simulação 2.1 para BM7	89
Figura 4.27 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BM2	91
Figura 4.28 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BM7	91
Figura 4.29 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BM2	92
Figura 4.30 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BM7	92
Figura 4.31 - Resultados da simulação 1.1 para BV2	93
Figura 4.32 - Resultados da simulação 2.1 para BV7	94
Figura 4.33 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BV2	96
Figura 4.34 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BV7	96
Figura 4.35 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BV2	97
Figura 4.36 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BV7	97

Figura 4.37 - Resultado da simulação 3.1 para BMC2	98
Figura 4.38 - Resultado da simulação 4.1 para BMC6	99
Figura 4.39 - Parcela BMC2 (à esquerda) e BMC6 (à direita) após o aporte de escoamento superficial natural	99
Figura 4.40 - Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BMC2	100
Figura 4.41 - Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BMC6	101
Figura 4.42 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BMC2	102
Figura 4.43 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BMC6	102
Figura 4.44 - Resultado da simulação 3.1 para BVC2	103
Figura 4.45 - Resultado da simulação 4.1 para BVC6	104
Figura 4.46 – Superfícies da parcela BVC2 antes das simulações da etapa 2	105
Figura 4.47 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BVC2	106
Figura 4.48 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BVC6	106
Figura 4.49 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BVC2	107
Figura 4.50 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BVC6	107
Figura 4.51 – Comparação dos experimentos realizados na primeira etapa	108
Figura 4.52 – Comparação dos experimentos realizados na segunda etapa	108
Figura 5.1 – Modelo utilizado para representar as superfícies analisadas	122
Figura 5.2 – Curvas características dos solos considerados	124
Figura 5.3 – Malha de elementos finitos utilizada: camada fictícia (azul), areia (vermelho) e substrato (verde) – medidas em centímetro	125
Figura 5.4 – Resultado da simulação para modelo com declividade 2%	126
Figura 5.5 – Evolução da pressão de água no solo com o tempo na vizinhança das camadas subjacentes (areia + substrato): (a) substrato não compactado e (b) substrato compactado.	126
Figura 5.6 – Resultados das simulações considerando condições iniciais úmidas	128
Figura 5.7 – Resultados das simulações para situações com diferentes declividades	130
Figura 5.8 – Evolução da pressão de água no solo na vizinhança das camadas subjacentes (areia + substrato): (a) declividade 2% e (b) declividade 7%.	130
Figura 5.9 – Resultados das simulações considerando condições iniciais úmidas	131

Figura 5.10 – Parcela BMC2 (a) retirada dos blocos e camada de areia; (b) aspecto da areia e substrato; (c) detalhe da camada de areia abaixo dos blocos; (d) abertura encontrada próxima à cinta de concreto; (e) detalhe da abertura e cinta de concreto; (f) escavação para instalação da mangueira na calha e aparecimento da abertura	133
Figura 5.11 – Parcela BMC7 (a) vista superior da areia abaixo dos blocos; (b) encontro da camada de areia com a cinta de concreto e aparecimento de uma abertura; (c) camada de areia próxima à abertura; (d) detalhe da escavação abaixo da calha e aparecimento da abertura	134
Figura 5.12 – Modelo considerando possível face de percolação	135
Figura 5.13 – Malha de elementos finitos considerando uma possível face de percolação	136
Figura 5.14 – Condições iniciais secas	137
Figura 5.15 – Distribuição da pressão de água no solo na vizinhança das camadas subjacentes para declividade de 2% (superior) e 7% (inferior)	137
Figura 5.16 – Resultados das simulações para condições iniciais úmidas	138
Figura 5.17 – Comparação para situações com e sem consideração da face de percolação	139
Figura 5.18 – Esquema de diferenças finitas para solução da onda cinemática	143
Figura 5.19 – Rua padrão: (a) vista superior (b) seção transversal AA - medidas em metro	145
Figura 5.20 – Hidrograma da rua para $i = 152 \text{ mm/h}$ – $Tr = 5$ anos	148
Figura 5.21 – Hidrograma da rua para $i = 170 \text{ mm/h}$ – $Tr = 10$ anos	148
Figura 5.22 – Hidrograma da rua para $i = 108 \text{ mm/h}$ – $Tr = 0,5$ anos	149
Figura 5.23 – Hidrograma da rua para $i = 152 \text{ mm/h}$ – $Tr = 5$ anos	150
Figura 5.24 – Hidrograma da rua para $i = 170 \text{ mm/h}$ – $Tr = 10$ anos	151
Figura 5.25 – Hidrograma da rua para $i = 105 \text{ mm/h}$ – $Tr = 0,5$ anos	151

LISTA DE SÍMBOLOS

A^e	Área do elemento
$[A_{nm}]$	Matriz global de condutância
$[A^e_{nm}]$	Matriz local de condutância
$\{B_n\}$	Vetor global de fluxo devido ao potencial gravitacional
B^e	Comprimento do lado do elemento
BM	Bloco maciço
BV	Bloco vazado
BM2	Bloco maciço com declividade longitudinal de 2%
BM7	Bloco maciço com declividade longitudinal de 7%
BV2	Bloco vazado com declividade longitudinal de 2%
BV7	Bloco vazado com declividade longitudinal de 7%
BMC2	Bloco maciço com substrato compactado e declividade de 2%
BMC6	Bloco maciço com substrato compactado e declividade de 6%
BVC2	Bloco vazado com substrato compactado e declividade de 2%
BVC6	Bloco vazado com substrato compactado e declividade de 6%
C_{esc}	Coefficiente de escoamento
C	Coefficiente de capacidade ($\frac{\partial \theta}{\partial \Psi}$)
CUC	Coefficiente de uniformidade de Christiansen
$f(t)$	Capacidade de infiltração no instante t
f_c	Capacidade de infiltração final
f_0	Capacidade de infiltração com solo seco
$[F_{nm}]$	Matriz global de armazenamento
g	Aceleração da gravidade
i	Intensidade de precipitação
k	Índice correspondente ao tempo
$K_{x,z}$	Condutividade hidráulica nas direções x e z
K_r	Condutividade hidráulica relativa em função do grau de saturação
K_{sat}	Valor máximo da condutividade hidráulica
L_e	Comprimento do lado do elemento

n	Coeficiente de Manning
NN	Número de nós
NPG	Número de pontos de Gauss
k	Constante de decaimento da infiltração
$\bar{q}_{x,z}$	Velocidade de Darcy nas direções x e z
\bar{q}_n	Fluxo ortogonal ao elemento no contorno
q	Contribuição lateral
$\{Q_n\}$	Vetor global de fluxo através do contorno
Q_n	Vazão por metro linear
Q	Vazão escoada superficialmente
R^e	Domínio do elemento
SE	Solo exposto
SG	Solo gramado
SE4	Solo exposto com declividade de 4%
SG6	Solo gramado com declividade de 6%
S_e	Grau de saturação
S_0	Declividade longitudinal
S_f	Declividade da linha de energia
t	Tempo
t_d	Duração da chuva
T	Período de retorno
V	Vazão por unidade de área
W_g	Função de ponderação do ponto de Gauss “g”
y	Profundidade do escoamento superficial
Δt	Incremento de tempo
Ψ	Pressão de água no solo
$\hat{\Psi}(x, z, t)$	Solução aproximada de Ψ
$\Psi_m(t)$	Ψ no nó m no tempo t
$\{\Psi_m\}$	Vetor dos valores de Ψ em todos os nós
$\left\{ \frac{\partial \Psi_m}{\partial t} \right\}$	Vetor da taxa de variação de Ψ no tempo em cada nó
$\xi_m(x, z)$	Funções de forma do nó m avaliadas na posição (x, z)

ξ_{ig}	Função de forma linear do nó i avaliada no ponto de Gauss “g”
θ	Umidade volumétrica
θ_r	Umidade residual
θ_{sat}	Umidade de saturação

1 – INTRODUÇÃO

1.1 – ASPECTOS GERAIS

Por muito tempo, a grande maioria da população mundial concentrou-se nos campos, em áreas rurais, fato que começou a mudar após o advento da revolução industrial. Nas últimas décadas, a tendência de crescimento da população urbana pode ser observada em vários países, levando a expectativa de que até o ano de 2030 cerca de 60% da população mundial esteja morando em áreas urbanas (Urban, 2003).

No Brasil, a urbanização crescente das cidades tem sido acompanhada, normalmente, de sérios problemas relacionados a diversos setores de infra-estrutura como saneamento, transporte, abastecimento, dentre outros. Com relação à drenagem de águas pluviais, em particular, não é diferente, tendo em vista a influência direta que a urbanização exerce sobre os processos hidrológicos de uma bacia hidrográfica.

Trabalhos desenvolvidos em diferentes localidades (Campana e Tucci, 2001; Roesner *et al.*, 2001; Wright e Heaney, 2001) têm demonstrado os efeitos da urbanização sobre o escoamento das águas pluviais. Os principais aspectos destacados são, geralmente, o aumento provocado na magnitude das vazões críticas, acréscimos nos volumes escoados e redução do tempo para ocorrência das vazões máximas. As conseqüências desses impactos se manifestam sob a forma de inundações urbanas, com a ocorrência de alagamentos freqüentes provocados pela água da chuva.

No que se refere à qualidade da água pluvial, a urbanização também provoca impactos negativos, principalmente em virtude do acúmulo de poluentes sobre as superfícies que acabam por serem conduzidos até os corpos d'água durante eventos chuvosos.

As soluções tradicionais para a drenagem de águas pluviais em áreas urbanas estão voltadas para a canalização do escoamento. Os exemplos mais comuns consistem na construção de galerias subterrâneas e na retificação e revestimento de rios. Historicamente, a intenção implícita dessas soluções é transportar o mais rápido possível a água pluvial para fora do meio urbano.

Entretanto, o processo acelerado de urbanização, observado em todo o mundo, evidenciou as limitações do uso dos sistemas tradicionais. As experiências práticas mostraram que essas soluções não são sustentáveis e atuam apenas no sentido de transferir a cheia para jusante, sem a solução definitiva para o problema de inundações.

Além disso, os custos das canalizações são muito altos, muitas vezes impraticáveis em virtude da carência financeira dos municípios. O lançamento das enxurradas acaba poluindo os rios. Com o crescimento urbano e a intensa impermeabilização do solo, as soluções acabam não comportando o aumento das vazões escoadas superficialmente, sendo inevitável a ocorrência de inundações em pontos críticos do sistema, que muitas vezes podem acontecer em grandes proporções.

Por esses motivos, estudos recentes (Schlüter *et al*, 2002; Stahre, 2002; Fujita, 2002; Ice, 2004) indicam que uma nova abordagem com relação ao gerenciamento da água pluvial em ambientes urbanos vem se consolidando internacionalmente. Nesse contexto, conceitos recentes relacionados ao desenvolvimento de sistemas de drenagem urbana sustentáveis e o uso das chamadas soluções alternativas de drenagem são destacados.

Soluções alternativas se opõem ao conceito de evacuação rápida das águas pluviais sugerido pelas soluções tradicionais e, ao invés disso, procuram compensar os impactos da urbanização sobre o escoamento superficial, de forma a recuperar as condições de pré-urbanização. Por esses motivos, elas são conhecidas, também, por soluções compensatórias.

As soluções alternativas procuram favorecer a detenção superficial e a infiltração da água pluvial, combinada muitas vezes com processos de armazenamento temporário. Normalmente, elas são destinadas a atuar sobre o escoamento proveniente de pequenas áreas de contribuição como lotes, ruas, passeios e, nesse caso, o controle é realizado na fonte. Entretanto, algumas soluções podem ser utilizadas para o controle do escoamento de área maiores, atuando de forma concentrada.

Dentre essas soluções, as práticas mais difundidas correspondem às bacias de detenção (ou retenção); os dispositivos de infiltração como trincheira de infiltração, planos de

infiltração, bacias de percolação, dentre outros e, mais recentemente, o uso de revestimentos permeáveis.

Os dispositivos de infiltração atuam tanto na redução das vazões máximas como na redução dos volumes escoados, por meio da infiltração das águas pluviais. Por esse motivo, podem contribuir, também, para a retenção de poluentes do escoamento superficial, assim como contribuir para a recarga das águas subterrâneas. Nesse sentido, é possível recuperar de forma mais efetiva as condições de pré-urbanização.

Entretanto, a eficiência dessas soluções está condicionada às características locais como tipo de solo, regime de precipitações, topografia, qualidade das águas de drenagem, dentre outros. Por isso, a transferência de resultados ou métodos de outros locais é bem menos aceitável do que era para as soluções tradicionais. Nesse sentido, não é possível simplesmente adotar os resultados encontrados por outros pesquisadores, e sim, há a necessidade de se experimentar o comportamento desses dispositivos para cada região, de forma a obter resultados que comprovem a aplicabilidade das soluções para um contexto específico.

A literatura internacional traz, em número cada vez maior, trabalhos que mencionam a utilização dessas novas tecnologias em locais com características bem diferentes das encontradas no Brasil. Relatos sobre a aplicação de soluções alternativas em vários países na América do Norte, Europa e no Japão já são encontrados com certa frequência e apontam, na maioria das vezes, para a boa eficiência desse tipo de solução.

No Brasil, o uso de soluções alternativas como elemento de drenagem urbana ainda é uma prática bastante restrita. Praticamente não há registros sobre a utilização ou monitoramento acerca do uso dessas soluções. Apenas recentemente algumas pesquisas têm sido realizadas, mas ainda em número reduzido, não sendo comum encontrar trabalhos nesse sentido.

A maior parte das pesquisas realizadas está concentrada na região sul do país, mais especificamente, na cidade de Porto Alegre. Nesse contexto, merecem destaque os trabalhos desenvolvidos por Genz (1994), Araújo *et al.* (1999), Agra (2001), Souza (2002)

e Tassi (2002), desenvolvidos no Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Recentemente, podem ser citados, também, o trabalho de Almeida Neto *et al.* (2005), desenvolvido na Universidade de São Paulo em São Carlos, e os de Milograna (2001) e Moura (2005), na Universidade de Brasília.

Mesmo com os avanços no estudo individual e com o potencial comprovado das soluções compensatórias, sobretudo nos países mais desenvolvidos, ainda são poucas as informações a respeito do funcionamento dos dispositivos e dos efeitos do seu uso sobre os processos hidrológicos envolvidos, bem como sobre a drenagem como um todo. Nesse sentido, o desenvolvimento de estudos envolvendo dispositivos alternativos compreende um campo extremamente rico para pesquisas.

Em virtude da quantidade de soluções disponíveis para serem estudadas, optou-se por restringir este trabalho ao estudo de superfícies permeáveis, cuja escolha se deu em função:

- da necessidade de estimular a discussão no Distrito Federal sobre a utilização de superfícies permeáveis como elemento de controle do escoamento superficial tendo em vista a expansão significativa de condomínios horizontais na região do entorno de Brasília;
- da viabilidade de aplicação local em virtude da disponibilidade comercial de diferentes tipos de revestimentos permeáveis;
- da necessidade de agregar informações de modo a contribuir para o conhecimento do funcionamento de soluções do tipo infiltração;
- da compatibilidade entre os recursos disponíveis para o estudo e os custos dos materiais e equipamentos necessários para desenvolvê-lo.

1.2 – OBJETIVOS

Com base nos aspectos mencionados anteriormente, este trabalho teve como objetivo principal avaliar experimentalmente a eficiência de diferentes tipos de superfícies permeáveis com relação ao controle do escoamento superficial. O estudo envolveu quatro tipos de superfícies, com destaque para duas alternativas de revestimentos permeáveis: (i) superfície com grama; (ii) solo exposto (iii) revestimento com blocos de concreto maciço e (iv) revestimento com blocos de concreto vazados.

Como objetivos específicos tem-se:

- avaliar a influência de fatores como a declividade longitudinal e da compactação do substrato sobre a infiltração dos revestimentos permeáveis;
- verificar a influência da ocorrência de aporte de sedimentos e passagem de veículos sobre a eficiência dos revestimentos permeáveis;
- estimar o impacto sobre o escoamento superficial da aplicação das superfícies permeáveis estudadas a um caso hipotético.

1.3 – ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está organizado da seguinte forma. No capítulo 2 é apresentada uma revisão de literatura abordando os impactos da urbanização sobre a drenagem urbana, as soluções alternativas para drenagem de águas pluviais em meio urbano, destacando os dispositivos de infiltração, com ênfase em revestimentos permeáveis.

No capítulo 3 é apresentado o delineamento dos experimentos realizados. Inicialmente é feita uma descrição detalhada de um equipamento para produção de chuvas artificiais desenvolvido especialmente para este trabalho. Em seguida, a construção dos módulos experimentais, bem como a instrumentação desenvolvida para a realização dos ensaios é apresentada.

No capítulo 4, os resultados obtidos na etapa experimental são apresentados e discutidos. A partir desses resultados, hipóteses a respeito do comportamento das superfícies são formuladas.

O capítulo 5 traz uma análise numérica com relação às superfícies avaliadas experimentalmente. Numa primeira etapa, um modelo de simulação da infiltração da água no solo é aplicado no sentido de verificar as hipóteses formuladas no capítulo 4. Numa segunda etapa, o impacto da aplicação dos revestimentos estudados é avaliado por meio de simulações matemáticas do escoamento superficial sobre uma rua hipotética padrão, considerando a aplicação de diferentes superfícies.

Por fim, o capítulo 6 apresenta as principais conclusões retiradas a partir das etapas desenvolvidas neste trabalho e traz algumas recomendações para o desenvolvimento de trabalhos futuros envolvendo o tema abordado.

2 – IMPACTOS HIDROLÓGICOS DA URBANIZAÇÃO E SEU CONTROLE

2.1 – A URBANIZAÇÃO E OS IMPACTOS SOBRE A DRENAGEM URBANA

Em 1950 cerca de 30% da população mundial ocupava áreas urbanas, aumentando para 47% em 2000. Para o ano de 2030, estima-se que a população urbana no mundo atinja 60%. O crescimento da população urbana foi mais acentuado a partir dos anos 70, estando próximo a 23% para os países desenvolvidos e 142% para os menos desenvolvidos, no período de 1975 a 2000 (Urban, 2003).

Na América do Sul, em particular, verificou-se uma alta taxa de urbanização com 75% da população morando em áreas urbanas no ano de 2000, um dos maiores índices do mundo. Para o ano de 2030, o valor estimado é de 84% (Urban, 2003). No Brasil, a tendência não é diferente. Podem ser verificadas taxas de até 80% de urbanização em algumas regiões, valor próximo à condição de saturação (Popclock, 2001).

Além de acelerado, o processo de urbanização tem acontecido, via de regra, de forma desordenada, sem o planejamento e implantação de ações que conduzam de forma adequada a ocupação do solo. Quase sempre, as conseqüências são negativas, com impactos muitas vezes irreversíveis sobre o próprio homem e sobre os recursos naturais.

Um dos impactos decorrentes do processo de urbanização, mas que muitas vezes ainda tem sido tratado de forma secundária, está relacionado à drenagem de águas pluviais em meio urbano. Talvez, o problema mais evidente associado à drenagem de águas pluviais seja o das enchentes urbanas. Entretanto, outros problemas, como poluição de mananciais e erosão, também estão relacionados diretamente com a urbanização e a drenagem pluvial.

Os problemas relacionados à drenagem de águas pluviais em áreas urbanas estão fortemente ligados à questão da mudança na cobertura natural do solo em decorrência do processo de ocupação. Na ausência de normas que regulem a ocupação do solo, é inevitável a impermeabilização de grandes áreas, decorrente da implantação de edificações, calçadas, ruas pavimentadas, e do próprio adensamento urbano.

Com o desenvolvimento urbano, a superfície original, possivelmente com solo permeável e recoberto por vegetação, é transformada em pequenos canais retilíneos de pavimentos praticamente impermeáveis e telhados, modificando os espaços que, naturalmente, seriam ocupados pelas águas pluviais. Essas modificações alteram o ciclo da água, modificando a magnitude dos processos hidrológicos. Os resultados dessas mudanças são (Mays, 2001; Wright e Heaney 2001):

- diminuição da capacidade de infiltração de solos da bacia e perda da sua capacidade de armazenamento natural;
- o aumento no volume de escoamento superficial;
- aumento das vazões de pico;
- diminuição do tempo de concentração;
- reduções na recarga dos aquíferos e na vazão de base.

Roesner *et al.*(2001) comentam que as vazões de pico após o processo de ocupação aumentam de duas a mais de dez vezes com relação à vazão para a situação não urbanizada. Além disso, a frequência de ocorrência de maiores vazões para a situação urbanizada passa a ser maior após a urbanização e a diferença é mais significativa para períodos de recorrência menores. Os autores informam que na área metropolitana de Denver, Estados Unidos, os aumentos registrados nas vazões máximas variaram de duas vezes, para um tempo de retorno de cem anos, a 57 vezes para um tempo de retorno de dois anos.

Um estudo realizado por Silveira (1999) apontou que a impermeabilização causada pela urbanização pode provocar aumento da ordem de seis a sete vezes no coeficiente de escoamento global de uma região. O autor trabalhou com dados da cidade de Porto Alegre, Brasil, em uma bacia com urbanização da ordem de 50%, observando aumento no escoamento da ordem de 4 a 5 vezes. Esse aumento é sentido nos corpos receptores que são afetados em decorrência da erosão e assoreamento, dentre outros problemas.

À medida que os melhoramentos propostos para a infra-estrutura de drenagem não conseguem atender à dinâmica do escoamento superficial, os impactos acontecem sob a

forma de inundações urbanas frequentes e de magnitude significativa. Nestas condições, mesmo totais pluviométricos baixos podem levar à ocorrência de enchentes.

Sobre a população os impactos das inundações são diversos e muitas vezes irreparáveis. Dentre esses, pode-se citar: a perda de bens materiais, a contaminação por doenças de veiculação hídrica, os danos indiretos causados pelo *stress* e inquietação da população que ocupa áreas sujeitas a inundações, prejuízos econômicos em virtude da interrupção das atividades em áreas inundadas e ainda a perda de vidas humanas.

Em termos qualitativos, a urbanização também contribui para a ocorrência de impactos significativos. Nesse caso, o problema acontece em função do acréscimo no número das fontes de poluição, introduzidas pela execução de novas atividades. Esse processo acaba contribuindo para a diversificação e aumento da deposição de diferentes constituintes à superfície. Como resultado, as concentrações de poluentes no escoamento superficial passam a ser significativamente superiores às encontradas na situação de pré-urbanização (UDFCD, 2002).

Estudos realizados por Mikkelsen *et al.* (1999) e Gromaire-Mertz *et al.* (1999) indicam que os poluentes encontrados nas águas de escoamento pluvial em áreas urbanas podem variar significativamente. É comum a detecção de concentrações significativas de matéria orgânica, sólidos suspensos e micropoluentes, sobretudo metais pesados e hidrocarbonetos (Legret e Colandini, 1999). A ocorrência desses últimos está relacionada, principalmente, ao desgaste de veículos, abrasão de superfícies pavimentadas, corrosão de materiais de telhados, resíduos de combustível, óleos, graxas, dentre outros.

A maior carga de poluição acontece, normalmente, durante a lavagem das ruas nos primeiros minutos do escoamento, conhecida na literatura especializada por *first flush*. Estudos mostram que durante esse período a concentração de poluentes é substancialmente maior do que nos momentos posteriores (Deletic, 1998; Lee *et al.*, 2002).

Além disso, estudos realizados por Roesner *et al.* (2001) em cinco cidades dos Estados Unidos e Escócia, com condições climáticas variando significativamente, indicam que, de forma global, o impacto mais significativo sobre a qualidade da água acontece devido aos

eventos mais frequentes, que compõem a maior parte das chuvas anuais. Os impactos dessa poluição são transferidos diretamente para os corpos receptores nas áreas urbanas, comprometendo a qualidade da água e o desenvolvimento da fauna e flora aquáticas.

Outro problema relacionado à urbanização e drenagem acontece em função do aumento da produção de sedimentos e resíduos sólidos. Esses processos ocorrem, respectivamente, em decorrência da retirada da vegetação natural e exposição do solo, e em virtude do crescimento do número de habitantes.

Além de contribuírem com uma carga de poluição devido aos constituintes adsorvidos à sua superfície, os sedimentos provocam assoreamento dos cursos d'água na macrodrenagem, comprometendo também a permanência e o desenvolvimento da vida aquática. Os sedimentos também contribuem para o mau funcionamento do sistema de microdrenagem em virtude da perda de eficiência provocada. Esses impactos se repetem com relação aos resíduos sólidos.

No cenário mundial, em termos de controle quantitativo, o problema relacionado à drenagem urbana já se encontra melhor resolvido nos países mais desenvolvidos. Faulkner (1999) aponta que o principal problema nesses países é o controle da poluição difusa devido às águas pluviais. Nos países em desenvolvimento, por outro lado, o controle quantitativo ainda é limitado e o estágio do controle da qualidade da água está ainda mais distante.

2.2 – ASPECTOS RELACIONADOS À DRENAGEM URBANA

2.2.1 – Evolução dos sistemas de drenagem

Durante muito tempo, o escoamento pluvial foi tratado como um problema de saúde pública. Seguindo o modelo higienista do século XIX, o propósito dos sistemas de drenagem era afastar a água parada ou empoçada, considerada passível de contaminação, o mais rápido possível para fora dos centros urbanos. Esse tipo de pensamento deu origem aos sistemas tradicionais de drenagem urbana (Andoh, 2002).

Os sistemas tradicionais de drenagem urbana são constituídos, tipicamente, pela rede de transporte de escoamento. As soluções mais empregadas consistem na construção de galerias e condutos subterrâneos, obras consideradas hidráulicamente eficientes no sentido de transportar rapidamente os excessos de água para jusante.

Em meados do século XX, iniciou-se um processo acelerado de urbanização. O resultado foi a obsolescência gradual e inexorável das redes de drenagem, levando a inundações cada vez mais freqüentes em áreas urbanas. Nessa época, as soluções propostas para o controle das inundações se concentraram na ampliação das canalizações, incluindo a implantação de novas obras e modificações nos cursos d'água naturais, por meio da retificação de trechos de rios ou revestimento de seus leitos (Baptista e Nascimento, 2002).

Essas soluções eram projetadas para atuar de forma localizada sobre trechos críticos e solucionar problemas já existentes, sem pensar nas conseqüências para a bacia como um todo. A preocupação não estava voltada para o controle na geração do escoamento (prevenção), mas apenas com a maneira como o escoamento resultante seria tratado.

Entretanto, a experiência com a utilização desse tipo de solução mostrou sérias limitações. Observou-se que promover o transporte rápido do escoamento em meio à crescente impermeabilização do espaço urbano apenas contribuía para o aumento da ocorrência de inundações à jusante das áreas drenadas e para o transporte da poluição proveniente de fontes não pontuais para os corpos receptores, mesmo durante eventos mais frequentes (Wright e Heaney, 2001). Além disso, com a continuidade da urbanização, a obsolescência das soluções era inevitável, exigindo a implantação e reestruturação periódica dos sistemas, gerando altos custos para os municípios.

Nesse contexto, a ineficiência dos sistemas convencionais em controlar as inundações e a necessidade de soluções adaptadas a um contexto crescente de preservação ambiental evidenciaram as limitações do uso das soluções clássicas, levando ao questionamento sobre a continuidade da sua utilização e difusão.

Os impactos decorrentes da obsolescência dos sistemas de drenagem urbana apareceram à época do aumento significativo das preocupações com a preservação ambiental. Questões

como a poluição bastante expressiva das águas pluviais, até recentemente supostas relativamente limpas, foram reconhecidas (Baptista e Nascimento, 2002).

Na década de 70, surgiu especialmente na Europa e na América do Norte o conceito ambientalista como consequência de uma maior conscientização ecológica. Nesse novo conceito, aspectos relacionados à preservação ambiental e convívio da comunidade com os corpos d'água são destacados.

Silveira (1998) comenta que essa abordagem é mais complexa, pois depende fortemente das condições locais. Além disso, maiores investimentos iniciais são requeridos. Por outro lado, apresenta menos custo global, já que trabalha com a prevenção dos problemas. Com relação às condições locais, Nascimento *et al.* (1997) destacam fatores tais como o tipo de solo, as águas subterrâneas, o regime de precipitações, a qualidade das águas de drenagem, a topografia e outros.

Seguindo os princípios do conceito ambientalista, uma nova abordagem vem se consolidando internacionalmente, voltada para o uso de soluções alternativas para drenagem de águas pluviais em meio urbano. Essas soluções procuram atuar sobre o ciclo hidrológico, recompondo os processos naturais modificados pela urbanização.

No Brasil, as práticas utilizadas para a drenagem de águas pluviais ainda seguem, na grande maioria das vezes, o conceito higienista. Pode-se apontar como causas para esse comportamento a falta de pesquisas aplicadas que permitam adequar as tecnologias e estabelecer critérios de usos para diferentes locais, além do conservadorismo do setor, ainda bastante relutante na adoção desse tipo de solução.

Em outras regiões do mundo, como América do Norte, Austrália, Japão e Norte Europeu, a literatura internacional reporta o uso de soluções alternativas para a drenagem de águas pluviais, apesar da relativa falta de conhecimento pleno sobre o seu funcionamento e sobre os reais impactos causados pela sua utilização (Wright e Heaney, 2001).

Entretanto, o acúmulo de experiências em algumas regiões já tem permitido a elaboração de manuais que orientam o projeto, instalação e manutenção de diversas estruturas

(UDFCD,2002; Prince Georges County, 1999; Hinman, 2005), contribuindo para a divulgação e utilização em número cada vez maior desse tipo de dispositivo. No item 2.3 mais detalhes são descritos a respeito dessas tecnologias.

2.2.2 – Princípios atuais de planejamento da drenagem urbana

Nos últimos trinta anos, os impactos causados pela infra-estrutura tradicional de drenagem em grandes centros do mundo, e a preocupação cada vez mais urgente com as questões de preservação ambiental, evidenciaram a necessidade de mudanças substanciais na forma de planejamento da drenagem urbana.

Dentro de uma percepção mais moderna, é reconhecido que a drenagem urbana não deve ser considerada apenas como um conjunto de ações isoladas, voltadas exclusivamente para a implantação de grandes obras de engenharia, com a finalidade de corrigir problemas já existentes de forma pontual, na tentativa de se livrar rapidamente da água da chuva.

Em virtude da inter-relação da drenagem com diversos aspectos no meio urbano (ocupação do solo, infra-estrutura de água e esgoto, gerenciamento de resíduos sólidos, dentre outros) o seu planejamento acaba por constituir uma questão bastante complexa, impossível de ser tratado de forma dissociada das demais questões envolvidas.

Atualmente, sabe-se que para o desenvolvimento de um programa consistente de drenagem é indispensável considerar o problema dentro de uma visão sistêmica, reconhecer a necessidade de integração do sistema de drenagem com os demais equipamentos urbanos e considerar a implementação de ações voltadas para o controle do escoamento superficial. Nesse sentido, alguns princípios são destacados, atualmente, como princípios modernos de drenagem. Dentre esses, pode-se citar (Tucci, 2002):

- inserção do plano de drenagem no plano de desenvolvimento urbano e ambiental da cidade: a drenagem faz parte da infra-estrutura urbana, portanto deve ser planejada em conjunto com os outros sistemas, principalmente, o sistema de esgotamento sanitário, disposição de materiais sólidos e tráfego;

- consideração da bacia como sistema: o controle do escoamento deve ser realizado considerando a bacia como um todo e não em trechos isolados;
- os impactos não devem ser transferidos: as soluções propostas para a drenagem urbana não devem transferir o problema para jusante;
- controle do volume: as ações devem considerar a redução do volume de escoamento e não apenas das vazões máximas.

O conjunto desses princípios sugere a utilização de soluções técnicas compatíveis com as recomendações mencionadas, remetendo, naturalmente, ao contexto das soluções alternativas. Essas soluções satisfazem aos princípios de planejamento na medida em que permitem a redução dos impactos da urbanização sobre o escoamento superficial, evitando o transporte para jusante, além de permitir o planejamento da drenagem considerando a bacia hidrográfica como unidade de referência.

Em seguida, uma descrição mais detalhada a respeito das soluções alternativas é realizada, destacando seus princípios de funcionamento, os diferentes tipos disponíveis, suas vantagens e desvantagens.

2.3 – SOLUÇÕES ALTERNATIVAS OU COMPENSATÓRIAS

Soluções alternativas são aquelas que se opõem ao conceito de evacuação rápida, proposta pelo modelo higienista. Seu objetivo se concentra no controle do escoamento, promovendo o retardamento e a infiltração das águas pluviais. O termo solução compensatória também é frequentemente utilizado na literatura especializada em função do efeito compensador das soluções sobre os impactos causados pela urbanização nos processos hidrológicos.

O uso de soluções alternativas para a drenagem e disposição de águas pluviais em áreas urbanas tem sido relatado na literatura internacional há mais de 20 anos. Frequentemente, essas soluções são inseridas no contexto das BMPs (*Best Management Practices*). O conceito de BMP surgiu nos Estados Unidos, compreendendo uma série de medidas

voltadas, dentre outros aspectos, para o controle do escoamento em áreas urbanas (D'Arcy e Frost, 2001).

A difusão e o uso dessas medidas ocorreram, inicialmente, nos países desenvolvidos, face à necessidade de reduzir a poluição difusa devido à urbanização e atividades agrícolas, atenuar os picos do escoamento superficial e diminuir os riscos e impactos causados ao meio ambiente por transbordamentos (*overflows*) em sistemas unitários durante períodos chuvosos (Ice, 2004).

Mais recentemente, aplicações de soluções alternativas têm sido frequentemente reportadas no contexto de urbanizações de baixo impacto (*LID - Low Impact Development*), que fazem parte de numa linha de estudos urbanísticos. Com relação à hidrologia, essa abordagem propõe combinar projetos localizados com funções hidrológicas e medidas de prevenção da poluição para compensar os impactos da urbanização sobre a quantidade e qualidade da água de escoamento pluvial. A intenção é de permitir o desenvolvimento urbano de uma maneira que ajude a diminuir os impactos ambientais potenciais e reduzir o custo de infra-estrutura (Prince Georges County, 1999; Hinman, 2005).

As soluções alternativas possuem, na maioria das vezes, uma estrutura bastante simples e aproveitam os processos naturais para promover a drenagem e disposição das águas pluviais. Pode-se destacar, por exemplo, a utilização de faixas gramadas ao longo de passeios, criando áreas de retardamento e disposição do escoamento gerado em calçadas; o uso de bacias de retenção, poços de infiltração, trincheiras de infiltração, telhados verdes; a aplicação de superfícies permeáveis; e o uso de reservatórios de retenção, dentre outros (UDFCD, 2002).

A função primordial desses dispositivos é promover a retenção superficial e infiltração da água pluvial, combinada muitas vezes com processos de armazenamento temporário. Esse tipo de atuação acaba favorecendo a recuperação das funções hidrológicas modificadas em virtude da urbanização, contribuindo, assim, para o restabelecimento do equilíbrio do ciclo hidrológico.

As soluções alternativas podem ser aplicadas em diferentes escalas espaciais, variando de pequenas parcelas, como lotes, a loteamentos completos. Essa flexibilidade permite, por exemplo, controlar o escoamento o mais próximo possível da origem (áreas impermeabilizadas) e de forma praticamente imediata, sem a necessidade de direcionar o controle apenas em pontos finais do sistema. Trata-se, portanto, de uma forma preventiva de abordar o problema (Andoh, 2002).

Huhn e Stecker (1997) destacam, ainda, que o princípio das soluções alternativas é manter a água da chuva o maior tempo possível no local onde acontece e liberar apenas um pouco para as partes mais baixas da região. Desta forma, parte do escoamento pode ser reduzido à montante, permitindo a redução das dimensões dos elementos do sistema de drenagem mais à jusante.

Além disso, o controle do escoamento superficial pode ser conseguido sem restringir o processo de urbanização, já que as soluções alternativas podem ser implantadas à medida que a urbanização progride. Com isso, evita-se a necessidade de reestruturações periódicas, poupando os municípios de custos excessivos, sem gerar impactos adicionais para as cidades. Nesse sentido, o propósito de se utilizar elementos alternativos acaba por conferir ao sistema características de sustentabilidade.

Em relação ao meio ambiente, essas tecnologias também podem desempenhar um papel importante. A promoção da retenção e infiltração de parte das águas pluviais antes de atingirem a rede convencional de drenagem conduz à melhoria da qualidade da água de escoamento superficial e à redução da poluição difusa. Nesse sentido, elas são tidas como inovações promissoras com relação ao gerenciamento das águas pluviais em meio urbano por acumular a dupla função de proteção contra inundação e manutenção da qualidade dos corpos receptores de forma integrada (Roesner *et al.* 2001).

A utilização de soluções alternativas também pode favorecer a permanência da água pluvial por maior tempo nos centros urbanos. Com isso, a possibilidade de integração dessas soluções a outros usos, servindo, por exemplo, como áreas verdes e de recreação, pode contribuir para maior valorização da água no meio urbano, adicionando valor estético à cidade (Niemczynowicz, 1999).

As vantagens em se utilizar o enfoque compensatório dependem do tipo de solução adotada, assim como da escala de utilização. De forma geral, podem ser destacadas (Urbonas e Stahre, 1993):

- diminuição do risco de inundação e contribuição para a melhoria da qualidade da água no meio urbano;
- redução ou mesmo eliminação da rede de microdrenagem local;
- minimização das intervenções à jusante de novas áreas loteadas;
- boa integração com o espaço urbano e possibilidade de valorização da água no meio urbano, por meio de áreas verdes, área de lazer, etc;
- melhoria da recarga de água subterrânea, normalmente reduzida em razão da impermeabilização de superfícies, com conseqüente manutenção da vazão de base dos pequenos rios urbanos;
- baixos custos de implantação.

Segundo esses autores, dentre as desvantagens na aplicação desse procedimento podem-se destacar:

- preocupação com manutenção freqüente, a fim de se evitar a perda de desempenho e aumentar a vida útil;
- utilização de tecnologias condicionadas a características de solo (tipo, uso e ocupação, topografia), lençol subterrâneo, etc.;
- aplicação recente, resultando na falta de padrões de projeto e na escassez de informações a respeito do seu funcionamento a longo prazo;
- risco de contaminação do solo e aquífero.

As medidas alternativas podem ser classificadas a partir de diferentes critérios conforme, por exemplo, a escala de atuação ou tipo de ação sobre os processos hidrológicos. Nesse sentido, elas podem ser divididas em soluções distribuídas ou concentradas, ou soluções de infiltração ou retenção.

As medidas de controle distribuídas, ou de controle na fonte, atuam sobre pequenas áreas e, portanto, são aplicadas de forma difusa na bacia hidrográfica. As soluções concentradas

promovem o controle sobre todo o escoamento proveniente de uma área de contribuição, atuando no hidrograma resultante de um ou mais loteamentos, ou no nível da macrodrenagem (Urbonas e Stahre, 1993).

Com relação à ação sobre os processos hidrológicos, as técnicas alternativas podem atuar na redução dos volumes ou da vazão. No primeiro caso, estão inseridas as soluções que promovem a infiltração e percolação do escoamento, enquanto que no segundo caso, as técnicas trabalham com o conceito de armazenamento, de forma a deter o escoamento por um período de tempo para liberá-lo posteriormente. Essas últimas também podem promover a infiltração e percolação embora esse não seja seu objetivo primordial.

As estruturas alternativas podem atuar, também, de forma combinada (armazenamento e infiltração). Segundo Souza (2002), esse tipo de arranjo é utilizado, normalmente, para se obter um tratamento preliminar da água de escoamento antes da sua infiltração. Os dispositivos de detenção promovem um pré-tratamento por meio da deposição de grande parte da matéria em suspensão, reduzindo a quantidade de poluentes adsorvidos nos sedimentos.

Uma das primeiras aplicações seguindo o enfoque compensatório foi a aplicação de bacias de detenção para a atenuação das vazões de pico na macrodrenagem. Segundo Nascimento e Baptista (1998), o emprego dessa solução é anterior ao conceito de solução compensatória, propriamente dito. A literatura traz vários exemplos de aplicação dessas bacias em diversos países como França, Inglaterra e Brasil (Nascimento *et al.*, 1999).

Inicialmente, a função dessas bacias ou reservatórios de detenção era exclusivamente o controle da cheia à jusante de uma área, no sentido de promover a redistribuição temporal dos fluxos e reduzir as vazões de pico a níveis pré-estabelecidos. Mais recentemente, tem se buscado valorizar essas estruturas como equipamentos destinados a reduzir também os impactos da poluição urbana, com a possibilidade de, se bem planejadas, servir para múltiplos usos, como áreas de lazer, parques, dentre outros.

Entretanto, o ganho de experiência com a implantação de um grande número dessas estruturas, sobretudo nos países desenvolvidos, apontou alguns inconvenientes. O controle

no nível da macrodrenagem envolve custos muito elevados, em função do tamanho da área de contribuição, gerando estruturas de grandes dimensões.

Além disso, há a possibilidade de ocorrência de problemas ambientais provocados pela carga de lixo carregada para essas estruturas, sobretudo em áreas com alto grau de urbanização, e pela interligação entre esgotos pluviais e sanitários. O aporte de cargas elevadas de poluentes e sedimentos podem causar problemas de assoreamento e eutrofização. Essas estruturas demandam, geralmente, maior tempo necessário para a implantação e a necessidade de grandes áreas livres e com posicionamento adequado (Cruz *et al.*, 1998).

Nascimento e Baptista (1998), comentam que em virtude da adoção de critérios inadequados de dimensionamento, da carência de dados hidrológicos, da insuficiência de programas de monitoramento e de outros condicionantes, há grande risco de falência no emprego de bacias de detenção. Dessa falência podem resultar o descrédito em soluções compensatórias e, pior, a persistência dos problemas de drenagem e poluição urbana.

Mais recentemente, a tendência aponta para o uso de soluções de controle do tipo distribuída. A idéia é atuar sobre o fluxo de origem, ou seja, sobre pequenas áreas impermeáveis onde o escoamento é gerado inicialmente, de forma a recuperar mais efetivamente os processos hidrológicos modificados pela urbanização.

2.4 – SOLUÇÕES DE CONTROLE NA FONTE

2.4.1 – Considerações gerais

As soluções de controle na fonte, ou distribuídas, atuam sobre pequenas áreas como lotes, praças e passeios. Freni *et al.* (2002) comentam que esse tipo de medida tem sido considerado como uma solução viável para o problema de inundação urbana. Com a sua utilização, é possível diminuir a formação de escoamento superficial, realizar o controle localmente ou amortecer os picos de vazão antes que esses atinjam o sistema de drenagem.

Esse tipo de atuação é positivo no sentido de combater de forma mais efetiva a poluição difusa em áreas urbanas, necessitar de menor disponibilidade de espaço para a sua implantação com relação a soluções concentradas, além de favorecer a diminuição das vazões drenadas para os elementos convencionais do sistema de drenagem, reduzindo suas dimensões.

Andoh (2002) comenta que a adoção de um sistema distribuído fornece grande flexibilidade na escolha e localização dos tipos de dispositivos para atenuar o escoamento. O autor enfatiza que um sistema distribuído é mais confiável e menos suscetível a falhas do que sistemas centralizados, pois a falha de um componente de um sistema distribuído pode não necessariamente ser crítica, enquanto que de um sistema centralizado pode levar a efeitos catastróficos.

Na literatura é possível encontrar diversos tipos de soluções de controle na fonte. A seguir serão apresentados alguns desses. Entretanto, maior ênfase será dada aos dispositivos do tipo infiltração, principalmente as superfícies permeáveis por serem objeto primordial deste trabalho.

2.4.2 – Detenção na fonte

As estruturas de detenção na fonte trabalham no sentido de restaurar a capacidade de armazenamento natural de uma área, perdida em virtude da urbanização. Em alguns casos, estes elementos podem também facilitar a infiltração da água no solo, funcionando como estruturas mistas.

Os dispositivos de detenção na fonte são constituídos por reservatórios aplicados no lote que atuam no controle das vazões de saída limitando a vazão máxima a um determinado nível pré-estabelecido. Entretanto, o controle no lote permite a redução de apenas uma parte dos impactos devido à urbanização, visto que ainda restam ruas, calçadas e áreas públicas (Tassi, 2002). Mesmo assim, a redução das vazões de saída dos lotes poderá melhorar a eficiência global no controle do escoamento superficial e permitir uma economia no sistema de drenagem.

De forma geral, os reservatórios no lote podem ser aplicados tanto para recolher toda a água gerada no lote como apenas a água gerada no telhado da edificação. A figura 2.1 mostra um exemplo de reservatório para lote monitorado em Porto Alegre por Agra (2001).

A eficiência desses dispositivos tem sido estudada por diversos pesquisadores, tanto em trabalhos experimentais como em trabalhos teóricos (Cruz *et al.*, 2001; Agra, 2001; Milograna, 2001; Tassi, 2002). Apesar da boa eficiência obtida com essas estruturas, as pesquisas apontam para perda de eficiência em situações em que ocorrem pancadas de chuvas seqüenciais, em virtude do longo tempo de esvaziamento da estrutura. Além disso, a aplicação distribuída dessa solução pode resultar na combinação de picos de vazão, em virtude do retardo do escoamento, causando o efeito contrário ao desejado.



Figura 2.1 - Reservatório de lote monitorado por Agra (2001).

2.4.3 – Infiltração: trincheiras de infiltração, poços de infiltração e planos de infiltração

O objetivo com respeito ao uso de dispositivos de infiltração é criar espaços que favoreçam a infiltração da água da chuva no solo de forma a reduzir e retardar o escoamento pluvial. Uma das vantagens com relação às detenções é a capacidade de reduzir tanto as vazões como os volumes escoados superficialmente, podendo contribuir também para a retenção e controle de poluentes e para recarga de águas subterrâneas. Por esses motivos, esses dispositivos são capazes de recuperar de forma mais efetiva as condições naturais de pré-urbanização.

As trincheiras de infiltração são elementos lineares constituídos por valetas preenchidas por material granular (seixo rolado, brita, dentre outros). Um filtro geotêxtil é colocado entre a trincheira e a superfície e é recoberto por uma camada de seixos, formando uma superfície drenante (figura 2.2).

O dispositivo funciona como reservatórios convencionais de amortecimento de cheias. A água precipitada é direcionada para o interior dessas estruturas onde é armazenada por um tempo suficiente para a sua infiltração no solo. Alternativamente, a drenagem do excesso de água da trincheira pode ser feita através de um tubo colocado no seu interior e nesse caso a trincheira é de infiltração parcial (Souza, 2002).

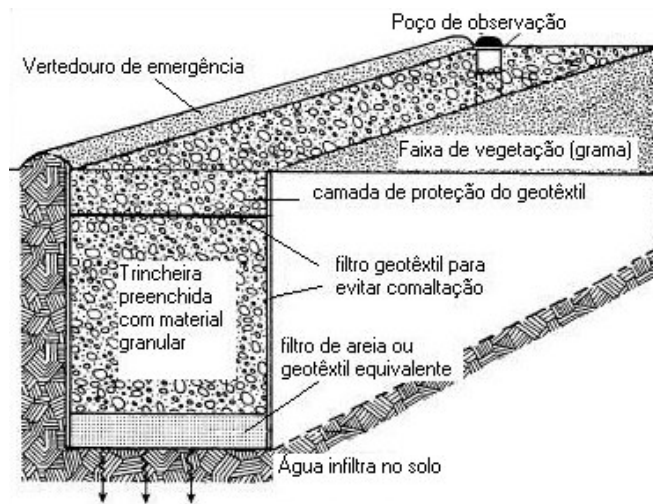


Figura 2.2 – Esquema geral de uma trincheira de infiltração (Schueler, 1987).

Embora esses elementos possuam eficiência comprovada no controle do escoamento superficial, várias dificuldades ainda podem limitar seu uso. Pode-se destacar, por exemplo, aspectos de planejamento e estratégia de implantação, como a existência de poucos estudos sobre os custos de implantação, operação e manutenção que possibilitem a avaliação pelo seu interesse econômico; ausência de indicações, parâmetros e critérios seguros para dimensionamento e projetos dos dispositivos, levando ao uso de critérios conservadores e, por consequência, ao superdimensionamento das estruturas (Souza, 2002; Warnaaars *et al.*, 1999). Cabe ressaltar que essas dificuldades se estendem aos elementos de infiltração de forma geral.

Os poços de infiltração ocupam áreas relativamente pequenas e podem ser bem integrados ao espaço urbano. É uma solução bastante apropriada para locais onde a camada de solo superficial é pouco permeável, mas possui capacidade de infiltração significativa nas camadas mais profundas. O inconveniente dessas soluções é a necessidade de manutenção freqüente para evitar redução de vida útil pelo processo de colmatção.

Os planos de infiltração são, geralmente, áreas naturais, como gramados laterais, utilizados para a disposição da precipitação de uma área impermeável, como residências ou edifícios (figura 2.3). Essas áreas podem ficar submersas, caso a sua capacidade de infiltração seja muito inferior à intensidade de precipitação. Cuidados devem ser tomados nos casos em que o escoamento de contribuição transporta muito material fino, pois a capacidade de infiltração pode ficar reduzida devido à colmatção, causando a falha da estrutura.

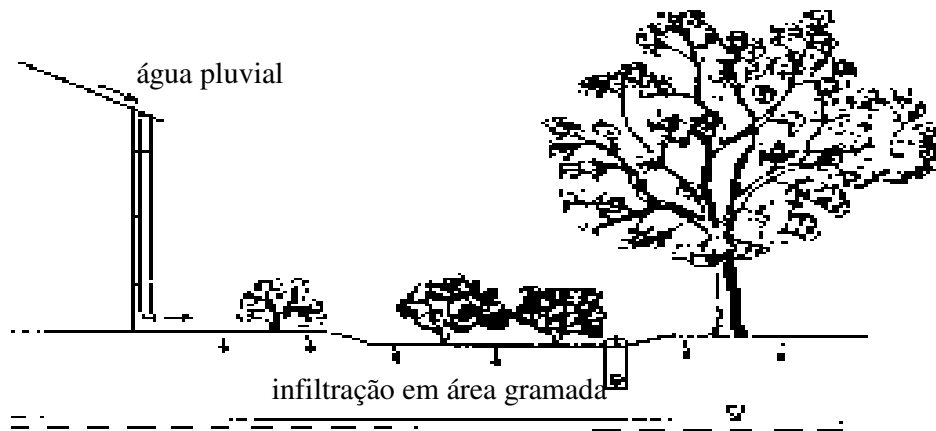


Figura 2.3 – Plano de infiltração (Urbonas e Stahre, 1993).

2.5 – SUPERFÍCIES PERMEÁVEIS

As superfícies permeáveis estão incluídas na modalidade de dispositivos de infiltração. Elas consistem, geralmente, de estruturas simples sob o ponto de vista construtivo e são destinadas a reduzir diretamente a produção de escoamento pluvial, fazendo infiltrar parte da chuva precipitada sobre sua superfície. As soluções podem aproveitar as próprias

condições naturais do solo local para promover a infiltração da chuva, ou serem providas de estruturas construídas artificialmente.

Várias alternativas são possíveis, incluindo o uso de superfícies simples formadas de material granular, superfícies cobertas por vegetação e, também, a aplicação de revestimentos permeáveis sob a forma de blocos modulares ou pavimentos permeáveis. Recentemente, o uso de revestimentos permeáveis tem sido uma opção bastante atrativa. Isso se deve, dentre outras coisas, aos avanços tecnológicos na produção desses materiais e a boa integração ao ambiente urbano.

A utilização de blocos modulares e pavimentos permeáveis constituem uma alternativa onde a precipitação é desviada através de uma superfície permeável para camadas de solo subjacentes. Geralmente, essa camada subjacente é composta por uma camada de areia sobreposta a uma camada de material granular, como brita. Essa última funciona como um reservatório de armazenamento. Quando esse reservatório é incluído na estrutura do revestimento, ele é dimensionado para acomodar o volume de escoamento de uma chuva de projeto menos o volume infiltrado durante a chuva (Silveira, 2003).

Os pavimentos permeáveis são divididos, normalmente, em duas modalidades: asfalto poroso e concreto poroso (Urbonas e Stahre, 1993). Esses materiais apresentam características construtivas semelhantes ao pavimento convencional. A diferença está na eliminação do material fino da sua composição.

Os revestimentos modulares são compostos por blocos individuais fabricados normalmente em concreto com diversas formas geométricas, podendo ser completamente maciços ou possuir uma área vazada. Esses últimos podem ter a área vazada preenchida com areia, pedregulho ou vegetação rasteira. Recentemente, alguns trabalhos apresentam um outro sistema, em que os blocos de concreto são substituídos por uma grade plástica flexível (Hunt *et al.*, 2002; Brattebo e Booth, 2003).

De forma alternativa, os revestimentos permeáveis podem funcionar como reservatório de amortecimento, mediante a instalação de drenos auxiliares para retirar o excesso de água. Esse sistema é, geralmente, recomendado quando o solo possui uma taxa de infiltração que

não permite o esvaziamento do reservatório de pedras por infiltração para a chuva de projeto considerada.

A figura 2.4 apresenta um esquema geral da estrutura desses revestimentos e a figura 2.5 mostra uma aplicação desse tipo de superfície. Geralmente a aplicação desses dispositivos é acompanhada pela colocação de um material geotêxtil, isolando o solo da camada de pedras (reservatório), como forma de evitar a migração de partículas de solo para essa camada e a ocorrência de colmatagem da estrutura. As camadas de areia funcionam, normalmente, como uma camada niveladora para o assentamento dos blocos e como um meio filtrante, voltado para promover a melhoria da qualidade da água infiltrada.

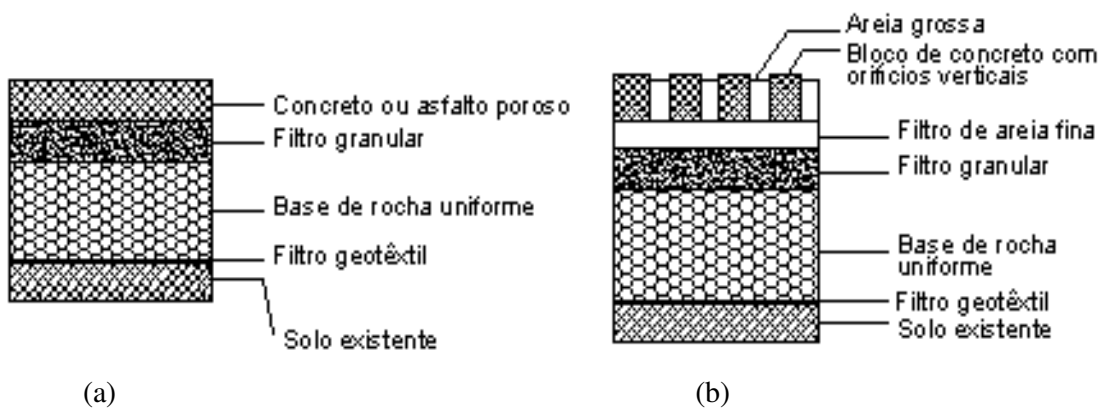


Figura 2.4 –Tipos de revestimentos permeáveis: (a) pavimento permeável e (b) revestimento de blocos modulares (Urbonas e Sthare, 1993).



Figura 2.5 – Revestimentos permeáveis: (a) blocos modulares vazados (UDFCD, 2002) e (b) blocos modulares maciços (Hinman, 2005).

Alguns benefícios trazidos pela aplicação de revestimentos permeáveis são: redução considerável da vazão e do volume escoado sobre superfícies pavimentadas; possibilidade de serem utilizados em áreas já urbanizadas; diminuição da dimensão do sistema de drenagem pluvial, dentre outras. Shclüter e Jefferies (2002) enfatizam que o uso de revestimentos permeáveis constitui uma forma de sistema de drenagem urbana sustentável, que permite atenuar o pico do escoamento superficial enquanto preserva o valor da área urbanizada.

Além de serem eficientes no controle quantitativo do escoamento, esses dispositivos também têm se mostrado úteis na melhoria da qualidade da água de escoamento pluvial. Alguns trabalhos desenvolvidos recentemente investigaram os efeitos dos pavimentos permeáveis sobre a qualidade da água de escoamento pluvial e o impacto da infiltração por meio desses dispositivos na qualidade do solo e da água subterrânea. Os resultados demonstraram que a qualidade da água infiltrada é significativamente melhorada pela sua passagem através do pavimento poroso (Legret *et al.*, 1999; Legret e Colandini, 1999). Entretanto, não pode ser desconsiderado o risco de liberação de poluentes junto à água infiltrada.

Entretanto, a literatura traz algumas restrições para a aplicação de revestimentos permeáveis, sobretudo com relação à topografia e hidrogeologia local. Recomenda-se que os locais adequados para a utilização dessa tecnologia devam ter subsolo com elevada capacidade de infiltração, declividades suaves e lençol freático relativamente profundo. Urbona e Sthare (1993) recomendam solos com taxas de infiltração finais superiores a 7 mm/h e nível do lençol freático a, no mínimo, 1,2 m do fundo do dispositivo. UDFCD (2002) recomenda terrenos com declividades inferiores a 5%.

É importante observar, entretanto, que esse valor de infiltração é bastante restritivo. Trabalhos realizados no Brasil (Araújo, 1999; Acioli *et al.*, 2005), por exemplo, têm revelado uma boa eficiência de pavimentos permeáveis mesmo em solos com taxas de infiltração iguais ou inferiores à recomendada. Nesse sentido, esses limites devem ser tomados com cuidado, pois podem induzir, precipitadamente, à eliminação dessas soluções.

As principais ressalvas que podem ser atribuídas ao uso desses elementos dizem respeito ao problema da falta de controle na construção e manutenção, que podem levar a altas taxas de falha do dispositivo, sobretudo devido ao processo de colmatção, e ao baixo poder de suporte desses pavimentos, o que recomenda seu uso em calçadas e em estacionamentos para veículos leves (Cruz *et al.*, 1999).

Para minimizar o risco de colmatção dessas estruturas, recomenda-se a lavagem periódica da superfície dos dispositivos com jatos de água pressurizados para manter os poros livres de sedimentos e a utilização de equipamentos específicos que realizem um tipo de varrição à vácuo das ruas (UDFCD, 2002). Um outro aspecto que pode limitar o uso desses dispositivos se refere ao risco de contaminação do lençol freático em função da infiltração de poluentes presentes nas águas de escoamento pluvial.

2.6 – EFICIÊNCIA DE SUPERFÍCIES PERMEÁVEIS

Desde a década de 80, a literatura internacional relata sobre diversas aplicações envolvendo a utilização de dispositivos de infiltração, incluindo a aplicação de superfícies permeáveis, como elementos de drenagem de águas pluviais.

Gedolf *et al.* (1994) e Watanabe (1995), por exemplo, relatam sobre a utilização e monitoramento de dispositivos de infiltração em diversas cidades do Japão, incluindo a instalação de pavimentos permeáveis, tubos drenantes e trincheiras de infiltração. Hunh e Stecker (1997) e Sieker e Klein (1998) trazem exemplos de aplicação de estruturas de infiltração na Alemanha.

Alguns trabalhos desenvolvidos recentemente têm proposto estudar, de forma individual, a eficiência de diferentes tipos de dispositivos de infiltração. No caso de superfícies permeáveis, em particular, esses trabalhos têm sido conduzidos tanto em escala real como em áreas menores, em parcelas geralmente de 1m², com a utilização de chuvas artificiais.

Os resultados obtidos são bastante promissores. Na maioria das vezes, observa-se a boa eficiência global desse tipo de solução, mostrando ser essa uma solução viável para o

controle do escoamento na fonte. Em seguida, os resultados de alguns trabalhos desenvolvidos no Brasil e no exterior são descritos com maior detalhes.

Genz (1994), por meio de simulação de chuva em parcelas experimentais de 1m^2 , avaliou o desempenho de diferentes tipos de superfícies urbanas no controle do escoamento superficial. As parcelas avaliadas foram construídas na cidade de Porto Alegre, Brasil, e incluíram as seguintes superfícies: grama, paralelepípedos antigos e novos (instalação recente), chão batido e pavimento modular de blocos de concreto. Por meio da aplicação de precipitações com intensidade variando entre 110 mm/h e 150 mm/h e 10 min de duração, as curvas de infiltração e coeficientes de escoamento foram levantados para cada uma das parcelas avaliadas. Os resultados mostraram variações significativas nos coeficientes de escoamento obtidos. Os menores valores determinados foram para a grama, entre 0,54 e 0,58, seguida da superfície de paralelepípedo novo (0,58 a 0,63). Para o pavimento modular os coeficientes foram bastante elevados, com valor médio de 0,84. Cabe ressaltar, entretanto, que durante a construção dessa parcela o solo no substrato do pavimento foi compactado, reduzindo, portanto, a capacidade de infiltração.

Araújo (1999) também utilizou a técnica de simulação de chuva para avaliar diferentes tipos de superfícies: pavimentos permeáveis de concreto poroso, blocos vazados (preenchidos com areia), blocos maciços de concreto, paralelepípedo, concreto impermeável e solo compactado. Os resultados obtidos por meio de simulações de chuvas com intensidade entre 40 mm/h e 112mm/h e 10min de duração, sobre parcelas de 1m^2 , mostraram que o pavimento de bloco vazado praticamente não permitiu geração do escoamento. As superfícies mais eficientes foram as constituídas de blocos vazados, com coeficiente de escoamento de 0,03, e de concreto poroso, com coeficiente de escoamento variando de 0,005 a 0,01. Esses resultados devem ser vistos com cautela, já que parece não haver registros de valores tão baixos na literatura especializada. Entretanto, é importante observar que estas superfícies foram construídas sobre um reservatório de pedras com 15 cm de espessura e que o tempo de simulação fixado foi apenas de 10 min. Por outro lado, o coeficiente de escoamento para o pavimento de concreto impermeável foi 44% superior ao obtido para o solo compactado. Uma análise de custos realizada revelou aumentos em cerca de 45% e 38% para a implantação do concreto poroso e blocos vazados, respectivamente, em comparação ao concreto impermeável.

Pagotto *et al.* (2000) apresentaram os resultados de uma investigação experimental que teve por objetivo avaliar o impacto de um pavimento convencional e um pavimento poroso sobre o escoamento superficial. Foram comparados dados obtidos de uma estrada localizada em Nantes, França, antes e após a substituição do pavimento convencional por asfalto poroso. Os resultados mostraram que os tempos de resposta, em média, foram duas vezes maiores para o pavimento poroso. Os autores comentam que a causa para isso é a capacidade de armazenamento do pavimento poroso que atrasa a descarga de água na saída da área. Esse efeito também torna o esvaziamento da estrada um processo mais gradual, com reduções na vazão máxima produzida e aumento no tempo requerido para descarga no caso do pavimento poroso.

Schlüter *et al.* (2002) avaliaram a eficiência de uma área de estacionamento com 6200 m² revestida com pavimento poroso, na Escócia. O sistema era caracterizado por ter oito tubos perfurados sob toda área pavimentada para a drenagem da água infiltrada. O monitoramento foi feito por seis meses, incluindo a quantificação da precipitação e do escoamento produzido na área. Os resultados mostraram que as porcentagens de volume de escoamento com relação aos volumes precipitados, para os eventos monitorados, ficaram no intervalo de 14,2% a 79,5%. Os autores comentam que esses valores dependem da duração da chuva, total precipitado e precipitação antecedente.

Davis *et al.* (2002) apresentaram os resultados de um estudo de laboratório onde a performance de infiltração de um revestimento permeável com blocos modulares de concreto foi avaliada. Os blocos estudados eram retangulares, maciços e foram assentados sobre uma plataforma móvel de 0,5 m x 0,5 m, cuja inclinação poderia ser variada. Sob os blocos foi colocada uma camada de um material granular com 5 cm de espessura por baixo da qual foi colocado um geotêxtil. Toda estrutura do revestimento foi apoiada em uma malha, através da qual a água infiltrada poderia passar livremente. Os procedimentos experimentais consistiam, basicamente, em aplicar uma quantidade de água controlada ao longo do topo da área revestida com blocos e medir, em recipientes graduados, o volume de água infiltrado ao longo da direção da declividade. O revestimento foi avaliado, inicialmente, para valores de declividade de 1%, 3%, 5% e 10%. Posteriormente, uma espécie de silte foi aplicada manualmente nos espaços entre os blocos, como forma de simular uma condição de obstrução da área permeável. Os resultados mostraram que a

capacidade de infiltração da superfície sem aplicação de silte permaneceu elevada, mesmo para declividades maiores (10%). Além disso, constatou-se que níveis elevados de obstrução por silte limitaram a infiltração e esse efeito piorou ligeiramente com o aumento da declividade. A limpeza mecânica da superfície obstruída por silte melhorou significativamente a capacidade de infiltração do revestimento.

Hunt *et al.* (2002) apresentaram os resultados do monitoramento de um estacionamento de carros na cidade de Kinston, Estados Unidos. A área sob estudo tinha 243m² de um pavimento permeável composto de um sistema de células plásticas preenchidas com grama e 634m² de pavimento de blocos de concreto vazados preenchidos com areia. Dos 50 eventos monitorados em apenas 12 observou-se geração de escoamento superficial. Eles mencionam que a maioria dos eventos de escoamento foi produzida durante períodos de chuva com intensidade média de 43 mm/h e 15 min de duração. Após os doze primeiros meses de monitoramento foi realizada uma manutenção no estacionamento, em que a superfície foi varrida e uma pequena camada de solo foi removida. Após a manutenção, observou-se um aumento na eficiência das superfícies com praticamente nenhuma geração de escoamento, embora o trabalho não mencione a intensidade dos eventos monitorados, apenas a lâmina total precipitada. Com base nisso, os autores recomendam a manutenção desse tipo de superfície uma vez por ano, caso se deseje manter uma alta capacidade de infiltração. Para os eventos monitorados, foram determinados valores de coeficientes de escoamento para o estacionamento de 0,15 a 0,30. Eles mencionam que, pesquisas conduzidas com esse tipo de dispositivo em outra região dos Estados Unidos apresentaram coeficientes de escoamento bastante semelhantes, variando de 0,20 a 0,40.

Brattebo e Booth (2003) avaliaram a eficiência de quatro sistemas de pavimentação permeável, tendo o asfalto tradicional como situação de referência: a) sistema de grades plásticas flexíveis com os vazios preenchidos com grama; b) mesmo sistema anterior com os vazios preenchidos com areia; c) pavimento de blocos de concreto vazado com cerca de 60% de área de cobertura impermeável e com os vazios preenchidos com grama; d) pavimento de blocos de concreto com cerca de 90% de cobertura impermeável, com os espaços entre blocos preenchidos com areia. Foram construídas e monitoradas, para cada tipo, parcelas de 3m x 6m. Os resultados mostraram que nenhuma das superfícies avaliadas gerou escoamento superficial, apontando para o grande potencial desses dispositivos no

controle desse escoamento. Entretanto, esses resultados devem ser interpretados com cautela em virtude dos baixos totais pluviométricos observados, sendo o maior deles de 42 mm de chuva em 14 horas. No Brasil, por exemplo, em regiões como o sul e sudeste, as características das chuvas são bem diferentes, ocorrendo seguidas pancadas com forte intensidade. Por esses motivos, os resultados da pesquisa não podem ser tomados como referência absoluta e reforça a necessidade de avaliar a aplicabilidade desse tipo de solução para diferentes regiões.

Campana e Eid (2003) apresentaram os resultados da avaliação da eficiência de três tipos de superfícies em um estacionamento na cidade de Brasília, Brasil. As superfícies avaliadas foram: superfície de asfalto totalmente impermeável (3200 m²), superfície com blocos vazados (4500 m²) e superfície de chão batido coberto com pedrisco (3200 m²). A superfície com blocos vazados não possuía reservatório de pedras, sendo assentada sobre o próprio substrato, tendo os vazios preenchidos com solo e grama. O monitoramento foi realizado para cinco eventos hidrológicos, contemplando o período de outubro de 2001 a março de 2003. Para cada evento foram medidas a intensidade de chuva e a lâmina escoada de cada superfície. Os resultados mostraram que tanto o chão batido com pedrisco quanto a superfície de blocos vazados são alternativas eficientes para a redução do escoamento. Para uma precipitação de 127 mm/h os coeficientes de escoamento para as superfícies com pedrisco, asfalto e blocos vazados foram de 0,34, 0,99 e 0,50, respectivamente. Tomando como referência o escoamento gerado pela superfície asfaltada, o chão com pedrisco reduziu em até 70% o escoamento, enquanto para os blocos vazados a redução foi de pelo menos 50%. Entretanto, os autores destacam que observaram uma perda de eficiência nas superfícies com blocos vazados, já que imediatamente após a sua construção apenas 30% da precipitação era transformada em escoamento superficial e logo esse valor passou para 50%.

Acioli *et al.* (2005) apresentaram os resultados de seis meses de monitoramento de uma área de estacionamento com 260m² na cidade de Porto Alegre, Brasil, construída com dois tipos de revestimentos permeáveis: asfalto poroso e blocos vazados de concreto. Cada tipo de revestimento foi construído sobre um reservatório de pedras e o monitoramento permitiu, dentre outras coisas, o acompanhamento do volume escoado superficialmente e do armazenamento no reservatório. Os resultados obtidos apontaram para o bom

desempenho hidráulico de ambos pavimentos, com valores baixos de escoamento superficial e armazenamento máximo no reservatório, apesar da baixa capacidade de infiltração do solo subjacente. Para uma precipitação total observada de 115 mm e 59 min de duração, o pavimento de asfalto poroso apresentou um valor de coeficiente de escoamento de 0,07, enquanto que para o revestimento com blocos vazados esse valor foi de 0,09. Verificaram-se, entretanto, valores baixos para taxas de infiltração no solo subjacente, não ultrapassando 4 mm/h.

A partir dos trabalhos mencionados anteriormente, percebe-se que diferentes tipos de superfícies permeáveis têm sido avaliados e de forma geral, os resultados obtidos são bastante favoráveis no que se refere ao controle do escoamento superficial. Entretanto, é importante lembrar que não é possível generalizar os resultados divulgados, pois a eficiência desse tipo depende, fundamentalmente, das características locais como clima, precipitação e tipo de solo.

A tendência geral das pesquisas tem se dado no sentido de avaliar a eficiência das superfícies por meio, basicamente, do monitoramento da precipitação e escoamento superficial gerado. Percebe-se, entretanto, a ausência de estudos que busquem o melhor entendimento sobre o funcionamento desse tipo de dispositivo e sobre os fatores que controlam o seu comportamento. Acredita-se que pesquisas nessa direção poderiam contribuir para uma melhor descrição do comportamento hidrológico dessas soluções, permitindo, por exemplo, a definição de critérios mais seguros para sua implantação e utilização.

2.7 – ASPECTOS SOBRE REGULAMENTAÇÃO DA DRENAGEM URBANA

Nos Estados Unidos, a regulamentação que trata da drenagem urbana está presente em todos os níveis governamentais. A responsabilidade pela execução da regulamentação pode ser atribuída às agências: federal, estadual ou municipal, ou, em alguns casos, às agências regionais.

Diante da importância do escoamento superficial na qualidade da água no meio urbano, a EPA (*Environmental Protection Agency*) conduziu entre os anos de 1979 e 1983 uma

ampla análise das características qualitativas do escoamento de águas pluviais inseridas no NURP (*Nationwide Urban Runoff Program*).

Em 1987, tendo em vista o progresso realizado no controle das fontes pontuais, e o crescimento da consciência nacional sobre o aumento da influência das fontes não pontuais sobre a qualidade da água, novos esforços foram direcionados para o controle da poluição difusa.

Em 1990, a EPA promulgou um regulamento inserido no programa NPDES (*National Pollutant Discharge Elimination System*), representando o mais amplo programa para o controle da poluição de águas superficiais. Esse regulamento exige a obtenção, por parte dos municípios, de uma licença que permita o despejo do escoamento pluvial nos corpos receptores. Em face dessa regulamentação, o município deve desenvolver e implementar planos e programas de gerenciamento de águas pluviais.

A fase I do programa atinge todas as cidades com mais de cem mil habitantes. Os requisitos para a obtenção da licença, por parte da cidade, incluem provar a existência de autoridades locais para supervisionar a execução do regulamento, desenvolver a caracterização do escoamento superficial urbano do município por meio de amostragens, promover a localização de ligações clandestinas de esgotos domésticos no sistema pluvial e desenvolver planos para eliminá-las, descrição de um programa de controle do escoamento e desenvolvimento de uma proposta para gerenciamento de águas pluviais e obtenção de recursos fiscais para implementar o programa.

Em 1999, a EPA expandiu o programa federal com a promulgação da fase II. Essa fase inclui pequenas áreas urbanizadas e atividades de construção que modifiquem entre um e cinco hectares (1 a 5 ha) de terra na obrigatoriedade de desenvolver programas ou planos para o gerenciamento do escoamento superficial (UDFCD, 2002).

A intenção geral do programa é de obrigar todas as cidades atingidas a estabelecerem um programa de BMP (*Best Management Practices*). As BMPs envolvem o controle da qualidade e quantidade da água por parte do município, por meio de medidas estruturais e não-estruturais. O município deve demonstrar que está avançando na busca por atingir

esses objetivos por meio da implementação de um plano de aplicação de BMPs. A penalidade que pode ser imposta é a ação judicial da EPA contra o município.

No Brasil, ainda não existe uma legislação nem um programa específico de drenagem urbana a nível nacional. As legislações que envolvem a drenagem urbana e as inundações em áreas ribeirinhas estão inseridas na legislação que trata da utilização dos Recursos Hídricos, Uso do Solo e Licenciamento Ambiental.

A Constituição Federal Brasileira de 1988, no artigo 21, inciso XVIII, dispõe que compete à União planejar e promover a defesa permanente contra as calamidades públicas, especialmente as secas e inundações. Já o artigo 30 dispõe que compete ao município fiscalizar e executar o serviço quando houver predominância de seu interesse em relação às outras entidades estatais, em face das circunstâncias, lugar, natureza e finalidade do serviço.

Entretanto, os serviços de drenagem, mesmo que ultrapassem o seu limite territorial, serão de competência privativa dos Municípios, conforme disposto no artigo 30, inciso VIII. O artigo 23, inciso IX, estabelece que é competência comum da União, dos Estados, do Distrito Federal e dos Municípios, promover programas de saneamento básico, sendo necessária a criação de lei complementar para fixar normas para a cooperação entre as entidades, buscando o equilíbrio do desenvolvimento e do bem estar em âmbito nacional.

Quanto ao disciplinamento do uso do solo, a lei 6.766 de 19 de dezembro de 1979, em seu artigo 3 menciona que não será permitido o parcelamento do solo, em terrenos alagadiços e sujeitos a inundações, antes de tomadas as providências para assegurar o escoamento das águas.

No contexto da legislação ambiental estão em vigência as seguintes leis federais sobre o assunto:

- Lei nº 5.318 de 26/09/1967: institui a Política Nacional de Saneamento, que contempla os esgotos pluviais e a drenagem urbana (artigo 2º “b”).

- Lei 9.433/97: institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, cria o Sistema Nacional de Gerenciamento dos Recursos Hídricos e regulamenta o inciso XIX do artigo 21 da Constituição Federal. A Lei define os fundamentos do Plano Nacional de Recursos Hídricos, dispondo que a água é um bem de domínio público, constituindo um recurso natural limitado, dotado de valor econômico.

2.7.1 - Ações recentes envolvendo a drenagem urbana no Brasil

De modo geral, os municípios brasileiros possuem legislações que tratam de aspectos relacionados ao uso do solo e às legislações ambientais mas que, dificilmente contemplam a drenagem urbana. Entretanto, nos últimos anos algumas cidades brasileiras mostraram uma preocupação maior no que tange a drenagem, iniciando a construção de uma legislação inserindo de forma específica a drenagem urbana.

A cidade de Belo Horizonte foi uma das primeiras a inserir aspectos relacionados à drenagem urbana em sua legislação. Em 1996, no Plano de Desenvolvimento Urbano, ficou estabelecido que toda área prevista como permeável poderia ser 100% impermeabilizada desde que compensada por uma detenção com volume correspondente a 30 l/m².

O conceito de captação nessa legislação reflete o início de uma abordagem voltada para o controle do escoamento no lote. No entanto, a legislação previa uma exceção, ou seja, que a construção da detenção dependeria do parecer de viabilidade de um engenheiro. A exceção virou regra, pois em geral as empresas obtiveram o parecer e praticamente nenhuma detenção foi construída (Tucci, 2002).

No final do ano de 2000, foi introduzido no código de obras da cidade de Guarulhos – SP um artigo que estabelece a obrigatoriedade de detenção para controle de inundações para áreas superiores a um hectare.

Desde março de 2000, o Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental (PDDUA) da cidade de Porto Alegre - RS prevê que qualquer novo empreendimento deve manter as vazões naturais depois de implantado. O artigo 135, parágrafo 6º, deste plano declara que os empreendimentos de parcelamento do solo na parcela que lhes compete deverão ter na

sua concepção a permanência das condições hidrológicas originais da bacia, por meio de alternativas de amortecimento da vazão pluvial. A legislação tem sido aplicada em todos os novos desenvolvimentos aprovados pelo município desde aquela data.

O Plano Diretor de Drenagem Urbana dessa mesma cidade, desenvolvido pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (IPH/UFRGS), propõe uma nova abordagem, dentro dos conceitos modernos de drenagem urbana, tendo como base de desenvolvimento e de orientação para as medidas propostas os princípios de controle (Tucci, 2002). O Plano tem o objetivo principal de criar mecanismos de gestão da infra-estrutura urbana relacionada com o escoamento das águas pluviais e dos rios na área urbana da cidade. Este planejamento visa evitar perdas econômicas e melhorias das condições de saúde e meio ambiente da cidade.

No desenvolvimento do Plano Diretor de Drenagem Urbana, duas estratégias foram consideradas para o controle dos impactos sobre o escoamento superficial. Essas estratégias foram elaboradas de acordo com o nível de ocupação das regiões e de seus respectivos impactos.

Para novas áreas a serem ocupadas foram recomendadas medidas não-estruturais baseadas numa proposta de regulamentação da drenagem urbana e ocupação dos espaços de risco, visando conter os impactos de futuras ocupações. Essas ocupações contemplam tanto construções em lotes ou áreas já parceladas da cidade (densificação), quanto os novos parcelamentos do solo urbano propostos para a construção de residências, áreas comerciais e industriais.

Na primeira etapa do Plano, foi proposto um decreto municipal para controle da densificação urbana, aprovado no ano de 2002. Alguns dos itens contidos no decreto contemplam os seguintes aspectos principais, relacionados ao controle quantitativo do escoamento superficial:

- vazão específica de saída – o decreto observa que toda ocupação que resulte em superfície impermeável deverá possuir uma vazão máxima específica de saída para a rede pública de águas pluviais menor ou igual a 20,8 l/(s.ha);

- uma equação para cálculo do volume de amortecimento baseado na área impermeável - para terrenos com área inferior a 100 (cem) hectares, quando o controle adotado pelo empreendedor for o reservatório, o volume necessário do reservatório deve ser determinado através da equação: $v = 4,25 AI$, em que v é o volume por unidade de área de terreno em m^3 /hectare e AI é a área impermeável do terreno em %. Para áreas superiores a 100 (cem) hectares o volume de reservação necessário deve ser determinado por meio de estudo hidrológico específico;
- incentivo à adoção de medidas de controle internas ao lote – o decreto especifica que poderá ser reduzida a quantidade de área a ser computada no cálculo do volume, o que implicará numa redução do custo do sistema de drenagem do lote, se forem aplicadas algumas das seguintes ações: aplicação de pavimentos permeáveis (blocos vazados com preenchimento de areia ou grama, asfalto poroso, concreto poroso) - reduzir em 50% a área que utiliza estes pavimentos; desconexão das calhas de telhado para superfícies permeáveis com drenagem - reduzir em 40% a área de telhado drenada; desconexão das calhas de telhado para superfícies permeáveis sem drenagem - reduzir em 80% a área de telhado drenada; aplicação de trincheiras de infiltração - reduzir em 80% as áreas drenadas para as trincheiras.

Além dos itens mencionados, propõe-se que após a aprovação do projeto de drenagem pluvial da edificação ou do parcelamento por parte do Departamento de Esgotos Pluviais (DEP), seja vedada qualquer impermeabilização adicional de superfície. A impermeabilização poderá ser realizada se houver retenção, do volume adicional gerado, de acordo com a equação proposta.

Para as áreas que estão ocupadas foram recomendadas medidas estruturais. Nesse caso, foram desenvolvidos estudos específicos por macrobacias urbanas, visando planejar as medidas necessárias para o controle dos impactos dentro destas bacias sem que as mesmas transfiram para jusante os impactos já existentes. Essa etapa priorizou o uso de armazenamento temporário por meio de detenções.

A cidade de Caxias do Sul também está em fase de estruturação do seu Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU). Este Plano se baseia nos mesmos princípios e estratégias utilizados no PDDU da cidade de Porto Alegre.

Quanto às medidas não-estruturais, as propostas básicas do plano são: modificar os artigos 18º da lei de parcelamento do solo e o 69º parágrafo 2 do código de obras, que recomendam a canalização dos cursos d'água dentro da cidade, e complementar as leis de parcelamento e código de obras, introduzindo o princípio de controle na fonte para reduzir os efeitos da impermeabilização do solo.

Para tanto, o plano propõe a proibição de qualquer alteração no leito dos cursos d'água que modifique suas características naturais e a introdução de um artigo nas normas gerais da Lei de Parcelamento do Solo, declarando que a vazão máxima de saída da drenagem urbana de qualquer parcelamento na cidade deve ser igual ou menor que a das condições naturais pré-existentes na área parcelada.

A proposta de regulamentação inclui:

- a limitação de uma vazão específica de saída para a rede de águas pluviais igual a 41 l/(s.ha), para toda edificação que resulte em superfície impermeável aprovada pelo poder público municipal (art. 1º);
- a manutenção das condições de pré-desenvolvimento no lote ou no parcelamento do solo deve ser demonstrada ao órgão responsável pela drenagem urbana por meio de estudo hidrológico específico;
- a impermeabilização adicional da superfície, após a aprovação do projeto de drenagem urbana da edificação ou do parcelamento, poderá ser realizada se houver retenção do volume adicional gerado;

Apesar dos esforços isolados em alguns municípios, cabe ressaltar que, de forma geral, o setor de drenagem urbana, no Brasil, ainda segue o conceito tradicional. Grande parte das soluções propostas está voltada para a canalização do escoamento. Na maioria das vezes, o

planejamento acontece de forma desconexa aos demais elementos da infra-estrutura e nem sequer são previstos os horizontes de ocupação. Em parte, isso se deve à falta de pesquisas aplicadas para adequação de critérios de uso de outras soluções às condições locais, ao conservadorismo do setor, bem como à sua falta de organização política.

2.8 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O processo de urbanização observado nos grandes centros urbanos, sobretudo nos países em desenvolvimento onde situações mais críticas são observadas, tem contribuído, dentre outras coisas, para o aumento significativo do escoamento de águas pluviais, conduzindo à ocorrência frequente das inundações urbanas.

Diante da necessidade de se buscar soluções preventivas e eficientes para o problema, a utilização de superfícies permeáveis se mostra como uma alternativa, com bons resultados comprovados em diferentes regiões do mundo. Estudos publicados recentemente indicam que essas soluções têm permitido o controle efetivo do escoamento superficial tanto em termos de vazões máximas quanto de volumes escoados, além da melhoria da qualidade da água pluvial.

Entretanto, alguns aspectos ainda são colocados como verdadeiros entraves para uma utilização mais sistemática de superfícies permeáveis como elementos de drenagem urbana. Esses aspectos se referem dentre outras coisas à vida útil desse tipo de solução, a problemas relacionados ao uso de infiltração em áreas urbanas, sobretudo, em função da possibilidade de contaminação das águas subterrâneas, e ao próprio desconhecimento do funcionamento hidráulico dos revestimentos permeáveis.

No Brasil, algumas poucas experiências têm sido conduzidas para avaliar a eficiência de diferentes tipos de superfícies permeáveis, implantadas a partir de diferentes processos construtivos. Os resultados têm sido promissores, entretanto, a maioria dos estudos está concentrada na região sul do país, mais precisamente na cidade de Porto Alegre. Para as demais localidades, ainda há carência de informações sobre a viabilidade de aplicação desse tipo de solução.

Pelos motivos mencionados anteriormente, entende-se que o desenvolvimento de mais estudos envolvendo a aplicação de superfícies permeáveis parece necessário, compreendendo um campo extremamente vasto para pesquisa. Neste contexto, este trabalho pretende contribuir no sentido de avaliar a eficiência de superfícies permeáveis dentro do contexto brasileiro, em particular na região do Distrito Federal. Oportunamente, pretende-se também contribuir no sentido de identificar fatores que possam influenciar predominantemente a infiltração nesse tipo de dispositivo.

3 – DESCRIÇÃO DAS INSTALAÇÕES EXPERIMENTAIS

A parte experimental desenvolvida neste trabalho envolveu, fundamentalmente, a realização de testes de simulação de chuva sobre diferentes tipos de superfícies permeáveis aplicáveis em áreas urbanas, com destaque para dois tipos de revestimentos permeáveis. As superfícies foram materializadas em parcelas de 1m^2 , as quais foram submetidas a testes de simulação de chuva.

Experimentos de simulação de chuva consistem, normalmente, em aplicar uma precipitação artificial, com intensidade e duração pré-determinadas, sobre parcelas devidamente instrumentadas. Além da intensidade de chuva, o escoamento superficial produzido é quantificado. Por diferença entre os volumes precipitados e escoados, pode-se estimar as taxas de infiltração na parcela. É importante ter em mente, entretanto, que a infiltração calculada dessa forma representa, rigorosamente, as perdas totais, ou seja, a infiltração mais parte da precipitação que, eventualmente, pode ficar retida na superfície.

Este estudo envolveu o desenvolvimento de quatro etapas, executadas na seguinte seqüência: construção de um equipamento simulador de chuva; instalação das parcelas experimentais; montagem de um dispositivo para quantificação do escoamento superficial; realização dos testes. Cabe destacar que, em função das atividades desenvolvidas, parte do trabalho experimental teve que ser executado em laboratório, entretanto maior tempo foi dedicado a trabalhos em campo.

Os itens seguintes descrevem em detalhes as etapas desenvolvidas. Entretanto, antes da descrição propriamente dita, o item 3.1 traz uma breve discussão sobre diferentes tipos de simuladores de chuva, seus princípios de funcionamento e destaca alguns inconvenientes encontrados na utilização desse tipo de equipamento. A proposta dessa discussão foi, exclusivamente, embasar o desenvolvimento do simulador utilizado neste trabalho, apresentado no item 3.2.

3.1 – SIMULADORES DE CHUVA

Equipamentos simuladores de chuva foram desenvolvidos, inicialmente, para serem utilizados em estudos de infiltração (alternativamente à utilização de infiltrômetros de duplo-anel) e, posteriormente para estudos de erosão do solo e estudos hidrológicos (Wong, 1993).

Experimentos com chuvas artificiais permitem a aplicação de precipitações de forma controlada, ou seja, intensidade e duração conhecidas, sobre parcelas devidamente instrumentadas. Irurtia e Mon (1994) comentam que esse tipo de técnica permite obter resultados de forma mais rápida, o que nem sempre é possível em condições de chuva natural.

Wong (1993) comenta que um simulador de chuva deve ser projetado para satisfazer três critérios: (i) permitir o controle da precipitação no tempo e no espaço; (ii) reproduzir a distribuição do tamanho das gotas para diferentes intensidades, semelhantes às produzidas por chuvas naturais; e (iii) reproduzir velocidades finais das gotas semelhantes às observadas em chuvas naturais. O autor comenta ainda que os dois últimos critérios são mais importantes em estudos de erosão do solo, enquanto o primeiro é primordial para estudos hidrológicos.

Além dos critérios mencionados anteriormente, alguns aspectos devem ser observados na construção de um simulador. Bhardwaj e Singh (1992), por exemplo, comentam que a maioria dos simuladores desenvolvidos no passado possui custos elevados e são difíceis de serem transportados, tornando as investigações caras e limitadas. Pode-se acrescentar, ainda, dificuldades relacionadas à própria construção e calibração.

Irurtia e Mon (1994) comentam que um parâmetro importante na construção de um simulador é a área da superfície de medição, já que à medida que estas se tornam grandes, o transporte e manejo do equipamento podem se tornar difíceis e o seu custo elevado.

Há, basicamente, dois tipos de simuladores de chuva. Aqueles que produzem a precipitação por meio de mecanismos formadores de gotas e aqueles que utilizam aspersores. Ambos

têm sido utilizados em diversos tipos de estudo, incluindo avaliação de infiltração em solos, determinação de curvas de retenção de água no solo, avaliação de produção de sedimentos por ação da chuva, dentre outros.

Dentre os simuladores dotados de dispositivos formadores de gotas, Bhardwaj e Singh (1992) apresentaram um equipamento de fácil transporte e manuseio, que, posteriormente foi modificado por Singh *et al.* (1999). Nesse equipamento as gotas são produzidas em 95 tubos capilares (0,9 mm) distribuídos uniformemente em uma placa de 10 mm de espessura e 150 mm de diâmetro. Os tubos possuem um alargamento na base passando a 2 mm de diâmetro. Em cada um deles, um fio é posicionado por meio do encurvamento de suas extremidades. Esse mecanismo fornece, então, uma superfície necessária para as gotas se anexarem e crescerem. Basicamente, essa placa é fixada a um cilindro, tendo uma lâmina constante de água sobre sua superfície. A variação dessa lâmina permite, portanto, alterar a intensidade de precipitação simulada entre 100 mm/h e 200 mm/h.

Irurtia e Mon (1994) apresentaram um simulador, semelhante ao construído por Bhardwaj e Singh (1992). O equipamento consiste de um prisma de 1,5 m de altura e 0,25 m de lado. No topo existe uma placa de acrílico cuja base comporta 49 orifícios de 0,5 mm de diâmetro, responsáveis pela formação das gotas. Essa placa se conecta a um reservatório de água, cuja altura da lâmina d'água pode ser variada gerando intensidades de precipitação de até 300 mm/h.

Apesar dos bons resultados apresentados por esses tipos de simuladores, os baixos custos envolvidos na construção e o fácil manuseio e transporte, eles são propostos geralmente para experimentos em áreas muito reduzidas. Além disso, a construção é bastante trabalhosa, exigindo equipamentos de precisão.

Dentre os simuladores que utilizam aspersores, diversos tipos têm sido propostos, incluindo aqueles com aspersores estacionários (sem movimento) e com movimento. Dentre os do primeiro tipo, Wilcox *et al.* (1986) e Cerdà *et al.* (1997) propuseram equipamentos bastante semelhantes para experimentos em terrenos acidentados. O equipamento é formado por um único aspersor conectado diretamente a uma bomba alimentadora por uma tubulação única. A vazão no aspersor, conseqüentemente a

precipitação simulada, é controlada por um registro e a pressão de água monitorada por meio de um manômetro.

Um dos problemas apontados nesse tipo de equipamento é a variação da uniformidade da chuva com a intensidade. Ambos os autores mencionam que a distribuição espacial da chuva diminui quando a pressão de água se afasta de um valor ótimo. Para valores superiores ao ótimo, Cerdà *et al.* (1997) observaram a ocorrência de maior intensidade próximo às bordas da área aspergida e, para valores menores, maior intensidade no centro. Além disso, pode-se acrescentar a necessidade de pressões elevadas (entre 13 mca e 19 mca) para atingir precipitações entre 45 mm/h e 60 mm/h, aproximadamente.

Touma e Albergel (1992) e Örström *et al.* (2002) utilizaram um simulador formado por um aspersor localizado a 4 m da superfície do terreno, que oscila a uma velocidade angular constante. O sistema é abastecido por uma bomba com vazão constante e a intensidade da chuva varia, entre 20 mm/h e 180 mm/h, de acordo com o ângulo de oscilação do aspersor. Esse simulador também foi utilizado por Araújo (1999) em experimentos com chuvas artificiais sobre diferentes tipos de cobertura do solo. Apesar dos bons resultados obtidos nas pesquisas mencionadas, esse tipo de simulador exige uma construção bastante elaborada, já que o seu controle é feito por microprocessadores eletrônico.

Outros tipos de simuladores utilizando aspersão, além dos mencionados anteriormente, também são apresentados na literatura como no trabalho de Silveira e Salvador (2000), Montebeller *et al.* (2001) e Rosolem *et al.* (2003).

Com base na revisão bibliográfica realizada no assunto, partiu-se para o desenvolvimento de um simulador de chuva construído especialmente para esta pesquisa. No item seguinte, detalhes sobre a construção do equipamento são descritos e os resultados da avaliação da performance em laboratório são apresentados.

3.2 – DESENVOLVIMENTO DE UM SIMULADOR DE CHUVA

O simulador de chuva utilizado foi desenvolvido especialmente para esta pesquisa em função da não disponibilidade de um equipamento desse tipo. A construção do

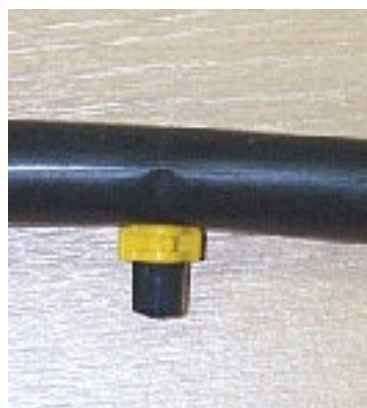
equipamento envolveu várias etapas, a começar pela definição do tipo de dispositivo utilizado para produzir a precipitação, seguindo com a definição da arquitetura do equipamento e a realização de teste em laboratório para determinação das características das precipitações produzidas (intensidade e distribuição espacial).

Para o desenvolvimento do simulador, duas condições foram estabelecidas: o equipamento deveria produzir precipitações uniformes sobre uma área de referência de 1m x 1m (compatível com as dimensões das parcelas avaliadas neste trabalho) e deveria permitir fixar a intensidade de precipitação. Os valores de precipitação requeridos foram especificados, a princípio, entre 0 e 200mm/h, abrangendo um intervalo razoável.

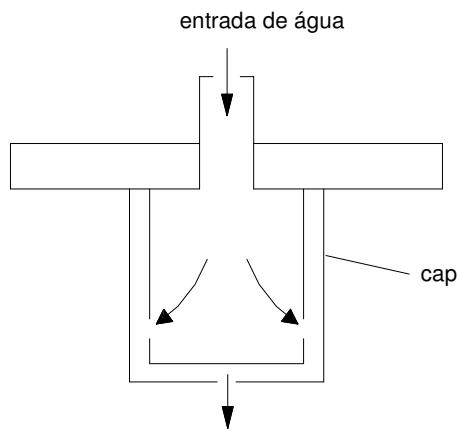
A primeira etapa do desenvolvimento do simulador foi a definição do tipo de dispositivo responsável pela geração da precipitação. Como descrito no item 3.1, geradores de chuvas artificiais são equipados, normalmente, com gotejadores ou aspersores, sendo mais comum o uso do último tipo.

A escolha foi realizada em função de aspectos relacionados à facilidade e custo de aquisição, facilidade no manuseio, e compatibilidade entre a área molhada, a área de referência (1m x 1m) e as vazões (precipitações) produzidas. Para tanto, foram realizados testes com diferentes tipos de dispositivos, de forma individual ou utilizando várias unidades do mesmo tipo. Esses testes serviram para quantificar, aproximadamente, as vazões produzidas e verificar a possibilidade de se atingir os valores de precipitação desejados sobre a área de referência.

Após uma bateria de testes, optou-se pela utilização de um microaspersor disponível comercialmente na cidade de Brasília, apresentado na figura 3.1a. Cabe destacar que o dispositivo possui uma estrutura interna (figura 3.1b) diferenciada dos demais tipos de aspersores testados, com duas cavidades laterais e um cap que permite o confinamento momentâneo do fluxo, evitando a passagem direta da água pelo dispositivo. Esse arranjo acaba introduzindo um movimento circular à água, o que produz o espalhamento do jato e o fracionamento das gotas, causando o aspecto de chuva. Dos dispositivos testados, esse foi o único que permitiu a geração de precipitações sobre áreas pequenas, facilitando a construção e calibração do equipamento, um dos motivos que contribuiu para sua escolha.



(a)



(b)

Figura 3.1 – (a) Microaspersor utilizado; (b) detalhe da estrutura interna.

Após a definição do dispositivo destinado à geração de precipitação, o desenvolvimento do simulador se restringiu à definição de sua arquitetura, ou seja, quantidade de microaspersores, disposição (arranjo) dos microaspersores e definição da altura de posicionamento dos microaspersores com relação ao solo. A arquitetura escolhida, entretanto, deveria produzir valores de precipitações dentro do intervalo desejado e com distribuição uniforme sobre a área de referência (1m x 1m).

Com a finalidade de diminuir o número de variáveis do problema, a altura de posicionamento dos microaspersores em relação ao solo foi fixada em 1,5m. Esse valor foi escolhido, verificando-se para um único microaspersor a altura limite em relação ao terreno a partir da qual não eram observados incrementos significativos de área aspergida.

Para a definição da quantidade e a posição relativa entre microaspersores, foi necessária a realização de testes considerando diferentes arranjos. Esses testes tiveram por finalidade verificar as intensidades de precipitação produzidas e as respectivas distribuições espaciais sobre a área de referência. A figura 3.2 mostra quatro das mais de oito alternativas avaliadas, em que os pontos pretos representam os aspersores e a linha tracejada a área de referência (1m x 1m).

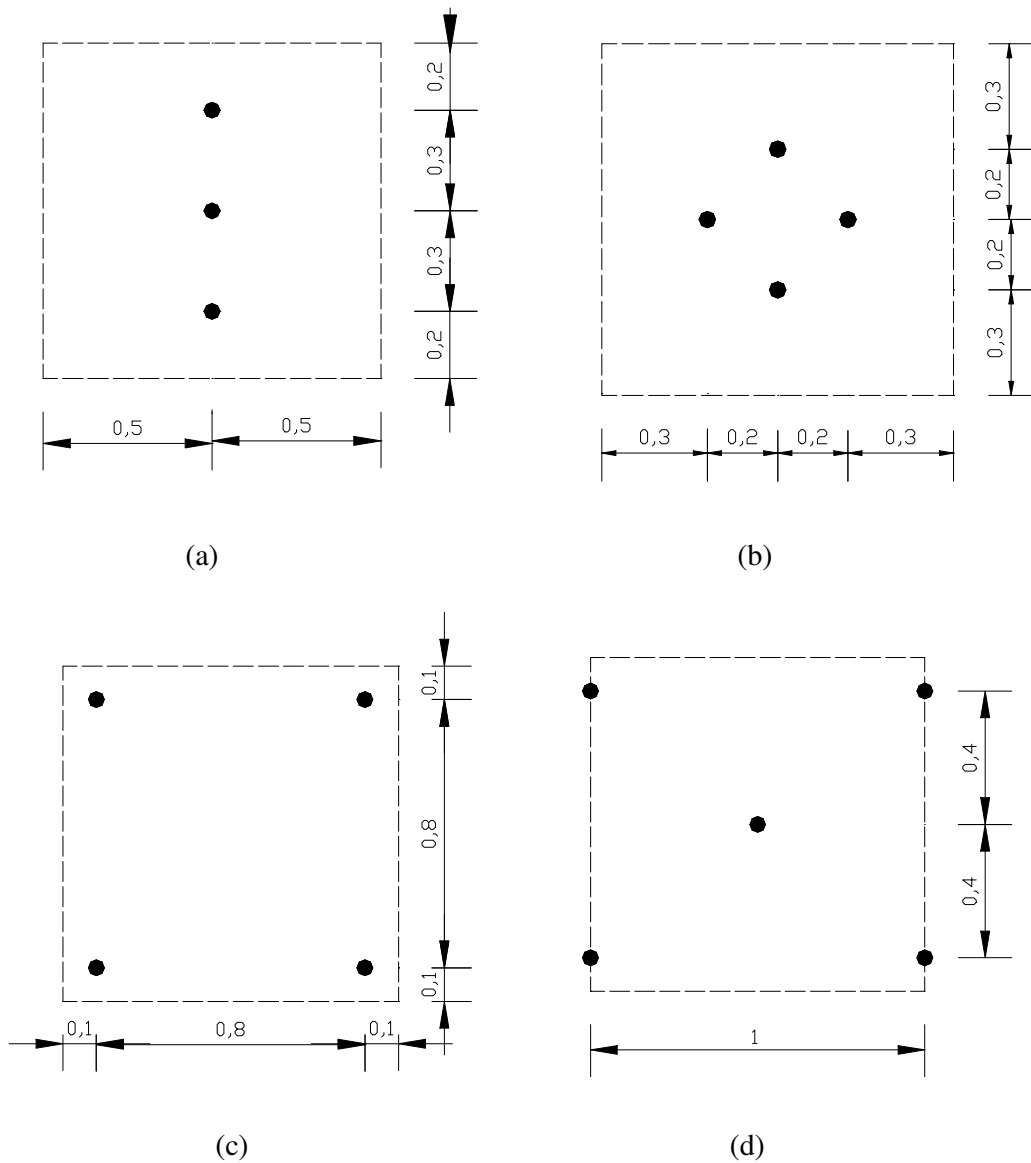


Figura 3.2 – Diferentes tipos de arranjos testados (medidas em metro).

A montagem dos arranjos foi realizada com o auxílio de mangueiras e conexões tipicamente utilizadas na construção de sistemas de irrigação. Para garantir o alinhamento das mangueiras, foi necessário fixá-las a uma base formada por tubos de alumínio.

Os testes consistiram em simular precipitações sobre uma plataforma de 1m x 1m, com recipientes posicionados a cada 20cm, dispostos conforme uma malha quadrada. Para tanto, foi necessária a construção de um suporte metálico de forma a permitir a fixação dos arranjos na altura pré-determinada de 1,5m. A alimentação do conjunto de microaspersores

foi realizada por meio de uma mangueira comum, ligada a um registro principal, conectado à rede pública de abastecimento de água. Para controlar a pressão da água nos dispositivos, um segundo registro, juntamente com um manômetro, foi posicionado entre o conjunto de microaspersores e o registro principal.

Para cada arranjo, foram realizadas diversas simulações, fixando-se a pressão de água no manômetro em diferentes valores, entre 2 m.c.a e 8 m.c.a. As simulações se estendiam por um tempo suficiente para que os níveis de água nos recipientes permitissem a leitura do volume precipitado (aproximadamente 10 min.). Em cada simulação, a intensidade média de precipitação e a uniformidade espacial correspondente foram quantificadas. A uniformidade foi estimada por meio do Coeficiente de Uniformidade de Christiansen (CUC), dado na equação 3.1:

$$CUC (\%) = 100 \left(1 - \frac{S_X}{\bar{X}}\right) \quad (3.1)$$

em que, \bar{X} e S_X representam a média e o desvio padrão dos volumes precipitados em todos os recipientes. Segundo Montebeller *et al.* (2001), diversos pesquisadores consideram que valores de CUC acima de 80% são aceitáveis para a uniformidade de distribuição em simuladores de chuva.

As intensidades médias foram determinadas por meio da transformação dos volumes precipitados nos recipientes em lâminas precipitadas e do cálculo da lâmina média, já que as áreas de influência dos recipientes no limite da plataforma de 1m x 1m eram iguais. Nessa etapa, os testes foram realizados no laboratório de hidráulica da Universidade de Brasília.

Os resultados mostraram que para todas as configurações avaliadas, os valores de CUC se mostraram baixos e variáveis em função da pressão de água nos aspersores. A tabela 3.1 apresenta os resultados para as configurações mostradas na figura 3.2. Os valores de CUC correspondem à pressão de 6 m.c.a, valor que resultou nas melhores uniformidades. Exceto para a configuração com cinco aspersores, os valores de CUC ficaram abaixo de 60%.

Tabela 3.1 – Testes realizados para diferentes configurações com pressão de 6 m.c.a.

Número de aspersores	Precipitação média (mm/h)	CUC (%)
3	45,4	48,5
4 (figura 3.2 b)	77,1	55,9
4 (figura 3.2 c)	34,0	40,4
5	53,6	78,3

Verificou-se que esse comportamento acontecia em função de mudanças no formato e direção dos jatos de água dos microaspersores ao se modificar a pressão. Dessa forma, concluiu-se que não seria possível produzir diferentes intensidades de precipitação, com uniformidades aceitáveis, apenas regulando a pressão da água nos microaspersores, sendo necessária a utilização de arranjos diferentes para simular precipitações diferentes.

Em função dessas observações, surgiu a idéia de movimentar o conjunto de aspersores, de forma a se obter uma melhor distribuição de água por toda a área de referência, melhorando a uniformidade da precipitação, e ao mesmo tempo diminuir a dependência da distribuição espacial com relação à pressão da água nos aspersores.

Inicialmente, optou-se por realizar um teste, introduzindo manualmente uma seqüência de giros ao conjunto com cinco aspersores (figura 3.2d). Durante uma simulação de 10 minutos à pressão de 6 m.c.a, foram realizados três giros de noventa graus, sendo um a cada 2,5 minutos. Cabe esclarecer que esses giros correspondiam a rotações no plano definido pelos microaspersores, ou seja, paralelo ao plano do solo.

Os resultados obtidos mostraram que o CUC aumentou para, aproximadamente, 89%, estando acima do considerado aceitável para simuladores de chuva (80%). Como o resultado foi positivo, resolveu-se acoplar ao simulador um sistema composto de um motor elétrico e um conjunto de polias que permitiu introduzir um movimento contínuo de rotação ao conjunto de microaspersores. A alimentação do motor foi realizada por meio de uma bateria de 12 Volts.

Um dos benefícios trazidos por essa modificação foi a possibilidade de construir uma única linha com aspersores, já que, nessa nova concepção, o movimento circular do conjunto

passou a ser o fator responsável pela uniformização da chuva. A única dificuldade seria determinar o número de aspersores necessários para gerar as precipitações desejadas.

Com essa nova adaptação, uma outra etapa de testes foi realizada para novos arranjos. A melhor configuração obtida foi formada por 22 microaspersores. O espaçamento entre os microaspersores foi variado, sendo de 7,5cm entre aqueles localizados mais ao centro e de 3,75cm entre os periféricos. Além disso, o comprimento total da linha de aspersores foi de 1,2m, ultrapassando o comprimento dos lados da área de referência, o que significa que a chuva gerada extrapola os limites dessa área. Essas foram as soluções encontradas para uniformizar a precipitação nas regiões próximas às bordas da área de referência.

A figura 3.3. mostra a disposição mencionada. A figura 3.4 mostra o esquema do simulador idealizado e a figura 3.5 mostra o simulador em funcionamento. Para essa configuração, os resultados dos testes estão apresentados na figura 3.6.

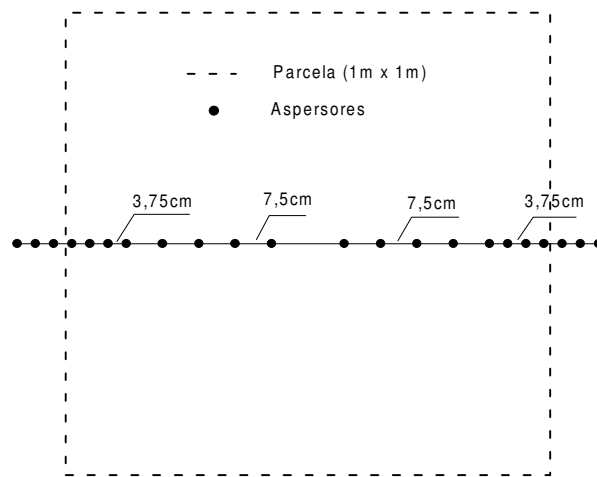


Figura 3.3 – Disposição dos aspersores com relação à área de referência.

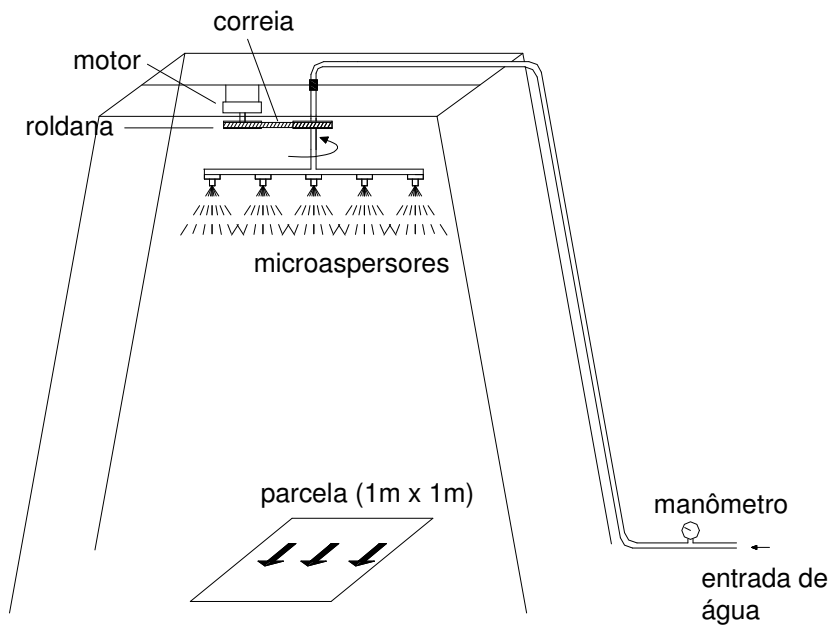


Figura 3.4 – Esquema geral do simulador desenvolvido.



Figura 3.5 – Simulador de chuva em funcionamento.

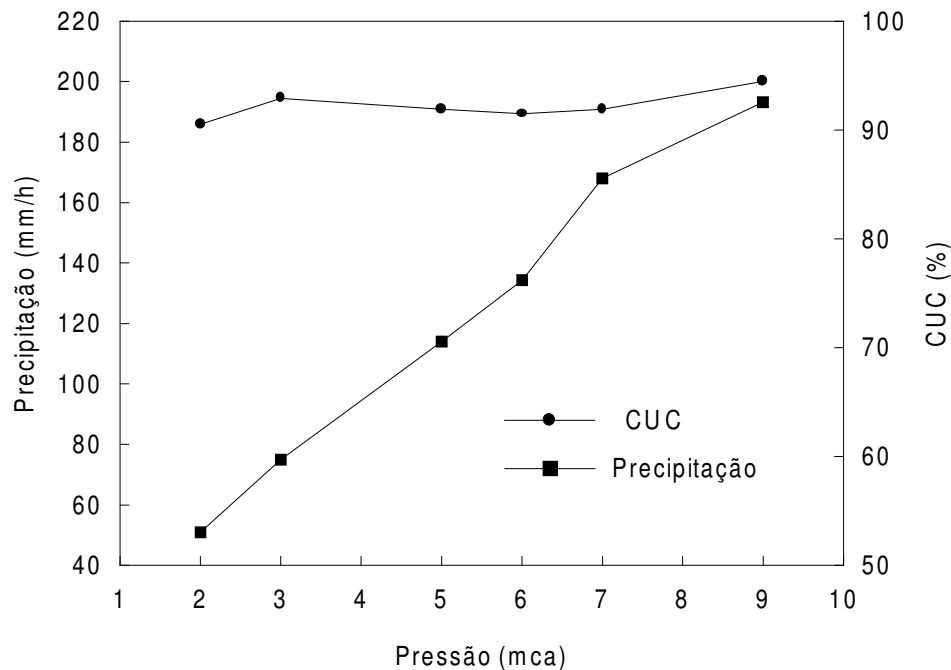


Figura 3.6 – Curva de calibração do simulador.

Como é possível perceber na figura 3.6, a introdução do movimento de rotação permitiu melhorar a distribuição espacial da precipitação em função da pressão nos aspersores. Os valores de CUC para todas as pressões testadas permaneceram praticamente constantes.

Observa-se, ainda, uma ligeira tendência de aumento do CUC com o aumento da intensidade da chuva. No mesmo sentido, foi possível obter um faixa de precipitações razoável apenas variando o valor da pressão.

3.3 – DESCRIÇÃO DOS MÓDULOS EXPERIMENTAIS

Os experimentos de simulação de chuva em campo envolveram quatro tipos de superfícies: (i) superfície revestida com blocos maciços de concreto (BM); (ii) superfície revestida com blocos vazados de concreto (BV); (iii) solo exposto (SE) e (iv) superfície gramada (SG).

As duas primeiras correspondem a dois tipos de revestimentos permeáveis aplicáveis em áreas urbanas. Na superfície revestida com blocos maciços de concreto, a infiltração acontece apenas pelas juntas existentes entre os blocos. Os blocos vazados também são de

concreto. Entretanto, possuem um orifício que após a instalação do revestimento corresponde à fração permeável desse tipo de cobertura.

As superfícies com grama e solo exposto foram tomadas como referência. A primeira foi associada a uma situação de pré-urbanização (natural) e a segunda serviu para avaliar o efeito na retirada da cobertura natural sobre o escoamento.

Para cada tipo de superfície foram montadas parcelas experimentais sobre as quais foram realizados os experimentos. As superfícies revestidas com blocos foram instaladas em módulos de 1,5m x 1,5m. No total, oito módulos foram construídos, divididos em dois grupos com quatro módulos. Os módulos do grupo 1 não tiveram o solo na base (substrato) compactado, preservando-se o estado natural, enquanto que nos módulos do grupo 2 o solo foi compactado.

Em cada grupo, dois módulos foram construídos com blocos maciços e os outros dois com blocos vazados. Entretanto, as declividades de cada par de módulos de mesmo tipo foram variadas, adotando-se uma com inclinação suave, não ultrapassando 2%, e outra com inclinação mais acentuada, maior que 5%. As variações mencionadas foram realizadas na tentativa de avaliar isoladamente efeitos que pudessem interferir na eficiência da superfície com relação à infiltração.

A tabela 3.2 apresenta um resumo das características dos módulos construídos. Para identificar as parcelas foi utilizada uma notação simplificada composta de letras e número, onde: as duas primeiras letras identificam o tipo do revestimento (BM – bloco maciço, BV – bloco vazado, SE – solo exposto, SG – solo gramado); em seguida, a letra C identifica situações em que o substrato foi compactado (para casos sem compactação esse caracter é suprimido); por fim o número que indica a declividade da parcela.

Tabela 3.2 – Tipos de superfícies avaliadas

Grupo	Tipo de superfície	Identificação	Declividade (i)	Solo na base
1	Bloco maciço	BM2	2%	Não compactado
	Bloco maciço	BM7	7%	Não compactado
	Bloco vazado	BV2	2%	Não compactado
	Bloco vazado	BV7	7%	Não compactado
2	Bloco maciço	BMC2	2%	Compactado
	Bloco maciço	BMC6	6%	Compactado
	Bloco vazado	BVC2	2%	Compactado
	Bloco vazado	BVC6	6%	Compactado
Referência	Solo exposto	SE4	4%	----
	Solo gramado	SG6	6%	----

Vale ressaltar que as declividades longitudinais das parcelas (acima de 2%) retratam condições bastante conservadoras. Entretanto, esses valores ocorreram em função do relevo acidentado na área onde as parcelas foram construídas, dificultando a obtenção de superfícies de menor declividade.

3.3.1 - Instalação das parcelas experimentais

A área utilizada para a implantação dos módulos experimentais está situada na cidade de Sobradinho, a 25km da cidade de Brasília. O local faz parte de um condomínio horizontal de aproximadamente 700ha e que possui projeção para 19.000 habitantes. Atualmente (ano de 2005), esse condomínio se encontra na fase inicial de ocupação. A figura 3.7 mostra o local escolhido para a instalação das parcelas.

A área está localizada ao lado de uma rua provisória ainda não pavimentada e sua escolha foi realizada em função da proximidade com relação à rede de distribuição de água do condomínio, viabilizando a realização dos experimentos. É importante destacar, também, que um dos pontos favoráveis foi a boa condição da pressão da água no ponto de captação. Em função do nível máximo de água do reservatório de abastecimento e do pouco uso da rede, era possível fixar pressões de até 10 m.c.a sem a ocorrência de variações expressivas.



Figura 3.7 – Local escolhido para a realização dos experimentos

Os dez módulos apresentados na tabela 3.2 foram instalados em duas etapas, de acordo com os grupos estabelecidos. Os módulos do grupo 1, juntamente com os módulos SE e SG, foram construídos na área mostrada na figura 3.7, enquanto que os módulos do grupo 2 foram instalados na lateral da rua provisória, ficando próximos aos módulos do grupo 1, para garantir algumas condições estabelecidas para os experimentos, descritas no item 3.3.3.

Os módulos com blocos de concreto foram construídos para que as superfícies prontas ficassem no mesmo nível do terreno natural, de modo que os blocos ficassem confinados lateralmente. O procedimento utilizado para a instalação dos blocos foi bastante simples e iniciou por uma escavação no solo de 1,5m x 1,5m com, aproximadamente, 15cm de profundidade. Em seguida, para os módulos do grupo 2, os substratos foram preparados com a realização da compactação manual do solo com auxílio de um soquete. Nos módulos do grupo 1, fez-se apenas a regularização do solo, de forma que a capacidade de infiltração do substrato não fosse reduzida. Acima do substrato foi colocada uma camada de aproximadamente 5 cm de areia e, finalmente, os blocos foram assentados sobre a areia.

Em torno dos módulos do grupo 2 foram construídas cintas de concreto com 8cm de espessura, que serviram para garantir o travamento lateral dos blocos. Esse procedimento foi necessário porque os módulos desse grupo foram submetidos, posteriormente, à

passagem de veículos. Os travamentos das demais parcelas foram feitos no próprio solo. As juntas entre os blocos foram preenchidas com areia. No caso dos blocos vazados, os orifícios também foram preenchidos com areia.

Os módulos com solo exposto e grama não exigiram, naturalmente, nenhum tipo de processo construtivo. Entretanto, em virtude da ausência de uma superfície gramada próxima à área, foi necessário o plantio prévio da vegetação que cobriu uma área de aproximadamente 1,30 m x 1,30 m. Sobre esse espaço, a parcela SG6 foi montada posteriormente. A grama utilizada foi da espécie *Paspalum notatum*, mais conhecida como grama batatais, comum na região do Distrito Federal. A parcela de solo exposto foi instalada sobre o próprio terreno que já se encontrava sem a vegetação natural e, por isso, sua superfície se encontrava bastante compactada.

Para delimitar a área efetiva de cada módulo utilizada nos testes de simulação de chuva, foram construídos quadros formados por quatro chapas metálicas de 10cm de largura e 1m de comprimento. Por questões de facilidade no manuseio e transporte, as laterais dos quadros não foram soldadas e a conexão entre elas foi feita por meio de parafusos.

Em uma das faces dos quadros, destinada a receber o escoamento superficial gerado pela superfície durante os experimentos, foi feito um rasgo de aproximadamente 2 cm para permitir a passagem da água. Abaixo desse rasgo foi adaptada uma calha de PVC para recolher o escoamento e conduzi-lo a um reservatório para armazenamento do volume escoado. Nas demais faces do quadro foram fixadas cantoneiras de alumínio para garantir o alinhamento das chapas e aumentar a área de contato com os pavimentos. A figura 3.8 mostra um esquema dos quadros construídos.

As laterais dos quadros, exceto a face frontal, foram fixadas sobre os módulos com blocos com o auxílio de uma argamassa de cimento e a área de contato entre o quadro e a superfície foi vedada com essa argamassa. Para garantir a ausência de vazamentos e migração de escoamento externo à parcela, a vedação foi reforçada com uma pasta de silicone.

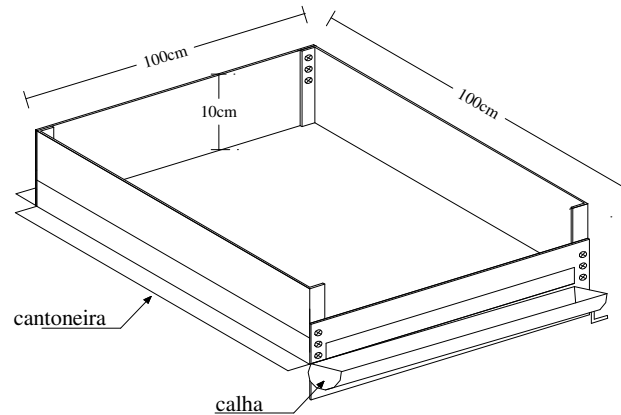


Figura 3.8 – Quadro metálico para delimitação da parcela

Para a fixação da parte frontal ao restante do quadro, foram feitos vários furos na região de encontro com as laterais. Dessa forma, foi possível ajustar a altura da face frontal para que a parte inferior do rasgo coincidissem com a superfície da parcela. A área entre a superfície e a parte frontal do quadro foi rejuntada com uma pasta de cimento. Após a secagem do cimento, a vedação nessa região foi realizada com a aplicação de silicone. As dimensões finais das parcelas experimentais foram de 1m x 1m (figura 3.9).

Os quadros utilizados para a delimitação das parcelas SE4 e SG6 foram semelhantes àqueles mostrados na figura 3.9. As únicas adaptações necessárias foram a retirada das cantoneiras laterais e a fixação da face frontal no mesmo nível das demais faces. Para essas parcelas os quadros foram cravados, aproximadamente, 5 cm no solo.

Na área onde as parcelas foram instaladas, amostras de solo foram coletadas para análise granulométrica em laboratório e classificação segundo as normas da ABNT. O apêndice B mostra os resultados obtidos da classificação, onde se tem nas primeiras camadas (até 35 cm) a predominância de solo argiloso.

Além disso, ensaios de infiltração realizados por Moura (2005) na área onde as parcelas foram implantadas, utilizando o método do infiltrômetro de cilindros concêntricos, apontaram taxas de infiltração finais em torno de 40 mm/h.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.9 – (a) Parcela de blocos maciços de concreto; (b) parcela de blocos vazados de concreto; (c) parcela com solo exposto; (d) parcela com grama.

3.3.2 – Dispositivo para quantificação do escoamento superficial

Para a quantificação do volume escoado superficialmente durante os experimentos, foi utilizado um reservatório para o qual todo o escoamento era direcionado. A quantificação dos volumes escoados foi realizada a partir de leituras do nível da água no reservatório ao longo das simulações e o volume infiltrado foi quantificado por meio do balanço hídrico entre os volumes precipitados e escoados.

O reservatório utilizado foi construído em vidro, com base retangular e dimensões 40 cm x 25 cm, e altura de 60 cm. As arestas do recipiente foram vedadas com silicone e reforçadas com cantoneiras de alumínio de forma a garantir a ausência de vazamentos, aumentar a rigidez do conjunto e evitar o aparecimento de fissuras nos vidros durante o manuseio.

No centro do reservatório, foi fixado um tubo de PVC de 75 mm. O tubo foi posicionado verticalmente, percorrendo toda altura do recipiente. Na região próxima do contato com o fundo do recipiente, o tubo foi perfurado de forma a permitir a entrada de água para o seu interior. As leituras do nível da água no reservatório foram realizadas através desse tubo, como o auxílio de um equipamento específico, descrito em seguida. O tubo funcionou como um tranquilizador, evitando variações do nível da água no seu interior e permitindo maior precisão nas leituras.

Para a realização das leituras dos níveis de água no reservatório foi utilizada uma ponta linimétrica com precisão de leitura de 0,1 mm. Esse equipamento é formado por uma régua metálica graduada (0 a 1,3 m), que pode ser facilmente movimentada através de um dispositivo fixo que serve de referência para a determinação das leituras na régua.

Na extremidade inferior, a régua possui duas hastes de metal que são conectadas por fios de cobre a um sinalizador, localizado junto ao dispositivo de referência. Ao se posicionar as hastes na superfície da água, um circuito elétrico é fechado, sinalizando o momento da leitura do nível da superfície da água. O equipamento possui ainda uma base de metal que permite a fixação do conjunto numa posição definitiva. A figura 3.10 mostra um detalhe do equipamento utilizado.

Para acoplar a régua ao reservatório foi construído um suporte metálico com base quadrada de 30cm de lado. A essa base foi soldado um pórtico de ferro para garantir o manuseio do suporte. Na parte superior do pórtico foram conectadas duas hastes de ferro que serviram para a fixação da régua.

Durante as simulações, o reservatório ficava posicionado sobre a base do suporte, permitindo a movimentação da ponta linimétrica por dentro do tubo de PVC. A figura 3.11 mostra o dispositivo desenvolvido.



(a)



(b)

Figura 3.10 – Régua para leitura do volume escoado fixada a um suporte construído (em vermelho): (a) detalhe da extremidade superior; (b) detalhe da extremidade inferior.



(a)



(b)

Figura 3.11 – Dispositivo para quantificação do volume de escoamento superficial: (a) reservatório e ponta linimétrica acoplados ao suporte metálico; (b) detalhe da parte inferior do conjunto.

Para permitir o recolhimento do escoamento superficial gerado na parcela, o dispositivo era posicionado no interior de uma escavação de aproximadamente 80 cm de altura. A figura 3.12 mostra o posicionamento do dispositivo para quantificação do volume de escoamento superficial no momento da simulação de chuva.

Antes das simulações em campo, o reservatório foi calibrado em laboratório para testar o funcionamento da ponta linimétrica e garantir maior precisão na quantificação dos volumes escoados. Essa calibração consistiu, simplesmente, na colocação de volumes conhecidos de água no reservatório e leitura do nível correspondente. A figura 3.13 mostra o resultado da calibração.



Figura 3.12 – Equipamento para quantificação do volume de escoamento superficial posicionado no local do experimento.

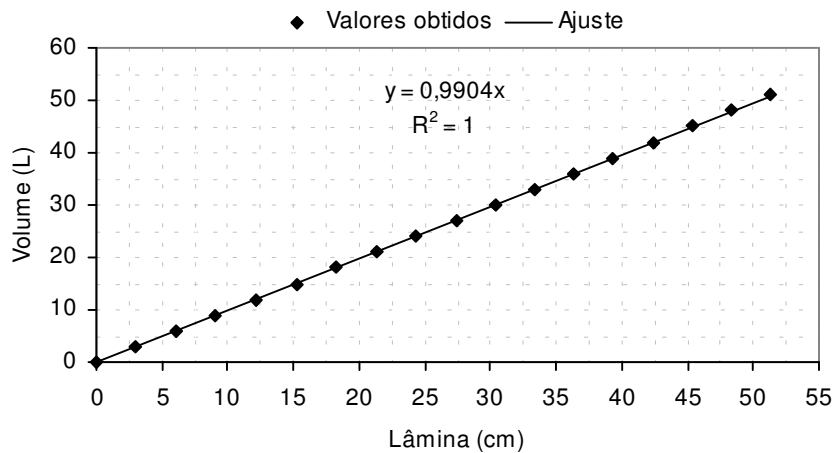


Figura 3.13 – Calibração do reservatório para medição do escoamento superficial.

3.3.3 - Experimentos realizados

Os trabalhos de campo foram realizados entre maio de 2004 e maio de 2005. Entretanto, as instalações experimentais, incluindo os equipamentos desenvolvidos e as parcelas construídas foram testadas a partir do mês de junho de 2004, quando algumas falhas foram percebidas e corrigidas. Apenas a partir do mês de julho de 2004, os experimentos propriamente ditos começaram a ser realizados.

Durante a fase de experimentos, o estudo foi dividido em duas etapas. Na primeira, foram realizadas simulações de chuva sobre as superfícies do grupo 1 e 2 imediatamente após a implantação das parcelas, ou seja, para uma situação correspondente à condição inicial de uso. Durante essa etapa, praticamente não foi registrada a ocorrência de chuvas naturais na região. O intervalo de tempo entre duas simulações numa mesma parcela foi de no mínimo 48 horas, de forma a manter próximas as condições de umidade inicial do solo entre simulações.

Após essa etapa, os quadros metálicos fixados sobre as parcelas do grupo 2 foram retirados, e os respectivos módulos foram submetidos à passagem diária de carros durante 40 dias, de forma a simular uma situação real de uso. Nesse período, todos os módulos do

grupo 1 e 2 também receberam aporte de sedimentos proveniente do escoamento superficial gerado nas áreas vizinhas durante a ocorrência de chuvas naturais. Após esse período, uma segunda etapa de simulações de chuva foi realizada sobre as parcelas de ambos os grupos. As simulações sobre as parcelas com solo exposto e com grama foram realizadas em uma única etapa.

As intensidades de precipitação utilizadas nas simulações foram definidas a partir de experimentos prévios sobre as superfícies com blocos de concreto, onde foi possível identificar valores adequados (nem pequenos demais nem grandes demais) para cada parcela. Para algumas superfícies, sobretudo do grupo 1, observou-se que precipitações inferiores a 60mm/h não produziam escoamento superficial, provavelmente por esse valor estar abaixo da capacidade de infiltração final do solo. Dessa forma, procurou-se utilizar intensidades maiores que permitissem caracterizar o comportamento do escoamento superficial e infiltração ao longo do tempo.

Nesse sentido, dois valores de precipitação foram utilizados: 84mm/h e 120mm/h. Em algumas situações, como para algumas parcelas com BV, foi necessária a simulação de uma chuva mais intensa. Nesse caso utilizou-se uma intensidade de 156mm/h.

3.3.4 - Procedimentos utilizados

Durante a realização dos experimentos, procurou-se seguir um mesmo procedimento padrão para todas as simulações. Em seguida, é feita uma breve descrição dos procedimentos utilizados, com destaque para alguns cuidados julgados importantes e que foram tomados durante as simulações.

O experimento de simulação de chuva iniciava com a preparação da parcela, incluindo a limpeza da superfície e da calha de PVC acoplada ao quadro metálico. Em seguida, o simulador era posicionado sobre a parcela a ser avaliada, procurando-se garantir o alinhamento vertical do centro da linha com microaspersores com o centro da parcela e, ao mesmo tempo, assegurar o nivelamento horizontal do simulador.

Após o posicionamento do simulador, o dispositivo para leitura do escoamento superficial era montado e posicionado em uma escavação no solo, próximo à parcela, tendo sua base nivelada para garantir a leitura adequada do nível de água no reservatório.

Após esses ajustes iniciais, era realizada uma calibração prévia do simulador para se certificar da intensidade de precipitação simulada. Para isso, um recipiente metálico com dimensões idênticas as da parcela (1 m x 1 m) e 10 cm de altura era colocado sobre a mesma. Ao longo das bordas desse recipiente foram fixadas folhas de zinco de 15 cm de largura, de modo que a água aspergida durante o procedimento de calibração não atingisse o interior da parcela.

Com base na calibração do simulador em laboratório, procurava-se, inicialmente, fixar a pressão no manômetro no valor correspondente à precipitação desejada. A partir daí, eram realizadas simulações sobre o recipiente metálico, com a finalidade de quantificar a vazão de água aplicada sobre a parcela. Caso a precipitação não correspondesse àquela desejada, um pequeno ajuste na pressão era realizado, seguido de uma nova simulação. Esse procedimento era repetido até que a pressão fixada produzisse a precipitação desejada.

Após o ajuste da pressão, o recipiente metálico era retirado, dando-se início à simulação sobre a superfície. Nesse instante, um anteparo era colocado sobre a calha coletora de escoamento superficial para evitar que a chuva aplicada atingisse diretamente a sua superfície, permitindo o recolhimento apenas do escoamento gerado pela superfície.

Durante os testes, as leituras do nível de água no reservatório eram realizadas a cada 30 segundos e as simulações se estendiam até que a diferença entre leituras consecutivas se tornasse constante, ou seja, o escoamento superficial produzido atingisse a condição de equilíbrio (valor constante).

É importante ressaltar que durante os experimentos a área ocupada pelo simulador era protegida por um anteparo para minimizar o efeito do vento sobre a chuva gerada. Em função das fortes rajadas, comuns na região onde foram realizados os experimentos, foi necessária a construção de uma barraca formada por uma estrutura de ferro e folhas de

madeirite. Para permitir a movimentação da barraca, foram fixados quatro eixos à estrutura de ferro e foram acopladas rodas do tipo das utilizadas em carrinhos de mão.

3.3.5 – Análise dos dados

3.3.5.1 – Tratamento inicial

O tratamento inicial dos dados experimentais se resumiu em transformar as leituras de nível de água no reservatório, obtidas manualmente, em arquivos eletrônicos de forma a facilitar o manuseio dos mesmos. Naturalmente, a análise foi seguida pela verificação da consistência dos dados e, posteriormente, pela quantificação dos processos estudados: escoamento superficial e capacidade de infiltração ao longo do tempo.

Em virtude das leituras terem sido obtidas de forma manual e do intervalo entre leituras ter sido bastante curto (30 segundos), foi inevitável a ocorrência de falhas e erros. A análise de consistência dos dados teve como objetivo identificar graficamente as falhas e os erros cometidos durante as leituras. Os dados inconsistentes identificados foram desprezados de forma a se obter uma série de valores coerentes.

A quantificação do escoamento superficial foi feita por meio da transformação das leituras dos níveis de água no reservatório em volume escoado e, posteriormente, em lâminas escoadas, tomando com referência a área de 1 m^2 , correspondente às áreas das parcelas. A estimativa das capacidades de infiltração ao longo do tempo foi realizada a partir da diferença entre as lâminas precipitadas e escoadas. Nessa etapa, também foram determinados os coeficientes de escoamento para cada simulação realizada. Esse valor foi calculado pela relação entre os volumes totais escoados e precipitados.

3.3.5.2 – Ajuste do modelo de Horton aos dados experimentais

Para representar matematicamente o processo de infiltração das superfícies avaliadas, o modelo de Horton foi ajustado aos dados observados. A opção por esse modelo foi função de seu largo uso em algoritmos para a determinação de chuva efetiva em modelos de

simulação do tipo chuva-vazão, e por permitir facilmente o ajuste de seus parâmetros a partir de dados experimentais de campo. O modelo de Horton é expresso na equação 3.2:

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \quad (3.2)$$

em que: $f(t)$ = capacidade de infiltração no instante t (mm/h)

f_c = capacidade de infiltração final (mm/h)

f_0 = capacidade de infiltração com solo seco (mm/h)

k = constante de decaimento da capacidade de infiltração (h^{-1})

t = tempo (h)

Para os ajustes, o parâmetro f_c da equação foi determinado a partir dos dados experimentais como sendo a taxa final de infiltração para a condição permanente de infiltração. O valor de f_0 também foi obtido diretamente dos experimentos, correspondendo à taxa de infiltração no momento em que é atingida a saturação superficial e começa a haver escoamento superficial.

Estabelecidos f_c e f_0 , o valor de k foi encontrado por meio de ajuste da equação 3.2 aos dados observados. Esse ajuste foi realizado por um processo de mínimos quadrados, buscando-se a minimização da soma dos quadrados das diferenças entre os valores observados e os valores fornecidos pelo modelo.

4 - RESULTADOS OBTIDOS E DISCUSSÕES

Neste item estão apresentados os resultados obtidos na fase experimental deste trabalho. De um total de 60 simulações de chuva realizadas, os resultados de 42 foram efetivamente utilizados. Para não tornar o texto repetitivo, apenas os resultados de algumas são mostrados em detalhes. As demais estão apresentadas no anexo A. É importante destacar, inicialmente, que nas análises que se seguem, as infiltrações calculadas representam, rigorosamente, as perdas totais, ou seja, a infiltração mais a parte da precipitação que, eventualmente, possa ter ficado retida na superfície.

4.1 – PARCELAS DE SOLO EXPOSTO E GRAMA

As simulações realizadas nas parcelas SE4 e SG6 (tabela 3.2, item 3.3) aconteceram entre os dias 05/05/2005 e 16/05/2005. Esse período coincidiu com o início da estação seca para a região do Distrito Federal e, portanto, não foram registradas ocorrências de chuvas naturais na área dos experimentos. Entretanto, o período sem chuva antes da data de início das simulações foi de apenas 6 dias. Para as parcelas SE4 e SG6 foram realizadas oito simulações, quatro em cada parcela. As tabelas 4.1 e 4.2 apresentam os resumos dos testes.

Tabela 4.1 – Simulações realizadas na parcela SE4

	Simul. 1.1	Simul. 1.2	Simul. 1.3	Simul. 1.4
Data	05/05/2005	10/05/2005	12/05/2005	16/05/2005
Precipitação (mm/h)	120	156	120	156
Duração (min)	31	25	25	26
Volume escoado (L)	35,33	33,72	31,43	39,29
Volume precipitado (L)	62,0	65,0	50,0	67,6
C_{esc}	0,57	0,52	0,63	0,58

Tabela 4.2 – Simulações realizadas na parcela SG6

	Simul. 1.1	Simul. 1.2	Simul. 1.3	Simul. 1.4
Data	05/05/2005	10/05/2005	12/05/2005	16/05/2005
Precipitação (mm/h)	120	156	120	156
Duração (min)	55	60	60	50
Volume escoado (L)	26,59	26,31	27,75	28,48
Volume precipitado (L)	110,0	156,0	120,0	130,0
C_{esc}	0,24	0,17	0,23	0,22

As figuras 4.1 e 4.2 mostram em detalhes os resultados obtidos para as simulações 1.1.

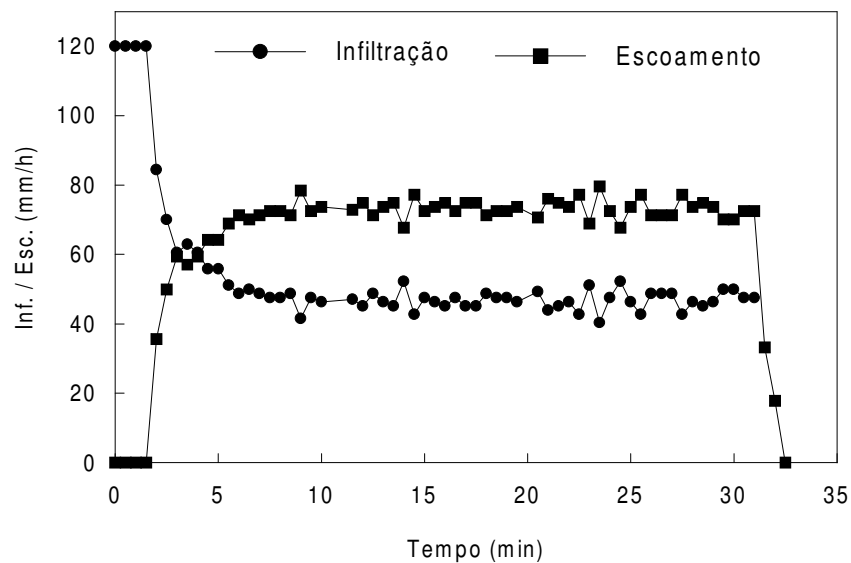


Figura 4.1 - Resultados da simulação 1.1 para SE4.

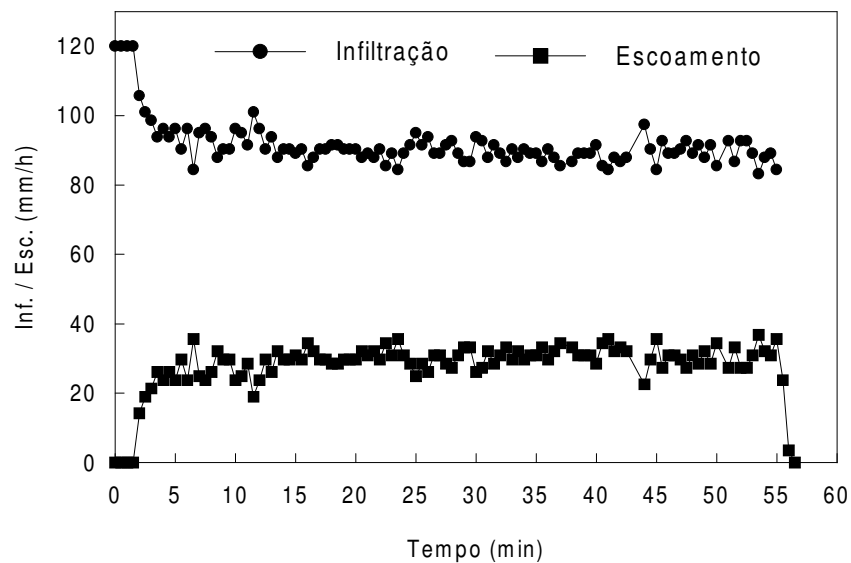


Figura 4.2 - Resultados da simulação 1.1 para SG6.

Como é possível observar, os resultados apresentam ocorrência nítida de flutuações nos dados experimentais obtidos. Essas flutuações aparecem em todas as simulações realizadas neste estudo e aconteceram, provavelmente, devido a pequenas variações observadas na pressão da água no simulador durante os testes e das próprias imprecisões nas leituras das

lâminas escoadas. Mesmo assim, é possível identificar claramente a evolução dos processos de escoamento e infiltração, tanto na fase transitória quanto na fase permanente.

Para ambas as parcelas, a produção de escoamento superficial só aconteceu 1,5 min após o início da simulação. Os valores de coeficiente de escoamento variaram ligeiramente com as intensidades de precipitação aplicadas. Para a parcela SE4 o valor médio do coeficiente de escoamento foi 0,58, enquanto que para a parcela SG6 esse valor ficou em torno de 0,22. Essa diferença retrata o efeito significativo causado pela retirada da cobertura natural do solo sobre a produção de escoamento superficial.

Com relação à infiltração, os resultados apresentados nas figuras 4.3 e 4.4 mostram que para intensidades de chuva iguais, o comportamento de cada parcela na fase transitória foi semelhante. Para a parcela de grama, entretanto, não foi possível caracterizar nitidamente essa fase. As modificações provocadas no estado natural do solo durante o procedimento de plantio da vegetação acabaram alterando a sua capacidade de infiltração, favorecendo a ocorrência de valores finais elevados. Dessa forma seria necessário simular precipitações com intensidades bastante elevadas para caracterizar a fase transitória, fora do intervalo permitido pelo simulador.

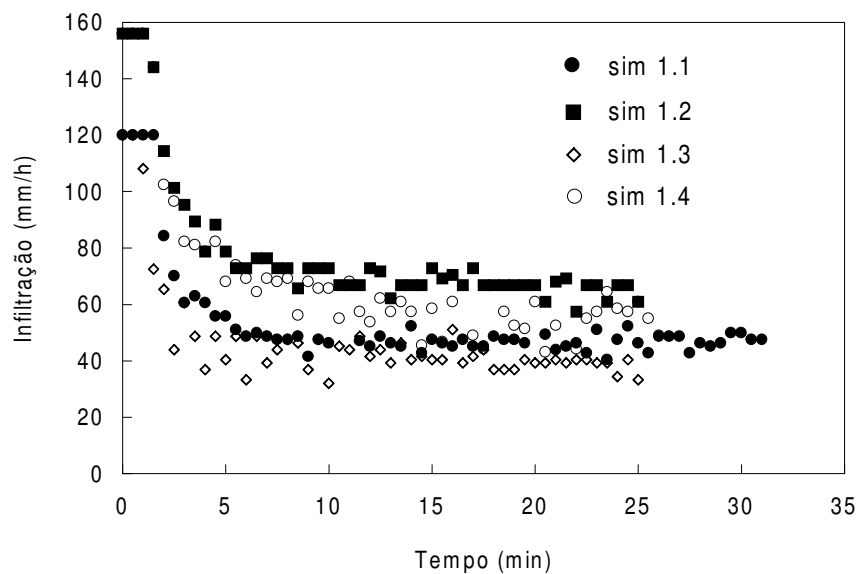


Figura 4.3 - Comportamento da infiltração para as simulações na parcela SE4.

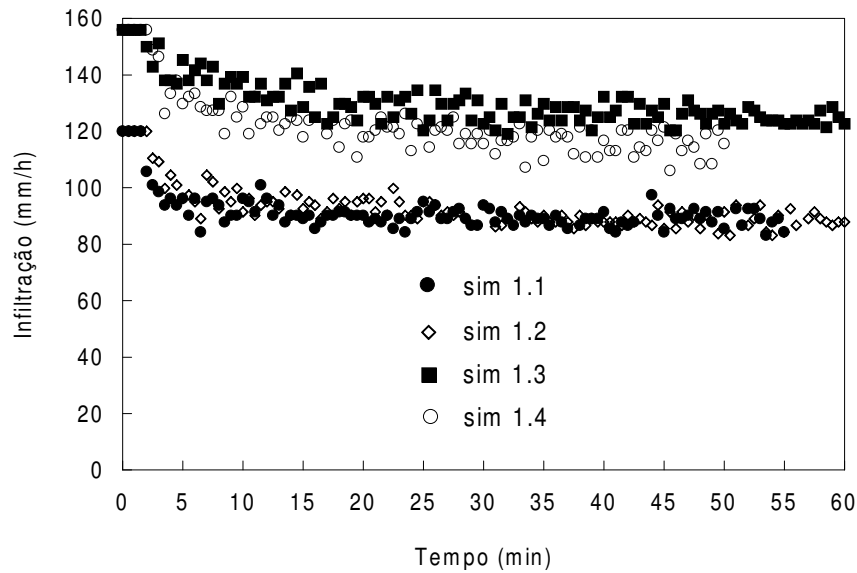


Figura 4.4 - Comportamento da infiltração para as simulações na parcela SG6.

Na fase permanente, os valores finais de capacidade de infiltração (f_c) variaram em função da intensidade de precipitação, conduzindo à dispersão observada. A parcela SE4 apresentou valores de f_c acima de 40 mm/h, enquanto que para a parcela SG6 esse valor foi superior a 85 mm/h, mostrando um comportamento bastante favorável dessa última com relação ao controle na produção de escoamento superficial.

Para representar matematicamente o processo de infiltração para as parcelas SE4 e SG6, o modelo de Horton foi ajustado às simulações 1.1, resultando nas seguintes equações:

$$\text{SE4: } f(t) = 47,2 + (367,8 - 42,7)e^{-59,3t} \quad (4.1)$$

$$\text{SG6: } f(t) = 88,3 + (173,5 - 88,3)e^{-39,6t} \quad (4.2)$$

com t em (h) e $f(t)$ em (mm/h). Os ajustes estão apresentados nas figuras 4.5 e 4.6. Como é possível observar, um ajuste mais adequado foi possível para a parcela SE4, em virtude da maior quantidade de pontos experimentais disponíveis na fase transitória. Para a parcela SG6, o ajuste foi razoável, mas com pouca representatividade para a fase inicial de decaimento da infiltração, em função da quantidade de pontos experimentais disponíveis.

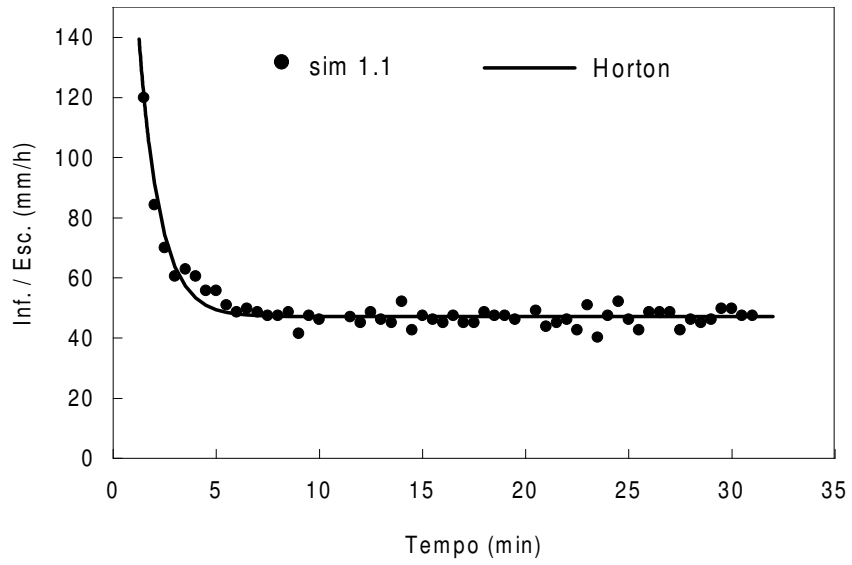


Figura 4.5 - Ajuste do modelo de Horton para a parcela SE4.

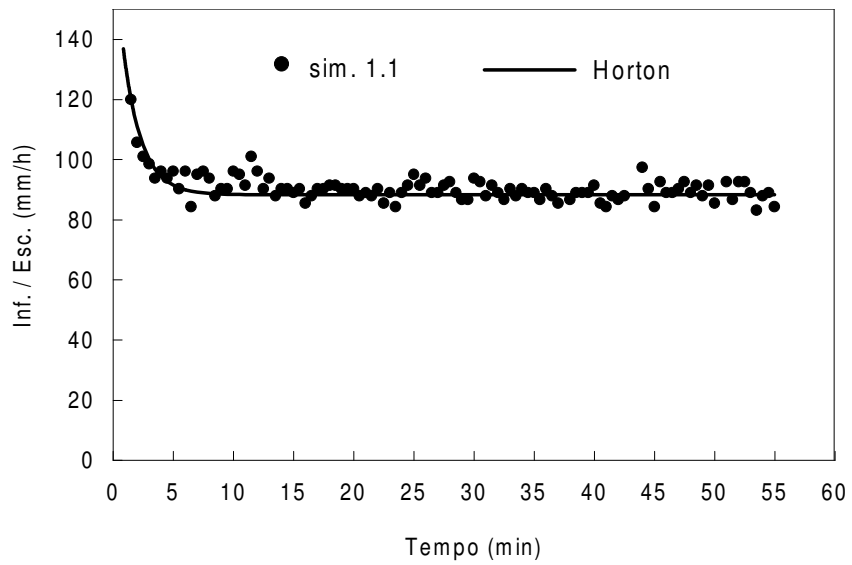


Figura 4.6 - Ajuste do modelo de Horton para a parcela SG6.

4.2 – PARCELAS REVESTIDAS COM BLOCOS – PRIMEIRA ETAPA

4.2.1 – Parcelas do grupo 1

Para as parcelas BM2 e BM7 foram realizadas três simulações nessa primeira etapa. As tabelas 4.3 e 4.4 apresentam os resumos dos testes. As figuras 4.7 e 4.8 mostram em detalhes os resultados obtidos para as simulações 1.2 e 2.1.

As simulações realizadas coincidiram com o período de seca para a região do Distrito Federal, correspondendo à situação de baixa umidade das camadas superiores do solo. Em todos os experimentos, exceto para a simulação 2.3, não foram registradas precipitações durante os 60 dias que antecederam os testes. No caso da simulação 2.3, ocorreu um total precipitado de 8,4 mm, 11 dias antes do teste.

Tabela 4.3 – Simulações realizadas na parcela BM2

	Simulação 1.1	Simulação 1.2	Simulação 1.3
Data	12/08/2004	23/08/2004	25/08/2004
Precipitação (mm/h)	120	120	84
Duração (min)	25	35	36
Volume escoado (L)	19,29	26,56	6,77
Volume precipitado (L)	50,0	70,0	50,44
C _{esc}	0,39	0,38	0,13

Tabela 4.4 – Simulações realizadas na parcela BM7

	Simulação 2.1	Simulação 2.2	Simulação 2.3
Data	25/08/2004	27/08/2004	09/09/2004
Precipitação (mm/h)	120	84	60
Duração (min)	35	35	36
Volume escoado (L)	48,93	30,25	17,18
Volume precipitado (L)	70,0	49,0	36,0
C _{esc}	0,70	0,62	0,48

Para ambas as parcelas, os valores de coeficiente de escoamento variaram com as intensidades de precipitação aplicadas. Entretanto, a parcela BM2 apresentou um comportamento bastante favorável com relação ao controle do escoamento superficial, com valores de coeficientes de escoamento abaixo de 0,45, inferiores aos obtidos para a parcela SE4, ou seja, para a condição de solo exposto.

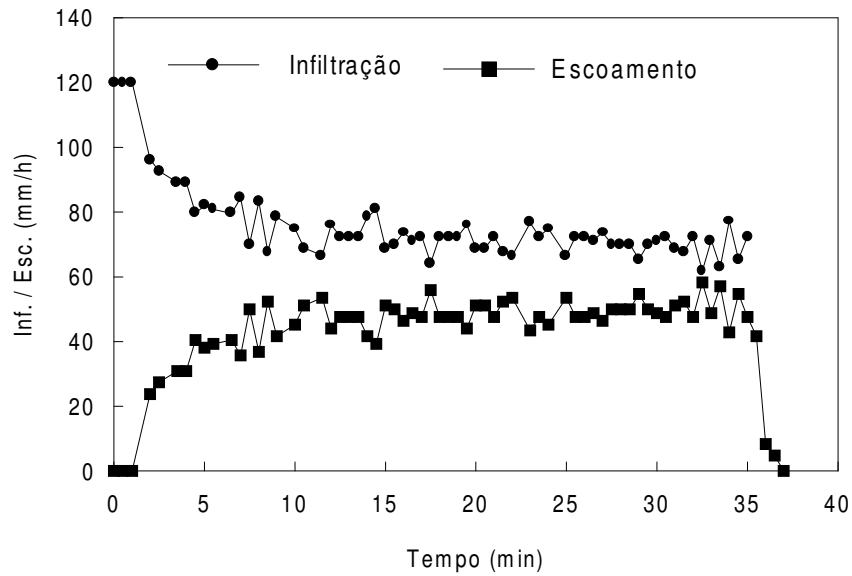


Figura 4.7 – Resultados da simulação 1.2 para BM2.

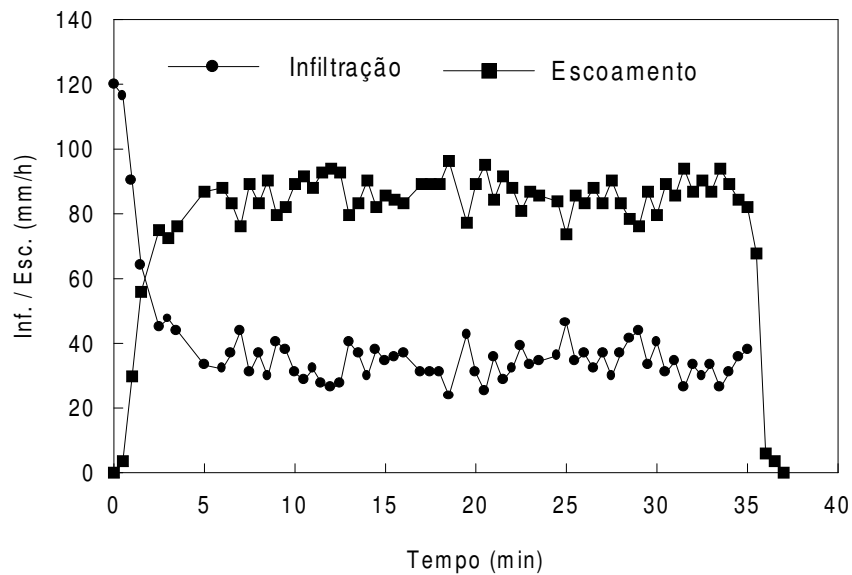


Figura 4.8 – Resultados simulação 2.1 para BM7.

Para a simulação 1.2 (figura 4.7), observa-se que o início do escoamento superficial só aconteceu após um minuto de simulação e a capacidade de infiltração apresentou um decaimento bastante suave estabilizando próximo a 70mm/h. Apesar da pouca área disponível para infiltração, os resultados apontam para a boa eficiência desse tipo de cobertura no controle do escoamento superficial. Entretanto, cabe ressaltar que a condição

inicial de uso e a ausência de compactação do substrato devem ter contribuído para os bons resultados observados.

A parcela BM7 apresentou comportamento bastante diferente do observado para BM2. Como era de se esperar, o aumento da declividade longitudinal piorou a eficiência da superfície. O tempo de resposta da superfície diminuiu, e a produção de escoamento superficial começou logo após o início da simulação. Os coeficientes de escoamento observados foram mais elevados, atingindo valores acima de 0,7, cerca de três vezes maior do que o obtido para a grama e duas vezes maior que o obtido para a parcela BM2.

As figuras 4.9 e 4.10 mostram os resultados de infiltração obtidos nos experimentos realizados sobre as parcelas BM2 e BM7. Em cada uma das parcelas a tendência de decaimento da infiltração foi bastante semelhante para as diferentes simulações realizadas. É possível identificar a formação de um patamar constante na fase permanente com pouca dispersão em torno dos valores finais de infiltração.

Nitidamente, a parcela BM7 apresentou um decaimento da capacidade de infiltração bem mais acentuado que a BM2, estabilizando-se em torno de 35mm/h, metade do valor observado para BM2. Esses resultados evidenciam uma influência predominante da declividade na infiltração desse tipo de superfície, levando a comportamentos bastante diferenciados.

Nesse caso, foram escolhidas a simulação 1.2 e a simulação 2.1 para representarem o processo de infiltração para as parcelas BM2 e BM7, respectivamente. Para esses dados, o modelo de Horton foi ajustado e resultaram nas seguintes equações:

$$\text{BM2: } f(t) = 72,1 + (145,5 - 72,1)e^{-25,6t} \quad (4.3)$$

$$\text{BM7: } f(t) = 34,4 + (120,0 - 34,4)e^{-35,5t} \quad (4.4)$$

com t em (h) e $f(t)$ em mm/h. Os modelos ajustados estão apresentados nas figuras 4.11 e 4.12. As qualidades dos ajustes foram analisadas visualmente e, neste caso, pode-se perceber que os resultados foram bastante satisfatórios para ambas as fases do processo de infiltração.

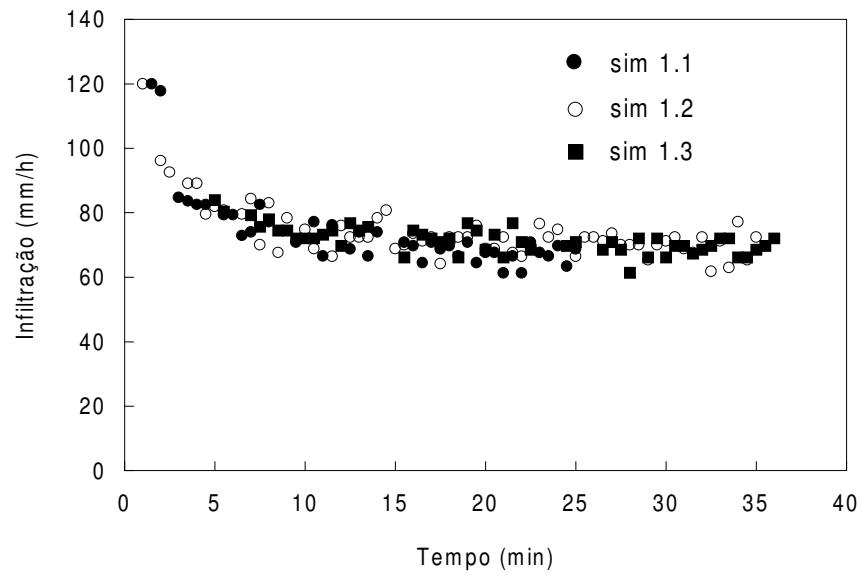


Figura 4.9 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BM2.

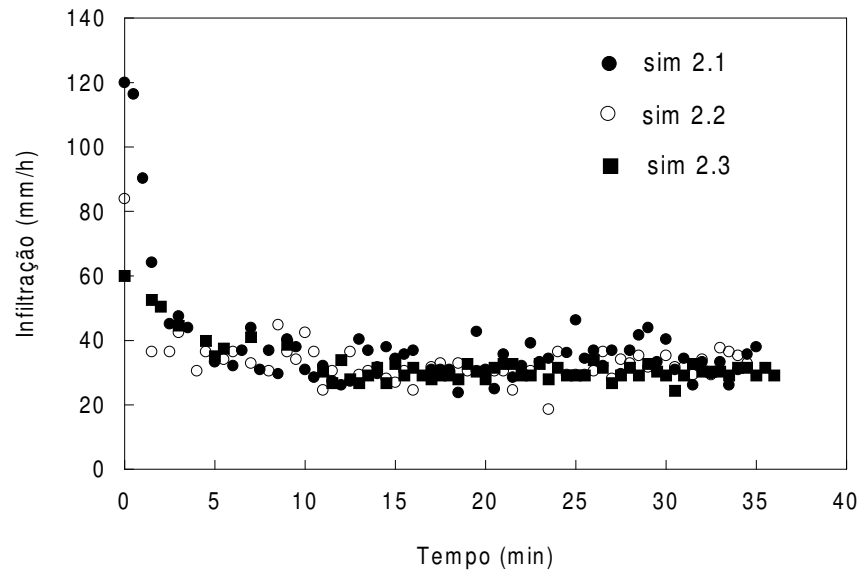


Figura 4.10 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BM7.

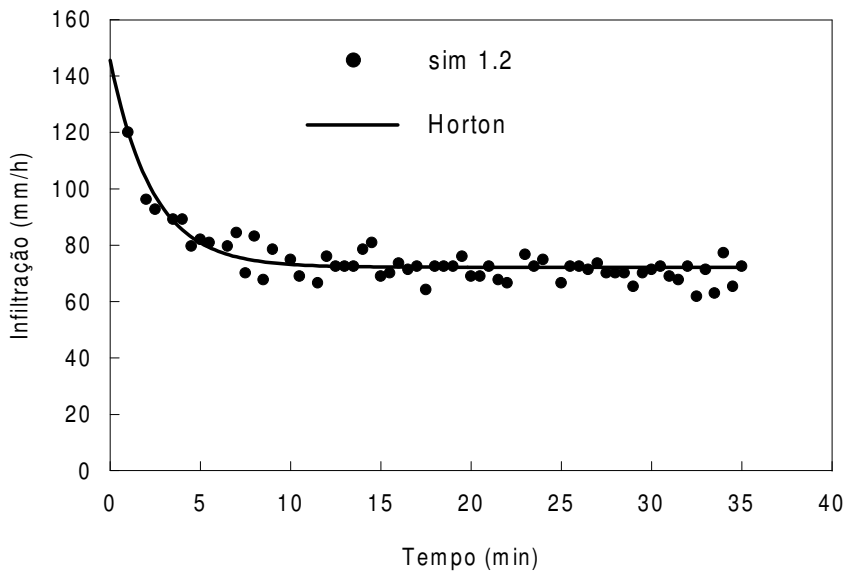


Figura 4.11 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BM2.

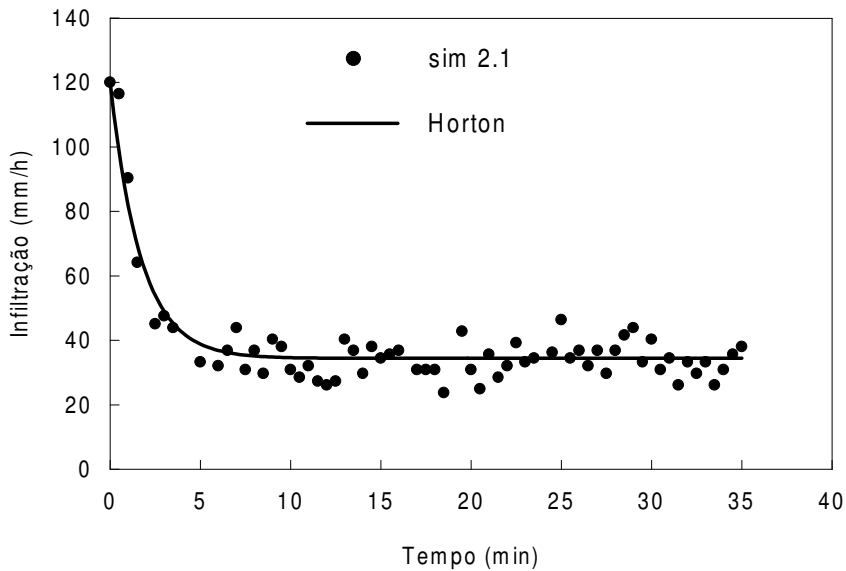


Figura 4.12 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BM7.

Com relação às superfícies com blocos vazados, foi simulada, inicialmente, uma precipitação de 120 mm/h por um período superior a uma hora sobre as parcelas BV2 e BV7. Nesse caso, não foi observada a geração de escoamento superficial em qualquer das parcelas. Em função desse resultado, tentou-se simular uma precipitação com intensidade mais elevada, procurando um valor próximo ao limite superior produzido pelo simulador.

Nesse sentido foram aplicadas precipitações de 156mm/h sobre as parcelas. Entretanto, após simulações com durações superiores a duas horas de duração, novamente não foi observada geração de escoamento superficial, mesmo para a parcela BV7 com declividade bastante acentuada.

A quantidade significativa de área permeável, a condição inicial de uso e a ausência de compactação da base certamente favoreceram para a boa eficiência observada dessas superfícies.

4.2.2 – Parcelas do grupo 2

As simulações nas parcelas do grupo 2 foram realizadas entre os dias 30/08/2004 e 29/09/2004. Durante os 60 dias que antecederam o início das simulações foi registrado apenas um total precipitado de 8,4 mm no dia 29/08/2004.

Com relação ao revestimento com blocos maciços e compactados, foram realizadas três simulações para as parcelas BMC2 e BMC6, conforme apresentado nas tabelas 4.5 e 4.6. As figuras 4.13 e 4.14 mostram em detalhes a evolução dos processos de escoamento e infiltração para as simulações 3.1 e 4.1.

Tabela 4.5 – Simulações realizadas na parcela BMC2

	Simulação 3.1	Simulação 3.2	Simulação 3.3
Data	30/08/2004	01/09/2004	03/09/2004
Precipitação (mm/h)	120	84	60
Duração (min)	30	35	36
Volume escoado (L)	41,63	25,91	17,21
Volume precipitado (L)	60,0	49,0	36,0
C _{esc}	0,69	0,53	0,48

Tabela 4.6 – Simulações realizadas na parcela BMC6

	Simulação 4.1	Simulação 4.2	Simulação 4.3
Data	01/09/2004	03/09/2004	29/09/2004
Precipitação (mm/h)	120	84	120
Duração (min)	35	33	45
Volume escoado (L)	43,06	15,67	47,44
Volume precipitado (L)	71,0	46,2	89,0
C _{esc}	0,61	0,34	0,53

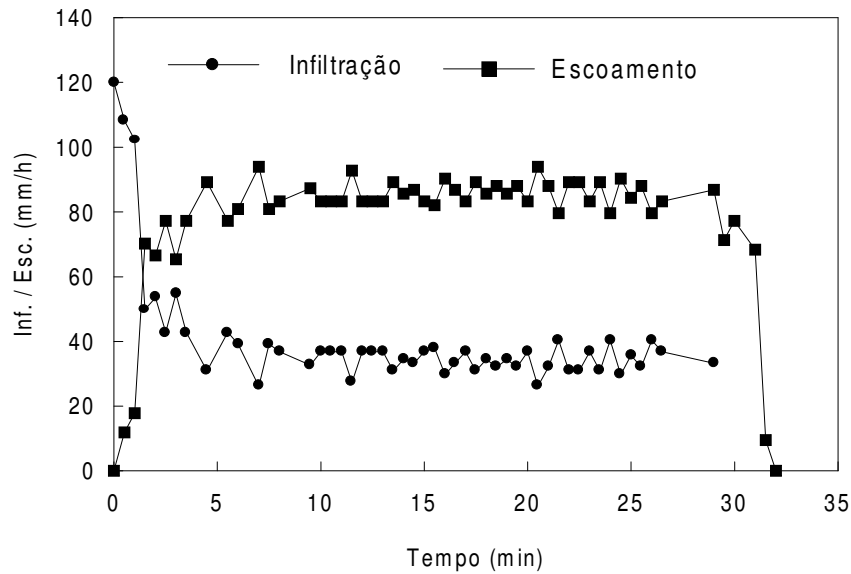


Figura 4.13 - Resultados da simulação 3.1 para BMC2.

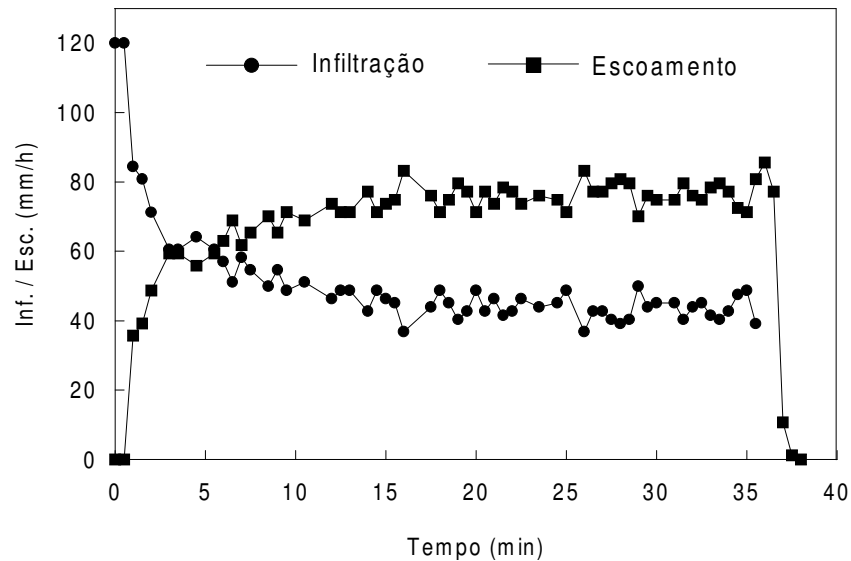


Figura 4.14 – Resultados da simulação 4.1 para BMC6.

Os resultados observados foram contrários aos obtidos para as parcelas BM2 e BM7 do grupo 1. Apesar de ter uma declividade longitudinal significativamente maior, a parcela BMC6 apresentou valores de coeficientes de escoamento inferiores aos obtidos para BMC2. Contrariando o esperado, nas figuras 4.13 e 4.14, é possível observar que a parcela BMC6 apresentou um decaimento mais suave da capacidade de infiltração, atingindo um valor final superior ao observado para BMC2, em torno de 50mm/h, enquanto que para

BMC2 esse valor ficou próximo a 35mm/h. Esse comportamento se evidencia nas figuras 4.15 e 4.16 que mostram o comportamento global da infiltração para as simulações realizadas.

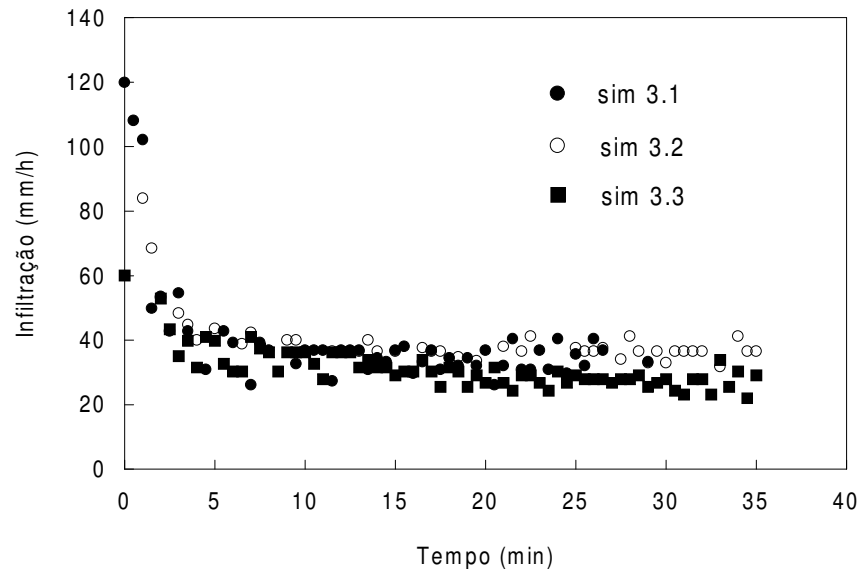


Figura 4.15 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BMC2.

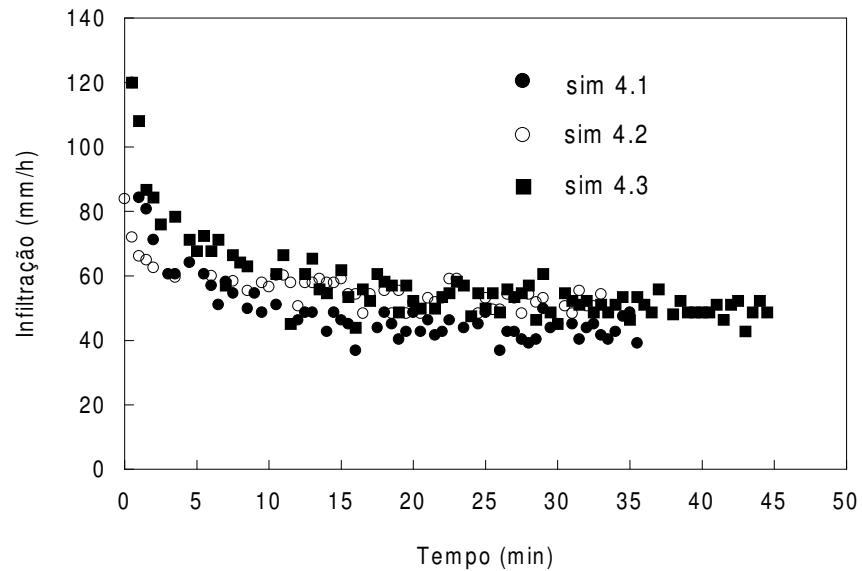


Figura 4.16 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BMC6.

Em função dessas incoerências, antes da realização da simulação 4.2 foi verificada a possibilidade de ocorrência de vazamento no quadro metálico da parcela BMC6. Entretanto, nenhuma anomalia foi constatada. Após o teste, novamente o comportamento observado foi confirmado. Uma última simulação (simulação 4.3) foi realizada para verificar possíveis erros na quantificação da precipitação ou do escoamento superficial, com relação à simulação 4.1. Os mesmos resultados continuaram a acontecer.

Esses resultados contrariaram as observações realizadas anteriormente para as parcelas BM2 e BM7 onde ficou evidente a influência predominante da declividade sobre o processo de infiltração. Inicialmente, essa inversão de comportamento foi atribuída à diferença no estado do substrato, partindo-se da hipótese de que a compactação realizada nas parcelas BMC2 e BMC6 inibiu a percolação vertical de água e favoreceu o desenvolvimento de um fluxo subsuperficial predominante na direção da inclinação da camada de areia, o qual passou a sustentar maiores infiltrações para a situação com declividade mais elevada.

Comparando, agora, os resultados para as BMC2 e BM2 (figura 4.9), que possuem declividades iguais e mesmo tipo de revestimento, é possível observar reduções significativas nos valores de capacidade de infiltração final, passando de aproximadamente 68mm/h em BM2 para cerca de 35mm/h em BMC2. Nesse caso, os resultados aconteceram dentro do esperado. Numa análise inicial, essa redução de infiltração na parcela BMC2 foi atribuída, naturalmente, ao estado do seu substrato. Partiu-se da hipótese de que a compactação do substrato, provavelmente, impediu a continuidade do fluxo de água para as camadas inferiores do solo, provocando a saturação ascendente da camada de areia, causando, portanto, a diminuição da quantidade de água infiltrada.

Por outro lado, no caso das parcelas BMC6 e BM7 (figura 4.10), o efeito da compactação do substrato não ficou tão evidente, visto que a taxa de infiltração final para BMC6 foi nitidamente superior. Nesse caso, a diferença de declividade entre as parcelas, embora pequena, não permitiu repetir as mesmas afirmações feitas com relação às parcelas BMC2 e BM2.

Ainda com relação aos resultados globais dos ensaios (figuras 4.15 e 4.16), é possível perceber que na parcela BMC2 a evolução da infiltração segue uma tendência semelhante para as precipitações aplicadas, atingindo valores finais próximos. O mesmo acontece para a parcela BMC6. Entretanto, nessa última pode-se observar uma maior dispersão nos resultados, tanto na fase de decaimento quanto na fase permanente.

As simulações 3.1 e 4.3 foram escolhidas para representarem o comportamento da infiltração das parcelas BMC2 e BMC6. O modelo de Horton ajustado para esses experimentos resultou nas seguintes equações mostradas a seguir. Os ajustes são apresentados nas figuras 4.17 e 4.18.

$$\text{BMC2: } f(t) = 34,5 + (120,0 - 34,5)e^{-38,2t} \quad (4.5)$$

$$\text{BMC6: } f(t) = 50,8 + (133,7 - 50,8)e^{-20,8t} \quad (4.6)$$

com t em (h) e $f(t)$ em (mm/h).

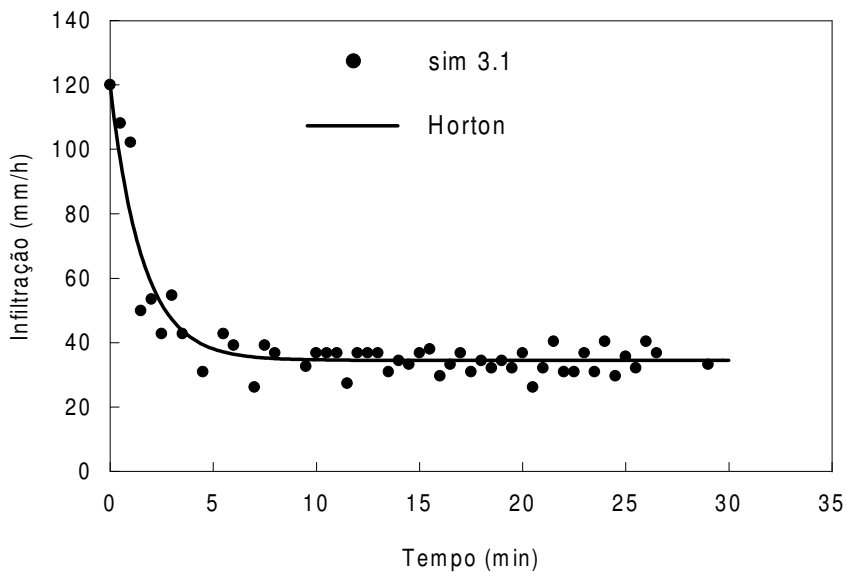


Figura 4.17 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BMC2.

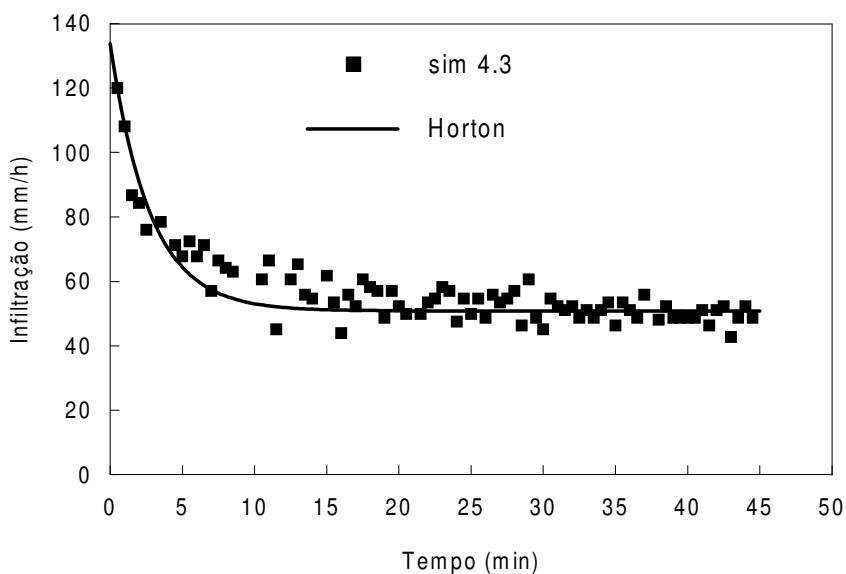


Figura 4.18 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BMC6.

Com relação às superfícies com blocos vazados, foram realizadas duas simulações sobre a parcela BVC2 e BVC6. Em função de não ter sido possível obter resultados para as parcelas BV2 e BV7, optou-se por simular apenas uma precipitação mais elevada nesta etapa. As tabelas 4.7 e 4.8 apresentam o resumo dos testes realizados.

Tabela 4.7 – Simulações realizadas na parcela BVC2

	Simulação 3.1	Simulação 3.2
Data	03/09/2004	08/09/2004
Precipitação (mm/h)	156	156
Duração (min)	50	55
Volume escoado (L)	40,31	50,57
Volume precipitado (L)	130,0	143,0
C_{esc}	**	0,35

Tabela 4.8 – Simulações realizadas na parcela BVC6

	Simulação 4.1	Simulação 4.2
Data	08/09/2004	09/09/2004
Precipitação (mm/h)	156	156
Duração (min)	60	60
Volume escoado (L)	47,47	51,36
Volume precipitado (L)	156,0	156,0
C_{esc}	0,30	0,33

Para a parcela BVC2, durante a simulação 3.1, aconteceram problemas no início do experimento, quando foi observada a ocorrência de chuva diretamente sobre a calha coletora, devido a um descuido no momento da colocação do anteparo de proteção. Optou-se, então, por corrigir a falha e continuar a simulação. Embora não tenha sido possível quantificar o escoamento superficial nessa ocasião, os resultados foram aproveitados para verificar a tendência da infiltração nessa parcela. Posteriormente, o experimento foi repetido na simulação 3.2. As figuras 4.19 e 4.20 mostram em detalhes a evolução dos processos de escoamento e infiltração para as simulações 3.2 e 4.1.

Os resultados observados para as parcelas BVC2 e BVC6, diferentemente dos obtidos para BV2 e BV7, revelaram formação de escoamento superficial. Além disso, a evolução do escoamento no tempo foi bastante diferente daquele obtido para as parcelas com blocos maciços descritos anteriormente. O comportamento observado é caracterizado por um aumento gradativo do escoamento superficial, de forma praticamente linear, até atingir o patamar de escoamento constante, o que aconteceu apenas após os 30 minutos de simulação (figuras 4.19 e 4.20).

Observou-se em campo que um dos fatores que contribuiu para esse atraso na ocorrência da vazão máxima foi a presença de pequenos espaços entre o topo da areia no interior dos orifícios e as superfícies dos blocos. Esses espaços se formaram pela própria acomodação da areia nos orifícios e acabaram funcionando como pequenos reservatórios de água. Do início das simulações até o preenchimento desses espaços, observou-se que a contribuição mais significativa de escoamento era proveniente apenas da fração impermeável da parcela (blocos). À medida que os espaços eram preenchidos, aumentando a área de contribuição, o escoamento crescia gradativamente. É possível observar também que, apesar da elevada intensidade simulada, o início do escoamento na parcela BVC2 só aconteceu após 2,5 minutos de simulação, tempo necessário para preenchimento dos espaços mencionados anteriormente.

Para ambas as superfícies, os valores de capacidade de infiltração final foram bastante elevados, ultrapassando os 80mm/h, ou seja, valor próximo ao obtido para a parcela SG6 (grama) e cerca de duas vezes maior do que o obtido para a parcela SE4. Nesse aspecto, o revestimento com blocos vazados praticamente manteve as condições naturais de

escoamento e melhorou as condições com relação ao solo exposto. Apesar da diferença de inclinação entre as parcela BVC2 e BVC6, a influência do aumento de declividade sobre o comportamento das parcelas não ficou tão evidente. Entretanto, é possível perceber um desempenho ligeiramente melhor para a parcela BVC6, que possui declividade maior. Cabe destacar, porém, que a infiltração calculada para essas superfícies corresponde, na verdade, às perdas totais, ou seja, a infiltração mais a parcela de água armazenada nos espaços presentes nos orifícios mencionados anteriormente.

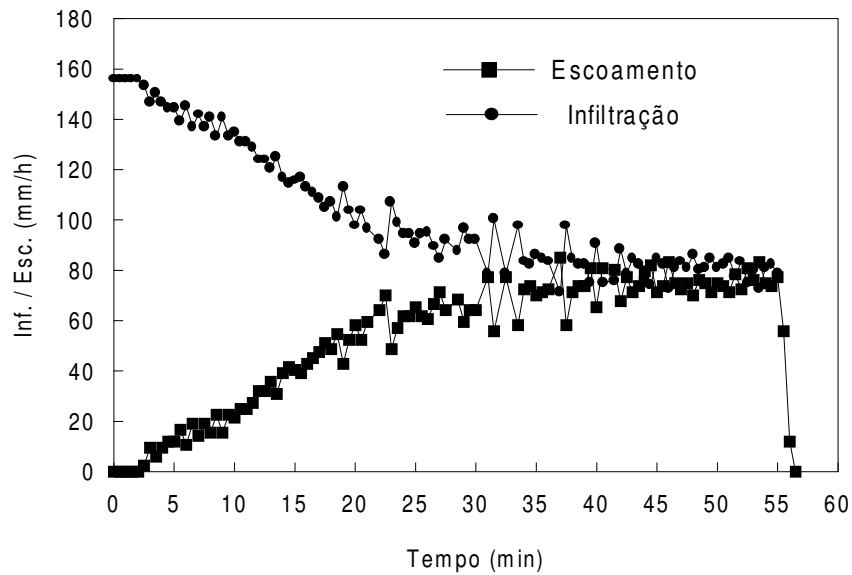


Figura 4.19 - Resultados da simulação 3.2 para BVC2.

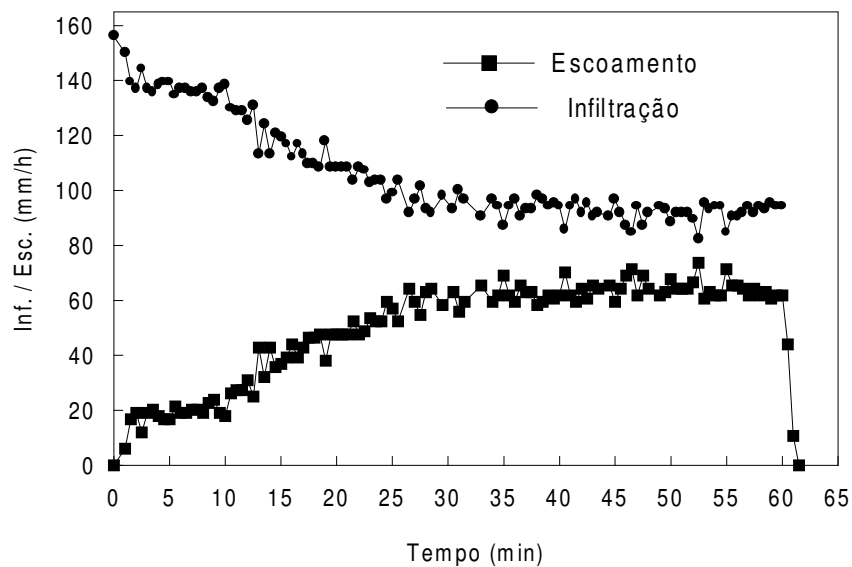


Figura 4.20 - Resultados da simulação 4.1 para BVC6.

Embora pareça incoerente, esse resultado pode ter acontecido em função da migração de sedimentos para a superfície da parcela BVC2, que foi observada durante o período de construção das parcelas. No entanto, isso foi inevitável já que a região onde as parcelas foram instaladas ainda está em fase inicial de urbanização e há presença de grande quantidade de material particulado na superfície do solo.

Praticamente não foram observadas diferenças nos valores de C_{esc} para as parcelas BVC2 e BVC6, que ficaram entre 0,30 e 0,35, mostrando a boa eficiência das superfícies, mesmo com a compactação do substrato. Cabe ressaltar, entretanto, que o estado inicial de uso desses pavimentos pode ter favorecido os resultados obtidos.

Comparando os resultados obtidos para as parcelas BVC2 e BMC2, e os resultados observados para BVC6 e BMC6, que possuíam, respectivamente, declividades longitudinais iguais, as parcelas com blocos vazados apresentaram eficiências superiores com relação ao controle da geração de escoamento superficial, atingindo valores de capacidades de infiltração finais até 100% maiores.

As figuras 4.21 e 4.22 mostram os resultados globais de infiltração para as simulações realizadas sobre as parcelas BVC2 e BVC6. Como é possível observar, em ambas as parcelas a tendência de decaimento da infiltração é bastante semelhante para as precipitações aplicadas. Nesse caso, as simulações 3.2 e 4.1 foram escolhidas para representarem o comportamento da infiltração nas respectivas parcelas. O ajuste do modelo de Horton resultou nas seguintes equações:

$$\text{BVC2: } f(t) = 80,8 + (167 - 80,8)e^{-4,1t} \quad (4.7)$$

$$\text{BVC6: } f(t) = 97 + (156 - 97)e^{-4,9t} \quad (4.8)$$

O resultado do ajuste está apresentado nas figuras 4.23 e 4.24. Como é possível observar, principalmente na figura 4.23, o modelo ajustado apresentou uma pequena discrepância com relação ao comportamento dos resultados experimentais, sobretudo na região onde o decaimento da infiltração é aproximadamente linear.

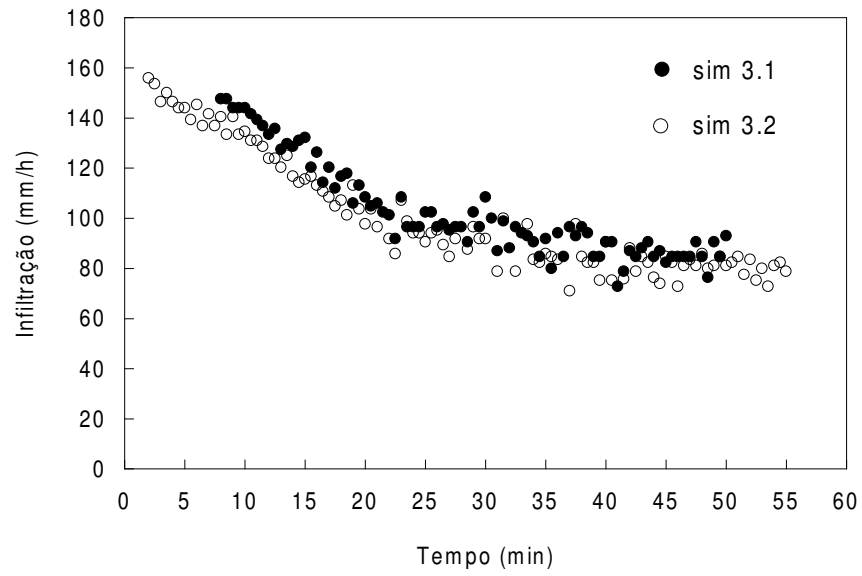


Figura 4.21 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BVC2.

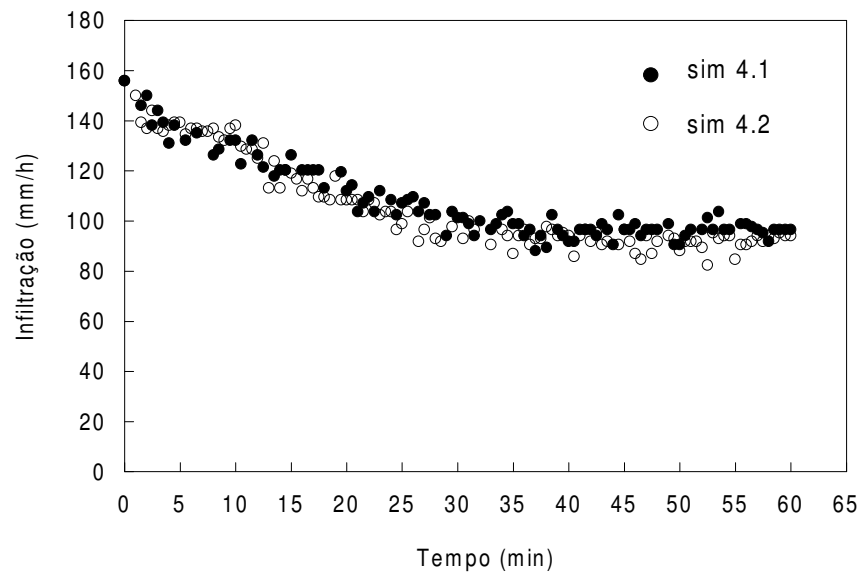


Figura 4.22 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BVC6.

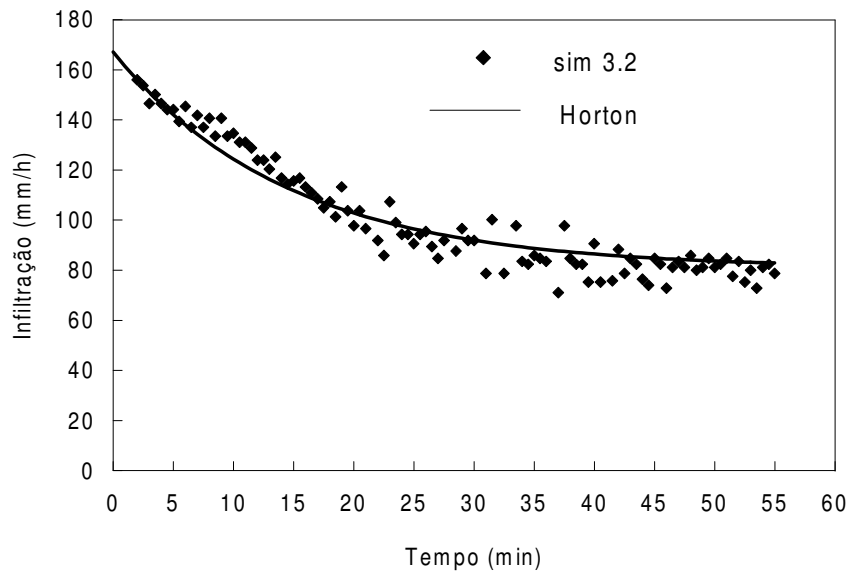


Figura 4.23 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BVC2.

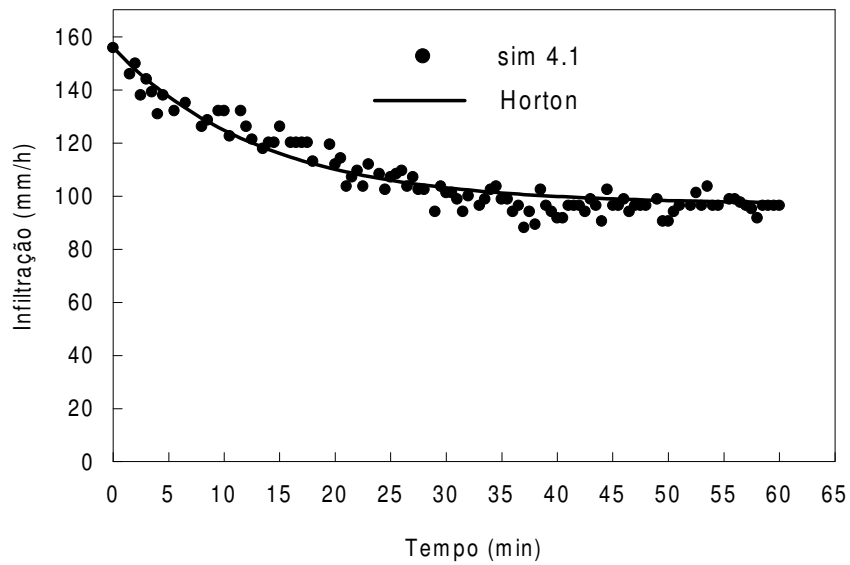


Figura 4.24 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BVC6.

4.3 – PARCELAS REVESTIDAS COM BLOCOS - SEGUNDA ETAPA

Na segunda fase dos experimentos, ou seja, após as parcelas dos grupos 1 e 2 serem submetidas a aporte de escoamento superficial decorrente de chuva natural e as parcelas do grupo 2 serem submetidas, também, à passagem de veículos, novas simulações foram realizadas.

Como o período correspondente às simulações coincidiu com o início do período chuvoso, associou-se para cada simulação um índice de precipitação antecedente (IPA). Esse índice representa o número de dias antecedentes às simulações sem ocorrência de chuva natural. Os resultados obtidos são apresentados em seguida.

4.3.1 – Parcelas do grupo 1

Para as parcelas BM2 e BM7 foram realizadas duas simulações, conforme apresentado nas tabelas 4.9 e 4.10. As figuras 4.25 e 4.26 apresentam em detalhes resultados obtidos para as simulações 1.1 e 2.1.

Tabela 4.9 – Simulações realizadas na parcela BM2

	Simulação 1.1	Simulação 1.2
Data	01/12/2004	07/12/2004
Precipitação (mm/h)	120	84
Duração (min)	20	20
Volume escoado (L)	32,73	22,58
Volume precipitado (L)	40,0	28,0
C_{esc}	0,82	0,81
IPA	0	2

Tabela 4.10 – Simulações realizadas na parcela BM7

	Simulação 2.1	Simulação 2.2
Data	07/12/2004	09/12/2004
Precipitação (mm/h)	120	84
Duração (min)	15	22
Volume escoado (L)	27,93	24,64
Volume precipitado (L)	30,0	30,8
C_{esc}	0,93	0,80
IPA	2	4

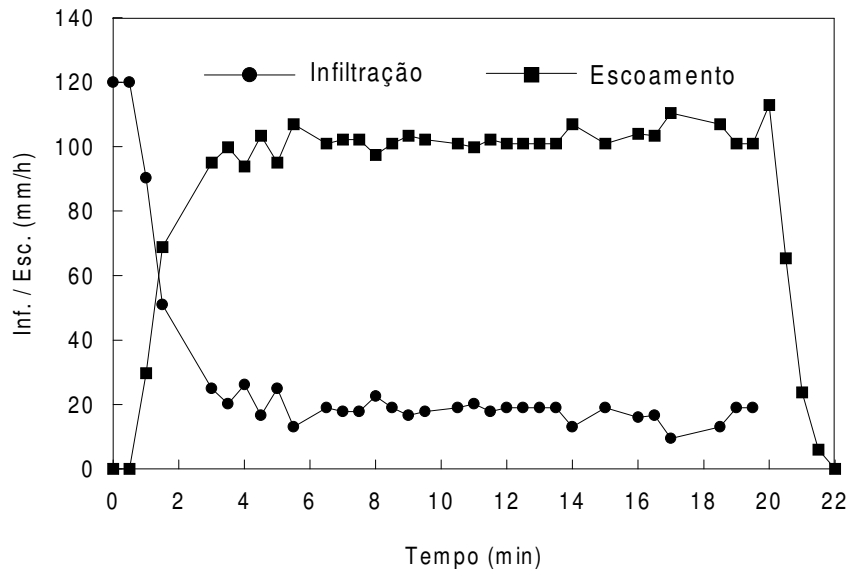


Figura 4.25 - Resultados da simulação 1.1 para BM2.

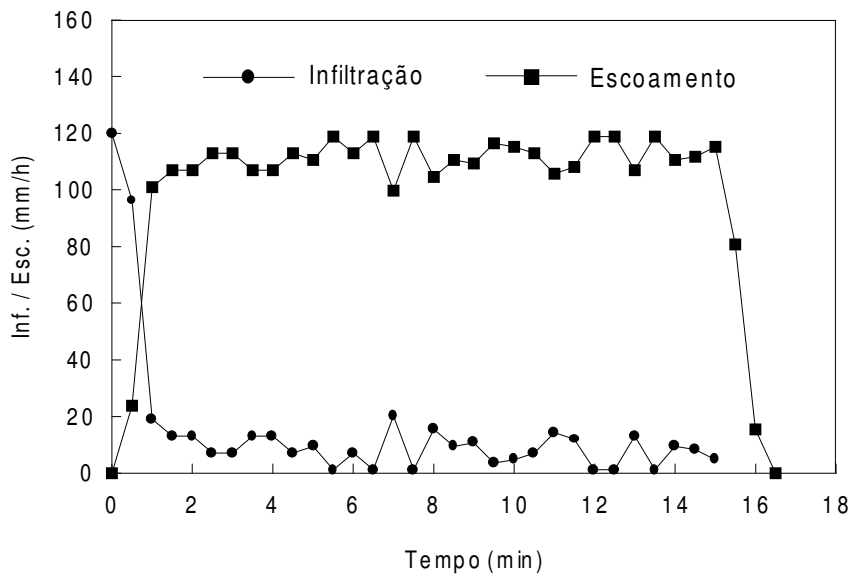


Figura 4.26 - Resultados da simulação 2.1 para BM7.

Para as parcelas BM2 e BM7 foram observados aumentos nos coeficientes de escoamento com relação aos valores obtidos na primeira etapa. Para a parcela BM2, esse aumento foi mais significativo, chegando a ser superior a 100%.

A partir das figuras 4.25 e 4.26 é possível identificar a ocorrência de mudanças significativa no comportamento das parcelas quando comparadas aos resultados obtidos na primeira etapa (figura 4.7 e 4.8).

Inicialmente, observa-se um decaimento mais acentuado da capacidade de infiltração. Para ambas as parcelas, o patamar de escoamento constante foi atingido antes dos cinco minutos de simulação, enquanto que na primeira etapa só aconteceu após os 10 minutos. Além disso, para a parcela BM2 a capacidade de infiltração final, que na primeira etapa ficou em torno de 70mm/h, foi reduzida para, aproximadamente, 15mm/h. Na parcela BM7 a mudança foi de 34mm/h para, aproximadamente, 7mm/h, reduzindo quase que completamente a capacidade de infiltração.

Essas mudanças nos comportamentos das parcelas foram influenciadas, principalmente, pelo processo de colmatação das juntas entre os blocos. Esse processo ocorreu em função da presença de material fino no solo da região que durante a ocorrência de eventos naturais de chuva foram depositados em quantidade significativa sobre as superfícies das parcelas.

É possível observar também que, para esse tipo de revestimento, a perda de eficiência foi mais influenciada pelo efeito do depósito de sedimentos sobre as superfícies do que pelo efeito de compactação da base. Comparando os resultados observados para a parcela BM2 nas etapas 1 e 2 com os da parcela BMC2 na primeira etapa, verifica-se que os valores de capacidade de infiltração final que para BM2 na primeira etapa ficou em torno de 70mm/h, passaram para cerca de 35mm/h com a compactação da base (BMC2) e para abaixo de 18mm/h após o aporte de escoamento natural sobre BM2.

As figuras 4.27 e 4.28 mostram os resultados globais de infiltração para os experimentos realizados na etapa 2 sobre as parcelas BM2 e BM7. Nota-se que em ambas as parcelas, a infiltração apresentou um comportamento bastante semelhante para as precipitações simuladas. Entretanto, para a parcela BM7 os resultados apresentaram maior dispersão na fase estacionária para a precipitação de 120mm/h. Essa dispersão pode ter acontecido pela dificuldade nas leituras das lâminas escoadas, causada pelo volume significativo de água escoado e pela rápida variação no nível de água do reservatório.

Para representar o processo de infiltração para as parcelas BM2 e BM7 foram utilizadas as simulações 1.1 e 2.1. O ajuste do modelo de Horton resultou nas seguintes equações:

$$\text{BM2: } f(t) = 18 + (183,3 - 18)e^{-57,9t} \quad (4.9)$$

$$\text{BM7: } f(t) = 6,9 + (120 - 6,9)e^{-77,9t} \quad (4.10)$$

Os modelos ajustados estão apresentados nas figuras 4.29 e 4.30

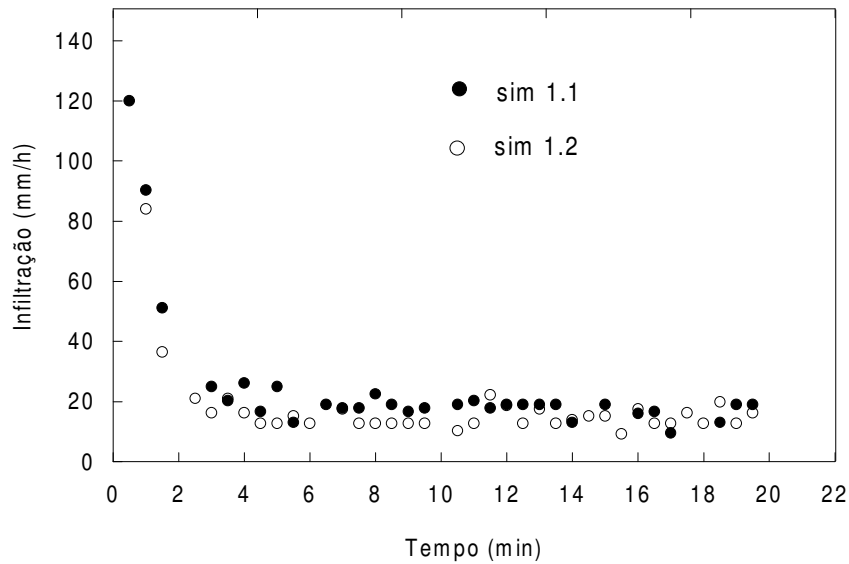


Figura 4.27 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BM2.

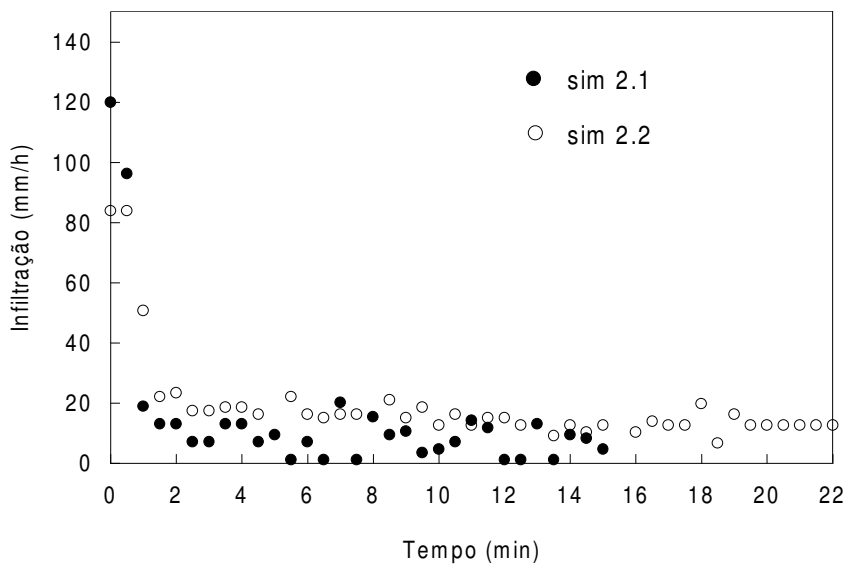


Figura 4.28 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BM7.

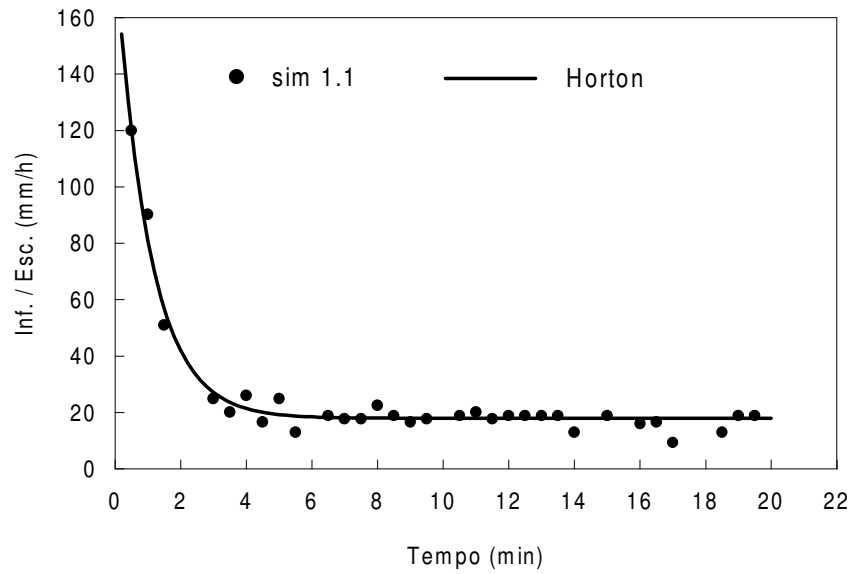


Figura 4.29 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BM2.

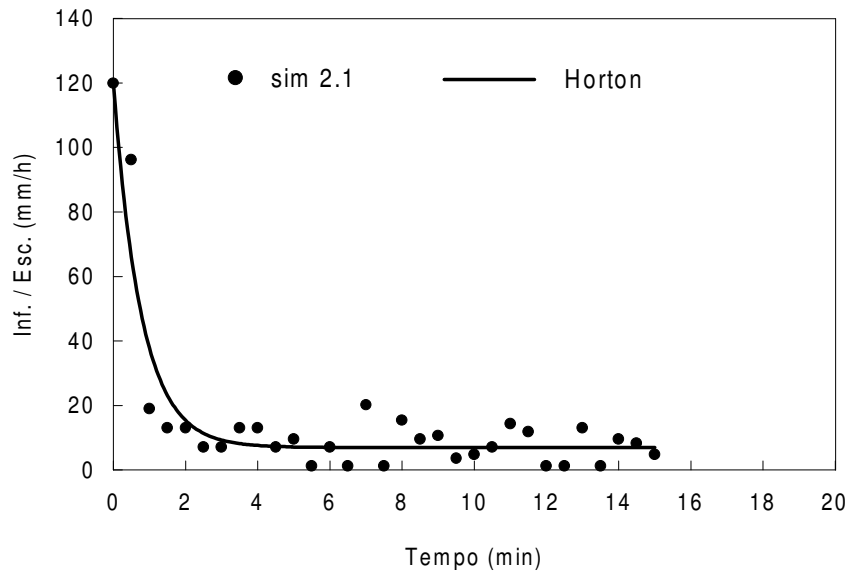


Figura 4.30 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BM7.

Com relação às superfícies com blocos vazados, foram realizadas duas simulações para as parcelas BV2 e BV7 conforme apresentado nas tabelas 4.11 e 4.12. As figuras 4.31 e 4.32 apresentam os resultados obtidos para as simulações 1.1 e 2.1.

Tabela 4.11 – Simulações realizadas na parcela BV2

	Simulação 1.1	Simulação 1.2
Data	07/12/2004	09/12/2004
Precipitação (mm/h)	84	120
Duração (min)	50	40
Volume escoado (L)	25,70	32,24
Volume precipitado (L)	70,0	80,0
C_{esc}	0,37	0,40
IPA	2	4

Tabela 4.12 – Simulações realizadas na parcela BV7

	Simulação 2.1	Simulação 2.2
Data	07/12/2004	09/12/2004
Precipitação (mm/h)	84	120
Duração (min)	45	30
Volume escoado (L)	40,36	40,52
Volume precipitado (L)	63,0	60,0
C_{esc}	0,64	0,68
IPA	2	4

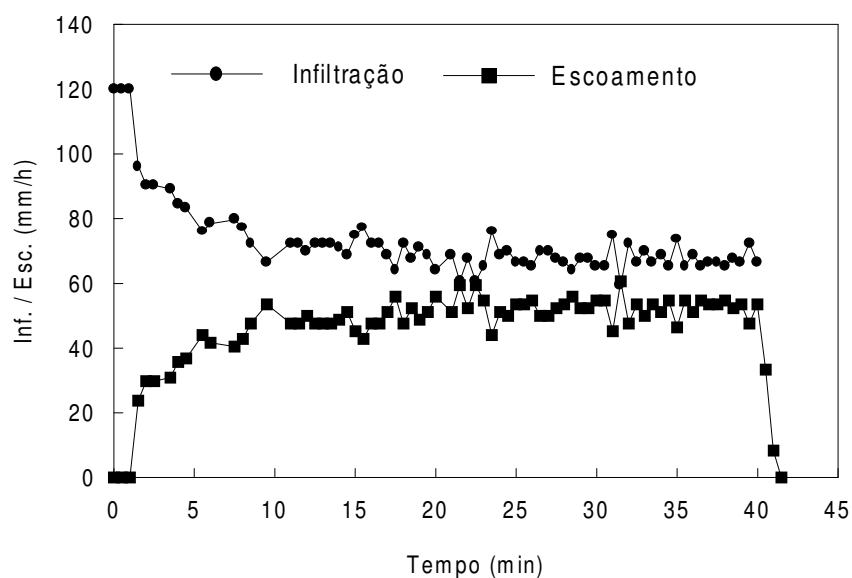


Figura 4.31 - Resultados da simulação 1.1 para BV2.

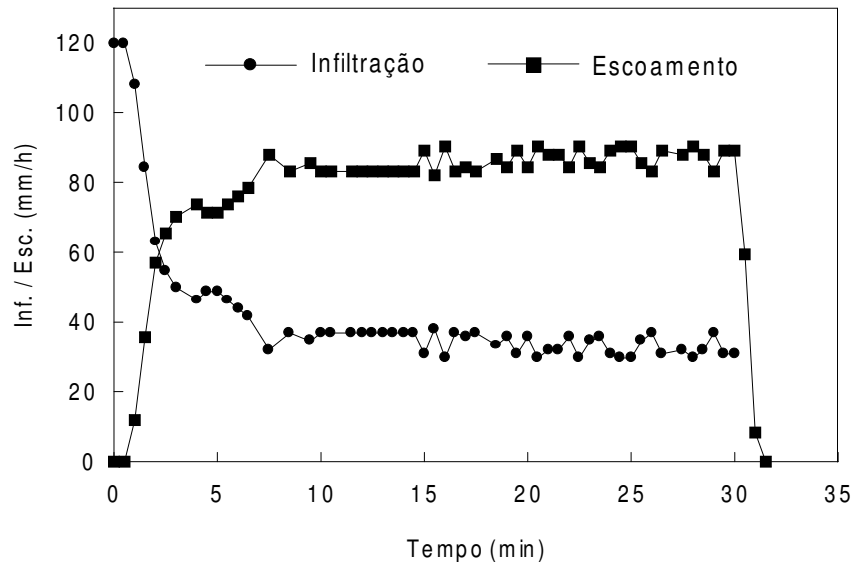


Figura 4.32 - Resultados da simulação 2.1 para BV7.

Diferentemente das simulações realizadas na primeira etapa, as parcelas apresentaram formação de escoamento superficial, mesmo para precipitações mais baixas. Provavelmente, o aporte de sedimentos nas parcelas durante eventos de chuva natural contribuiu para a colmatagem da área permeável dos blocos, diminuindo a eficiência das superfícies.

Como é possível observar nas tabelas 4.11 e 4.12, os valores de coeficientes de escoamento variaram pouco em função da intensidade de precipitação aplicada. Apesar da presença de sedimentos sobre as superfícies, a parcela BV2 se mostrou bastante eficiente, com valores de C_{esc} abaixo de 0,40. Para BV7 esse valor aumentou em até 70% com relação a BV2, atingindo valores superiores a 0,64.

Com relação à infiltração, as figuras 4.31 e 4.32 mostram que a parcela BV2 apresentou um decaimento mais suave comparado ao observado para BV7, atingindo um patamar constante acima de 60mm/h, enquanto que para BV7 esse valor não ultrapassou 33mm/h. Esse comportamento era esperado em função da diferença significativa entre as declividades longitudinais das parcelas. Entretanto, por não ter sido possível controlar a quantidade de sedimentos direcionados para as parcelas, não é razoável atribuir esse comportamento exclusivamente ao aumento de declividade, visto que a superfície BV7 pode estar mais colmatada que a superfície BV2.

Comparando os resultados obtidos para as superfícies com blocos vazados avaliadas até aqui, verifica-se que, assim como aconteceu para as superfícies com blocos de concreto, a perda de eficiência foi mais significativa em função da colmatação da superfície por sedimentos do que pela compactação do solo na base do pavimento. Considerando que as parcelas BV2 e BV7 na primeira etapa possuíam valores de capacidade de infiltração final acima de 156mm/h (chuva simulada sem observação de escoamento), esses valores caíram para, aproximadamente, 80mm/h e 100mm/h com a compactação da base (BVC2 e BVC6 – primeira etapa). Com a deposição de sedimentos (BV2 e BV7 – segunda etapa) a redução foi mais significativa, atingindo valores próximos à 60mm/h e 30mm/h. Cabe ressaltar, entretanto, que, neste último caso, a influência da umidade residual, maior devido às diferenças entre a estação seca e a úmida, também pode ter contribuído para o resultado observado.

As figuras 4.33 e 4.34 mostram os resultados de infiltração para as parcelas BV2 e BV7, respectivamente. Como é possível observar, a parcela BV2 apresentou comportamento semelhante da infiltração na fase de decaimento para as precipitações aplicadas. Entretanto, na fase estacionária, os valores atingidos foram bastante diferentes, variando de 48mm/h a 67mm/h. Para a parcela BV7, por outro lado, verificaram-se comportamentos bastante semelhantes tanto na fase transitória como na fase permanente.

Para representar o comportamento da infiltração nas parcelas, o modelo de Horton foi ajustado para as simulações 1.1 e 2.1, resultando nas seguintes equações:

$$\text{BV2: } f(t) = 67,5 + (145,8 - 67,5)e^{-24t} \quad (4.11)$$

$$\text{BV7: } f(t) = 32,8 + (146,6 - 32,8)e^{-32,8t} \quad (4.12)$$

As curvas teóricas obtidas estão apresentadas nas figuras 4.35 e 4.36.

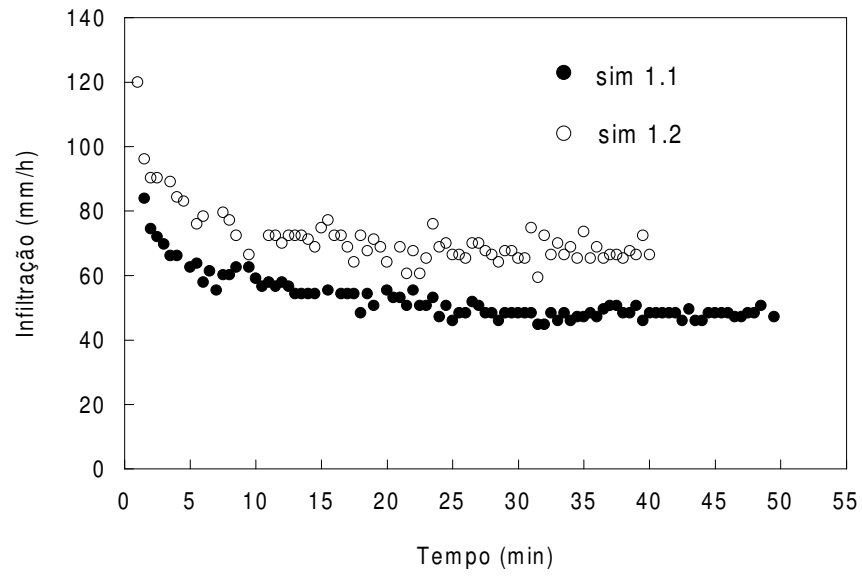


Figura 4.33 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BV2.

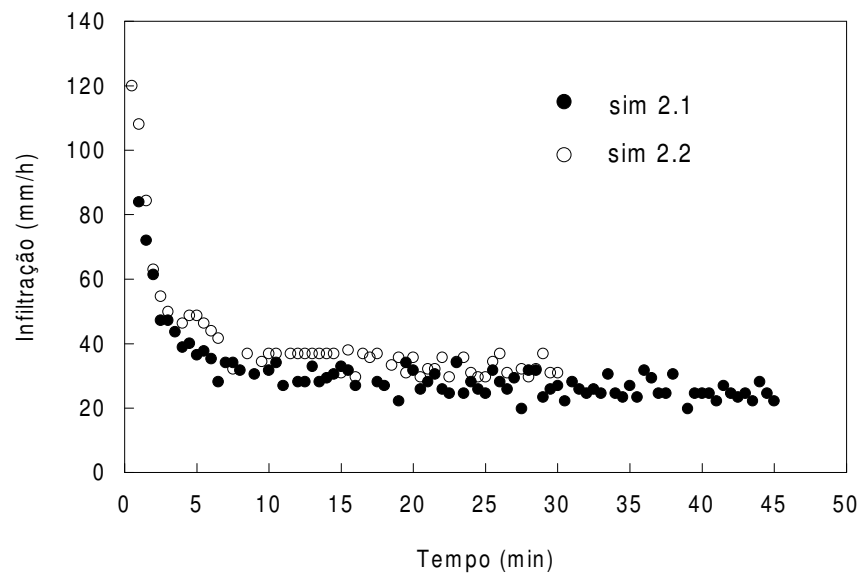


Figura 4.34 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BV7.

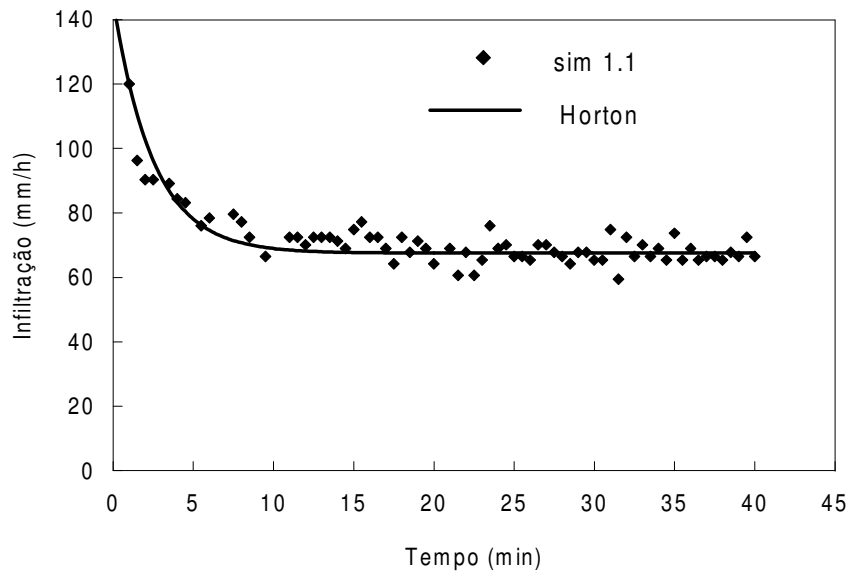


Figura 4.35 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BV2.

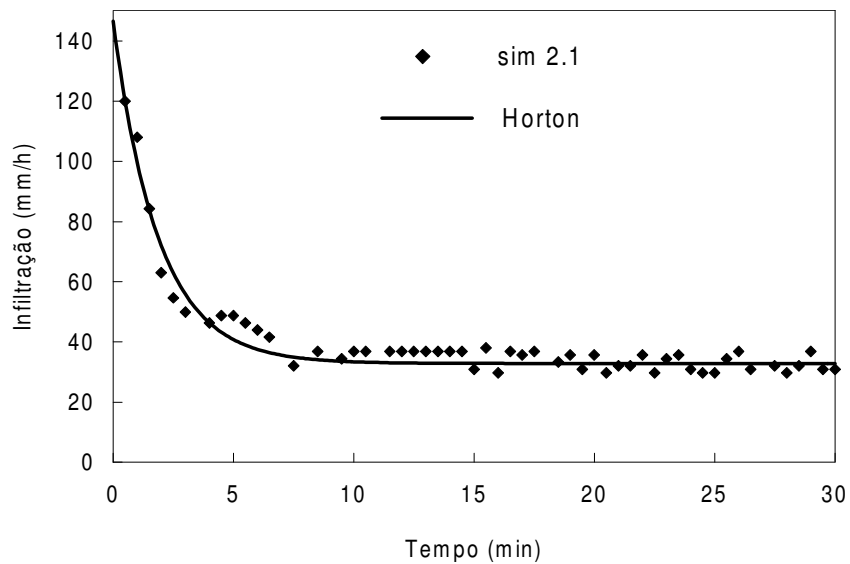


Figura 4.36 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BV7.

4.3.2 – Parcelas do grupo 2

Para as parcelas BMC2 e BMC6 foram realizadas duas simulações conforme apresentado nas tabelas 4.13 e 4.14. As figuras 4.37 e 4.38 apresentam os resultados obtidos para as simulações 3.1 e 4.1.

Tabela 4.13 – Simulações realizadas na parcela BMC2

	Simulação 3.1	Simulação 3.2
Data	17/11/2004	23/11/2004
Precipitação (mm/h)	120	84
Duração (min)	20	20
Volume escoado (L)	35,11	22,24
Volume precipitado (L)	40,0	28,0
C_{esc}	0,88	0,79
IPA	0	2

Tabela 4.14 – Simulações realizadas na parcela BMC6

	Simulação 4.1	Simulação 4.2
Data	17/11/2004	23/11/2004
Precipitação (mm/h)	120	84
Duração (min)	20	20
Volume escoado (L)	28,36	23,37
Volume precipitado (L)	40,0	28,0
C_{esc}	0,71	0,83
IPA	0	2

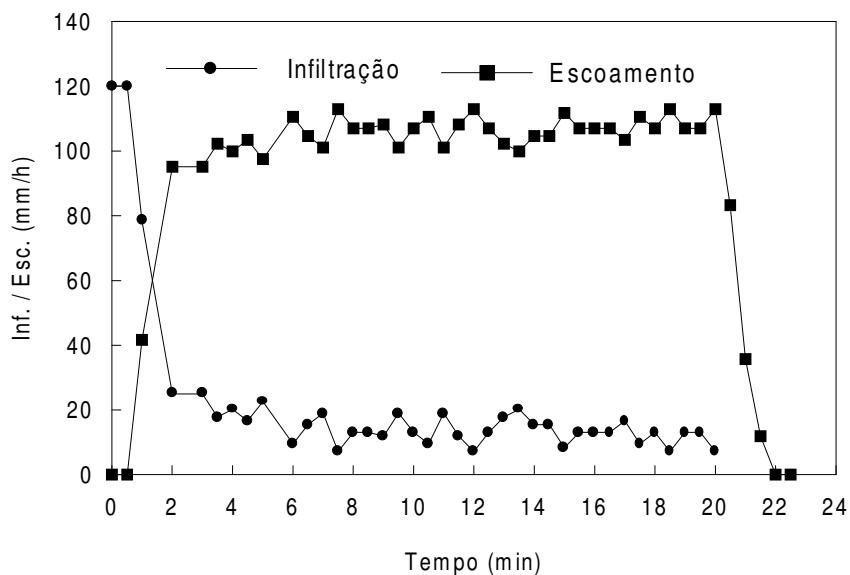


Figura 4.37 - Resultado da simulação 3.1 para BMC2.

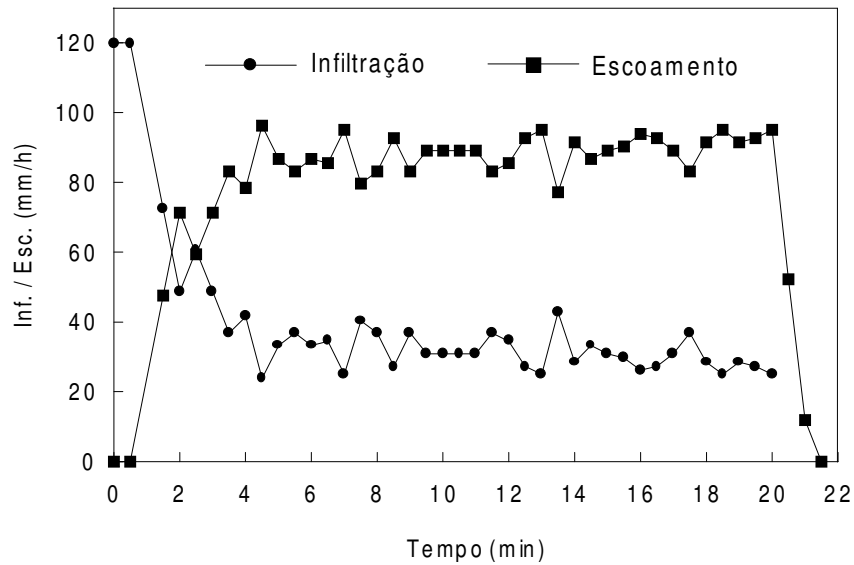


Figura 4.38 - Resultado da simulação 4.1 para BMC6.

Antes da análise dos resultados, entretanto, é importante ressaltar que as parcelas do grupo 2 foram as que mais sofreram influência de aporte de sedimento durante eventos naturais de chuva, em virtude de estarem localizadas em uma rua provisória ainda não pavimentada. Por esse motivo, as superfícies ficaram bastante colmatadas pelo material fino proveniente do escoamento gerado na rua e áreas próximas. A figura 4.39 mostra a aparência das parcelas BMC2 e BMC6 antes do início das simulações da segunda etapa.

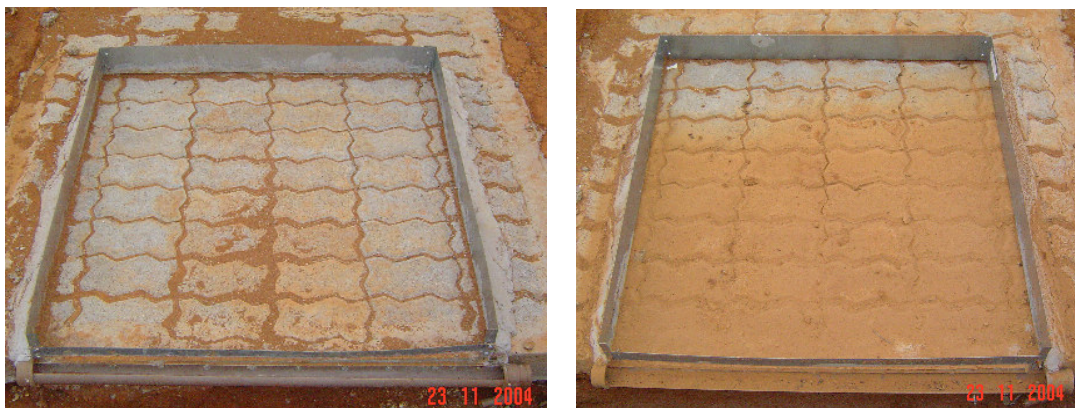


Figura 4.39 – Parcela BMC2 (à esquerda) e BMC6 (à direita) após o aporte de escoamento superficial natural.

Algumas incoerências observadas na primeira etapa com relação a essas parcelas se repetiram nesta etapa. Como apresentado nas figuras 4.37 e 4.38, a BMC6, com

declividade mais acentuada, apresentou decaimento mais suave da infiltração, atingindo valores finais superiores aos observados para BMC2. Por esse motivo, o valor de C_{esc} para a simulação 4.1 foi superior ao encontrado na simulação 3.1. Entretanto, para as simulações com intensidade de 84mm/h os resultados ficaram dentro do esperado.

Verificando as figuras 4.40 e 4.41, que mostram os resultados referentes à infiltração para os experimentos realizados, percebe-se que a parcela BMC2 apresentou comportamentos bastante semelhantes, tanto na fase de decaimento quanto na fase permanente. Entretanto, o mesmo não se repetiu para a parcela BMC6. Embora as curvas de capacidade de infiltração tenham apresentado uma mesma tendência na parte de decaimento, percebe-se uma variação significativa da capacidade de infiltração na fase permanente, ficando entre 14mm/h, para a intensidade de 84mm/h, e 30mm/h, para a intensidade de 120mm/h. Essa variação influenciou na obtenção de um valor de C_{esc} menor para BMC6 (declividade maior) na simulação 4.1 com relação ao obtido na simulação 3.1, contrariando o resultado esperado. A simulação 4.2, entretanto, parece estar mais condizente com o comportamento esperado.

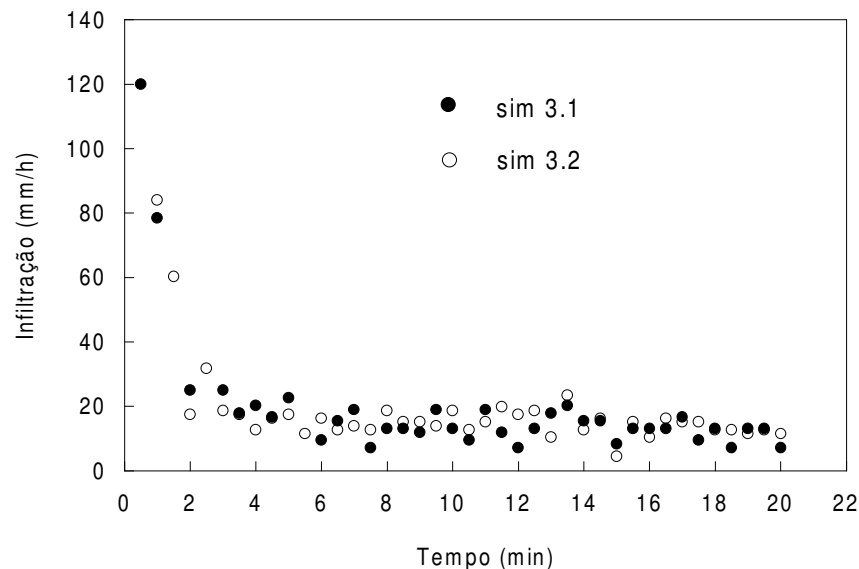


Figura 4.40 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BMC2.

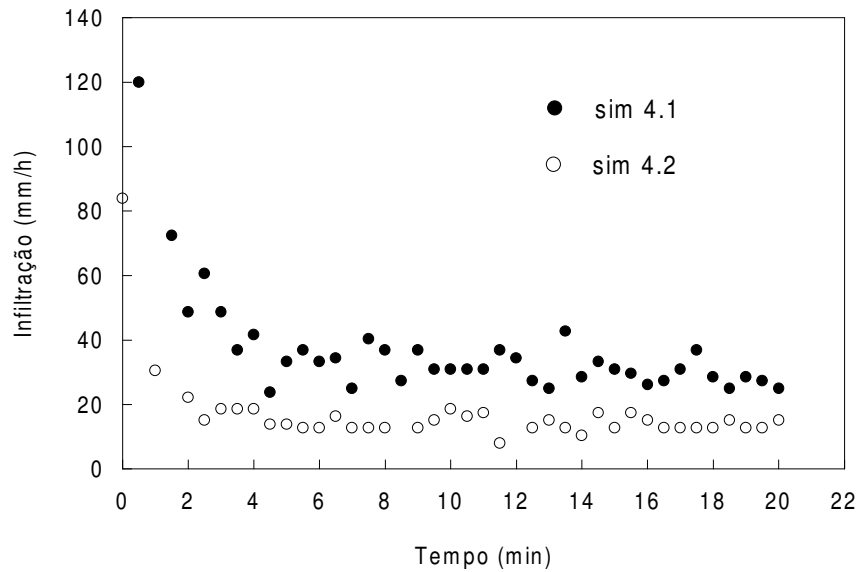


Figura 4.41 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BMC6.

Com relação à perda de eficiência, a parcela BMC2 apresentou acréscimos de até 46% no coeficiente de escoamento comparados aos valores obtidos na primeira etapa. O aumento foi maior para o valor mais baixo de precipitação simulado (84mm/h). O mesmo aconteceu para BMC6, entretanto com um maior impacto, já que o acréscimo no valor de C_{esc} chegou a ser superior a 100%.

O modelo de Horton foi ajustado para as simulações 3.1 e 4.1, de modo a representar o decaimento da infiltração nas respectivas superfícies. O ajuste do modelo de Horton resultou nas seguintes equações:

$$\text{BMC2: } f(t) = 13 + (197,5 - 13)e^{-65,4t} \quad (4.13)$$

$$\text{BMC6: } f(t) = 29,9 + (160,2 - 120)e^{-44,2t} \quad (4.14)$$

Os resultados dos ajustes estão apresentados nas figuras 4.42 e 4.43

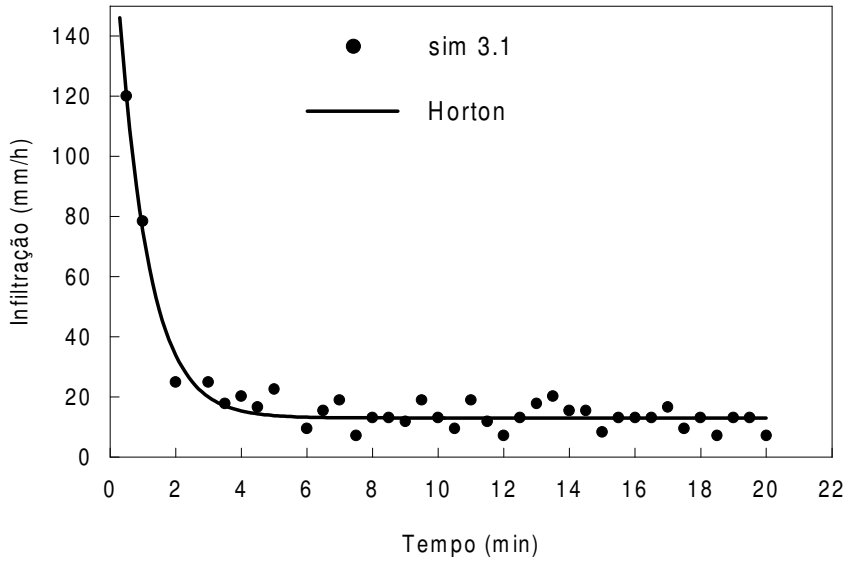


Figura 4.42 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BMC2.

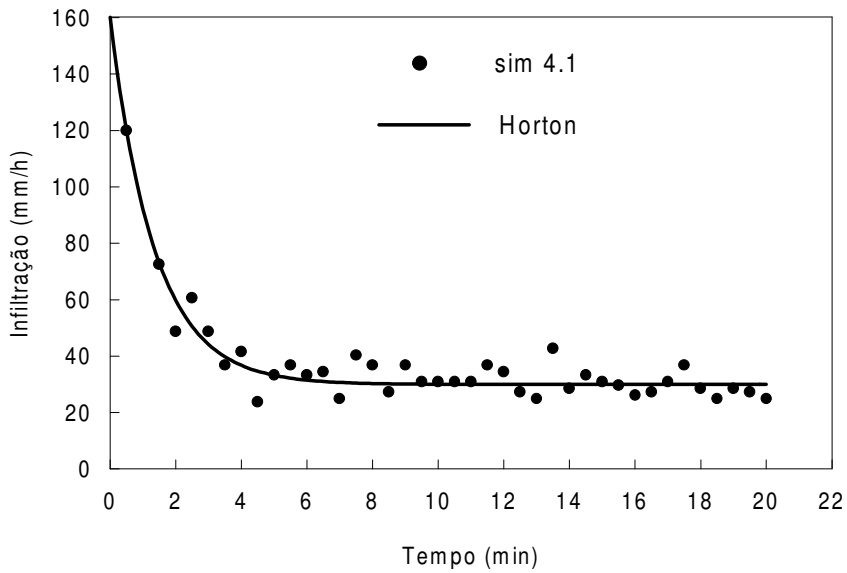


Figura 4.43 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BMC6.

Para as parcelas BVC2 e BVC6 foram realizadas duas simulações conforme apresentado nas tabelas 4.15 e 4.16. As figuras 4.44 e 4.45 apresentam os resultados obtidos para as simulações 3.1 e 4.1.

Tabela 4.15 – Simulações realizadas na parcela BVC2

	Simulação 3.1	Simulação 3.2
Data	17/11/2004	23/11/2004
Precipitação (mm/h)	120	84
Duração (min)	20	20
Volume escoado (L)	30,53	17,68
Volume precipitado (L)	40,0	28,0
C_{esc}	0,76	0,63
IPA	0	2

Tabela 4.16 – Simulações realizadas na parcela BVC6

	Simulação 4.1	Simulação 4.2
Data	23/11/2004	01/12/2004
Precipitação (mm/h)	120	84
Duração (min)	20	20
Volume escoado (L)	32,39	21,08
Volume precipitado (L)	40,0	28,0
C_{esc}	0,81	0,75
IPA	2	0

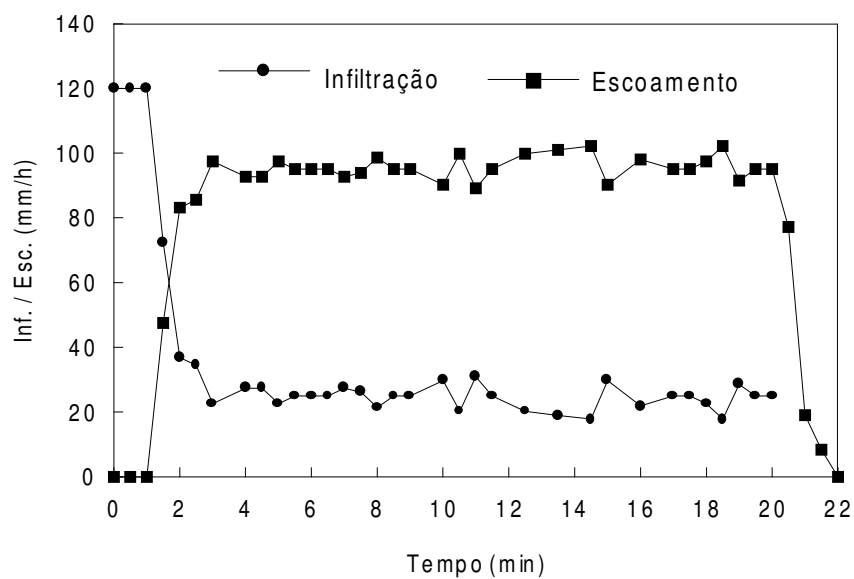


Figura 4.44 - Resultado da simulação 3.1 para BVC2.

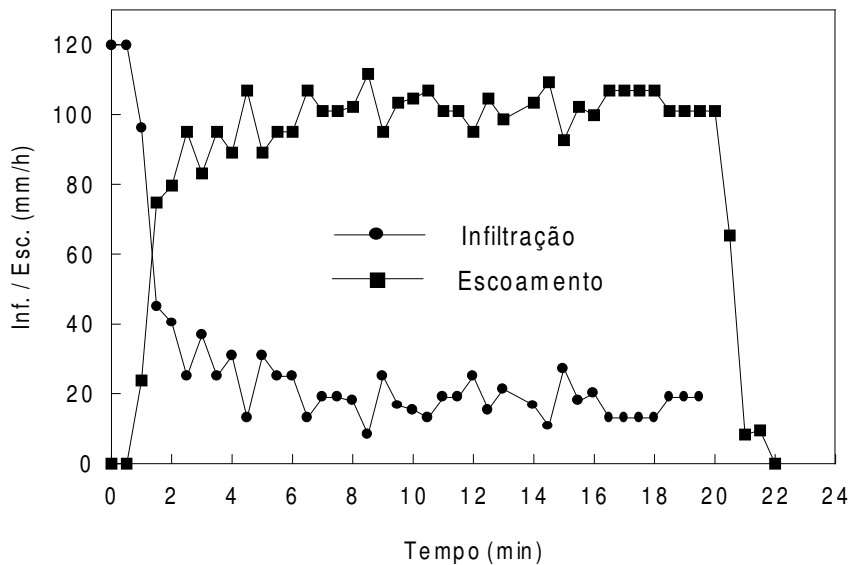


Figura 4.45 - Resultado da simulação 4.1 para BVC6.

Os resultados mostram uma perda de eficiência significativa comparada às mesmas parcelas avaliadas na primeira etapa. Para a parcela BVC2 o valor da capacidade de infiltração final passou de 80mm/h para 23mm/h, enquanto que para BVC6 esse valor reduziu de 97mm/h para 18mm/h.

Além disso, as parcelas mudaram completamente as características apresentadas na primeira etapa, apresentando uma tendência de decaimento da infiltração bastante acentuada, atingindo a fase permanente antes dos 8 minutos de simulação para ambas as superfícies. Na etapa anterior, essa fase era atingida apenas após 30 minutos de simulação.

Com relação às demais avaliações realizadas para esse tipo de cobertura, os resultados encontrados foram os mais desfavoráveis no que diz respeito à eficiência no controle do escoamento superficial. Os valores de C_{esc} obtidos para BVC2 chegaram a 0,76 e para BVC6 atingiu 0,81, sendo que na primeira etapa esse valor não ultrapassou 0,35, mesmo para precipitações com intensidade mais elevadas. Percebeu-se que além da colmatagem da superfície por sedimentos, a passagem de veículos sobre as parcelas provocou a compactação da fração permeável dos blocos, conduzindo a reduções de eficiência tão significativas. A figura 4.46 mostra o aspecto das parcelas BVC2 na segunda etapa dos experimentos.



Figura 4.46 – Superfícies da parcela BVC2 antes das simulações da etapa 2.

As figuras 4.47 e 4.48 mostram os resultados de infiltração para as parcelas BVC2 e BVC6, respectivamente. Como é possível observar, ambas as parcelas apresentaram comportamento semelhante da infiltração, tanto na fase de decaimento como na fase estacionária, para as precipitações aplicadas.

O modelo de Horton foi ajustado para as simulações 3.1 e 4.1, de modo a representar o decaimento da infiltração nas respectivas superfícies. O ajuste do modelo resultou nas seguintes equações:

$$\text{BVC2: } f(t) = 22,6 + (484,5 - 22,6)e^{-93,4t} \quad (4.15)$$

$$\text{BVC6: } f(t) = 16,3 + (178,4 - 16,3)e^{-53,6t} \quad (4.16)$$

com t em (h) e $f(t)$ em (mm/h). Os resultados dos ajustes estão apresentados nas figuras 4.49 e 4.50.

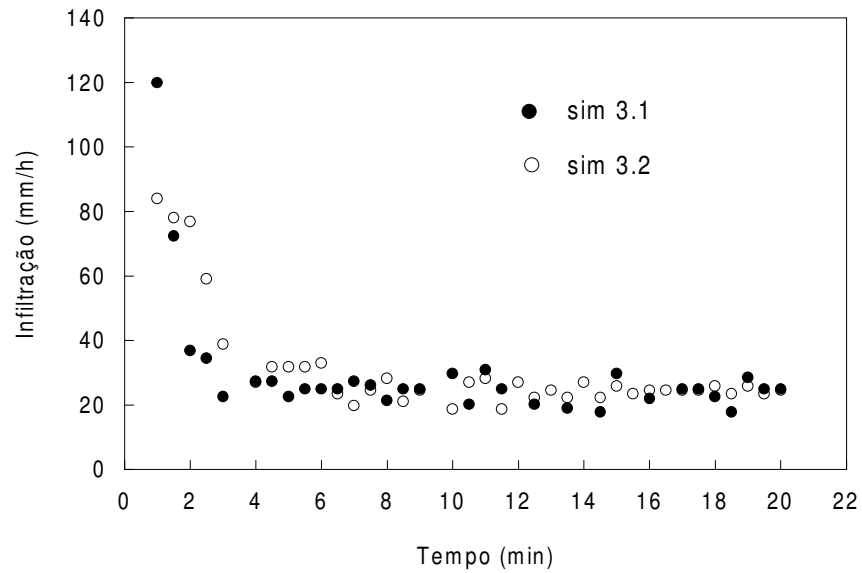


Figura 4.47 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BVC2.

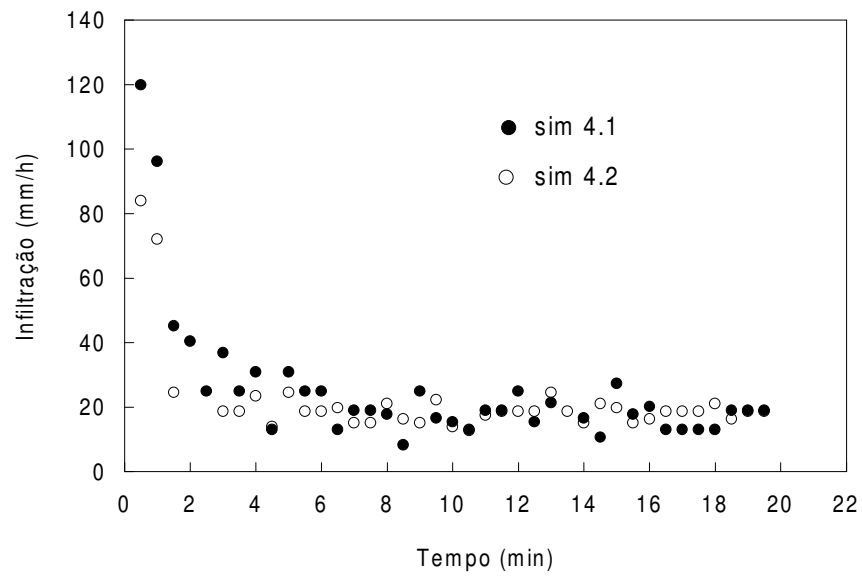


Figura 4.48 – Comportamento da infiltração para as simulações na parcela BVC6.

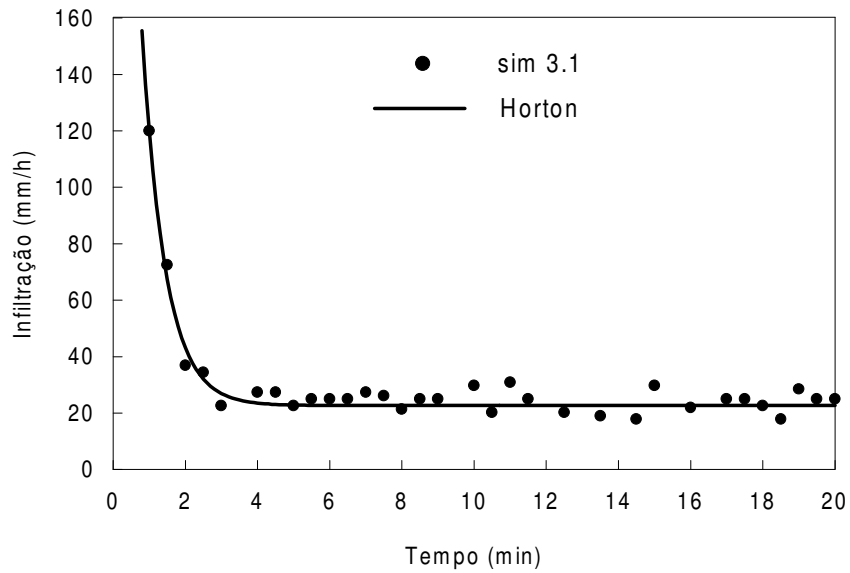


Figura 4.49 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BVC2.

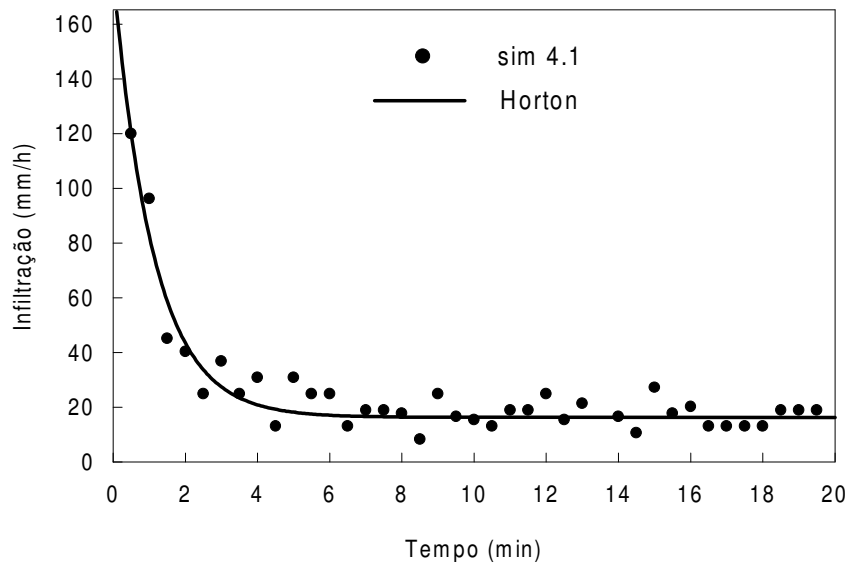


Figura 4.50 – Ajuste do modelo de Horton para a parcela BVC6.

4.4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para comparar os resultados obtidos na primeira e segunda etapa dos experimentos, as figuras 4.51 e 4.52 apresentam os ajustes do modelo de Horton para as parcelas avaliadas, considerando uma mesma condição inicial para a capacidade de infiltração (f_0), e a tabela 5.17 apresenta um resumo das simulações de chuva realizadas.

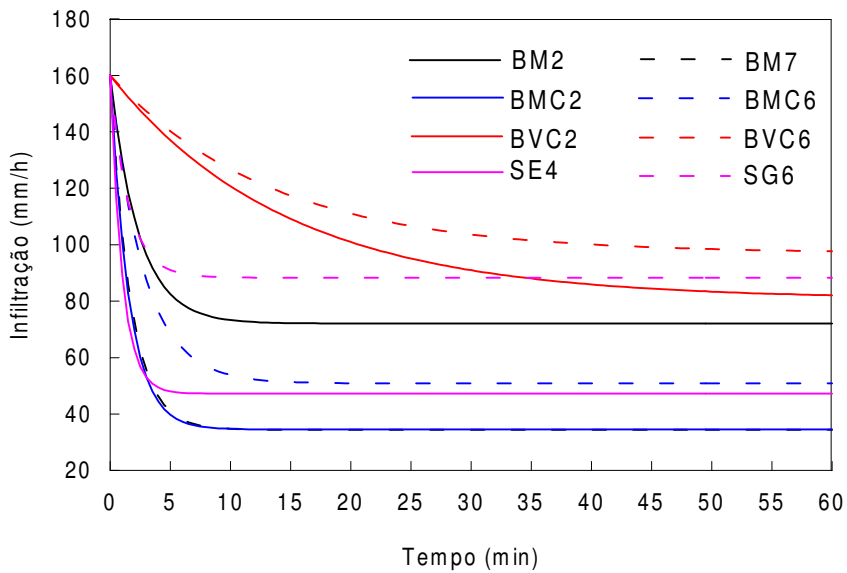


Figura 4.51 – Comparação dos experimentos realizados na primeira etapa.

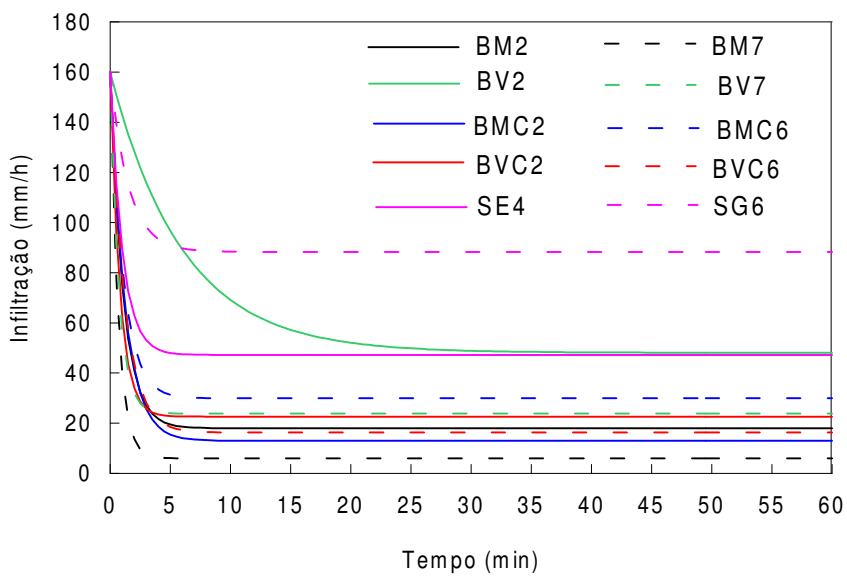


Figura 4.52 – Comparação dos experimentos realizados na segunda etapa.

Tabela 4.17 – Resumo das simulações de chuva realizadas

Parcelas	Precipitação (mm/h)	Duração (min)	Vol. escoado (L)	Vol. precipitado (L)	C _{esc}	f _c (mm/h)
SG6	120/120/156/156	55/60/60/50	26,59/27,75/26,31/28,48	110,0/120,0/156,0/130,0	0,24/0,23/0,17/0,22	88,3/88,3/124,0/114,0
SE4	120/120/156/156	31/25/25/26	35,33/31,43/33,72/39,29	62,0/50,0/65,0/67,6	0,57/0,63/0,52/0,58	47,2/38,0/64,0/55,0
Parcelas revestidas com blocos – etapa 1						
Parcelas	Precipitação (mm/h)	Duração (min)	Vol. escoado (L)	Vol. precipitado (L)	C _{esc}	f _c (mm/h)
BM2	84/120/120	36/35/25	6,77/26,56/19,29	50,44/70,06/50,0	0,13/0,38/0,39	69,0/72,1/66,0
BM7	60/84/120	36/35/35	17,18/30,25/48,93	36,0/49,0/70,0	0,48/0,62/0,70	30,0/29,0/34,4
BV2	156	60	0,0	156,0	*	*
BV7	156	60	0,0	156,0	*	*
BMC2	60/84/120	36/35/30	17,21/25,91/41,63	34,0/49,0/60,0	0,48/0,53/0,69	27,0/36,0/34,5
BMC6	84/120/120	33/35/45	15,67/43,06/47,44	46,24/71,0/89,0	0,34/0,61/0,53	51,7/42,7/50,8
BVC2	156/156	50/55	40,31/50,57	130,0/143,0	**/0,35	80,8/85,5
BVC6	156/156	60/60	47,47/51,36	156,0/156,0	0,30/0,35	97,0/91,4
Parcelas revestidas com blocos – etapa 2						
Parcelas	Precipitação (mm/h)	Duração (min)	Vol. escoado (L)	Vol. precipitado (L)	C _{esc}	f _c (mm/h)
BM2	84/120	20/20	22,58/32,73	28,0/40,0	0,81/0,82	14,3/18,0
BM7	84/120	22/15	24,64/27,93	30,8/30,0	0,80/0,93	13,8/6,9
BV2	84/120	50/40	25,70/32,24	70,0/80,0	0,37/0,40	48,1/67,5
BV7	84/120	45/30	40,06/40,52	63,0/60,0	0,64/0,68	26,3/32,8
BMC2	84/120	20/20	22,24/35,11	28,0/40,0	0,79/0,88	13,5/13
BMC6	84/120	20/20	23,37/28,36	28,0/40,0	0,83/0,71	13,8/29,9
BVC2	84/120	20/20	17,68/30,53	28,0/40,0	0,63/0,76	24,6/22,6
BVC6	84/120	20/20	21,08/32,39	28,0/40,0	0,75/0,81	18,2/16,3

* não apresentou geração de escoamento / ** apresentou problema no início da simulação

os valores de duração, vol. escoado, vol. precipitado, C_{esc} e f_c correspondem às respectivas precipitações na ordem indicada

Os resultados mostram que, apesar da pouca área disponível para infiltração, o revestimento com blocos maciços podem contribuir significativamente para a redução do escoamento superficial, sobretudo na ausência da ocorrência expressiva de sedimentos e em situações onde as condições de infiltração na base do pavimento possam ser mantidas sem compactação (parcela BM2 – figura 4.51). Essa situação pode ser reproduzida, por exemplo, para passeios e praças em áreas com ocupação já implantada.

Entretanto, a capacidade de infiltração desse tipo de superfície apresentou diminuições significativas na eficiência, principalmente com a ocorrência de sedimentos que rapidamente provocaram a colmatação das juntas entre os blocos, tornando a superfície praticamente impermeável. É importante ressaltar, porém, que a produção de sedimentos na região onde as parcelas foram instaladas era bastante significativa, em virtude da ocupação ainda rarefeita do local e da retirada da vegetação natural em alguns locais.

As superfícies de blocos vazados se mostraram mais eficientes do que as superfícies com blocos de concreto, principalmente no estado logo após a implantação. Mesmo com a compactação da base e o aumento da declividade longitudinal, essas superfícies apresentaram capacidade de infiltração final acima de 80mm/h (parcelas BVC2 e BVC6 etapa 1 - figura 4.51), o que representa a não ocorrência de escoamento superficial nas precipitações mais frequentes. Os coeficientes de escoamento para essa condição foram de 0,33 a 0,35 nas parcelas BVC2 e BVC6, respectivamente. Observou-se que nesse tipo de superfície, a fração permeável pode funcionar também como pequenos reservatórios, caso não seja completamente preenchida, favorecendo a um decaimento bastante suave da capacidade de infiltração.

Mesmo com a deposição de sedimentos sobre essas superfícies, nas situações em que não houve passagem de veículos (parcela BV2 – figura 4.52), esse tipo de superfície ainda apresentou boa eficiência com valores de C_{esc} próximos a 0,40 e capacidade de infiltração final em torno de 50mm/h.

Por outro lado, a ação de veículos juntamente com o aumento da concentração de sedimentos sobre esse tipo de superfícies contribuiu significativamente para a redução da capacidade de infiltração final, modificando as condições da fração permeável dos blocos.

Para essas condições, os comportamentos das superfícies de blocos vazados (BVC2 e BVC6 - figura 4.52) chegaram a se aproximar dos blocos de concreto, perdendo quase que completamente a sua eficiência.

Nesse caso, controlar o aporte de material fino sobre esses pavimentos e evitar, durante a construção, o preenchimento dos orifícios até a superfície para permitir que os veículos não contribuam para a compactação da fração permeável parecem cuidados essenciais para atingir melhores resultados.

Cabe ressaltar que a utilização dos dados obtidos em áreas maiores é uma questão que merece cuidado, já que as curvas de infiltração foram obtidas para parcelas de 1m^2 . Entretanto, em áreas urbanas o comprimento dos planos de escoamento são, geralmente, pequenos, favorecendo a boa aplicabilidade dos resultados.

5 – ANÁLISE NUMÉRICA

A partir das observações realizadas e dos resultados obtidos na etapa experimental deste trabalho, procurou-se realizar, neste capítulo, uma análise numérica fazendo uso de modelos matemáticos com o objetivo de compreender melhor o comportamento dos revestimentos avaliados. Este estudo foi dividido em duas etapas.

A primeira etapa compreendeu, basicamente, a realização de simulações da infiltração em modelos hipotéticos com o objetivo de verificar algumas hipóteses levantadas com base nas observações experimentais.

Na segunda etapa, a partir dos modelos matemáticos de infiltração ajustados no estudo experimental, foram realizadas simulações do processo de transformação de chuva em vazão sobre uma área de contribuição hipotética revestida com diferentes tipos de superfícies, como forma de avaliar o impacto das mesmas sobre o escoamento superficial.

Os itens seguintes descrevem em detalhes as etapas mencionadas anteriormente. O item 5.1 apresenta os procedimentos realizados na primeira etapa, enquanto que o item 5.2 foi reservado para a segunda etapa.

5.1 – VERIFICAÇÃO DE HIPÓTESES

As hipóteses analisadas nesta etapa corresponderam àquelas construídas no item 4.2.2. Basicamente, o foco das investigações se concentrou sobre dois aspectos: o aumento inesperado da taxa de infiltração com o acréscimo da declividade longitudinal, comportamento observado nas parcelas BMC2 e BMC6; a diminuição significativa da lâmina final de infiltração entre parcelas do grupo 1 e 2, durante a primeira etapa.

Apesar dos diversos experimentos realizados, não foi possível encontrar evidências que permitissem comprovar ou pelo menos reforçar as hipóteses formuladas. Nesse sentido, procurou-se, por meio desse estudo teórico, suprir essa lacuna.

As verificações das hipóteses foram realizadas por meio de simulações numéricas do processo de infiltração em modelos hipotéticos simplificados com características semelhantes às aquelas observadas para as superfícies avaliadas experimentalmente. Apesar da simplicidade do modelo, procurou-se preservar aspectos reais das parcelas, como tipo dos materiais das camadas subjacentes aos blocos e condições de contorno. As simulações numéricas foram realizadas com o auxílio do programa SSFLO, desenvolvido por Koide (1990).

No decorrer do estudo, as hipóteses testadas foram admitidas como corretas na medida em que os resultados obtidos nas simulações numéricas viessem a reproduzir comportamentos semelhantes aos observados nos experimentos realizados. Cabe esclarecer, entretanto, que as simulações realizadas não tiveram nenhum compromisso de reproduzir exatamente os resultados obtidos experimentalmente, mas identificar fatores que podem ter contribuído predominantemente para os comportamentos observados. Em virtude da natureza puramente teórica e simplificada dessa análise, a aceitação de uma hipótese neste trabalho representa apenas possíveis explicações para os fenômenos observados.

Este capítulo está estruturado da seguinte forma: no item 5.1.1 descreve-se o programa SSFLO utilizado nas simulações, com ênfase para as equações consideradas e a solução adotada para tais equações; o item 5.1.2 apresenta as hipóteses formuladas, as simulações realizadas para verificação das mesmas e uma discussão dos resultados obtidos; por fim, o item 5.1.3 traz algumas considerações sobre o estudo realizado.

5.1.1 – Programa SSFLO

Nas simulações realizadas neste capítulo, foi utilizado o programa SSFLO, desenvolvido por Koide (1990). A opção se deu em função da disponibilidade do programa, livre acesso ao código fonte, compatibilidade com as situações estudadas neste trabalho e robustez dos algoritmos implementados, com bons resultados comprovados em diferentes tipos de problemas (Koide, 1990; Campos, 1998).

O programa SSFLO foi implementado em linguagem Fortran 77, para o cálculo bidimensional do fluxo de água em meio parcialmente saturado, heterogêneo e

anisotrópico, com as direções dos eixos principais de condutividade hidráulica coincidentes com as direções dos eixos cartesianos.

A discretização espacial para a resolução da equação de fluxo de água em solo não-saturado é feita pelo método dos elementos finitos e a discretização temporal pelo método de diferenças finitas. O elemento finito utilizado é triangular com nós nos vértices. A utilização do método dos elementos finitos traz uma série de facilidades com relação à consideração de materiais heterogêneos, ao tratamento das condições de contorno, à determinação de possíveis faces de percolação, discretização do domínio, dentre outros.

A formulação básica utilizada no programa corresponde à formulação descrita por Neuman (1973), com funções de aproximação lineares. Entretanto, o programa fornece a opção de integração das propriedades do solo no elemento pelo método de quadratura de Gauss, melhorando a precisão dos resultados. Em seguida, uma descrição mais detalhada da resolução da equação de fluxo adotada é apresentada.

5.1.1.1 – Formulação básica utilizada

A equação que governa o fluxo de água em meio não-saturado foi originalmente proposta por Richards em 1931. Para um solo anisotrópico, heterogêneo, com os eixos de condutividade hidráulica paralelos aos eixos principais e considerando duas dimensões espaciais (x – horizontal e z – vertical) essa equação é dada pela expressão:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[K_x(\Psi) \frac{\partial \Psi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[K_z(\Psi) \left(\frac{\partial \Psi}{\partial z} + 1 \right) \right] = C \frac{\partial \Psi}{\partial t} \quad (5.1)$$

em que: Ψ = pressão de água no solo	[L]
$K_{x,z}(\Psi)$ = condutividade hidráulica nas direções x e z	[L.T ⁻¹]
$C = \frac{\partial \theta}{\partial \Psi}$ = coeficiente de capacidade	[L ⁻¹]
t = tempo	[T]
θ = umidade volumétrica	[adimensional]

Discretizando-se Ψ em termos de elementos finitos, tem-se:

$$\hat{\Psi}(x, z, t) = \sum_{m=1}^{NN} \xi_m(x, z) \cdot \Psi_m(t) \quad (5.2)$$

em que: $\hat{\Psi}(x, z, t)$ = função aproximada de Ψ ;

$\xi_m(x, z)$ = funções de forma do nó m , avaliadas na posição (x, z) ;

NN = número de nós;

$\Psi_m(t)$ = valor de Ψ no nó m no instante t .

Substituindo (5.2) em (5.1) e aplicando o método de Galerkin à equação resultante, tem-se:

$$\sum_e \left\{ \int_{R^e} \frac{\partial}{\partial x} \left[K_x \Psi_m \frac{\partial \xi_m^e}{\partial x} \right] \xi_n^e dR^e + \int_{R^e} \frac{\partial}{\partial z} \left[K_z \left(\Psi_m \frac{\partial \xi_m^e}{\partial z} + 1 \right) \right] \xi_n^e dR^e - \int_{R^e} C \frac{\partial \Psi_m}{\partial t} \xi_m^e \xi_n^e dR^e \right\} = 0 \quad (5.3)$$

em que: $m, n = 1, 2, \dots, NN$

R^e = domínio do elemento.

Aplicando-se o teorema de Green à equação (5.3), obtém-se:

$$\sum_e \left\{ - \int_{R^e} K_x \Psi_m \frac{\partial \xi_m^e}{\partial x} \frac{\partial \xi_n^e}{\partial x} dR^e - \int_{R^e} K_z \Psi_m \frac{\partial \xi_m^e}{\partial z} \frac{\partial \xi_n^e}{\partial z} dR^e + \int_{B^e} -\bar{q}_n \xi_n^e dB^e - \int_{R^e} K_z \frac{\partial \xi_n^e}{\partial z} dR^e - \int_{R^e} C \frac{\partial \Psi_m}{\partial t} \xi_m^e \xi_n^e dR^e \right\} = 0 \quad (5.4)$$

em que: B^e = contorno do elemento [L]

\bar{q}_n = fluxo ortogonal ao elemento no contorno [LT⁻¹]

$$\begin{aligned}\bar{q}_n &= \bar{q}_x + \bar{q}_z \\ \bar{q}_x &= K_x \Psi_m \frac{\partial \xi_m^e}{\partial x} && [LT^{-1}] \\ \bar{q}_z &= K_z (\Psi_m \frac{\partial \xi_m^e}{\partial z} + 1) && [LT^{-1}]\end{aligned}$$

A equação (5.4) escrita em notação matricial, torna-se:

$$\sum_e \left\{ A_{nm}^e \Psi_m + F_{nm}^e \frac{\partial \Psi_m}{\partial t} + B_n^e - Q_n^e \right\} = 0 \quad (5.5)$$

em que: $n, m = 1, 2, \dots, NN$

É importante observar que as matrizes A_{nm}^e , F_{nm}^e , B_n^e , e Q_n^e são matrizes correspondentes a cada elemento e, portanto, matrizes locais. Em termos globais, pode-se escrever:

$$[A_{nm}] \{\Psi_m\} + [F_{nm}] \left\{ \frac{\partial \Psi_m}{\partial t} \right\} + \{B_n\} - \{Q_n\} = 0 \quad (5.6)$$

em que: $[A_{nm}]$ = representa a condutância;

$[F_{nm}]$ = representa o armazenamento no domínio;

$\{B_n\}$ = representa o fluxo devido ao potencial gravitacional;

$\{Q_n\}$ = representa o fluxo através do contorno;

$\{\Psi_m\}$ = vetor dos valores de Ψ em todos os nós;

$\left\{ \frac{\partial \Psi_m}{\partial t} \right\}$ = vetor da taxa de variação de Ψ no tempo em cada nó.

Discretizando a equação (5.6) no tempo por meio de um esquema de diferenças finitas completamente implícito e rearranjando os termos, obtém-se a expressão:

$$\left[A_{nm}^{k+1/2} + \frac{F_{nm}^{k+1/2}}{\Delta t_k} \right] \{\Psi_m^{k+1}\} = \{Q_n^{k+1}\} - \{B_n^{k+1/2}\} + \left[\frac{F_{nm}^{k+1/2}}{\Delta t_k} \right] \{\Psi_m^k\} \quad (5.7)$$

em que: k = índice de tempo;

$$\Delta t_k = t^{k+1} - t^k \text{ (incremento de tempo).}$$

O índice $k+1/2$ significa a avaliação dos coeficientes C e K no tempo médio (metade do passo de tempo) a fim de evitar oscilações numéricas (Neuman, 1973). Na equação (5.7) o vetor $\{\Psi_m^{k+1}\}$ representa as variáveis do problema, visto que para um estado inicial esses valores são considerados conhecidos. Entretanto, as matrizes $[A_{nm}]$, $[F_{nm}]$ e o vetor $\{B_n\}$ dependem dessas variáveis. Portanto, a solução é encontrada por sucessivas iterações até que a diferença entre os valores de Ψ em duas iterações sucessivas não exceda um determinado limite, ou seja:

$$|\{\Psi_m^{k+1}\}^{r+1} - \{\Psi_m^{k+1}\}^r| < \varepsilon \quad (5.8)$$

em que, r representa o índice de iteração e ε o limite de erro desejado.

Para representar a condutividade hidráulica, a formulação utiliza a seguinte simplificação proposta por Neuman (1973):

$$K_x = K_r(S_e)K_x^{\text{sat}} \quad (5.9a)$$

$$K_z = K_r(S_e)K_z^{\text{sat}} \quad (5.9b)$$

em que:

$K_r(S_e)$ = condutividade hidráulica relativa em função do grau de saturação (S_e)

$$0 \leq K_r \leq 1 \quad [\text{adimensional}]$$

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_{\text{sat}} - \theta_r}; \quad [\text{adimensional}]$$

θ_r = umidade residual; [adimensional]

θ_{sat} = umidade de saturação. [adimensional]

$K_x^{\text{sat}}, K_z^{\text{sat}}$ = condutividade hidráulica saturada nas direções x e z [$L T^{-1}$]

Adotando essa simplificação, as matrizes globais podem ser escritas da seguinte forma:

$$[A_{nm}] = \sum_e \left[K_x^{\text{sat}} \int_{R^e} K_r \frac{\partial \xi_m^e}{\partial x} \frac{\partial \xi_n^e}{\partial x} dR^e + K_z^{\text{sat}} \int_{R^e} K_r \frac{\partial \xi_m^e}{\partial z} \frac{\partial \xi_n^e}{\partial z} dR^e \right] \quad (5.10a)$$

$$[F_{nm}] = \sum_e \left[\int_{R^e} C \xi_m^e \xi_n^e dR^e \right] \quad (5.10b)$$

$$[B_n] = \sum_e \left[K_z^{\text{sat}} \int_{R^e} K_r \frac{\partial \xi_n^e}{\partial z} dR^e \right] \quad (5.10c)$$

$$[Q_n] = \sum_e \left[\int_{R^e} -\bar{q}_n \xi_n^e dB^e \right] \quad (5.10d)$$

Para um fluxo constante e uniforme, distribuído através do lado externo de cada elemento localizado no contorno do domínio, tem-se que:

$$Q_n = -\sum_e \frac{(L_e V)_n}{2} \quad (5.11)$$

em que: V = vazão por unidade de área $[LT^{-1}]$

L_e = comprimento do lado do elemento $[L]$

Q_n = vazão infiltrada por metro linear. $[L^2T^{-1}]$

O programa SSFLO fornece diversas opções para cálculo das equações (5.10). A opção utilizada neste trabalho considera a matriz $[F_{nm}]$ na forma aglutinada (diagonal) e a integração das propriedades do solo (K e C) dentro dos elementos por quadratura de Gauss. Essa opção foi a que apresentou melhor desempenho global dentre treze opções de cálculo testadas por Campos (1998).

A diagonalização da matriz $[F_{nm}]$ é feita pela substituição do termo $\frac{\partial \Psi}{\partial t}$, da equação (5.1),

por $\frac{\partial \Psi_m}{\partial t}$, representando valores nos nós. Assim a forma aglutinada da matriz $[F_{nm}]$ é dada

por:

$$[F_{nn}] = \sum_e \left[\int_{R^e} C \xi_n^e dR^e \right]$$

$$= 0, \quad \text{para } n \neq m \quad (5.12)$$

Na integração por quadratura de Gauss, admite-se que a variação do coeficiente de capacidade e da condutividade hidráulica relativa K_r é não linear dentro do elemento e procede-se a integração, conforme as seguintes equações:

$$\int C dR^e = A^e \sum_{g=1}^{NPG} C_g W_g \quad (5.13)$$

$$\int K_r dR^e = A^e \sum_{g=1}^{NPG} K_{rg} W_g \quad (5.14)$$

em que: C_g = valor de C calculado no ponto de Gauss “g”;
 K_{rg} = valor de K_r calculado no ponto de Gauss “g”;
 W_g = função de ponderação do ponto de Gauss “g”;
 NPG = número de pontos de Gauss;
 A^e = área do elemento.

Considerando elementos triangulares, as funções de forma $\xi_m(x,z)$ lineares e resolvendo as integrais presentes nas equações (5.10), as respectivas matrizes assumem a forma:

$$[A_{nm}^e] = \frac{1}{4A^e} (K_{xn}^{sat} b_m b_n + K_{zn}^{sat} c_m c_n) \sum_{g=1}^{NPG} K_{rg} W_g \quad (5.15a)$$

$$[F_{nm}^e] = A^e \sum_{g=1}^{NPG} C_g W_g \xi_{ng} \quad n = m \quad (5.15b)$$

$$= 0 \quad n \neq m$$

$$\{B_n^e\} = \frac{K_z^{sat} c_n}{2} \sum_{g=1}^{NPG} K_{rg} W_g \quad (5.15c)$$

em que: $n, m = 1,2,3$ (nós locais – vértices do elemento);

c_m, c_n, b_m, b_n = valores obtidos a partir das coordenadas dos vértices do elemento;

W_g = valor tabelado.

Assim, é possível montar o sistema global de equações, conforme a expressão (5.7), e determinar os valores de Ψ e, conseqüentemente de θ , a cada passo de tempo. Uma descrição mais detalhada da resolução das equações pode ser obtida em Campos (1998).

5.1.1.2 – Condições de contorno

O programa SSFLO permite a imposição de dois tipos de condições de contorno: de Dirichlet e Neumann. Na primeira, o valor da carga de pressão (Ψ) nos nós é assumido como conhecido. Na segunda, os nós possuem valor de vazão (Q) conhecido, distribuída nas faces dos elementos de contorno. Esse é o caso em que se tem, por exemplo, regiões de fluxo nulo ou onde se tenha infiltração conhecida.

A depender do problema que esteja sendo estudado, as condições de contorno podem variar com o tempo, como por exemplo, em situações onde ocorra a saturação de nós com Q conhecido ou regiões onde haja formação de faces de percolação. Para controlar as condições de contorno no tempo o programa SSFLO utiliza alguns procedimentos.

Para contorno com Q conhecido, os respectivos nós são localizados. A cada iteração verifica-se se há nós nessas posições que atingiram a saturação. Caso ocorra tal situação, alteram-se as condições de contorno desses nós para nós com Ψ conhecidos ($\Psi=0$).

Em problemas em que se tenha a presença de uma possível face de percolação, as vazões nos respectivos nós são consideradas, inicialmente, nulas. Esses nós são mapeados e a cada iteração verifica-se se algum desses satura. Caso ocorra tal situação, o nó passa a ter o valor de Ψ conhecido ($\Psi=0$).

A partir desses procedimentos, o programa SSFLO permite o controle, durante toda a simulação, das condições de contorno, permitindo automaticamente a atualização dessas condições.

5.1.2 – Simulações realizadas

5.1.2.1 – Representação das superfícies

A partir dos elementos envolvidos na investigação, as superfícies avaliadas experimentalmente foram representadas por um modelo hipotético bidimensional no plano xz (vertical) cuja estrutura está mostrada na figura 5.1.

Nesse modelo, a estrutura dos revestimentos foi representada por uma camada de areia com 1 m de comprimento, com inclinação longitudinal constante, sobreposta a uma camada de solo argiloso referente ao substrato. Semelhante aos procedimentos de instalação das parcelas em campo, considerou-se essas camadas confinadas em um solo argiloso adjacente.

Por simplificação, os blocos de concreto não foram considerados no modelo. Entretanto, utilizou-se uma camada fictícia com pequena espessura localizada acima da camada de areia. A finalidade desse artifício foi evitar valores de infiltração muito elevados no início da simulação numérica. Esse comportamento foi observado em simulações realizadas previamente, onde observou-se a saturação praticamente instantânea do sistema. A introdução da camada fictícia propiciou um melhor controle da entrada do fluxo de água. É importante observar que as propriedades adotadas para essa camada foram mantidas constantes em todas as simulações realizadas.

Como nos experimentos, a infiltração de água foi considerada apenas na extensão de 1 m, acima da camada de areia, correspondente à área da parcela experimental. A consideração de uma camada própria para representar o substrato teve por finalidade diferenciar situações com o substrato compactado e não compactado.

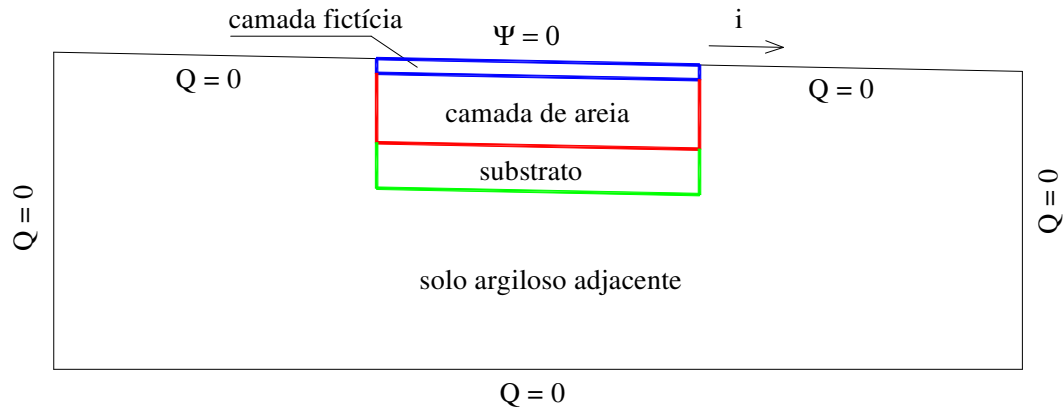


Figura 5.1 – Modelo utilizado para representar as superfícies analisadas.

O domínio do problema foi estendido além dos limites reais da parcela (1m). Nos contornos laterais e de fundo considerou-se condições de fluxo nulo, por entender que estejam suficientemente distantes da superfície destinada à infiltração, de modo a não sofrerem interferências do fluxo percolado. A mesma condição foi considerada para o contorno superior, fora da região da camada de areia.

O contorno da superfície destinada à infiltração foi considerado saturado, com $\Psi = 0$. Cabe esclarecer que essa consideração corresponde a uma simplificação da realidade. Na verdade, em experimentos de simulação de chuva, quando a capacidade de infiltração do solo é superior à intensidade de precipitação, toda água infiltra e portanto o fluxo através da superfície é conhecido, sendo igual à intensidade de precipitação. Entretanto, na medida em que a capacidade de infiltração do solo diminui, ficando abaixo da intensidade de precipitação, o valor do fluxo muda, pois parte da água precipitada passa a formar o escoamento superficial.

Em função da dificuldade em representar matematicamente esse processo de forma integrada, de modo a atualizar o valor do fluxo de água a cada instante, adotou-se a simplificação mencionada anteriormente. Entretanto, tendo em vista que os objetivos das simulações numéricas não foram de reproduzir os resultados obtidos experimentalmente, acredita-se que essa consideração não trouxe maiores prejuízos ao estudo.

5.1.2.2 – Simulação 1

A primeira simulação foi realizada, simplesmente, para reforçar a possibilidade da compactação do substrato ser um dos fatores responsáveis pela redução da infiltração através das superfícies avaliadas. Esse comportamento foi observado, principalmente, nas parcelas BM2 e BMC2 (com declividades e tipos de revestimentos iguais), durante a primeira etapa dos experimentos, já que após a compactação da base ocorreu uma evidente redução da capacidade de infiltração da superfície.

Para verificar a hipótese, foram considerados dois modelos com inclinações longitudinais de 2%, compatível com a observada nas parcelas reais. Em um dos modelos, o substrato foi considerado compactado. O efeito dessa compactação foi introduzido por meio de uma redução no valor de K_{sat} da camada correspondente, com relação ao adotado para o solo adjacente. As espessuras das camadas de areia, do substrato e da camada fictícia foram fixadas em de 7 cm, 5 cm e 1 cm, respectivamente.

As formas das curvas características para os solos presentes no modelo (solo argiloso e areia, considerados isotrópicos) foram retiradas do trabalho de Elmaloglou (1980). As equações correspondentes estão apresentadas em seguida:

$$\frac{\theta(\Psi) - \theta_{res}}{\theta_{sat} - \theta_{res}} = \frac{\alpha}{\alpha + |\Psi|^\beta} \quad (5.16a)$$

$$K_r(\Psi) = \frac{A}{A + |\Psi|^B} \quad (5.16b)$$

Os parâmetros θ_{sat} e θ_{res} adotados para o material argiloso (substrato e solo adjacente) foram retirados do trabalho de Ferreira (2005). O autor determinou esses parâmetros para solos na região do Distrito Federal, com características bastante semelhantes ao solo presente na área do estudo experimental deste trabalho. Para a camada fictícia também foram considerados esses mesmos parâmetros. A diferenciação entre as camadas foi realizada a partir da adoção de diferentes valores para a condutividade hidráulica saturada (K_{sat}).

Para a areia, os parâmetros adotados foram os mesmos utilizados por Elmaloglou (1980). O único valor modificado foi o de K_{sat} , onde foi adotado um valor mais condizente com a realidade a partir de dados disponíveis na literatura. Os valores adotados para os parâmetros estão apresentados na tabela 5.1 e a figura 5.2 mostra as curvas características para os respectivos materiais considerados.

Cabe ressaltar que apesar do θ_{sat} (0,60) adotado para o solo argiloso parecer elevado, resolveu-se manter esse valor nas simulações por ele representar o valor obtido a partir de várias análises em laboratório com solos da região do Distrito Federal, bastante semelhante ao solo presente na área experimental deste trabalho. Posteriormente, as simulações realizadas foram repetidas adotando um valor menor (com $\theta_{sat} = 0,40$) e observou-se que os comportamentos obtidos foram semelhantes aos primeiros, sem prejuízos para as conclusões do trabalho.

Tabela 5.1 – Parâmetros dos solos

Parâmetro	Areia	Substrato	Solo adjacente	Camada fictícia
α	$5,6241 \times 10^4$	$6,0359 \times 10^6$	$6,0359 \times 10^6$	$6,0359 \times 10^6$
β	3,163	3,922	3,922	3,922
A	$3,098 \times 10^7$	769,4	769,4	769,4
B	6,355	2,349	2,349	2,349
θ_{sat} (cm ³ /cm ³)	0,27	0,60	0,60	0,60
θ_{res} (cm ³ /cm ³)	0,06	0,25	0,25	0,25
K_{sat} (cm/h)	180	0,18* / 2,8**	2,80	0,54

*Substrato compactado / ** Substrato não compactado

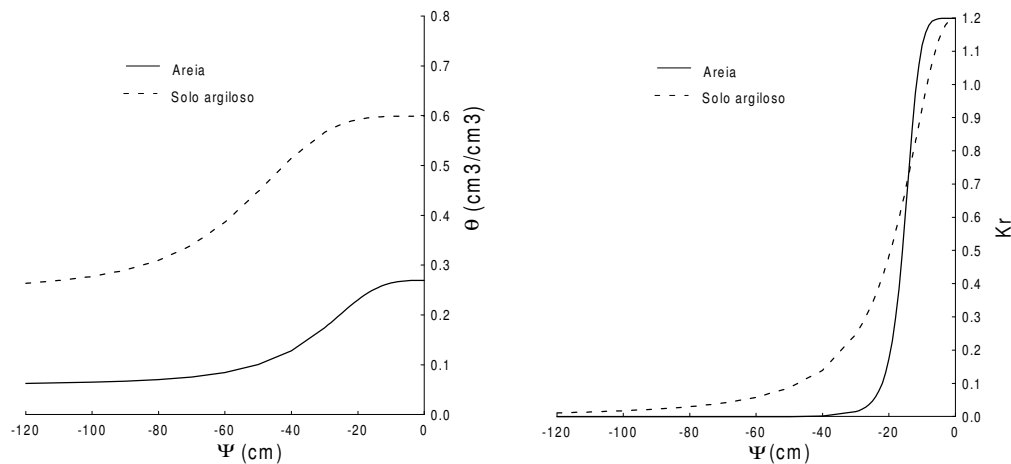


Figura 5.2 – Curvas características dos solos considerados

A malha de elementos finitos utilizada nas simulações resultou em 273 nós e 400 elementos, conforme mostrado na figura 5.3. A parte superior com 13 cm representa a camada fictícia, areia e substrato. As camadas correspondentes possuem 1 cm, 1cm, 2 cm, 2 cm, 2,5 cm e 2,5 cm.

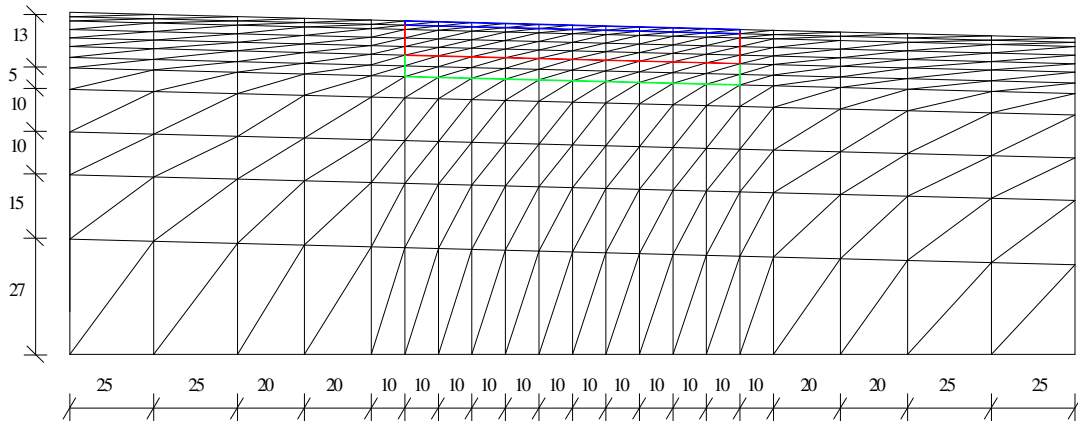


Figura 5.3 – Malha de elementos finitos utilizada: camada fictícia (azul), areia (vermelho) e substrato (verde) – medidas em centímetro.

Como condições iniciais, adotou-se $\Psi = -120$ cm para todo o domínio. Esse valor correspondeu a condições iniciais bastante secas, onde os valores de umidade se aproximam dos valores residuais tanto para a areia como para o solo argiloso.

A figura 5.4 mostra o resultado da simulação para os dois casos considerados. As curvas representam a vazão infiltrada no sistema ao longo do tempo. A figura 5.5 mostra a evolução da pressão de água no solo na vizinhança das camadas subjacentes (areia + substrato) para as situações analisadas.

As respostas obtidas revelaram a presença de duas fases distintas. Nos instantes iniciais, observa-se um decaimento brusco da vazão infiltrada e, posteriormente, uma tendência de estabilização da mesma. Essa fase foi praticamente igual para os dois casos analisados, sendo caracterizada pelo rápido molhamento da camada fictícia e o umedecimento descendente da camada de areia, até um determinado instante em que esta camada passa a funcionar como uma zona de transmissão de fluxo não saturado para o substrato (patamar

horizontal). Esse comportamento pode ser observado nas figuras 5.5a e 5.5b, para os dois primeiros instantes de tempo.

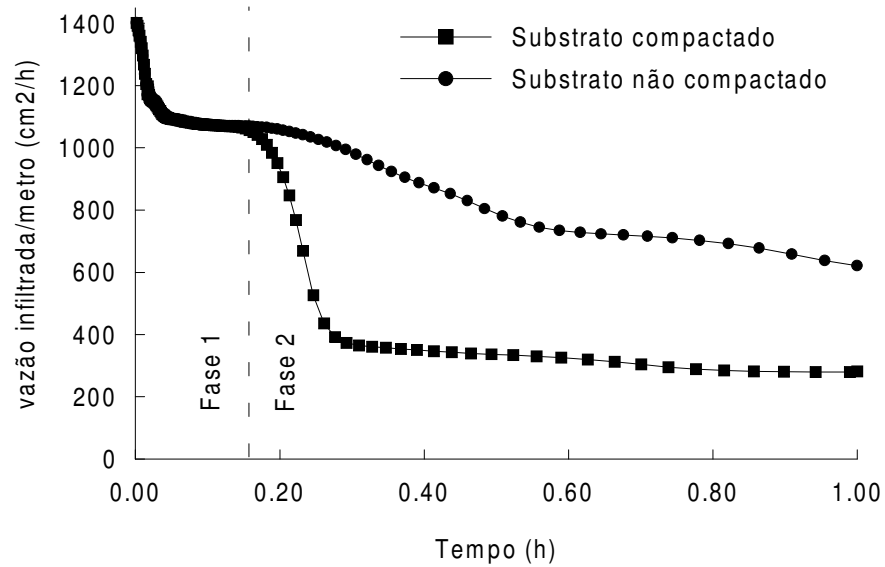


Figura 5.4 – Resultado da simulação para modelo com declividade 2%.

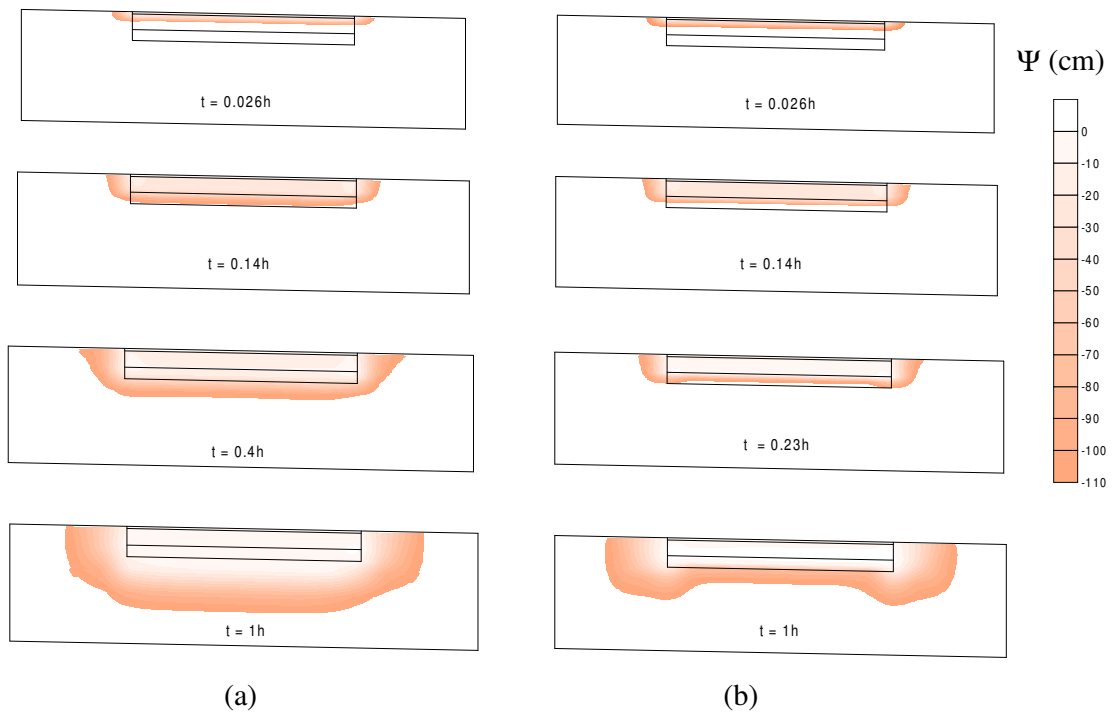


Figura 5.5 – Evolução da pressão de água no solo com o tempo na vizinhança das camadas subjacentes (areia + substrato): (a) substrato não compactado e (b) substrato compactado.

Posteriormente, observa-se a ocorrência de uma nova fase de decaimento da vazão infiltrada. Essa diminuição ocorreu em função da chegada da frente de umidade na interface entre areia e substrato. Em função da diferença significativa na condutividade hidráulica dos materiais, a camada de areia passou a ser umedecida no sentido ascendente, ocorrendo acréscimo de umidade na região da interface, diminuindo, portanto, a diferença de potencial entre a superfície e a interface. Esse comportamento pode ser observado nos dois instantes finais mostrados na figura 5.5a e 5.5b.

Para o caso em que o substrato foi considerado não compactado, o decaimento da vazão infiltrada na fase 2 foi mais suave. Essa configuração ocorreu porque o substrato permitiu a continuidade do fluxo transmitido através da areia para as camadas mais profundas, sem a ocorrência de zonas completamente saturadas acima dessa camada.

Para a situação com o substrato compactado, verifica-se o decaimento brusco da vazão infiltrada e a rápida estabilização da mesma. Esse comportamento ocorreu em decorrência da redução de condutividade hidráulica considerada para substrato (compactação), provocando uma retenção de fluxo e a saturação ascendente da camada de areia após a chegada da frente de umidade na interface (Figura 5.5 b – dois instantes finais). Nesse caso, o processo de percolação através do substrato passou a ser estimulado por uma lâmina de água praticamente constante acima da interface areia-substrato.

Apesar da simplificação do modelo considerado para representar as superfícies reais, os resultados obtidos na figura 5.4, sobretudo para a fase dois, mostraram uma certa concordância com aqueles observados nos experimentos de simulação de chuva para as parcelas BM2 e BM2C. É importante ressaltar, entretanto, que apenas uma associação qualitativa entre as simulações e o comportamento real observado é possível de ser realizada. Naturalmente, a adoção de outros parâmetros para a camada fictícia ou condições iniciais diferentes, poderia conduzir a outro tipo de interpretação.

Para verificar a possível influência da umidade inicial no comportamento das parcelas, outras simulações foram realizadas. Para essa nova análise, apenas as condições iniciais do problema foram alteradas, adotando-se condições iniciais mais úmidas com os valores de

Ψ variando linearmente com a profundidade, sendo -120 cm na camada inferior (fundo) e -40 cm no topo. Os resultados estão apresentados na figura 5.6.

Diferentemente dos resultados obtidos anteriormente, é possível perceber a presença de uma única fase (correspondente à fase 2) na infiltração. Entretanto, os decaimentos das vazões infiltradas da figura 5.6 e da fase 2 na figura 5.5 apresentaram comportamentos bastante semelhantes, mostrando que o estado inicial de umidade do solo influenciou principalmente no tempo para início do decaimento, mas não nos valores finais.

Apesar das diferenças observadas entre as duas simulações, foi possível verificar comportamentos semelhantes mostrando, sobretudo, a influência do substrato na vazão infiltrada, independentemente das condições iniciais impostas ao problema. Os resultados obtidos com base no modelo utilizado, apontaram para a possibilidade da camada de areia funcionar apenas como uma zona de transmissão de fluxo de água não saturado para o substrato que passa a ser o fator controlador do processo de infiltração através da superfície. Esse fato reforça, portanto, a hipótese testada.

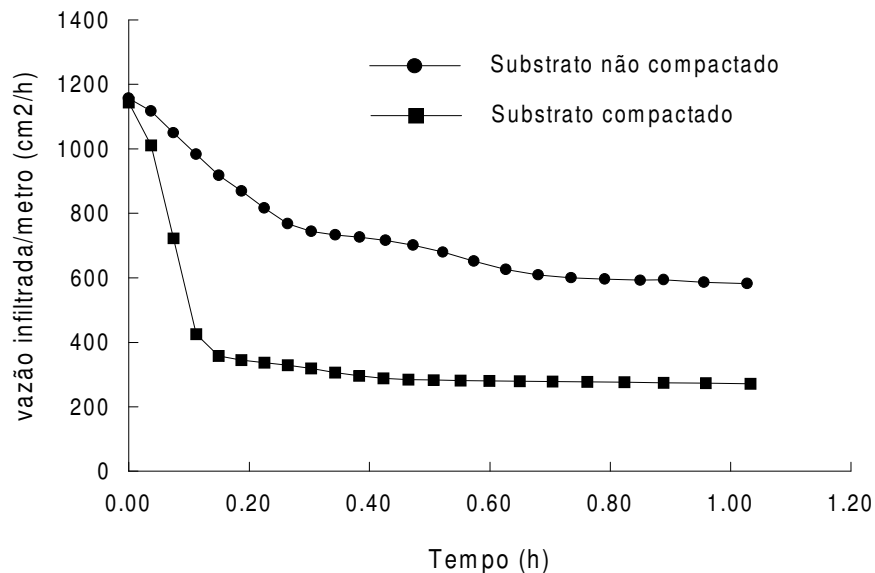


Figura 5.6 – Resultados das simulações considerando condições iniciais úmidas.

5.1.2.3 – Simulação 2

A segunda simulação foi idealizada com base nos resultados experimentais observados nas parcelas BMC2 e BMC6 durante a primeira fase dos experimentos onde, inesperadamente, verificaram-se valores maiores de infiltração para a parcela com maior declividade.

A hipótese inicialmente formulada como uma possível explicação para esses resultados foi que a compactação do substrato, diminuindo a infiltração vertical para as camadas mais profundas, poderia induzir ao desenvolvimento de um fluxo subsuperficial preferencial na direção da declividade da camada de areia. Seguindo essa hipótese, poderia se esperar que a declividade passasse a exercer um papel importante no fluxo de água através das camadas subjacentes, podendo conduzir a uma situação em que superfícies com maiores declividades permitissem maiores infiltrações superficiais.

Para verificar essa hipótese, dois modelos foram considerados, sendo um com declividade 2% e outro com 7%. Em ambos os casos, o substrato foi considerado compactado. As espessuras das camadas de areia, do substrato e da camada fictícia foram as mesmas utilizadas na simulação 1.

Os demais parâmetros dos solos foram os mesmos apresentados na tabela 5.1. As malhas de elementos finitos utilizadas foram semelhantes às aquelas usadas na simulação 1, diferenciadas apenas pelas inclinações consideradas. As condições iniciais adotadas corresponderam a condições secas ($\Psi = -120$ cm).

A figura 5.7 mostra os resultados das simulações. É possível perceber um comportamento semelhante ao apresentado na figura 5.4, com a presença de duas fases distintas. Entretanto, nota-se que praticamente não houve diferença no comportamento dos modelos avaliados. A figura 5.8 mostra a evolução da pressão de água no solo com o tempo na vizinhança das camadas subjacentes, para os dois casos analisados.

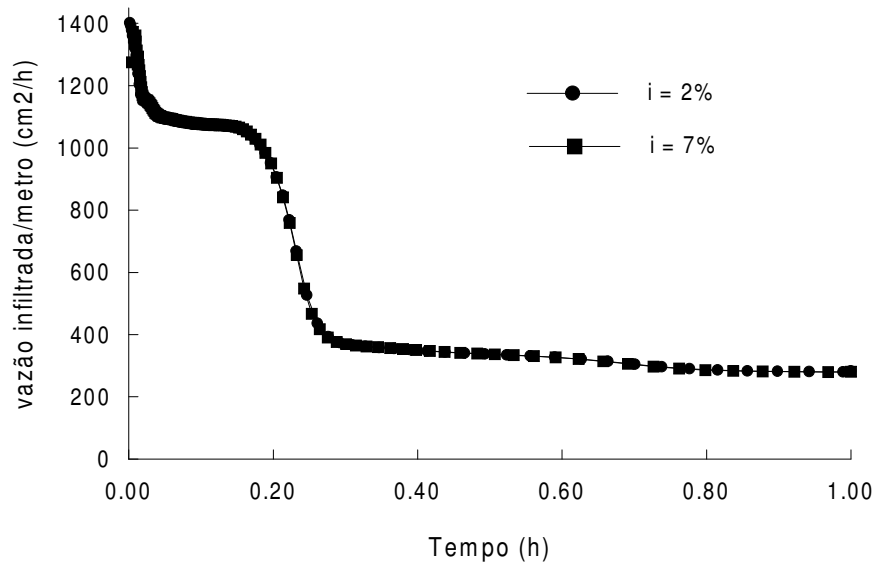


Figura 5.7 – Resultados das simulações para situações com diferentes declividades.

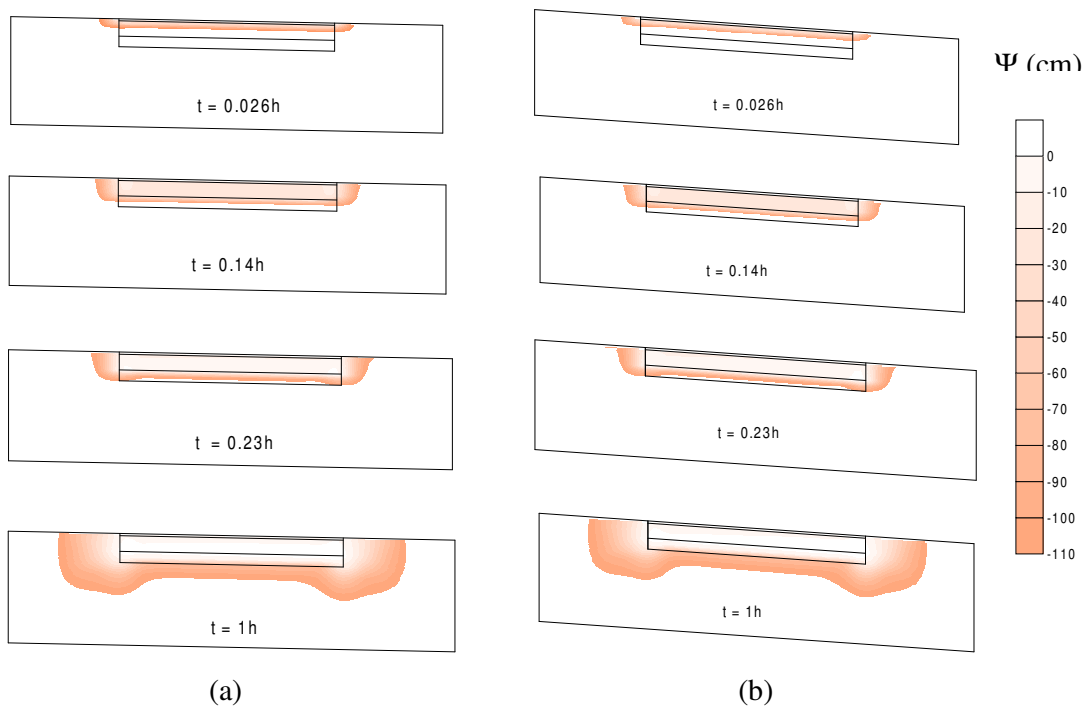


Figura 5.8 – Evolução da pressão de água no solo na vizinhança das camadas subjacentes (areia + substrato): (a) declividade 2% e (b) declividade 7%.

É possível perceber que mesmo com a compactação do substrato, o confinamento lateral da camada de areia pelo solo argiloso adjacente parece não ter permitido o desenvolvimento de um fluxo preferencial na direção da declividade, de tal forma que a maior declividade

pucesse conduzir a maior infiltração superficial. Mesmo para o caso com declividade longitudinal de 7% verificou-se apenas um ligeiro espalhamento lateral da frente de umidade.

Nesse caso, os resultados obtidos das simulações não concordaram com os comportamentos observados experimentalmente, não sendo possível considerar a hipótese formulada como viável.

Na tentativa de verificar se as condições iniciais de umidade poderiam influenciar os resultados obtidos, gerando uma nova possibilidade para explicar os comportamentos observados experimentalmente, uma outra simulação foi realizada, onde condições iniciais mais úmidas foram adotadas. Os resultados estão apresentados na figura 5.9.

É possível perceber que os comportamentos observados diferem dos resultados obtidos da análise anterior, visto que na fase de decaimento das curvas as vazões infiltradas para as duas situações apresentam diferenças evidentes. Percebe-se que para a declividade de 7% o decaimento é mais brusco, entretanto, o seu início é mais lento com relação ao da declividade de 2%. Mas, em termos de valores finais, as vazões infiltradas praticamente não diferiram.

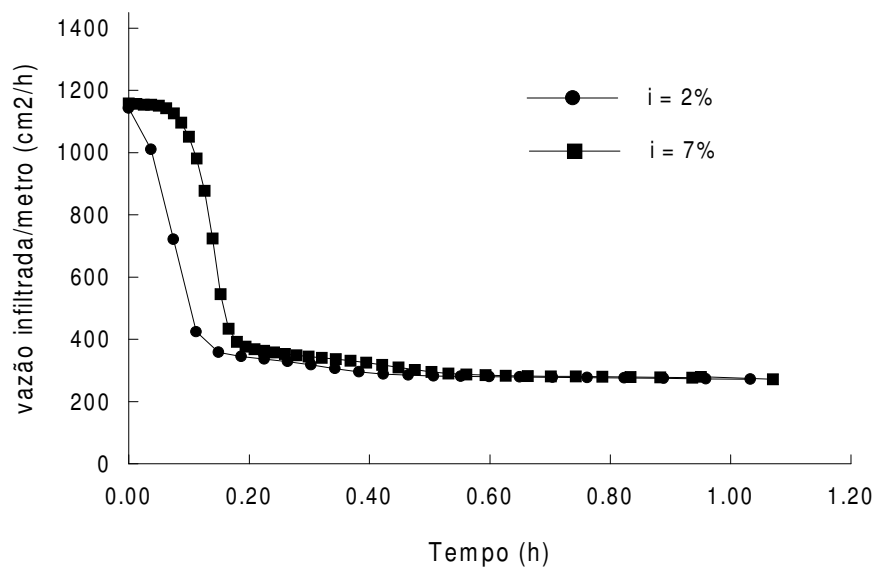


Figura 5.9 – Resultados das simulações considerando condições iniciais úmidas.

Novamente, os comportamentos observados não concordaram com aqueles observados experimentalmente, contrariando a expectativa de que alterações nas condições iniciais de umidade pudessem conduzir a resultados semelhantes àqueles observados experimentalmente.

5.1.2.4 – Simulação 3

A simulação 3 representa uma continuação do problema estudado na simulação 2. Após os resultados obtidos não terem sido satisfatórios, procurou-se formular uma nova hipótese na tentativa de buscar uma explicação para os comportamentos observados nas parcelas BMC2 e BMC6.

Para estimular a formulação da hipótese, foi realizado um ensaio destrutivo em campo, onde as parcelas BMC2 e BMC6 foram parcialmente desmontadas. O procedimento incluiu a retirada de parte dos blocos de concreto e a remoção da camada de areia até atingir o substrato. Dessa forma, foi possível verificar, detalhadamente, o estado das camadas subjacentes aos blocos, bem como o estado do contorno da parcela.

As figuras 5.10 e 5.11 mostram alguns detalhes observados durante a desmontagem das parcelas BMC2 e BMC6, respectivamente. As parcelas foram desmontadas no sentido da declividade longitudinal, até a região de encontro dos blocos com a cinta de concreto, ou seja, próxima à calha instalada para o recolhimento do escoamento superficial.

Em ambas as parcelas, a camada de areia se mostrou, aparentemente, bastante uniforme sem nenhum indício de formação de caminhos preferenciais ou estratificação evidente. O substrato também se encontrava intacto, com o aspecto bastante uniforme, sem a presença de fissuras que resultassem em caminhos preferenciais.

Entretanto, nas regiões de encontro das camadas de areia com as cintas de concreto (face frontal da parcela) foram verificadas ocorrências de aberturas, em ambos os casos, que se estendem por toda a largura da parcela, conforme mostrado nas figuras 5.10d, 5.10e, 5.11b e 5.11c.

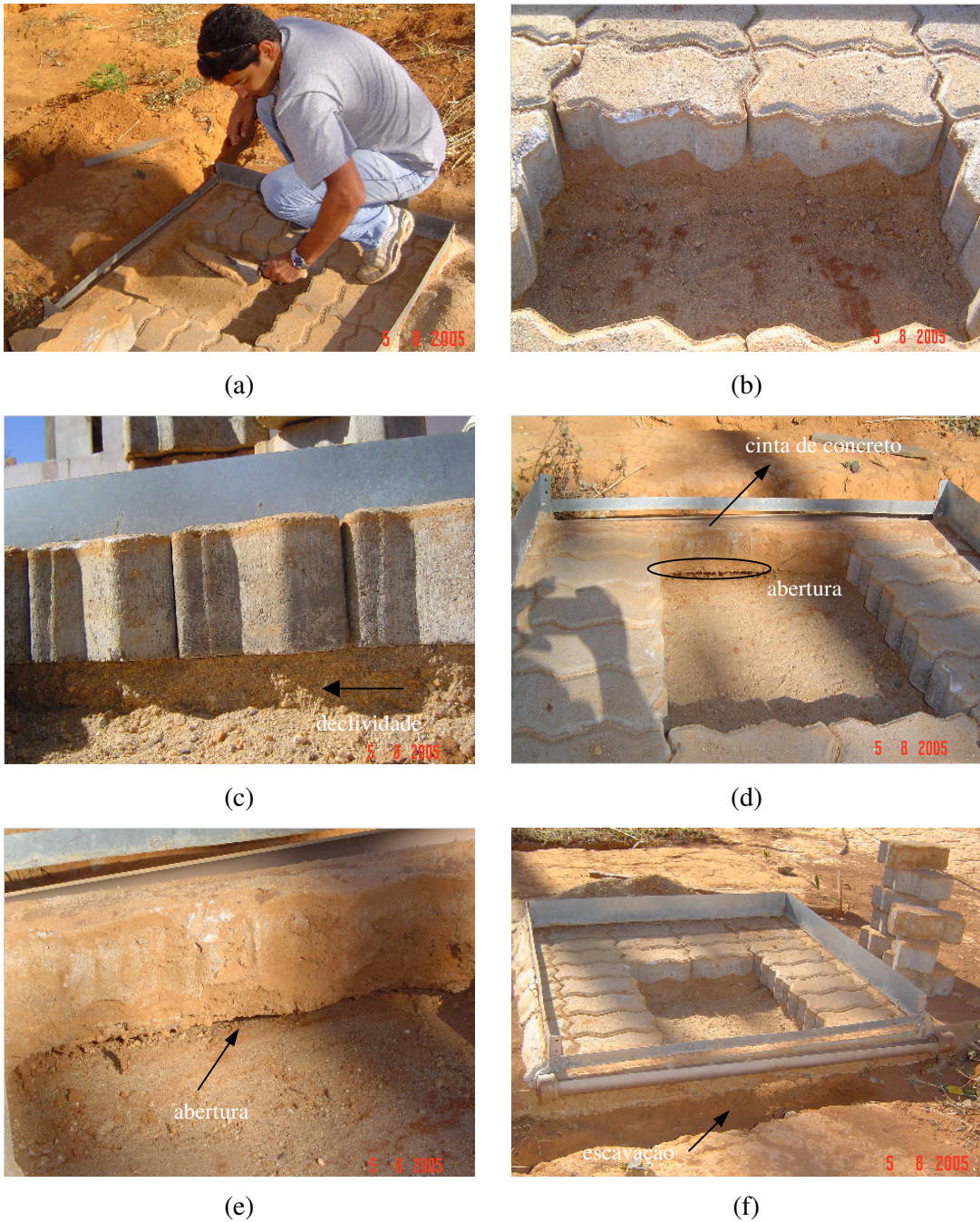


Figura 5.10 – Parcela BMC2 (a) retirada dos blocos e camada de areia; (b) aspecto da areia e substrato; (c) detalhe da camada de areia abaixo dos blocos; (d) abertura encontrada próxima à cinta de concreto; (e) detalhe da abertura e cinta de concreto; (f) escavação para instalação da mangueira na calha e aparecimento da abertura.

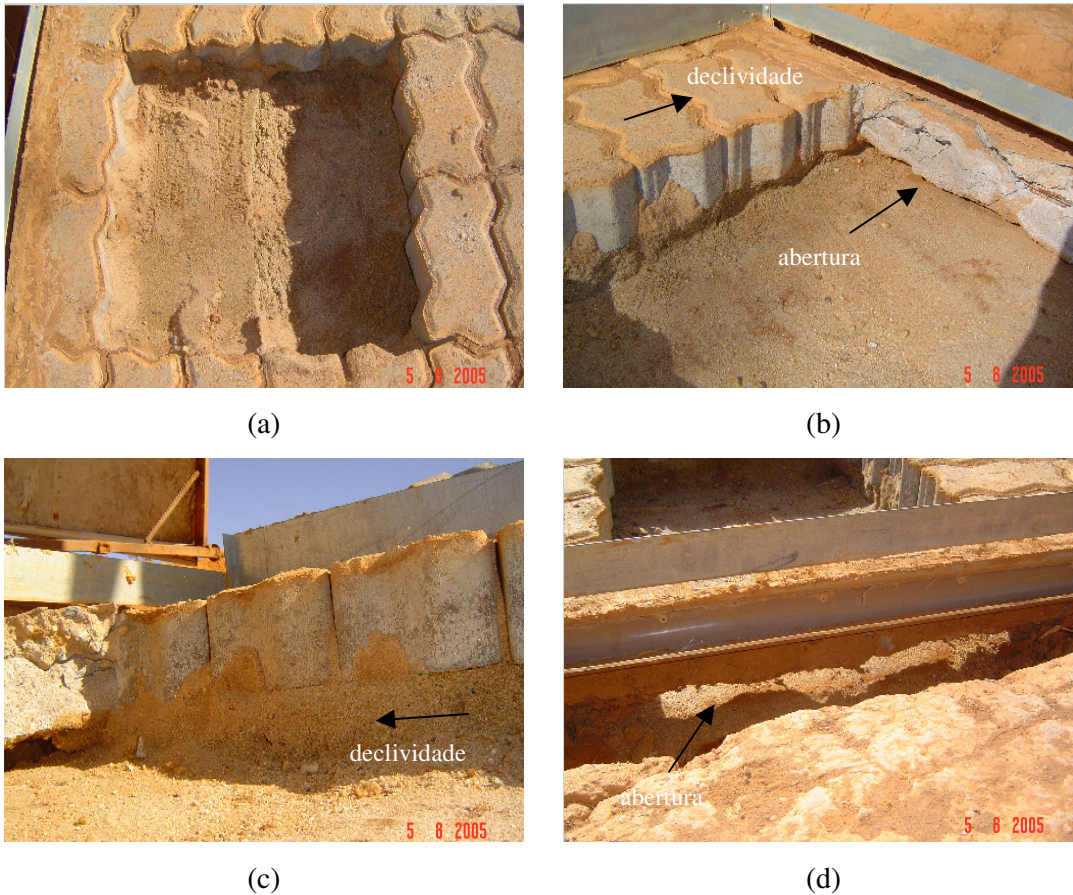


Figura 5.11 – Parcela BMC6 (a) vista superior da areia abaixo dos blocos; (b) encontro da camada de areia com a cinta de concreto e aparecimento de uma abertura; (c) camada de areia próxima à abertura; (d) detalhe da escavação abaixo da calha e aparecimento da abertura.

Essa abertura foi ocasionada pela escavação de uma pequena vala no solo, abaixo da calha de PVC, de forma a permitir a instalação da mangueira para retirada do escoamento superficial para o reservatório de medição (figuras 5.10f e 5.11d). Esse procedimento foi necessário porque, nessas parcelas, a cavidade para o posicionamento do reservatório para medição do escoamento superficial foi localizada no lado oposto à saída da calha.

As aberturas encontradas tinham aspectos semelhantes. Entretanto, na parcela BMC2 a camada de areia, por baixo da cinta de concreto, não estava em contato direto com a atmosfera. Havia a presença de resíduos de solo, remanescentes da escavação da vala. Na parcela BMC6, entretanto, percebeu-se que a camada de areia, abaixo da cinta de concreto, estava diretamente em contato com a atmosfera.

Com base nessas observações, construiu-se a hipótese de que as aberturas encontradas poderiam funcionar como possíveis faces de percolação. Complementando a hipótese analisada anteriormente (item 5.1.2.3), deduziu-se que as aberturas poderiam favorecer a continuidade do fluxo subsuperficial longitudinal na camada de areia, estimulado pela compactação do substrato. Acredita-se, portanto, que sob essas condições poderia haver ocorrência de maior infiltração através da superfície para a parcela com declividade mais acentuada .

Para verificar essa possibilidade, foi considerado o modelo apresentado na figura 5.12, onde uma cavidade foi inserida para representar as aberturas observadas. Um modelo semelhante ao apresentado, mas com declividade longitudinal de 7%, também foi construído para representar a parcela mais inclinada.

Em ambos os casos, o substrato foi considerado compactado. Os parâmetros utilizados para as camadas de solo foram os mesmos apresentados na tabela 5.1. As espessuras da camada de areia, do substrato e da camada fictícia foram as mesmas utilizadas na simulação 1.

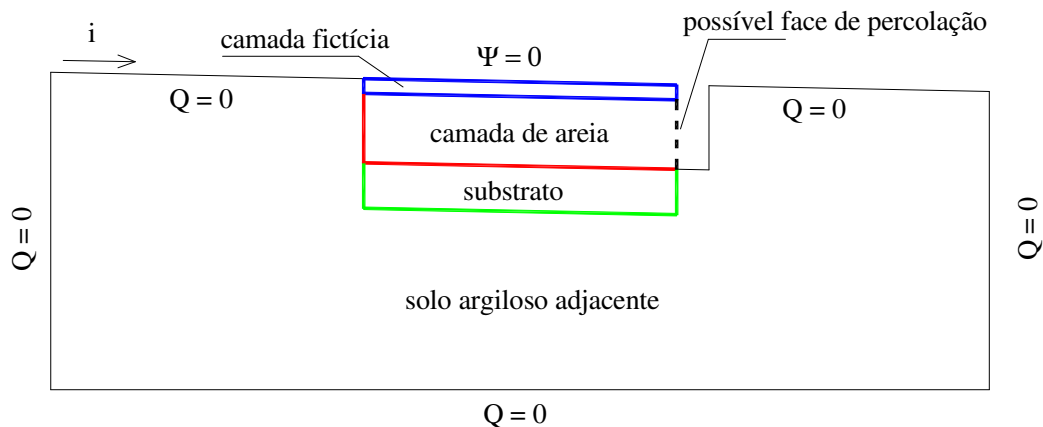


Figura 5.12 – Modelo considerando possível face de percolação.

A malha de elementos finitos utilizada está apresentada na figura 5.13 e apresenta elementos com dimensões iguais aos apresentados na figura 5.3. Os elementos localizados no contorno esquerdo da cavidade foram considerados como possíveis faces de percolação. Adotaram-se condições iniciais secas ($\Psi = -120$ cm).

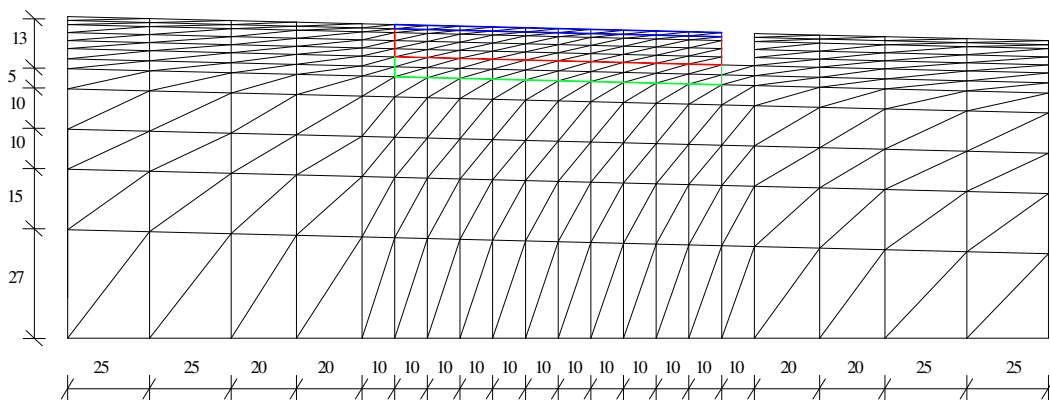


Figura 5.13 – Malha de elementos finitos considerando uma possível face de percolação.

A figura 5.14 mostra os resultados das simulações. Como é possível observar, os comportamentos são semelhantes aos obtidos na simulação 2. Entretanto, após a estabilização da vazão infiltrada, verifica-se que o valor obtido para o modelo com declividade 2% foi inferior ao obtido para a parcela com declividade 7%.

A figura 5.15 apresenta a configuração da pressão de água no solo no final da simulação nas vizinhanças das camadas subjacentes. Como é possível observar, em ambos os casos, ocorreu a saturação da região da camada de areia acima do substrato e a formação de uma face de percolação ($\Psi = 0$) na região do contorno esquerdo da cavidade considerada no modelo. Praticamente, a camada de areia ficou sob o efeito de um mesmo potencial matricial. Nesse caso, a diferença no potencial gravitacional gerada pela inclinação do terreno foi primordial para a obtenção de gradientes mais elevados na direção da declividade, promovendo o aumento do fluxo nessa direção.

Para verificar a influência da umidade no comportamento das parcelas, outras simulações foram realizadas. Para essa nova análise, apenas as condições iniciais do problema foram alteradas, adotando-se condições iniciais mais úmidas. Os resultados estão apresentados na figura 5.16.

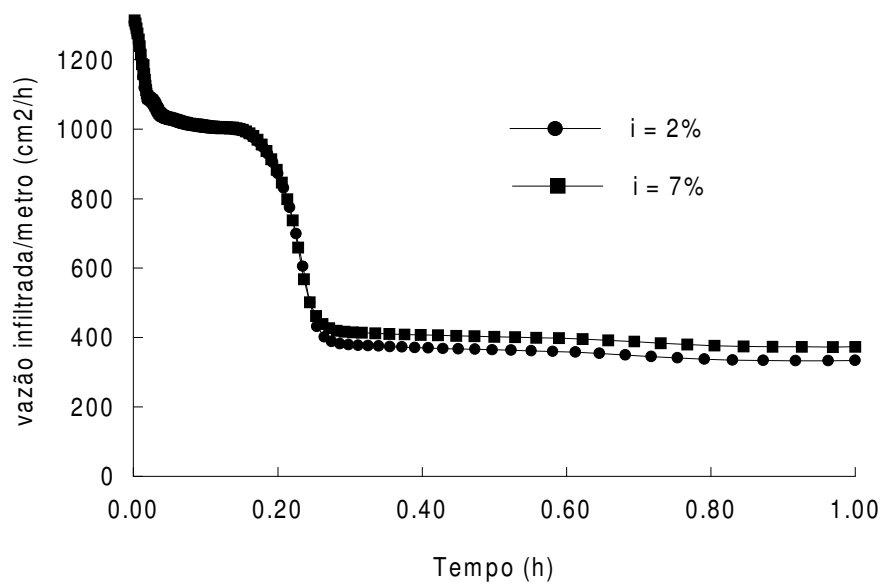


Figura 5.14 – Condições iniciais secas.

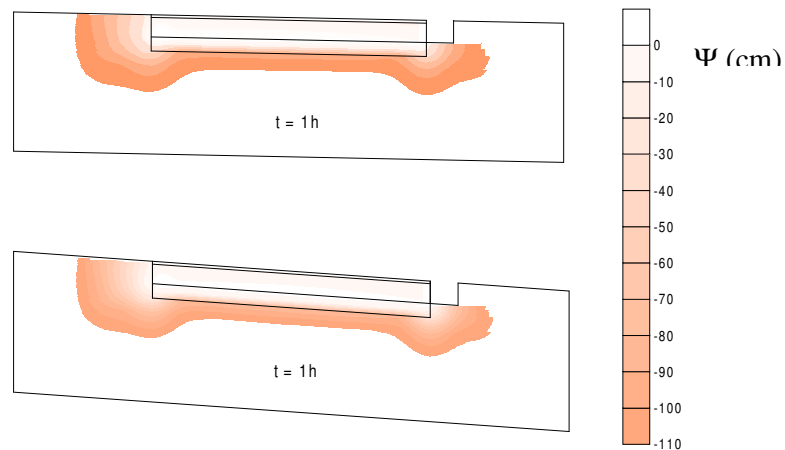


Figura 5.15 – Distribuição da pressão de água no solo na vizinhança das camadas subjacentes para declividade de 2% (superior) e 7% (inferior).

Como é possível observar, a diferença na vazão infiltrada final entre os dois modelos ficou mais evidente, continuando a acontecer valores maiores para o caso com declividade de 7%. Nesse caso, a vazão infiltrada para a parcela de 7% foi superior a obtida para a parcela 2% durante todo tempo. Isso aconteceu em função da maior umidade inicial na camada de areia, favorecendo a formação mais rápida da face de percolação.

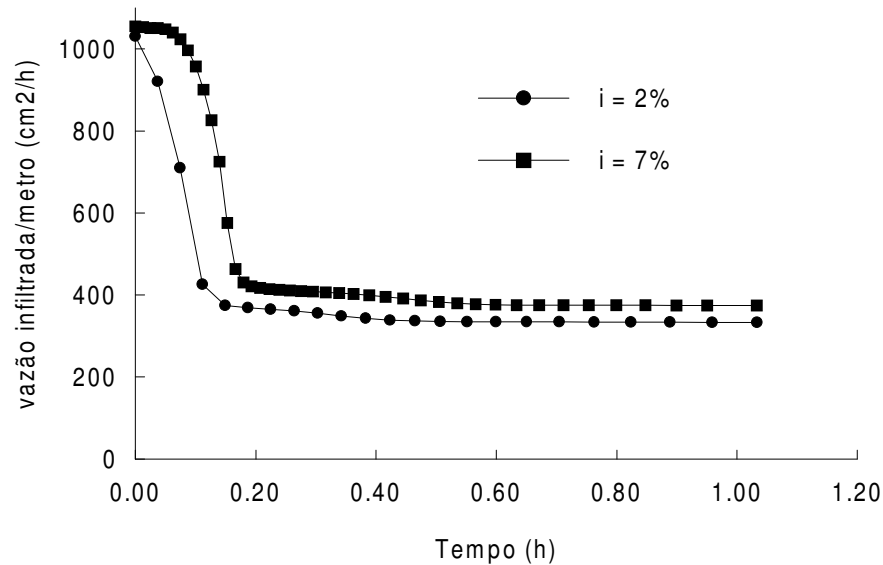


Figura 5.16 – Resultados das simulações para condições iniciais úmidas.

Uma outra possibilidade considerada foi a ocorrência de face de percolação apenas na superfície com declividade de 7%. Como comentado anteriormente, os ensaios destrutivos mostraram uma maior evidência da presença de uma face de percolação para a parcela BMC6. Nesse caso, observou-se que a camada de areia, na região inferior à cinta de concreto, estava em contato direto com a atmosfera.

A figura 5.17 mostra uma comparação entre os resultados das simulações para o modelo com declividade 2% sem a consideração de face de percolação e com declividade de 7%, considerando uma possível face de percolação. Como era esperado, confirmou-se que a presença da face de percolação permitiu maior infiltração para a situação com maior declividade.

Os resultados obtidos reforçam, portanto, a possibilidade de que a presença de uma face de percolação na camada de areia tenha sido o fator responsável, ou pelo menos um dos fatores responsáveis, para a ocorrência de valores maiores de infiltração na situação de maior declividade longitudinal.

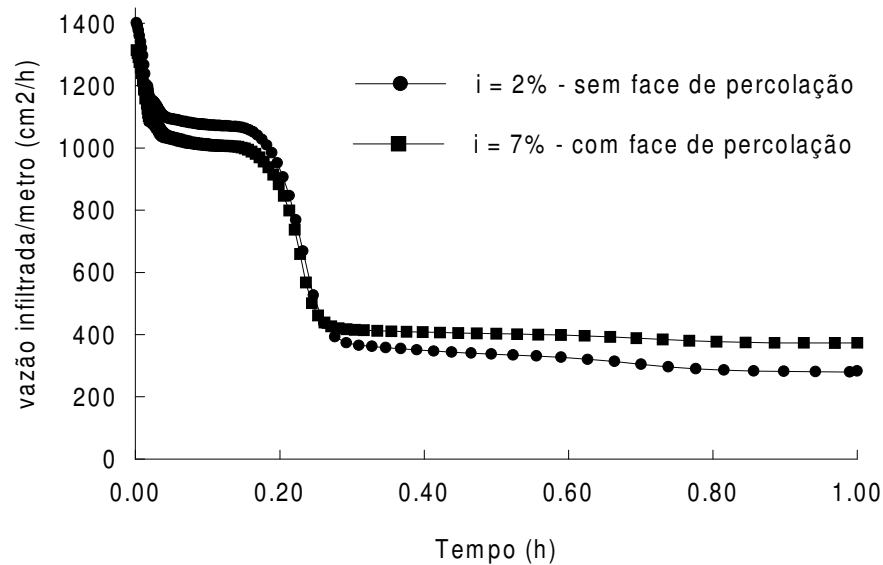


Figura 5.17 – Comparação para situações com e sem consideração da face de percolação.

Por fim, cabe destacar que o programa SSFLO se mostrou bastante adequado para os casos analisados neste trabalho. Apesar da heterogeneidade do problema e consideração de condições iniciais bastante secas, os resultados não apresentaram sinais de instabilidade numérica e nem problemas de convergência. Vale ressaltar, também, a facilidade encontrada na representação de diferentes tipos de condições de contorno, possibilitando inclusive a consideração de possíveis faces de percolação, o que foi fundamental para a obtenção dos resultados mostrados na simulação 3.

5.2 – ESTUDO DE CASO

Com base nos resultados obtidos na etapa experimental e com o objetivo de avaliar o impacto decorrente da implantação de diferentes tipos de revestimentos sobre o escoamento superficial, realizou-se um estudo em que foram feitas simulações matemáticas do processo de transformação chuva-vazão sobre uma rua padrão hipotética, considerando a aplicação de diferentes tipos de superfícies.

O modelo matemático utilizado nas simulações foi o da onda cinemática. A solução numérica das equações correspondentes foi implementada em linguagem Visual Basic, considerando a interação entre o escoamento em planos (rua) e canais (sarjeta). As curvas de infiltração determinadas no capítulo 4, para as superfícies avaliadas experimentalmente

neste trabalho, serviram para determinar a chuva efetiva para os diferentes cenários considerados.

Para as análises realizadas foram montados alguns cenários, em que se utilizaram, basicamente, quatro tipos de superfícies: rua gramada (situação de pré-urbanização), rua de solo exposto (início do processo de urbanização), rua asfaltada e rua com revestimento permeável. Este último caso inclui tanto revestimento com blocos maciços de concreto quanto revestimento com blocos vazados, representando soluções alternativas frente à utilização da pavimentação com asfalto.

Com base nos cenários propostos, os impactos causados por diferentes alternativas de revestimento do solo urbano puderam ser quantificados, dando uma idéia clara do potencial negativo decorrente da impermeabilização completa do solo sobre a drenagem urbana, bem como a possibilidade de reduzir os impactos com a utilização de uma solução alternativa.

Este item está estruturado da seguinte forma: no item 5.4.1 o modelo da onda cinemática é apresentado, incluindo o esquema numérico utilizado para as soluções das equações correspondentes; o item 5.4.2 apresenta os cenários propostos para análise e no item 5.4.3 estão apresentados os resultados e discussões do estudo realizado.

5.2.1 – Modelo da onda cinemática

O mecanismo de escoamento não permanente, unidimensional, gradualmente variado, em planos ou em canais pode ser expresso matematicamente pelas equações de Saint Vénant. Obtidas dos princípios da continuidade e quantidade de movimento essas equações podem ser escritas na seguinte forma:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (5.17)$$

$$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0 \quad (5.18)$$

em que: Q = vazão	$[L^3 T^{-1}]$
A = área da seção transversal	$[L^2]$
q = contribuição lateral	$[L^2 T^{-1}]$
y = profundidade do escoamento	$[L]$
g = aceleração da gravidade	$[L T^{-2}]$
S_0 = declividade de fundo	[adimensional]
S_f = declividade da linha de energia	[adimensional]

A equação da quantidade de movimento (5.18) consiste de cinco termos associados respectivamente com a aceleração local, aceleração convectiva, força de pressão, força de gravidade e força de atrito, cada um desses representando um processo físico que governa a quantidade de movimento do escoamento. Os termos de aceleração, ou de inércia, representam o efeito da mudança de velocidade no tempo e no espaço. O termo associado à força de pressão representa o efeito da mudança na profundidade do escoamento. Os termos de gravidade e atrito representam os efeitos nas mudanças da declividade de fundo e de energia, respectivamente.

A onda cinemática, descrita em muitos textos na literatura (Chow, 1959; Chow et al. 1988), representa uma aproximação das equações de Saint Venant, quando os termos de inércia e pressão (três primeiros termos da equação 5.18) da equação da quantidade de movimento são desprezados. Essa simplificação é adequada em situações onde ocorre o equilíbrio entre as forças gravitacional e de pressão. Por exemplo, em canais com declividade acentuada sem a presença de efeitos de remanso. Nesse caso, os termos de inércia e pressão possuem magnitude desprezível em relação à magnitude dos termos de gravidade e de atrito.

Considerando essa simplificação, as equações da continuidade e quantidade de movimento passam a ser representadas pelas seguintes expressões:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (5.19)$$

$$S_0 = S_f \quad (5.20)$$

A equação (5.20) mostra que a declividade de fundo do canal é paralela a declividade da linha de energia, o que significa condições de escoamento uniforme. Nesse caso, pode-se considerar a existência de uma relação biunívoca entre a vazão e o nível numa seção, que pode ser representada por uma equação do tipo:

$$Q = \alpha A^\beta \quad (5.21)$$

em que os parâmetros α e β dependem das características físicas do canal ou do plano de escoamento. As equações equivalentes para o escoamento nessa situação passam a ser:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (5.22)$$

$$A = \alpha Q^\beta \quad (5.23)$$

A fórmula de Manning é comumente usada para expressar a relação entre vazão e profundidade como definido na equação (5.23). Nesse caso, considerando que no escoamento em canais largos o raio hidráulico é constante e igual a largura do escoamento, os parâmetros α e β seriam:

$$\beta = \frac{3}{5} \quad (5.24a)$$

$$\alpha = \left(\frac{n}{S_0^{1/2}} \right)^{3/5} \quad (5.24b)$$

em que n representa o coeficiente de resistência de Manning.

Uma das vantagens da utilização da onda cinemática é a possibilidade de obtenção da solução analítica e da solução numérica de maneira mais simples. Entretanto, a solução numérica é possível de ser obtida em situações mais gerais. A solução analítica é restrita a problemas particulares. Para a representação do processo de transformação de chuva em vazão em planos, o termo referente à contribuição lateral é representado pela parcela de

chuva efetiva, podendo não ser constante ao longo do tempo. Nesse caso, a utilização da solução numérica das equações é necessária.

5.2.2 – Solução numérica da onda cinemática

A solução numérica da onda cinemática pode ser obtida por meio de aproximações de diferenças finitas das equações (5.22) e (5.23), em um plano $x - t$, conforme apresentado na figura 5.18.

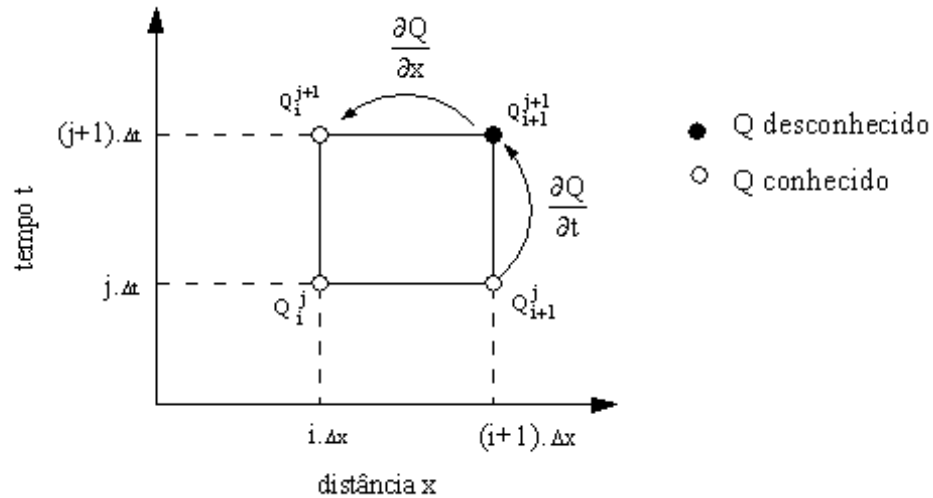


Figura 5.18 – Esquema de diferenças finitas para solução da onda cinemática

Seguindo esse esquema de discretização, a equação (5.22) na forma de diferenças finitas pode ser expressa por:

$$\frac{Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j+1}}{\Delta x} + \frac{A_{i+1}^{j+1} - A_{i+1}^j}{\Delta t} = \frac{q_{i+1}^{j+1} + q_{i+1}^j}{2} \quad (5.25)$$

Substituindo a equação (5.22) na equação (5.25) e rearranjando os termos de modo a isolar os termos desconhecidos, obtém-se a seguinte expressão:

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} Q_{i+1}^{j+1} + \alpha(Q_{i+1}^{j+1})^\beta = \frac{\Delta t}{\Delta x} Q_i^{j+1} + \alpha(Q_{i+1}^j)^\beta + \Delta t \left(\frac{q_{i+1}^{j+1} + q_{i+1}^j}{2} \right) \quad (5.26)$$

A equação (5.26) possui apenas como variável o termo Q_{i+1}^{j+1} , considerando, naturalmente, conhecidas as condições iniciais (Q_{i+1}^j), de contorno a montante (Q_i^{j+1}) e a contribuição lateral. Por ser uma equação não linear, a solução da equação (5.26) necessita a aplicação de métodos iterativos. Um dos procedimentos bastante aplicados para problemas desse tipo é o método de Newton-Raphson.

Fazendo $r = Q_{i+1}^{j+1}$ e $\theta = \Delta t/\Delta x$, a equação (5.26) pode ser escrita como:

$$f(r) = \theta r + \alpha r^\beta = C \quad (5.27)$$

em que:

$$C = \frac{\Delta t}{\Delta x} Q_i^{j+1} + \alpha (Q_{i+1}^j)^\beta + \Delta t \left(\frac{q_{i+1}^{j+1} + q_{i+1}^j}{2} \right) \quad (5.28)$$

Pelo processo de Newton-Raphson, a solução da equação (5.27) passa a ser dada por:

$$r^{k+1} = r^k - \frac{f(r)}{f'(r)} \quad (5.29)$$

em que: k = índice de iteração;

$f'(r)$ = primeira derivada de f com relação a r .

Partindo de um valor inicial r^0 , o processo é repetido por iterações sucessivas até se obter a convergência da solução, ou seja:

$$|f(r^{k+1})| \leq \varepsilon \quad (5.30)$$

em que ε representa o limite de erro que se deseja. O processo é repetido para cada uma das seções do canal, a cada passo de tempo, até se atingir a seção de saída do escoamento.

É importante ressaltar que a escolha do valor inicial para Q_{i+1}^{j+1} é bastante importante para que seja atingida a convergência do problema. Uma alternativa é usar a solução do esquema linear do modelo da onda cinemática (Chow *et al.*, 1988) como uma primeira aproximação para o esquema não linear. Esse foi o critério adotado neste trabalho.

5.2.3 – Cenários analisados e parâmetros de simulação

Para avaliar o impacto da aplicação de diferentes tipos de superfícies sobre o escoamento superficial, considerou-se como caso de estudo uma rua padrão com 200 m de comprimento. A geometria da seção transversal dessa rua foi definida a partir de dimensões utilizadas normalmente em projetos de microdrenagem urbana, resultando na configuração mostrada na figura 5.19. Nesse caso, adotou-se uma declividade longitudinal de 2% para a rua.

Com base nas superfícies avaliadas na etapa experimental, cinco situações foram idealizadas: rua com grama (condição de pré-urbanização), rua de solo exposto (retirada da vegetação), rua revestida com asfalto (condição impermeável) e rua revestida com blocos maciços de concreto ou com blocos vazados (soluções alternativas).

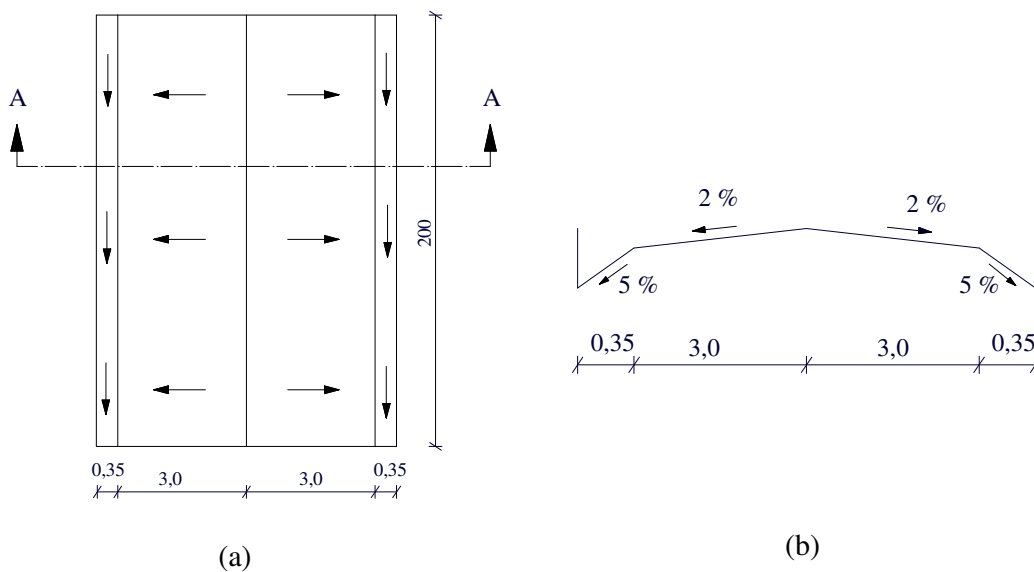


Figura 5.19 – Rua padrão: (a) vista superior (b) seção transversal AA - medidas em metro.

Para o caso dos revestimentos com blocos, duas situações foram analisadas. A primeira considerando as superfícies no estado inicial de uso, ou seja, logo após a instalação. A segunda considerando as superfícies em uso, sem nenhum tipo de manutenção ou prevenção contra a colmatação por material fino.

A determinação da chuva efetiva para cada caso analisado foi realizada com o auxílio das curvas de infiltração obtidas por meio do ajuste do modelo de Horton aos dados experimentais (capítulo 4). Nos casos envolvendo revestimentos com blocos, foram utilizadas as curvas referentes às parcelas BMC2 e BVC2. Para representar a situação de uso inicial, foram utilizadas as curvas ajustadas aos experimentos da primeira etapa. Para a situação de uso sem manutenção foram utilizadas as curvas ajustadas aos experimentos da segunda etapa. No caso da superfície asfaltada, considerou-se ausência de infiltração.

A chuva utilizada nas simulações foi determinada a partir das curvas intensidade-duração-frequência disponibilizadas pela NOVACAP (1999) e utilizadas em projetos de microdrenagem urbana na região do Distrito Federal. Essas curvas são expressas matematicamente pela seguinte expressão:

$$i = \frac{21,7 \cdot T_r^{0,16}}{(t_d + 11)^{0,815}} \quad (5.31)$$

em que: i = intensidade de precipitação (mm/min);

T = período de retorno (anos);

t_d = duração da chuva (min).

Em projetos de microdrenagem, a duração da chuva é, normalmente, considerada igual ao tempo de concentração da área analisada e o tempo de retorno recomendado varia entre 2 anos e 10 anos. Para a rua padrão considerada, o tempo de concentração foi estimado em 8 min. Adotando um tempo de retorno de 5 anos, a intensidade de precipitação calculada ficou próxima de 152 mm/h.

Além desse valor, consideraram-se mais duas intensidades de precipitação, envolvendo um tempo de retorno extremo de 10 anos e um tempo de retorno de 0,5 anos, para representar

uma condição mais freqüente. Esses valores resultaram em intensidade de 170mm/h e 105mm/h, respectivamente.

Um outro parâmetro necessário para a aplicação do modelo da onda cinemática é o coeficiente de rugosidade de Manning. Para as superfícies consideradas foram adotados valores recomendados na literatura. Os valores utilizados foram $n = 0,2$ para grama e $n = 0,011$ para superfície asfaltada e solo exposto. Na ausência de valores para as superfícies com blocos, adotou-se o mesmo valor utilizado para a superfície asfaltada. No caso da propagação do escoamento na sarjeta, adotou-se $n = 0,013$, considerando a superfície do canal asfaltada.

A propagação do escoamento foi realizada de forma integrada no sentido de considerar o escoamento gerado no plano da rua como contribuição lateral à sarjeta. A discretização espacial e temporal utilizada nas simulações foi bastante refinada, a fim de evitar problemas de instabilidade do modelo. Optou-se por utilizar $\Delta x = 1\text{cm}$ e $\Delta t = 30\text{s}$.

5.2.4 – Resultados obtidos

As figuras 5.20, 5.21 e 5.22 mostram os hidrogramas gerados na rua, considerando as precipitações de 152 mm/h ($Tr = 5$ anos), 170 mm/h ($Tr = 10$ anos) e 105 mm/h ($Tr = 0,5$ anos), respectivamente. Os revestimentos com blocos maciços e blocos vazados foram considerados na situação inicial de uso.

Considerando o hidrograma para a rua revestida com grama a situação de referência (condição natural ou de pré-urbanização), é possível observar acréscimos significativos na vazão de pico produzida com a retirada da vegetação, passando à condição de solo exposto, o mesmo acontecendo com a aplicação do asfalto. Neste último caso, o acréscimo na vazão máxima produzida para a precipitação com $Tr = 0,5$ anos foi maior que os observados para as demais precipitações, chegando a ser nove vezes maior que a vazão máxima natural.

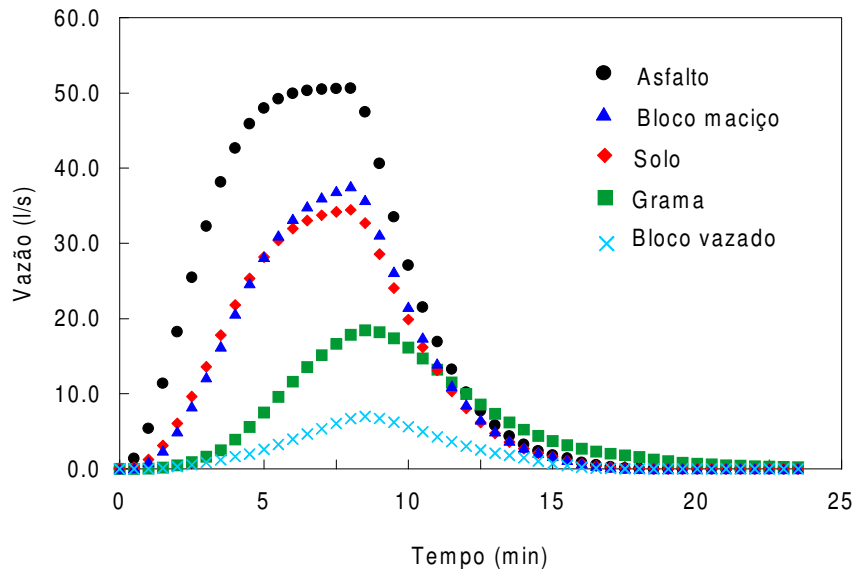


Figura 5.20 – Hidrograma da rua para $i = 152 \text{ mm/h}$ ($Tr = 5 \text{ anos}$) - situação inicial de uso.

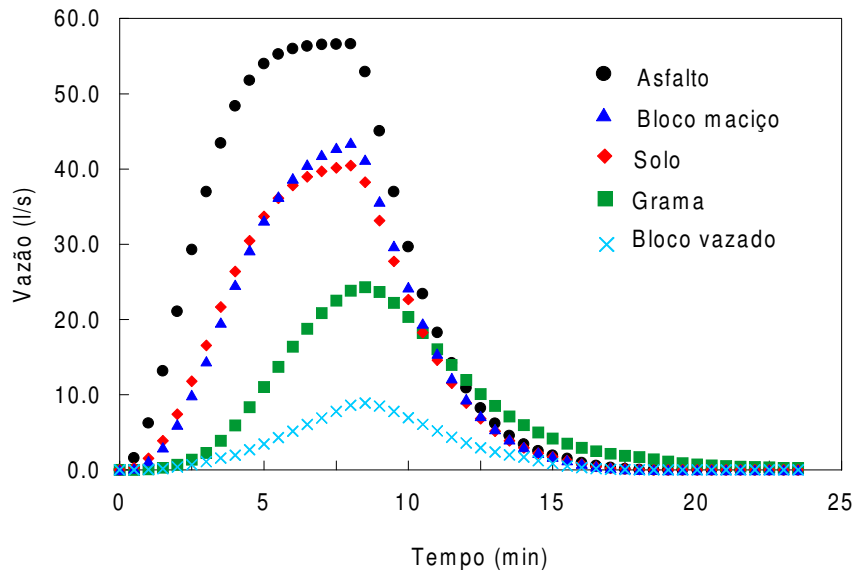


Figura 5.21 – Hidrograma da rua para $i = 170 \text{ mm/h}$ ($Tr = 10 \text{ anos}$) - situação inicial de uso.

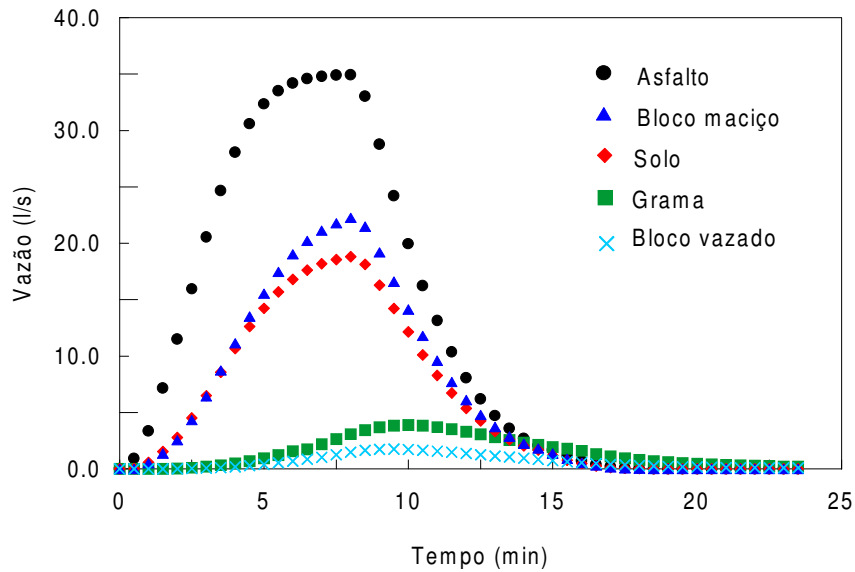


Figura 5.22 – Hidrograma da rua para $i=108$ mm/h ($Tr = 0,5$ anos) - situação inicial de uso.

Nas três situações analisadas, a alternativa de aplicação de blocos maciços produziu vazões máximas próximas às observadas para a situação de solo exposto. Entretanto, levando em conta a condição inicial de uso considerada, a aplicação de blocos maciços apresentou um melhoramento com relação à superfície asfaltada, mas a vazão máxima ainda ficou bem acima da vazão máxima para a situação de pré-urbanização, com acréscimos na vazão de pico de até seis vezes com relação a situação de referência.

Por outro lado, o uso de blocos vazados foi a alternativa mais eficiente, melhorando, em todos os casos analisados, a própria condição natural do escoamento. Mesmo para chuvas mais intensas, como no caso da precipitação com $Tr = 10$ anos, foi possível reduzir em mais da metade a vazão de pico com relação ao valor de referência.

Além de atuar sobre a vazão de pico, a alternativa de revestimento com esse tipo de bloco mostrou um controle significativo sobre o volume gerado. Em todos os casos analisados a redução no volume com relação ao volume de referência (revestimento com grama) foi superior a duas vezes. Com relação à situação de revestimento com asfalto, as reduções nas vazões de pico e volume chegaram a quase 20 vezes para precipitações menos intensas como a de $Tr = 0,5$ anos.

Uma segunda análise foi realizada, considerando as superfícies com blocos para uma situação de uso. Nesse caso, as curvas de infiltração utilizadas para a determinação da chuva efetiva corresponderam às obtidas para as parcelas BMC2 e BVC2 na segunda etapa dos experimentos. As figuras 5.23, 5.24 e 5.25 mostram os resultados obtidos.

Como é possível perceber em todos os casos analisados, a superfície com blocos maciços apresentou uma perda de eficiência no controle da geração do escoamento superficial, passando a produzir vazões máximas até 1,5 vez maior que as observadas para a situação inicial de uso. Com relação à situação de referência, o impacto foi maior para a menor intensidade de chuva, chegando a atingir uma vazão máxima 8 vezes maior.

A situação foi mais crítica para o revestimento com blocos vazados, que na primeira análise foi a alternativa mais eficiente em termos de controle na geração do escoamento superficial. Para esse tipo de superfície, as vazões máximas produzidas na rua apresentaram acréscimos de até 15 vezes com relação às vazões máximas obtidas para a situação inicial de uso. Para as três intensidades de precipitação analisadas, as vazões de pico produzidas pelo revestimento de blocos vazados chegaram bem próximas às produzidas pelo revestimento de blocos maciços, não havendo praticamente diferença de comportamento entre os tipos de superfícies.

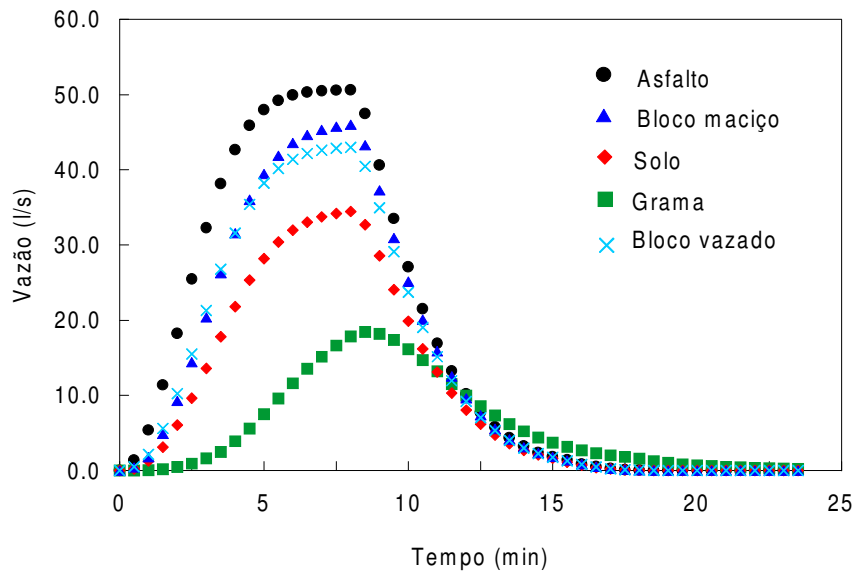


Figura 5.23 – Hidrograma da rua para $i = 152 \text{ mm/h}$ ($Tr = 5 \text{ anos}$) – situação de uso (com colmatção).

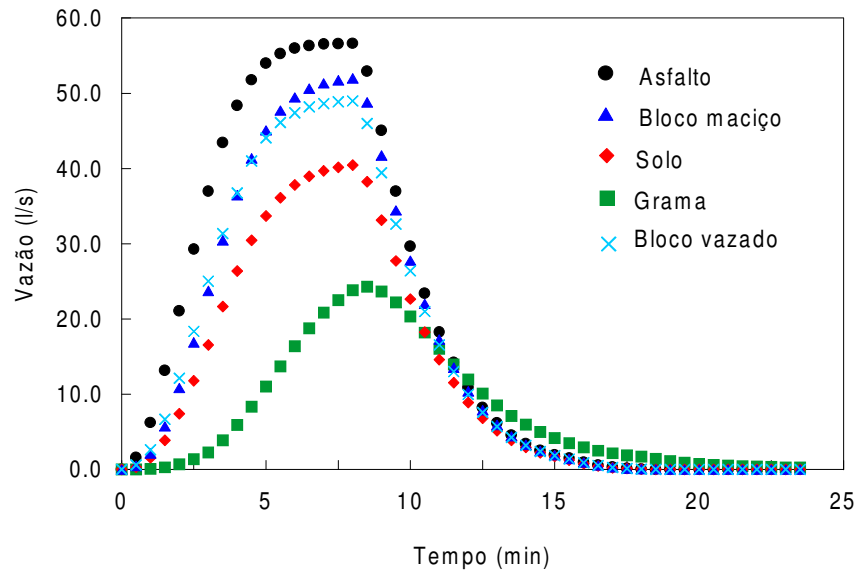


Figura 5.24 – Hidrograma da rua para $i = 170$ mm/h ($Tr = 10$ anos) – situação de uso (com colmatção).

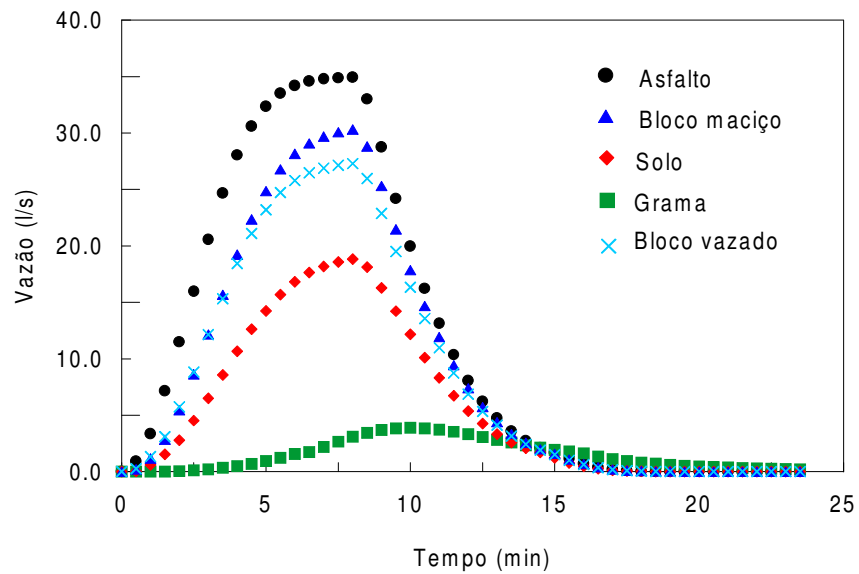


Figura 5.25 – Hidrograma da rua para $i = 105$ mm/h ($Tr = 0,5$ ano) – situação de uso (com colmatção).

É importante observar, portanto, que a colmatação de revestimentos compostas por blocos pode piorar significativamente a eficiência dessas superfícies, sendo um fator que deve ser levado em consideração no projeto de drenagem urbana ou que deve ser evitado por meio de manutenção periódica.

Cabe ressaltar que as superfícies consideradas para representar a situação de uso dos revestimentos com blocos, que foram as testadas experimentalmente, estavam submetidas a condições não recomendáveis, pois nenhum controle de aporte de material fino ou procedimentos de manutenção foram previstos, levando a um estado de colmatação bastante avançado.

6 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste trabalho, as eficiências de diferentes tipos de superfícies permeáveis foram avaliadas, tendo em vista a aplicação desse tipo de dispositivo no controle da geração de escoamento superficial em áreas urbanas. Em particular, duas alternativas de revestimentos permeáveis foram estudadas: revestimento com blocos maciços de concreto e revestimento com blocos vazados de concreto. Além desses, o estudo envolveu também a avaliação de uma superfície gramada e outra de solo exposto.

Para cada tipo de superfície foram instaladas parcelas experimentais de 1 m x 1 m. No caso dos revestimentos foram construídas oito parcelas, divididas em dois grupos com quatro parcelas. As parcelas do grupo 1 não tiveram o solo na base (substrato) compactado, enquanto as do grupo 2 tiveram. Além disso foram variadas as declividades longitudinais das parcelas entre 2% e 7%.

As superfícies revestidas com blocos foram avaliadas em dois momentos: logo após a implantação e depois de serem submetidas à passagem de veículos e escoamento natural com aporte de sedimentos. Os processos de escoamento superficial e infiltração nas superfícies foram quantificados por meio de testes de simulação de chuva.

6.1 – SIMULADOR DE CHUVA DESENVOLVIDO

O simulador de chuva construído neste trabalho se mostrou bastante adequado para o tipo de experimento desenvolvido. Aspectos como facilidade de transporte, de operação e até de manutenção foram essenciais para a realização contínua dos experimentos. O baixo custo dos componentes do equipamento foi outro fator primordial que possibilitou o desenvolvimento da pesquisa.

Apesar do bom desempenho, acredita-se que aprimoramentos possam permitir a aplicação do equipamento em condições diferentes das testadas neste trabalho e melhorar seu desempenho. Pode-se citar como principais aspectos a introdução de um mecanismo para alimentação do simulador para situações onde não se disponha de rede pública de abastecimento de água ou a pressão na rede seja muito variável e a realização de testes com

outros tipos de aspersores que permitam uma melhor distribuição espacial da água aspergida.

6.2 – EFICIÊNCIA DAS SUPERFÍCIES

Das alternativas avaliadas, a superfície com grama foi a que apresentou os melhores resultados. Para essa aplicação, os valores de coeficientes de escoamento ficaram abaixo de 0,2, mesmo para uma precipitação com intensidade acima de 150 mm/h e duração superior a 30 min, mostrando o potencial de superfícies cobertas com vegetação na redução da produção de escoamento superficial.

Por outro lado, para a parcela com solo exposto, a geração de escoamento superficial foi bastante superior à parcela com grama, com coeficientes de escoamento até três vezes maiores. De certa forma, esses resultados mostram os impactos causados pela retirada da vegetação natural do solo sobre o volume de escoamento superficial gerado durante eventos chuvosos, reforçando a importância da manutenção de áreas verdes em locais destinados à urbanização e a necessidade de buscar alternativas de revestimento do solo que minimizem esses impactos.

Com relação ao revestimento com blocos maciços, os experimentos mostraram que, apesar da pequena área disponível para infiltração, esse tipo de aplicação pode contribuir para a redução do escoamento superficial gerado. Entretanto, os resultados foram mais favoráveis para os testes realizados para a parcela com substrato não compactado e declividade longitudinal de 2%, onde a taxa de infiltração final ficou próxima a 70 mm/h e os coeficientes de escoamento estimados não superaram 0,4. Na prática, esses requisitos podem ser satisfeitos, por exemplo, em passeios e praças, localizados em áreas planas, onde é previsto apenas o tráfego de pedestre. Entretanto, o aumento da declividade longitudinal para 7% reduziu a taxa de infiltração final para 30 mm/h, limitando a utilização desse tipo de superfície em situações de topografia acidentada.

Após a ocorrência de acúmulo de sedimentos sobre esses tipos de revestimentos, observou-se uma redução significativa da infiltração, mesmo para o caso onde não se realizou a compactação do substrato. Essa redução foi mais acentuada do que a observada na situação

em que a superfície foi mantida limpa, mas teve o substrato compactado. Esse comportamento ocorreu em virtude do processo de colmatação das juntas entre os blocos, tornando a superfície praticamente impermeável. É importante ressaltar, porém, que a produção de sedimentos na região onde as parcelas foram instaladas era bastante significativa, em virtude da ocupação ainda rarefeita do local e da retirada da vegetação natural em alguns locais.

As superfícies com blocos vazados se mostraram bastante eficientes principalmente para a situação imediatamente após a implantação e na ausência de compactação do substrato. Nessa situação, a declividade longitudinal não influenciou na eficiência da superfície. Mesmo para a parcela com declividade de 7%, submetida a uma precipitação com intensidade de 156 mm/h e duração superior a 1 h, não foi observada produção de escoamento superficial.

Para a situação onde se realizou a compactação do substrato, esse tipo de revestimento continuou a apresentar uma eficiência expressiva, com valores de taxas de infiltração finais acima de 80 mm/h, o que pode representar o controle total do escoamento superficial na ocorrência de precipitações mais frequentes. Novamente, a influência da declividade não foi significativa. Mesmo para uma inclinação longitudinal de 6%, superior ao limite recomendado na literatura (5%) para a aplicação de pavimentos permeáveis, os resultados foram tão satisfatórios quanto para inclinação de 2%.

Um aspecto construtivo interessante foi observado com relação a esse tipo de superfície. Assegurar o não preenchimento dos orifícios dos blocos com areia até a superfície pode garantir um pequeno espaço para o armazenamento da água precipitada, fazendo com que a fração permeável passe a funcionar como pequenos reservatórios. Nos experimentos realizados, observou-se que esse tipo de procedimento favoreceu a ocorrência de um retardamento significativo para ocorrência do pico de escoamento.

Entretanto, reduções de eficiência foram observadas com a ocorrência de deposição de sedimentos sobre essas superfícies. No caso em que esse fator se somou ao efeito de passagem de veículos, a fração permeável da superfície ficou bastante modificada, conduzindo à perda quase que completa da eficiência. Nesse caso, procedimentos para

controlar o aporte de sedimentos sobre esses revestimentos e manutenção periódica parecem essenciais para garantir o seu funcionamento a longo prazo.

6.3 – ANÁLISES NUMÉRICAS

A realização de simulações numéricas do processo de infiltração em modelos hipotéticos possibilitou reforçar algumas hipóteses levantadas com relação ao comportamento das superfícies avaliadas experimentalmente. Basicamente, as investigações se concentraram sobre duas observações: o aumento da taxa de infiltração com o acréscimo da declividade longitudinal, comportamento observado nas parcelas BMC2 e BMC6; a diminuição significativa da vazão infiltrada entre parcelas do grupo 1 e 2, durante a primeira etapa.

Com relação à diminuição da infiltração entre parcelas do grupo 1 e 2, com mesma declividade, as simulações reforçaram a hipótese de que o estado do substrato é, provavelmente, o componente responsável por essa redução. Os resultados evidenciaram a possibilidade de que a camada de areia nos revestimentos avaliados funcione apenas como uma zona de transmissão do fluxo de água da superfície para o solo argiloso subjacente. Nesse caso, a compactação do substrato passa a influenciar diretamente na diminuição da vazão infiltrada, impedindo a percolação para as camadas inferiores e provocando a saturação ascendente da camada de areia.

Para explicar os casos em que foram observados aumentos na taxa de infiltração final com o aumento da declividade longitudinal, partiu-se da hipótese de que a compactação do substrato provocaria o desenvolvimento de um fluxo subsuperficial preferencial no sentido da declividade da camada de areia. Nesse caso, poderia se esperar que a declividade exercesse um papel importante no fluxo subsuperficial de água podendo conduzir a valores maiores de infiltração em situações com maiores declividades.

Entretanto, os resultados das simulações numéricas não reforçaram essas hipóteses. Verificou-se que o aumento da declividade longitudinal do terreno não foi suficiente para permitir valores finais de infiltração maiores, visto que o solo argiloso adjacente parece impedir o desenvolvimento de um fluxo preferencial na direção da declividade da camada de areia. A percolação continuou a acontecer preferencialmente na direção vertical.

A opção encontrada para explicar o comportamento observado foi a consideração da presença de uma face de percolação na camada de areia, evidenciada por meio de um ensaio destrutivo. Nesse caso, as simulações numéricas mostraram que é possível obter valores maiores de infiltração com o aumento da declividade longitudinal, reforçando, portanto, a hipótese construída.

As simulações numéricas do processo de transformação de chuva em vazão realizadas sobre uma rua padrão, considerando a aplicação dos diferentes tipos de superfícies avaliadas experimentalmente, possibilitaram estimar os impactos de diversas alternativas de revestimento sobre o escoamento superficial.

Com base nos resultados obtidos na etapa experimental, duas situações puderam ser consideradas para os revestimentos com blocos, incluindo os revestimentos logo após sua implantação (estado inicial de uso) e após o acúmulo de sedimentos e passagem de veículos sobre suas superfícies. As simulações foram realizadas considerando desde precipitações mais frequentes, com $Tr = 0,5$ anos, até precipitações mais intensas, com $Tr = 10$ anos.

Considerando, a rua com grama como situação natural, ou seja, de pré-urbanização, observou-se que o impacto da retirada da grama, com a rua passando a condição de solo exposto, ou sua substituição por revestimento de blocos maciços foi bastante expressivo. Aumentos de mais de 100% no volume escoado foram observados e os maiores impactos aconteceram para a menor intensidade de precipitação considerada na simulação ($i = 108$ mm/h).

No caso em que os blocos maciços foram considerados para uma condição inicial de uso, foi possível observar uma redução de escoamento produzido com relação à superfície asfaltada. Entretanto, a vazão máxima ainda ficou bem acima da vazão máxima para a situação de pré-urbanização, com acréscimos de até seis vezes com relação à situação de referência.

Para o caso onde a rua foi considerada revestida com blocos vazados (situação inicial de uso), os resultados foram bastante favoráveis. As vazões de pico ficaram abaixo das observadas para a situação gramada, melhorando a própria condição natural do escoamento. Mesmo para chuvas mais intensas, como no caso da precipitação com $Tr = 10$ anos, foi possível reduzir em mais da metade a vazão de pico com relação ao valor de referência.

Também, um controle significativo sobre o volume de escoamento superficial foi observado. Em todos os casos analisados a redução no volume com relação ao volume de referência (revestimento com grama) foi superior a duas vezes. Com relação à situação de revestimento com asfalto, as reduções nas vazões de pico e volume chegaram a quase 20 vezes para precipitações menos intensas como a de $Tr = 0,5$.

Entretanto, ao simular o escoamento considerando os revestimentos com blocos para a condição observada na segunda etapa dos experimentos, ou seja, submetidos ao aporte de sedimentos e passagem de veículos sobre suas superfícies, foi possível verificar uma perda significativa de eficiência para esses tipos de aplicação.

As vazões máximas para a rua revestida com blocos maciços ou vazados atingiram valores bastante próximos, ficando ligeiramente inferior para a aplicação de asfalto. A perda de eficiência foi mais acentuada para o revestimento com blocos vazados, que na primeira análise foi a alternativa mais eficiente em termos de controle na geração do escoamento superficial. Para esse tipo de superfície, as vazões máximas produzidas apresentaram acréscimos de até 15 vezes com relação às vazões máximas obtidas quando se considerou a situação inicial de uso.

Apesar das superfícies testadas experimentalmente estarem sob uma condição bastante desfavorável, já que nenhum controle de aporte de sedimentos foi realizado, é importante ressaltar a necessidade da manutenção freqüente dos revestimentos permeáveis, quando utilizados para fins de drenagem de águas pluviais. Caso procedimentos de manutenção não sejam previstos, as vazões estimadas na fase de projeto dos sistemas de drenagem urbana podem ser bem diferentes daquelas que acontecerão na realidade, com a possibilidade de conseqüências indesejadas.

Por fim, acredita-se que, de forma geral, a utilização de revestimentos permeáveis pode ser considerada uma alternativa viável para o controle do escoamento. No caso de loteamentos residenciais, por exemplo, a aplicação dessa alternativa nas ruas e passeios juntamente com outros dispositivos no interior do lote, podem auxiliar no controle do escoamento superficial de forma global, ou seja, em todas as áreas comuns do loteamento.

6.4 – RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para aprimorar e complementar a pesquisa aqui realizada, sugerem-se as atividades relacionadas a seguir:

- automatizar o processo de quantificação do escoamento superficial durante as simulações de chuva e utilizar metodologias para realizar o controle da umidade nas camadas de solo subjacentes aos revestimentos;
- avaliar a eficiência de outros tipos de revestimentos permeáveis como asfaltos porosos e revestimentos com blocos considerando a existência de um reservatório de pedras subjacente;
- avaliar a eficiência de revestimentos permeáveis sob condições naturais de precipitação e solo do Distrito Federal por meio da construção e monitoramento de parcelas em escala real;
- apesar desta pesquisa ter concentrado apenas no aspecto quantitativo, uma outra abordagem não menos importante seria estudar a eficiência de superfícies permeáveis com relação à melhoria na qualidade da água de drenagem pluvial. Nesse caso poderia ser investigada qual a situação mais crítica de qualidade da água que poderia ser infiltrada, considerando as restrições locais.
- desenvolvimento de modelos matemáticos para simular o comportamento de revestimentos permeáveis, como forma de melhorar o entendimento acerca de seu funcionamento e da influência dos aspectos construtivos nos processos hidrológicos;

- avaliar o impacto da aplicação distribuída de superfícies permeáveis em combinação com estruturas de retenção na fonte sobre o escoamento superficial e sobre a drenagem como um todo de uma bacia de drenagem real.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Acioli, L. A., Silveira, A. L. L., Goldenfum, J. A. (2005). “Monitoramento hidrológico de um pavimento permeável para o controle do escoamento superficial na fonte.” In: *VI Encontro Nacional de Águas Urbanas, Belo Horizonte, Brasil*.
- Agra, S. G (2001). *Estudo Experimental de Microrreservatórios para Controle do Escoamento Superficial*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Porto Alegre.
- Almeida Neto, P., Ohnuma Jr., A. A., Cunha, A. P. S. R., Mendiondo, E. M. (2005). “Análise quali-quantitativo do escoamento superficial gerado pela água da chuva através da cobertura verde leve.” In: *VI Encontro Nacional de Águas Urbanas, Belo Horizonte, Brasil*.
- Andoh, R. Y. G. (2002). “Urban drainage and wastewater treatment for 21st century.” In: *Proceedings of the Ninth International Conference on Urban Drainage*, Portland, Oregon, EUA. Meio ótico em CD.
- Araújo, P. R. (1999). *Análise Experimental da Eficiência dos Pavimentos Permeáveis na Redução do Escoamento Superficial*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Porto Alegre.
- Araújo, P. R., Goldenfum, J. A. e Tucci, C. E. M. (1999). “Avaliação experimental de pavimentos permeáveis no controle da geração de escoamento superficial.” In: *XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, Belo Horizonte, Brasil.
- Baptista, M. B. e Nascimento, N. O. (2002). “Aspectos institucionais e de financiamento dos sistemas de drenagem urbana.” In: *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 7 (1), 29-49.
- Bhardwaj, A. e Singh, R. (1992). “Development of a portable rainfall simulator infiltrometer for infiltration, runoff and erosion studies.” In: *Agricultural Water Management*, 22, 235-248.
- Brattebo, B. O. e Booth, D. B. (2003). “Long-term stormwater quantity and quality performance of permeable pavement system.” In: *Water Research*, 37, 4369-4376.
- Campana, N. A. e Eid, N. J. (2003). “Avaliação do desempenho de coberturas permeáveis no controle do escoamento superficial em áreas urbanas”. In: *XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, Curitiba, Brasil.
- Campana, N. A. e Tucci, C. E. M. (2001). “Predicting floods from urban development scenarios: case study of the Dilúvio Basin, Porto Alegre, Brazil.” In: *Urban Water*, 3, 113-124.

- Campos, R. F (1998). *Eficiência de Diferentes Algoritmos em Elementos Finitos para Fluxo em Meio Saturado/Não-Saturado*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília.
- Cerda, A., Ibáñez, S. e Calvo, A. (1997). “Design and operation of a small and portable rainfall Simulator for rugged terrain”. In: *Soil Technology*, 11, 163-170.
- Chow, V. T. (1959). “Open Channel Hydraulics”. McGraw – Hill, New York, EUA.
- Chow, V. T., Maidment, D. R. e Mays, L. W (1988). “Applied Hydrology”. McGraw-Hill, Singapura.
- Cruz, M. A. S, Tucci, C. E. M., Silveira, A. L. L (1998). “Controle do escoamento com retenção em lotes urbanos”. In: *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 3 (4), 19-31.
- Cruz, M. A. S, Araújo, P. R Souza, V. C. (1999). “Estruturas de controle do escoamento urbano na microdrenagem.” In: *XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, Belo Horizonte, Brasil.
- Cruz, M. A. S., Agra, S. G. e Goldenfum, J. A. (2001). “Análise da eficiência de microrreservatórios no controle do escoamento superficial frente a eventos reais de precipitação”. In: Villanueva, A. O. N., Goldefum, J. A. e Siveira, A. L. L. *Soluções para a Drenagem Urbana em Países da América Latina*. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Davis, J. W., Pratt, C. J. e Scott, M. A. (2002). “Laboratory study of permeable pavement systems to support hydraulic modelling.” In: *Proceedings of the Ninth International Conference on Urban Drainage*, Portland, Oregon, EUA.
- D’Arcy, B. e Frost, A. (2001). “The role of best management practices in alleviating water quality problems associated with diffuse pollution”. In: *The Science of the Total Environment*, 265, 359-367.
- Deletic, A. (1998). “The first flush load of urban surface runoff”. In: *Water Research*, 32(8), 2462-2470.
- Elmaloglou, S. (1980). *Effets des Stratifications sur les Transferts de Matieres Dans les Sols*. Tese de Doutorado, Institut National Polytechnique De Grenoble, Canadá.
- Faulkner, B. (1999). “The control of surface water runoff from new development – UK national ‘policy’ in need of review ?” In: *Urban Water*, 1, 207-215.
- Ferreira, P. A. (2005). *Quantificação e análise do uso da água em práticas de agricultura irrigada na bacia do Descoberto - DF*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília.
- Freni, G., Schilling, W., Saegrov, S., Milina, J. e König, A. (2002). “Catchment-wide efficiency analysis of distributed stormwater management practices: the case study of

- Baerum (Norway).” In: *Proceedings of the Ninth International Conference on Urban Drainage*, Portland, Oregon, EUA.
- Fujita, S. (2002). “A scenario for the modernization of urban drainage.” In: *Proceedings of the Ninth International Conference on Urban Drainage*, Portland, Oregon, EUA.
- Genz, F. (1994). *Parâmetros para Previsão e Controle de Cheias Urbanas*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Porto Alegre, Brasil.
- Gedolf, G. Jacobsen, P. e Fujita, S. (1994). “Urban stormwater infiltration perspectives.” In: *Water Science and Technology*, 29 (1-2), 245-254.
- Gromaire-Mertz, M. C., Garnaud, S., Gonzales, A. e Chebbo, G. (1999). “Characterisation of urban runoff pollution in Paris.” In: *Water Science and Technology*, 39(2), 1-8.
- Hinman (2005). *Low Impact Development – Technical Guidance Manual for Puget Sound*. Washington State University.
- Hunh, V. e Stecker, A. (1997). “Alternative stormwater management concept for urban and suburban areas.” In: *Water Science and Technology*, 36 (8-9), 295-300.
- Hunt, B., Stevens, S. e Mayes, D. (2002). “Permeable pavement use and research at two sites in Eastern North Carolina.” In: *Proceedings of the Ninth International Conference on Urban Drainage*, Portland, Oregon, EUA.
- Ice, G. (2004). “History of innovative best management practice development and its role in addressing water quality limited waterbodies.” In: *Journal of Environmental Engineering*, 130(6), 684-689.
- Irurtia, C.B. e Mon, R. 1994. *Microsimulador de lluvia para determinar infiltración a campo*. Instituto de suelos INTA-Castelar. Publicación N° 176. 18 p.
- Koide, S. (1990). *Hillslope Subsurface Flow Study by Finite Element Method*. Tese de Doutorado. University of London, London, Inglaterra, 306pp.
- Legret, M., Nicollet, P., Colandini, V. e Raimbault, G. (1999). “Simulation of heavy metal pollution from stormwater infiltration through a porous pavement with reservoir structure.” In: *Water Science and Technology*, 39 (2), 111-117.
- Legret, M. e Colandini, V. (1999). “Effects of a porous pavement with reservoir structures on runoff water: water quality and fate of heavy metals”. In: *Water Science and Technology*, 39, 119-125.
- Lee, J. H., Bang, K. W., Ketchum, L. H., Choe, J. S. e Yu, M. J. (2002). “First flush analysis of urban storm runoff.” In: *The Science of the Total Environment*, 293, 163-175.

- Mays, L. W. (2001). “Historical Perspectives of Storm Drainage.” In: Mays, L. W. *Storm Collection Systems Design Handbook*, McGraw-Hill, EUA.
- Mikkelsen, P. S., Weyer, G., Berry, C., Walden, Y., Colandini, V., Poulsen, S., Grotehusmann, D. e Rohlfing, R. (1999). “Pollution from urban stormwater infiltration.” In: *Water Science and Technology*, 29 (1-2), 293-302.
- Milograna, J. (2001). *Estudo de Medidas de Controle de Cheias em Ambientes Urbanos*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.
- Montebeller, C. A., Carvalho, D. F., Sobrinho, T. A., Nunes, A. C. S. e Rubio, E. (2001). “Avaliação hidráulica de um simulador de chuvas pendular.” In: *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, 5 (1), 1-5.
- Moura, T. A. M. (2005). *Estudo Experimental de Superfícies Permeáveis para o Controle do Escoamento em Ambientes Urbanos*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.
- Nascimento, N. O., Baptista, M. B. e Souza, V. C. B (1997). “Sistema “HIDROURB” para o pré-dimensionamento de soluções compensatórias em drenagem urbana parte I: conceitos.” In: *XII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, Vitória, Brasil.
- Nascimento, N. O. e Baptista, M. B. (1998). “Contribuição para um enfoque ampliado do uso de bacias de detenção em meio urbano”. In: Braga, B., Tucci, C. E. M., Tozzi, M. *Drenagem Urbana: gerenciamento, simulação, controle*. Porto Alegre, Editora da Universidade/UFRGS, Porto Alegre.
- Nascimento, N. O., Ellis, J. B, Baptista, M. B. e Deutsch, J. –C. (1999). “Using detention basins: operational experiences and lessons.” In: *Urban Water*, 1, 113-124.
- Neuman, S. P. (1973). “Saturated-unsaturated seepage by finite element.” In: *J. Hydraul. Div. Am. Soc. Civ. Eng.*, 99, 2233-2250.
- Niemczynowicz, J. (1999). “Urban hydrology and water management – present and future challenges.” In: *Urban Water*, 1, 1-14.
- NOVACAP (1999). *Termo de referência e especificações para elaboração de projetos de sistema de drenagem pluvial*. Brasília.
- Öhrström, P., Persson, M., Albergel, J., Zante, P., Nasri, S., Berndtsson, R e Olsson, J. (2002). “Field-scale variation of preferential flow as indicated from dye coverage.” In: *Journal of Hydrology*, 257, 164-173.
- Pagotto, C., Legret, M. e Le Cloirec, P. (2000). “Comparison of the hydraulic behaviour and quality of highway runoff water according to the type of pavement.” In: *Water Research*, 34 (18), 4446 – 4454.
- POPCLOCK (2001). Estimativa da população. IBGE. Disponível on-line em <http://www.ibge.gov.br>.

- Prince Georges County (1999). *Low-Impact Development Design Strategies – An Integrated Design Approach*, Department of Environmental Resource, Programs and Planning Division, Maryland, EUA.
- Roesner, L. A., Bledsoe, B. P. e Brashear, R. W. (2001) “Are best – management - practices criteria really environmentally friendly.” In: *Journal of Water Resources Planning and Management*, 127 (3), 150 – 154.
- Rosolem, C. A., Calonego, J. C. e Foloni, J. S. S. (2003). “Lixiviação de potássio da palha de espécies de cobertura de solo de acordo com a quantidade de chuva aplicada.” In: *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, 27, 355-362.
- Schlüter, W., Spitzer, A. e Jefferies, C. (2002). “Performance of three sustainable urban drainage systems in east scotland.” In: *Proceedings of the Ninth International Conference on Urban Drainage*, Portland, Oregon, EUA.
- Schlüter, W. e Jefferies, C (2002). “Modelling the outflow from a porous pavement.” In: *Urban Water*, 4, 245-253.
- Schueler, T. R. (1987). “Controlling Urban Runoff: A Pratical Manual for Planning and Designing Urban BMPs.”
- Sieker, H. e Klein, M. (1998). “Best management practices for stormwater-runoff with alternative methods in a large urban catchment in Berlin, Germany.” In: *Water Science and Technology*, 38, 91-97.
- Silveira, A. L. L. (1998). “Hidrologia Urbana no Brasil.” In: Braga, B., Tucci, C. E. M., Tozzi, M. *Drenagem Urbana: gerenciamento, simulação, controle*, Editora da Universidade/UFRGS, Porto Alegre.
- Silveira, A. L. L (1999). “Impactos Hidrológicos da Urbanização em Porto Alegre.” In: *XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, Belo Horizonte, Brasil.
- Silveira, A. L. L (2003). “Pré-dimensionamento de Pavimentos Permeáveis e Trincheiras de Infiltração.” In: *XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, Curitiba, Brasil.
- Silveira, R. C. e Salvador, N. (2000). “Uso de um simulador de chuvas no estudo de perdas de solo e água em parcelas com resíduos culturais de milho.” In: *Ciências Agrotécnicas*, 24 (3), 718-729.
- Singh, R., Panigrahy, N. e Philip, G. (1999). “Modified rainfall simulator infiltrometer for infiltration, runoff and erosion studies.” In: *Agricultural Water Management*, 41, 167-175.
- Souza, V. C. B. (2002). *Estudo Experimental de Trincheiras de Infiltração no Controle da Geração do Escoamento Superficial*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Porto Alegre.

- Stahre, P. (2002). "Integrated planning of sustainable stormwater management in the city of Malmo, Sweden." In: *Proceedings of the Ninth International Conference on Urban Drainage*, Portland, Oregon, EUA.
- Tassi, R. (2002). *Efeito dos microrreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Porto Alegre.
- Touma, J. e Albergel, J. (1992). "Determining soil hydrologic properties from rain Simulator or double ring infiltrometer experiments: a comparison." In: *Journal of Hydrology*, **135**, 73-86.
- Tucci, C. E. M. (2002) "Gerenciamento da Drenagem Urbana." In: *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 7 (1), 5-27.
- UDFCD (2002). *Urban Drainage and Flood Control District, Drainage Criteria Manual V.3. Stormwater Quality Management*, Denver, EUA.
- Urban Agglomerations (2003). Disponível on-line em <http://esa.un.org/unup/>.
- Urbonas, B e Stahre, P. (1993). "Stormwater: Best Management Practices and Detetion for Water Quality, Drainage and CSO Management." Englewood Cliffs, Prentice Hall.
- Watanabe, S. (1995). "Study on storm water control by permeable pavement and infiltration pipes." In: *Water Science and Technology*, 32, 25-32.
- Warnaars, E., Larsen, A. V., Jabobsen, P. e Mikkelsen, P. T (1999). "Hydrologic behaviour of stormwater infiltration trenches in a central urban area during 2^{3/4} years of operation." In: *Water Science and Technology*, 39, 217-224.
- Wilcox, B. P., Wood, M. K., Tromble, J. T. e Ward, T. J. (1986). "A hand-portable single nozzle rainfall simulator designed for use on steep slopes." In: *Journal of Range Management*, 39 (4), 375-377.
- Wong, T. S. (1993). *Assessment of Flood Peak Increase Due to Urbanization*. Tese de Doutorado, National University of Singapore, Singapura.
- Wright, L. T e Heaney, J. P. (2001). "Design of Distributed Stormwater Control and Re-use Systems." In: Mays, L. W. *Storm Collection Systems Design Handbook*. McGraw-Hill, EUA.

APÊNDICES

APÊNDICE A - RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES DE CHUVA SOBRE AS PARCELAS EXPERIMENTAIS

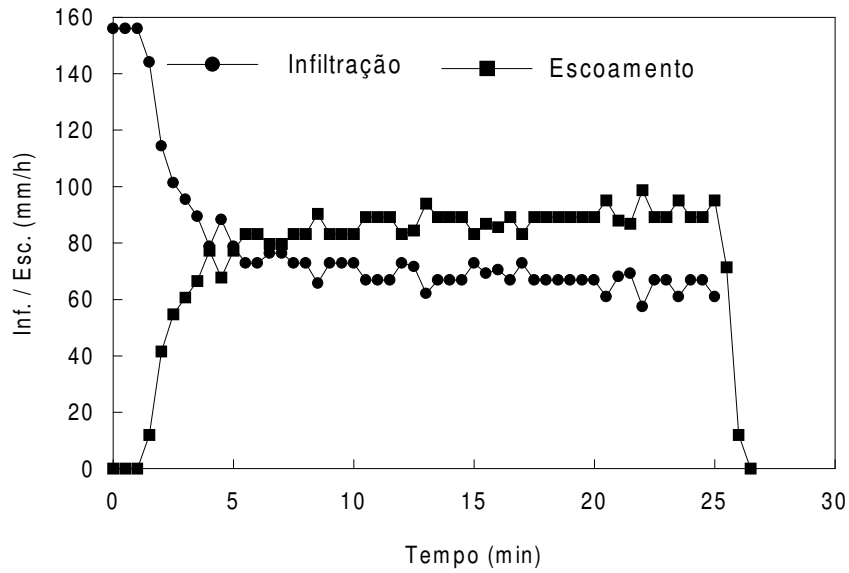


Figura A.1 – Resultados da simulação 1.2 para SE4

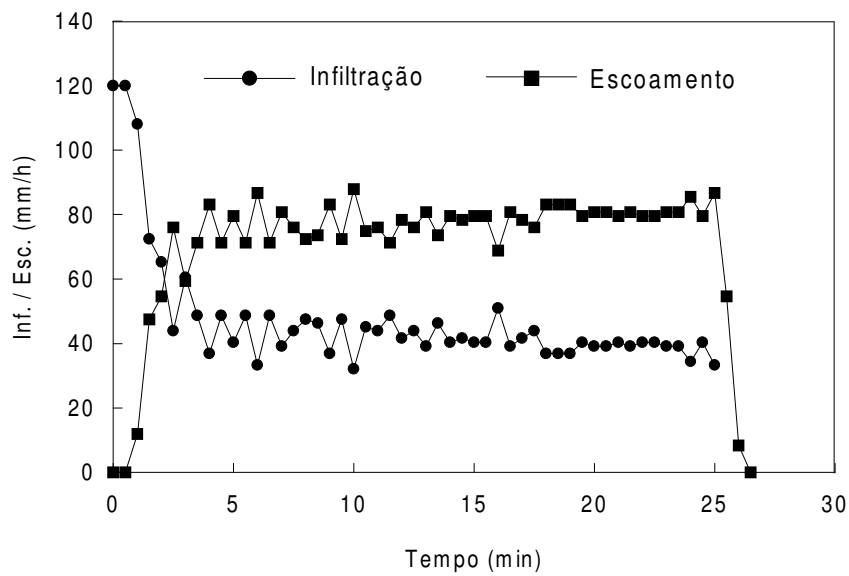


Figura A.2 – Resultados da simulação 1.3 para SE4

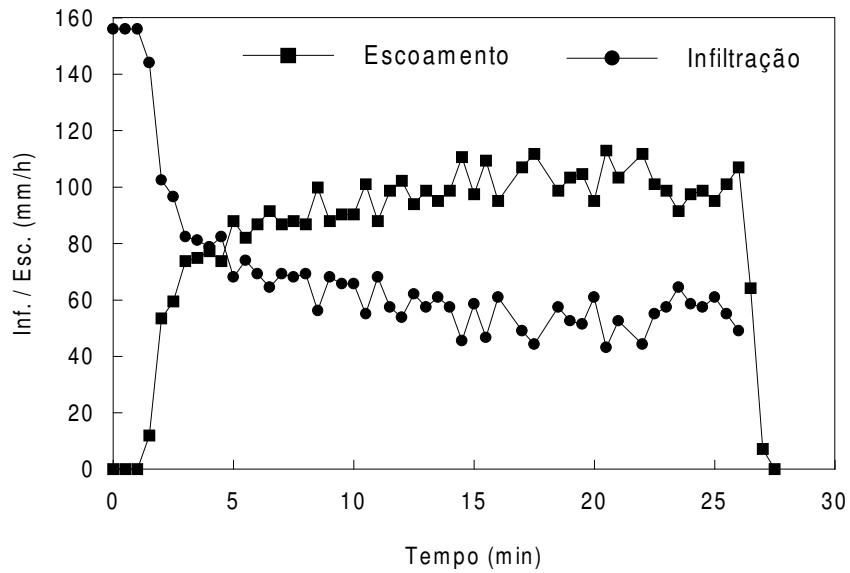


Figura A.3 – Resultados da simulação 1.4 para SE4

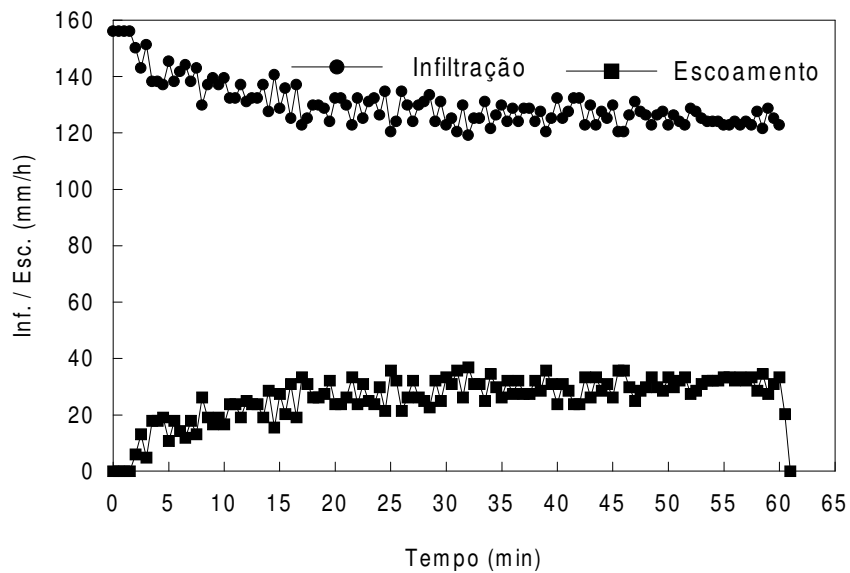


Figura A.4 – Resultados da simulação 1.2 para SG6

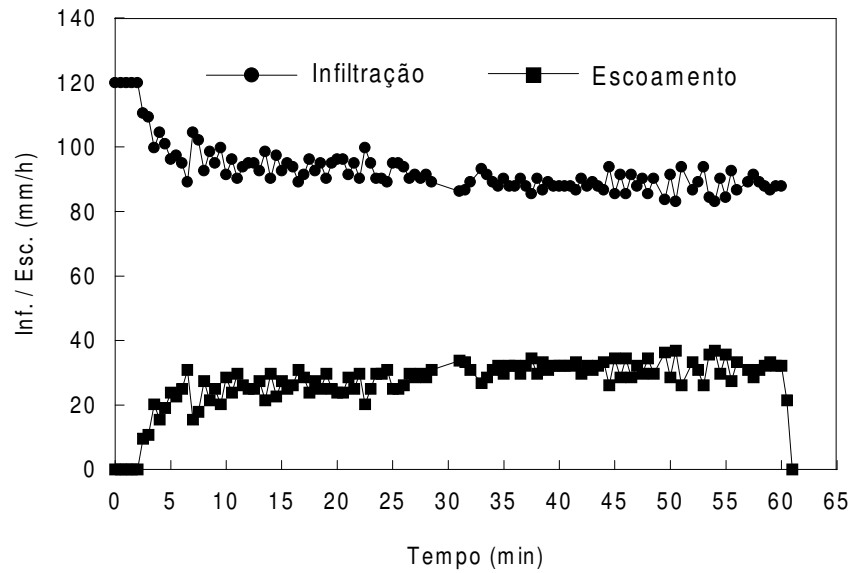


Figura A.5 – Resultados da simulação 1.3 para SG6

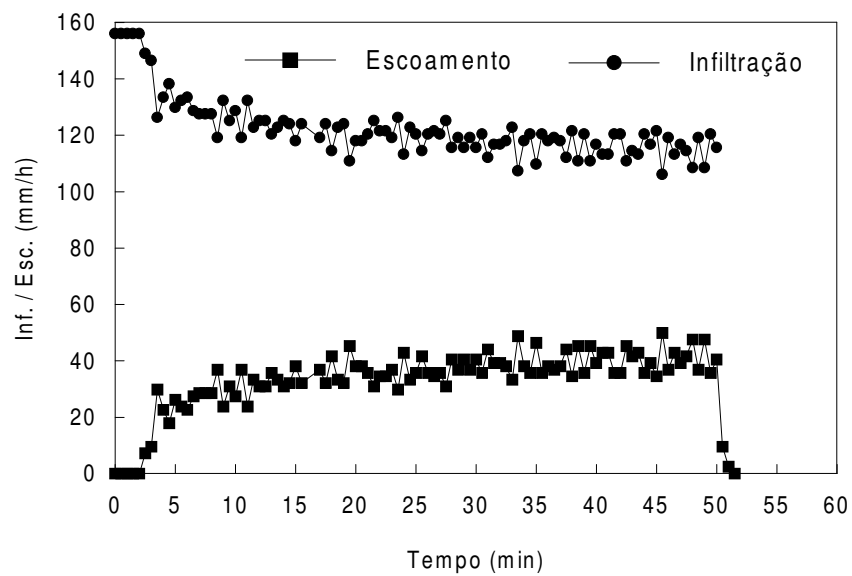


Figura A.6 – Resultados da simulação 1.4 para SG6

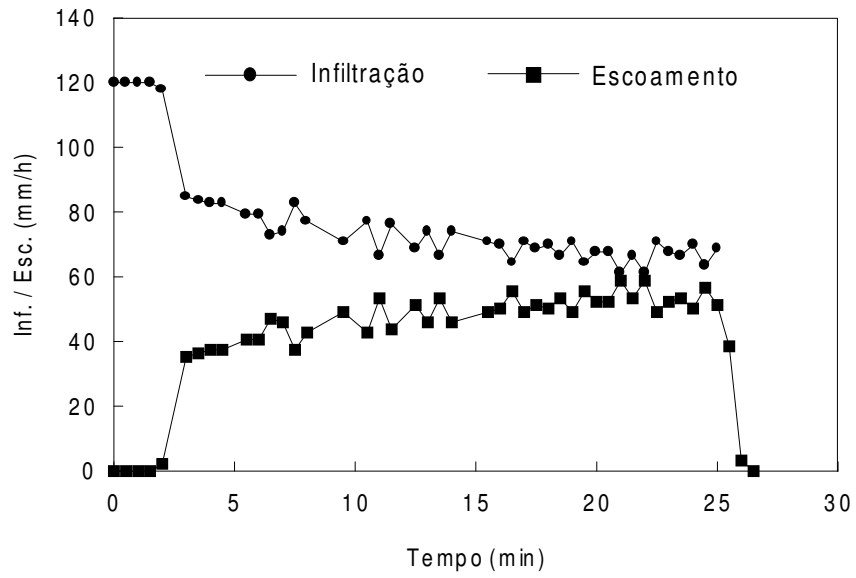


Figura A.7 – Resultados da simulação 1.1 para BM2 – etapa 1

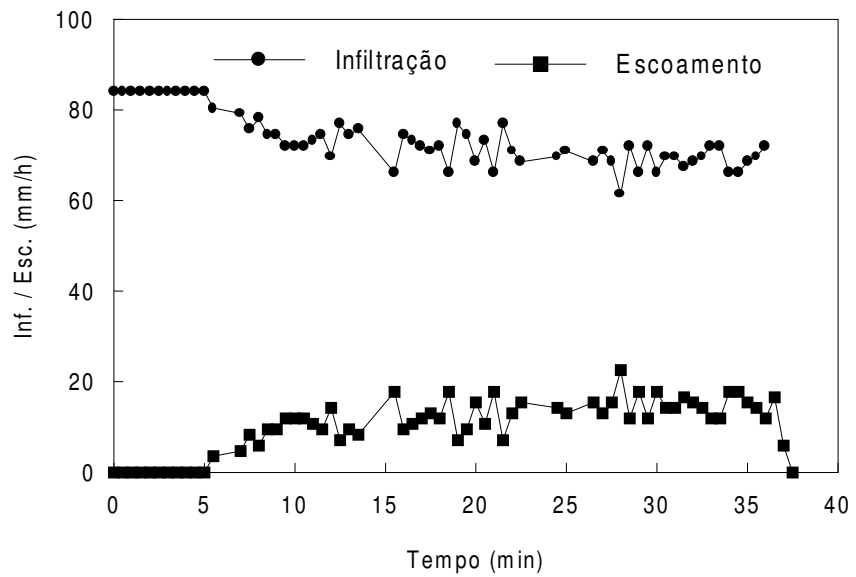


Figura A.8 – Resultados da simulação 1.3 para BM2 – etapa 1

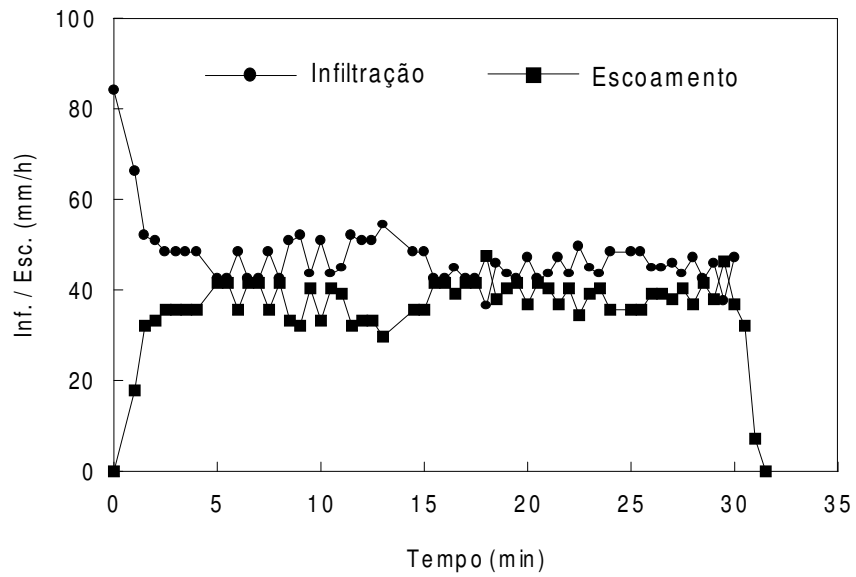


Figura A.9 – Resultados da simulação 2.2 para BM7 – etapa 1

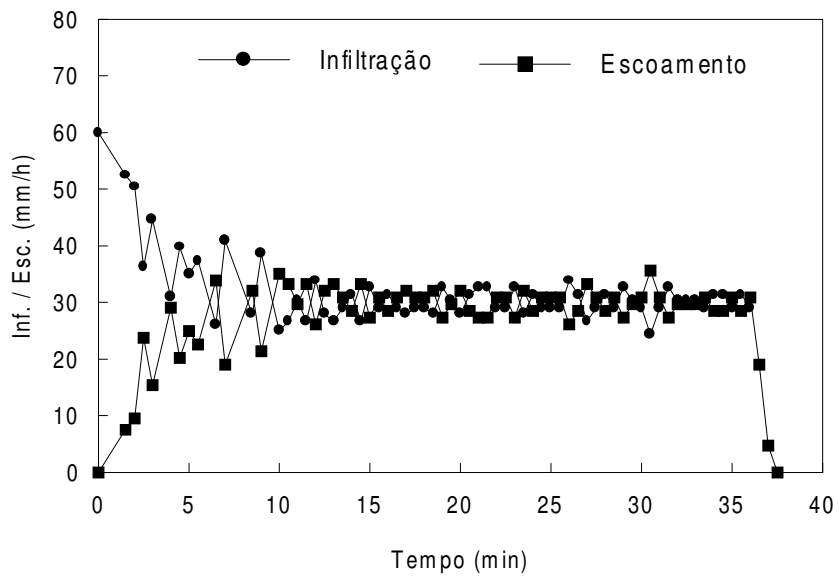


Figura A.10 – Resultados da simulação 2.3 para BM7 – etapa 1

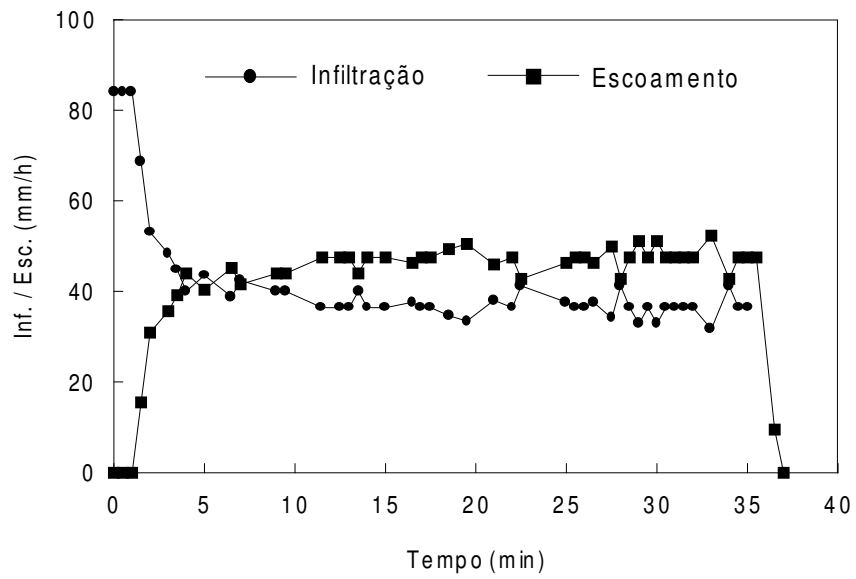


Figura A.11 – Resultados da simulação 3.2 para BMC2 – etapa 1

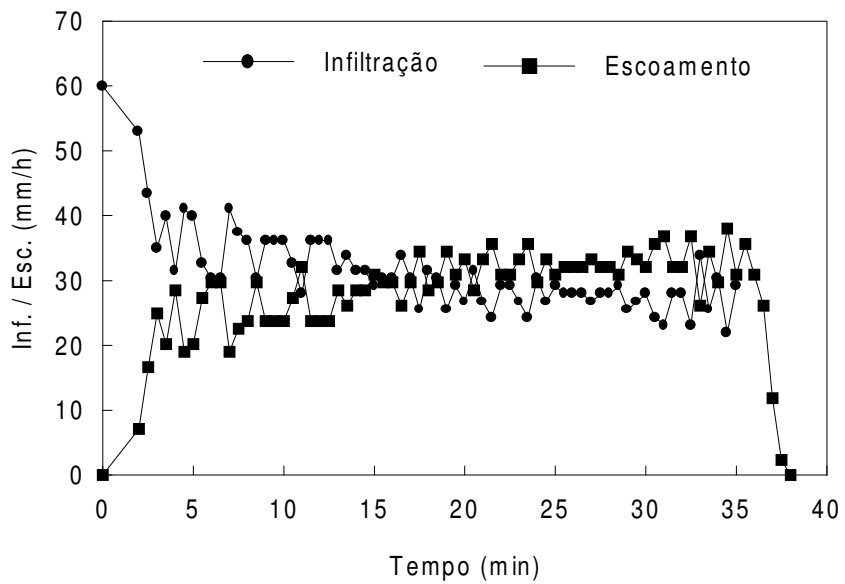


Figura A.12 – Resultados da simulação 3.3 para BMC2 – etapa 1

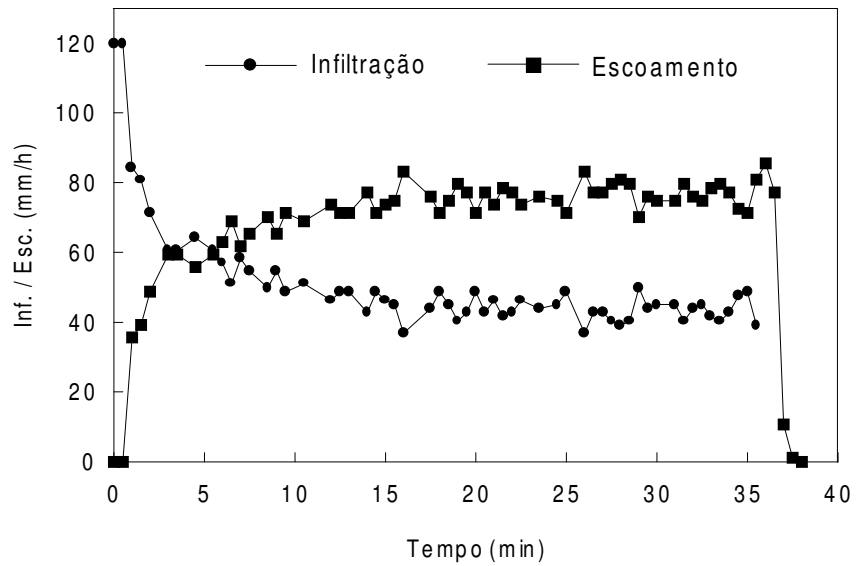


Figura A.13 – Resultados da simulação 4.1 para BMC6 – etapa 1

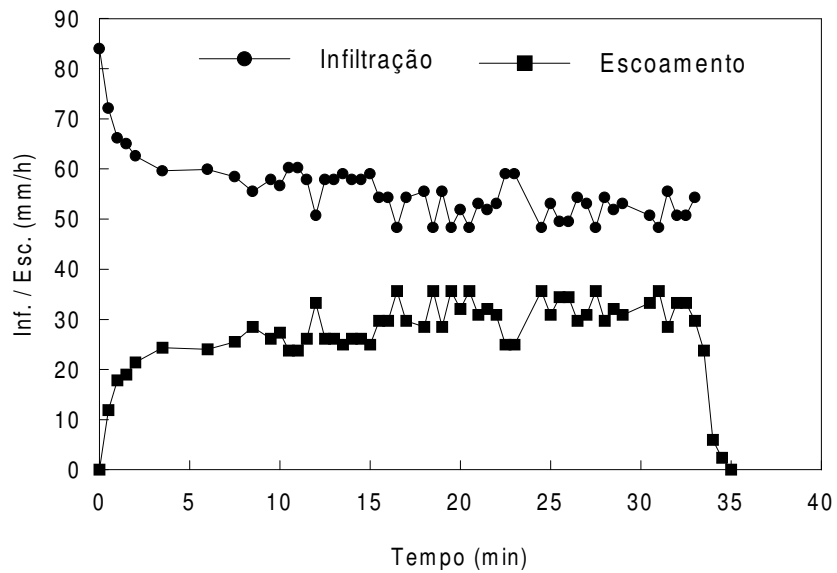


Figura A.14 – Resultados da simulação 4.2 para BMC6 – etapa 1

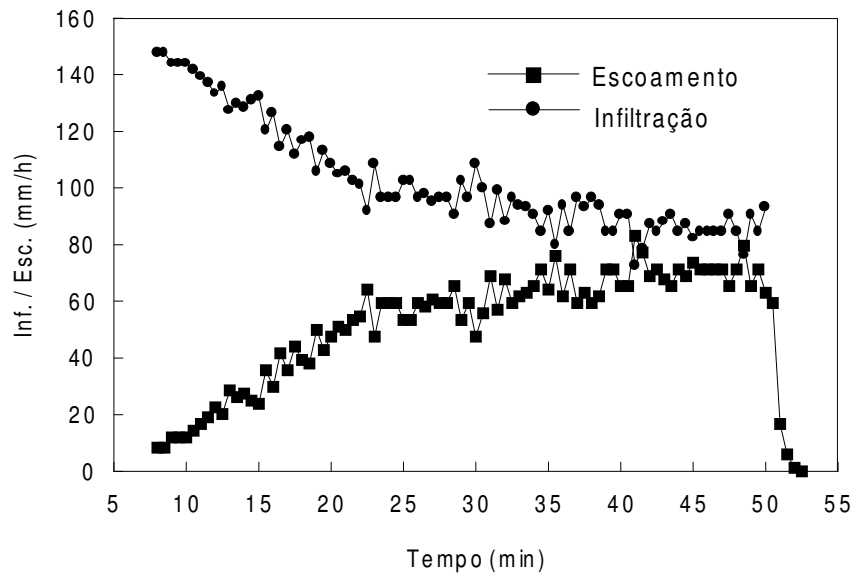


Figura A.15 – Resultados da simulação 3.1 para BVC2 – etapa 1

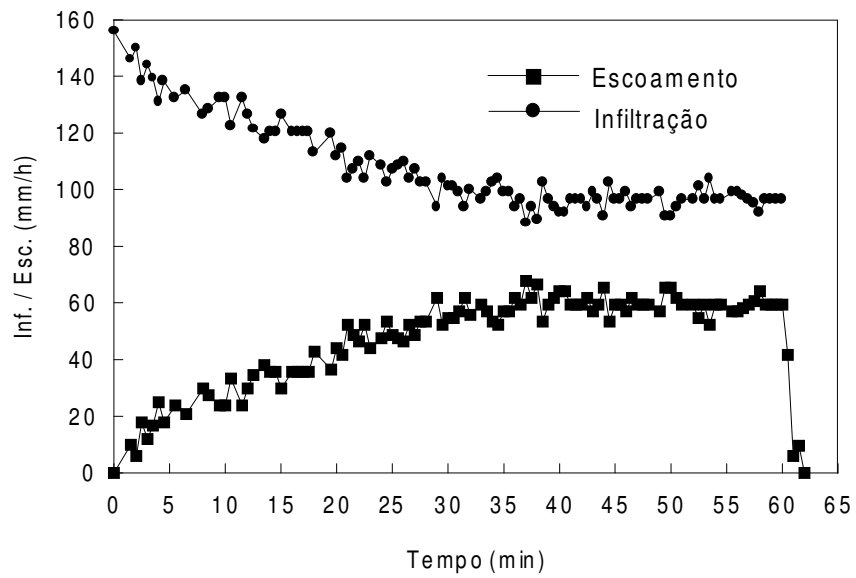


Figura A.16 – Resultados da simulação 4.2 para BVC6 – etapa 1

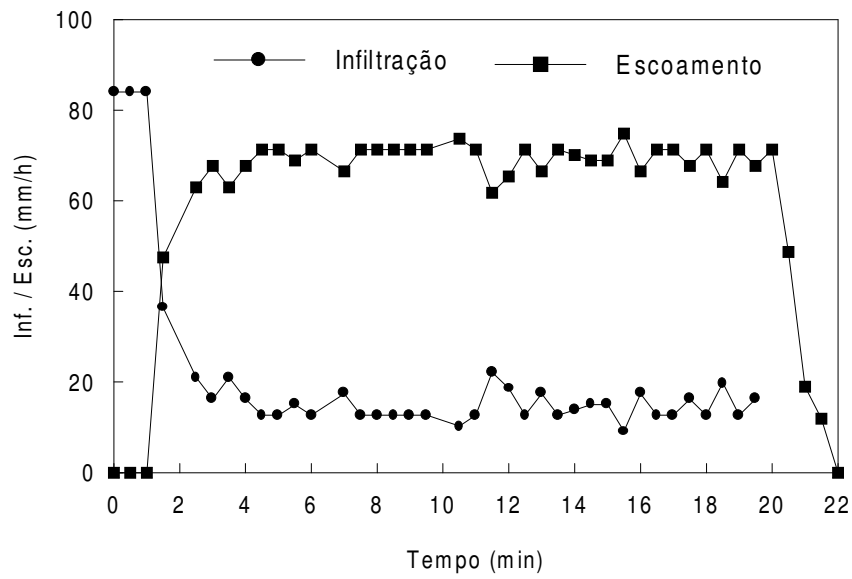


Figura A.17 – Resultados da simulação 1.2 para BM2 – etapa 2

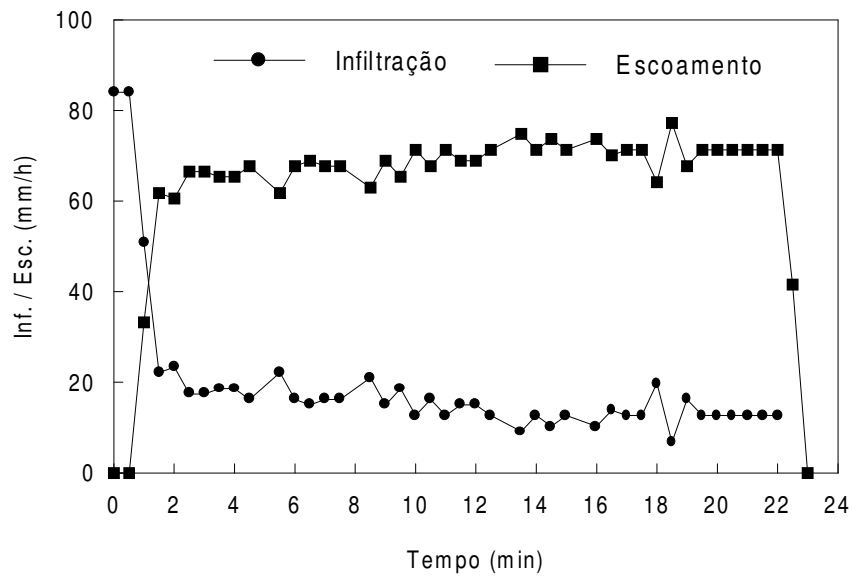


Figura A.18 – Resultados da simulação 2.2 para BM7 – etapa 2

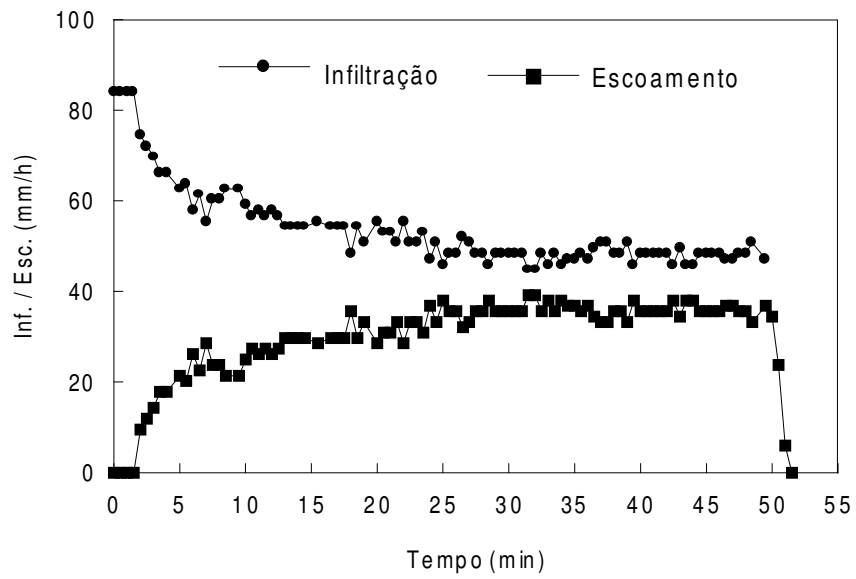


Figura A.19 – Resultados da simulação 1.2 para BV2 – etapa 2

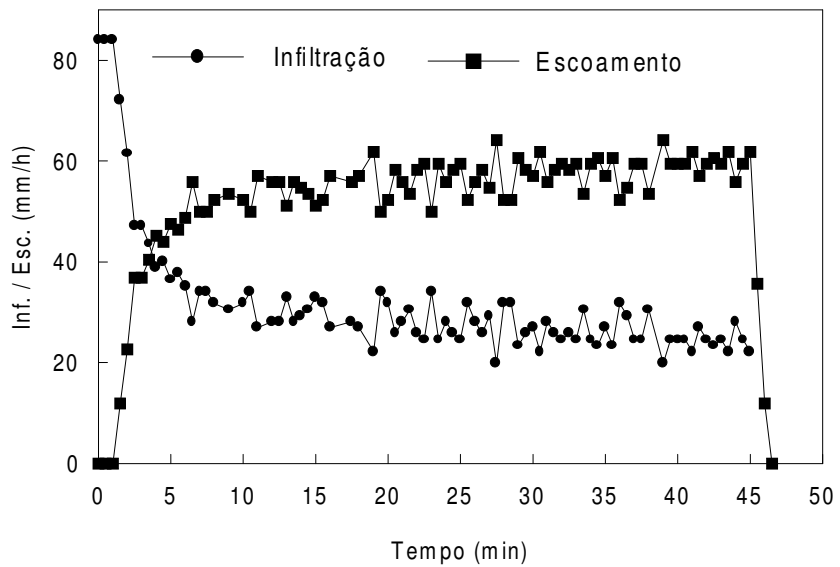


Figura A.20 – Resultados da simulação 2.2 para BV7 – etapa 2

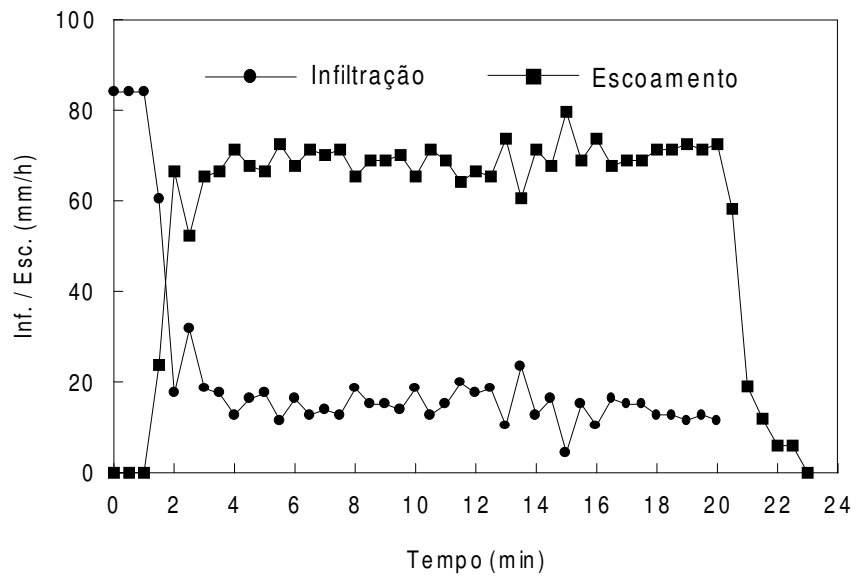


Figura A.21 – Resultados da simulação 3.2 para BMC2 – etapa 2

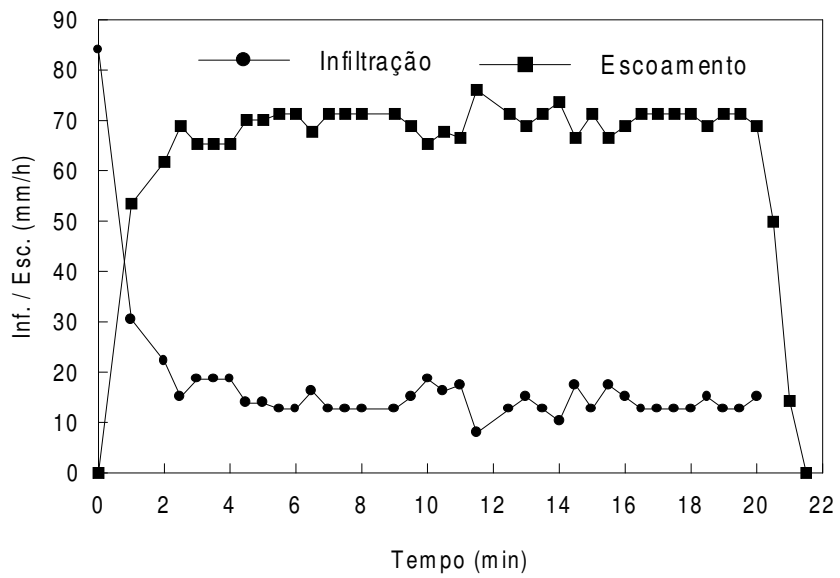


Figura A.22 – Resultados da simulação 4.2 para BMC6 – etapa 2

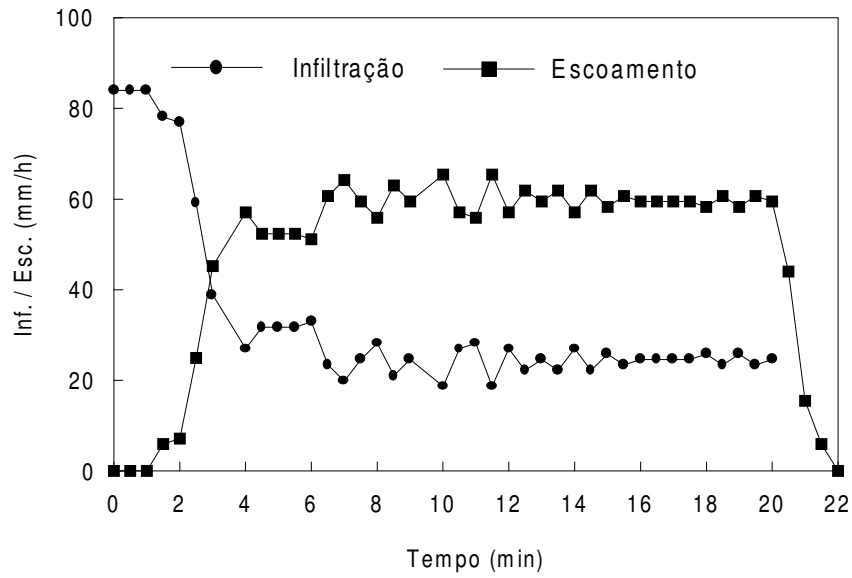


Figura A.23 – Resultados da simulação 3.2 para BVC2 – etapa 2

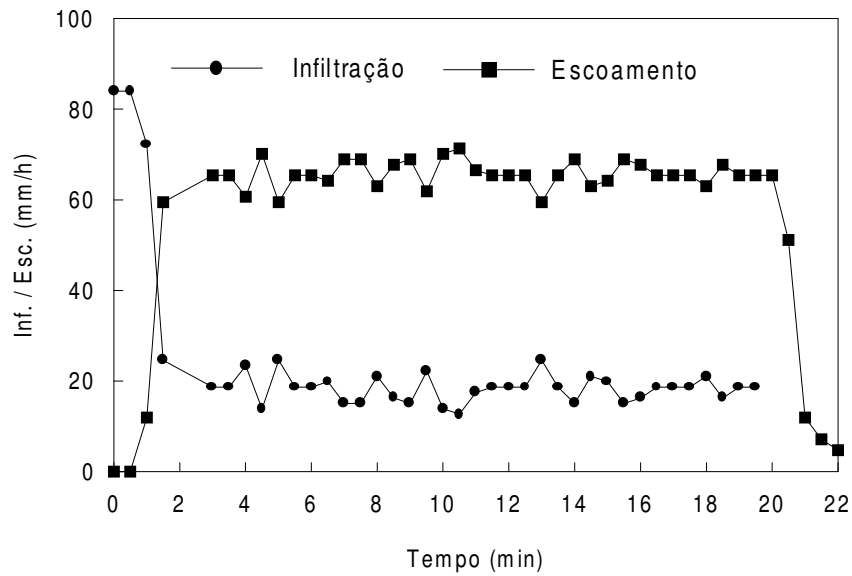


Figura A.24 – Resultados da simulação 4.2 para BVC6 – etapa 2

APÊNDICE B – CURVAS GRANULOMÉTRICAS DO SOLO

Para a caracterização granulométrica do solo foram retiradas cinco amostras no local onde foram realizados os experimentos. A amostra 1 corresponde aos primeiros 15 cm de profundidade; as amostras 2 e 3 foram retiradas próximas às parcelas do grupo 1, entre 15 e 35 cm de profundidade, ou seja, abaixo do nível do substrato das parcelas; as amostras 4 e 5 foram retiradas próximas às parcelas do grupo 2 e também entre 15 e 35 cm de profundidade. As curvas granulométricas correspondentes estão apresentadas na figura B.1. A tabela B.1 mostra a classificação do solo de acordo com a ABNT (NBR 6502 – Rochas e solo).

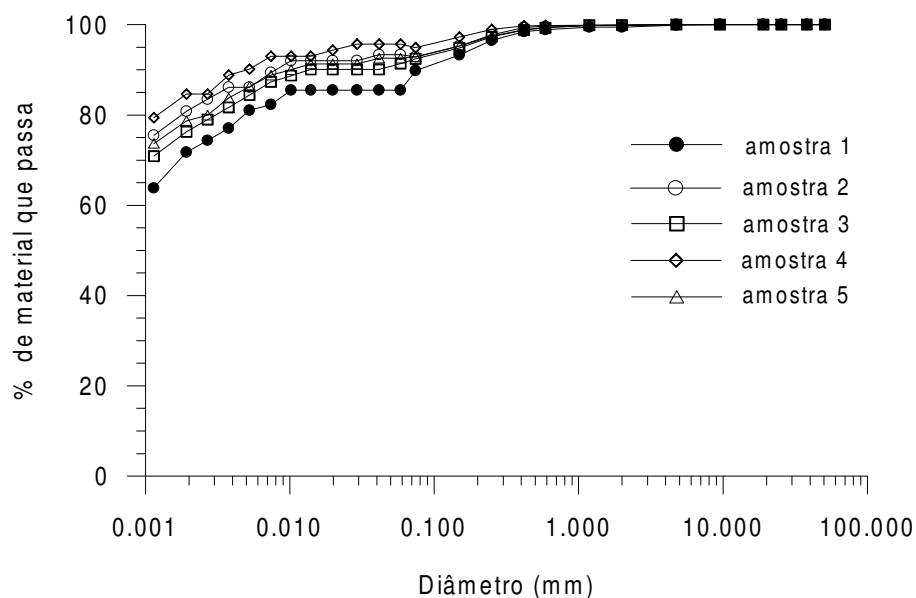


Figura B.1 – Curva granulométrica para as amostras extraídas no local dos experimentos.

Tabela B.1 – Classificação do solo de acordo com a ABNT (NBR 6502 – rochas e solos).

Amostra	Profundidade (cm)	Pedregulho(%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)
1	0 – 15	0,6	13,5	13,9	72,0
2	15 - 35	0,1	6,5	11,5	81,9
3	15 - 35	0,1	7,3	14,7	77,0
4	15 - 35	0,1	4,3	10,9	84,7
5	15 - 35	0,0	7,1	12,8	80,1