

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

**MONITORAMENTO E MODELAGEM DE UM SISTEMA FILTRO -
VALA - TRINCHEIRA DE INFILTRAÇÃO EM ESCALA REAL**

ALESSANDRO HIRATA LUCAS

São Carlos

2011

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

**MONITORAMENTO E MODELAGEM DE UM SISTEMA FILTRO -
VALA - TRINCHEIRA DE INFILTRAÇÃO EM ESCALA REAL**

ALESSANDRO HIRATA LUCAS

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

Orientação: Prof. Dr. Ademir Paceli Barbassa

São Carlos

2011

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

L933mm

Lucas, Alessandro Hirata.

Monitoramento e modelagem de um sistema filtro - vala -
trincheira de infiltração em escala real / Alessandro Hirata
Lucas. -- São Carlos : UFSCar, 2011.
159 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São
Carlos, 2011.

1. Engenharia urbana. 2. Urbanização. 3. Águas pluviais.
4. Drenagem urbana. 5. escoamento superficial. 6. Técnicas
compensatórias. I. Título.

CDD: 711 (20^a)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana
C. P. 676 – 13.560-970 – São Carlos – SP
Fone/FAX: (16) 3351-8295
e-mail: ppgeu@ufscar.br
home-page: www.ufscar.br/~ppgeu



FOLHA DE APROVAÇÃO

ALESSANDRO HIRATA LUCAS

Dissertação defendida e aprovada em 23/08/2011
pela Comissão Julgadora

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

Prof. Dr. Márcio Benedito Baptista
(DEHR/UFMG)

Prof. Dr. Rodrigo Braga Moruzzi
(DECiv/UFSCar)

Prof. Dr. Ricardo Siloto da Silva
Coordenador do CPGEU

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a todos e todas que, de alguma forma, lutam dia-a-dia pela melhoria da qualidade de vida coletiva dos munícipes.

Àqueles que interpretam a urbanização como um processo, muitas vezes, espontâneo de assentamento e de uso e ocupação do solo, influenciado pela cultura de êxodo rural e de crença na ascensão social, que deve ser controlado e assistido, visando garantir a saúde, a segurança, a qualidade de vida, a mobilidade e a acessibilidade de seus habitantes e a preservação ambiental, cultural e patrimonial do município.

Àqueles que se conscientizam de que a gestão dos recursos hídricos é parte fundamental do planejamento urbano, pois favorece não somente à preservação ambiental, mas também ao embelezamento das cidades, à integração paisagística, à prática de esportes, ao meio de transporte e ao lazer. Em outras palavras, é importante componente de projetos urbanísticos, de desenvolvimento econômico, social e sustentável das cidades.

Àqueles que se dedicam a solucionar os problemas de drenagem urbana, enchentes, inundações e alagamentos que colocam em risco a vida e a saúde da população, geralmente economicamente desfavorecida, e os bens materiais e patrimoniais. Aos que se dedicam a reduzir ou eliminar os prejuízos destes fenômenos naturais agravados pela falta ou ausência de planejamento urbano adequado e de instrumentos de regulamentação, como: zoneamento de áreas inundáveis; preservação e desocupação de áreas de risco; parcelamento do solo; preservação de áreas verdes e permeáveis; e legislação e incentivo para o uso de medidas não-convencionais de controle de enchentes e de controle da poluição difusa.

AGRADECIMENTOS

Meus sinceros agradecimentos:

À minha família, em especial, ao meu Pai, minha Mãe e meu irmão, que sempre me apoiaram em todas as decisões e caminhos da minha vida e que sempre me deram a liberdade de escolha.

À minha namorada Lais, que muito me auxiliou na correção da dissertação, auxiliou nos contatos com fabricantes estrangeiros e elaboração de abstracts no idioma Inglês, além de sua compreensão nos momentos de desestabilização emocional, pelo seu estímulo para com meu trabalho e pesquisa e pela sua solidariedade, amizade e companhia nos momentos de lazer.

Aos meus amigos de São Paulo, amigos de Limeira, amigos da Republica da caneca e amigos da cidade de São Carlos que me acolheram tão bem. Amigos estes que muito influenciaram na minha formação pessoal, humana, acadêmica e profissional.

Aos colegas do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana (PPGEU) que sempre me acrescentaram conhecimentos interdisciplinares, auxílio no desenvolvimento da pesquisa, recomendações e convívio.

Ao amigo Fabio do PPGEU, companheiro de discussões acadêmicas, vivência, viagens, churrascos, cervejas e por compartilhar conversas de todos os tipos.

Aos membros do grupo de pesquisa G-Hidro: professores Bernardo, Rodrigo e Ademir e às colegas Lorena e Loide, pela amizade e contribuição na pesquisa.

À colega Lorena que compartilhou do mesmo objeto de pesquisa, o sistema Filtro – Vala – Trincheira (FVT), pelos auxílios no desenvolvimento do trabalho, auxílio para o funcionamento e monitoramento do sistema de infiltração e auxílio na administração de recursos e aquisição de equipamentos e materiais.

Ao professor Ademir pela orientação, amizade, compartilhamento de idéias e troca de conhecimentos, ensino, produção de trabalhos acadêmicos e elaboração do projeto e da construção do sistema FVT.

Aos professores do PPGEU pelo ensino, dedicação e produção.

Aos técnicos dos laboratórios: Sidney e Bill (Laboratório de Mecânica dos Solos e Estradas); Marcos (Laboratório de Hidráulica); Klever (Laboratório de Geossintéticos da USP); e ao Seu Antonio e Professor Zuquette (Departamento de Geotecnia da USP) e a Professora Marcilene (PPGEU) pelo empréstimo de equipamento de amostragem de solo.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia Civil (DECiv) e da UFSCar pela prestação de serviço. Em especial, aos encarregados da manutenção Tião, Boró e companheiros de equipe pelo auxílio exclusivo na mão-de-obra.

Agradeço a todas as pessoas que contribuíram com o desenvolvimento e conclusão deste trabalho.

RESUMO

Estruturas de infiltração objetivam minimizar os efeitos da urbanização, da impermeabilização do solo, do aumento do escoamento superficial direto (ESD) e das inundações, agindo na origem da produção do ESD. O objetivo deste trabalho foi monitorar e modelar um sistema Filtro - Vala - Trincheira de infiltração (FVT), construído no campus da UFSCar em escala real para retenção do ESD produzido por áreas impermeabilizadas. O sistema FVT foi construído em solo caracterizado como areia média argilosa, com capacidade de infiltração entre $2,30 \times 10^{-5}$ m/s e $6,05 \times 10^{-6}$ m/s, obtidas em ensaio de campo com duplo anel e poço invertido, respectivamente. Fez-se o monitoramento do sistema FVT através de medidas de precipitação, vazão afluente ao sistema, nível de água armazenado na trincheira e vala de infiltração e verificação do funcionamento do sistema durante as chuvas. Foram monitorados 60 eventos de chuva com até 48 anos de período de retorno, sem registro de extravasamento do sistema. Observaram-se diferenças entre projeto e operação do sistema, como área de captação, área de infiltração e perdas no canal diafragma de distribuição. Constatou-se que a estrutura está superdimensionada para o cenário atual. Compararam-se o teor de finos da brita de preenchimento e da areia do filtro e a permeabilidade do geotêxtil da trincheira de infiltração, amostrados após a construção e após o funcionamento de um ano do sistema. Após o período de funcionamento, a brita de preenchimento e a areia do filtro apresentaram redução do teor de finos em média de 29% e 58%, respectivamente. O geotêxtil apresentou colmatção parcial e redução de sua permeabilidade em média em 45%. Modelou-se o sistema de infiltração utilizando PULS e o modelo SWMM. A modelagem pelo método de PULS possibilitou representar as etapas de funcionamento do sistema FVT e nível de armazenamento de maneira satisfatória. Graficamente, as curva de nível de armazenamento são semelhantes, com valores médios de coeficiente de Nahs - Sutcliffe (NS) de 0,43, de erro absoluto de nível máximo de 29% e de erro absoluto dos tempos de esvaziamento de 36%, obtidos na validação do modelo. A modelagem utilizando SWMM possibilitou a simulação da microbacia composta pelo Edifício do Departamento de Medicina e sistema FVT de maneira insatisfatória e apresentando limitações. A validação do modelo resultou em erros médios absolutos das vazões de pico afluente ao sistema de 58%, de volume afluente de 35%, de nível máximo de

armazenamento 72%, de tempo de esvaziamento de 79%, de NS médio das vazões afluentes de 0,02 e de NS médio dos níveis de armazenamento de -0,79. As modelagens utilizando SWMM resultaram em menores níveis de armazenamento e menores tempos de esvaziamento do que aquelas utilizando PULS. A manutenção do sistema FVT resumiu-se em serviços de limpeza do terreno, remoção de sedimento do canal de medição e serviços de jardinagem. O custo de manutenção do sistema em seu primeiro ano de funcionamento foi de R\$85,00/mês ou R\$0,67 por unidade de área impermeável drenada, considerado alto em relação aos custos de manutenção de sistemas de drenagem convencional.

Palavras-chaves: Sistema Filtro-Vala-Trincheira de infiltração; Monitoramento; Modelagem

ABSTRACT

Infiltration systems aim to reduce the effects of urbanization, waterproofing and runoff, acting at the origin of the runoff. The objective of this project was to monitor a Filter - Swale – Trench (FVT) system, built at UFSCar's campus in real scale by retaining the runoff produced by waterproofed areas. The FVT system was built in soil described as sandy loam, with infiltration capacity between $2,30 \times 10^{-5}$ and $6,05 \times 10^{-6}$ meters/second, and was obtained by doing testes in field using double ring infiltrometer and inverted well, respectively. The FVT system was monitored by measuring the precipitation, the inflow system, the level of water stored, and by verifying that the system functioned during the rainfalls. Sixty rainfalls were monitored, with up to a 48 year return period, with no extravasations. We observed differences between the design and operation of the system, such as the catchment area, the infiltration area and losses in the channel distribution. This shows that the structure is larger than actual scenario. We compared the fine content of the gravel and sand filter and the geotextile's permeability of the infiltration trench, sampled after construction and after about a year of system operation. After the period of operation, the gravel and sand filter showed an average reduction in fine content of 29% and 52%, respectively. The geotextile showed partial clogging, which reduced its permeability by an average of 45%. The system has been modeled using the PULS method and SWMM model. The PULS modeling method allowed us to determine the water storage level satisfactorily. Graphically, the storage level curves are similar, with average values of the Nahs - Sutcliffe coefficient (NS) of 0,43, a mean maximum storage level error of 29% and mean emptying time absolute error of 36%, obtained in the validation model. The SWMM model enabled the microbasin simulation to run a Departamento de Medicina bulding and the FVT system performed unsatisfactorily and demonstrated some limitations. The model validation presented absolute mean errors of peak runoff at 58%, accumulated inflow volume of 35%, mean error of the maximum storage level of 72%, mean error of emptying time of 79%, mean NS values of inflow of 0,02 and mean NS values of storage level of -0,79. Using the SWMM model resulted in lower levels of storage and smaller emptying times than those using the PULS model. The system maintenance summed up in cleaning the land, removing sediments from the measurement channel, and performing gardening services. The system maintenance cost in the first year of operation was R\$

85,00 / month or R\$ 0,67 for each square foot of impervious drained area, considered high compared to maintenance costs of conventional drainage systems.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Taxa média de crescimento anual da no período de 1940 a 2000, por situação do domicílio.....	21
Figura 2: Distribuição da população urbana brasileira por Estado.....	21
Figura 3: Alterações nos volumes de balanço hídrico natural e urbano (valores apenas indicativos).....	27
Figura 4: A) Exemplo de trincheira e vala de infiltração. Fonte: LID Center, 2011. B) Exemplo de trincheira de infiltração. Fonte: Tomaz, 2005.....	34
Figura 5: Representação de faixa de filtro gramado e trincheira de infiltração integrados.	35
Figura 6: Representação de vala e trincheira de infiltração integrados.	35
Figura 7: Avanço da frente de molhamento em solo argiloso e arenoso.	43
Figura 8: Representação do experimento de Darcy.....	45
Figura 9: Representação dos Parâmetros da equação de Green e Ampt.....	47
Figura 10: Representação do decréscimo da capacidade de infiltração de Horton.	50
Figura 11: Notificação utilizada no modelo de Bouwer.	52
Figura 12: Representação conceitual de reservatório pelo SWMM.....	54
Figura 13: Sistema Filtro-Vala-Trincheira de infiltração construídos no campus da UFSCar.....	56
Figura 14: Localização do sistema FVT no campus da UFSCar.....	57
Figura 15: Descrição do funcionamento do sistema Filtro-Vala-Trincheira de infiltração em planta.....	59
Figura 16: Descrição do funcionamento do sistema Filtro-Vala-Trincheira de infiltração em corte.....	60
Figura 17: Corte típico da trincheira de infiltração.....	60
Figura 18: Pontos de coleta de amostras de solo, brita, geotêxtil e areia e de ensaios de infiltração.....	61
Figura 19: Anéis concêntricos instalados em campo.....	64
Figura 20: Pluviógrafo digital instalado em campo.....	67
Figura 21: Medidor de vazão instalado em campo.....	68
Figura 22: Verificação das medidas de nível de água do equipamento eletrônico.....	69
Figura 23: Verificação das medidas de vazão do equipamento eletrônico em canal retangular.....	70
Figura 24: Locação do poço de monitoramento.....	70
Figura 25: Detalhe do poço de monitoramento do sistema de infiltração.....	71
Figura 26: Fluxograma da modelagem com PULS.....	79
Figura 27: Representação das sub-bacias no modelo SWMM.....	82
Figura 28: Curvas granulométricas do solo da área do sistema de infiltração.....	88
Figura 29: Curvas de compactação do solo da área do sistema de infiltração.....	89
Figura 30: Curvas de infiltração obtidas em ensaios de duplo anel.....	91
Figura 31: Curvas de infiltração obtidas em ensaios de poço invertido.....	93
Figura 32: Lançamento da brita de preenchimento na trincheira de infiltração.....	95
Figura 33: Transporte de sedimento para a trincheira de infiltração, protegida por lona e contenção de madeira.....	95
Figura 34: Sedimentos transportados para o interior da trincheira que se acumularam na brita. (ponto P6 da Figura 18).....	95

Figura 35: A) Retenção dos sedimentos na camada superficial do geotêxtil. Fonte: Gutierrez et al., 2010 B) Retenção dos sedimentos na camada lateral do geotêxtil (ponto A1 da Figura 18).	98
Figura 36: Medidas de intensidade simuladas obtidas com pluviógrafo digital e manualmente.	98
Figura 37: A) Medidas de nível de água obtidas com sensor de nível Orpheus Mini e manualmente B) Medidas de nível de água obtidas com sensor de nível 2150 e manualmente.	99
Figura 38: Medidas de vazão obtidas com vertedor triangular, medidor de vazão do 2150 e medida direta de massa	99
Figura 39: Medidas de vazão com vertedor triangular e medidor de vazão do 2150 instalados em campo	100
Figura 40: A) concentração do escoamento na extremidade oeste do sistema (montante do canal diafragma); B e C) concentração do escoamento no meio do sistema de infiltração; D) concentração do escoamento na extremidade leste sistema (jusante do canal diafragma).	103
Figura 41: Comparação entre níveis de água e período de retorno dos eventos observados	105
Figura 42: Taxa de infiltração final calculadas pela equação de continuidade	106
Figura 43: resultado da variação dos parâmetros de retenção h_f e h_v	109
Figura 44: resultado da variação dos parâmetros de infiltração f_v e f_p	110
Figura 45: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados por PULS para evento do dia 23/01/2011.	111
Figura 46: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados por PULS para evento do dia 16/02/2011.	112
Figura 47: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados por PULS para evento do dia 27/02/2011.	112
Figura 48: Hidrogramas de entrada no sistema FVT (após etapa 3 da Figura 16) e de saída por infiltração para evento do dia 27/02/2011.	113
Figura 49: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados por PULS para evento do dia 04/02/2011.	115
Figura 50: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados por PULS para evento do dia 23/02/2011.	115
Figura 51: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados por PULS para evento do dia 12/03/2011.	116
Figura 52: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados por PULS para evento do dia 28/03/2011.	116
Figura 53: Hidrogramas de entrada no sistema FVT (após etapa 3 da Figura 16) e de saída por infiltração para evento do dia 28/03/2011.	117
Figura 54: Resultado da variação do parâmetro de retenção h_i da sub-bacia “Depto Medicina” sobre ESD.	118
Figura 55: Resultado da variação dos parâmetros de infiltração f_0 , f_c e k_f da sub-bacia “trincheira”	119
Figura 56: Hidrogramas de entrada no sistema FVT (após etapa 3 das Figuras 15 e 16) para evento do dia 23/01/2011	121
Figura 57: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados a partir de dados do SWMM para evento do dia 23/01/2011	122
Figura 58: Hidrogramas de entrada no sistema FVT (após etapa 3 das Figuras 15 e 16) para evento do dia 16/02/2011	122

Figura 59: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados a partir de dados do SWMM para evento do dia 16/02/2011	123
Figura 60: Hidrogramas de entrada no sistema FVT (após etapa 3 das Figuras 15 e 16) para evento do dia 27/02/2011	123
Figura 61: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados a partir de dados do SWMM para evento do dia 27/02/2011	124
Figura 62: Hidrogramas de entrada no sistema FVT (após etapa 3 das Figuras 15 e 16) para evento do dia 04/02/2011	127
Figura 63: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados a partir de dados do SWMM para evento do dia 04/02/2011	127
Figura 64: Hidrogramas de entrada no sistema FVT (após etapa 3 das Figuras 15 e 16) para evento do dia 23/02/2011	128
Figura 65: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados a partir de dados do SWMM para evento do dia 23/02/2011	128
Figura 66: Hidrogramas de entrada no sistema FVT (após etapa 3 das Figuras 15 e 16) para evento do dia 26/02/2011	129
Figura 67: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados a partir de dados do SWMM para evento do dia 26/02/2011	129
Figura 68: Taxa de infiltração da sub-bacia “trincheira” para evento do dia 26/02/2011 .	130
Figura 69: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados para evento do dia 12/01/2011	133
Figura 70: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados para evento do dia 13/01/2011	133
Figura 71: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados para evento do dia 18/01/2011	134
Figura 72: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados para evento do dia 21/02/2011	134
Figura 73: Hidrogramas de entrada no sistema FVT (após etapa 3 da Figura 16) e saída por infiltração para evento do dia 12/01/2011	135
Figura 74: Hidrogramas de entrada no sistema FVT (após etapa 3 da Figura 16) e saída por infiltração para evento do dia 21/02/2011	135
Figura 75: Plantas daninhas na trincheira de infiltração	136
Figura 76: Representação de um poço invertido. Fonte: Cauduro e Dorfman (s.d.)	155
Figura 77: Aparelho utilizado em ensaio de permeabilidade do geotêxtil, no laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos - USP.	156

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Modelos e equações de infiltração	44
Tabela 2: Dimensões do sistema Filtro-Vala-Trincheira de infiltração construído.....	58
Tabela 3: Locação, método e quantidade de ensaios de solo, brita, geotêxtil e filtro de areia	61
Tabela 4: Modelos e parâmetros calibrados	74
Tabela 5: Parâmetros de entrada do modelo SWMM.....	82
Tabela 6: Composição granulométrica do solo da área do sistema de infiltração.....	88
Tabela 7: Índices físicos do solo da área do sistema de infiltração	89
Tabela 8: Grau de compactação do solo da área do sistema de infiltração	90
Tabela 9: Valores de capacidade de infiltração obtidos nos ensaios de duplo anel	91
Tabela 10: Valores de capacidade de infiltração obtidos nos ensaios de poço invertido	92
Tabela 11: Teor de materiais pulverulentos da brita.....	94
Tabela 12: Teor de materiais pulverulentos do filtro de areia.....	96
Tabela 13: Permeabilidade do geotêxtil.	97
Tabela 14: Resultados do monitoramento do sistema FVT	101
Tabela 15: Taxas de infiltração calculadas pela equação de continuidade	106
Tabela 16: Eventos selecionados para modelagem do sistema FVT	107
Tabela 17: Sensibilidade dos parâmetros de retenção h_v e h_f	109
Tabela 18: Sensibilidade dos parâmetros de retenção f_v e f_p	109
Tabela 19: Resultados da calibração dos parâmetros h_f , h_v , f_v e f_p pelo método de PULS	111
Tabela 20: Resultados da validação dos eventos modelados pelo método de PULS	114
Tabela 21: Sensibilidade do parâmetro de retenção h_i da sub-bacia “Depto medicina”	118
Tabela 22: Sensibilidade dos parâmetros de infiltração f_0 , f_c e k_f da sub-bacia “trincheira”	119
Tabela 23: Resultados da calibração dos parâmetros h_i , f_0 , f_c e k_f	121
Tabela 24: Resultados da validação dos eventos modelados com SWMM.....	126
Tabela 25: Resultados da modelagem utilizando SWMM e PULS.....	132
Tabela 26: Custo de manutenção do sistema FVT para um ano de uso	137

ABREVIATURAS E SIGLAS

BMP: Best Management Practices

Depto.: Departamento

EPA: Environmental Protection Agency

ESD: Escoamento superficial direto

FVT: Filtro - Vala - Trincheira de infiltração

GHidro: Grupo de pesquisa de Sistemas Hídricos Urbanos

IDF: Intensidade – Duração - Frequência

IMP: Integrated Management Practices

INMET: Instituto Nacional de Meteorologia

IPH: Instituto de Pesquisas Hidráulicas

LID: Low Impact Development

QTAP: Quantidade, Qualidade, Tratamento e Aproveitamento de Águas Pluviais

SCS: Soil Conservation Service

SWMM: Storm Water Management Model

Tr: período de retorno ou de recorrência

UFMG: Universidade Federal de Minas Gerais

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UFSCar: Universidade Federal de São Carlos

Unb: Universidade de Brasília

USP: Universidade de São Paulo

LISTA DE SÍMBOLOS

- A: infiltração mínima e/ou constante (m^3/s)
- A_c : área do cilindro de ensaio de permissividade (m^2)
- A_d : área de captação (m^2)
- A_{inf} : área de infiltração (m^2)
- A_{int} : área do cilindro interno de ensaio de infiltração (m^2)
- A_f : área do fundo da trincheira (m^2)
- A_p : área do permeâmetro (m^2)
- a: área do corpo-de-prova (mm^2)
- C: parâmetro de ajuste em função do tipo e umidade do solo (adimensional)
- calc*: valores calculados (adimensional)
- ESD: escoamento superficial direto ou vazão afluyente ao sistema FVT, após etapa 3 das Figuras 15 e 16 (m^3/s)
- f: capacidade de infiltração (m/s)
- f_0 : capacidade de infiltração inicial (m/s)
- f_c : capacidade de infiltração final (m/s)
- f_p : capacidade de infiltração horizontal (m/s)
- f_v : capacidade de infiltração vertical (m/s)
- h: nível de água ou carga hidráulica (m)
- h_{inf} : lâmina de água infiltrada (m)
- h_f : armazenamento em depressão permeável na área do filtro gramado (m)
- h_i : armazenamento em depressão impermeável na área do Departamento de Medicina (m)
- h_v : armazenamento em depressão permeável na área da vala de infiltração (m)
- I: vazão de entrada ou afluyente do sistema FVT (m^3/s)
- I_{pico} : vazão de pico afluyente ao sistema FVT, após etapa 3 das Figuras 15 e 16 (m^3/s)
- I_a : infiltração acumulada (m^3)
- i: gradiente hidráulico (adimensional)
- i_p : intensidade de precipitação (mm/min.)
- K: coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica (m/s)
- K_a : condutividade hidráulica da camada colmatada (m/s)
- K_f : coeficiente experimental de caimento exponencial (adimensional)

L_a : espessura da camada colmatada que oferece resistência hidráulica ao escoamento (m)

L_c : altura do corpo-de-prova (m)

L_f : comprimento do filtro gramado (m)

L_t : comprimento da trincheira (m)

L_v : comprimento da vala (m)

L_u : comprimento da frente de umidade (m)

l_f : largura do filtro gramado (m)

l_t : largura da trincheira (m)

l_v : largura da vala (m)

obs: valores observados (adimensional)

p_t : profundidade da trincheira (m)

per: perímetro da trincheira (m)

Q : vazão de infiltração ou efluente do sistema FVT (m^3/s)

Q_f : vazão de infiltração pelo fundo da trincheira (m^3/s)

Q_p : vazão de infiltração pela parede da trincheira (m^3/s)

Q_{trinch} : vazão de infiltração da trincheira (m^3/s)

Q_{vala} : vazão de infiltração da vala (m^3/s)

q : taxa da vazão de infiltração ou de escoamento (m^3/s)

R_a : resistência hidráulica da camada colmatada (s)

R_f : resistência hidráulica do fundo da trincheira de infiltração (s)

R_p : resistência hidráulica das paredes da trincheira (s)

R_t : fator de correção de temperatura (adimensional)

NS: coeficiente de eficiência de Nash e Sutcliffe (adimensional)

r : raio do poço (cm)

S : sortividade ($m^3/s^{0,5}$)

Tr : período de retorno ou de recorrência (anos)

t : tempo (s)

t_p : duração da precipitação (min.)

V : volume (m^3)

VESD: volume acumulado afluente ao sistema FVT (m^3)

α : parâmetro de ajuste em função do tipo e umidade do solo (adimensional)

ψ : permissividade (s^{-1})

∇ : vetor resultante dos componentes cartesianos (m)

ϕ_m : potencial matricial (m)

ϕ_g : potencial gravitacional (m)

Φ : porosidade do material de preenchimento (adimensional)

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	20
2.	OBJETIVO	24
3.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	25
3.1	Impactos da urbanização sobre o ciclo hidrológico e do escoamento das águas pluviais	25
3.2	Princípios higienistas e sanitaristas	27
3.3	Alteração da abordagem no manejo de águas pluviais.....	29
3.4	Sistemas ou estruturas de infiltração	31
3.5	Infiltração de água no solo.....	41
3.5.1	Modelos de infiltração	44
3.5.1.1	Lei de Darcy.....	45
3.5.1.2	Equação de Darcy-Buckingham.....	46
3.5.1.3	Modelo de Green e Ampt	46
3.5.1.4	Equação de Richards	48
3.5.1.5	Equação Kostiakov.....	49
3.5.1.6	Equação Horton.....	49
3.5.1.7	Equação de Philip.....	50
3.5.1.8	Modelo de Bouwer.....	51
3.5.1.9	Modelo SWMM.....	53
4.	MATERIAIS E MÉTODO	56
4.1	Descrição do sistema Filtro – Vala – Trincheira de infiltração	57
4.2	Funcionamento do sistema FVT	59
4.3	Análises do solo , brita, geotêxtil e filtro de areia.....	60
4.3.1	Análise do solo.....	62
4.3.1.1	Ensaio de Granulometria	62
4.3.1.2	Determinação de índices físicos.....	63
4.3.1.3	Ensaio de Compactação.....	63
4.3.1.4	Ensaio de infiltração de duplo anel.....	63
4.3.1.5	Ensaio de infiltração de poço invertido.....	64
4.3.2	Brita	65
4.3.3	Filtro de areia	65
4.3.4	Geotêxtil	66
4.4	Monitoramento do sistema FVT	66
4.4.1	Medidas de precipitação	67
4.4.2	Medidas de vazões afluentes ao sistema FVT	68
4.4.2.1	Avaliação das medidas de vazão do medidor área-velocidade com principio doppler	69
4.4.3	Medidas de nível de água no interior da trincheira e vala	70
4.4.4	Determinação do volume de armazenamento e vazões de infiltração.....	71
4.5	Modelagem do sistema FVT	73
4.5.1	Análise de sensibilidade	74
4.5.2	Calibração e validação dos modelos	75
4.5.3	Modelagem do sistema FVT utilizando PULS	76
4.5.4	Modelagem do sistema FVT utilizando SWMM.....	81
4.5.5	Simulação de eventos com registro de afogamento do vertedor.....	85

4.6	Manutenção do sistema	85
5.	RESULTADOS E DISCUSSÃO	87
5.1	Análises de solo, brita, geotêxtil e filtro de areia.....	87
5.1.1	Ensaio de Granulometria	87
5.1.2	Ensaio de determinação de índices físicos e compactação do solo.....	88
5.1.3	Ensaio de infiltração com duplo anel.....	90
5.1.4	Ensaio de infiltração com poço invertido.....	92
5.1.5	Brita	93
5.1.6	Filtro de areia	96
5.1.7	Geotêxtil	96
5.2	Teste e verificação dos equipamentos eletrônicos	98
5.3	Monitoramento do funcionamento do sistema FVT	100
5.3.1	Taxas de infiltração da trincheira e vala calculadas pela equação da continuidade	105
5.4	Modelagem do sistema FVT.....	107
5.4.1	Modelagem do sistema FVT utilizando PULS	108
5.4.1.1	Análise de sensibilidade	108
5.4.1.2	Calibração	110
5.4.1.3	Validação	113
5.4.2	Modelagem do sistema FVT utilizando SWMM.....	117
5.4.2.1	Análise de sensibilidade	117
5.4.2.2	Calibração	119
5.4.2.3	Validação	124
5.4.3	Simulação de eventos com registro de afogamento do vertedor.....	130
5.5	Manutenção do sistema	135
6.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	138
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	144
	APÊNDICE A: Materiais e métodos para execução de ensaio de duplo anel	152
	APÊNDICE B: Materiais e métodos para execução de ensaio de infiltração de poço invertido	154
	APÊNDICE C: Materiais e métodos para execução de ensaio de permissividade do geotêxtil.....	156
	APÊNDICE D: Precipitação total diária dos eventos monitorados.....	158

1. INTRODUÇÃO

Pode-se dizer que o mundo todo está exposto aos desastres de ocorrência natural. Porém, no Brasil, os desastres de origem tectônica como terremotos tsunamis e erupções vulcânicas têm baixas incidências e pequena magnitude, dadas as características da crosta terrestre do país, enquanto fenômenos de origem climática, como secas, inundações, deslizamentos de terra e erosões são fenômenos muito bem conhecidos, os quais afetam milhares de brasileiros anualmente, e apesar de independerem da ação do homem, têm sua magnitude e risco potencializados pela ação deste, como o desmatamento e a ocupação irregular de áreas protegidas e de áreas de risco (SANTOS, 2007).

A intensificação da concentração da população urbana mundial iniciou-se principalmente a partir da metade do século XX. Em 1950, representava 25% da população mundial e deve superar os 60% no ano de 2025 (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005). De acordo com o censo demográfico realizado no ano de 2000 pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), no ano de 1940 a população brasileira residente em áreas rurais era de aproximadamente 28 milhões e em áreas urbanas 13 milhões (INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, 2007), enquanto no ano de 2010 a população rural passou a ser de aproximadamente 30 milhões contra uma população urbana de 161 milhões (INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, 2011), ou seja, 84% da população brasileira em áreas urbanas. Há ainda desigual crescimento e concentração da população urbana no território brasileiro. A Figura 1 apresenta a taxa de crescimento médio anual para cada região do Brasil entre os anos de 1940 e 2000 e a Figura 2 apresenta a distribuição da população urbana por Estado brasileiro.

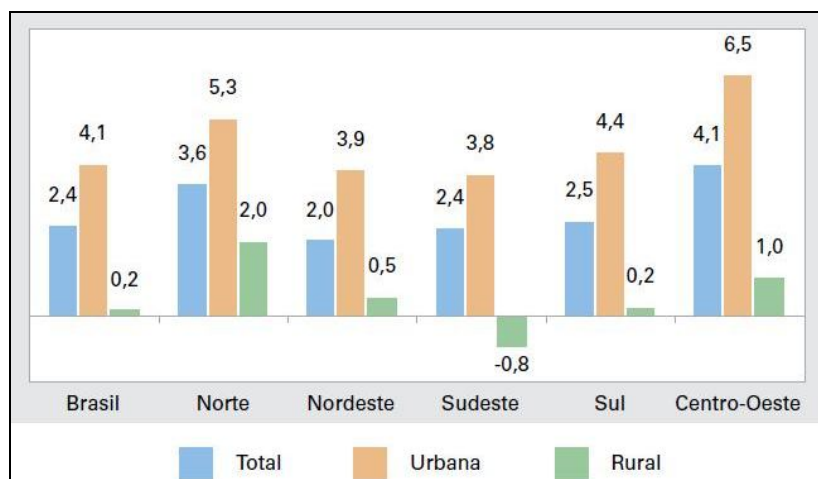


Figura 1: Taxa média de crescimento anual da no período de 1940 a 2000, por situação do domicílio.
Fonte: INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, 2007.

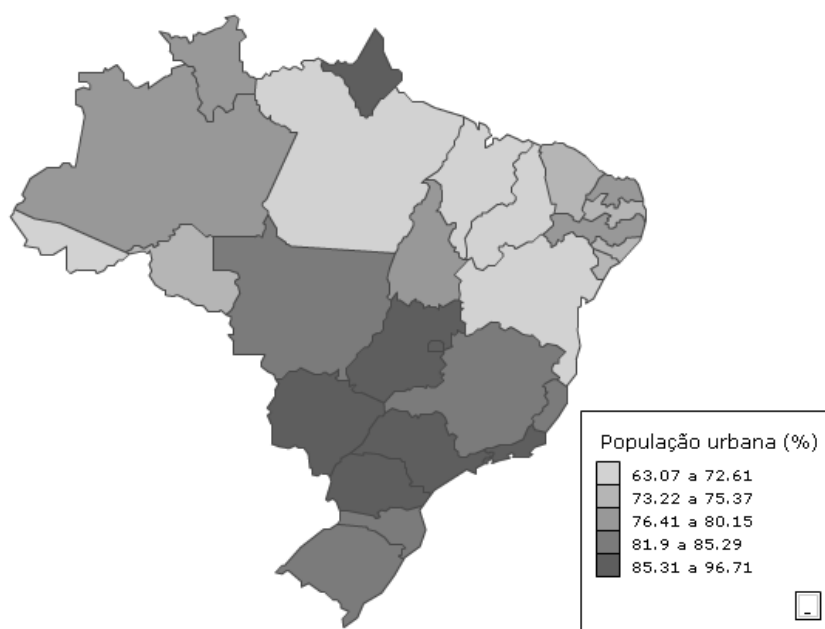


Figura 2: Distribuição da população urbana brasileira por Estado.
Fonte: INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, 2011.

Todo esse contingente demanda grande expansão e construção urbana necessária para seu assentamento residencial e para satisfação de suas necessidades de abastecimento, trabalho, transporte, saúde, energia, água, entre outros, realizados independente da qualidade e nem sempre atendendo a toda população. Esse crescimento desordenado da mancha urbana e a ocupação predatória resultante da falta de controle repercutem em problemas de caráter social e ambiental (MARICATO, 2000). Esses problemas interferem diretamente na drenagem das águas urbanas, como o desmatamento, impermeabilização do solo, ocupação irregular de áreas de preservação e de áreas inundáveis, maximização da

área construída nos lotes, especulação imobiliária, alterações climáticas e interferências no ciclo hidrológico e do balanço hídrico.

As inundações são fenômenos naturais que ocorrem quando há elevação do nível de água do rio, ocupação de seu leito maior e alagamento das áreas ribeirinhas (várzeas). Ocorrem também em áreas que possuam obstruções da passagem da água pelos canais e redução da seção de escoamento devido aos sedimentos, resíduos sólidos, estrangulamento de canais por pilares de pontes, etc. Como nos sistemas urbanos as áreas de vegetação são reduzidas e são criadas superfícies impermeáveis que antes não existiam, tais fenômenos têm aumentado em frequência e magnitude, dadas as alterações das características naturais das bacias hidrográficas e do escoamento das águas pluviais. As estruturas hidráulicas criadas para captação e transporte dessas águas, como bocas-de-lobo, condutos e canais, muitas vezes têm de ser redimensionadas a partir das vazões máximas, o que reflete diretamente nos custos de implantação (TUCCI, 2007).

As soluções para os problemas de drenagem e inundações urbanas geralmente possuem caráter pontual, sem analisar a bacia hidrográfica como um todo, através de obras hidráulicas que têm o objetivo de afastar as águas rapidamente para pontos a jusante, baseados nos princípios higienistas, transferindo o problema de lugar. Tal abordagem de caráter corretivo reduz o tempo de concentração das águas nas bacias e ampliam a os picos de vazão dos rios. São necessárias, portanto, medidas preventivas que preservem as condições de escoamento das águas pluviais próximas das condições naturais ou de preocupação, ou que compensem os efeitos da urbanização e da impermeabilização do solo, permitindo que parte do volume precipitado seja retido e infiltrado no solo, em áreas próximas de sua origem, para que os impactos e os prejuízos causados pelas inundações não se agravem ainda mais.

As alterações no manejo de águas pluviais e na abordagem da problemática são percebidas ao se tratar da questão das cheias urbanas integradas com a questão do planejamento urbano, do uso do solo e à rede viária e de transporte (POMPÊO, 2000). Em outras palavras, quando incentivadas medidas estruturais para controle de enchentes que proporcionam retenção e infiltração da água no solo, a fim de reduzir os impactos da urbanização sobre o ciclo hidrológico, e que integrem paisagística e urbanisticamente nas áreas em que são implantadas, além de medidas não-estruturais de caráter preventivo, como zoneamento de áreas inundáveis, educação ambiental, incentivos fiscais para

preservação de áreas permeáveis, legislações municipais para detenção de água pluviais nos lotes, etc.

Medidas estruturais para infiltração das águas pluviais no solo, como trincheiras, valas, poços de infiltração e pavimentos permeáveis tem sido incentivadas, como observa-se em São Carlos (2005), e através da elaboração de Planos Diretores de Drenagem Urbana Sustentável e de Planos Diretores de Manejo de Águas Pluviais (BRASIL, 2006), e amplamente estudadas no mundo inteiro. No entanto, as aplicações destas medidas no Brasil ainda são tímidas, em função de questões técnicas, ideológicas, desconhecimento da complexidade dos fatores envolvidos na dinâmica da água no solo e incertezas associadas à construção, funcionamento, manutenção, custo, eficiência no controle do escoamento superficial e os efeitos na remoção de poluentes e de sedimentos dessas estruturas. Em outras palavras, há carência de Manuais e Planos Diretores que orientem os usuários e proprietários sobre as especificações construtivas de técnicas compensatórias.

De acordo com Barraud et al. (1999), há maior complexidade e multiplicidade de parâmetros envolvidos desde estudos de concepção à manutenção de estruturas de infiltração do que em sistemas de esgotamento e drenagem convencionais, uma vez que envolvem conhecimentos hidrológicos, de mecânica dos solos, de hidrogeologia e meio ambiente. Para Silveira (2002) há uma grande diferença na abordagem dos problemas ambientais e de drenagem urbana entre países desenvolvidos e em desenvolvimento, em função de fatores socioeconômicos e do nível de informação técnica e ambiental da comunidade.

O monitoramento e a modelagem de sistemas de infiltração tem a finalidade de contribuir para a interpretação do seu funcionamento. Este trabalho apresenta o monitoramento de um sistema Filtro-Vala-Trincheira de infiltração, operando em situação de tempo e escalas reais, e a modelagem do sistema pelo método de PULS e pelo modelo computacional SWMM.

2. OBJETIVO

O objetivo geral deste trabalho é monitorar e modelar um sistema de infiltração, composto por Filtro - Vala - Trincheira de infiltração, construído em escala real no campus da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), com a finalidade de reter o escoamento superficial direto (ESD) de um edifício com 1701,3m².

Especificamente, objetivou-se:

- Monitorar o sistema Filtro-Vala-Trincheira de infiltração (FVT);
- Modelar o sistema FVT;
- Analisar o desempenho técnico e funcional do sistema FVT;
- Avaliar algumas das características do geotêxtil e a presença de finos do filtro de areia e da brita de preenchimento, amostrados após a construção do sistema de infiltração e após um ano de funcionamento;
- Monitorar a manutenção do sistema;

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Impactos da urbanização sobre o ciclo hidrológico e do escoamento das águas pluviais

Com o advento da industrialização é possível observar também o crescimento populacional em áreas próximas, uma vez que a concentração da população acompanha os meios de produção, e este por sua vez acompanha as fontes de energia e de matéria-prima. Estes fatores em conjunto compõem o crescimento dos aglomerados urbanos, ao mesmo tempo em que se observa crescente extração e exploração dos recursos naturais, produzindo inúmeros impactos ao meio ambiente e à qualidade de vida das pessoas (LEFEBVRE, 1999).

O crescimento da população e a urbanização das cidades trazem inúmeros problemas ambientais e sociais, principalmente nas cidades onde não há planejamento e gestão urbana adequada. A multiplicação do número de loteamentos é uma das ações humanas mais impactantes, pois além de ser de fácil disseminação e constituir uma necessidade do ser humano, a demanda por seu produto é consideravelmente inesgotável e seus efeitos são dificilmente reversíveis (BRAGA; CARVALHO, 2003).

Geralmente, os instrumentos tradicionais de controle do solo e planejamento urbano são voltados ao zoneamento e coeficientes de ocupação. O zoneamento é um dos instrumentos de planejamento urbano mais difundido no Brasil e sua prática tem sido voltada para o mercado imobiliário, regulamentação de uso e setorização das atividades (BRAGA; CARVALHO, 2003). De acordo com Tucci (2007), o zoneamento não tem contemplado aspectos de drenagem das águas e inundações.

O crescimento urbano produz grandes alterações no meio físico de uma bacia hidrográfica, criando novas paisagens que implicam em alterações significativas no meio ambiente, no solo, na vegetação, na fauna, na hidrografia, no ar e no clima (BRAGA; CARVALHO, 2003). São apresentadas algumas modificações e suas consequências no contexto da drenagem urbana (Figura 3), de acordo com Tucci (2002; 2007), Braga; Carvalho (2003) e Santos (2007):

- Desmatamento e alterações na cobertura vegetal: diminui a evapotranspiração, a interceptação vegetal e a proteção natural do solo contra os efeitos da erosão. As consequências são alterações climáticas e assoreamento de rios e canais pelo arraste e sedimentação de partículas;
- Impermeabilização do solo e inadequação das diretrizes de ocupação: reduz ou impede a infiltração da água pela eliminação e/ou redução de áreas permeáveis, interferindo no ciclo hidrológico e no balanço hídrico, na recarga de água subterrânea e no escoamento de base e produzindo aumento do escoamento superficial direto e intensidade de fluxo fluvial;
- Ocupação das várzeas e áreas inundáveis: causa o arraste de resíduos sólidos para os rios, expõe a população ribeirinha ao risco e aumenta os prejuízos econômicos quando há ocorrência de inundações;
- Qualidade da água pluvial e poluição difusa: a degradação da qualidade das águas pluviais ocorre devido à poluição atmosférica, seguido da precipitação de partículas nas superfícies, e posterior “lavagem” destas nos primeiros minutos de chuva, além de ligações clandestinas de esgoto nas redes de drenagem;
- Disposição inadequada de resíduos sólidos: obstruem o escoamento das águas pluviais, reduzem a eficiência de canais e condutos e causam o entupimento de estruturas hidráulicas, podendo causar alagamentos.
- Canalização e retificação de córregos e rios para melhoria do fluxo das águas: aceleram o escoamento das águas pluviais e reduzem o tempo de concentração nas bacias hidrográficas, ampliando os picos de vazão nos cursos d’água. Pode apresentar resultados satisfatórios no controle de enchentes locais mas transfere o problema para áreas a jusante.

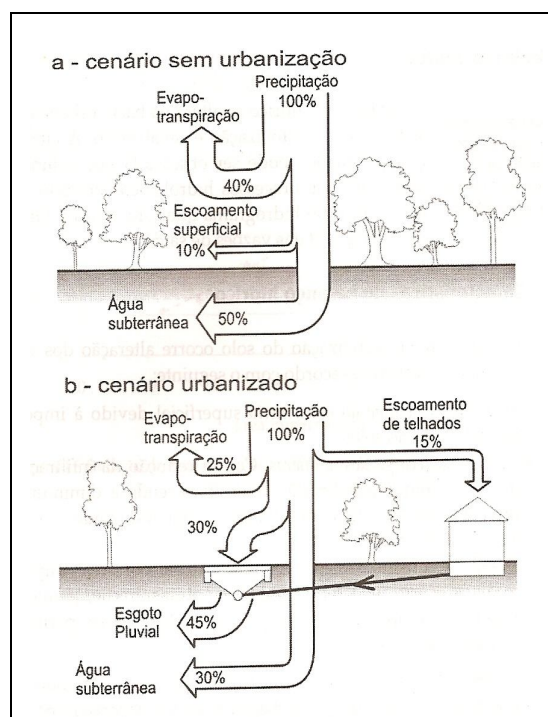


Figura 3: Alterações nos volumes de balanço hídrico natural e urbano (valores apenas indicativos).
Fonte: TUCCI, 2007.

3.2 Princípios higienistas e sanitaristas

No período da Idade Antiga as populações que habitavam as áreas ribeirinhas aceitavam conviver lado a lado com as águas dos rios, mantendo uma relação harmônica entre a disponibilidade de água e a ocorrência das inundações.

Na Idade Média surgiram os primeiros conflitos entre os homens e as águas servidas. Como ainda não era utilizado sistema de evacuação por canalização das águas pluviais e cloacais, as águas eram despejadas em pontos baixos das cidades, ocupados geralmente pela população desfavorecida, onde então as águas e o esgoto eram despejados e misturados com o sistema viário.

No século XVI surgem as primeiras obras de canalização e regularização dos cursos d'água, onde muitos foram cobertos e esquecidos até que houvesse a ocorrência de precipitações intensas e seu consequente reaparecimento.

O adensamento das aglomerações urbanas a partir do século XIX trouxe problemas relacionados à precariedade de infraestrutura dos sistemas de saneamento. A Europa, por exemplo, teve como consequência grandes epidemias de cólera e tifo devido ao contato da

população com as águas pluviais e esgoto (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005). Segundo Tucci (2007), as doenças ocorriam principalmente devido às condições sanitárias dos efluentes da própria população e da contaminação de suas fontes de abastecimento.

No século XIX iniciou-se o pensamento higienista e até os dias atuais são estes que predominam na concepção de projetos de drenagem. O princípio do pensamento higienista para a drenagem de águas pluviais e de águas servidas é sua rápida evacuação das áreas urbanas por meio da utilização de canalizações e retificação dos cursos d'água, pois em tempos atrás, associava-se a proliferação de doenças à estagnação das águas e à sua baixa velocidade de escoamento (SANTOS, 2007). Essas ações apenas transferiam as enchentes e as águas poluídas de lugar (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005).

No Brasil, o engenheiro sanitaria Saturnino de Brito, no final do século XIX, projetou o sistema de saneamento e abastecimento de água para mais de 20 cidades brasileiras (LEME, 1999). Saturnino deu início ao planejamento urbano das cidades integrado com a questão da evacuação das águas servidas, das águas pluviais e com a saúde pública, em detrimento das considerações artísticas e tidas como secundárias, dando início também à implantação do sistema separador absoluto, ou seja, uma rede para o esgoto sanitário e outra para a drenagem de águas pluviais.

Saturnino defendia que o traçado das ruas deveria ser elaborado de acordo com as características topográficas do terreno e com as linhas de escoamento das águas e que o embelezamento das cidades era possível de ser executado após as obras de saneamento (ANDRADE, 1992). O sanitaria demonstrava grande preocupação com a questão da circulação das águas nas cidades e o afastamento rápido destas a fim de proteger a população contra a contaminação e prevenção de inundações, como por exemplo as obras de concretagem e retificação de canais em Santos e retificação do rio Tietê em São Paulo (LEME, 1999).

De acordo com Baptista; Nascimento; Barraud (2005) a solução adotada para os problemas de drenagem das águas das cidades ainda tem sido, de uma forma geral, o aumento da eficiência hidráulica associada aos condutos artificiais que têm de ser periodicamente redimensionados e reconstruídos, conservando a abordagem corretiva das cheias urbanas ao invés de uma abordagem preventiva e mais próxima da sustentabilidade. Tal abordagem apenas transfere à jusante os problemas de inundação sem resolvê-lo por completo. Sendo assim, novas áreas urbanizadas (à montante) podem provocar inundações

em áreas urbanizadas anteriormente (à jusante), e necessariamente, novas obras de drenagem deverão ser realizadas. Obras essas onerosas e custeadas pelo poder público.

3.3 Alteração da abordagem no manejo de águas pluviais

Surge a partir de 1970, principalmente na Europa e na América do Norte, outra abordagem para tratar do problema de drenagem urbana, conhecidas como “técnicas compensatórias” de drenagem de águas pluviais (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005), dando ênfase para o sistemas de infiltração ou menos impermeáveis, que desaceleram o escoamento e propiciam remoção de poluentes (URBONAS; STAHERE, 1993). Para os autores, recebem estes nomes pelo fato de compensarem os impactos da urbanização de forma global em toda bacia hidrográfica, além de proporcionarem benefícios à qualidade de vida e preservação ambiental.

As técnicas compensatórias ou medidas estruturais não-convencionais, também conhecidas em outros países como *Best Management Practices* (BMPs), controlam a produção de escoamento através de estruturas de detenção (reservatórios de pequeno porte instalados nos lotes à montante das bacias hidrográficas e de grande porte em áreas públicas à jusante), estruturas de infiltração (pavimentos permeáveis, trincheiras, valas, poços e lagoas de infiltração e tubos perfurados enterrados) ou combinação das duas funções. Entretanto, estruturas de infiltração ou combinadas irão apresentar melhores resultados em áreas de contribuição pequenas, como por exemplo, em lotes individualizados (URBONAS; STAHERE, 1993). De acordo com Canholi (2005) as estruturas de detenção e de infiltração têm a função de regularizar o escoamento superficial, reduzir as vazões das redes de drenagem e dos cursos d'água e compensar os efeitos da impermeabilização do solo. Sieker (1998) salienta que as estruturas de infiltração podem retomar vazões de escoamento a níveis iguais ao período de pré-urbanização.

A água pluvial, apesar de aparentemente limpa, apresenta carga poluidora equivalente ou até mesmo superiores à dos esgotos sanitários. Do ponto de vista sanitário fica claro que a água de má qualidade torna-se vetor de doenças de veiculação hídrica, mas também se observa a redução do papel da água como elemento paisagístico e de

embelezamento das cidades quando visivelmente poluídas. Sendo assim, a questão da drenagem urbana deixa de ser um problema puramente técnico, mas que envolve também aspectos ambientais, sanitários e paisagísticos (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005). Algumas estruturas hidráulicas de controle das águas urbanas, baseadas no princípio de BMPs, apresentam resultados satisfatórios na melhoria da qualidade das águas pluviais através de mecanismos físicos (sedimentação e filtração), biológicos e químicos (TOMAZ, 2005).

Em meados de 1990, abordagens mais próximas da sustentabilidade têm sido estudadas, denominadas *Low Impact Development* (LID). Estas abordagens abrangem diferentes áreas de conhecimento no planejamento dos sistemas de drenagem de águas pluviais através de projetos hidrológicamente funcionais e esteticamente agradáveis, com técnicas de redução dos impactos da urbanização sobre o escoamento das águas, tanto em termos quantitativos quanto qualitativos. Para tanto, é necessário que se preserve as condições de pré-desenvolvimento dos processos de evaporação, infiltração, armazenamento e retenção do escoamento.

O LID, assim como determinadas técnicas de BMP, busca atuar individualmente em pequenas áreas e em menores escalas, de forma a controlar o escoamento das águas pluviais em sua origem. Além disso, o LID inclui Práticas de Gerenciamento Integradas (*Integrated Management Practices* - IMPs) e medidas não-estruturais, como: planejamento da ocupação do espaço urbano obedecendo aos mecanismos naturais de escoamento; controle da poluição da água pluvial e redução das fontes de contaminação; layouts alternativos de estradas e prédios para minimizar a impermeabilidade e maximizar a preservação do solo e a vegetação; dispositivos hidráulicos que aumentam o tempo de concentração das águas; e programas de educação para modificar ações e atividades na proteção do ambiente. Em outras palavras, o LID busca realizar o controle das águas precipitadas de maneira preventiva, mais próximo da origem do problema e da fonte de alteração dos processos hidrológicos naturais (PRINCE GEORGE, 1999).

Pompêo (2000) observa que para se alcançar a sustentabilidade em drenagem urbana é necessária uma nova abordagem relacionada ao assunto em termos técnicos e gerenciais, baseada no reconhecimento das relações complexas entre os ecossistemas naturais, o sistema urbano artificial e a sociedade. É reconhecer também que drenagem urbana é parte de um sistema de gestão multissetorial e não somente de algumas obras de controle de enchentes.

3.4 Sistemas ou estruturas de infiltração

O sistema Filtro - Vala - Trincheira de infiltração (FVT) tem a finalidade de receber as águas do escoamento superficial e armazená-las temporariamente, proporcionando a infiltração desta no solo e reduzindo os volumes e as vazões de escoamento para os sistemas de drenagem convencionais, além de proporcionar melhorias na qualidade da água pluvial.

A construção de uma estrutura de infiltração pode ser realizada tanto em “novas” áreas como também em áreas já existentes (SIEKER, 1998), construídas próximas de superfícies impermeabilizadas, como áreas cobertas, estacionamentos e canteiros centrais e laterais ao longo do sistema viário, como também em jardins, áreas verdes e gramados (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005). Cuidados relacionados às construções existentes devem ser tomados, pois a água infiltrada, ao saturar o solo, pode desestabilizá-lo (LOWNDES, 2000).

A seleção da área de implantação, projeto, construção e manutenção adequada são fundamentais para garantia da vida útil e eficiência da estrutura de infiltração. Estudo realizado em Maryland apresentou falhas em doze bacias de infiltração durante os dois primeiros anos de operação, causados pela textura inadequada do solo, colmatção devido ao arraste de partículas e compactação do solo. Entretanto, em nenhuma dessas estruturas havia pré-tratamento das águas pluviais (LOWNDES, 2000).

Anteriormente à implantação de estruturas de infiltração, alguns aspectos limitantes devem ser considerados, de acordo com Urbonas; Stahre (1993), Lowndes (2000) e Baptista; Nascimento; Barraud (2005):

- O solo deve possuir permeabilidade entre 10^{-5} e 10^{-7} m/s, pois em solos com permeabilidade superior ao intervalo há risco de contaminação do lençol freático, em função do baixo potencial de remoção de poluentes, ao passo que solos com permeabilidade inferior a infiltração não deve ser o único meio de evacuação das águas pluviais;
- Nível do lençol freático situa-se a 1,00m de distância do fundo da estrutura para que não ocorra contaminação do mesmo;

- A área de implantação não é zona de infiltração regulamentada como área de captação de água potável;
- As águas escoadas não têm origem de fontes potencialmente poluidoras, como postos de combustível, armazenamento de produtos químicos, etc.;
- Local de implantação não tem áreas a montante com excessivo movimento de terra nem as águas escoadas carregam materiais finos em excesso, de maneira evitar a colmatação precoce da estrutura.
- Declividade local inferior a 5%, embora não haja impedimento para aplicação nestas áreas.

Apesar dos cuidados relativos à contaminação do lençol freático e colmatação do sistema de infiltração citados acima, Mikkelsen et al. (1997) puderam concluir que mesmo em áreas de grande aporte de carga poluente e de partículas finas, como vias de tráfego intenso, contaminantes como metais pesados e hidrocarbonetos podem ser retidos pelo solo durante o processo de infiltração, ao longo da profundidade do solo, sem grandes prejuízos ao meio ambiente e à capacidade infiltração do solo. Dependem estes, porém, das condições geológicas do local e do nível do lençol freático.

Algumas vantagens são associadas às estruturas de infiltração, de acordo com os autores Shueler (1987), Urbonas; Stahre (1993), Prince George (1999) e Baptista; Nascimento; Barraud (2005):

- Redução dos picos de vazão e dos volumes de escoamento e redução dos riscos de inundação, além da redução das dimensões dos sistemas de drenagem convencionais ou eliminação deste;
- Ganho paisagístico com possibilidade de valorização do espaço urbano;
- Ganho ambiental, com possibilidade de recarga do lençol freático e melhoria da qualidade das águas pluviais, logo, dos corpos receptores;
- Capacidade de retomar as características do balanço hídrico e do ciclo hidrológico mais próximos das condições naturais;
- Baixo custo;

Cabe destacar que da mesma forma, há desvantagens associadas à aplicação dessa estrutura. Urbonas; Stahre (1993) e Baptista; Nascimento; Barraud (2005) ressaltam:

- Necessidade de manutenção periódica;
- Risco de colmatação e conseqüente redução da eficiência da estrutura;

- Risco de contaminação do lençol freático;
- Restrições para implantação em áreas de grande declividade;
- Danos às estruturas e fundações existentes.

A trincheira de infiltração é uma técnica compensatória linear que tem a vantagem de se adaptar facilmente às áreas livres devido ao seu formato alongado, adequada à otimização da área ocupada pelas mesmas. Seu formato alongado aumenta a área efetiva de infiltração, composta pelas paredes laterais, ao mesmo tempo em que reduz a superfície de colmatação, composta pelo fundo (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005). Kuo; Zhu; Dollard (1989) afirmam, baseados em modelagens e sem simular os efeitos de colmatação, que trincheiras de infiltração com maiores áreas de fundo proporcionam maiores vazões por infiltração e são mais eficientes no controle dos escoamentos superficiais.

Segundo Baptista; Nascimento; Barraud (2005) a colmatação ocorre principalmente no fundo e nas paredes laterais da trincheira. Porém, Shueler (1987) e Lowndes (2000) advertem que a colmatação da estrutura ocorre inicialmente nas camadas de geotêxtil superior. De uma forma ou de outra, a maioria dos coeficientes de segurança adotados em países como Dinamarca, Suécia, Grã-Bretanha e Holanda consideram apenas as paredes verticais como superfícies de infiltração (AZZOUT et al.¹ apud BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005). Shueler (1987) recomenda o emprego de faixa gramada a montante da trincheira para redução do aporte de sólidos, presentes nas águas de escoamento, para o interior dessas estruturas.

Segundo Schueler (1987) as trincheiras de infiltração são capazes de remover até 99% de sólidos suspensos, de 65 a 75% de fósforo total, 98% das bactérias, de 60 a 70% de nitrogênio e de 95 a 99% de metais pesados. De acordo com Lawrence et al. (1996) o nível de remoção de poluentes depende do volume de água e da superfície de captação à que a estrutura está sujeita.

O preenchimento de uma trincheira de infiltração é feito geralmente com material granular graúdo (brita, pedra de mão ou seixos rolados) com porosidade entre 30 e 40% (LOWNDES, 2000), podendo ser feito por diferentes materiais, como por exemplo, garrafas PET, de acordo com Silva (2007a).

¹ AZZOUT et al. **Techniques alternatives en assainissement pluvial**. Paris: Ed. Tec & Doc – Lavoisier, 1994, 372p.

Recomenda-se a adoção de manta geotêxtil no fundo, nos lados e na superfície acima do material de preenchimento, que tem o objetivo de impedir a passagem de finos de origem do escoamento superficial e consequente colmatação precoce da trincheira, comprometendo o seu funcionamento hidráulico e sua vida útil, e podendo trabalhar ainda como filtro anticontaminante, uma vez que parte dos poluentes difusos de origem pluvial encontra-se associadas aos sedimentos (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005). Na parte superior da trincheira pode ser colocada uma camada de areia de 0,10m para auxiliar na remoção de finos (URBONAS; STAHLRE, 1993). De acordo com Schueler (1987) as trincheiras de infiltração possuem vida útil de 10 a 15 anos.

A Figura 4 apresenta exemplos de utilização de uma trincheira de infiltração.



A)

B)

Figura 4: **A)** Exemplo de trincheira e vala de infiltração. Fonte: LID Center, 2011. **B)** Exemplo de trincheira de infiltração. Fonte: Tomaz, 2005.

O filtro e a vala gramados têm importante função na remoção de poluentes anterior à entrada da água na trincheira, já que suas capacidades de armazenamento e de infiltração de água e redução dos picos de vazão são limitadas às chuvas moderadas (SHUELER, 1987; PRINCE GEORGE, 1999). Mikkelsen et al. (1997) citam o fato de que sistemas de infiltração geralmente são projetados sem a preocupação com a remoção de poluentes.

Para que a vala e o filtro atenuem individualmente os picos de escoamentos de chuvas intensas é necessária área de infiltração compatível, e isso requer considerável disponibilidade de espaço mesmo em locais onde o solo possui permeabilidade alta (URBONAS; STAHLRE, 1993).

De acordo com Urbonas; Stahlre (1993), a faixa de grama remove principalmente partículas suspensas provenientes do escoamento, podendo chegar até 80% de remoção. Lawrence et al. (1996) citam valores na ordem de 20 a 40% na remoção de sólidos

suspensos, de fósforo, de nitrogênio e de bactérias, e de até 20% de metais pesados. A eficiência das estruturas na remoção de poluentes depende das dimensões das estruturas, das velocidades de escoamento e do volume de água afluyente (URBONAS; STAHRÉ, 1993; LAWRENCE et al., 1996). O filtro gramado deve ter a dimensão de 3 a 6 metros no sentido do escoamento e declividade de 2 a 6% para que haja eficiência na remoção de poluentes (URBONAS; STAHRÉ, 1993; MARYLAND DEPARTMENT OF THE ENVIRONMENT, 2000). O filtro gramado e vala de infiltração, portanto, desempenham importante papel no prolongamento da vida útil da trincheira além da despoluição das águas pluviais. Nas Figuras 5 e 6 são apresentados exemplos de aplicação de sistemas de infiltração integrados.

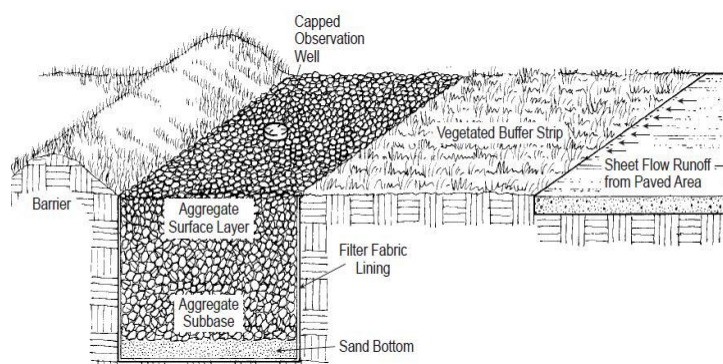


Figura 5: Representação de faixa de filtro gramado e trincheira de infiltração integrados.
Fonte: Lowndes, 2000.

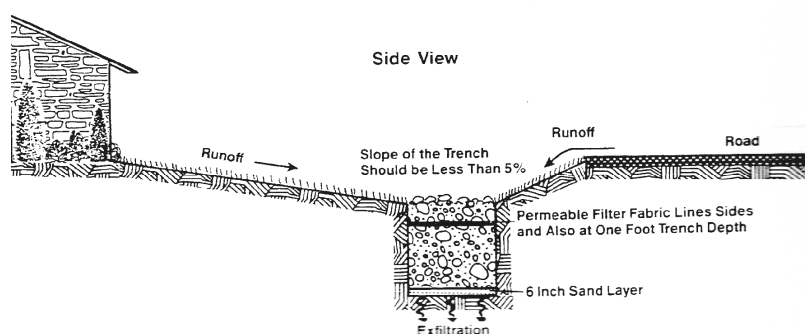


Figura 6: Representação de vala e trincheira de infiltração integrados.
Fonte: Shueler, 1987.

A vegetação também protege o solo da erosão e do entupimento da superfície causado pelos sedimentos mais finos, preservando sua porosidade (URBONAS; STAHRÉ, 1993). ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (1999) recomendam a seleção de espécies de vegetação resistentes à inundação.

O bom desempenho da faixa gramada e da vala de infiltração depende ainda do tipo de vegetação e da declividade da superfície, que determinarão as velocidades do escoamento (SHUELER, 1987). O tipo de solo também pode impor restrições à inclinação dos taludes da vala, devendo ser mantido em geral uma largura entre 4 e 10 vezes a sua profundidade, pois quanto mais aberta a seção, maior a área de infiltração (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005). Também são necessários serviços de manutenção com mais frequência, como por exemplo, irrigação, corte da vegetação e remoção de plantas daninhas manualmente (ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, 1999).

Hunt et al. (2010) monitoraram um filtro gramado de aproximadamente 900m², construído em um solo com permeabilidade de $1,65 \times 10^{-5}$ m/s, com a finalidade de reduzir os volumes de escoamento gerados por uma área de aproximadamente 8700m², sendo 50% desta impermeável. Foi utilizado um canal de concreto para igual distribuição das águas de escoamento para o filtro gramado. Os autores citam retenção de volumes de escoamento para precipitações de até 58mm. Dos 23 eventos monitorados, em apenas três eventos houve extravasamento da estrutura, sendo dois destes com precipitação inferior a 58mm. Não são citados, porém, o período de retorno para qual a estrutura foi dimensionada e o período de retorno e a intensidade das precipitações monitoradas.

Souza (2002) monitorou o funcionamento de duas trincheiras de infiltração instaladas na área do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (IPH-UFRGS). Uma das trincheiras (trincheira I) foi monitorada por 33 meses recebendo as águas de escoamento de uma rua pavimentada em paralelepípedo com área de 600m², enquanto a outra (trincheira II) foi monitorada por 6 meses recebendo as águas de escoamento de um estacionamento também pavimentado em paralelepípedo com área de 450m². As duas trincheiras de infiltração mostraram-se eficientes no controle do escoamento, apresentando tempo de esvaziamento baixo mesmo para eventos com período de retorno superiores aos de projeto (cinco anos). Entretanto, eventos com período de retorno inferior a um ano apresentaram-se mais críticos dadas às condições iniciais de umidade do solo e da duração da chuva. Segundo o autor, a metodologia de dimensionamento (*rain-envelope-método*) leva ao superdimensionamento das estruturas em função da adoção de coeficientes de segurança que consideram os efeitos da colmatação e redução da condutividade hidráulica. Durante o período observado não houve alteração do funcionamento das estruturas mesmo sendo constatado acentuado grau de colmatação na camada superior de uma das trincheiras. Não houve superfície

suficientemente colmatada no fundo das trincheiras, sendo que esta pode levar alguns anos para ocorrer. O custo de construção das trincheiras I e II foi de R\$450,00 e R\$700,00 respectivamente, onde a diferença se deve principalmente pela utilização de escavação mecânica da trincheira II.

Graciosa (2005) e Graciosa et al. (2005) desenvolveram trabalhos semelhantes em duas trincheiras de infiltração distintas, uma construída em solo arenoso e outra em solo argiloso, dimensionadas para chuvas com período de retorno de dois anos. As trincheiras tiveram os volumes de água afluentes controlados durante a fase de adução, os volume infiltrados durante a fase de adução e recessão calculados pelo modelo de Philip, adaptado ao processo de infiltração horizontal, e a umidade do solo monitorada por sondas de nêutrons durante o processo de redistribuição da água. A infiltração observada por sondas de nêutrons pôde demonstrar maior parcela no fundo da trincheira. De acordo com os autores, ao se considerar que o fundo da estrutura não contribui para o processo de infiltração devido ao efeito da colmatação a trincheira pode estar sendo superdimensionada, pois na realidade é no fundo que se concentra maior parcela de infiltração. Os autores advertem sobre a condição inicial de umidade do solo, já que a infiltração decai com o tempo de umedecimento podendo influenciar na eficiência de trincheiras no caso de eventos sucessivos. Os autores estimaram um custo de implantação de trincheiras de infiltração para regimes de chuva da cidade de São Carlos com período de retorno de um ano na ordem de R\$2,19 para cada metro quadrado de área de drenagem efetiva.

Graciosa (2005) também modelou matematicamente o fenômeno bidimensional de infiltração em torno da trincheira onde pôde comparar os resultados experimentais pelo modelo de Philip adaptado ao processo de infiltração horizontal, considerando o fundo da trincheira colmatado, com os resultados simulados utilizando o programa BIDISUL com base na equação de Richards. Houve maior capacidade de infiltração nos dados experimentais em comparação com os simulados. Além disso, Graciosa (2005) analisou o efeito proporcionado pelo uso de trincheiras na redução do hidrograma de cheia em uma microbacia urbana, apresentando redução nos valores de escoamento na ordem de 60%, para chuvas de período de retorno de 2 anos, e 50% para chuvas de período de retorno de 5 anos.

Andrade et al. (2007) e Ohnuma Júnior (2008) avaliaram o desempenho de uma trincheira de infiltração instalada em um lote residencial em condições reais de operação,

em um solo classificado como areia média a fina, dimensionada para chuvas com período de retorno de 5 anos. Porém, devido à disponibilidade de espaço, a trincheira foi executada com volume superior ao calculado. De acordo com os autores, não houve extravasamento da trincheira, fato este esperado, já que grande parte dos eventos considerados teve duração e/ou intensidade inferiores ao de projeto, ao passo que a trincheira possuía dimensões superiores à de projeto.

Andrade et al. (2007) cita incertezas sobre o funcionamento da trincheira que podem estar associadas à sua declividade, que interfere na distribuição uniforme da água ao longo da trincheira e na leitura do linígrafo; e valores negativos de infiltração no início de alguns eventos, causados por uma tubulação de drenagem que alimenta a trincheira e pela precipitação incidente sobre a própria estrutura, que alteram o nível de água e não são consideradas na vazão afluente.

Silva (2007a) investigou a possibilidade de substituir parte dos agregados graúdos utilizados no preenchimento de trincheiras de infiltração por garrafas PET, por se tratar de um material barato, abundante, reciclável e leve. Como a área de estudo, localizada no Distrito Federal, especificamente no campus da Universidade de Brasília (UnB), tem predominância de solo colapsível, que possui estrutura instável e rigidez temporária, do qual pode ser afetada pela presença de umidade e sobrecarga, o preenchimento por materiais leves como garrafas PET torna-se viável, pois ainda amplia o volume de armazenamento da trincheira. Para realização da investigação, Silva (2007a) construiu 4 trincheiras de mesmo tamanho com preenchimento de 0%, 21%, 40% e 73% de garrafa PET, sendo o restante preenchido com brita. O dimensionamento das trincheiras de infiltração foi feito utilizando o *rain-envelop-method*, sendo a alimentação da mesma controlada manualmente, uma vez que o objetivo da pesquisa não era avaliar a eficiência do sistema na redução do escoamento superficial. O preenchimento com garrafas PET resultou em reduções de 4,4% até 2,0% na sobrecarga e colapso do solo, sendo que o mesmo diminui com o aumento da porcentagem de garrafas PET, porém, com proporcional aumento no custo de implantação de trincheiras devido ao seu processamento. A trincheira com 73% de garrafa PET sofre um aumento de 154% no seu custo se comparada com a trincheira com 0% de preenchimento com garrafas PET. No entanto, não foram considerados custos indiretos relacionados aos benefícios ambientais e disposição das garrafas PET como resíduos sólidos.

Graciosa; Mendiondo; Chaudhry (2008) propuseram uma metodologia de dimensionamento de trincheiras de infiltração baseado no balanço hídrico e estimativa de custos para uma trincheira de infiltração com dimensões específicas. No balanço hídrico, o volume de entrada de água foi estimado através da curva intensidade-duração-frequência (IDF) da cidade de São Carlos e o volume de saída é estimado através do modelo de infiltração horizontal de Philip e pelo modelo de infiltração bidimensional de Richards, utilizando o programa BIDISUL. O dimensionamento foi feito para dois tipos de solos distintos, um arenoso e outro argiloso, ambos com distribuição heterogênea do diâmetro dos poros. Demais parâmetros como área de drenagem (180m^2), período de retorno (1 ano), duração da chuva (20 minutos), porosidade da brita (45%), profundidade (1,0 metro) e comprimento da trincheira (5 metros) foram invariáveis. O custo de implantação apresentado por Graciosa; Mendiondo; Chaudhry (2008) para implantação de uma trincheira com dimensões de $0,90 \times 1,00 \times 5,00 \text{ m}^3$ é de R\$394,67.

Lima (2009) avaliou o comportamento hidráulico de uma trincheira de infiltração, com volumes de entrada de água controlados, dimensionada através do balanço de massa, sendo os parâmetros de entrada as curvas IDF da cidade de São Carlos, para o período de retorno de 5 anos, e os parâmetros de saída calculados pelo modelo de Philip adaptado ao processo de infiltração horizontal, sugerido por Graciosa (2005). A metodologia de dimensionamento proposta baseia-se no modelo de Green e Ampt adaptado ao processo de infiltração horizontal. A eficiência da trincheira de infiltração no controle do escoamento superficial para os eventos simulados mostrou-se satisfatória mesmo para eventos simulados de intensidade superiores àqueles considerados no dimensionamento. Também apresentou resultados satisfatórios quando dimensionada pelo método proposto considerando o modelo de Green e Ampt.

Silva et al. (2009) analisaram a eficiência hidráulica de duas técnicas compensatórias de drenagem urbana, uma trincheira e uma vala de infiltração, instaladas no campus da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG). Os autores analisaram a eficiência das estruturas na redução quantitativa do escoamento superficial direto e os custos de implantação das mesmas. O dimensionamento foi realizado a partir de hidrogramas de cheias, calculados para IDF local, vazão de pico calculada pelo método racional e propagação no reservatório pelo método PULS, para chuvas com período de 10 anos. As estruturas recebem o escoamento superficial gerado de uma avenida com área de contribuição de 3600m^2 . Foi observado o extravasamento das estruturas em evento de

período de retorno de 20 anos, fato este já esperado, uma vez que as estruturas foram dimensionadas para chuvas com período de retorno de 10 anos. A trincheira apresentou pico de extravasamento de 12,5 l/s contra 16,1 l/s da vala. De acordo com os autores, a modelagem pelo método de PULS modificado foi mais representativa para a vala em função de incertezas e considerações a cerca do funcionamento da trincheira de infiltração, como por exemplo, desconsiderar o fundo da trincheira como área de infiltração devido os efeitos da colmatação. Ao estimar a vazão de saída considerando infiltração pelas laterais e fundo da trincheira, os hidrogramas simulados e observados se aproximam. O custo de implantação de técnicas convencionais requerem um investimento médio de R\$203,00 por metro linear, enquanto a trincheira tem um custo de R\$120,00 e a vala R\$ 50,00 por metro linear de via atendida, o que, segundo os autores, dificulta a comparação de custos entre técnicas convencionais e compensatórias, já que uma tem o valor atribuído por metro construído e outra por metro de via drenado.

Silva (2007b) avaliou a eficiência de medidas de controle de enchentes aplicadas individualmente e em conjunto em uma bacia urbanizada (bacia dos Córregos dos Buritis), localizada na cidade de Goiânia, utilizando o modelo Storm Water Management Model (SWMM). A autora analisou a simulação de implantação de microreservatórios, trincheiras de infiltração, aumento da área permeável nos lotes (30% e 50%) e uma bacia de retenção para diferentes cenários, utilizando dados sintéticos de precipitação com período de recorrência de 2 anos. As estruturas de reservação foram dimensionadas por balanço de massa. A autora inseriu as estruturas de reservação em cada sub-área (sub-bacia), proporcionalmente à dimensão de cada estrutura e ao número de lotes em cada sub-bacia, como forma de representar indiretamente o efeito das estruturas na bacia como um todo. O cenário utilizando trincheira de infiltração apresentou redução de 10% nos picos de vazão e no volume de escoamento superficial. A autora fez a comparação entre cada cenário simulado sem porém comparar dados observados com calculados.

Yazdi; Fabritius; Scholz (2008) avaliaram o desempenho da combinação de técnicas compensatórias (um filtro gramado, um reservatório de retenção e um reservatório de infiltração) na remoção de poluentes do escoamento superficial gerado por um estacionamento com tráfego intenso de 640m². Os autores calibraram o SWMM para determinação do escoamento produzido pelas áreas impermeáveis, comparando-se os níveis de água no reservatório de retenção. A simulação do reservatório de retenção no SWMM realizou-se considerando-o uma unidade de armazenamento e não uma bacia de

captação. De acordo com os autores, considerar o reservatório de detenção como uma bacia de captação produz erros nas perdas por infiltração, pois o modelo simula o reservatório inicialmente sempre vazio. Os autores concluíram: 50% da precipitação é perdida por evaporação, 33% por infiltração e 16,5% lançados na rede convencional; houve redução em média de 70% e 90% de redução dos volumes e dos picos de vazão de escoamento, respectivamente, quando comparado o efeito do uso de técnicas compensatórias com sistemas de drenagem convencional; reduções de 77% da demanda bioquímica de oxigênio, 83% de sólidos suspensos, 32% de nitrogênio-nitrato e 47% de fósforo e fosfato.

3.5 Infiltração de água no solo

Entende-se por infiltração o movimento da água da superfície do solo para seu interior através do preenchimento dos vazios deste. O processo de infiltração de água no solo é formado por um conjunto de fatores que estão interrelacionados, onde os autores Horton (1940), Lambe (1951), Viessman Junior; Lewis; Knapp (1989) e Pinto (2000) citam:

- Permeabilidade do solo, que por sua vez depende da natureza e do estado em que se encontra (tamanho dos grãos, formas e arranjos do solo, composição mineralógica, grau de compactação, grau de saturação e vazios do solo);
- e características locais e do terreno (cobertura do solo, tipo e extensão da cobertura vegetal, espessura da camada de solo, profundidade do lençol freático, temperatura e viscosidade da água e intensidade e volume precipitado).

A infiltração inicia-se com a precipitação que atinge o solo, umedecendo-o de cima para baixo. Se a intensidade da precipitação for menor que sua capacidade de infiltração, toda água precipitada penetra no solo provocando uma progressiva diminuição de taxas de infiltração, tendendo à saturação em toda a profundidade, sendo a superfície o primeiro nível a saturar, tendendo a um valor mínimo de infiltração (TUCCI, 2002). Cessando a precipitação, a taxa de infiltração volta a crescer, com menores teores de umidade próximo à superfície e maiores teores nas camadas mais profundas. A parcela da precipitação que não se infiltra esco superficialmente e a água infiltrada pode propagar-se para as camadas

mais profundas ou retornar à superfície através da evaporação e/ou transpiração vegetal (VIESSMAN JUNIOR; LEWIS; KNAPP, 1989).

A infiltração sofre grande influência do grau de saturação do solo e quando este não se encontra saturado, o ar existente em seus vazios pode apresentar-se em formas de bolhas ou canículos. As moléculas de água em contato com o ar se orientam através da diferença de atração química entre as moléculas, conhecida como tensão superficial, característica de qualquer líquido em contato com outro líquido ou gás (PINTO, 2000).

A água infiltrada pode se deslocar em todos os sentidos e direções de acordo com a somatória de potenciais, como no caso da capilaridade. As forças de adsorção e de capilaridade, por sua vez, dependem da atração entre moléculas de água e do solo, fazendo com que a água não se desloque apenas no sentido da força da gravidade (REICHARDT, 1996), fato que ocorre principalmente quando o solo apresenta baixa umidade (VIESSMAN JUNIOR; LEWIS; KNAPP, 1989). A capilaridade ocorre principalmente nos microporos (diâmetro menor que 30 μm) dos agregados, pois a atração exercida pelo solo seco de pequenos poros sobre as moléculas de água é maior do que a atração exercida pelos grandes poros, uma vez que a superfície de contato entre partículas também é diferente (LAMBE, 1951). Portanto, as relações entre potencial matricial e teor de umidade são diferentes em solos argilosos e solos arenosos (TUCCI, 2002).

As estruturas existentes em solos argilosos podem sofrer rearranjo quando em contato com a água, permitindo a liberdade de movimento de seus átomos. Esta liberdade justifica a elevada capacidade de absorção e expansão quando em contato com a água e a contração ao secar em certas argilas. Daí a diversidade de comportamento das argilas e a dificuldade em representá-los por métodos e modelos empíricos (PINTO, 2000). Sobre a formação da estrutura do solo, o autor destaca:

Quando duas partículas de argila, na água, estão muito próximas, ocorrem forças de atração e de repulsão entre elas. As forças de repulsão são devidas às cargas líquidas negativas que elas possuem e que ocorrem desde que as camadas duplas estejam em contato. As forças de atração decorrem de forças de Van der Waals e de ligações secundárias que atraem materiais adjacentes. Da combinação das forças de atração e de repulsão entre as partículas resulta a estrutura dos solos, que se refere à disposição das partículas na massa de solo e às forças entre elas. (PINTO, 2000, p.7).

Nos solos argilosos a água avança praticamente com a mesma velocidade em todas as direções, e a gravidade torna-se dominante após determinado tempo, ao passo que em

solos arenosos o movimento vertical determinado pelo potencial gravitacional é mais evidente (Figura 7) (REICHARDT, 1996). Existem ainda microporos formados pelos vazios entre partículas argilosas, que constituem as aglomerações, e os macroporos entre as aglomerações. Por isso, mesmo em solos com partículas iguais, dependendo do seu estado há diferenças de permeabilidade e de movimentação da água (PINTO, 2000).

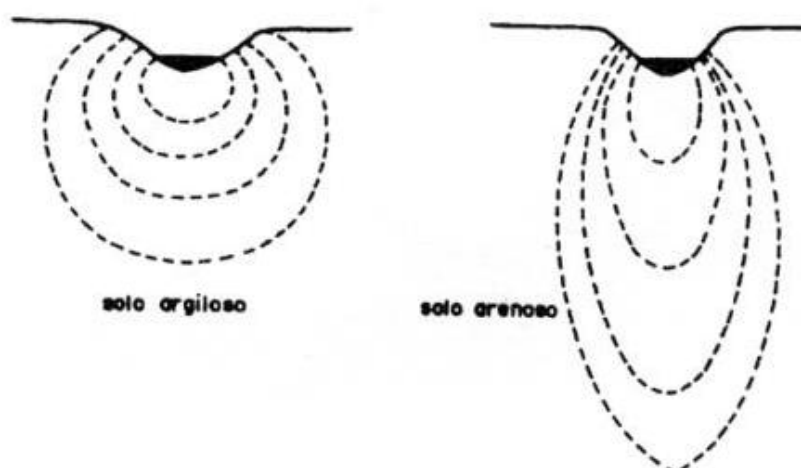


Figura 7: Avanço da frente de molhamento em solo argiloso e arenoso.
Fonte: Reichardt, 1996.

A relação entre o teor de umidade e potencial matricial estabelece a curva de retenção de água no solo, que reflete a retenção de água nos poros do solo. Quando o solo encontra-se saturado, o potencial matricial é nulo, e conseqüentemente não há retenção de água (LIBARDI, 1995). As curvas de retenção obtidas durante as fases de umedecimento e secamento do solo podem ter comportamentos diferentes em função da tensão de sucção existente (VIESSMAN JUNIOR; LEWIS; KNAPP, 1989) e devido à expansão e contração de argilas durante o processo de secamento e molhamento. A diferença entre as curvas de molhamento e secamento é conhecida como histerese (REICHARDT, 1996).

O tamanho das partículas, principal característica que diferencia os solos, depende da composição química da rocha matriz que lhe deu origem. Os feldspatos são os minerais mais atacados pela natureza e constituem as frações mais finas dos solos, dando origem aos argilo-minerais. Estes por sua vez apresentam uma estrutura complexa e imperfeições em sua composição mineralógica, tornando também complexo o comportamento das argilas (PINTO, 2000).

3.5.1 Modelos de infiltração

O modelo é uma representação do comportamento de um objeto ou sistema dada a necessidade em representá-lo e prever repostas sob diferentes condições. O modelo pode ser contínuo ou discreto no tempo; concentrado ou distribuído espacialmente; determinístico ou estocástico; conceitual ou empírico (TUCCI, 1998).

São apresentados na Tabela 1 modelos e equações de infiltração que descrevem o movimento da água no solo. Tais modelos referem-se a equações pioneiras ou passíveis de representar o funcionamento hidráulico-hidrológico de trincheiras e estruturas de infiltração. Posteriormente, são descritos cada modelo detalhadamente.

Tabela 1: Modelos e equações de infiltração

MODELO OU EQUAÇÃO		OBSERVAÇÕES
Darcy	$q = KiA_p$	- representa o escoamento unidirecional em meio saturado
Darcy-Buckingham	$\vec{q} = -K(\theta)\vec{\nabla}\phi_m(\theta)$	- representa o sentido e intensidade de escoamento e a variação dos mesmos em função da umidade do solo - limitações para determinação dos parâmetros $\vec{\nabla}$ e ϕ_m
Green e Ampt	$f = K\left(\frac{h + L_u - \phi_m}{L_u}\right)$	- representa a carga hidráulica em estruturas de infiltração - limitações para determinação dos parâmetros L_u e ϕ_m
Richards	$q = -K\left[\frac{i\partial\phi_m}{\partial x} + \frac{j\partial\phi_m}{\partial y} + k\left(g + \frac{\partial\phi_m}{\partial z}\right)\right]$	- representa o sentido e intensidade de escoamento e a variação dos mesmos em função da umidade do solo - limitações na determinação dos componentes cartesianos e o parâmetro ϕ_m
Kostiakov e Lewis	$q = C\alpha t^{\alpha-1} + A$	- representa a variação da capacidade de infiltração com o tempo - parâmetros C e α não possuem significado físico
Horton	$f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-k_f t}$	- representa o decréscimo da capacidade de infiltração no tempo
Philip	$q = \frac{S}{2\sqrt{t}} + A$	- representa o decaimento da vazão de infiltração no tempo - área de infiltração não influencia na vazão de infiltração

MODELO OU EQUAÇÃO		OBSERVAÇÕES
Bouwer adaptado por Souza (2002)	$Q = \left(\frac{h - \phi_m}{R_f} A_f \right) + \frac{per}{R_p} \left(\frac{h^2}{2} - \phi_m h \right)$	<ul style="list-style-type: none"> - representa o efeito da colmatção - considera a carga hidráulica em estruturas de infiltração - limitações na determinação dos parâmetros R_f, R_p e ϕ_m - capacidade de infiltração não influencia na vazão de infiltração
SWMM	-	<ul style="list-style-type: none"> - representa o decaimento da vazão de infiltração com o tempo - área de infiltração não influencia na vazão de infiltração

3.5.1.1 Lei de Darcy

Darcy, em meados de 1850, estudou o fluxo da água no solo através de um filtro de areia, variando a altura da amostra e medindo a taxa de escoamento que passava pelo filtro (Figura 8). Experimentalmente, determinou que a taxa de escoamento “q” é proporcional ao gradiente hidráulico (LAMBE; WHITMAN, 1979), ou seja, o escoamento pelo meio permeável depende da pressão exercida pela coluna de água, que favorece escoamento, e do comprimento do filtro, que determina a resistência ao escoamento. O movimento da água no solo é descrito pela equação 1, também conhecida como Lei de Darcy, conforme descrito por Lambe e Whitman (1979).

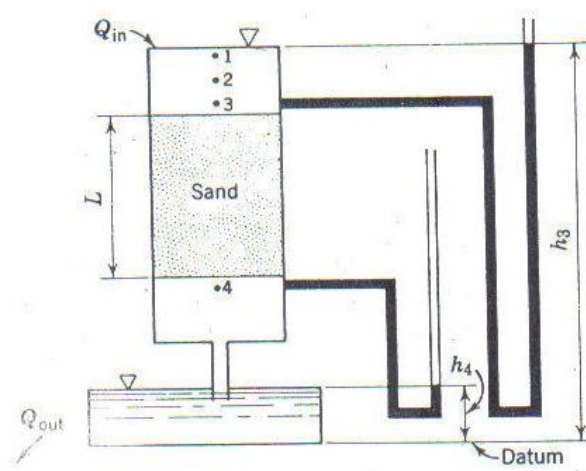


Figura 8: Representação do experimento de Darcy.
Fonte: Lambe; Whitman, 1979.

$$q = KiA_p \quad (1)$$

em que: K é o coeficiente de permeabilidade do solo saturado (m/s); A_p é a área do permeâmetro (m²); q é a taxa vazão de escoamento (m³/s); i é o gradiente hidráulico $\left(\frac{h_4 - h_3}{L_c}\right)$; L_c é a altura do corpo de prova (m); h_3 a altura da água no tubo de entrada do experimento (m); e h_4 a altura da água no tubo de saída do experimento (m).

A lei de Darcy é válida para a maioria dos solos, porém inválida para líquidos e gases com velocidades de escoamento muito altas e gases com velocidades de escoamento muito baixas (LAMBE; WHITMAN, 1979).

3.5.1.2 Equação de Darcy-Buckingham

A equação de Darcy foi reescrita por Buckingham em 1907 para quantificar o movimento da água no solo em meio não-saturado (LIBARDI, 1995). É encontrada em algumas literaturas como equação de Darcy para fluxo em meio não-saturado, embora também seja descrita como equação de Darcy-Buckingham. A equação de Darcy-Buckingham, apresentada por Libardi (1995), é descrita na equação 2.

$$q = -K(\theta)\nabla\phi_m(\theta) \quad (2)$$

onde: q é a taxa da vazão de escoamento (m³/s); $K(\theta)$ a condutividade hidráulica em função da umidade do solo (m/s); $\phi_m(\theta)$ o potencial matricial em função da umidade do solo (m); e $\vec{\nabla}$ o vetor resultante dos componentes cartesianos (m).

3.5.1.3 Modelo de Green e Ampt

O modelo de infiltração de Green e Ampt, originalmente proposto em 1911, baseia-se na Lei de Darcy. Nesta equação, considera-se o solo homogêneo; o teor de umidade inicial permanece constante; o solo é considerado saturado da superfície à profundidade da frente de molhamento, estando esta bem nítida; a permeabilidade é constante e assume escoamento vertical, e à medida que a frente de umidade se aprofunda estas condições

permanecem (BOUWER, 1978; Viessman Junior; Lewis; Knapp, 1989; TUCCI 2002). A equação de Green e Ampt, apresentada por Bouwer (1978), é descrita na equação 3.

$$f = K \left(\frac{h + L_u - \phi_m}{L_u} \right) \quad (3)$$

onde: f é a capacidade de infiltração (m/s); K coeficiente de permeabilidade (m/s); ϕ_m o potencial matricial da frente de molhamento (m); h a carga hidráulica (m); e L_u a distância entre a superfície e a frente de umidade (m).

É comum encontrar a equação 3 sem o termo h quando a lâmina de água é considerada desprezível (VIESSMAN JUNIOR; LEWIS; KNAPP, 1989). Pela equação, a taxa de infiltração tende a se tornar constante e semelhante à condutividade hidráulica do solo com o avanço da frente de molhamento, tanto para solos que se tornam mais ou menos permeáveis com a profundidade. A Figura 9 representa os parâmetros envolvidos na equação de Green e Ampt.

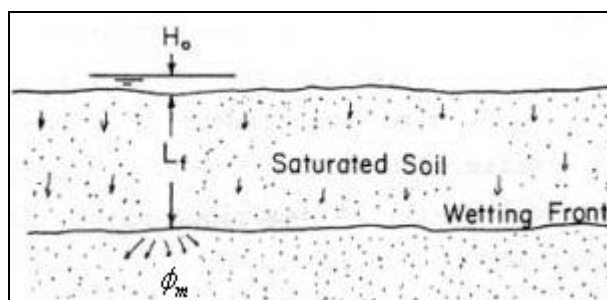


Figura 9: Representação dos Parâmetros da equação de Green e Ampt.
Fonte: Kibler, 1982.

A lei de Darcy e o modelo de Green e Ampt consideram apenas o escoamento unidimensional, ou seja, na direção vertical ou horizontal. Em muitos casos, o solo *in situ* foge desta regra, uma vez que ocorrem escoamentos nos sentidos vertical e horizontal e o solo geralmente é não-homogêneo e anisotrópico. Entretanto, para efeito de simplificação essas hipóteses são consideradas (BOUWER, 1978).

Muitas vezes, o movimento da água no solo se faz em mais de uma direção, como no caso de trincheiras de infiltração, e o fluxo de água não se faz somente em meio saturado, onde então são necessários modelos que melhor descrevam tal movimento.

3.5.1.4 Equação de Richards

A equação desenvolvida por Richards (1931) descreve o movimento bidimensional (horizontal e vertical) em solo não saturado considerando as condições iniciais de umidade, capilaridade do solo e suas variações no espaço e no tempo. As forças atuantes no processo de capilaridade têm origem na coesão e adesão exercidas entre as moléculas de água, solo e ar, que faz com que o escoamento não seja determinado apenas pela força e sentido da gravidade. Assim, as forças de atração entre solo e água influenciam diretamente no espalhamento da água no solo e no seu umedecimento. Como se pode observar na equação 6, o potencial gravitacional tem influência somente na direção vertical, ou seja, no eixo z (RICHARDS, 1931). A equação de Richards deriva da equação de Darcy (equação 1), onde percebe-se a semelhança com a equação de Darcy-Buckingham (equação 2), expressa matematicamente pela equação 4.

$$q = -K \vec{\nabla}(\phi_m + \phi_g) \quad (4)$$

onde: q taxa da vazão de escoamento (m^3/s); K é a condutividade hidráulica (m/s); e $\vec{\nabla}(\phi_m + \phi_g)$ o sentido e intensidade do movimento da água decorrente das forças de gravidade e de atração entre moléculas, portanto, ϕ_m o potencial matricial e ϕ_g o potencial gravitacional.

Adequado ao plano cartesiano, a equação 4 é reescrita da seguinte forma:

$$q = -K \left[\frac{i \partial(\phi_m + \phi_g)}{\partial x} + \frac{j \partial(\phi_m + \phi_g)}{\partial y} + \frac{k \partial(\phi_m + \phi_g)}{\partial z} \right] \quad (5)$$

onde: i, j e k são os vetores ao longo dos planos x, y e z respectivamente;

Se z descreve o movimento da água no sentido vertical, então $\partial \phi_g / \partial x = \partial \phi_g / \partial y = 0$ e $\partial \phi_g / \partial z = g$, onde g representa a força da gravidade, portanto:

$$q = -K \left[\frac{i \partial \phi_m}{\partial x} + \frac{j \partial \phi_m}{\partial y} + k \left(g + \frac{\partial \phi_m}{\partial z} \right) \right] \quad (6)$$

A equação apresentada por Richards (1931) contempla variáveis não observadas em outros modelos, como o sentido e dimensão do movimento da água no solo. A determinação exata de parâmetros para aplicação deste modelo requer, muitas vezes, o uso de equipamentos específicos, sejam estes de campo ou laboratório.

3.5.1.5 Equação Kostiakov

A equação de Kostiakov, desenvolvida em 1932 empiricamente, possibilita de forma bastante simples o cálculo da taxa de infiltração, do volume infiltrado no solo e também a obtenção da curva de infiltração decrescente ao longo do tempo. A equação de Kostiakov, segundo Bouwer (1978), é descrita na equação 7.

$$I_a = Ct^\alpha \quad (7)$$

onde: I_a é a infiltração acumulada (m^3); C e α são parâmetros de ajuste, que de acordo com Oliveira (2005) podem ser determinados experimentalmente, sendo $C > 0$ e $0 < \alpha < 1$; e t o tempo (s). O cálculo da capacidade de infiltração para cada intervalo de tempo pode ainda ser efetuado pela equação 8.

$$q = C\alpha t^{\alpha-1} \quad (8)$$

onde: q é a taxa da vazão de infiltração (m^3/s) no instante t ;

Os parâmetros das equações 7 e 8 podem ser determinados a partir de dados experimentais ou estatisticamente, entretanto, tais valores não possuem significado físico (LIMA, 2009). De acordo com o estudo desenvolvido por Oliveira (2005), a equação 8 tende a apresentar resultados próximos de zero e sempre decrescentes e não resultados tendendo a valores constantes. Posteriormente, a correção para tal deficiência foi apresentada pela equação de Kostiakov e Lewis, em 1945 (equação 9).

$$q = C\alpha t^{\alpha-1} + A \quad (9)$$

onde: A tende a um valor igual ao da capacidade de infiltração constante de um solo saturado, em especial para longos tempos de infiltração (m^3/s);

3.5.1.6 Equação Horton

Horton (1939) estabeleceu uma relação entre taxa de escoamento superficial e a capacidade de infiltração do solo, onde esta decresce com o tempo a partir da alimentação contínua de água. A capacidade de infiltração de um solo pode ser representada por uma expressão de decaimento exponencial em função do tempo, da capacidade de infiltração

inicial e da capacidade mínima e constante de infiltração de água no solo. Desta forma, a expressão apresentado por Horton (1939) é descrita na equação 10.

$$f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-k_f t} \quad (10)$$

onde: f é a capacidade de infiltração no tempo (m/s); f_c a capacidade mínima de infiltração (m/s); f_0 a capacidade de infiltração inicial (m/s); t o tempo decorrido desde a saturação superficial do solo (s); e k_f o coeficiente experimental de caída exponencial.

A máxima capacidade de infiltração de água pelo solo só pode ser determinada quando a intensidade de chuva (ou outra forma de alimentação de água) for superior à taxa de infiltração. Já a curva de decaimento da capacidade de infiltração, apresentada na Figura 10, pode não ocorrer em situações em que o solo já tenha atingido sua capacidade mínima de infiltração (HORTON, 1939).

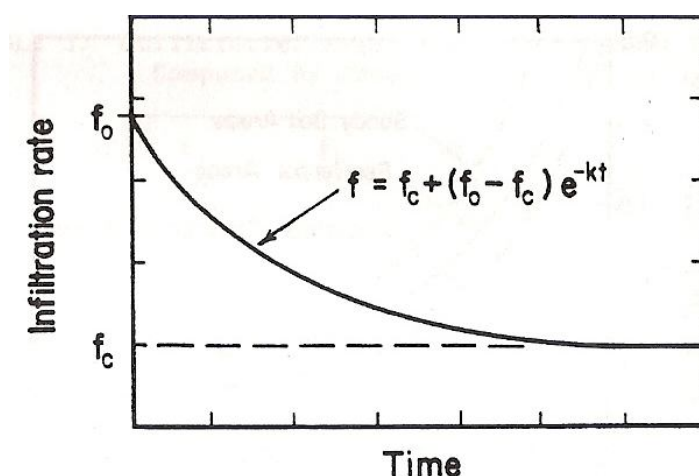


Figura 10: Representação do decréscimo da capacidade de infiltração de Horton.
Fonte: Kibler, 1982.

3.5.1.7 Equação de Philip

O modelo de infiltração apresentado por Philip apresenta soluções referentes às variações de umidade do solo em função do tempo. De acordo com Bouwer (1969) a equação de Philip é descrita na equação 11.

$$I_a = S\sqrt{t} + At \quad (11)$$

onde: I_a é a infiltração acumulada (m^3); S a sortividade ($m^3/s^{0.5}$); t o tempo (s); e A tendendo a um valor igual ao da capacidade de infiltração constante de um solo saturado, em especial para longos tempos de infiltração (m^3/s).

De acordo com Libardi (1995) a sortividade é a capacidade de um solo homogêneo em absorver água em relação à sua umidade inicial. Ainda segundo Bouwer (1978) a taxa da vazão de infiltração q (m^3/s) pode ser calculada pela equação 12.

$$q = \frac{S}{2\sqrt{t}} + A \quad (12)$$

A sortividade pode ser obtida experimentalmente pela correlação da infiltração acumulada versus tempo obtidos em ensaios de campo (MAHESHWARI, 1997). O autor comparou valores de sortividade calculados a partir de dados obtidos em ensaios de infiltrômetro de duplo anel e disco de permeâmetro, onde o mesmo aponta baixa relação entre valores de sortividade obtidos pelos ensaios. Em outras palavras, este parâmetro pode sofrer influencia do tipo de ensaio realizado.

3.5.1.8 Modelo de Bouwer

O modelo de Bouwer foi desenvolvido para aplicação de canais ou bacias de realimentação do lençol freático (SOUZA, 2002), considerando redução da condutividade hidráulica pela presença de uma camada colmatada, em função da sedimentação de finos, de origem biológica ou outra causa natural, suficiente para restringir o fluxo de água Bouwer (1969). A Figura 11 representa a notificação utilizada no modelo.

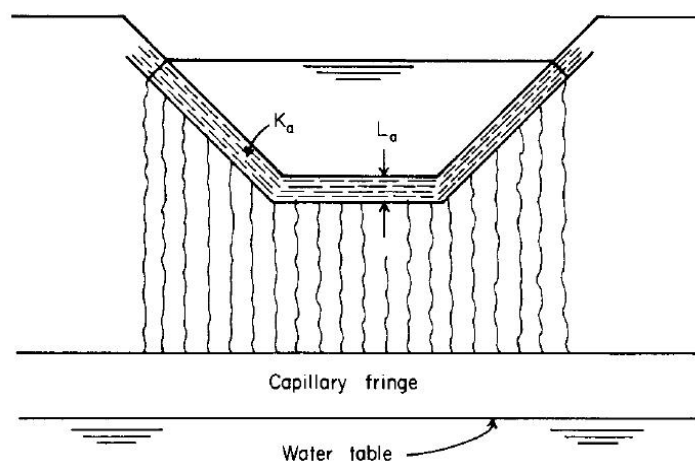


Figura 11: Notificação utilizada no modelo de Bouwer.
Fonte: Bouwer, 1969.

O modelo de Bouwer deriva da equação de Darcy (equação 1), onde percebe-se a semelhança com o modelo de Green e Ampt (equação 3). A capacidade de infiltração em qualquer ponto do solo determinada pelo modelo de Bouwer é determinada pela equação 13.

$$f = K_a \left(\frac{h + L_a - \phi_m}{L_a} \right) \quad (13)$$

onde: f é a capacidade de infiltração (m/s); K_a a condutividade hidráulica da camada colmatada (m/s); L_a a espessura da camada colmatada que oferece resistência ao escoamento (m); h a altura de água no dispositivo (m); e ϕ_m o potencial matricial da frente de molhamento (m).

Segundo Bouwer (1969) a espessura da camada de restrição L_a pode ser expressa em termos de resistência hidráulica para efeito de simplificação (equação 14).

$$R_a = \frac{L_a}{K_a} \quad (14)$$

em que: R_a é a resistência hidráulica das camadas colmatadas (s).

Outra simplificação é considerar que a camada colmatada L_a é muito pequena quando comparada com $h - \phi_m$, podendo ser desprezada da equação 13 (BOUWER, 1969). Então, ao isolar K_a da equação 14 e substituí-la na equação 13, tem-se a vazão por unidade de área da estrutura (equação 15).

$$f = \frac{h - \phi_m}{R_a} \quad (15)$$

Souza (2002) cita que a umidade do solo permite estimar a pressão intersticial e a condutividade hidráulica relativa a partir da curva de retenção de água, através de modelos citados em Van Genuchten (1980).

Souza (2002) adaptou a equação 15 para cálculo da vazão de trincheiras de infiltração. Considerando que o fundo da trincheira tende a se colmatar primeiro, a resistência hidráulica das paredes e do fundo da mesma devem ser tratadas isoladamente. Dessa forma, a infiltração pelo fundo é calculada pela equação 16.

$$Q_f = \frac{h - \phi_m}{R_f} A_f \quad (16)$$

em que: Q_f é a vazão de infiltração pelo fundo da trincheira (m^3/s); R_f a resistência hidráulica do fundo (s); e A_f a área do fundo (m^2).

A equação para cálculo da infiltração pelas paredes fora citada por Gautier² apud Souza (2002) para o caso de bacias de infiltração, tendo simplificações para o caso de uma trincheira de infiltração. Uma dessas simplificações é considerar que a colmatação das paredes ocorre de maneira uniforme e não com maior intensidade nas partes inferiores. A equação apresentada por Souza (2002) é descrita pela equação 17.

$$Q_p = \frac{per}{R_p} \left(\frac{h^2}{2} - \phi_m h \right) \quad (17)$$

onde: Q_p é a vazão de saída pelas paredes da trincheira (m^3/s); *per* é o perímetro da trincheira (m); e R_p a resistência hidráulica das paredes (s).

A infiltração total é a somatória da equação 16 e 17, apresentada pela equação 18.:

$$Q = \left(\frac{h - \phi_m}{R_f} A_f \right) + \frac{per}{R_p} \left(\frac{h^2}{2} - \phi_m h \right) \quad (18)$$

3.5.1.9 Modelo SWMM

O (SWMM), inicialmente desenvolvido em 1971 pela Environmental Protection Agency (EPA) dos Estados Unidos, é um modelo de simulação hidráulica e hidrológica de chuva, de qualidade e quantidade de escoamento (ROSSMAN, 2009). De acordo com

² GAUTIER, A. **Contribution à la connaissance du fonctionnement d'ouvrages d'infiltration d'eau de ruissellement pluvial urbain**. Tese (Doutorado) Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 1998, 251p.

Righetto (2009) é o pacote computacional mais utilizado nos últimos anos para simulação da drenagem urbana em função da disponibilidade gratuita e por ter seu código de programação aberto, permitindo modificações.

O SWMM é formado por quatro módulos de cálculo computacional: Runoff (transformação de chuva em vazão, simulação quali-quantitativa, escoamento em superfície e detenção na superfície em eventos isolados ou contínuos); Transport (transporte na rede de drenagem, segundo conceito de onda cinemática); Extran (modelagem hidrodinâmica em condutos e canais, inclusive sob pressão); e Storage/Tratament (tratamento de águas pluviais) (RIGHETTO, 2009; URBONAS; STAHRE, 1993). Os módulos se integram utilizando os dados de saída de um como entrada de outro. Por exemplo, o escoamento produzido por um evento chuvoso sobre uma área são dados de saída do módulo runoff e, ao mesmo tempo, de entrada do módulo transport (URBONAS; STAHRE, 1993).

O SWMM trata cada sub-bacia como um reservatório não-linear, em que as contribuições se dão por precipitação ou escoamento de bacias à montante. As saídas são realizadas por infiltração, evaporação e escoadas superficialmente (ROSSMAN, 2009). O escoamento superficial ocorre somente quando o nível de água no reservatório excede a máxima capacidade de armazenamento da depressão (representada pelas letras “dp” da Figura 12), onde então a partir do produto da precipitação efetiva (diferenças entre “d” e “dp” da Figura 12) e da largura da sub-bacia são determinadas as vazões de escoamento superficiais para cada intervalo de tempo utilizando-se a Equação de Manning (GARCIA, 2005).

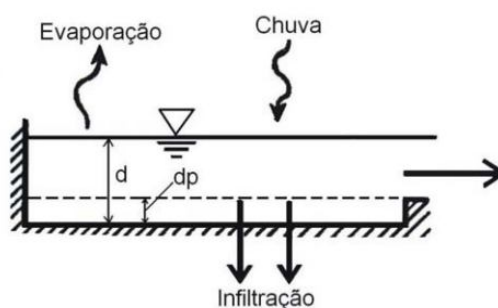


Figura 12: Representação conceitual de reservatório pelo SWMM
Fonte: Garcia, 2005.

O escoamento produzido pela sub-bacia é transportado por condutos para áreas à jusante a cada intervalo de tempo sob umas das condições hidráulicas distintas: fluxo constante, que é o escoamento instantâneo da precipitação, sem atraso ou mudança devido

ao armazenamento em condutos; onda cinemática, onde o escoamento pelos condutos possui linha piezométrica com igual inclinação do conduto, sem restrições de fluxo e efeitos de remanso, mas capaz de simular os efeitos sobre o tempo de pico; e onda dinâmica, que utiliza a equação de Saint-Venant, e é capaz de simular armazenamento em canais, remanso, rede sobre pressão, alagamento dos nós e sarjetas e divisão (bifurcação) de fluxo (GIRONÀS; ROESNER; DAVIS, 2009; ROSSMAN, 2009).

O SWMM permite a modelagem de técnicas compensatórias como trincheiras de infiltração, valas de infiltração e filtros gramados, envolvendo o armazenamento e/ou escoamento subterrâneo (HUBER; CANNON; STOUDEER, 2006). O modelo permite determinar a vazão de infiltração a partir das equações de Horton e Green e Ampt e pelo método do Soil Conservation Service (SCS).

A modelagem de uma trincheira de infiltração no SWMM é realizada considerando-a uma sub-bacia totalmente permeável, cuja profundidade de armazenamento (depressão) é igual a profundidade equivalente do espaço poroso disponível dentro da trincheira. O nível de água não influencia na área de infiltração, assim como o nível do lençol freático e os efeitos da colmatção (HUBER; CANNON; STOUDEER, 2006; GIRONÀS; ROESNER; DAVIS, 2009).

4. MATERIAIS E MÉTODO

Construiu-se o sistema Filtro-Vala-Trincheira de infiltração (Figura 13), em escala real, para drenagem das águas de escoamento pluvial gerada pelo prédio do Departamento de Medicina, com a finalidade de criar uma área experimental na Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) para estudos e pesquisas do grupo G-Hidro, projeto “Quantidade, Qualidade e Aproveitamento de Águas Pluviais” (QTAP).



Figura 13: Sistema Filtro-Vala-Trincheira de infiltração construídos no campus da UFSCar.
Fonte: Gutierrez et al., 2010.

O sistema tem a função de reter o escoamento superficial direto do edifício do Departamento de Medicina para controle na origem onde o mesmo é gerado, reduzindo a demanda da rede de drenagem pluvial.

Os itens seguintes abordam descrição, funcionamento, análises de solo e componentes, monitoramento, modelagem e manutenção do sistema. O projeto e construção do sistema não são descritos por não comporem parte deste trabalho.

4.1 Descrição do sistema Filtro – Vala – Trincheira de infiltração

A área experimental está localizada no campus da UFSCar, em frente ao Departamento de Medicina e a aproximadamente a 400 metros dos laboratórios de Hidrologia, Hidráulica e Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil e da estação climatológica (Figura 14). Estes laboratórios deram suporte aos testes e calibração dos equipamentos eletrônicos de medição e na realização dos ensaios. A precipitação média anual do município de São Carlos é de 1423 mm, com maior frequência de precipitação entre outubro e março (CENTRO DE PESQUISAS METEOROLÓGICAS E CLIMÁTICAS APLICADA À AGRICULTURA, 2011).

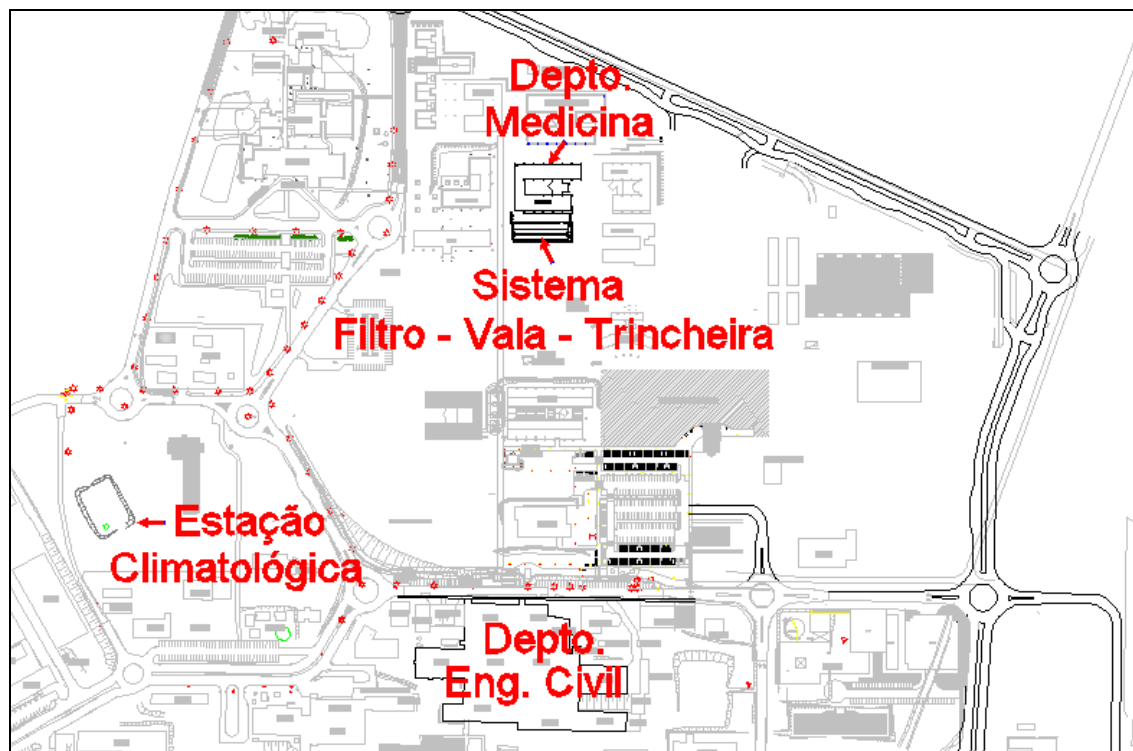


Figura 14: Localização do sistema FVT no campus da UFSCar

O local onde foi construído o sistema FVT apresenta predominância de solo caracterizado como areia média argilosa, declividade suave, disponibilidade de espaço, possibilidades de integração paisagística e nível do lençol freático abaixo de 2,00 metros de profundidade.

O dimensionamento do sistema de infiltração foi realizado pelo método da curva envelope (*Rain-Envelope Method*). Neste método, a diferença máxima entre precipitação e

infiltração resulta no volume a armazenar pela estrutura. Para o cálculo das intensidades de chuvas foi utilizada a equação de chuva da cidade de São Carlos (equação 19), desenvolvida por Barbassa (1991), para o período de retorno de 10 anos.

$$i_p = \frac{28,03 \times Tr^{0,199}}{(t_p + 16)^{0,936}} \quad (19)$$

onde: i_p é a intensidade de precipitação (mm/min.); Tr o período de retorno (anos); e t_p a duração da precipitação (minutos).

As áreas de captação de projeto são o Edifício do Departamento de Medicina da UFSCar, correspondente a 1701,30m², e a área do entorno gramada, correspondente a 2200,00m². Esta área do entorno, entretanto, ainda não contribui ao sistema FVT, pois o solo não está estabilizado e gramado.

O coeficiente de permeabilidade adotado foi de 1,0x10⁻⁵m/s (36mm/h) para trincheira e 5,0x10⁻⁶m/s (18mm/h) para a vala, característicos de solo areno-argiloso, segundo Terzaghi; Peck; Mesri (1996). Considerou-se no dimensionamento a metade das paredes laterais da trincheira e a área da vala como superfícies de infiltração. Como fator de segurança, desprezaram-se as áreas do fundo e metade das paredes da trincheira, de acordo com Azzout et al.³ apud Baptista; Nascimento; Barraud (2005).

A Tabela 2 apresenta as dimensões das estruturas do sistema FVT construído.

Tabela 2: Dimensões do sistema Filtro-Vala-Trincheira de infiltração construído.
Fonte: Adaptado de Gutierrez et al., 2010.

	Filtro	Trincheira	Vala
Comprimento (m)	43,5	40,00	43,50
Largura (m)	4,30	0,80	8,00
Profundidade (m)	0,00	1,30	0,45
Volume (m ³)	0,00	*19,55	**90,18

*considerando porosidade da brita de 47%; **calculado em função da geometria da vala

³ AZZOUT et al. **Techniques alternatives en assainissement pluvial**. Paris: Ed. Tec & Doc – Lavoisier, 1994, 372p.

4.2 Funcionamento do sistema FVT

O funcionamento do sistema FVT segue as seguintes etapas (Figuras 15 e 16):
 Etapa 1- a precipitação sobre as áreas de captação é conduzida através da rede de drenagem predial à uma canaleta; Etapa 2- na canaleta, com 0,60 metros (m) de largura, é feita a medição de vazão do escoamento superficial; Etapa 3- o escoamento é distribuído para o filtro gramado por meio de um canal diafragma, composto por uma tubulação de 250 mm de PVC perfurado (*manifold*), recoberto com brita, envolto por lona plástica; Etapa 4- o filtro gramado (com inclinação de 2%) contribui com perdas por infiltração e armazenamento em depressões e na remoção de poluentes; Etapa 5- as águas são conduzidas para a vala de infiltração (com inclinação de 11,5%) onde também ocorrem perdas por armazenamento em depressões permeáveis e infiltração; Etapa 6- após o escoamento pela vala de infiltração, as águas são retidas na trincheira de infiltração; Etapa 7- em caso do extravasamento do sistema as águas são encaminhadas para a rede de drenagem convencional existente. O extravasador está a 1,75 m de altura em relação ao fundo da trincheira.

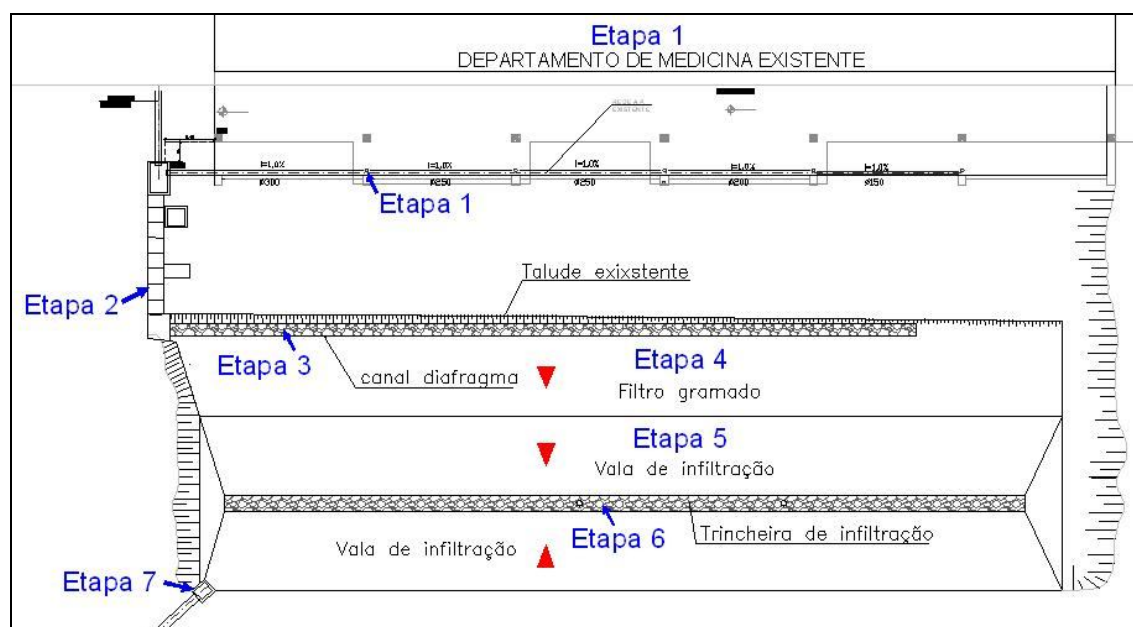


Figura 15: Descrição do funcionamento do sistema Filtro-Vala-Trincheira de infiltração em planta
 Fonte: Adaptado de Gutierrez et al., 2010.

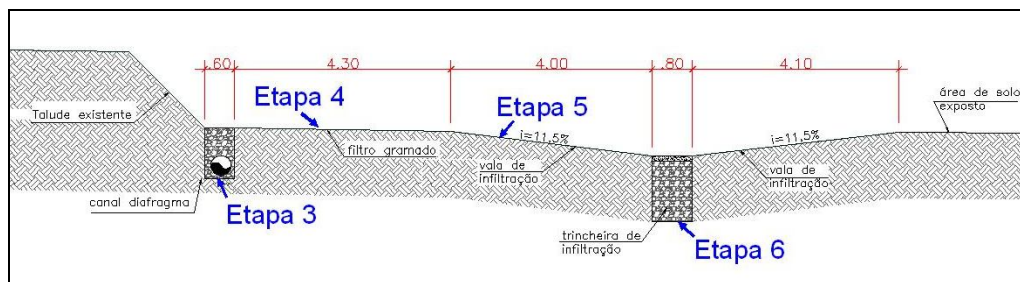


Figura 16: Descrição do funcionamento do sistema Filtro-Vala-Trincheira de infiltração em corte.
Fonte: Adaptado de Gutierrez et al., 2010.

Na parte superior da trincheira há um filtro de areia de 0,10 m, que também auxilia na remoção de finos e prevenção da colmatagem da trincheira (URBONAS e STAHR, 1993). A camada de areia é recoberta por uma camada de 0,05 m de seixo rolado, que proporciona a melhoria do aspecto paisagístico (Figura 17).

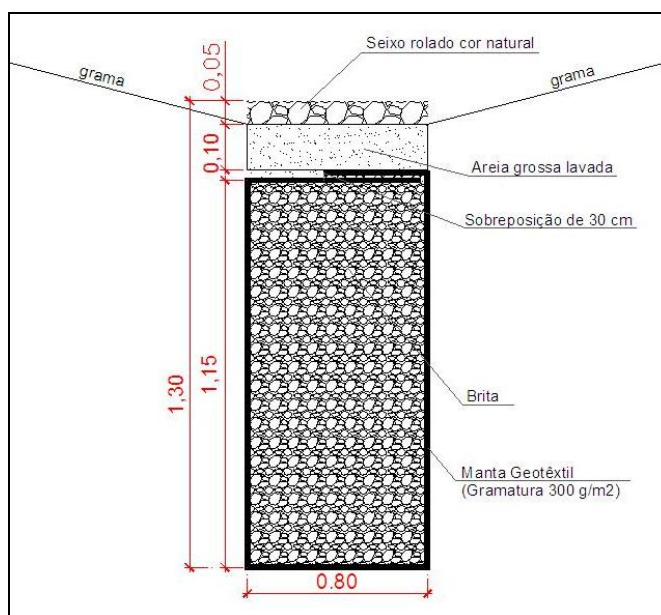


Figura 17: Corte típico da trincheira de infiltração

4.3 Análises do solo , brita, geotêxtil e filtro de areia

São descritos na Tabela 3 os métodos adotados, o número de ensaios e os pontos amostrados para execução de cada ensaio. Descrevem-se os detalhes dos ensaios de infiltrômetro de duplo anel no apêndice A, do poço invertido no apêndice B, e de permeabilidade do geotêxtil no apêndice C, com base em recomendações e normas brasileiras e estrangeiras. Os pontos de coleta de amostras de solo (P1, P2, P3 e P4), brita,

areia e geotêxtil (P5, P6 e P7) e de realização dos ensaios de infiltração (P1, P3 e P4) são apresentados na Figura 18.

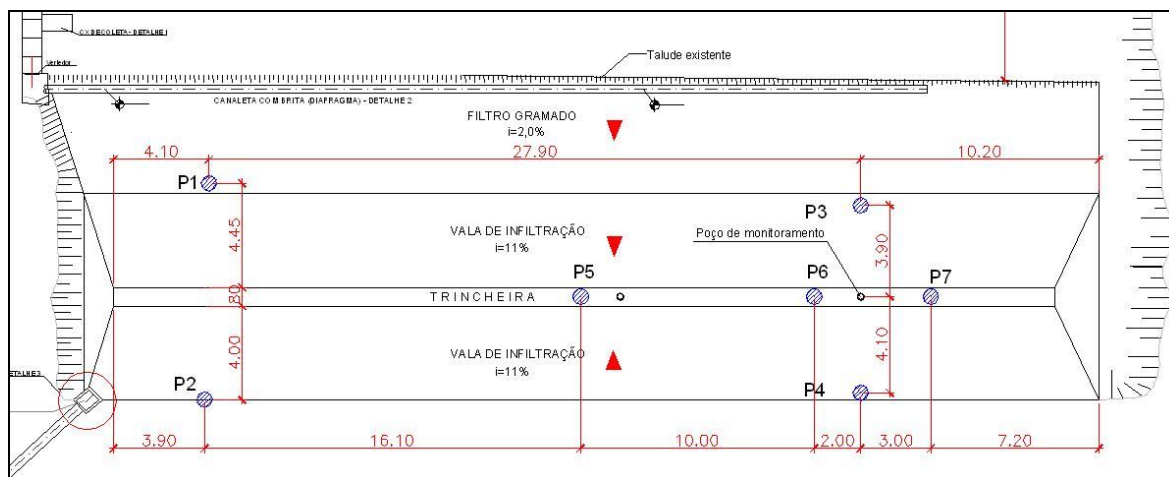


Figura 18: Pontos de coleta de amostras de solo, brita, geotêxtil e areia e de ensaios de infiltração.
Fonte: Adaptado de Gutierrez et al., 2010.

Tabela 3: Locação, método e quantidade de ensaios de solo, brita, geotêxtil e filtro de areia

Ensaio		Norma, Manual ou Autor	Pontos	Nº de ensaios ou amostras no mesmo ponto	Profundidade aproximada de ensaio ou coleta de amostra
Solo	Granulometria	ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982b; 1983; 1995)	P1, P2, P3 e P4	variável	0,15, a 2,00 m
	Compactação	ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983; 1986)	P1, P3 e P4	5	0,15, 0,30, 0,45, 1,50 e 2,00 m
	Índices Físicos	ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982a; 1983)	P1, P3 e P4	5	0,15, 0,30, 0,45, 1,50 e 2,00 m
	Duplo anel	AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL (2009), Cauduro e Dorfman (s.d.) e Bernardo (1995)	P1, P3 e P4	2	Superficial
	Poço invertido	ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA (1996), Cauduro e Dorfman (s.d.) e MARYLAND DEPARTMENT OF THE ENVIROMENT (2000)	P1, P3 e P4	2	2,00m
Componentes da trincheira	Brita	ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987)	P5, P6 e P7	3	Superficial, 0,30 a 0,60 metros e 1,30 metros
	Filtro de areia	ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987)	P5, P6 e P7	1	Superficial
	Geotêxtil	AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL (1999)	P5, P6 e P7	4	Superficial, 0,30 a 0,60 metros e 1,30 metros

As análises descritas a seguir tiveram a função de caracterizar o solo da área experimental, determinar parâmetros para modelagem dos sistema de infiltração e verificar o estado dos componentes do sistema de infiltração.

4.3.1 Análise do solo

O solo no local de implantação do sistema FVT foi caracterizado quanto à granulometria, seus índices físicos, grau de compactação e permeabilidade. Os ensaios de infiltração em campo foram realizados para determinação da capacidade de infiltração do solo. Os ensaios de infiltração superficial foram realizados pelo método de duplo anel, onde prevalece infiltração vertical e os ensaios de infiltração ao longo da profundidade do solo foram realizados pelo método do poço invertido, onde prevalece infiltração horizontal.

4.3.1.1 Ensaio de Granulometria

A análise granulométrica tem o objetivo de classificar o solo amostrado e verificar a coerência dos valores de infiltração obtidos nos ensaios de infiltração com aqueles apresentados na literatura.

A análise granulométrica pode ser realizada por peneiramento ou combinação de sedimentação e peneiramento, pois para os solos finos como siltes e argilas, constituídos por partículas inferiores a 0,075mm, o processo de peneiramento não é eficiente (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1982b). As amostras de solo Gran1, Gran2, Gran3 e Gran4 foram coletadas nos pontos P1, P2, P3 e P4 da Figura 18, respectivamente, em diferentes profundidades. Os métodos de ensaio são indicados na Tabela 3.

4.3.1.2 Determinação de índices físicos

A determinação de índices físicos tem a finalidade de determinar a massa específica do solo, a massa específica do solo seco, seu índice de vazios, porosidade e grau de saturação do solo. A determinação da massa específica do solo seco permite correlação com o ensaio de compactação para obtenção do grau de compactação da amostra de solo. As amostras de solo IF1, IF3 e IF4 foram coletadas nos pontos P1, P3 e P4 da Figura 18, respectivamente, em diferentes profundidades. Os métodos de ensaio são indicados na Tabela 3.

4.3.1.3 Ensaio de Compactação

O ensaio de compactação tem o objetivo de verificar o grau de compactação do solo da área do sistema de infiltração e interferências na permeabilidade do mesmo. O ensaio determina a relação entre o teor de umidade e a massa específica do solo seco quando compactados, que compõem os dados necessários para o traçado da curva de compactação. Por meio da curva de compactação determina-se o grau de compactação do solo da área experimental, a partir da massa específica do solo seco obtida pelo ensaio de determinação de índices físicos. As amostras de solo C1, C3 e C4 foram coletadas nos pontos P1, P3 e P4 da Figura 18, respectivamente, em diferentes profundidades. Os métodos de ensaio são indicados na Tabela 3.

4.3.1.4 Ensaio de infiltração de duplo anel

O ensaio de duplo anel, também conhecido como anéis concêntricos ou ainda cilindros concêntricos, consiste na cravação de dois anéis de diâmetros diferentes, preenchidos com água, em que são registradas as variações do nível de água para um determinado intervalo de tempo (Figura 19). A capacidade de infiltração é geralmente

expressa em centímetros por hora ou metros por segundo (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL, 2009). Os ensaios DA1, DA3 e DA4 foram realizados superficialmente nos pontos P1, P3 e P4 da Figura 18, respectivamente. Os métodos de ensaio são indicados na Tabela 3 e apêndice A.



Figura 19: Anéis concêntricos instalados em campo

4.3.1.5 Ensaios de infiltração de poço invertido

Inicialmente, verificou-se o nível do lençol freático para seleção do tipo de ensaio adequado. Ensaios em poço invertido realizados na mesma área por Barbassa et al. (2009a), com profundidade de aproximadamente 2,00 metros, puderam constatar que o nível do lençol freático está abaixo desta profundidade, uma vez que o mesmo não foi encontrado. Esta constatação possibilitou a execução de ensaios de rebaixamento de nível, através da introdução de água e medição de sua velocidade de rebaixamento. Cauduro e Dorfman (s.d.) denominam o ensaio de “poço invertido”.

Barbassa et al. (2009a) realizaram ensaios de poço invertido na área onde foi construído o sistema FVT e constataram que os valores de permeabilidade calculados pelo método descrito pela ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA (1996) foram em geral aproximadamente três vezes menores do que os valores calculados pelos métodos descritos por Baptista; Nascimento; Barraud (2005) e Cauduro e Dorfman (s.d.), sendo este último adotado para o ensaio de poço invertido. Os ensaios PI1, PI3 e PI4

foram realizados nos pontos P1, P3 e P4 da Figura 18, respectivamente, ao longo da profundidade do solo. Os métodos de ensaio são indicados na Tabela 3 e apêndice B.

4.3.2 Brita

Para a construção da trincheira de infiltração utilizou-se brita nº 3. Foram feitas análises da brita utilizada quanto ao teor de materiais pulverulentos nas amostras coletadas em diferentes pontos e em diferentes profundidades. As amostras de brita B5, B6 e B7 foram coletadas nos pontos P5, P6 e P7 da Figura 18, respectivamente, após a construção do sistema de infiltração e posterior ao seu funcionamento de um ano, em diferentes profundidades. O método de ensaio é indicado na Tabela 3.

A determinação do teor de materiais pulverulentos na brita foi realizada de acordo com a ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987), que prescreve a metodologia para determinação do teor de materiais pulverulentos em agregados destinados para o preparo de concreto. Adotou-se esta norma devido à inexistência de normalização para uso de brita em estruturas de infiltração, limitando a análise à comparação entre teores de materiais pulverulentos do agregado amostrado antes e após o funcionamento do sistema.

De acordo com a ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987), materiais pulverulentos são as partículas com dimensão inferior a 0,075 milímetros, e de acordo com a ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1995) tais partículas de solo recebem a terminologia de “finos”. Logo, a determinação do teor de materiais pulverulentos é a determinação da porcentagem de finos, material capaz de colmatar estruturas de infiltração.

4.3.3 Filtro de areia

Utilizou-se areia grossa na camada do filtro de areia da trincheira de infiltração. O ensaio para determinação do teor de materiais pulverulentos foi realizado de acordo com

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987). Conforme discutido no item anterior, não há normalização para restrição do uso do agregado em estruturas de infiltração. As amostras de areia A5, A6 e A7 foram coletadas superficialmente nos pontos P5, P6 e P7 da Figura 18, respectivamente, posterior a construção do sistema e após um ano de funcionamento. Os pontos de coleta de amostra foram propositalmente selecionados de maneira a aproveitar o “desmonte” da trincheira de infiltração para coletas de amostra de outros componentes. O método de ensaio é indicado na Tabela 3.

4.3.4 Geotêxtil

O geotêxtil utilizado na trincheira de infiltração é um geotêxtil não-tecido de gramatura de 300 g/m² e espessura de 2,0 milímetros. A análise da permeabilidade do geotêxtil tem a finalidade verificar o estado de sua colmatação e comparar alterações de sua permeabilidade durante o período de funcionamento.

O ensaio de permissividade foi realizado com queda de coluna de água, sendo o mesmo inadequado para geotêxtil com permissividade inferior a 0,05s⁻¹ (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL, 1999). As amostras de geotêxtil G5, G6 e G7 foram coletadas nos pontos P5, P6 e P7 da Figura 18, respectivamente, após a construção do sistema de infiltração e posterior ao seu funcionamento de um ano, em diferentes profundidades. O método de ensaio é indicado na Tabela 3 e apêndice C.

4.4 Monitoramento do sistema FVT

Foram realizadas medidas de precipitação, vazões afluentes ao sistema FVT e do nível de água no interior da trincheira e da vala de infiltração, conforme descritos nos itens seguintes.

4.4.1 Medidas de precipitação

A precipitação foi monitorada utilizando-se um pluviógrafo digital (Figura 20) e outro não digital, instalados na estação climatológica da UFSCar, denominada estação “São Carlos – SP”, de acordo com INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA (2011). O pluviógrafo não digital foi utilizado até o dia 07/02/2011. A partir desta data, em que fora instalado o pluviógrafo digital, foram utilizados apenas dados do mesmo. Os pluviogramas gerados pelo pluviógrafo não digital foram escaneados e vetorizados utilizando o software denominado “Kairos”, desenvolvido por Barbassa et al. (2009b), para obtenção das intensidades de chuva de maneira mais precisa, rápida e favorecendo o armazenamento de dados.



Figura 20: Pluviógrafo digital instalado em campo

Testes em laboratório foram realizados para verificação da acurácia das medidas realizadas pelo pluviógrafo digital, simulando precipitações de diferentes intensidades, através do esvaziamento por gotejamento de um balão volumétrico de 500 ml e registro do tempo de esvaziamento do recipiente. Testes com o pluviógrafo não digital não foram realizados, pois o mesmo é gerenciado pelo Instituto Nacional de Meteorologia (INMET),

porém, fez-se a comparação da precipitação acumulada com valores medidos com pluviômetro.

4.4.2 Medidas de vazões afluentes ao sistema FVT

As medidas de vazões afluentes ao sistema FVT foram realizadas empregando apenas o sensor de nível do equipamento eletrônico “ISCO Teledyne”, modelo 2150 e vertedor triangular. O vertedor instalado em campo possui largura de 0,60m, altura de 0,30m e altura da crista de 0,059m.

O equipamento 2150 foi instalado em campo no canal retangular (etapa 2 da Figura 15), a 1,80m a montante do vertedor de entrada (Figura 21), conforme recomendado por Ackers (1978) e Lencastre (1983).



Figura 21: Medidor de vazão instalado em campo

Mediram-se as vazões com vertedor triangular de 90° utilizando-se a fórmula de Thompson (equação 20), apresentada por (LENCASTRE, 1983) a partir do nível de água acima da crista do vertedor.

$$I = 1,42 \times h^{2,5} \quad (20)$$

onde: I é a vazão de afluente (m³/s); e h o nível de água acima da crista do vertedor (m).

Segundo Porto (2006) a carga hidráulica “h” deve estar entre 0,05 e 0,38m, correspondente a vazões de 0,79 L/s e 126 L/s. Segundo Ackers (1978) a vazão mínima

deve ser de 1,11 L/s. Ainda segundo o autor, para carga hidráulica até 3 vezes a altura da crista do vertedor a acurácia das medidas de vazão é de 2%.

Verificou-se a validade da equação 20 em canal retangular no Laboratório de Hidráulica da UFSCar, comparando-se medidas realizadas com vertedor triangular com medidas direta de massa por unidade de tempo. O vertedor triangular instalado em laboratório possui largura de 0,30m, altura de 0,15m e altura da crista de 0,056m.

O equipamento (sensor de nível do 2150) foi testado e calibrado no Laboratório de Hidráulica da UFSCar para verificação da acurácia das medidas de nível de água. A verificação foi realizada comparando-se as medidas de nível de água obtidas pelo equipamento com aquelas obtidas manualmente, utilizando-se régua limnimétrica e balde (Figura 22).



Figura 22: Verificação das medidas de nível de água do equipamento eletrônico

4.4.2.1 Avaliação das medidas de vazão do medidor área-velocidade com princípio doppler

O equipamento eletrônico 2150 foi testado em um canal retangular no Laboratório de Hidráulica da UFSCar para verificação da acurácia das medidas de vazão do medidor área-velocidade com princípio Doppler. Compararam-se as medidas de vazão feitas pelo equipamento 2150 com as medidas realizadas com vertedor triangular e com as medidas diretas de massa de água por unidade de tempo (Figura 23).

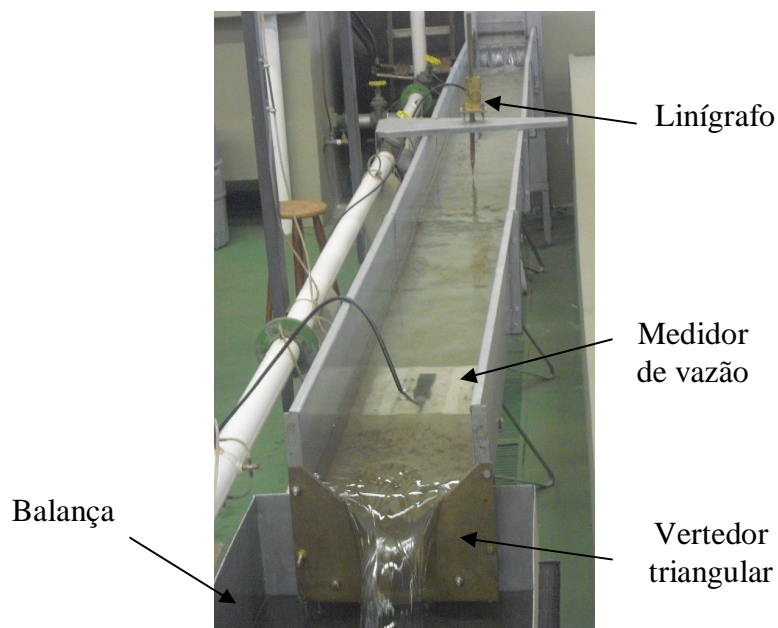


Figura 23: Verificação das medidas de vazão do equipamento eletrônico em canal retangular.

4.4.3 Medidas de nível de água no interior da trincheira e vala

O nível de água no interior da trincheira e vala de infiltração foi monitorado por sensor de nível eletrônico “OTT”, modelo Orpheus Mini, instalado em um poço de monitoramento. A localização do poço de monitoramento é indicada na Figura 24. O poço de monitoramento tem em sua extensão furos que permitem a entrada de água para medição de seu nível (Figura 25).

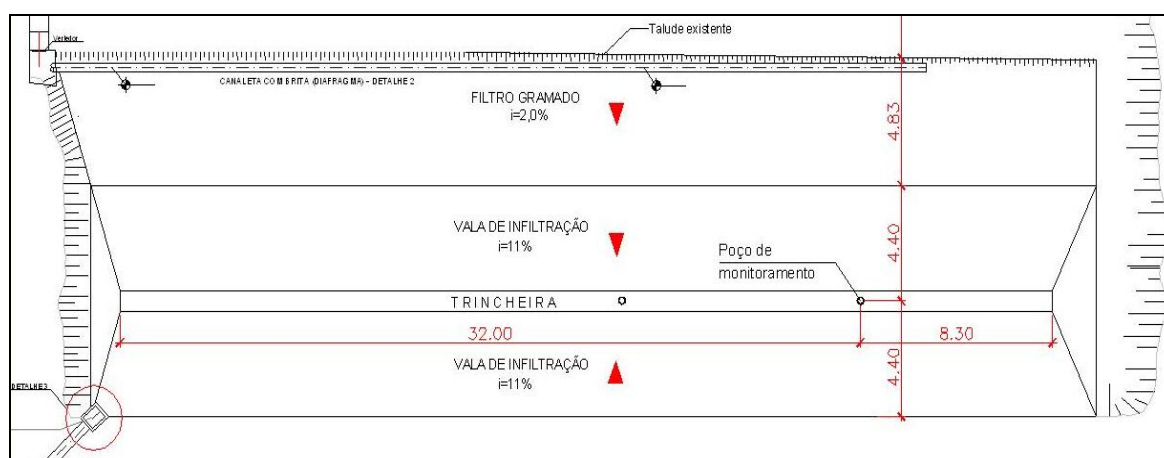


Figura 24: Localização do poço de monitoramento

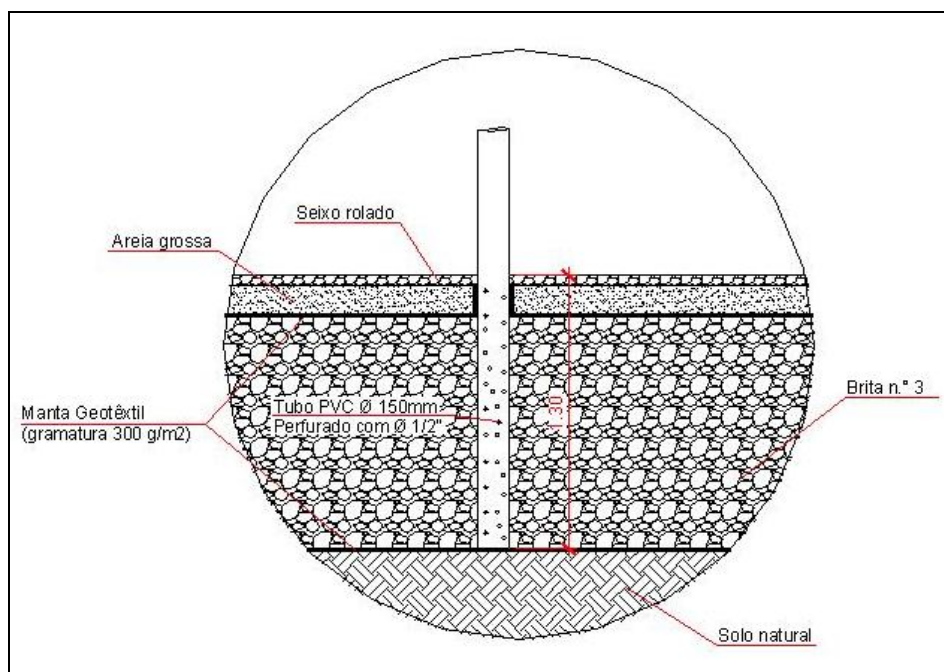


Figura 25: Detalhe do poço de monitoramento do sistema de infiltração

O sensor de nível Orpheus Mini foi testado e calibrado no Laboratório de Hidráulica da UFSCar para verificação da acurácia das medidas de nível de água, adotando-se o mesmo procedimento para calibração do sensor de nível do equipamento 2150. A verificação foi realizada comparando-se as medidas de nível de água obtidas pelo equipamento com aquelas obtidas manualmente, utilizando-se régua limnimétrica e balde (Figura 22).

4.4.4 Determinação do volume de armazenamento e vazões de infiltração

As vazões e taxas de infiltração que não puderam ser monitoradas foram calculadas utilizando-se a equação de continuidade (equação 21), que relaciona vazões de entrada, vazões de saída e o armazenamento em um reservatório. Determinaram-se as vazões e taxas de infiltração do sistema FVT a partir de dados de vazão afluente ao sistema, deduzindo-se as perdas por retenção no canal diafragma, e de nível de armazenamento na trincheira e vala para os eventos monitorados, supondo não haver extravasamento do sistema. Este método também foi utilizado por Souza (2002) para determinação de vazões de infiltração.

$$I - Q = \frac{dV}{dt} \quad (21)$$

onde: I é a vazão de entrada (m³/s); Q é a vazão de infiltração (m³/s); V é o volume de água reservado (m³); e t o tempo (s).

A equação 21 é apresentada na forma discreta pela equação 22.

$$\bar{Q} = \bar{I} - \left(\frac{V_{t+1} - V_t}{\Delta t} \right) \quad (22)$$

onde: V_t e V_{t+1} são os volume de água nos instantes t e t+1; e Δt o intervalo de tempo.

A partir das vazões de infiltração determinadas pela equação 22 determinaram-se as taxas de infiltração pela relação entre vazões e área de infiltração, composta pelas paredes e fundo da trincheira de infiltração (equação 23).

$$f = \frac{\bar{Q}}{L_t [(h \times 2) + l_t]} \quad (23)$$

onde: f é a taxa de infiltração, não sendo necessariamente a capacidade de infiltração (m/s); L_t e l_t são comprimento e a largura da trincheira, respectivamente (m); e h o nível de água na trincheira (m).

Utilizou-se a equação de continuidade (equação 22) para determinação indireta dos níveis de armazenamento na trincheira e vala de infiltração, a partir de dados de vazão afluente ao sistema FVT e de infiltração do sistema gerados pelo SWMM. Reformulando a equação 22, tem-se a equação 24:

$$V_{t+1} = (\bar{I} - \bar{Q}) \times \Delta t + V_t \quad (24)$$

Os níveis de armazenamento na trincheira foram calculados através da relação entre volume e área em projeção da trincheira (equação 25)

$$h = \frac{V}{L_t \times l_t} \quad (25)$$

Os níveis de armazenamento na vala de infiltração (h>1,30m) foram calculados pela equação que descreve nível de armazenamento em função do volume armazenado (equação 26).

$$h = 0,8224 \times V^{0,1609} \quad (26)$$

4.5 Modelagem do sistema FVT

Modelos hidrológicos são formulados com o propósito de representar, o mais próximo possível, os fenômenos naturais encontrados no ciclo da água na Terra e prever resultados e consequências futuras (TUCCI, 1998). São geralmente descrições matemáticas de fenômenos e processos físicos (KIBLER, 1982). A evolução dos modelos decorre da necessidade em melhor representar a complexidade e as características físicas envolvidas nos fenômenos e nos processos de circulação da água na Terra. As incertezas podem decorrer da representatividade das amostras ou devido aos erros de coleta e processamento de dados (TUCCI, 1998). De acordo com Lima et al. (2007) a análise de incertezas em modelagem hidrológicas não são comumente praticadas em âmbito nacional apesar de sua importância.

Compreende-se, então, que a seleção de um modelo depende da capacidade deste em descrever o comportamento de variáveis e fenômenos envolvidos e mediante a capacidade em aplicá-lo. Envolve, portanto, a seleção de um modelo hidrológico: a seleção e análise dos dados de entrada; ajuste e verificação dos parâmetros; definição de cenários de aplicação; e estimativa de incerteza dos resultados (TUCCI, 1998).

Conforme exposto na Tabela 1, torna limitante a aplicação de determinados modelos de infiltração a indisponibilidade de equipamentos de campo, como tensiômetros e sonda de nêutrons, que permitam determinar a umidade do solo, seu potencial mátrico, e o sentido e o local onde ocorre o movimento da água no solo simultaneamente à ocorrência das precipitações.

Utilizou-se o método de PULS e o modelo SWMM para modelagem do sistema FVT por serem capazes de representar as etapas de funcionamento do sistema e de determinar as vazões e taxas de infiltração que não foram monitoradas. Possibilitam, ainda, a inserção e calibração de parâmetros de entrada obtidos em campo e a comparação dos resultados com dados observados.

4.5.1 Análise de sensibilidade

Verificou-se a sensibilidade dos parâmetros apresentados na Tabela 4 para calibração dos modelos propostos. Realizou-se a análise de sensibilidade de cada parâmetro a partir de valores médios como referência. Fez-se a análise de sensibilidade dos parâmetros que representam retenção em áreas permeáveis e impermeáveis separadamente daqueles que representam a infiltração de água no solo.

Tabela 4: Modelos e parâmetros calibrados

Método ou modelo	Parâmetros calibrados	Descrição do parâmetro	Valor de referência	Intervalo de valores	Unidade
PULS	h_f	retenção em depressão permeável no filtro gramado	10,0	0 a 20,0	mm
	h_v	retenção em depressão permeável na vala	6,30	0 a 12,5	mm
	f_v	capacidade de infiltração do filtro e vala	Valor médio obtido em ensaios de infiltração	Obtidos em ensaios de infiltração	m/s
	f_p	capacidade de infiltração da trincheira	Valor médio obtido em ensaios de infiltração	Obtidos em ensaios de infiltração	m/s
SWMM	h_i	retenção em depressão impermeável	5,17	4,03 a 6,3	mm
	f_0	capacidade de infiltração inicial	Valor médio obtido em ensaios de infiltração	Obtidos em ensaios de infiltração	m/s
	f_c	capacidade de infiltração final	Valor médio obtido em ensaios de infiltração	Obtidos em ensaios de infiltração	m/s
	k_f	constante de decaimento	4,5	2 a 7,0	h^{-1}

4.5.2 Calibração e validação dos modelos

A calibração dos parâmetros f_0 , f_c , f_p , f_v , h_f , h_i , h_v e k_f foi realizada manualmente e em conjunto, com avaliação dos resultados pelo coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe (NS) (equação 27), verificando-se os erros e graficamente. O método tende a apresentar melhores resultados para valores observados maiores, pois médias maiores minimizam as diferenças entre dados observados e calculados.

O coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe (NS) tem sido amplamente utilizado em simulações hidráulico – hidrológicas, o que facilita a sua comparação com outros estudos (SHINMA, 2011).

$$NS = 1 - \frac{\sum (obs - calc)^2}{\sum (obs - \overline{obs})^2} \quad (27)$$

onde: NS é o coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe, sendo o resultado tanto melhor quanto mais próximo de 1; *obs* são os valores observados; e *calc* são os valores calculados.

Segundo Moriasi et al. (2007) valores de NS entre 0,0 e 1,0 são geralmente vistos como níveis aceitáveis de desempenho e valores de NS menores que 0,0 indicam que o valor médio observado é mais representativo que o valor simulado e indicam desempenho inaceitável.

A calibração dos parâmetros dos modelos propostos foi realizada com intervalo de valores descritos na bibliografia e observados em ensaios de infiltração.

Posterior à calibração de cada parâmetro, fez-se a validação dos modelos a partir dos parâmetros calibrados (CAMPOS, 2009). A validação da modelagem do sistema FVT foi realizada utilizando-se valores médios de cada parâmetro calibrado como dados de entrada e comparando-se valores calculados com observados pelo coeficiente de eficiência, graficamente e verificando-se os erros.

4.5.3 Modelagem do sistema FVT utilizando PULS

O sistema FVT é complexo e envolve o funcionamento de estruturas de infiltração conectadas umas às outras. A modelagem do sistema FVT utilizando PULS permite a representação de suas etapas de funcionamento individualmente ou em conjunto, como infiltração nas áreas do filtro gramado, vala e trincheira de infiltração. Permite também a inserção de parâmetros de entrada obtidos em campo, como as dimensões da estrutura e capacidade de infiltração e obter como resultados vazões e taxas de infiltração, nível de água e volume armazenado e tempos de funcionamento e de esvaziamento.

O método de PULS utiliza a equação de continuidade onde, a partir dos valores das vazões de entrada, são calculadas as vazão de saída e o volume de armazenamento na estrutura para cada intervalo de tempo (TUCCI, 1998). Este método foi utilizado por Kuo; Zhu; Dollard (1989), para dimensionamento de trincheiras de infiltração, variando sua geometria e verificando o nível de água armazenado, e por Silva et al. (2009) para modelagem de uma trincheira e uma vala de infiltração.

O volume armazenado para cada intervalo de tempo é obtido integrando-se a equação de continuidade (equação 28) (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005):

$$\int_{V_t}^{V_{t+1}} dV = \int_{t\Delta t}^{(t+1)\Delta t} I(t)dt - \int_{t\Delta t}^{(t+1)\Delta t} Q(t)dt \quad (28)$$

A equação 28 pode ser reescrita em diferenças finitas para determinação do volume e da vazão de saída para cada intervalo de tempo (CHOW, 1964; BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005), resultando na equação 29.

$$V_{t+1} - V_t = \frac{(I_t + I_{t+1})}{2} \Delta t - \frac{(Q_t + Q_{t+1})}{2} \Delta t \quad (29)$$

portanto:

$$\frac{V_{t+1} - V_t}{\Delta t} = \frac{(I_t + I_{t+1})}{2} - \frac{(Q_t + Q_{t+1})}{2} \quad (30)$$

onde: I_t e I_{t+1} são as vazões de entrada nos instantes t e $t+1$, respectivamente; Q_t e Q_{t+1} são as vazões de saída por infiltração nos instantes t e $t+1$; V_t e V_{t+1} os volume de água nos instantes t e $t+1$; e Δt o intervalo de tempo.

As incógnitas, portanto, são V_{t+1} e Q_{t+1} , que podem ser obtidas por uma curva cota x vazão de saída. Neste caso, a equação 30 deve ser rearranjada e apresentada pela equação 31.

$$\frac{2V_{t+1}}{\Delta t} + Q_{t+1} = I_t + I_{t+1} - Q_t + \frac{2V_t}{\Delta t} \quad (31)$$

Realizaram-se adaptações do método (procedimentos 3 e 4) para a calibração dos parâmetros f_v e f_p . O cálculo do nível de armazenamento e da vazão de saída do sistema FVT pelo método PULS segue os procedimentos:

1. Traçado da curva cota x vazão descarga;
2. No instante $t+1$, os termos da direita da equação 31 são conhecidos e determina-se $2V_{t+1}/\Delta t + Q_{t+1}$;
3. A partir de $2V_{t+1}/\Delta t + Q_{t+1}$ é obtido o nível de água armazenado pela curva cota x descarga;
4. Conhecido o nível de água, calcula-se a vazão por infiltração.

A repetição desse processo para cada intervalo de tempo permite a obtenção do hidrograma efluente e o volume armazenado no sistema (CANHOLI, 2005).

A vazão de infiltração da trincheira é calculada através do produto da área de infiltração com a capacidade de infiltração (equações 32 e 33).

$$Q_f = f_p \times L_t \times l_t \quad (32)$$

e:

$$Q_p(h) = f_p \times h \times L_t \times 2 \quad (33)$$

onde: Q_f é a vazão de infiltração pelo fundo da trincheira; f_p é a capacidade de infiltração da trincheira, obtida em ensaios de campo de poço invertido (m/s); L_t e l_t são comprimento e a largura da trincheira, respectivamente (m); Q_p é a vazão de infiltração pelas paredes da trincheira; e h o nível de água na trincheira (m).

A vazão de infiltração da trincheira Q_{trinch} é a somatória da vazão pelas paredes e pelo fundo da mesma (equação 34).

$$Q_{trinch} = Q_f + Q_p \quad (34)$$

A vazão de infiltração da vala foi obtida pela equação 35, para representação de situações com nível de água armazenado superior a 1,30 m.

$$Q_{vala} = f_v \times L_v \times l_v \quad (35)$$

onde: Q_{vala} é a vazão por infiltração da vala de infiltração; f_v é a capacidade de infiltração, obtida em ensaios de campo com duplo anel (m/s); L_v é o comprimento médio da vala; e l_v a largura da vala, sendo l_v determinada a partir do nível de água na vala e sua forma geométrica, portanto:

$$l_v = 2 * (h / \text{tg} 6,42^\circ) \quad (36)$$

A vazão de infiltração do filtro gramado e da lateral da vala a montante da trincheira (Figuras 15 e 16) foi obtido pela equação 37, para os instantes em que houve escoamento ao longo do mesmo, ou seja, enquanto houve vazão de entrada no sistema de infiltração.

$$Q = f_v \times [(L_f \times l_f) + (L_v \times l_v \times 0,5)] \quad (37)$$

onde: L_f e l_f são o comprimento e a largura do filtro gramado.

A infiltração na área do filtro gramado e da vala de infiltração foi calculada utilizando a capacidade de infiltração obtida em ensaio duplo anel (f_v), onde ocorre infiltração preferencialmente vertical. A infiltração da trincheira foi calculada utilizando valores obtidos em ensaios de poço invertido (f_p), onde ocorre infiltração preferencialmente horizontal e a diferentes profundidades. Considerou-se o fundo da trincheira como área de infiltração, pois, ao desprezar o fundo da estrutura como superfície de infiltração pode-se estar subestimando a vazão de infiltração, conforme evidenciado por Souza (2002) e Graciosa (2005);

O fluxograma da Figura 26 apresenta esquematicamente as etapas da modelagem do sistema FVT utilizando PULS.

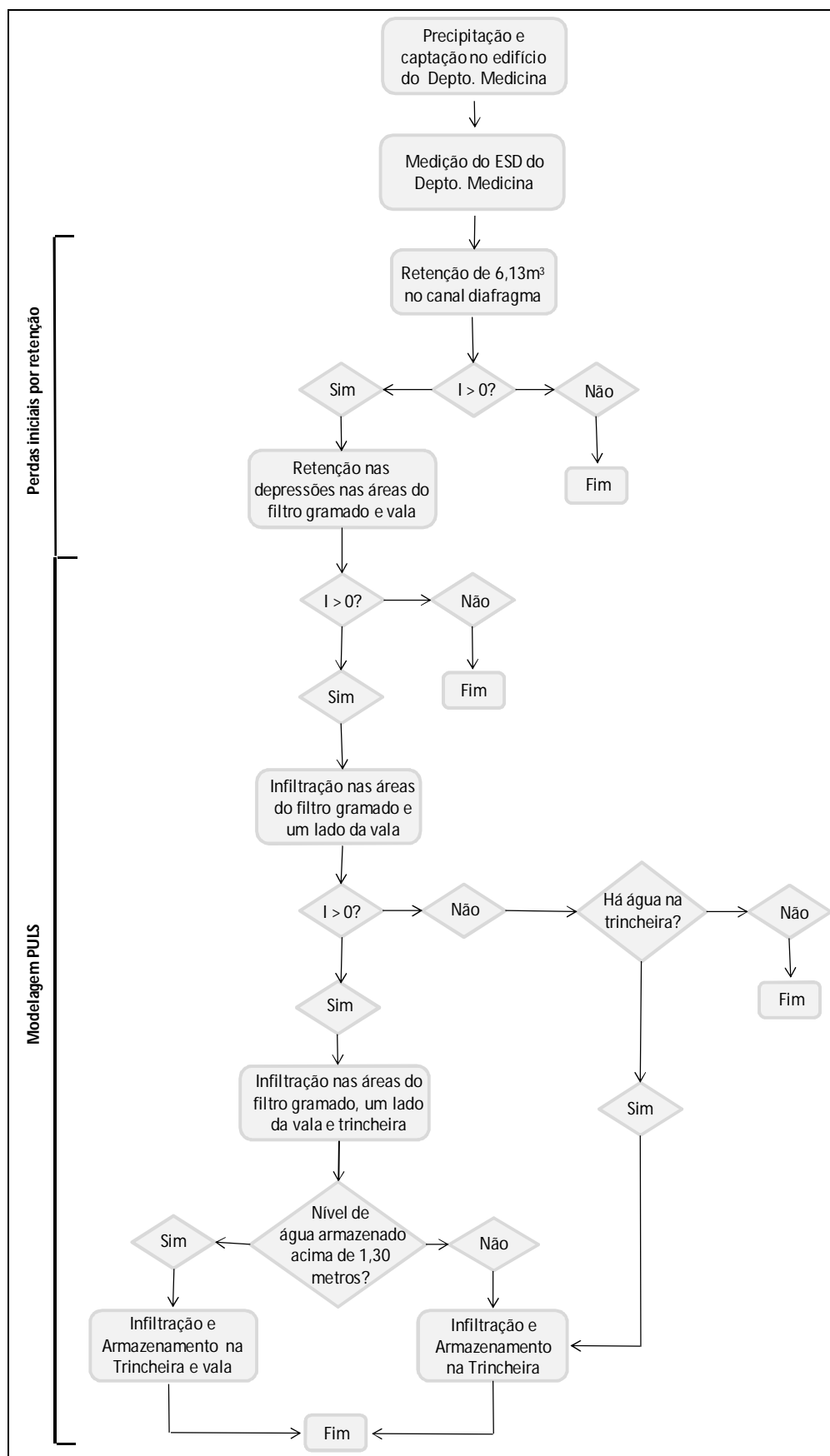


Figura 26: Fluxograma da modelagem com PULS

Foram consideradas as etapas de funcionamento do sistema descritas a seguir para modelagem pelo método de PULS, com base no monitoramento do sistema e bibliografia:

1. a vazão de entrada no filtro gramado (etapa 4 das Figuras 15 e 16) corresponde à vazão medida no canal retangular (etapa 2 da Figura 16), deduzindo-se, porém, o volume retido no canal diafragma de distribuição (etapa 3 da Figura 15 e 16), correspondente ao volume $6,13\text{m}^3$. O escoamento superficial gerado nas áreas do filtro gramado e vala de infiltração foi desconsiderado devido à impossibilidade de verificação com dados observados.
2. ocorrem infiltração e armazenamento em depressões nas áreas do filtro gramado e em um dos lados da vala de infiltração, a montante da trincheira (etapas 4 e 5 das Figuras 15 e 16) nos instantes em que há escoamento pelos mesmos, ou seja, enquanto há vazões de entrada no sistema de infiltração;
3. se há vazão afluyente ao sistema, ocorre infiltração nas áreas do filtro, um lado da vala e trincheira. Se não há vazão afluyente, ocorre infiltração somente na trincheira de infiltração.
4. há infiltração e armazenamento da vala de infiltração para nível de água armazenado acima de 1,30 metros. Considerou-se a hipótese de que a infiltração da vala (infiltração preferencialmente vertical) não interfere na infiltração das paredes da trincheira (preferencialmente horizontal) e vice-versa.

A modelagem utilizando PULS foi realizada inserindo-se dados de vazões afluentes ao sistema obtidas através do monitoramento por equipamento eletrônico e obtendo-se como reposta níveis de água na trincheira e na vala e tempos de esvaziamento calculados por PULS e observados.

Calibraram-se os parâmetros h_f e h_v para ajuste de perdas por armazenamento em depressões permeáveis nas áreas do filtro gramado e vala de infiltração, respectivamente (etapas 4 e 5 das Figuras 15 e 16). Para calibração de h_f considerou-se valor máximo de 20 milímetros, característico de áreas planas e para calibração de h_v considerou-se valor máximo de 12,5 milímetros, característico de áreas com declividade suave (HORTON⁴ apud CHOW, 1964). Perdas por interceptação vegetal foram desprezadas, uma vez que esta exerce pouco influencia quantitativa no escoamento de áreas urbanas, com valores na ordem de 0,05 a 0,25 centímetros (CHOW, 1964).

⁴ HORTON, R. E. Surface runoff phenomena. Analysis of de hydrograph. **Horton Hydrol. Lab. Pub.** Part I p. 101, 1935.

Os parâmetros f_v (capacidade de infiltração vertical) e f_p (capacidade de infiltração vertical) foram calibrados a partir dos valores obtidos em ensaios de infiltração em campo, pois os mesmos influenciam nos níveis máximos armazenados e no tempo de esvaziamento da trincheira e vala.

Analisaram-se os resultados verificando-se o NS (equação 27), graficamente e verificando-se erros, através da comparação de dados calculados com observados de níveis de água na trincheira e vala e tempos de esvaziamento. Para tanto, foram necessários precipitações de intensidade e/ou duração que permitiram modelar a estrutura como um reservatório de águas pluviais, em outras palavras, capazes de armazenar água na estrutura. Não foi possível comparar as vazões de infiltração calculadas com observados por não se dispor de equipamento de medidas de infiltração de água e de umidade do solo.

4.5.4 Modelagem do sistema FVT utilizando SWMM

O modelo SWMM realiza simulações hidráulicas e hidrológicas de bacias hidrográficas. Utilizou-se o SWMM por se tratar de um modelo reconhecido, pela sua capacidade em simular estruturas de infiltração e pelo modelo independer da inserção de dados de vazão para simulação do sistema FVT, possibilitando a modelagem de bacias a partir de dados de precipitação. O modelo também possibilita a inserção de parâmetros de entrada obtidos em campo, como capacidade de infiltração decrescente ao longo do tempo. Em contrapartida, o modelo não permite que sub-bacias sejam conectadas através de condutos e nós (Figura 27).

Modelou-se a microbacia composta pelo Edifício do Departamento de Medicina e do sistema FVT. A modelagem com SWMM (versão 5.0) demandou adaptações para representação do funcionamento do sistema FVT. Para tanto, inseriram-se três sub-bacias no modelo: Depto Medicina, filtro_vala e trincheira (Figura 27). Separaram-se as sub-bacias “filtro_vala” e “trincheira” dadas às características geométricas e para isolar a estrutura (trincheira) onde é feito o monitoramento de nível de água. Para cada sub-bacia foram inseridos dezessete parâmetros, conforme Tabela 5.

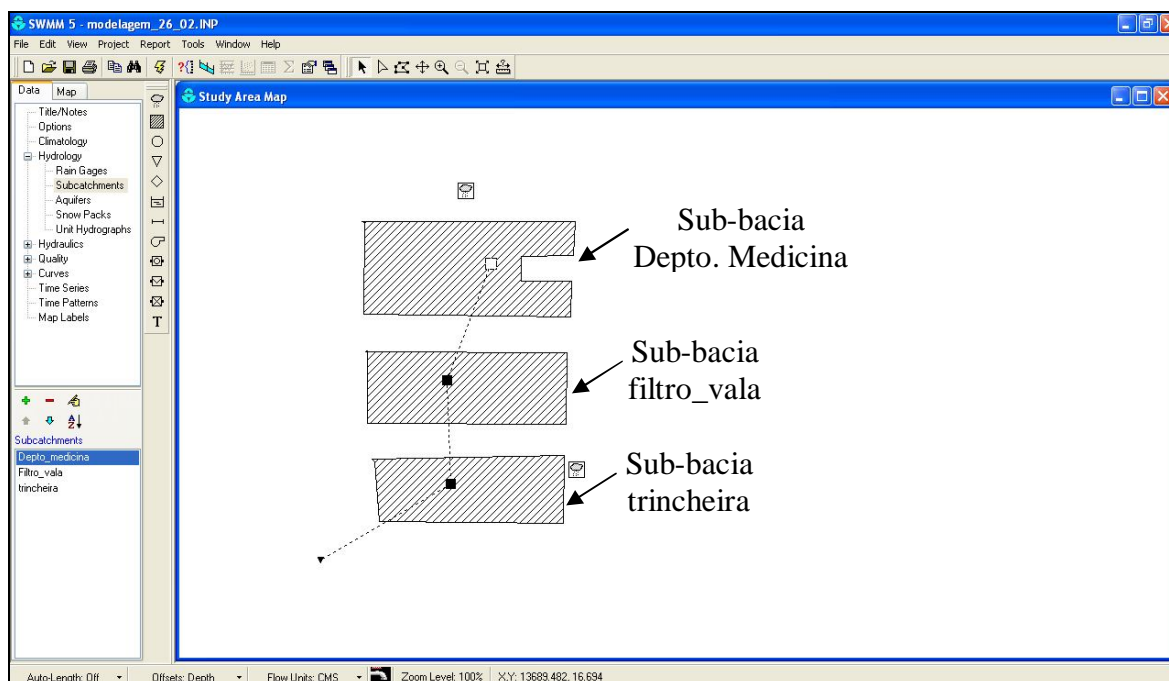


Figura 27: Representação das sub-bacias no modelo SWMM

Tabela 5: Parâmetros de entrada do modelo SWMM

Parâmetro		Sub-bacia			Intervalo de valores calibrados
		Depto Medicina	Filtro_vala	Trincheira	
1	Precipitação	Evento monitorado	Evento monitorado	-	-
2	Exutório	Filtro_vala	Trincheira	Extravasor	-
3	Área (m2)	1701	348	136	-
4	Largura (m)	37,5	8	0,8	-
5	Declividade (%)	5	7	0	-
6	Área impermeável (%)	88,3	0	0	-
7	Coefficiente de Manning para áreas impermeáveis	0,013	0,013	0,013	-
8	Coefficiente de Manning para áreas permeáveis	0,030	0,030	0,030	-
9	Armazenamento em depressão impermeável (mm)	4,0 + ajustes	0	0	4,0 a 6,3
10	Armazenamento em depressão permeável (mm)	10	16	139,71	-
11	Área impermeável sem depressão (%)	0	0	0	-
12	Orientação do escoamento	Exutório	Permeável	Permeável	-
13	Parcela escoada para sub-bacia a jusante (%)	100	100	100	-
14	Equação de infiltração	Horton	Horton	Horton	-
15	Capacidade de infiltração máxima (m/s)	Valores médios obtidos em ensaios de infiltração com duplo anel	Valores médios obtidos em ensaios de infiltração com duplo anel	Calibrado	Valores obtidos em ensaios de infiltração

Parâmetro		Sub-bacia			Intervalo de valores calibrados
		Depto Medicina	Filtro_vala	Trincheira	
16	Capacidade de infiltração mínima (m/s)	Valores médios obtidos em ensaios de infiltração com duplo anel	Valores médios obtidos em ensaios de infiltração com duplo anel	Calibrado	Valores obtidos em ensaios de infiltração
17	Coefficiente de decaimento (horas ⁻¹)	4,5	4,5	Calibrado	2 a 7

Descrevem-se os parâmetros de entrada utilizados em cada sub-bacia:

1. Precipitação: desconsiderada precipitação sobre a sub-bacia “trincheira” em função das adaptações de área para modelagem com SWMM. Considerar precipitação nesta sub-bacia contribui com volumes de captação, o que de fato não ocorre, conforme exemplificado por Gironás; Roesner; Davis (2009);
2. Exutório: exutórios reais de cada sub-bacia, ou seja, a sub-bacia a jusante, conforme exemplificado por Gironás; Roesner; Davis (2009);
3. Áreas: para sub-bacia “Depto. Medicina” inseriu-se sua área real. Para as sub-bacias “filtro_vala” e “trincheira” este parâmetro tem valor representativo de suas áreas de infiltração, composta pelas áreas do filtro e um lado da vala gramada e paredes e fundo da trincheira, respectivamente;
4. Largura: larguras reais de cada sub-bacia;
5. Declividade: para sub-bacia “Depto. Medicina” considerou-se a declividade do telhado do departamento de Medicina e para sub-bacia “filtro_vala” considerou-se a declividade média do filtro e vala de infiltração;
6. Área impermeável: áreas reais de cada sub-bacia;
7. Coeficiente de Manning para áreas impermeáveis: representativo de canais com revestimento de concreto e calhas metálicas (PORTO, 2006);
8. Coeficiente de Manning para áreas permeáveis: representativo de canais abertos com fundo de terra (PORTO, 2006);
9. Armazenamento em depressão impermeável: é representativo da retenção do canal diafragma de 6,13m³, correspondente a 4,0 mm da área do edifício, somado ao armazenamento em depressões do telhado, rede predial de água pluvial e caixas de passagem. Viessman Junior; Lewis; Knapp (1989) citam valores de até 1,53 milímetros e Chow (1964) cita valores de até 3,0 milímetros. Adotou-se valor

médio citado pelos autores para o ajuste deste parâmetro (intervalo entre 0 e 2,25 milímetros).

10. Armazenamento em depressão permeável: para a sub-bacia “Depto. Medicina”, adotou-se valor médio de 10 milímetros, característico de áreas permeáveis planas, segundo Horton⁵ apud Chow (1964). Para a sub-bacia “filtro_vala” adotou-se valor médio de áreas planas e com declividade suave, portanto 16 milímetros. Para a sub-bacia “trincheira”, a profundidade é representativa do volume de armazenamento e porosidade da brita da trincheira de infiltração;
11. Área impermeável sem depressão: considerou-se não haver área impermeável sem depressão;
12. Orientação do escoamento: superfícies reais de cada sub-bacia;
13. Parcela escoada para sub-bacia: considerou-se que todo o escoamento é direcionado para a respectiva sub-bacia a jusante;
14. Equação de infiltração: adotada a equação de Horton para representar o efeito do decaimento da permeabilidade do solo em função da umidade;
15. Capacidade de infiltração máxima e capacidade de infiltração mínima: para sub-bacia “trincheira” considerou-se intervalo de valores obtidos nos ensaios de infiltração em campo com poço invertido para calibração deste parâmetro. Para as sub-bacias “Depto. Medicina” e “filtro_vala”, adotou-se valor médio obtido em ensaios de infiltração com duplo anel;
16. Coeficiente de decaimento: para sub-bacia “trincheira” considerou-se intervalo de valores entre 2 e 7 h⁻¹, recomendados por Gironás; Roesner; Davis (2009); para as sub-bacias “Depto. Medicina” e “filtro_vala”, adotou-se valor médio de 4,5 h⁻¹.

Fez-se a modelagem do sistema FVT inserindo-se dados isolados de precipitação medidos em campo e obtendo-se como reposta vazões e volumes afluentes ao sistema, vazões e taxas de infiltração e tempos de esvaziamento da trincheira e vala.

Os parâmetros de cada sub-bacia foram calibrados isoladamente. Para calibração dos parâmetros da sub-bacia “Depto. Medicina” comparam-se valores calculados com observados de vazão e volume afluente ao sistema FVT após retenção de 6,13m³ no canal diafragma (após etapa 3 da Figura 15 e 16), verificando-se o NS (equação 27), curvas de vazão graficamente e verificando-se erros de pico de vazão e volume acumulado.

⁵ HORTON, R. E. Surface runoff phenomena. Analysis of de hydrograph. **Horton Hydrol. Lab. Pub.** Part I p. 101, 1935.

Para calibração dos parâmetros da sub-bacia “trincheira”, comparam-se valores calculados com observados de níveis de água armazenados (calculados indiretamente pelas equações 24 e 25) e tempos de esvaziamento da estrutura, verificando-se NS (equação 27), curvas de armazenamento de água graficamente e verificando-se erros de nível máximo e tempos de esvaziamento. Não foi possível a calibração dos parâmetros da sub-bacia “filtro_vala” e a comparação das vazões de infiltração dada à impossibilidade de verificação com dados observados.

4.5.5 Simulação de eventos com registro de afogamento do vertedor

Fez-se a modelagem da bacia composta pelo Edifício do Departamento de Medicina e sistema FVT para os eventos do quais houve perda de dados de vazão de entrada no sistema de infiltração, causados por afogamento do vertedor.

A modelagem utilizando SWMM e PULS integra os modelos ao inserir dados de saída de um como entrada de outro. A partir de dados de precipitação, o SWMM determina o ESD gerado pelo Edifício do departamento de Medicina para cada intervalo de tempo. O PULS, por sua vez, a partir de dados de ESD (hidrograma de entrada nos sistema FVT), calcula vazões por infiltração, o nível de água armazenado na trincheira e vala e o tempo de esvaziamento do sistema FVT.

Fez-se a modelagem após calibrados os modelos SWMM e PULS. Compararam-se dados calculados com observados de nível de água na trincheira e vala e tempos de esvaziamento.

4.6 Manutenção do sistema

Segundo Lawrence et al. (1996) a manutenção é de extrema importância, pois grande parte das estruturas apresentam falhas por causa do entupimento das mesmas. Desta forma, foram monitorados serviços de manutenção do sistema FVT periodicamente, de maneira garantir bom aspecto paisagístico e adequado funcionamento do sistema FVT do

ponto de vista quantitativo e qualitativo. Segundo Baptista; Nascimento; Barraud (2005) as valas de infiltração requerem manutenção preventiva para controle do crescimento da vegetação, integrando-as às atividades de manutenção de áreas verdes. Os custos foram compostos pela mão-de-obra dos serviços de manutenção.

A poda da vegetação das áreas de dependência da UFSCar é realizada pelo serviço prestado pela própria universidade, assim como a poda na área do sistema FVT, inviabilizando a adoção do custo de manutenção deste serviço para a composição dos custos de manutenção do sistema. O custo da poda da grama baseou-se em orçamentos feitos por prestadores deste serviço no município de São Carlos, sendo adotado um valor médio para cálculo dos custos de manutenção.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

São apresentados nos itens seguintes os resultados da caracterização do solo; das análises da brita, filtro de areia e geotêxtil; do monitoramento e da modelagem do sistema FVT; e manutenção do sistema de infiltração.

5.1 Análises de solo, brita, geotêxtil e filtro de areia

5.1.1 Ensaio de Granulometria

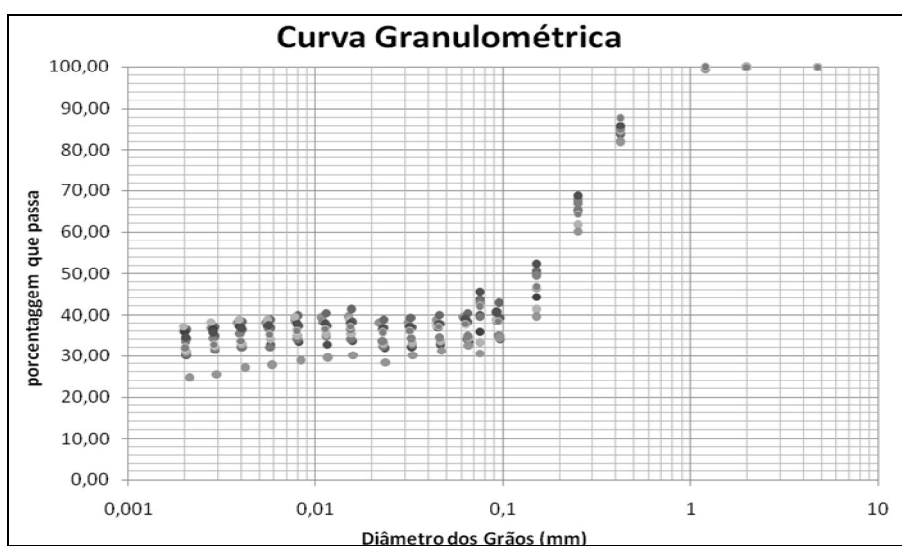
A composição granulométrica do solo da área do sistema FVT é apresentada na Tabela 6 e as curvas granulométricas na Figura 28. Constata-se que o solo é, em geral, homogêneo nos diferentes pontos e a diferentes profundidades, com curvas e composição granulométrica semelhantes. Nas amostras coletadas no ponto P1, nas profundidades de 0,30 a 2,00m (amostras Gran1_0,30, Gran1_1,00 e Gran1_2,00) e no ponto P2, na profundidade de 0,45m (Gran2_0,45) há maiores concentrações de argila em relação aos demais pontos amostrados.

O solo amostrado foi classificado como areia média argilosa, conforme ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1995).

Perdas e interferências nas amostras de solo impossibilitaram a realização de ensaios de granulometria nos pontos P2, na profundidade de 0,30 metros (amostra Gran2_0,30) e no ponto P3, nas profundidades de 0,15 a 1,00 metros (Gran3_0,15, Gran3_0,30 e Gran3_1,00), não interferindo, no entanto, na classificação do solo da área de estudo.

Tabela 6: Composição granulométrica do solo da área do sistema de infiltração

Amostra	Ponto	Profundidade (m)	Composição Granulométrica (%)				
			Argila	Silte	Areia		
					Fina	Média	Grossa
Gran1_0,15	P1	0,15	31%	4%	20%	40%	5%
Gran1_0,30		0,30	36%	5%	18%	36%	5%
Gran1_1,00		1,00	36%	4%	21%	31%	8%
Gran1_2,00		2,00	36%	3%	15%	38%	8%
Gran2_0,15	P2	0,15	30%	6%	19%	40%	5%
Gran2_0,45		0,45	37%	1%	14%	40%	8%
Gran3_1,90	P3	1,90	34%	5%	20%	36%	5%
Gran4_0,15	P4	0,15	31%	3%	27%	30%	9%
Gran4_0,30		0,30	33%	3%	23%	32%	9%
Gran4_0,45		0,45	34%	4%	24%	29%	9%
Gran4_1,00		1,00	26%	6%	30%	31%	7%
Gran4_1,50		1,50	32%	6%	21%	36%	5%
Média			33%	4%	21%	35%	7%

**Figura 28:** Curvas granulométricas do solo da área do sistema de infiltração

5.1.2 Ensaio de determinação de índices físicos e compactação do solo

Os resultados do ensaio de determinação de índices físicos do solo amostrado da área do sistema FVT após sua construção são apresentados na Tabela 7. Nos pontos P1 e P3 a porosidade das camadas intermediárias (entre 0,30 e 0,45m) é aproximadamente 10% menor em relação às camadas superficiais (até 0,15m) e mais profundas (entre 1,50 e 2,00m). No ponto P4 observa-se que a porosidade é aproximadamente 6% menor nas

camadas de 0,15, 0,30 e 2,00 metros em relação às demais camadas. De maneira geral, pode-se constatar que a porosidade é menor nas camadas intermediárias, entre 0,30 e 0,45m de profundidade.

Tabela 7: Índices físicos do solo da área do sistema de infiltração

Amostra	Ponto	Prof. (m)	Índices físicos				
			Umidade (%)	Dens. natural (g/cm ³)	Dens. Seca (g/cm ³)	Índice de Vazios	Porosidade (%)
IF1_0,15	P1	0,15	15,44	1,727	1,496	0,77	44
IF1_0,30		0,30	14,39	1,716	1,688	0,57	36
IF1_0,45		0,45	19,20	2,057	1,726	0,54	35
IF1_1,40		1,40	20,92	1,538	1,272	1,08	52
IF1_2,00		2,00	23,52	1,882	1,523	0,74	43
IF2_0,15	P3	0,15	10,87	1,604	1,447	0,83	45
IF2_0,30		0,30	16,24	2,080	1,790	0,48	32
IF2_0,45		0,45	16,47	2,054	1,764	0,50	33
IF2_1,20		1,20	20,34	1,773	1,473	0,80	44
IF2_2,00		2,00	24,64	2,027	1,626	0,63	39
IF4_0,15	P4	0,15	14,04	1,923	1,686	0,57	36
IF4_0,30		0,30	18,42	1,936	1,635	0,62	38
IF4_0,45		0,45	18,82	1,813	1,525	0,74	42
IF4_1,50		1,50	20,15	1,785	1,486	0,78	44
IF4_2,00		2,00	23,69	2,027	1,638	0,62	38
Média			17,13	1,832	1,588	0,69	40

As curvas de compactação são apresentadas na Figura 29. Os ensaios de compactação do solo apresentaram curvas de compactação distintas, porém, com valores de massa específica seca máxima próximas, com valores entre 1,800 e 1,750 g/cm³ e valor médio de 1,795 g/cm³, valor este adotado para determinação do grau de compactação do solo.

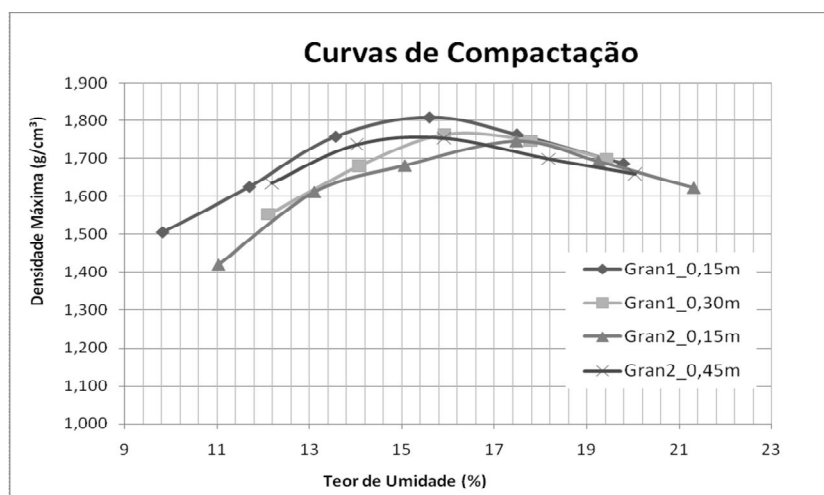


Figura 29: Curvas de compactação do solo da área do sistema de infiltração

Os resultados dos ensaios de compactação são apresentados na Tabela 8. A compactação do solo segue comportamento inverso ao seu índice de vazios e porosidade. O grau de compactação, portanto, é maior nas amostras com índice de vazios e porosidades menores, ou seja, é maior nas camadas intermediárias (entre 0,30 e 0,45m).

Há influência da passagem de máquinas durante a fase de construção do sistema FVT sobre a compactação do solo (GUTIERREZ, 2010), até a profundidade de 0,45 metros. Nas camadas superficiais (0,15m), o grau de compactação menor é influenciado pela escarificação manual superficial do solo e plantio da grama. De acordo com Urbonas; Sthare (1993) a vegetação preserva a porosidade do solo.

Tabela 8: Grau de compactação do solo da área do sistema de infiltração

Amostra	Ponto	Profundidade (m)	Grau de compactação (%)
C1_0,15	P1	0,15	83,3
C1_0,30		0,3	94,0
C1_0,45		0,45	96,1
C1_1,40		1,40	70,9
C1_2,00		2,00	84,9
C3_0,15	P3	0,15	80,6
C3_0,30		0,3	99,7
C3_0,45		0,45	98,3
C3_1,20		1,20	82,1
C3_2,00		2,00	90,6
C4_0,15	P4	0,15	93,9
C4_0,30		0,3	91,1
C4_0,45		0,45	85,0
C4_1,50		1,50	82,8
C4_2,00		2,00	91,3

5.1.3 Ensaios de infiltração com duplo anel

Os resultados dos ensaios de infiltração em campo com duplo anel são apresentados na Tabela 9 e Figura 30. A capacidade de infiltração inicial determinada pelo ensaio com duplo anel resultou em valor médio de $3,75 \times 10^{-5}$ m/s (135 mm/hora). A capacidade de infiltração final obtida pelo ensaio resultou em valor médio de $6,05 \times 10^{-6}$ m/s (21,8 mm/hora), característicos de solo composto por frações de areia e argila, conforme

Terzaghi; Peck; Mesri (1996). O intervalo e a média dos valores de capacidade de infiltração balizaram a modelagem do sistema FVT.

Observa-se na Figura 30 que cada curva de infiltração tende a um valor final constante, mas sofrendo oscilações entre uma medida e outra.

Tabela 9: Valores de capacidade de infiltração obtidos nos ensaios de duplo anel

Ponto	Ensaio	Capacidade de Infiltração inicial (m/s)	Capacidade de Infiltração final (m/s)
P1	DA1_1	$2,46 \times 10^{-5}$	$4,03 \times 10^{-6}$
	DA1_2	$6,53 \times 10^{-5}$	$2,78 \times 10^{-6}$
P3	DA2_1	$2,40 \times 10^{-5}$	$8,80 \times 10^{-6}$
	DA2_2	$7,39 \times 10^{-5}$	$8,59 \times 10^{-6}$
P4	DA3_1	$1,66 \times 10^{-5}$	$9,05 \times 10^{-6}$
	DA3_2	$4,17 \times 10^{-5}$	$3,08 \times 10^{-6}$
Média		$3,75 \times 10^{-5}$	$6,05 \times 10^{-6}$

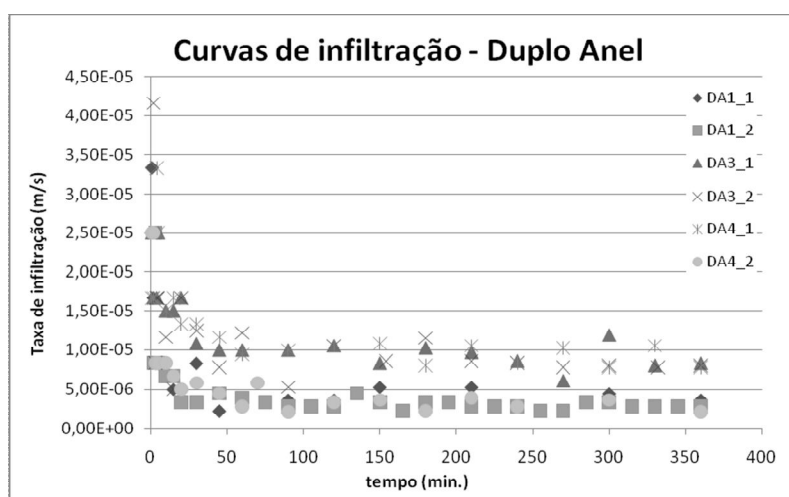


Figura 30: Curvas de infiltração obtidas em ensaios de duplo anel

Souza (2002) obteve valores entre $2,50 \times 10^{-6}$ e $7,22 \times 10^{-6}$ m/s em ensaios de infiltração com duplo anel, em solo composto por areia e argila, com maiores porcentagens de areia nas camadas superficiais. Graciosa (2005) obteve valor de $6,73 \times 10^{-5}$ m/s em ensaios de condutividade hidráulica saturada em laboratório, em solo caracterizado como areia média a fina argilosa.

5.1.4 Ensaios de infiltração com poço invertido

Apresentam-se na Tabela 10 os valores de capacidade de infiltração obtidos nos ensaios de poço invertido e na Figura 31, as curvas de infiltração obtidas nos ensaios. A capacidade de infiltração foi determinada utilizando-se a equação apresentada por Cauduro e Dorffman e tempo de umedecimento do solo por 24 horas.

A capacidade de infiltração inicial determinada pelo ensaio de campo com poço invertido resultou em valor médio de $7,20 \times 10^{-5}$ m/s (259 mm/h). A capacidade de infiltração final resultou em valor médio de $2,30 \times 10^{-5}$ m/s (82,8 mm/hora), característicos de solo composto por frações de areia e argila, conforme Terzaghi; Peck; Mesri (1996). O intervalo e a média dos valores de capacidade de infiltração balizaram a modelagem do sistema FVT.

Observa-se que os valores dos ensaios são menores na segunda repetição em cada ponto, mesmo adotando-se intervalos de tempo de até cinco dias entre um ensaio e outro.

Os ensaios de infiltração com poço invertido resultaram em valores de capacidade de infiltração superiores àqueles obtidos com ensaios de duplo anel. A diferença é consequência do grau de compactação do solo menor (aproximadamente 10%) nas camadas mais profundas (abaixo dos 0,45m), uma vez que a granulometria praticamente não se altera. De acordo com conforme Terzaghi; Peck; Mesri (1996), a permeabilidade é influenciada pela porosidade e compactação do solo. A comparação é feita, entretanto, entre dois métodos distintos de ensaios de infiltração em campo.

Tabela 10: Valores de capacidade de infiltração obtidos nos ensaios de poço invertido

Ponto	Ensaio	Capacidade de Infiltração inicial (m/s)	Capacidade de Infiltração final (m/s)
P1	PI1_1	$5,05 \times 10^{-5}$	$2,30 \times 10^{-5}$
	PI1_2	$1,80 \times 10^{-5}$	$1,30 \times 10^{-5}$
P3	PI3_1	$3,76 \times 10^{-5}$	$3,05 \times 10^{-5}$
	PI3_2	$2,59 \times 10^{-5}$	$2,29 \times 10^{-5}$
P4	PI4_1	$3,26 \times 10^{-5}$	$2,86 \times 10^{-5}$
	PI4_2	$2,67 \times 10^{-4}$	$1,90 \times 10^{-5}$
Média		$7,20 \times 10^{-5}$	$2,30 \times 10^{-5}$

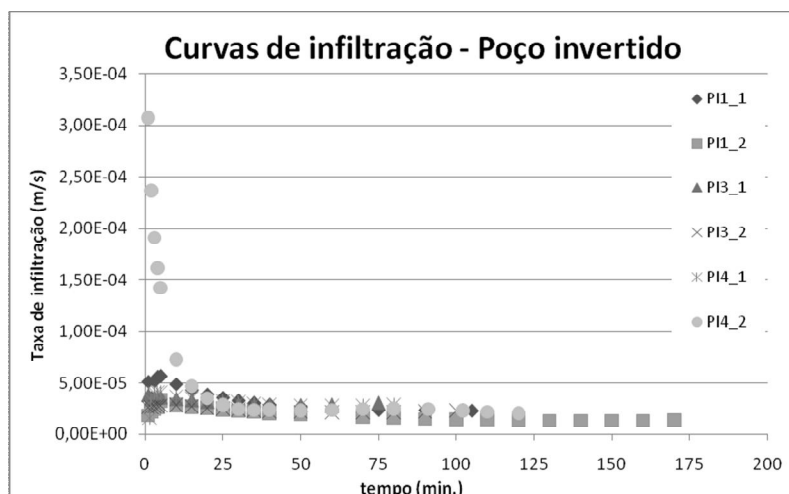


Figura 31: Curvas de infiltração obtidas em ensaios de poço invertido

Souza (2002) obteve valor de $3,42 \times 10^{-6}$ m/s em ensaios de permeabilidade com poço invertido, em solo composto por areia e argila, com maiores porcentagens de argila em camadas mais profundas. Os ensaios de duplo anel e de poço invertido realizados pelo autor também resultaram em valores de capacidade de infiltração distintos entre um método e outro.

5.1.5 Brita

Os resultados dos ensaios de determinação do teor de materiais pulverulentos realizados em amostras coletadas anterior e posterior ao funcionamento de um ano do sistema FVT são apresentados na Tabela 11. O ensaio de determinação do teor de materiais pulverulentos da brita pôde constatar redução da porcentagem de finos após o período de funcionamento do sistema de infiltração em todas as amostras, com maior teor de finos nas camadas mais profundas. Constata-se que o funcionamento do sistema removeu finos da brita e que os mesmos sedimentaram nas camadas mais profundas da trincheira.

A redução do teor de finos após o período de funcionamento foi, em média, de aproximadamente 29%. Houve redução do teor de finos de até 53% na amostra B5_0,30. Não é possível avaliar o comprometimento do agregado da trincheira de infiltração, pois não existe regulamentação para teores de material pulverulento destinados a estruturas de infiltração.

Tabela 11: Teor de materiais pulverulentos da brita.
 Fonte: Adaptado de Gutierrez et al., 2010.

Amostra	Ponto	Prof. (m)	Teor de materiais pulverulentos (%)		Variação (%) $\left(\frac{T_2 - T_1}{T_1}\right) \times 100$
			posterior à construção [T ₁]	posterior ao funcionamento [T ₂]	
B5_0,00	P5	0,00	-	1,41%	-
B5_0,30		0,30	4,17%	1,98%	-52,58
B5_1,30		1,30	-	2,26%	-
B6_0,00	P6	0,00	0,99%	0,79%	-19,97
B6_0,60		0,60	-	1,31%	-
B6_1,30		1,30	-	2,16%	-
B7_0,00	P7	0,00	1,23%	1,07%	-13,33
B7_0,60		0,60	-	1,78%	-
B7_1,30		1,30	-	1,52%	-
Média			2,13%	1,59%	-28,63

Há recomendação de que a brita deve ser lavada e isenta de material fino para evitar a colmatção precoce da estrutura. (SHUELER, 1987; MARYLAND DEPARTMENT OF THE ENVIRONMENT, 2000).

A presença de finos em amostras de brita coletadas após a construção do sistema FVT é consequência do uso de agregado sem lavagem e, principalmente, construção em período chuvoso e sem cobertura vegetal da área do filtro e da vala de infiltração, o que provocou a erosão e transporte de solo para a trincheira (GUTIERREZ et al., 2010). Segundo Lloyd et al. (2002) uma das grandes dificuldades durante a fase de construção de técnicas compensatórias é protegê-las do transporte de sedimentos em eventos chuvosos, sendo recomendado uso de técnicas para contenção e isolamento dos mesmos. Shueler (1987) recomenda que o escoamento seja afastado das áreas onde a vegetação ainda não esteja estabilizada para controle da erosão e de transporte de sedimentos.

Nas Figuras 32, 33 e 34 observam-se a presença de finos durante o lançamento da brita na trincheira; o solo transportado que ficou retido na lona e contenção de madeiras improvisadas para sua proteção; e a presença de solo não retidos nas proteções acumulados na camada de brita superficial.



Figura 32: Lançamento da brita de preenchimento na trincheira de infiltração.
Fonte: Gutierrez et al., 2010.



Figura 33: Transporte de sedimento para a trincheira de infiltração, protegida por lona e contenção de madeira.



Figura 34: Sedimentos transportados para o interior da trincheira que se acumularam na brita. (ponto P6 da Figura 18).
Fonte: Gutierrez et al., 2010.

5.1.6 Filtro de areia

O resultado dos ensaios de determinação do teor de materiais pulverulentos da areia do filtro realizados em amostras coletadas anterior e posterior ao funcionamento são apresentados na Tabela 12. Atenta-se para o fato de que a camada de filtro de areia foi colocada após o plantio da vegetação e estabilização do solo a montante da trincheira de infiltração. Portanto, este componente não teve interferência de transporte de solo nos resultados.

O ensaio de determinação do teor de materiais pulverulentos do filtro de areia constatou redução média de 58% de finos após o período de funcionamento. A redução foi causada pela lavagem do agregado durante o período de funcionamento do sistema.

Não foi possível avaliar o comprometimento do agregado da trincheira de infiltração devido ao fato de não existir regulamentação para teores de material pulverulento destinados a estruturas de infiltração.

Tabela 12: Teor de materiais pulverulentos do filtro de areia

Amostra	Ponto	Teor de material pulverulento (%)		Variação (%)
		Anterior ao funcionamento [T ₁]	Posterior ao funcionamento [T ₂]	$\left(\frac{T_2 - T_1}{T_1}\right) \times 100$
A5	P5	2,02	0,97	-51,66
A6	P6	2,66	1,13	-57,38
A7	P7	2,27	0,78	-65,46
Média		2,32	0,96	-58,17

5.1.7 Geotêxtil

Os resultados dos ensaios de permeabilidade de geotêxtil amostrados sem uso (geotêxtil novo), anterior ao funcionamento do sistema FVT (após construção) e após aproximadamente um ano de seu funcionamento, são apresentados na Tabela 13.

Comparando-se as amostras coletadas anterior ao funcionamento do sistema com o geotêxtil novo, observa-se que a permeabilidade do geotêxtil teve em média redução de 61%. Sedimentos transportados para a trincheira de infiltração durante sua construção

foram retidos na camada de geotêxtil superficial (Figura 35), interferindo nas propriedades hidráulicas do geotêxtil anteriormente ao funcionamento do sistema.

Comparando-se as amostras coletadas posterior ao período de funcionamento do sistema com o geotêxtil novo, observa-se que a permeabilidade do geotêxtil teve em média redução de 45%.

Observa-se que houve elevação da permeabilidade do geotêxtil após o funcionamento do sistema, exceto na amostra G6_0,30 (ponto P6, profundidade de 0,30m). A permeabilidade do geotêxtil amostrado, porém, permanece superior à permeabilidade do solo. O aumento da permeabilidade do geotêxtil indica provável passagem de finos pelo material. A análise fica limitada devido à ausência de maior número de amostras anterior ao funcionamento em outras profundidades.

Diferentemente do que apontam Shueler (1987), Lowndes (2000) e Baptista; Nascimento; Barraud (2005), são nas amostras de geotêxtil coletadas nas paredes laterais, na metade superior da altura da parede, a uma altura entre 0,30 e 0,60m de profundidade, que se observaram maiores reduções de sua permeabilidade. A infiltração nestes pontos ocorre com menor frequência em comparação com as camadas de geotêxtil superficial, de fundo e da metade inferior da parede da trincheira, logo, menor passagem de finos.

Tabela 13: Permeabilidade do geotêxtil.
Fonte: Adaptado de Gutierrez et al., 2010.

Amostra	Ponto	Prof (m)	Permeabilidade (m/s)			Variação da permeabilidade (%)	
			Geotêxtil novo [K ₁]	Anterior ao func. [K ₂]	Posterior ao func. [K ₃]	$\left(\frac{K_2 - K_1}{K_1}\right) \times 100$	$\left(\frac{K_3 - K_1}{K_1}\right) \times 100$
¹ G5_0,00	P5	0,00	6,13x10 ⁻³	-	3,50 x10 ⁻³	-	-43
² G5_0,60		0,60	6,13x10 ⁻³	1,80x10 ⁻³	2,87 x10 ⁻³	-71	-53
² G5_1,30		1,30	6,13x10 ⁻³	-	3,80 x10 ⁻³	-	-38
³ G5_1,30		1,30	6,13x10 ⁻³	-	4,69 x10 ⁻³	-	-24
¹ G6_0,00	P6	0,00	6,13x10 ⁻³	-	3,33 x10 ⁻³	-	-46
² G6_0,60		0,60	6,13x10 ⁻³	4,68x10 ⁻³	1,37 x10 ⁻³	-24	-78
² G6_1,30		1,30	6,13x10 ⁻³	-	4,41 x10 ⁻³	-	-28
³ G6_1,30		1,30	6,13x10 ⁻³	-	3,16 x10 ⁻³	-	-48
¹ G7_0,00	P7	0,00	6,13x10 ⁻³	6,06 x10 ⁻⁴	3,97 x10 ⁻³	-90	-35
² G7_0,60		0,60	6,13x10 ⁻³	-	2,88 x10 ⁻³	-	-53
² G7_1,30		1,30	6,13x10 ⁻³	-	3,61 x10 ⁻³	-	-41
³ G7_1,30		1,30	6,13x10 ⁻³	-	3,18 x10 ⁻³	-	-48
Média			6,13x10⁻³	2,36x10⁻³	3,40 x10⁻³	-61	-45

¹ Amostra coletada na camada superficial da trincheira de infiltração, entre o filtro de areia e a brita de preenchimento (Figura 17); ² amostra coletada das paredes da trincheira de infiltração; ³ amostra coletada do fundo da trincheira.



Figura 35: A) Retenção dos sedimentos na camada superficial do geotêxtil. Fonte: Gutierrez et al., 2010 B) Retenção dos sedimentos na camada lateral do geotêxtil (ponto A1 da Figura 18).

5.2 Teste e verificação dos equipamentos eletrônicos

Os resultados dos testes de verificação das medidas de intensidade de precipitação do pluviógrafo digital, realizado em laboratório, são apresentados na Figura 36. O equipamento apresenta acurácia nas medidas de intensidade pluviométrica, com erro médio de 9,0%.

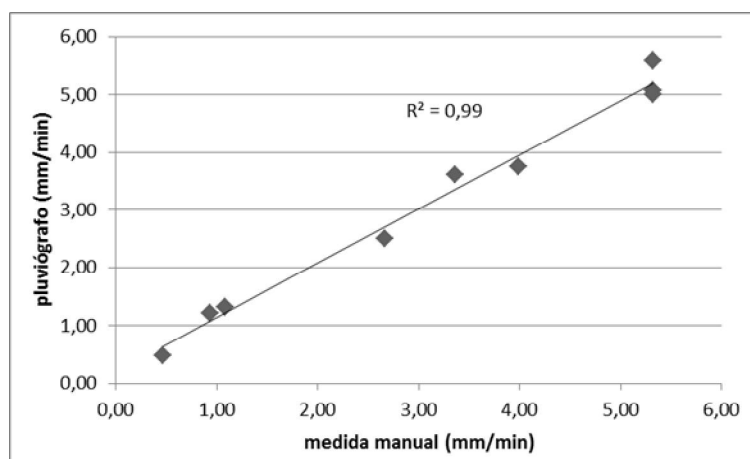


Figura 36: Medidas de intensidade simuladas obtidas com pluviógrafo digital e manualmente

São apresentados na Figura 37A e 37B os resultados dos testes de verificação das medidas de nível de água, realizados em laboratório, com sensor de nível dos equipamentos Orpheus Mini e 2150, respectivamente. O sensor de nível do Orpheus Mini apresentou acurácia nas leituras de nível de água, com erro médio de 3,0%. O sensor de

nível do 2150 apresentou maior acurácia nas leituras de nível de água, com erro médio de 2,3%.

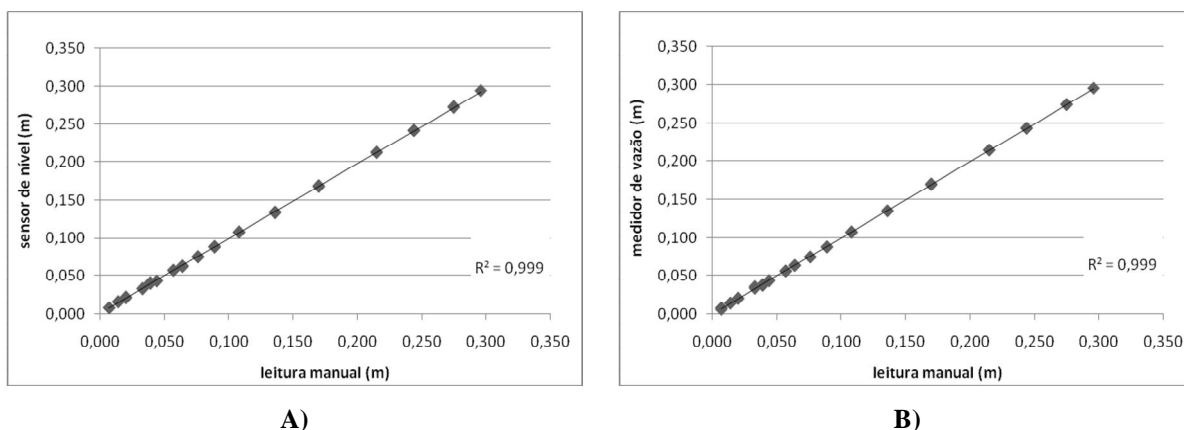


Figura 37: A) Medidas de nível de água obtidas com sensor de nível Orpheus Mini e manualmente B) Medidas de nível de água obtidas com sensor de nível 2150 e manualmente

Na Figura 38 é apresentado o resultado de um dos testes de verificação das medidas de vazão do equipamento eletrônico 2150, realizado em laboratório. O teste demonstrou que o medidor de vazão com princípio Doppler não apresenta acurácia nas medidas de vazão, principalmente para vazões baixas, apresentando erros na ordem de 780%, ao passo que as medidas com vertedor apresentaram erros na ordem de 12%. Considerou-se que os testes realizados em laboratório são representativos das condições do vertedor instalado em campo, pois as características (altura e perfil da crista e ângulo de abertura) são iguais.

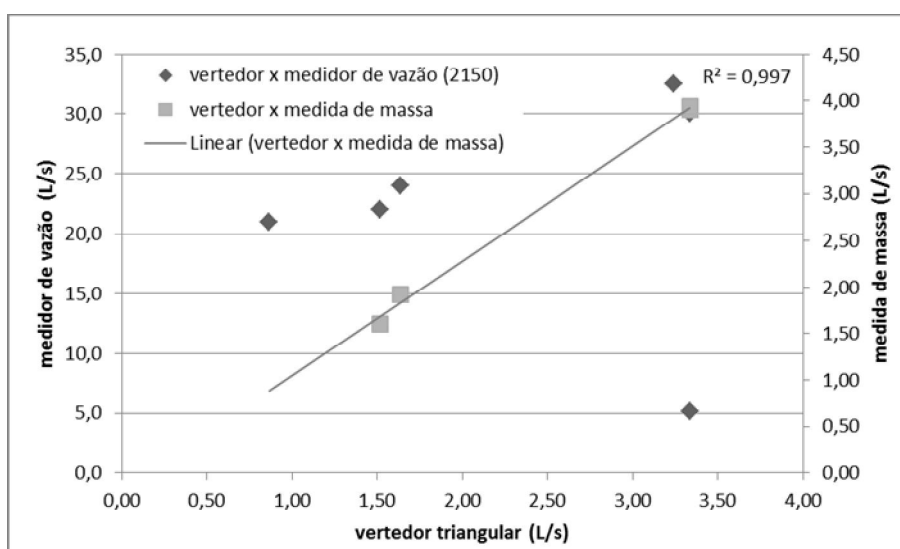


Figura 38: Medidas de vazão obtidas com vertedor triangular, medidor de vazão do 2150 e medida direta de massa

Na Figura 39 é apresentado o resultado da verificação das medidas de vazão do equipamento eletrônico 2150 realizado em campo, para o evento do dia 23/01/2011. Observa-se, novamente, que o medidor de vazão não apresenta acurácia nas medidas de vazão, apresentando erros na ordem de 96%.

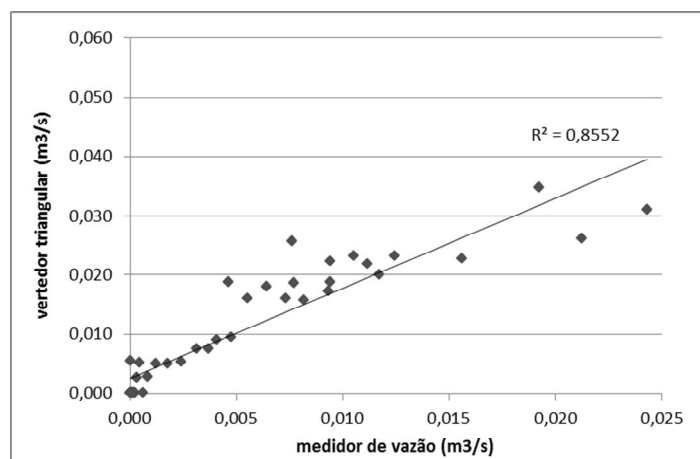


Figura 39: Medidas de vazão com vertedor triangular e medidor de vazão do 2150 instalados em campo

A imprecisão nas medidas de vazão do equipamento 2150 inviabilizou seu uso para esta finalidade, sendo a vazão afluente ao sistema FVT medidas utilizando-se vertedor triangular. Conforme Campos (2008) e testes realizados no Laboratório de Hidráulica da UFSCar, a equação de Thompson apresenta resultados de cálculo de vazão próximos àqueles realizados com medidas direta de massa por intervalo de tempo, principalmente para vazões acima de 2,5 litros/segundos.

5.3 Monitoramento do funcionamento do sistema FVT

O monitoramento das precipitações, das vazões afluentes ao sistema FVT (etapa 2 da Figura 15) e dos níveis de água na vala e trincheira de infiltração (etapa 6 da Figura 15 e 16) foi realizado no período de 24/11/10 a 31/04/11 (Tabela 14). No total foram monitorados sessenta eventos de chuva.

Tabela 14: Resultados do monitoramento do sistema FVT

Data	Precip. (mm)	Dur. (min)	Intens. média (mm/min)	Tr (anos)	*Vazão de pico ESD (L/s)	h _{máx.} amazenado (m)	Vol. máx. armazenado (m ³)	tempo de func. (min.)	tempo de esvaz. (min.)	**Precip. um dia antecedente (mm)
01/dez	2,2	70	0,03	0	0	0,00	0,00	0	0	0,0
02/dez	11,7	187	0,06	0	13	0,00	0,00	0	0	2,2
03/dez	6,0	98	0,06	0	6	0,00	0,00	0	0	11,9
05/dez	12,7	341	0,04	0	10	0,00	0,00	0	0	0,0
13/dez	21,2	365	0,06	0	-	0,13	1,96	120	108	0,0
14/dez	13,2	213	0,06	0	-	0,00	0,00	0	0	35,0
16/dez	10,9	500	0,02	0	-	0,00	0,00	0	0	0,0
18/dez	2,6	175	0,01	0	-	0,00	0,00	0	0	0,0
19/dez	2,7	70	0,04	0	-	0,00	0,00	0	0	0,0
22/dez	17,7	175	0,10	0	-	0,00	0,00	0	0	0,0
23/dez	21,6	240	0,09	0	-	0,15	2,26	-	44	18,2
03/jan	44,5	409	0,11	2	30	0,21	3,16	72	55	0,0
04/jan	11,6	145	0,08	0	6	0,15	2,26	82	75	44,7
06/jan	2,3	300	0,01	0	0	0,00	0,00	0	0	35,0
09/jan	5,1	110	0,05	0	0	0,00	0,00	0	0	20,3
11/jan	18,5	165	0,11	0	11	0,12	1,80	105	64	0,0
12/jan	91,7	230	0,40	25	-	1,53	44,00	502	315	18,7
13/jan	21,3	365	0,06	0	-	0,37	5,56	212	179	92,4
14/jan	13,2	213	0,06	0	39	0,15	2,26	139	125	28,6
17/jan	20,5	150	0,14	1	-	0,32	4,81	176	150	21,9
18/jan	25,4	55	0,46	1	-	0,79	11,88	223	193	28,1
19/jan	6,4	110	0,06	0	0	0,00	0,00	0	0	26,8
20/jan	6,2	165	0,04	0	0	0,00	0,00	0	0	6,4
22/jan	17,8	60	0,30	1	55	0,18	2,71	88	72	0,0
23/jan	10,8	30	0,36	0	24	0,14	2,11	123	111	17,8
25/jan	2,4	435	0,01	0	0	0,00	0,00	0	0	0,0
26/jan	1,8	1005	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	2,4
29/jan	2,6	200	0,01	0	0	0,00	0,00	0	0	0,0
30/jan	8,4	310	0,03	0	0	0,00	0,00	0	0	2,6
02/fev	15,0	235	0,06	0	8	0,10	1,50	63	47	0,0
04/fev	41,8	340	0,12	1	13	0,83	12,18	287	226	0,0
05/fev	2,4	210	0,01	0	0	0,00	0,00	0	0	41,9
10/fev	4,6	13	0,35	0	0	0,00	0,00	0	0	0,0
12/fev	18,5	41	0,45	1	12	0,07	1,05	44	39	0,0
14/fev	13,7	24	0,57	1	17	0,16	2,71	116	104	0,0
16/fev	26,9	46	0,59	1	29	0,55	8,27	208	189	0,0
17/fev	1,5	94	0,02	0	0	0,00	0,00	0	0	27,7
18/fev	1,8	58	0,03	0	0	0,00	0,00	0	0	1,5
19/fev	6,2	29	0,21	0	0	0,00	0,00	0	0	1,8
20/fev	6,3	770	0,01	0	0	0,00	0,00	0	0	6,4
21/fev	64,3	65	0,99	48	-	1,61	62,10	498	453	6,3
22/fev	9,2	60	0,15	0	0	0,00	0,00	0	0	64,3
23/fev	14,2	32	0,44	1	17	0,34	5,11	154	148	9,2
24/fev	4,3	10	0,43	0	0	0,00	0,00	0	0	18,0
25/fev	2,4	11,15	0,22	0	0	0,00	0,00	0	0	10,9
26/fev	40,4	86	0,47	2	35	1,33	20,42	308	278	2,4
27/fev	49,3	91	0,54	4	45	1,55	48,07	443	383	42,7
01/mar	19,6	211	0,09	0	6	0,09	1,35	236	228	0,0
02/mar	8,6	61	0,14	0	9	0,09	1,35	176	168	19,8
05/mar	11,4	178	0,06	0	4	0,08	1,20	175	157	24,9
06/mar	10,2	846	0,01	0	0	0,00	0,00	0	0	29,7
07/mar	4,1	1178	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	10,2

Data	Precip. (mm)	Dur. (min)	Intens. média (mm/min)	Tr (anos)	*Vazão de pico ESD (L/s)	h _{máx.} armazenado (m)	Vol. máx. armazenado (m ³)	tempo de func. (min.)	tempo de esvaz. (min.)	**Precip. um dia antecedente (mm)
08/mar	6,1	1195	0,01	0	0	0,00	0,00	0	0	4,1
10/mar	16,3	30	0,54	1	14	0,08	1,20	135	129	0,0
12/mar	22,1	41	0,54	1	18	0,64	9,48	246	213	0,0
17/mar	4,3	94	0,05	0	0	0,00	0,00	0	0	0,0
22/mar	1,5	516	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,0
27/mar	14,2	44	0,32	1	19	0,07	2,71	70	51	0,0
28/mar	27,4	59	0,46	1	15	1,26	19,04	313	258	24,4
29/mar	10,9	34	0,32	1	10	0,11	1,65	178	167	30,2

*medido no vertedor (etapa 2 da Figura 15) **considera a precipitação total diária

Ocorreu armazenamento de água na trincheira e vala de infiltração (registro de nível de água nas estruturas) em 29 eventos. O escoamento produzido pelos demais eventos ficaram retidos no canal diafragma, armazenados nas depressões do filtro e da vala gramada e infiltrados nos mesmos.

O sistema de infiltração recebeu os escoamentos produzidos pelas áreas do edifício do Departamento de Medicina e da sua própria área. O escoamento superficial produzido pelas áreas permeáveis do entorno foram conduzidos para pontos mais baixos, de acordo com a topografia da área, sem contribuir para o sistema FVT, pois a área não possuía cobertura vegetal.

Houve retenção do escoamento no sistema de infiltração de todos os eventos de chuva monitorados, sem registro de extravasamento. Em 4 eventos foram registrados níveis de armazenamento superiores à capacidade da trincheira (1,30m ou 19,55m³), dois destes com período de retorno inferior a 10 anos (Tabela 14).

Observou-se armazenamento de água no canal diafragma de distribuição à montante do sistema FVT (etapa 3 da Figura 15 e 16). Pelas dimensões do canal e porosidade da brita calculou-se volume de retenção no canal diafragma de 6,13m³, correspondente a aproximadamente 4,0 mm se relacionado à área impermeável do edifício do Departamento de Medicina.

Constatou-se afogamento do vertedor triangular (etapa 2 da Figura 15) em quatro eventos de chuva, nos dias 13/01/2011, 12/01/2011, 18/01/2011 e 21/02/2011, devido à intensidade da chuva e/ou excessiva perda de carga no canal diafragma à jusante do mesmo, impossibilitando determinar vazões e volumes afluentes ao sistema FVT. Após a constatação do afogamento do vertedor, foram feitos furos adicionais de 2,5 centímetros a cada dois metros de distância no tubo de PVC existente no canal diafragma (*manifold*),

visando reduzir as perdas de carga no canal. Ao total, o *manifold* ficou com três furos de 2,5 centímetros a cada dois metros, não sendo mais verificado o afogamento do vertedor. Observou-se distribuição de água ao longo de toda a extensão do canal diafragma, porém, com maiores concentrações e formação de lâminas de água nas extremidades e no meio da área do sistema, causados por irregularidades do terreno (Figura 40).

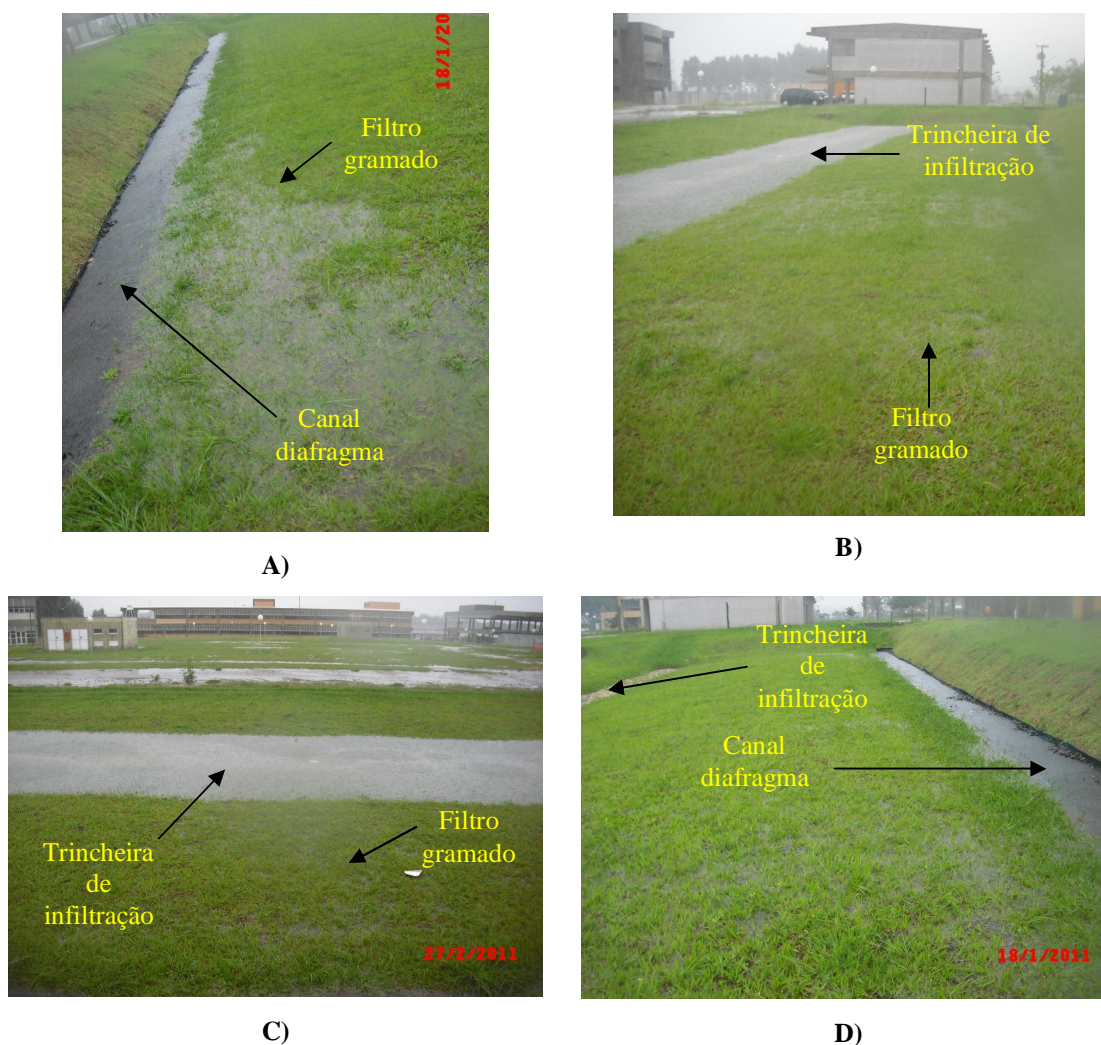


Figura 40: **A)** concentração do escoamento na extremidade oeste do sistema (montante do canal diafragma); **B e C)** concentração do escoamento no meio do sistema de infiltração; **D)** concentração do escoamento na extremidade leste sistema (jusante do canal diafragma).

O evento com maior altura precipitada ocorreu no dia 12/01/2011. A altura pluviométrica deste evento foi de 91,7 mm, intensidade de 0,40 mm/min., período de retorno de 25 anos, precipitação antecedente de 18,7mm e nível máximo observado na trincheira e valeta de 1,52m. Entretanto, o evento de 27/02/11 registrou precipitação de 49,3 mm, intensidade de 0,54 mm/min., período de retorno de 4 anos, precipitação antecedente

de 42,7mm e nível de água na trincheira e vala de 1,55m. Observa-se ocorrência de nível de armazenamento maior para eventos com período de retorno e altura pluviométrica menores (Tabela 14).

Comparando-se o evento de 18/01/11, de precipitação de 25,4mm, intensidade de 0,46 mm/min., período de retorno de 1 ano, precipitação antecedente de 28,1mm e nível armazenado na trincheira de 0,80m, com o evento de 16/02/11, de precipitação de 26,9mm, intensidade de 0,59 mm/min., período de retorno de 1 ano, precipitação antecedente nula e nível armazenado na trincheira de 0,55m, observa-se não haver influência do período de retorno sobre os níveis de armazenamento das estruturas de infiltração.

A altura pluviométrica do evento de 12/03/2011 foi de 22,1 mm, intensidade de 0,54 mm/min., período de retorno de 1 ano, precipitação antecedente nula e nível máximo na trincheira de 0,64m. O evento de 28/03/2011 registrou precipitação de 27,4mm, intensidade de 0,46 mm/min., período de retorno de 1 ano, precipitação antecedente de 24,4 mm e nível máximo na trincheira de 1,26 m.

Verifica-se que há influência da precipitação antecedente sobre os níveis de armazenamento na trincheira e vala em alguns eventos e que as estruturas não são sensíveis às alterações do período de retorno dos eventos. De acordo com Souza (2002) a precipitação antecedente, a umidade do solo e a duração do evento podem criar condições mais críticas sobre os níveis de armazenamento em trincheiras do que o período de retorno do próprio evento. Graciosa; Mendiondo; Chaudry (2005) advertem sobre a condição inicial de umidade do solo e a influência na eficiência de trincheiras no caso de eventos sucessivos.

Apresentam-se na Figura 41 o período de retorno dos eventos monitorados versus nível de água armazenado na trincheira e vala de infiltração, evidenciando não haver relação entre um e outro.

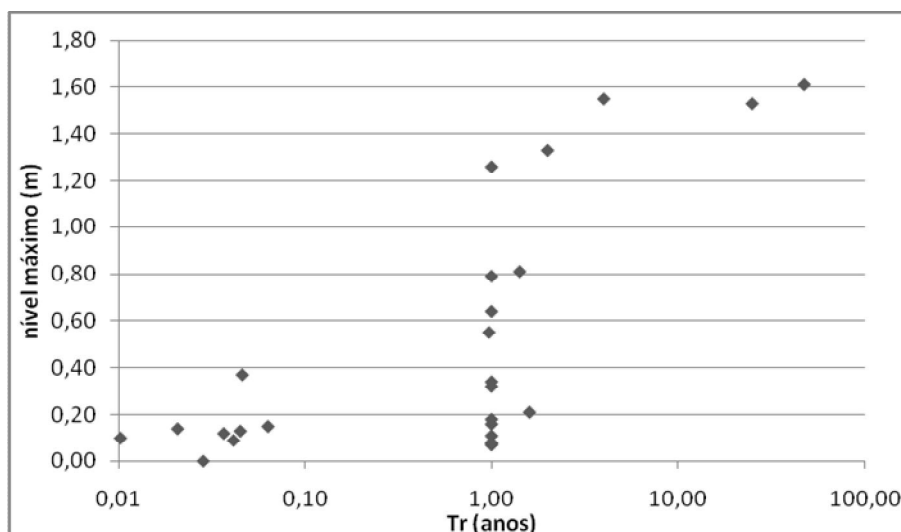


Figura 41: Comparação entre níveis de água e período de retorno dos eventos observados

O tempo de esvaziamento da estrutura é importante parâmetro na concepção de projetos de estruturas de infiltração, pois condiciona a aptidão da mesma para retornar a sua capacidade de amortecimento do evento seguinte. Tempos de esvaziamento muito longos possibilitam também a estagnação das águas e formação de espelhos d'água, favorecendo o desenvolvimento de vetores de doenças (Baptista; Nascimento; Barraud, 2005). Os autores recomendam tempos de esvaziamento inferiores a 24 horas.

O tempo de esvaziamento máximo observado foi de 453 minutos (7,5 horas), para o evento do dia 21/02/2011, sendo que a formação de espelho d'água manteve-se por 215 minutos (3,5 horas). Baptista; Nascimento; Barraud (2005) recomendam tempo de esvaziamento inferior a 24 horas.

5.3.1 Taxas de infiltração da trincheira e vala calculadas pela equação da continuidade

Apresentam-se na Tabela 15 e Figura 42 os valores das taxas de infiltração final da trincheira, determinadas pela equação de continuidade (equações 22 e 23), com valores que precedem o esvaziamento completo da estrutura.

Selecionaram-se 16 eventos com registro de nível de água na trincheira e vala e sem ocorrência de afogamento do vertedor para determinação das taxas de infiltração final da

trincheira. As características de infiltração na trincheira são semelhantes às características do ensaio de poço invertido, em que predominam infiltração horizontal e a diferentes profundidades. As taxas de infiltração final resultaram em valor médio de $1,01 \times 10^{-5}$ m/s (36 mm/h), inferior ao valor médio obtido em ensaios de infiltração em campo com poço invertido de $2,30 \times 10^{-5}$ m/s (83 mm/h). A taxa de infiltração da trincheira, entretanto, está dentre os valores obtidos com duplo anel ($6,05 \times 10^{-6}$ m/s) e poço invertido.

Tabela 15: Taxas de infiltração calculadas pela equação de continuidade

Data do evento	Taxa de infiltração final (m/s)
23/jan	$7,45 \times 10^{-6}$
02/fev	$1,06 \times 10^{-5}$
04/fev	$7,62 \times 10^{-6}$
12/fev	$7,62 \times 10^{-6}$
14/fev	$1,02 \times 10^{-5}$
16/fev	$9,95 \times 10^{-6}$
23/fev	$7,51 \times 10^{-6}$
26/fev	$1,52 \times 10^{-5}$
27/fev	$1,77 \times 10^{-5}$
01/mar	$1,02 \times 10^{-5}$
02/mar	$4,17 \times 10^{-6}$
05/mar	$7,63 \times 10^{-6}$
10/mar	$7,47 \times 10^{-6}$
12/mar	$1,01 \times 10^{-5}$
28/mar	$1,76 \times 10^{-5}$
29/mar	$1,02 \times 10^{-5}$
Média	$1,01 \times 10^{-5}$

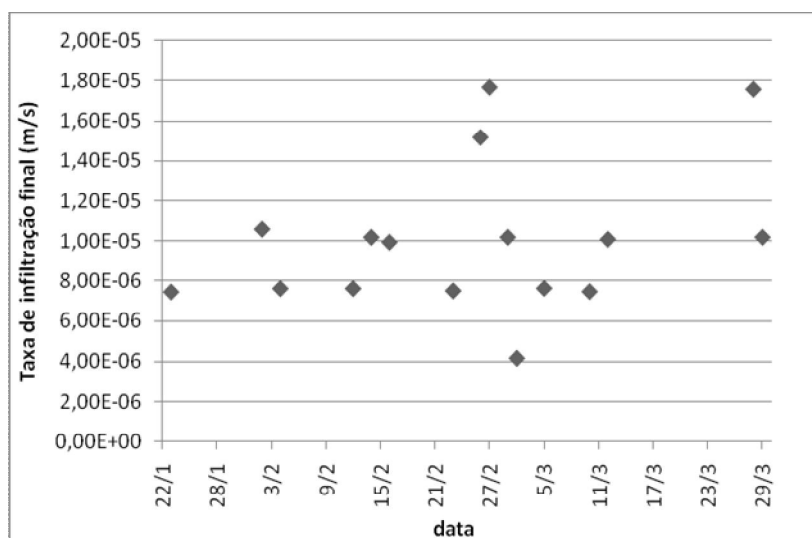


Figura 42: Taxa de infiltração final calculadas pela equação de continuidade

5.4 Modelagem do sistema FVT

A modelagem do sistema FVT foi realizada pelo método PULS e pelo modelo SWMM, selecionando-se 9 eventos monitorados, descritos na Tabela 16. Os demais eventos foram inviabilizados para modelagem, pois ocorreram afogamento do vertedor e/ou perdas de carga no canal diafragma, com provável alteração na vazão de entrada no sistema de infiltração; e registro de nível de água armazenado no sistema inferior a 0,10 m.

Tabela 16: Eventos selecionados para modelagem do sistema FVT

Data do evento	Precip. (mm)	duração (min)	intensidade (mm/min)	Tr (anos)	h_máx. observado (m)	I_pico observada (L/s)	Tempo de esvaziamento observado (min)
23/jan	10,80	30	0,36	0,0	0,14	24,3	111
04/fev	41,79	340	0,12	1,4	0,83	12,9	226
14/fev	13,72	24	0,57	0,1	0,16	11,7	104
16/fev	26,92	46	0,59	1,0	0,55	26,7	189
23/fev	14,22	32	0,44	0,1	0,34	17,1	148
26/fev	40,39	86	0,47	3,3	1,33	35,0	278
27/fev	49,28	91	0,54	8,6	1,55	45,0	383
12/mar	22,10	41	0,54	0,4	0,64	16,0	213
28/mar	27,43	59	0,46	0,7	1,26	15,0	258

Fez-se a análise da sensibilidade isoladamente dos parâmetros que representam perdas por retenção em áreas permeáveis (h_v e h_f), impermeáveis (h_i) e por infiltração no solo (f_v , f_p , f_0 , f_c e k_f). Considerou-se evento de 16/02/2011 para a análise de sensibilidade, em que se registraram valores intermediários de precipitação, período de retorno, nível de água armazenada na trincheira, tempo de esvaziamento e vazão afluente ao sistema FVT, representativo dos demais eventos (Tabela 16).

Consideraram-se eventos monitorados com características distintas de precipitação (altura total e período de retorno), de retenção na trincheira e vala (nível de água e tempo de esvaziamento) e de vazão de pico afluente ao sistema FVT para calibração dos modelos. Consideram-se, portanto, os eventos ocorridos em 23/01/2011, 16/02/11 e 27/02/11 (ver Tabela 16).

A validação dos modelos foi realizada para os demais eventos (04/02/2011, 14/02/2011, 23/02/2011, 26/02/2011, 12/03/2011 e 28/03/2011) utilizando-se valores médios obtidos na calibração de cada parâmetro.

São apresentados nos itens 5.4.1 e 5.4.2 os resultados da modelagem pelo método de PULS e SWMM, respectivamente. Posteriormente, no item 5.4.3 são apresentados os resultados da simulação dos eventos com registro de afogamento do vertedor.

5.4.1 Modelagem do sistema FVT utilizando PULS

5.4.1.1 Análise de sensibilidade

Analisaram-se a sensibilidade dos parâmetros h_v , h_f , f_v e f_p para modelagem do sistema FVT utilizando PULS. Para a análise de sensibilidade considerou-se evento de 16/02/2011, utilizando-se valores médios de cada parâmetro como referência. Os resultados da análise de sensibilidade são apresentados nas Tabelas 17 e 18 e Figuras 43 e 44.

Analisaram-se separadamente a sensibilidade dos parâmetros que representam perdas por retenção em áreas permeáveis (h_v e h_f) daqueles que representam a infiltração no solo (f_v e f_p), comparando-se níveis de água armazenados e tempos de esvaziamento da trincheira. Constatou-se que estes parâmetros são sensíveis à calibração para modelagem pelo método de PULS.

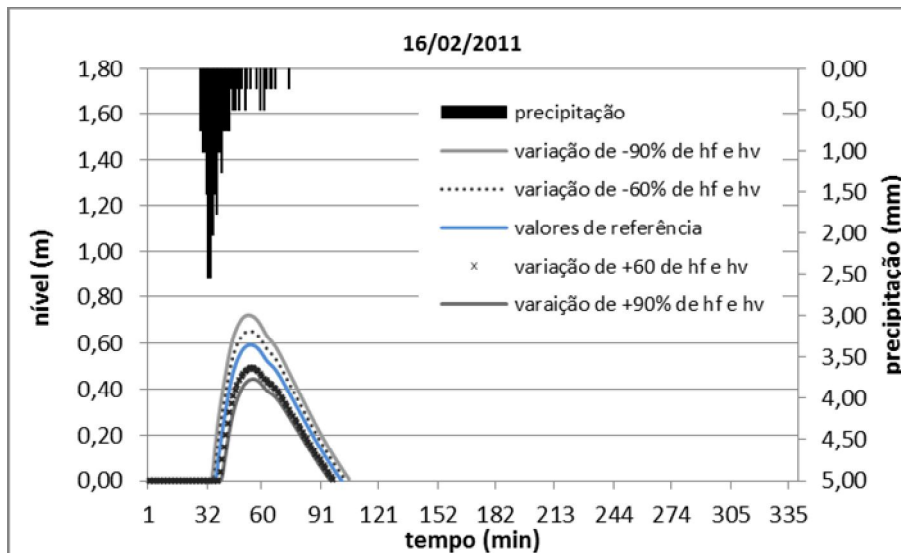
Os parâmetros h_f e h_v influenciam no nível máximo armazenado na trincheira, porém, não influenciam ou influenciam pouco nos tempos de esvaziamento (Figura 43). Os parâmetros f_v e f_p influenciam nos tempos de esvaziamento do sistema e nível máximo armazenado na trincheira e no formato da curva de nível de armazenamento calculada (Figura 44).

Tabela 17: Sensibilidade dos parâmetros de retenção h_v e h_f

variação do parâmetro (%)	valor de h_v (mm)	valor de h_f (mm)	erro $h_{máx}$ armazenado (%)	erro tempo de esvaziamento da trincheira (%)
-90	0,6	1,0	22,0	8,5
-60	2,5	4,0	10,2	6,4
-30	4,4	7,0	0,0	2,1
0	6,3	10,0	0,0	0,0
30	8,1	13,0	-8,5	-2,1
60	10,0	16,0	-16,9	-6,4
90	11,9	19,0	-25,4	-10,6

Tabela 18: Sensibilidade dos parâmetros de retenção f_v e f_p

variação do parâmetro (%)	valor de f_v (m/s)	valor de f_p (m/s)	erro $h_{máx}$ armazenado (%)	erro tempo de esvaziamento da trincheira (%)
-50	$3,03 \times 10^{-6}$	$1,15 \times 10^{-5}$	30,5	391,5
-30	$4,24 \times 10^{-6}$	$1,61 \times 10^{-5}$	16,9	159,6
-15	$5,14 \times 10^{-6}$	$1,96 \times 10^{-5}$	8,5	44,7
0	$6,05 \times 10^{-6}$	$2,30 \times 10^{-5}$	0,0	0,0
15	$6,96 \times 10^{-6}$	$2,65 \times 10^{-5}$	-6,8	-12,8
30	$7,87 \times 10^{-6}$	$2,99 \times 10^{-5}$	-13,6	-23,4
50	$9,08 \times 10^{-6}$	$3,45 \times 10^{-5}$	-20,3	-34,0

**Figura 43:** resultado da variação dos parâmetros de retenção h_f e h_v

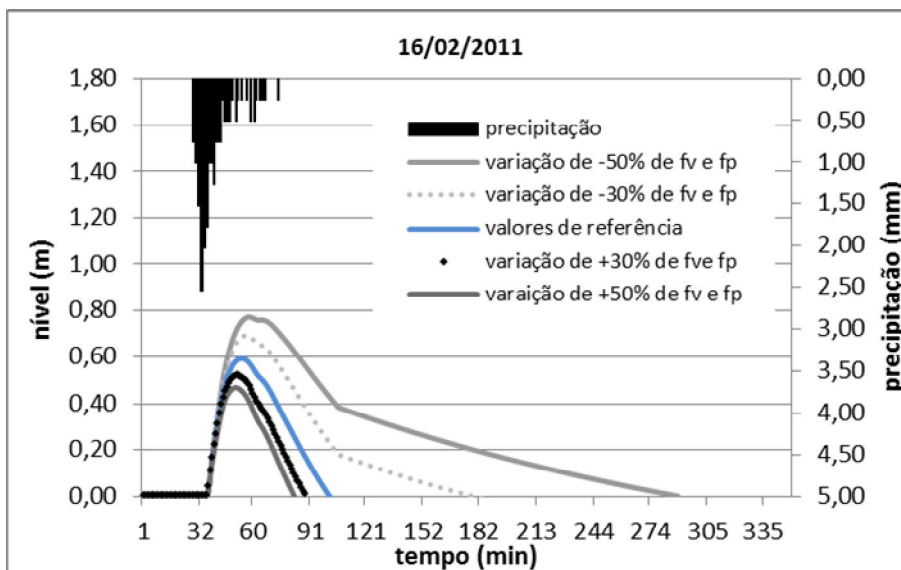


Figura 44: resultado da variação dos parâmetros de infiltração f_v e f_p

5.4.1.2 Calibração

Calibraram-se os parâmetros h_v , h_f , f_v e f_p para modelagem do sistema FVT pelo método de PULS, comparando-se níveis de água armazenados na trincheira e vala e tempos de esvaziamento. Realizaram-se adaptações do método, no cálculo do nível de armazenamento, para a calibração dos parâmetros f_v e f_p . Para calibração, simularam-se os eventos ocorridos em 23/01/2011, 16/02/2011 e 27/02/2011. Os resultados da calibração são apresentados na Tabela 19 e nas Figuras 45 a 48.

A calibração resultou em valores médios de NS, erro absoluto de nível máximo de armazenamento e erro absoluto de tempo de esvaziamento de 0,65, 11% e 19%, respectivamente. Os parâmetros h_f e h_v calibrados resultaram em valores médios de 7,8 e 14,3 milímetros, respectivamente. Os parâmetros f_v e f_p calibrados resultaram em valores médios de $3,63 \times 10^{-6}$ m/s (13,1 mm/h) e $1,37 \times 10^{-5}$ m/s (49,3 mm/h), respectivamente. Há coerência no valor médio de f_p calibrado com valor médio de taxa de infiltração final da trincheira ($1,01 \times 10^{-5}$ m/s ou 36 mm/h) obtido pela equação de continuidade (equação 22). Constata-se não haver relação entre a precipitação antecedente e os valores calibrados de f_v e f_p na calibração do modelo (Tabela 19).

A diferença entre o nível máximo calculado com observado no evento do dia 23/01/2011 foi de 0,04 m e erro de 26,7%. Entretanto, a diferença de nível máximo para

evento do dia 16/02/2011 foi de 0,03 m e erro de 6,1%. Constatou-se que níveis de armazenamento mais baixos resultam em erros de nível máximo maiores, pois o erro é relativo (Tabela 19). Observa-se nas Figuras 45, 46 e 47 semelhança entre as curvas de nível de água calculadas com observados.

Tabela 19: Resultados da calibração dos parâmetros h_f , h_v , f_v e f_p pelo método de PULS

	data do evento			média
	23/jan	16/fev	27/fev	
Precipitação (mm)	10,80	26,92	49,28	-
duração (min)	30	46	91	-
intensidade (mm/min)	0,36	0,59	0,54	-
Tr (anos)	0,0	1,0	8,6	-
*Precipitação antecedente de um dia (mm)	17,8	0,0	42,7	-
h_f (mm)	8	13	3	7,8
h_v (mm)	15	20	8	14,3
f_v (m/s)	$2,30 \times 10^{-6}$	$4,60 \times 10^{-6}$	$4,00 \times 10^{-6}$	$3,63 \times 10^{-6}$
f_p (m/s)	$1,30 \times 10^{-5}$	$1,30 \times 10^{-5}$	$1,50 \times 10^{-5}$	$1,37 \times 10^{-5}$
$h_{m\acute{a}x}$ armazenado observado (m)	0,14	0,55	1,55	-
$h_{m\acute{a}x}$ armazenado calculado (m)	0,18	0,58	1,54	-
Tempo de esvaziamento observado (min)	111	189	443	-
Tempo de esvaziamento calculado (min)	63	164	447	-
NS nível máximo armazenado	0,10	0,90	0,94	0,65
Erro $h_{m\acute{a}x}$ armazenado (%)	26,7	6,1	-0,6	11,1
Erro tempo de esvaziamento (%)	-43,2	-13,2	0,9	**19,1

*considera precipitação total diária **considerada média absoluta

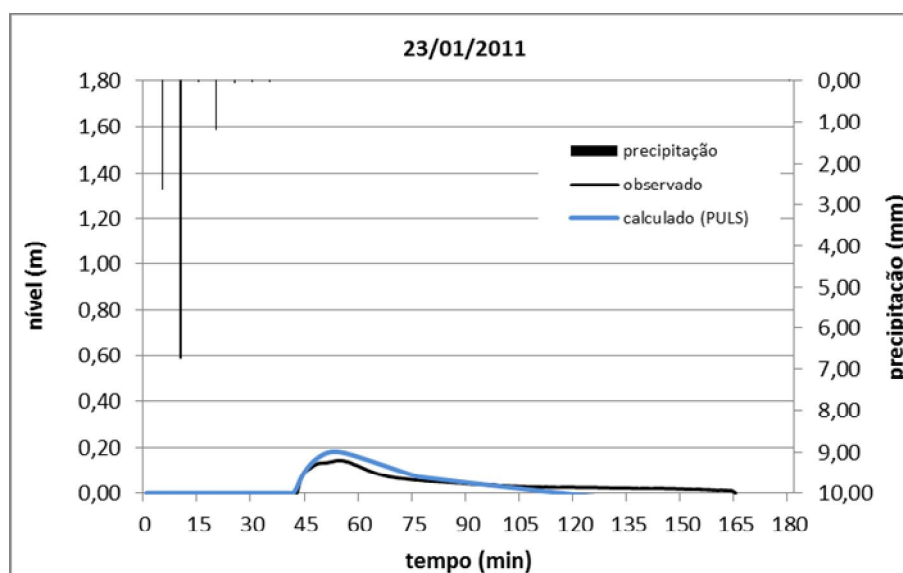


Figura 45: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados por PULS para evento do dia 23/01/2011

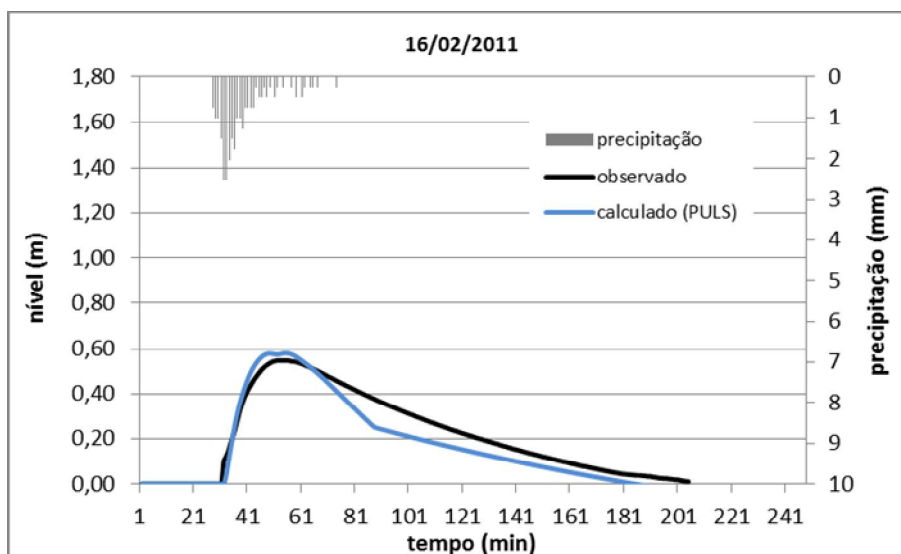


Figura 46: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados por PULS para evento do dia 16/02/2011

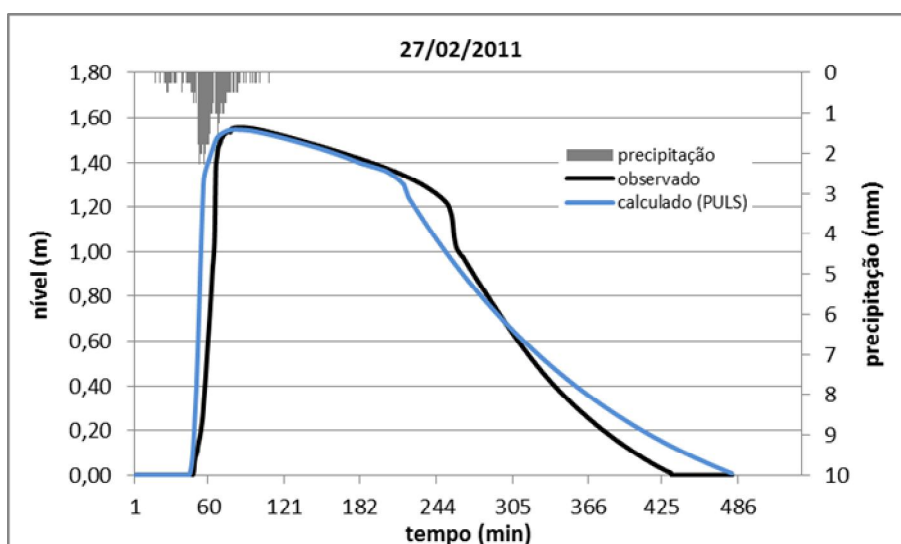


Figura 47: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados por PULS para evento do dia 27/02/2011

Na Figura 48 são apresentadas as vazões por infiltração calculadas por PULS e pela equação de continuidade (equação 22) para efeito de comparação e verificação. Constatase haver coerência entre as curvas de vazão por infiltração calculadas, exceto para os tempos de enchimento da estrutura.

O escoamento produzido nas áreas do filtro gramado e vala de infiltração que não puderam ser medidos e que contribuem para os volumes armazenados na trincheira, além de discrepantes variações de nível no interior da trincheira durante o período de enchimento do sistema de infiltração, causadas por limitações dos equipamentos eletrônicos, resultam em picos de vazão de infiltração calculadas pela equação de

continuidade maiores e em valores negativos (Figura 48). Ocorre, porém, compensação entre vazões positivas e negativas, sem interferência no volume infiltrado acumulado final. Segundo Lima et al. (2007) as incertezas na aquisição de dados hidrológicos resultam em variações significativas nos resultados das simulações. Andrade et al. (2007) também constataram incertezas na determinação da vazão de saída e ocorrência de vazões negativas.

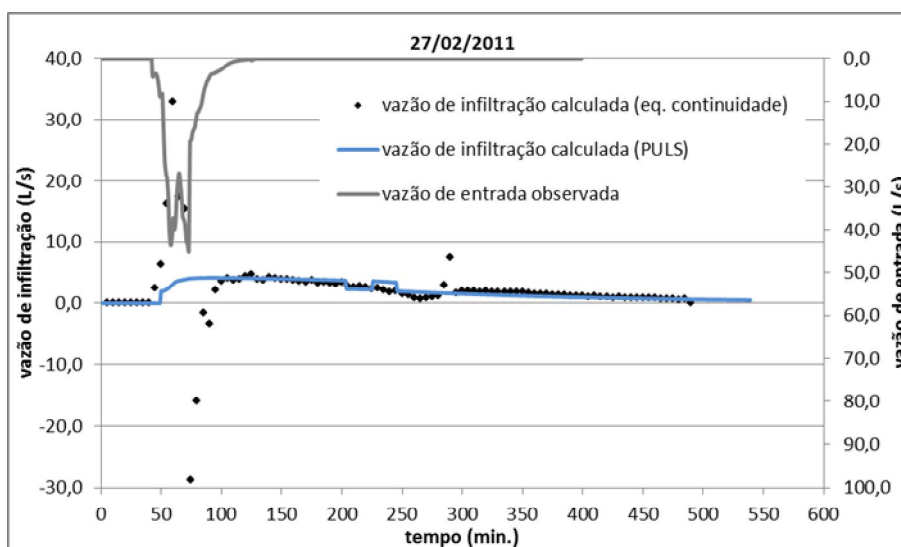


Figura 48: Hidrogramas de entrada no sistema FVT (após etapa 3 da Figura 16) e de saída por infiltração para evento do dia 27/02/2011

5.4.1.3 Validação

As modelagens realizadas pelo método de PULS com parâmetros calibrados resultaram em níveis de armazenamento na trincheira e vala calculados coerentes com observados (Tabela 20 e Figuras 49 a 52). Para efeito de comparação e verificação, comparam-se as vazões de infiltração calculadas por PULS e pela equação de continuidade (Figura 53). Observa-se coerência entre as curvas, exceto durante o tempo de enchimento do sistema, onde ocorrem picos de vazão e valores negativos.

A validação utilizando PULS, realizada com valores médios de cada parâmetro calibrado, apresentou erros de nível máximo armazenado entre -69% e -9%, com valor médio absoluto de 29%, sem ocorrência de extravasamento do sistema FVT nos eventos simulados. Os erros de tempo de esvaziamento são de -78% a 2%, com valor médio

absoluto de 36%. Os valores de NS variaram entre -0,98 e 0,98, com valor médio de 0,43. Obtiveram-se melhores resultados na calibração do que na validação. Portanto, os valores médios dos parâmetros calibrados pode não estar representando satisfatoriamente os demais eventos

Conforme constatado na calibração, eventos com nível de armazenamento menores resultam em erros de nível máximo maiores, pois o erro é relativo. A diferença entre níveis máximos de água armazenada na trincheira observados e calculados para o evento de 23/02/2011 é de 0,11 m e erro de -30,4%. Para o evento de 28/03/2011 a diferença de nível máximo de 0,12m corresponde a um erro de -9,3% (Tabela 20 e Figuras 51 e 53).

O evento de 12/03/2011 apresentou NS de -0,98 e erros de nível de água máximo e tempos de esvaziamento em torno de -70%. Este evento corresponde a 54% da precipitação total diária (40,64 mm e 794 minutos de duração) (apêndice 5). Limitações da modelagem impossibilitaram simulações contínuas e a representação dos efeitos do umedecimento do solo, da redução das taxas de infiltração e da satisfação das condições de retenção, anteriormente ao evento modelado, sobre os níveis de armazenamento e tempos de esvaziamento.

Tabela 20: Resultados da validação dos eventos modelados pelo método de PULS

Dados observados							Dados calculados		Comparações		
Evento	Precip. (mm)	Dur. (min)	Intens. média (mm/min)	Tr (anos)	h ^{máx} armazen. obs. (m)	Tempo de esvaz. obs. (min)	h ^{máx} armazen. calc. (m)	Tempo de esvaz. calc. (min)	NS nível de água	Erro h ^{máx} (%)	Erro tempo de esvaz. (%)
04/fev	41,79	340	0,12	1,4	0,83	226	0,80	135	0,94	-3,1	-35,4
14/fev	13,72	24	0,57	0,1	0,17	104	0,07	21	0,30	-57,0	-77,9
23/fev	14,22	32	0,44	0,1	0,34	148	0,23	127	0,51	-30,4	-9,5
26/fev	40,39	86	0,47	3,3	1,33	278	1,39	220	0,81	4,9	-20,5
12/mar	22,10	41	0,54	0,4	0,64	213	0,20	56	-0,98	-68,0	-71,4
28/mar	27,43	59	0,46	0,7	1,26	258	1,14	263	0,98	-9,3	1,9
Média									0,43	*28,8	*36,0

*considerada média absoluta

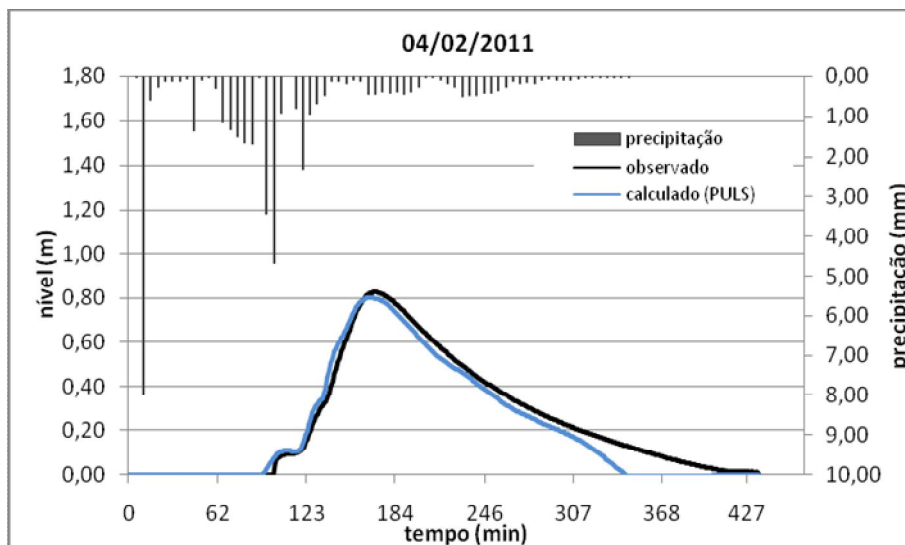


Figura 49: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados por PULS para evento do dia 04/02/2011

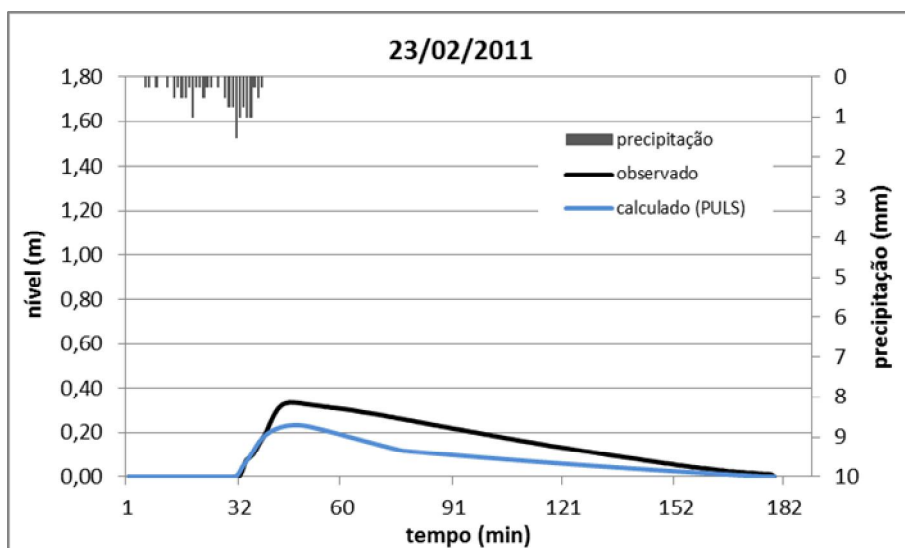


Figura 50: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados por PULS para evento do dia 23/02/2011

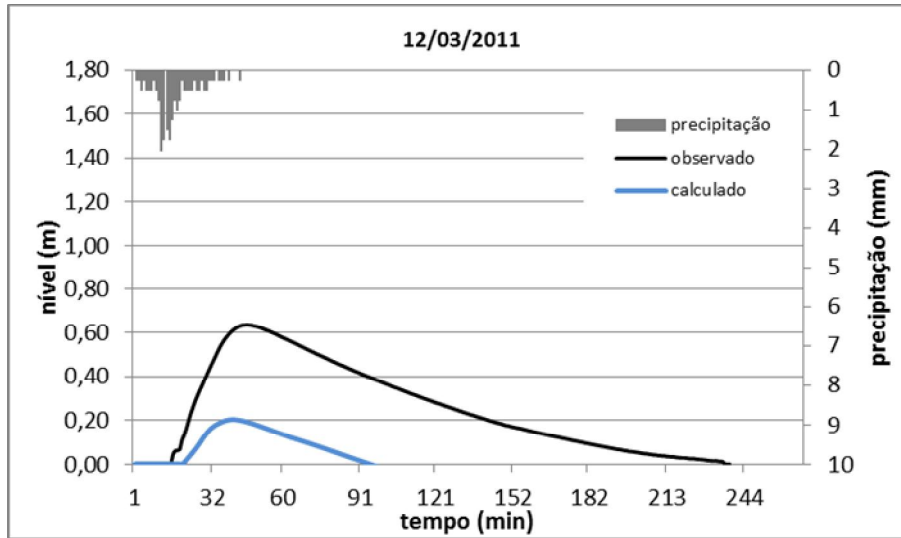


Figura 51: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados por PULS para evento do dia 12/03/2011

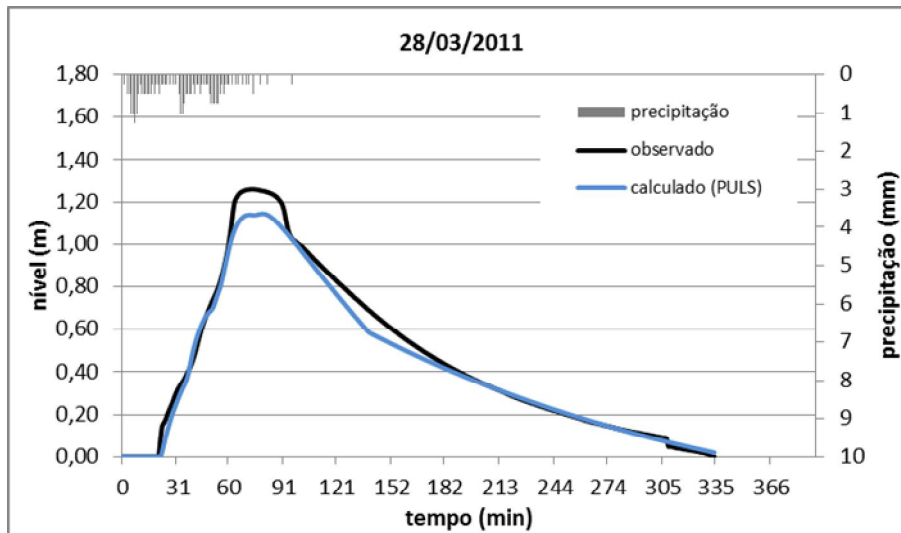


Figura 52: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados por PULS para evento do dia 28/03/2011

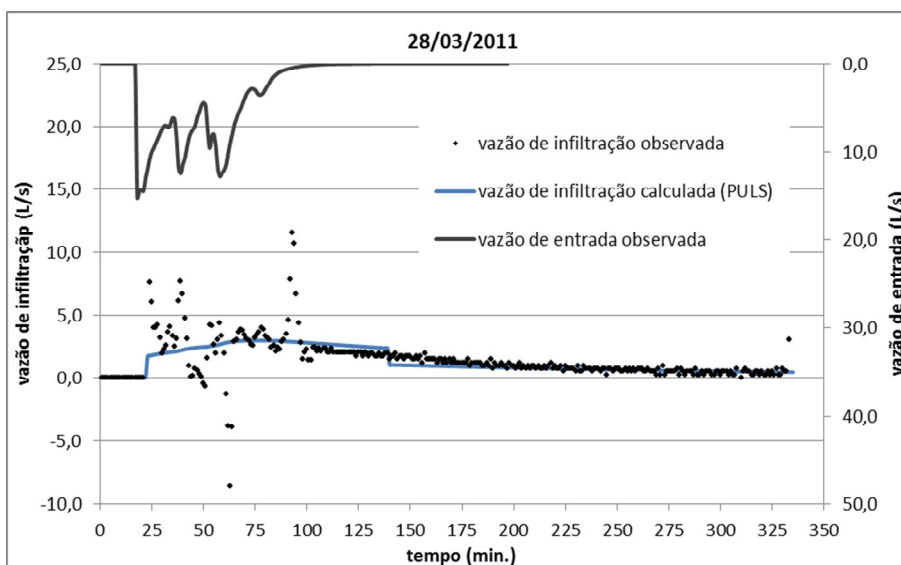


Figura 53: Hidrogramas de entrada no sistema FVT (após etapa 3 da Figura 16) e de saída por infiltração para evento do dia 28/03/2011

5.4.2 Modelagem do sistema FVT utilizando SWMM

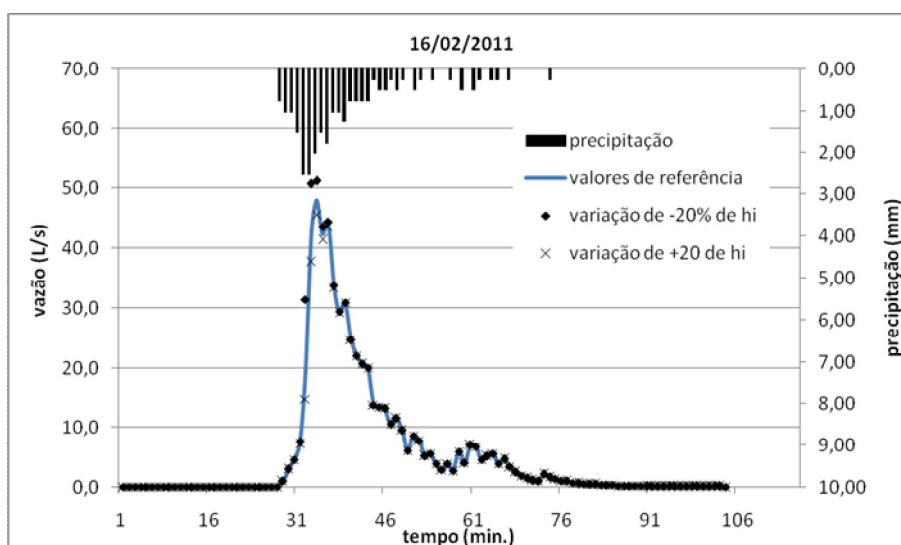
5.4.2.1 Análise de sensibilidade

Fez-se a análise de sensibilidade dos parâmetros h_i , f_0 , f_c e k_f para modelagem do sistema FVT utilizando SWMM. Para análise de sensibilidade, utilizou-se evento de 16/02/2011, com valores médios de cada parâmetro como referência.

Analisou-se a sensibilidade do parâmetro da sub-bacia “Depto Medicina” que representa perdas por retenção em áreas impermeáveis (h_i) comparando-se os erros de vazão de pico (I_{pico}) e volume afluente ao sistema FVT (VESD) (após etapa 3 das Figuras 15 e 16). A variação de 2mm (entre 4,1 e 6,2mm) do parâmetro h_i altera I_{pico} em 11% e VESD em 7%. Constatou-se que o parâmetro h_i influencia tanto nas vazões de pico quanto nos volumes acumulados afluentes ao sistema FVT (Tabela 21 e Figura 54).

Tabela 21: Sensibilidade do parâmetro de retenção h_i da sub-bacia “Depto medicina”

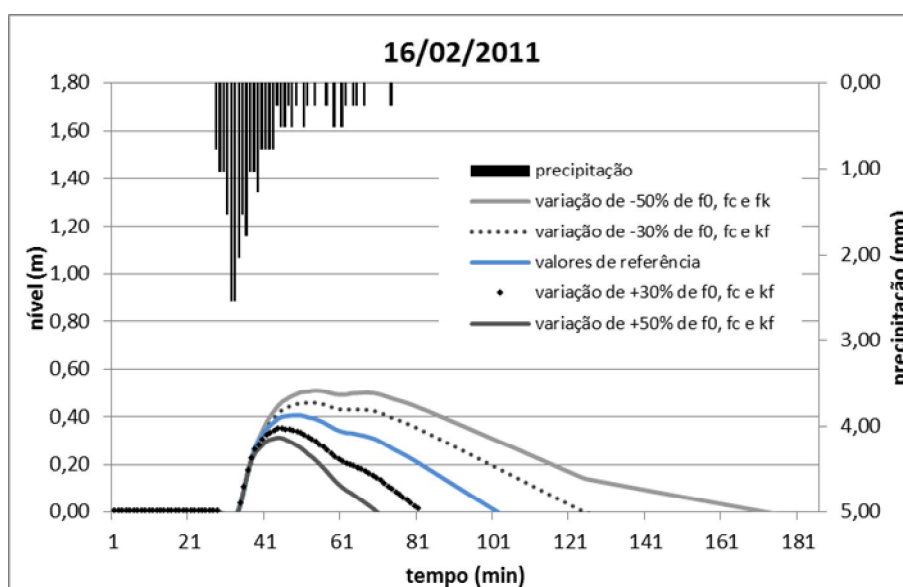
variação (%)	valor de h_i (mm)	erro I_{pico} (%)	erro VESD (%)
-20	4,1	4,71	3,18
-15	4,4	3,69	2,41
-10	4,6	2,66	1,65
0	5,2	-1,84	-1,08
10	5,7	-3,07	-1,68
15	5,9	-4,92	-2,61
20	6,2	-6,76	-3,52

**Figura 54:** Resultado da variação do parâmetro de retenção h_i da sub-bacia “Depto Medicina” sobre ESD

Analisou-se a sensibilidade dos parâmetros da sub-bacia “trincheira” f_0 , f_c e K_f , utilizando-se valores médios de cada parâmetro como referência, comparando-se os erros de nível máximo de água armazenado na trincheira (calculados pela equação 24 e 25, a partir de dados gerados pelo SWMM) e os tempos de esvaziamento. Constatou-se que estes parâmetros são sensíveis à calibração e influenciam tanto nos níveis máximos armazenados quanto nos tempos de esvaziamento da estrutura. Os resultados são apresentados na Tabela 22 e Figura 55.

Tabela 22: Sensibilidade dos parâmetros de infiltração f_0 , f_c e k_f da sub-bacia “trincheira”

variação (%)	valor de f_0 (m/s)	valor de f_c (m/s)	valor de k_f (h^{-1})	Erro h_{max} (%)	erro tempo de esvaziamento (%)
-50	$3,60 \times 10^{-5}$	$1,15 \times 10^{-5}$	6,8	24,4	126,9
-30	$5,04 \times 10^{-5}$	$1,61 \times 10^{-5}$	5,9	12,2	40,4
-15	$6,12 \times 10^{-5}$	$1,96 \times 10^{-5}$	5,2	4,9	9,6
0	$7,20 \times 10^{-5}$	$2,30 \times 10^{-5}$	0,0	0,0	0,0
15	$8,28 \times 10^{-5}$	$2,65 \times 10^{-5}$	3,8	-9,8	-13,5
30	$9,36 \times 10^{-5}$	$2,99 \times 10^{-5}$	3,2	-14,6	-30,8
50	$1,08 \times 10^{-4}$	$3,45 \times 10^{-5}$	2,3	-24,4	-48,1

**Figura 55:** Resultado da variação dos parâmetros de infiltração f_0 , f_c e k_f da sub-bacia “trincheira”

5.4.2.2 Calibração

Calibraram-se os parâmetros h_i da sub-bacia “Depto medicina”, comparando-se vazões e volumes de entrada no sistema FVT (após etapa 3 das Figuras 15 e 16), e os parâmetros f_0 , f_c e k_f da sub-bacia “trincheira”, comparando-se os níveis armazenados e tempos de esvaziamento da trincheira. Para calibração, simularam-se os eventos de 23/02/2011, 16/02/2011 e 27/02/2011. Os resultados da calibração dos parâmetros para modelagem do sistema FVT pelo SWMM são apresentados na Tabela 23 e Figuras 56 a 61.

A calibração do parâmetro h_i da sub-bacia “Depto medicina” resultou em valor médio de 6,3 milímetros. A calibração dos parâmetros f_0 , f_c e k_f da sub-bacia “trincheira”,

realizada a partir dos valores obtidos em ensaios de infiltração em campo com poço invertido, resultou em valores médios de $3,60 \times 10^{-5}$ m/s (130 mm/h), $1,63 \times 10^{-5}$ m/s (59 mm/h) e $2,8 \text{ h}^{-1}$, respectivamente. Há coerência no valor de f_c calibrado comparando-o com valor médio de taxa de infiltração final na trincheira ($1,01 \times 10^{-5}$ m/s ou 36 mm/h) obtido pela equação de continuidade. Constata-se não haver relação entre a precipitação antecedente e os valores calibrados de f_0 , f_c e k_f na calibração do modelo.

As vazões afluentes ao sistema FVT geradas no SWMM, produzidas pela sub-bacia “Depto. Medicina” diretamente conectada à sub-bacia à jusante, resultaram em picos de vazões superiores aos observados. As causas dos erros de pico de vazão são os elementos e características da rede de drenagem que não puderam ser representadas e simuladas pelo modelo e que atuam sobre a propagação do fluxo na rede, como aumento do tempo de concentração e refluxo. Há ainda a possibilidade de erro e incertezas na aquisição de dados de vazão afluente ao sistema FVT e que não foram consideradas nas simulações.

O valor médio de NS das vazões de entrada no sistema FVT obtido na calibração é de 0,59. Os erros médios absolutos de vazão de pico e volume afluente ao sistema FVT são de 43% e 18%, respectivamente.

Calcularam-se os níveis de armazenamento e os tempos de esvaziamento da trincheira pela equação de continuidade, a partir de dados de vazões gerados no SWMM, considerando área de infiltração da estrutura constante e independente do nível de água. Os níveis e tempos de esvaziamento calculados são inferiores aos observados. A calibração dos parâmetros f_0 , f_c e k_f resultou em erros médios absolutos de tempo de esvaziamento e nível máximo armazenado de 59% e 47%, respectivamente NS médio de -0,02.

A modelagem de estruturas de infiltração realizadas pelo SWMM desconsiderando o efeito do nível de água armazenado sobre as áreas de infiltração, considerada constante no modelo, impossibilitaram a simulação da infiltração na vala de infiltração, para eventos com registro de nível de água superior a 1,30 metros (acima do nível da trincheira de infiltração). Os valores negativos de infiltração determinados pela equação de continuidade e as adequações do modelo para simulação de trincheiras inviabilizaram a comparação das vazões de infiltração.

Tabela 23: Resultados da calibração dos parâmetros h_i , f_0 , f_c e k_f

características do evento	data do evento	23/jan	16/fev	27/fev	Valor médio	
	Precipitação (mm)	10,80	26,92	49,28	-	
	duração (min)	30	46	91	-	
	intensidade (mm/min)	0,36	0,59	0,54	-	
	Tr (anos)	0,0	1,0	8,6	-	
	Precipitação antecedente (mm)	17,8	0	42,67		
depto medicina	parâmetro	armaz. Imperm. (mm)	6,3	6,3	6,3	6,3
	I_{pico} (L/s)	observado	24,3	26,7	45,0	-
		calculado	36,6	42,5	53,2	-
	VESD (m3)	observado (m3)	7,56	20,5	64,0	-
		calculado (m3)	7,46	31,2	64,6	-
	Erro (%)	I_{pico}	50,4	59,1	18,3	42,6
		VESD	-1,3	52,3	0,9	*18,2
NS	vazão afluyente	0,36	0,56	0,86	0,59	
trincheira	parâmetro	f_0 (m/s)	$7,2 \times 10^{-5}$	$1,8 \times 10^{-5}$	$1,8 \times 10^{-5}$	$3,60 \times 10^{-5}$
		f_c (m/s)	$2,3 \times 10^{-5}$	$1,3 \times 10^{-5}$	$1,3 \times 10^{-5}$	$1,63 \times 10^{-5}$
		K_f (h^{-1})	4,5	2	2	2,8
	$h_{m\acute{a}x}$ armazenado (m)	observado	0,14	0,55	1,55	-
		calculado	0	0,41	1,30	-
	tempo de esvaziamento (min)	observado	111	189	383	-
		calculado	0	71	332	-
	Erro (%)	$h_{m\acute{a}x}$ armazenado	-100	-24,7	-16,51	*47,1
		tempo de esvaziamento	-100	-62,4	-13,32	*58,6
	NS	nível de água	-0,82	0,29	0,47	-0,02

*considera precipitação total diária **considerada média absoluta

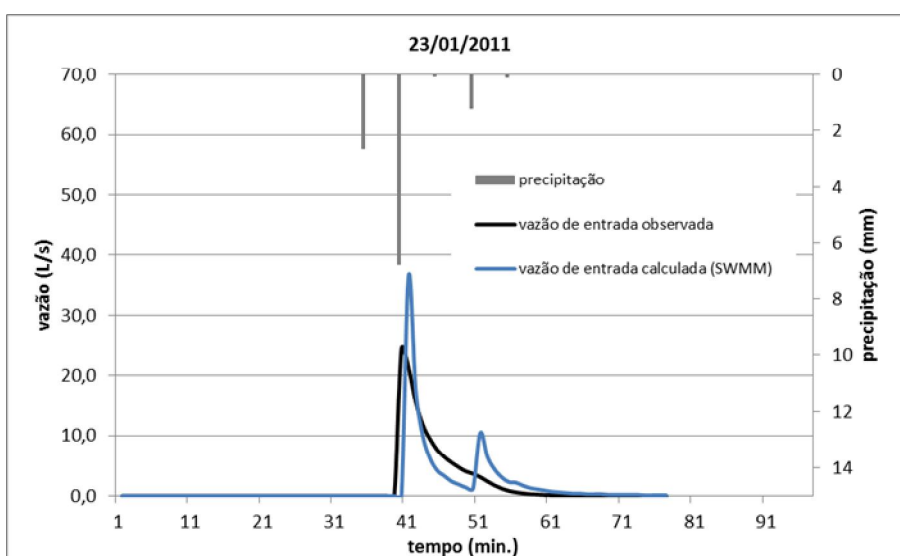


Figura 56: Hidrogramas de entrada no sistema FVT (após etapa 3 das Figuras 15 e 16) para evento do dia 23/01/2011

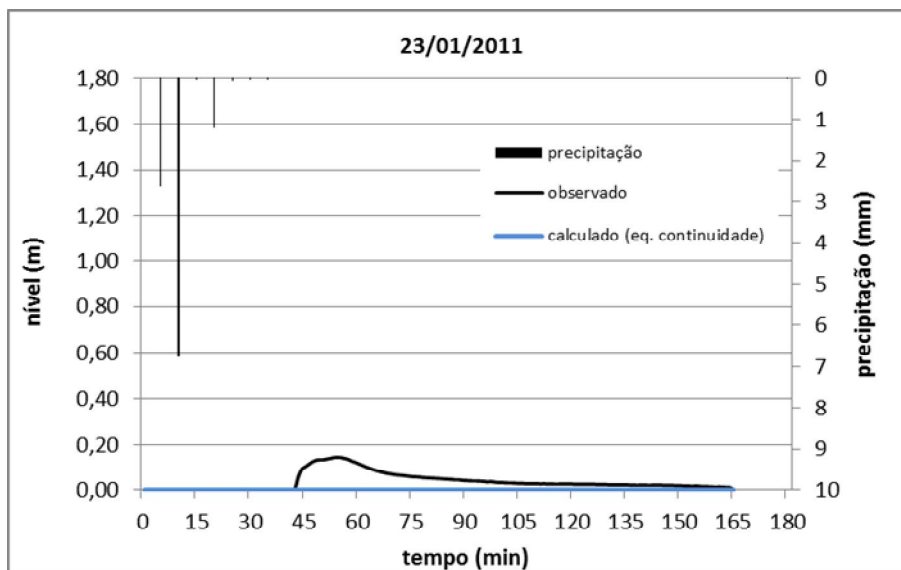


Figura 57: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados a partir de dados do SWMM para evento do dia 23/01/2011

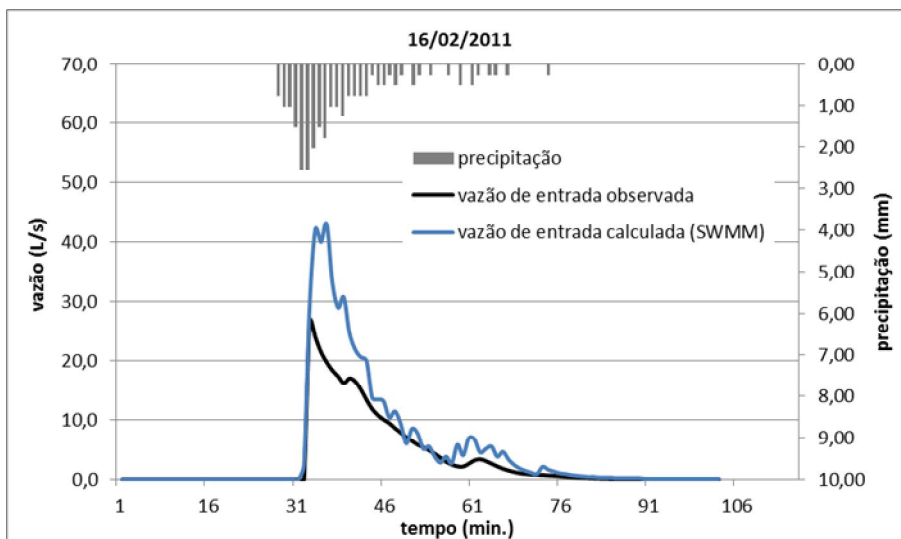


Figura 58: Hidrogramas de entrada no sistema FVT (após etapa 3 das Figuras 15 e 16) para evento do dia 16/02/2011

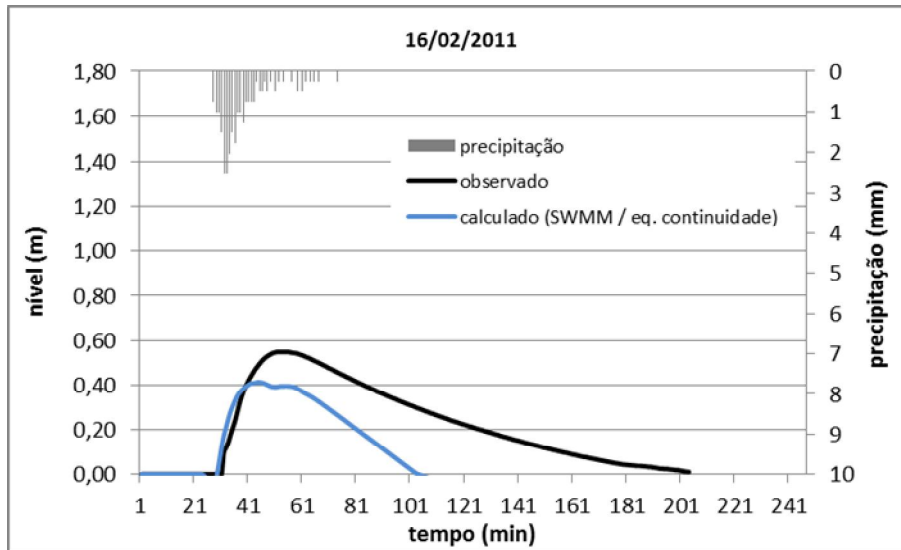


Figura 59: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados a partir de dados do SWMM para evento do dia 16/02/2011

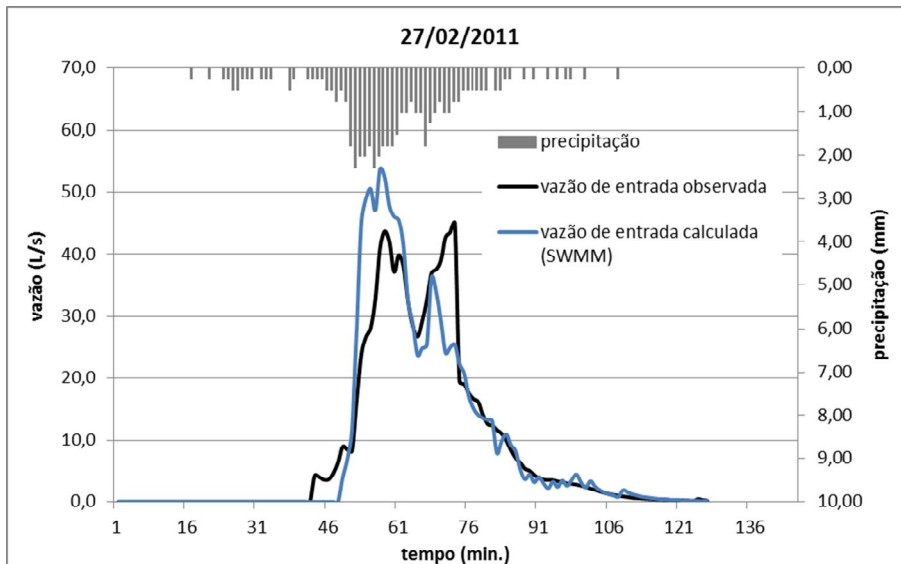


Figura 60: Hidrogramas de entrada no sistema FVT (após etapa 3 das Figuras 15 e 16) para evento do dia 27/02/2011

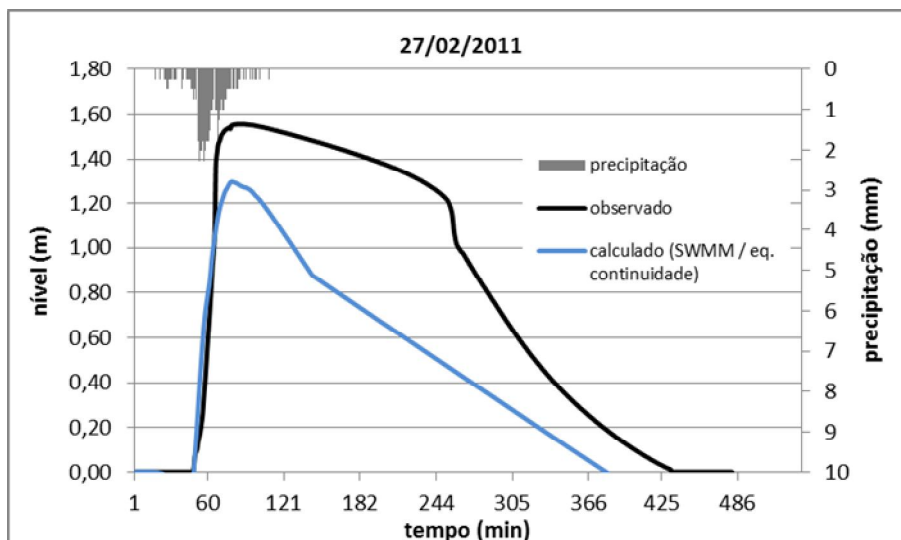


Figura 61: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados a partir de dados do SWMM para evento do dia 27/02/2011

5.4.2.3 Validação

As modelagens utilizando SWMM com parâmetros calibrados resultaram em majoração de vazões e volumes afluentes ao sistema FVT (após etapa 3 das Figuras 15 e 16) e minoração dos níveis de armazenamento e tempos de esvaziamento da trincheira. Observam-se diferenças nas curvas de vazão de entrada e de nível de armazenamento na trincheira (Figuras 62 a 67). Na Figura 68, para efeito de comparação e verificação, são apresentadas as curvas de taxa de infiltração calculadas com SWMM e equação de continuidade. Observa-se coerência entre as curvas de infiltração nos instantes de esvaziamento da estrutura.

A validação da modelagem utilizando SWMM, realizada com valores médios de cada parâmetro calibrado, resultou em erros na determinação da vazão de pico afluente ao sistema FVT entre 26% e 133%, com valor médio de 58%. Os erros de volumes acumulados afluentes ao sistema FVT são de -7,6 a 71%, com erro médio absoluto de 35%. Os valores de NS são de -0,94 a 0,84, com valor médio de 0,02.

Eventos com vazões menores resultam em erros de pico de vazão maiores, pois o erro é relativo. A diferença entre vazões máximas afluentes ao sistema FVT observadas e calculadas para o evento de 04/02/2011 é de 10 L/s e erro de 80%. Para o evento de

26/02/2011, a diferença de 13 L/s corresponde a um erro de 36% (Tabela 23 e Figuras 62 e 64). O mesmo ocorre quando comparados níveis de armazenamento.

Os resultados da modelagem do sistema FVT utilizando SWMM apresentaram baixo NS, com valores entre -1,39 e -0,34, com valor médio de -0,79. Os erros de nível máximo armazenado na trincheira são de -88% a -47%, com valores médios absolutos de 72%. Os erros dos tempos de esvaziamento da trincheira de infiltração são de -94% e -49%, com valores médios absolutos de 79%. O erro é influenciado pela adaptação do modelo para simulação de estruturas de infiltração, como trincheiras, onde a área de infiltração corresponde às superfícies totais das paredes e fundo da estrutura, independente do nível de água, conforme citado por Huber; Cannon; Stouder (2006), resultando em vazões de infiltração maiores e tempos de esvaziamento menores. Em nenhum dos eventos simulados ocorreu extravasamento do sistema FVT. Conforme constatado nas modelagens pelo método de PULS, os valores médios dos parâmetros calibrados podem não estar representando satisfatoriamente os demais eventos.

Tabela 24: Resultados da validação dos eventos modelados com SWMM

Características do evento						Sub-bacia depto Medicina				Sub-bacia trincheira									
Evento	Precip. (mm)	dur. (min)	intens. (mm/min)	Tr (anos)	I_pico (L/s)		VESD (m3)		Erro(%)		NS vazão afluente		h_max armazen. (m)		tempo de esvaz. (min)		Erro (%)		NS nível de água
					obs	calc.	obs	calc.	I_pico	VESD	Obs. (m)	Calc. (m)	obs	calc.	h_máx (%)	tempo de esvaz. (%)			
4/fev	41,79	340	0,12	1,4	12,9	23,2	31,8	53,4	80,1	67,8	-0,94	0,83	0,21	226	58	-74,7	-74,3	-0,49	
14/fev	13,72	24	0,57	0,1	11,7	14,7	7,9	11,1	26,0	41,0	0,63	0,16	0,02	104	8	-87,5	-92,3	-0,46	
23/fev	14,22	32	0,44	0,1	17,1	24,5	12,9	11,9	43,6	-7,6	0,53	0,34	0,08	148	9	-76,5	-93,9	-1,39	
26/fev	40,39	86	0,47	3,3	34,8	47,4	47,7	51,8	36,3	8,7	0,84	1,33	0,71	278	142	-46,6	-48,9	-0,34	
12/mar	22,10	41	0,54	0,4	15,6	36,3	13,9	23,8	133,0	71,3	-1,43	0,64	0,20	213	27	-68,8	-87,3	-1,22	
28/mar	27,43	59	0,46	0,7	15,2	19,4	31,3	36,0	28,0	14,8	0,47	1,26	0,30	258	54	-76,2	-79,1	-0,86	
Média	-	-	-	-	-	-	-	-	57,8	+35,2	0,02	-	-	-	-	+71,7	+79,3	-0,79	

*considerada média absoluta

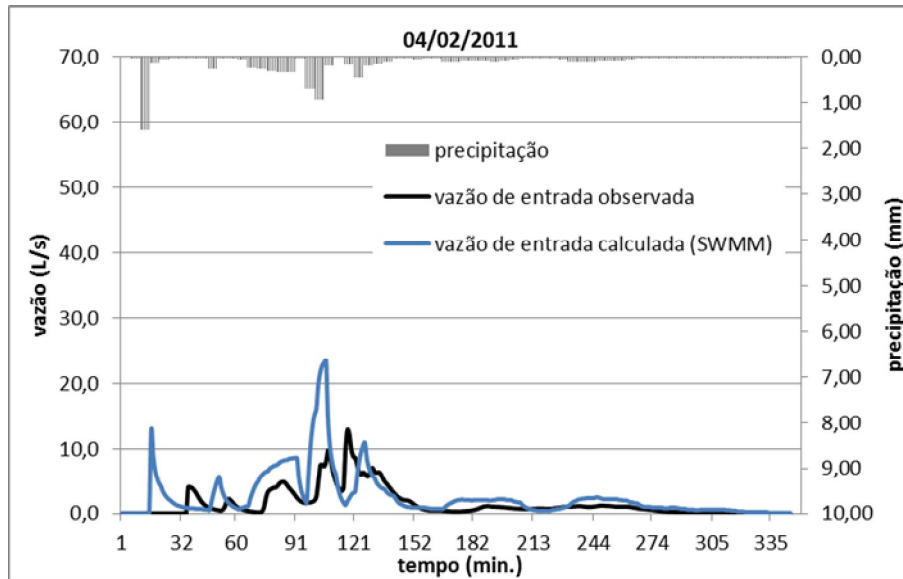


Figura 62: Hidrogramas de entrada no sistema FVT (após etapa 3 das Figuras 15 e 16) para evento do dia 04/02/2011

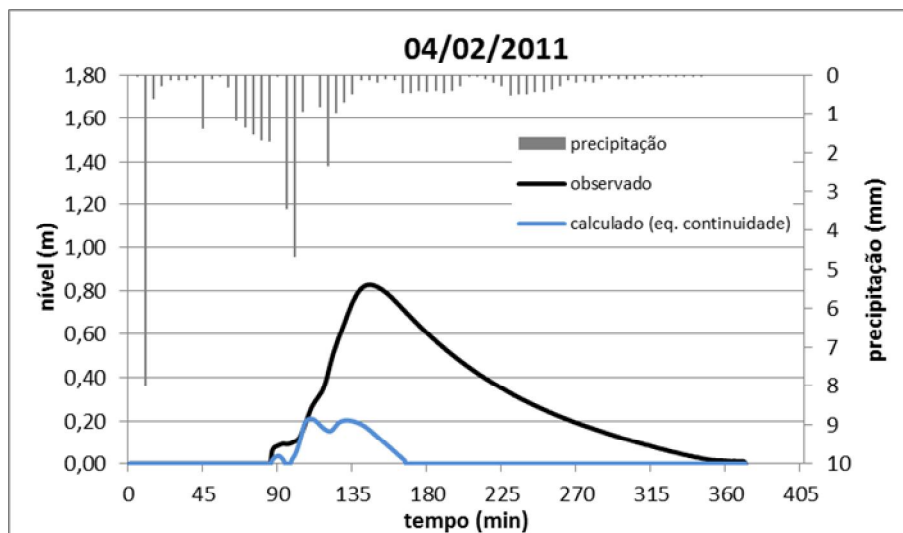


Figura 63: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados a partir de dados do SWMM para evento do dia 04/02/2011

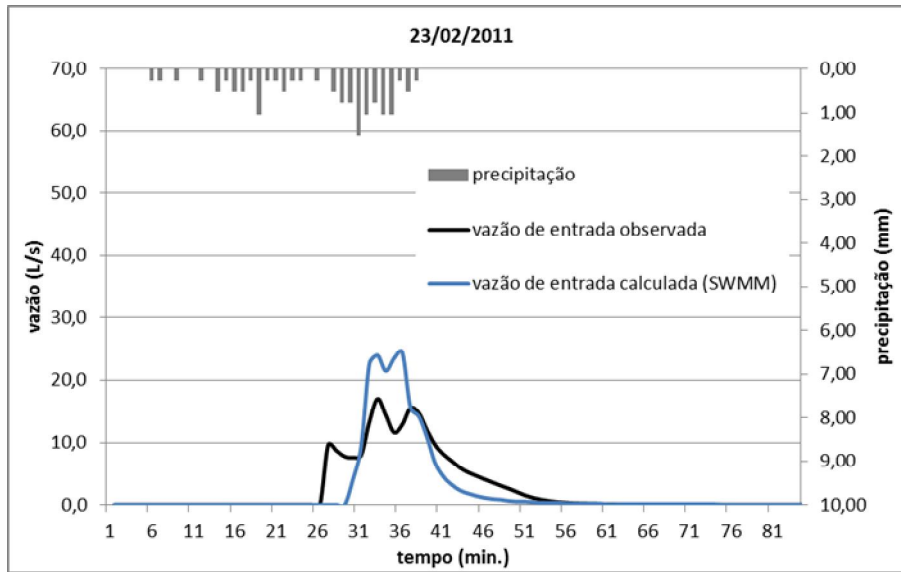


Figura 64: Hidrogramas de entrada no sistema FVT (após etapa 3 das Figuras 15 e 16) para evento do dia 23/02/2011

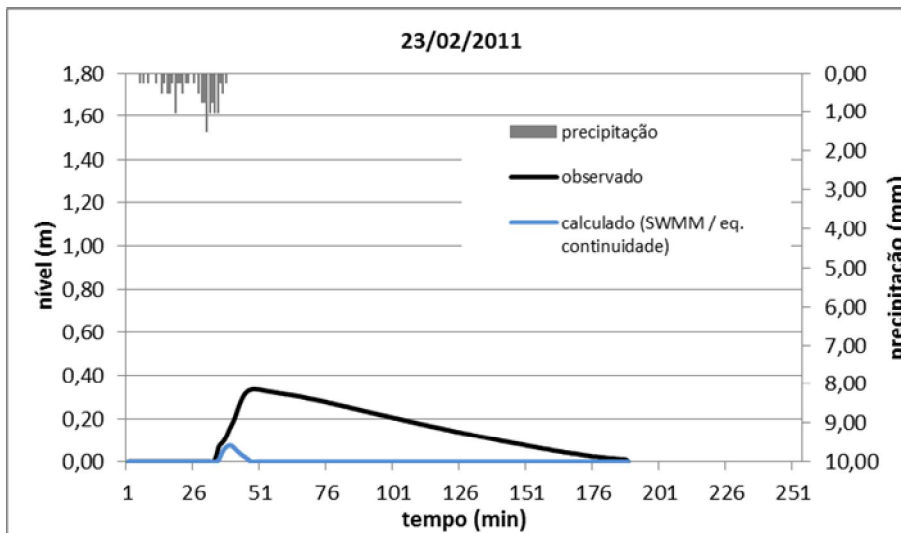


Figura 65: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados a partir de dados do SWMM para evento do dia 23/02/2011

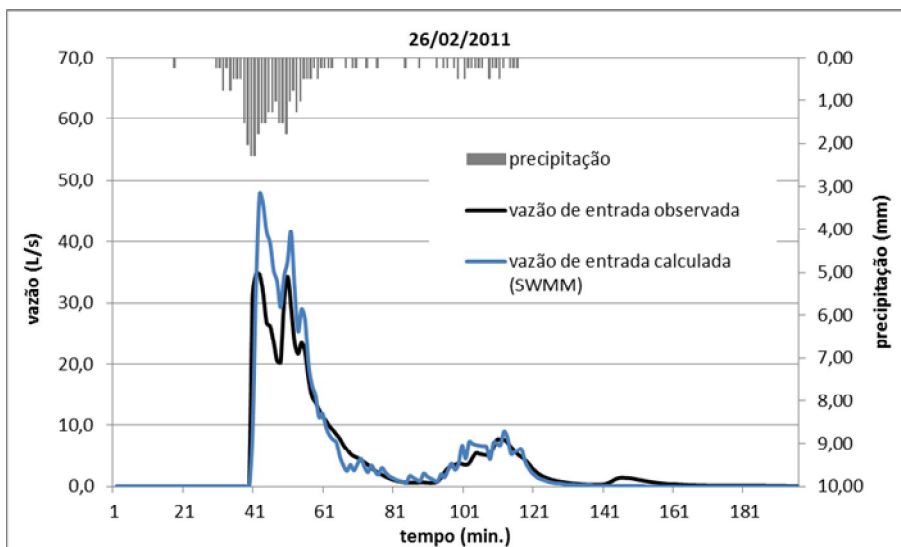


Figura 66: Hidrogramas de entrada no sistema FVT (após etapa 3 das Figuras 15 e 16) para evento do dia 26/02/2011

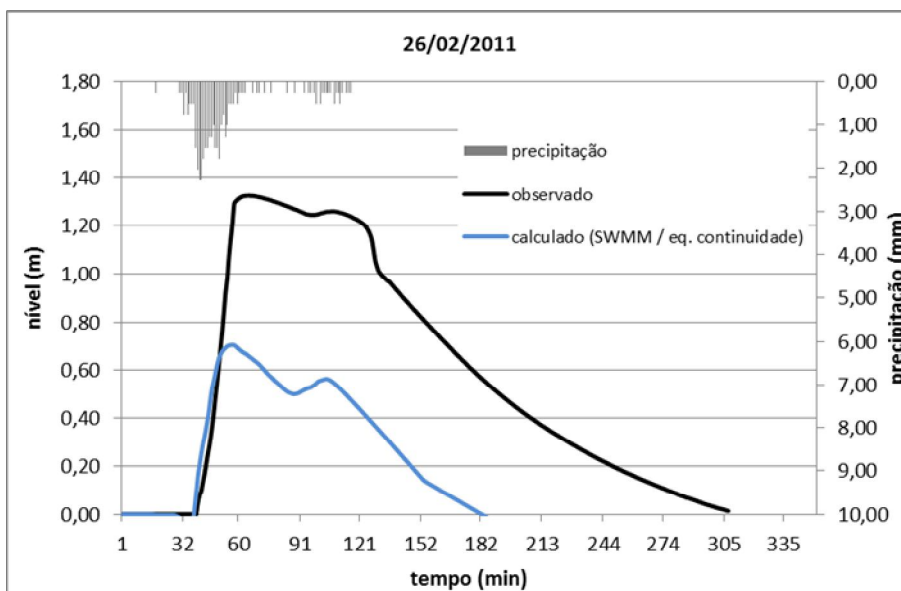


Figura 67: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados a partir de dados do SWMM para evento do dia 26/02/2011

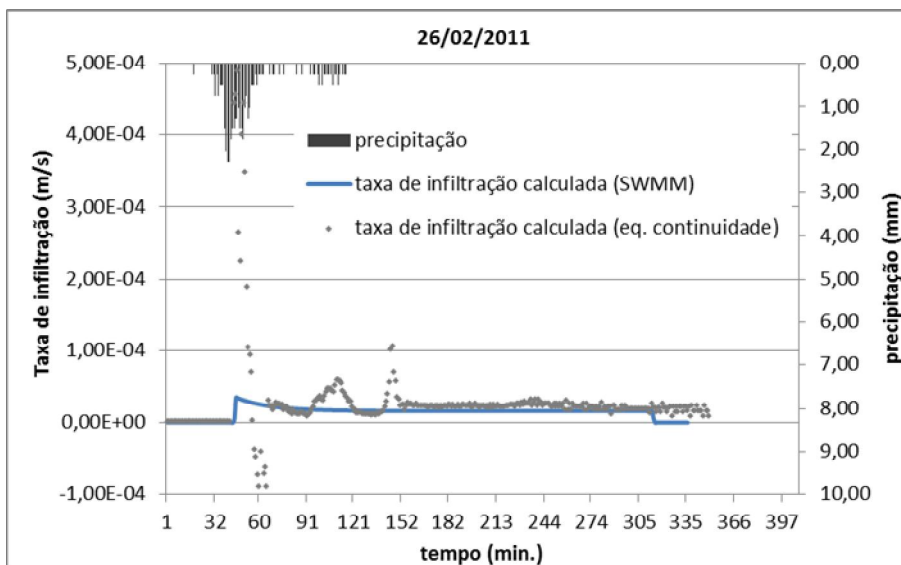


Figura 68: Taxa de infiltração da sub-bacia “trincheira” para evento do dia 26/02/2011

5.4.3 Simulação de eventos com registro de afogamento do vertedor

Simulou-se a bacia composta pelo edifício do Departamento de Medicina e sistema FVT para os eventos com registro de afogamento do vertedor e perda de dados de vazão afluente ao sistema (eventos de 12/01/2011, 13/01/2011, 18/01/2011 e 21/02/2011). A modelagem utilizando SWMM e PULS calibrados permitiram que, a partir de dados de precipitação, fossem determinadas vazões afluentes ao sistema FVT, níveis e volumes de água armazenados no sistema, tempos de funcionamento e de esvaziamento e vazões e taxas de infiltração. Os resultados da modelagem utilizando SWMM e PULS são apresentados na Tabela 25 e Figuras 69 a 74.

Compararam-se valores calculados com observados de níveis de água armazenados na trincheira e vala e de tempos de esvaziamento. Observou-se incoerência nos níveis de água calculados por PULS, com valores de NS entre -0,55 e 0,53 e valor médio de 0,06, e calculados pelo SWMM, com valores de NS entre -0,59 e 0,91 e valor médio de 0,12. Os erros médios absolutos de nível de armazenamento máximo calculados com PULS são de 35% e com SWMM de 40%. Os erros médios dos tempos de esvaziamento calculados por PULS são de 70% e pelo SWMM de 75%.

As diferenças observadas entre níveis de armazenamento calculados pelo SWMM e PULS são consequências das diferenças nas vazões de infiltração. Observa-se nas Figuras

69 a 72 níveis calculados por PULS inferiores ao níveis calculados pelo SWMM. Nas Figuras 73 e 74 observam-se vazões calculadas pelo SWMM superiores às calculadas por PULS. As vazões de infiltração calculadas pelo SWMM produzem pico de vazão no início do armazenamento na trincheira, pois considera-se a área total da estrutura como superfície de infiltração.

Há incertezas nas modelagens associadas a erros de majoração de vazão e volumes afluentes ao sistema FVT, conforme apresentado na Tabela 24 e 25. Nas Figuras 73 e 74 observam-se vazões de pico de entrada calculadas pelo SWMM superiores a 155 e 70 L/s, para os eventos de 12/01/2011 e 13/01/2011, respectivamente. Porém, a vazão máxima observada (medida no ponto 2 da Figura 15) foi de 55 L/s, para evento de 22/01/2011 (Tabela 14). Portanto, os erros observados nas modelagens podem estar associados à majoração de vazões e volumes afluentes ao sistema FVT, que por sua vez, ampliam os níveis de armazenamento na trincheira e vala e os tempos de esvaziamento.

Tabela 25: Resultados da modelagem utilizando SWMM e PULS

Características do evento			h máx armazen. (m)			Erro nível de água max (%)		NS nível de água		Tempo de esvaz. (min)			Erro tempo esvaz.(%)	
Evento	Precip. (mm)	dur. (min)	intens. (mm/min)	Tr (anos)	obs.	calc. (PULS)	calc. (SWMM)	PULS	SWMM	obs.	calc. (PULS)	calc. (SWMM)	PULS	SWMM
12/1	92	230	0,40	92,1	1,53	1,68	1,64	9,8	7,2	315	786	527	149,5	67,3
13/1	21	365	0,06	0,0	0,37	0,25	0,16	-32,4	-56,8	179	173	22	-3,4	-87,7
18/1	25	55	0,46	0,6	0,79	1,27	0,34	60,8	-57,0	193	190	59	-1,6	-69,4
21/2	64	65	0,99	47,5	1,61	1,64	1,61	1,9	0,0	453	700	448	54,5	-1,1
média					-	-	-	35,0	40,3	-	-	-	69,7	75,2

*considerada média absoluta

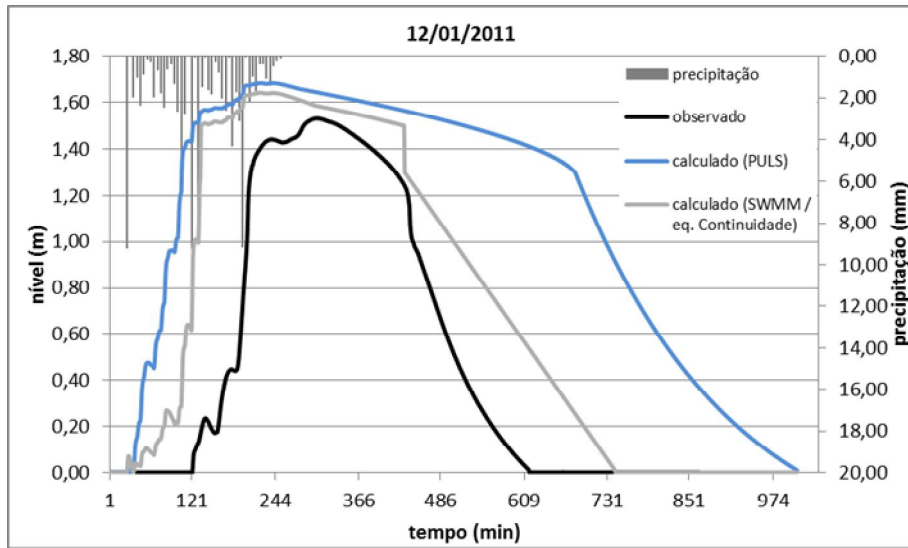


Figura 69: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados para evento do dia 12/01/2011

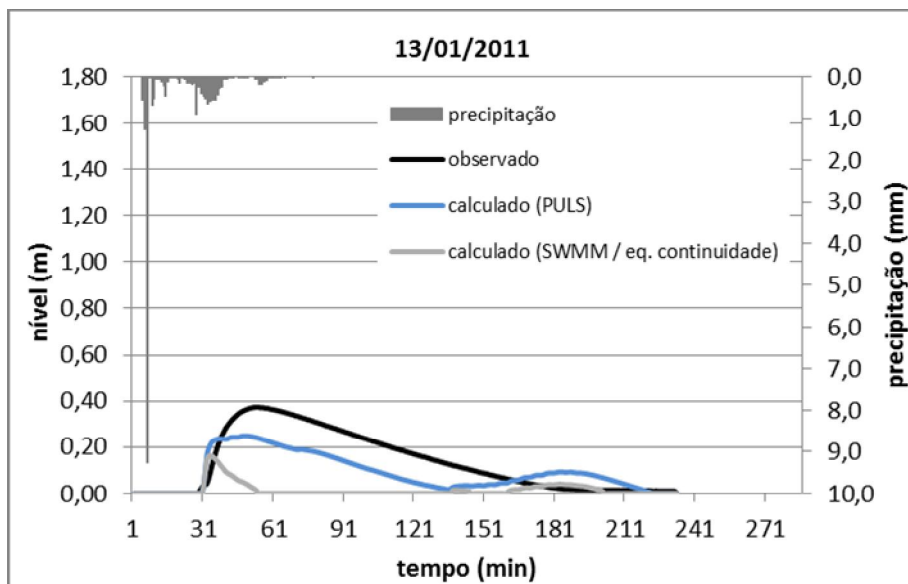


Figura 70: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados para evento do dia 13/01/2011

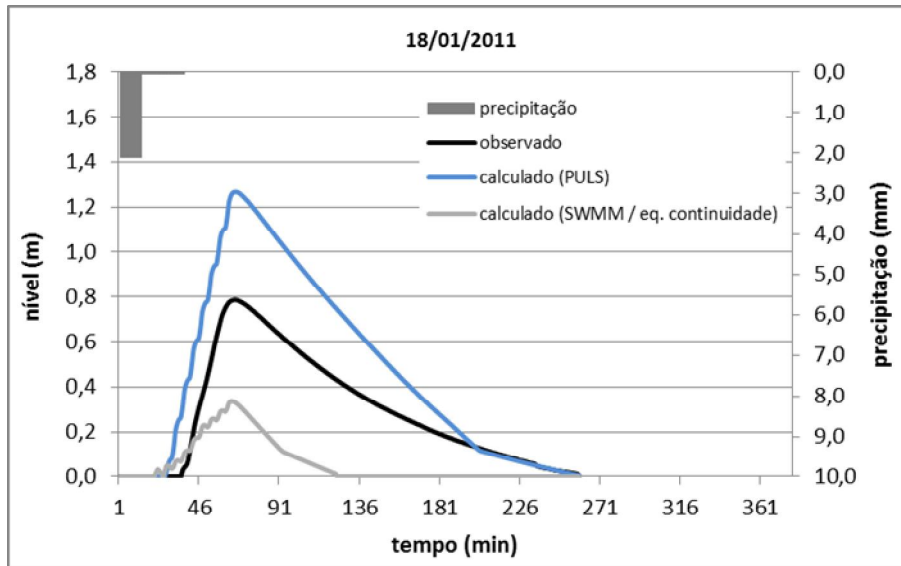


Figura 71: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados para evento do dia 18/01/2011

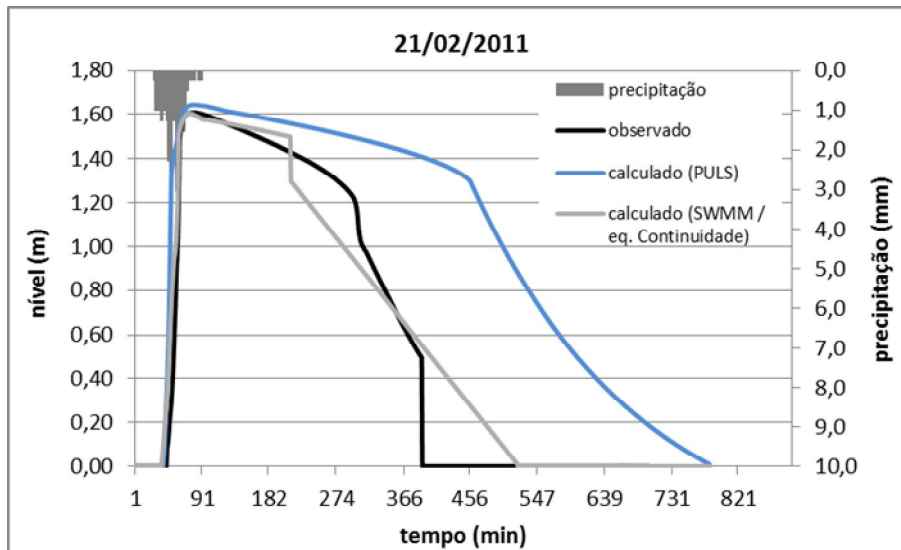


Figura 72: Níveis de água armazenado na trincheira observados e calculados para evento do dia 21/02/2011

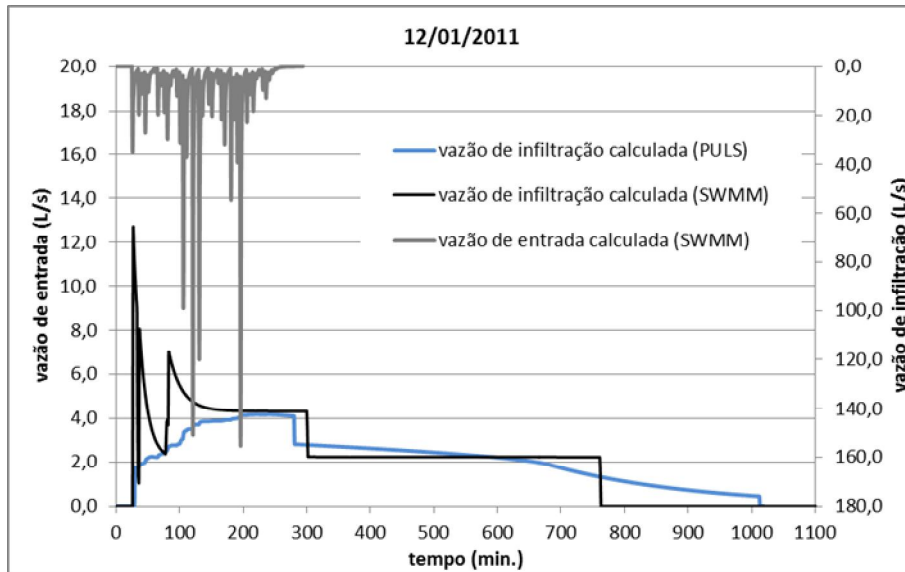


Figura 73: Hidrogramas de entrada no sistema FVT (após etapa 3 da Figura 16) e saída por infiltração para evento do dia 12/01/2011

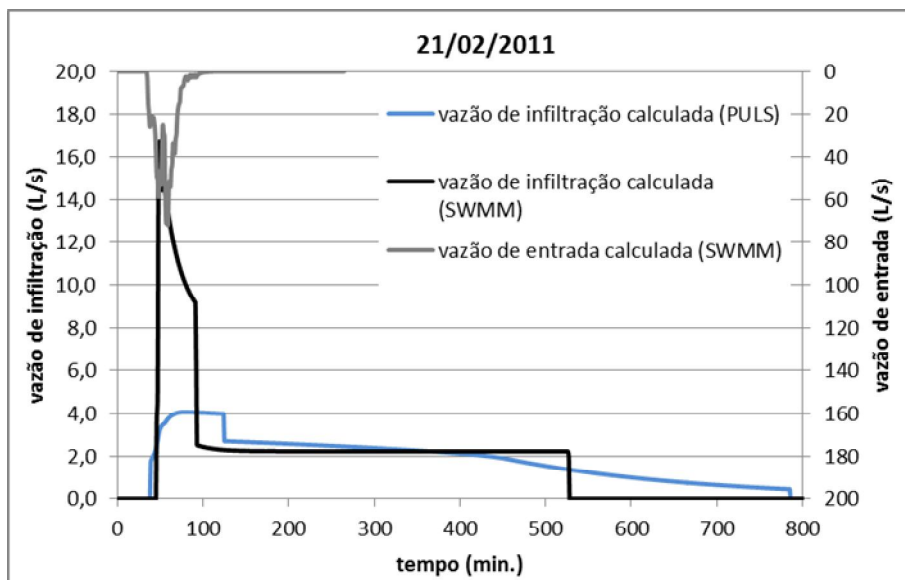


Figura 74: Hidrogramas de entrada no sistema FVT (após etapa 3 da Figura 16) e saída por infiltração para evento do dia 21/02/2011

5.5 Manutenção do sistema

Foram realizados serviços de manutenção do sistema FVT periodicamente com a finalidade de garantir seu funcionamento adequado do ponto de vista quantitativo e qualitativo, além de bom aspecto paisagístico. Observou-se durante o monitoramento do sistema FVT a presença de plantas daninhas nas áreas vegetadas do filtro e da vala de

infiltração e a necessidade de poda da grama. A EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA (2011a) define planta daninha como qualquer planta que se desenvolva onde não é desejada. Portanto, foram consideradas plantas daninhas aquelas diferentes da *Paspalum Notatum*, conhecida popularmente como grama “forquilha” ou ainda “batatais” (EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA, 2011b).

O crescimento de plantas daninhas nas áreas gramadas do filtro e da vala durante os períodos de estiagem foi mais evidente em função do menor crescimento da grama. Durante os períodos chuvosos, tanto a grama quanto as plantas daninhas tiveram seu crescimento influenciado pela umidade do solo, mas a remoção das plantas daninhas foi feita juntamente com a poda da grama. Nesta período houve surgimento de plantas daninhas sobre a trincheira de infiltração (Figura 75).

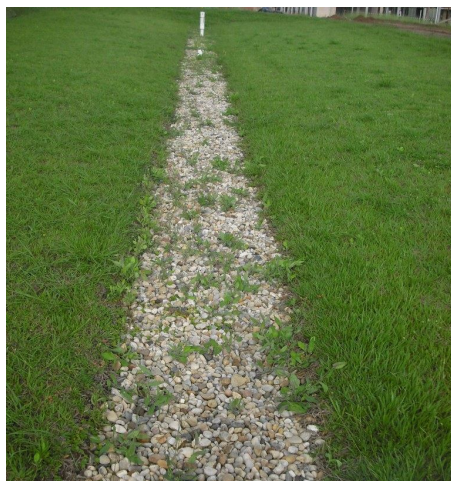


Figura 75: Plantas daninhas na trincheira de infiltração

A poda da grama foi realizada seis vezes, pelo serviço prestado pela própria Universidade, e a remoção de plantas daninhas foi realizada duas vezes durante o período de monitoramento através de contratação de prestadores deste serviço. A remoção de plantas daninhas foi realizada uma vez na área gramada do filtro e da vala, em junho de 2010, e uma vez na área da trincheira de infiltração, em março de 2011.

Os serviços de manutenção do sistema FVT para o tempo de monitoramento de aproximadamente um ano consistiram na poda periódica da grama, remoção de plantas daninhas, remoção de folhas e resíduos no terreno e remoção de sedimentos no canal de medição (etapa 2 da Figura 15). Não houve necessidade de realização de serviços de manutenção como substituição do geotêxtil colmatado dadas às condições em que os mesmos se encontram, conforme apresentado no item 5.1.7.

Urbonas; Stahre (1993) e Lowndes (2000) citam que em caso de colmatção do filtro de grama é necessário remover a camada colmatada e refazer o plantio e em caso de colmatção das superfícies do fundo ou das paredes laterais da trincheira, é necessária a remoção de toda camada de material comprometido e sua reposição. De acordo com Shueler (1987) tais práticas são recomendadas para estruturas de infiltração operando entre 5 a 15 anos.

Os serviços e custos de manutenção do sistema de infiltração são descritos na Tabela 26. O custo de manutenção do sistema FVT em seu primeiro ano de uso foi de R\$ 1020,00 ou R\$85,00/mês ou ainda R\$0,67/ano para cada metro quadrado de área impermeável drenada. Nascimento; Cançado; Cabral (2006) definiram hipoteticamente para o município de Belo Horizonte (MG) o custo de manutenção de um sistema convencional de drenagem para lotes com parcela impermeável de 90% (semelhante ao prédio do Edifício de Medicina). De acordo com os autores o custo de manutenção representa 10% dos custos totais do sistema de drenagem, com valor aproximado de R\$34,00/mês ou R\$0,27/ano para cada metro quadrado de área impermeável drenada (com base em valores de janeiro de 2003).

A manutenção do sistema foi de simples execução abrangendo apenas serviços de jardinagem. Entretanto, os custos mostraram-se elevados quando comparados com sistemas de drenagem convencionais, não sendo ainda contemplados serviços complexos de manutenção. A comparação de custos e serviços de manutenção fica limitada devido à carência de dados reais de manutenção de estruturas ou sistemas de infiltração para realidade brasileira, além do curto espaço de tempo de funcionamento que demandou apenas a execução de serviços de jardinagem.

Tabela 26: Custo de manutenção do sistema FVT para um ano de uso

Item	qtdade.	uni.	valor unitário (R\$)	valor total (R\$)
poda de grama do filtro e da vala de infiltração (535,05m ²)	6,00	-	150,00	*900,00
remoção manual de plantas daninhas do filtro gramado e da vala de infiltração	535,05	m2	0,13	70,00
remoção manual de plantas daninhas da trincheira de infiltração	32,00	m2	1,56	50,00
TOTAL	-	-	-	1020,00

*estimado através de orçamentos fornecidos por prestadores deste serviço no município de São Carlos.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste trabalho monitorou-se o funcionamento do sistema Filtro – Vala – Trincheira de infiltração durante período chuvoso (durante um verão), com registro de 60 eventos monitorados. Em 29 destes ocorreram registro de nível de água armazenado na trincheira e vala. Demais eventos ficaram retidos no canal diafragma de distribuição e nas áreas do filtro gramado e um lado da vala (à montante da trincheira).

Houve retenção do VESD de todos os eventos monitorados, com período de retorno de até 48 anos, sem registro de extravasamento do sistema de infiltração. Favoreceu a retenção de todo VESD produzido as diferenças entre o projeto da estrutura e seu funcionamento real, como: existência de área de captação do entorno gramada prevista em projeto e que durante o funcionamento não foi drenada, pois o solo não possuía cobertura vegetal; retenção no canal diafragma de distribuição; retenção e infiltração na área do filtro gramado; e infiltração pela superfície total das paredes e fundo da trincheira. O sistema de infiltração, portanto, está superdimensionado para o cenário atual.

A distribuição da vazão afluente ao sistema FVT realizou-se através de um canal diafragma. Ocorreram no canal perdas de carga das vazões afluentes causadas, provavelmente, pela camada de brita sobre o tubo perfurado de PVC (*manifold*) do interior do canal. As perdas de carga acima do previsto causaram redução das vazões e afogamento do vertedor a montante do canal. Fizeram-se adequações para redução das perdas de carga aumentando-se a quantidade de furos do *manifold*. As medidas de vazões afluentes ao sistema FVT com registro de afogamento do vertedor não foram utilizadas. A distribuição do ESD ocorreu de maneira uniforme por toda extensão do canal, porém, com maiores concentrações nas extremidades e no meio da superfície do filtro gramado, causado por irregularidades do terreno.

No dimensionamento de estruturas de infiltração e detenção realizadas por balanço hídrico, em geral, é adotado o período de recorrência das chuvas como parâmetro de projeto. Este parâmetro, porém, nem sempre é indicador de risco de extravasamento e eficiência da estrutura na redução do ESD. Durante o monitoramento do sistema FVT foi possível observar que eventos com maiores períodos de retorno não são necessariamente aqueles que produzem maiores níveis de armazenamento na trincheira e vala. Observaram-se eventos com registro de níveis de armazenamento máximo nas estruturas superiores aos

observados em eventos de maior período de retorno. Em alguns eventos o nível de armazenamento é influenciado pela precipitação antecedente. A trincheira e a vala de infiltração não foram sensíveis às variações do período de retorno dos eventos.

Os valores de taxas de infiltração final da trincheira de infiltração determinados pela equação de continuidade resultaram em valor médio de $1,01 \times 10^{-5}$ m/s. O valor está dentro do intervalo de valores obtidos em ensaios de infiltração em campo com duplo anel ($6,05 \times 10^{-6}$ m/s) e com poço invertido ($2,30 \times 10^{-5}$ m/s). Mesmo havendo diferenças entre os valores de capacidade de infiltração obtidos nos ensaios, causados pelo grau de compactação do solo maior nas camadas superficiais (até 0,45 metros) em relação às mais profundas, constata-se haver coerência nos valores obtidos nos ensaios e pela equação de continuidade e que os ensaios de campo são adequados para a estimativa da capacidade de infiltração do solo.

Problemas construtivos do sistema FVT permitiram o transporte e a passagem de finos para o interior da trincheira de infiltração. Ocorreu ainda o uso de agregados (brita e areia) sem lavagem. Os ensaios de determinação do teor de materiais pulverulentos demonstraram, anteriormente ao funcionamento do sistema, presença de finos em média de 2% na brita de preenchimento e na areia do filtro. O ensaio de permeabilidade do geotêxtil resultou em valor médio de redução de sua permeabilidade em 61% em relação ao geotêxtil novo. As análises comprovam a importância das precauções e especificações da fase construtiva.

Comparam-se amostras coletadas posterior à construção do sistema FVT com amostras coletadas após seu funcionamento aproximado de 1 ano. Foram observados: lavagem da brita de preenchimento e redução do teor de finos em média em 29%, com maiores teores nas camadas mais profundas; lavagem da areia do filtro com redução do teor de finos em média em 58%; e retomada da permeabilidade do geotêxtil em alguns pontos amostrados (redução da permeabilidade em média em 45% em relação ao material novo), sem evidências de superfície colmatada do material e necessidade de sua substituição. As análises dos componentes da trincheira de infiltração demonstraram que os problemas construtivos foram mais prejudiciais do que o tempo de funcionamento.

A modelagem pelo método de PULS foi realizada através da inserção de dados observados de vazão afluente ao sistema FVT, obtendo-se como resposta vazão por infiltração, níveis de armazenamento, tempo de funcionamento e tempo de esvaziamento do sistema. Fez-se a verificação da sensibilidade dos parâmetros de entrada de retenção em

áreas permeáveis (h_f e h_v) e de taxa de infiltração final (f_v e f_p). Os parâmetros h_f e h_v tem maiores influências sobre os níveis máximos de armazenamento na trincheira e vala e os parâmetros f_v e f_p influenciam tanto nos níveis máximos quanto nos tempos de esvaziamento.

A calibração dos parâmetros h_f , h_v , f_v e f_p utilizando PULS foi realizada para a determinação de níveis de armazenamento na trincheira e vala de infiltração. Adaptações do método possibilitaram a calibração dos parâmetros f_v e f_p . A comparação dos dados calculados com observados resultou em valores médios de NS de 0,65, erros médios de nível máximo de armazenamento de 11%, erros de tempos de esvaziamento de 19% e semelhança e coerência observadas graficamente das curvas de níveis de armazenamento. A calibração do modelo foi considerada satisfatória. A validação apresentou resultados menos satisfatórios de níveis de armazenamento, com valores médios de NS de 0,43, erros médios absolutos de nível máximo de armazenamento de 29% e erros médios absolutos de tempos de esvaziamento de 36%. O método de PULS apresentou, em geral, resultados satisfatórios na modelagem do sistema FVT e representatividade da complexidade do funcionamento do sistema, demonstrando ser alternativa para o dimensionamento e simulação da operação de estruturas de infiltração.

A modelagem utilizando SWMM foi realizada através da inserção de dados de precipitação observados para geração de ESD da área edificada do Departamento de Medicina e de vazões por infiltração do sistema. Através da equação de continuidade, determinaram-se indiretamente níveis de armazenamento na trincheira, tempos de funcionamento e tempos de esvaziamento. A modelagem utilizando SWMM possibilitou representar a microbacia composta pela área impermeabilizada do Edifício do Departamento de Medicina e sistema FVT. Fez-se a análise de sensibilidade dos parâmetros de entrada no SWMM de retenção em área impermeáveis (h_i) e de taxas de infiltração (f_0 , f_c e k_f). O parâmetro h_i influencia tanto nas vazões quanto nos volumes acumulados afluentes ao sistema FVT. Os parâmetros f_0 , f_c e k_f influenciam tanto nos níveis máximos de armazenamento na trincheira quanto nos tempos de esvaziamento.

A calibração dos parâmetros h_i , f_0 , f_c e k_f utilizando SWMM foi realizada para determinação das vazões e volume afluentes ao sistema FVT e dos níveis de armazenamento e tempo de esvaziamento da trincheira. A comparação dos resultados calculados com observados resultou em valor médio de NS de 0,59, erro médio de vazão de pico afluente de 43% e erro médio absoluto de volume afluente de 18%. A calibração

do modelo apresentou resultados satisfatórios de vazões afluentes ao sistema. Porém, os resultados de níveis de armazenamento foram insatisfatórios, com valor médio de NS de -0,02, erro médio absoluto de nível máximo de armazenamento de 47% e erro médio de tempo de esvaziamento de 59%. A validação apresentou resultados insatisfatório de vazões afluentes ao sistema, com valor médio de NS de 0,02, erro médio de vazão de pico afluente de 58% e erro médio absoluto de volume afluente de 35%. Os resultados de níveis de armazenamento mantiveram-se insatisfatórios na validação, com valor médio de NS de -0,79, erro médio absoluto de nível máximo de armazenamento de 72% e erro médio absoluto de tempo de esvaziamento de 79%.

Simplificações e adaptações do método para simulação de estruturas de infiltração utilizando SWMM, como conexão direta entre sub-bacias sem a rede de drenagem pluvial e área de infiltração constante independente do nível de armazenamento, resultaram em majoração do pico de vazão afluente ao sistema FVT e das vazões por infiltração da trincheira. A majoração de vazões de infiltração resultam em minoração dos tempos de esvaziamento e dos níveis de armazenamento. O método adotado para modelagem do sistema FVT utilizando SWMM apresentou resultados insatisfatórios.

A simulação de eventos com registro de afogamento do vertedor, realizadas através da inserção de dados de precipitação para geração do ESD, permitiram a comparação entre níveis de armazenamento na trincheira e vala calculados pelo PULS, SWMM e com valores observados. Os níveis de armazenamento calculados pelo PULS resultaram em valor médio de NS de 0,06, erro médio absoluto de nível máximo de armazenamento de 35% e erro médio absoluto de tempo de esvaziamento de 70%. Os níveis de armazenamento calculados pelo SWMM resultaram em valor médio de NS de 0,12, erro médio absoluto de nível máximo de armazenamento de 40% e erro médio absoluto de tempo de esvaziamento de 75%.

Os níveis de armazenamento e tempos de esvaziamento calculados pelo SWMM são inferiores àqueles calculados pelo PULS em todos os eventos modelados. A provável majoração das vazões e dos volumes afluentes ao sistema FVT calculadas pelo SWMM, observada em outros eventos simulados, favorece os resultados de níveis de armazenamento e tempos de esvaziamento da trincheira que o modelo tende a reduzir, ao mesmo tempo em que desfavorece os resultados da modelagens por PULS.

Os métodos adotados para modelagem do sistema FVT possibilitam a simulação de cenários futuros da microbacia, a simulação do efeito da conexão de áreas

impermeabilizadas ao sistema FVT e o uso dos modelos para o dimensionamento de estruturas de retenção. Porém, os valores médios dos parâmetros calibrados são simplificadores dos processos hidrológicos envolvidos e podem não representar outros eventos.

Os serviços de manutenção do sistema de infiltração realizados durante o período de aproximadamente um ano baseiam-se em serviços de remoção de resíduos na área do sistema, remoção de sedimentos no canal de medição de vazão e serviços de jardinagem, como poda da grama e remoção de plantas daninhas. Os serviços executados tiveram a função de manter bom aspecto paisagístico, sem interferências no funcionamento do sistema do ponto de vista quantitativo. Não foram necessários a substituição dos componentes da trincheira (agregados e geotêxtil) e de superfícies colmatadas. O custo de manutenção do sistema FVT em seu primeiro ano de operação foi de R\$85,00/mês ou R\$0,67 para cada metro quadrado de área impermeável drenada. O custo é relativamente alto se comparado aos custos de manutenção de drenagem convencional, tendo em vista a execução de serviços simples de manutenção do sistema FVT.

O monitoramento e a modelagem do sistema FVT contribuem para avanços sobre projeto, construção, operação e manutenção de técnicas compensatórias integradas operando em escala real. O trabalho contribui para o desenvolvimento de pesquisas envolvendo técnicas compensatórias, para suas implantações como elemento de drenagem urbana e para modelagem de sistemas de infiltração. As estruturas de infiltração demonstraram ser potenciais alternativas para drenagem de águas pluviais e para controle do escoamento superficial na fonte, não sendo ainda abordados neste trabalho os efeitos sobre a recarga subterrânea e melhoria da qualidade da água pluvial.

Recomendam-se para trabalhos futuros: a) a conexão de áreas edificadas ao sistema FVT para o armazenamento e infiltração nas superfícies da vala (acima de 1,30 metros) com maior frequência. Adverte-se, neste caso, para o aumento da vazão afluente ao sistema e do risco de afogamento do vertedor, prejudiciais para o monitoramento; b) o monitoramento dos componentes da trincheira (brita, filtro de areia e geotêxtil) através de análises de teor de finos e de permeabilidade do geotêxtil para verificação dos efeitos de colmatação e transporte de sedimento durante período de funcionamento maior; c) o monitoramento de vazões de infiltração e de umedecimento do solo do sistema FVT para melhor análise dos efeitos da precipitação antecedente, da redução das taxas de infiltração e para avanços na modelagem do sistema; d) continuidade no monitoramento do sistema

FVT para abrangência de serviços de manutenção mais complexos; e) análise de incertezas das simulações hidrológicas; f) aplicação de métodos de calibração de parâmetros que contemplem fenômenos hidrológicos e seus significados físicos.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACKERS, P. Thin-plate weirs and notches. In:_____.**Weirs and flumes for flow measurement.** John Wiley and Sons Ltd., 1978. p. 44-84.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL . **D 4491-99a: Standard test methods for water permeability of geotextiles by permittivity.** 1999.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL - ASTM. American Society for Testing and Material. **D 3385-09: Standard test method for infiltration rate of soils in field using Double-Ring Infiltrometer.** Pennsylvania, 2009.

ANDRADE, C. R. M. A cidade como um corpo são e belo: A teoria urbanística do engenheiro Saturnino de Brito. In: **A peste e o plano: o urbanismo sanitário do engenheiro Saturnino de Brito.** Dissertação (Mestrado). Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo, 1992. v.1, p.182 – 255.

ANDRADE, J. P. M. et al. Monitoramento de uma trincheira de infiltração instalada em lote residencial para controle do escoamento superficial. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 17, 2007. São Paulo. **Anais...**São Paulo: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2007. p.1-12.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA - ABGE. **Ensaio de Permeabilidade em Solos:** orientações para sua execução no campo. 3. ed. 1996 (Boletim 04).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS INDÚSTRIAS DE NÃO-TECIDO E TECIDOS TÉCNICOS - ABINT. **Curso básico de geotêxtil.** 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6508: grãos que passam na peneira de 4,8mm. Determinação da massa específica: método de ensaio.** Rio de Janeiro: 1982a.

_____. **NBR 7181: Análise granulométrica de solos.** 1982b.

_____. **NBR 6457: Preparação de amostras de solo para ensaios de compactação e ensaios de caracterização: método de ensaio.** Rio de Janeiro: ABNT, 1983.

_____. **NBR 7182: Ensaio de compactação.** 1986

_____. **NBR 7219: Agregados: Determinação do teor de materiais pulverulentos.** 1987.

_____. **NBR 6502: Rochas e solos – Terminologia.** Rio de Janeiro: ABNT, 1995.

BAPTISTA, M. B.; NASCIMENTO, N. O.; BARRAUD, S. **Técnicas compensatórias em drenagem urbana**. Porto Alegre: ABRH, 2005. 266p.

BARBASSA, A. P. **Simulação do Efeito da Urbanização sobre a Drenagem Pluvial da Cidade de São Carlos**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1991.

BARBASSA et al. Coeficiente de permeabilidade em ensaio de poço invertido: efeito do tempo de umedecimento prévio e métodos de cálculo. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 18, 2009. Campo Grande. **Anais...**Campo Grande: ABRH, 2009a.

BARBASSA et al. Sistema computacional para representação vetorial de pluviogramas impressos. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 18, 2009b. Campo Grande. **Anais...**Campo Grande: ABRH, 2009b.

BARRAUD et al. Selection aid of alternative techniques in urban storm drainage - proposition of an expert system. **Water Science and technology**, v. 39, n. 34, p. 241-248, 1999.

BERNARDO, S. Água no solo. In:_____. **Manual de irrigação**. 6. ed. Viçosa: UFV, 1995. p.19-45.

BOUWER, H. Theory of seepage from open channels. **Advances in hydrosciences**, New York, v.5, p.121-172, 1969.

BOUWER, H. **Groundwater hydrology**. Agricultural Research Service. United States Department of Agriculture. United States of America: McGraw-Hill, 1978. 480p.

BRAGA, R.; CARVALHO, P. F. (Org.). **Recursos hídricos e planejamento urbano e regional**. Rio Claro: Laboratório de Planejamento Municipal, 2003. 131p.

BRASIL. Ministério das Cidades (MC). **Programa drenagem urbana sustentável: manual para apresentação de propostas**. 2006, 23p.

CAMPOS, J. B. N. **Análise hidrológica experimental de lotes urbanos sob formas diferenciadas de ocupação e controle de inundação**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana, Universidade Federal de São Carlos, 2008. 105p.

CAMPOS, N. Sistemas, modelos e simulação. In:_____. **Lições em modelos e simulação hidrológica**. Fortaleza: ASTEF / EXPRESSÃO GRÁFICA, 2009. p. 30-48.

CANHOLI, A. P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. São Paulo: Oficina de textos, 2005, 302p.

CAUDURO, F. A.; DORFMAN, R. **Manual de ensaios de laboratório e de campo para irrigação e drenagem**. Porto Alegre: IPH-UFRGS, s.d. 216p.

CENTRO DE PESQUISAS METEOROLÓGICAS E CLIMÁTICAS APLICADA À AGRICULTURA - CEPAGRI. **Clima dos municípios paulistas**. Disponível em http://www.cpa.unicamp.br/outras-informacoes/clima_muni_549.html. Acesso em agosto de 2011.

CHOW, V. T. **Handbook of applied hydrology**: a compendium of water-resources technology. MacGraw-Hill, 1964.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA - EMBRAPA. **Cultivo da Mamona**. Disponível em: http://sistemasdeproducao.cnptia.embrapa.br/FontesHTML/Mamona/CultivodaMamona_2ed/plantasdaninhas.html>. Acesso em abril de 2011a.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA – EMBRAPA. **Paspalum Notatum**. <http://www.embrapa.br/imprensa/noticias/2007/agosto/5a-semana/embrapa-pecuaria-sul-apresenta-riquezas-do-bioma-pampa-na-expoiter/?searchterm=paspalum%20notatum>. Acesso em junho de 2011b.

ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY - EPA. **Storm water technology fact sheet vegetated swale**. Washington D. C.: Office of Water, 1999.

GARCIA, J. I. B. (2005). **Monitoramento hidrológico e modelagem da drenagem urbana da bacia hidrográfica do Arroio Cancela**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, 2005. 168p.

GIRONÁS, J.; ROESNER, L. A.; DAVIS, J.; **Storm water management model applications manual**. National Risk Management Research Laboratory. United States Environmental Protection Agency. Cincinnati: 2009. 179p.

GRACIOSA, M. C. P. **Trincheiras de infiltração como tecnologia alternativa em drenagem urbana: modelagem experimental e numérica**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2005. 232p.

GRACIOSA, M. C. P.; MENDIONDO, E. M.; CHAUDHRY, F. H. Avaliação da eficiência de trincheiras de infiltração como dispositivos de controle na origem das águas pluviais urbanas - considerações técnicas de dimensionamento para planos diretores. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 16, 2005. João Pessoa. **Anais...**João Pessoa: ABRH, 2005, p.1-11.

GRACIOSA, M. C. P.; MENDIONDO, E. M.; CHAUDHRY, F. H. Metodologia para dimensionamento de trincheiras de infiltração para controle do escoamento superficial na origem. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 13, n.2, p. 207-214, 2008.

GUTIERREZ et al. Problemas construtivos em um sistema vala-trincheira de infiltração. In 14° Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2010. Porto. **Anais...**Porto: 2010.

HORTON, R. E. Analysis of runoff-plat experiments with varying infiltration-capacity. **Transactions, American Geophysical Union**, p.693-711, 1939.

HORTON, R. E. An approach toward a physical interpretation of infiltration capacity. **Soil science society of America proceedings**, v. 5, p.399-417, 1940.

HUBER, W. C.; CANNON, L.; STOUDE, M. **BMP modeling concepts and simulations**. National Risk Management Research Laboratory. United States Environmental Protection Agency. Cincinnati: 2006. 148p.

HUNT et al. Runoff volume reduction by a level spreader-vegetated filter strip system in suburban Charlotte, N. C. **Journal of Hydrologic Engineering**. v. 15, n.6, p. 499-503, 2010.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. Tendências demográficas no período de 1940/2000. In: **Tendências demográficas: uma análise da população com base nos resultados dos censos demográficos 1940 e 2000**. Rio de Janeiro, 2007.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. Disponível em <http://www.ibge.gov.br/censo2010/primeiros_dados_divulgados/index.php>. Acesso em Janeiro de 2011.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA - INMET. **Monitoramento das estações convencionais**. Disponível em <<http://www.inmet.gov.br/sim/sonabra/convencionais.php>>. Acesso em março de 2011.

KIBLER, D. F. (ed.). **Urban stormwater hydrology**. Washington, D. C.: American Geophysical Union, 1982. 271p.

KUO, C. Y.; ZHU, J. L.; DOLLARD, L. A. **A study of infiltration trenches**. Virginia: Virginia Polytechnic Institute and State University. Department of Civil Engineering. 1989.

LAMBE, T. W. Permeability Test. In_____. **Soil testing for engineers**. 3. ed. New York: John Wiley & Sons, Massachusetts Institute of Technology, 1951. p52 – 62.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics, SI version**. 3. ed. New York: John Wiley & Sons, Massachusetts Institute of Technology, 1979. 533p.

LAWRENCE et al. Stormwater detention and BMPs. **Journal of Hydraulic Research**, v. 34, n. 6, p. 799-813, 1996.

LEFEBVRE, H. Da cidade à sociedade urbana. In_____. **A revolução urbana**. Belo Horizonte: Editora UFMG, 1999. p.13 - 30.

LEME, M. C. S. (org.). **Urbanismo no Brasil: 1895 –1965**. São Paulo: Studio Nobel, 1999.

LENCASTRE, A. Medições Hidráulicas. Orifícios e Descarregadores. In_____. **Hidráulica Básica**. Edição Luso-Brasileira, 1983. p.305 - 352.

LIBARDI, P. L. **Dinâmica da água no solo**. Piracicaba: Editado pelo autor, 1995. 497p.

LID CENTER. **Green Streets Practice Examples**. Disponível em <http://www.lowimpactdevelopment.org/greestreets/practices.htm>. Acesso em maio de 2011.

LIMA, V. C. G. R. **Análise experimental e numérica de trincheira de infiltração em meio não-saturado**. 2009. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Hidráulica e Saneamento. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade Estadual de São Paulo. São Carlos, 2009.

LIMA et al. Análise de incertezas de observações hidrológicas e sua influência na modelagem de pequenas bacias urbanas. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 12, n. 1, p. 107 – 106.

LLOYD, S. D.; WONG, T. H. F.; PORTER, B. The planning and construction of an urban stormwater management scheme. **Water Science and Technology**, v. 45, n. 7, p. 1-10, 2002.

LOWNDES, M. A. **The Wisconsin Storm Water Manual**: Infiltration basins and trenches. Wisconsin: Wisconsin Department of Natural Resources, University of Wisconsin, 2000. 15p.

MAHESHWARI, B. L. Interrelations among physical and hydraulic parameters of non-cracking soils. **Journal of Agricultural Engineering Research**, v. 68, p. 297-309, 1997.

MARICATO, E. Urbanismo na periferia do mundo globalizado: Metrôpoles brasileiras. **São Paulo em perspectiva**, vol. 14, n°4, p. 21-33, 2000.

MARYLAND DEPARTMENT OF THE ENVIRONMENT - MDE. **Maryland Stormwater Design Manual**. Center for Watershed Protection. v. 3, 2000.

MIKKELSEN et al. Pollution of soil and groundwater from infiltration of highly contaminated stormwater – a case study. **Water Science and Technology**, v. 36, n. 8-9, p. 325-330, 1997

MORIASI et al. Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations. **American Society of Agricultural and Biological Engineers**. v. 50, p. 885-900, 2007.

NASCIMENTO, N. O.; CANÇADO, V.; CABRAL, J. R. Estudo pela cobrança da drenagem urbana de águas pluviais por meio da simulação de uma taxa de drenagem. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. Porto Alegre - RS, v. 11, n. 2, p. 135-147, 2006.

OHNUMA JÚNIOR, A. A. **Medidas não-convencionais de reservação d'água e controle de poluição hídrica em lotes domiciliares.** Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Ciências da Engenharia Ambiental. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2008.

OLIVEIRA, M. B. **Análise do desempenho de equações de infiltração e de métodos de determinação da capacidade de campo para solos em uma bacia hidrográfica de São José de Uba-RJ.** Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2005.

PINTO, C. S. **Curso básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas.** São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 247p.

POMPÊO, C. A. Drenagem urbana sustentável. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos.** Porto Alegre - RS, v. 5, n. 1, p. 15-23, 2000.

PORTO, M. P. Canais – escoamento permanente e uniforme. In_____. **Hidráulica básica.** Escola de engenharia de São Carlos. Departamento de hidráulica e saneamento. 4. ed. São Carlos: USP/EESC, 2006. p. 237-274.

PRINCE GEORGE'S COUNTRY. **Low-Impact development design strategies: an integrated design approach.** Prince George's: Department of Environmental Resource. Programs and Planning Division, 1999. 150p.

REICHARDT, K. **Dinâmica da matéria e da energia em ecossistemas.** 2. ed. Piracicaba: USP/ESALQ, 1996. 513p.

RICHARDS, L. A. Capillary conduction of liquids trough porous medium. **Physics,** v. 1, p. 318-333, 1931.

RIGHETTO, A. M. (Coord.) **Manejo de águas pluviais urbanas.** Rio de Janeiro: ABES, 2009. p. 149- 197.

ROSSMAN, L. A.; Introduction. In_____. **Storm water management model user's manual.** United States Environmental Protection Agency. Water supply and water resources division. Cincinnati: 2009. p.1-7.

SANTOS, F. R. (Org.). **Vulnerabilidade Ambiental.** 2. ed. Brasília: Ministério do Meio Ambiente, 2007. 192p.

SÃO CARLOS. Prefeitura Municipal. **Plano Diretor da cidade de São Carlos.** Lei 13.691 de 25 de novembro de 2005. São Carlos, SP, 2005.

SHINMA, T. A. **Calibração multiobjetivo do SWMM aplicada à transformação chuva – vazão.** Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Hidráulica e Saneamento. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade Estadual de São Paulo. São Carlos, 2011.

SHUELER, T. R. **Controlling urban runoff**: A practical manual for planning and designing urban BMPs. Department of Environmental Programs. Washington Metropolitan Water Resources Planning Board. 1987.

SIEKER, F. On-site stormwater management as an alternative to conventional sewer systems: a new concept spreading in Germany. **Water Science and Technology**, v. 38, n. 10, p. 65-71, 1998.

SILVA, J. P. **Estudos preliminares para implantação de trincheiras de infiltração**. Dissertação (Mestrado). Departamento de engenharia civil, Universidade de Brasília. Brasília, 2007a. 155p.

SILVA, A. K. **Análise da eficiência de métodos de controle de enchentes na atenuação de picos de cheias utilizando o modelo computacional SWMM – Storm Water Management Model**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Engenharia do Meio Ambiente, Escola de engenharia civil, Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2007a. 126p.

SILVA et al. Caracterização do escoamento urbano de origem viária e remoção de seus poluentes por meio de técnicas compensatórias. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 18, 2009. Campo Grande. **Anais...**Campo Grande: ABRH, 2009.

SILVEIRA, A. L. L. Problems of modern urban drainage in developing countries. **Water Science and Technology**, v. 45, n. 7, p.31-40, 2002.

SOUZA, V. B. **Estudo experimental de trincheiras e infiltração no controle do escoamento superficial**. Tese (Doutorado). Instituto de Pesquisas Hidráulicas e Saneamento, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2002. 127p.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. Hydraulic and mechanical properties of soils. In: _____ **Soil mechanics in engineering practice**. New York: John Wiley and Sons. 3. ed. 1996. p. 71-210.

TOMAZ, P. Trincheira de infiltração (BMP). In _____. **Controle da poluição difusa em áreas urbanas**. Editora navegar, 2005. Capítulo 6. 15p.

TUCCI, C. E. M. **Modelos hidrológicos**. Porto Alegre: Editora da Universidade, 1998. 669p.

TUCCI, C. E. M. (org.). **Hidrologia: ciência e aplicação**. 3. ed. Porto Alegre: Editora da Universidade / ABRH, 2002. 943p.

TUCCI, C. E. M. **Inundações Urbanas**. Porto Alegre: ABRH/RHAMA, 2007. 393p.

URBONAS, B.; STAHR, D. **Stormwater: Best management practices and detention for water quality, drainage and CSO management**. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1993. 449p.

VAN GENUCHTEN. M. T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. **Soil Science Society of American Journal**, v. 44, n. 5, p.892-898, 1980.

VISSMAN JUNIOR, W.; LEWIS, G. L.; KNAPP, J. K. Infiltration. In_____. **Introduction to Hydrology**. 3. ed. New York: Harper e Row publisher, 1989. p55-83.

YAZDI, S. K.; FABRITIUS, B.; SCHOLZ, M. Combined bio-filtration, and below ground storm water detention and infiltration system treating road runoff. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN DRAINAGE, 11, 2008. Edinburgh. **Anais...Edinburgh: 2008.**

APÊNDICE A: Materiais e métodos para execução de ensaio de duplo anel

Materiais e equipamentos utilizados:

1. Para realização do ensaio de duplo anel foram utilizados anéis de 0,20m e 0,40m, ambos com altura de 0,20m, equipamento este disponível no laboratório de hidráulica do Departamento de Engenharia Civil da UFSCar para realização do ensaio;
2. Água isenta de sólidos suspensos, dos quais pode interferir nas taxas de infiltração em função do entupimento dos vazios do solo;
3. Cronômetro ou relógio;
4. Régua e suporte adequado para leitura do nível de água;
5. Marreta;
6. Proteção dos anéis durante a cravação (pedaço de madeira);
7. Nível de bolha

Procedimentos:

1. O ensaio foi realizado superficialmente em trechos onde o terreno apresenta maior nivelamento possível;
2. Os anéis foram cravados no solo a uma profundidade de 0,05 utilizando-se marreta e um pedaço de madeira. A função do anel externo é garantir que no anel interno, onde serão feitas as leituras de nível, predomine infiltração vertical e não haja vazamento sob o mesmo;
3. Verificação do nivelamento dos anéis;
4. Enchimento dos anéis com água cuidadosamente para não causar erosão do solo. Para que não haja vazamento sob os anéis, ambos devem estar com o mesmo nível de água;
5. Cuidados para que a evaporação não interferissem nos resultados;
6. O nível de água no interior dos anéis foi mantido praticamente constante. A AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL (2009) recomenda manter uma lâmina de água entre 0,025 e 0,15m. Como a faixa de intervalo é muito grande, adotou-se manter o nível de água em 5 cm, podendo variar em 2 cm para

mais ou para menos, fazendo-se reposição de água quando necessário e corrigindo-se a leitura da régua, de acordo com Bernardo (1995);

7. As leituras foram feitas nos tempos de 1, 2, 3, 4, 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 90 e 120 minutos até a duração de seis horas. O intervalo de leituras foi adequado para maior ou menor permeabilidade ou em função da reposição de água nos cilindros;
8. Os ensaios foram realizados em 3 pontos (P1, P3 e P4 da Figura 18), com três repetições em cada ensaio. Entretanto, houve grande variação das capacidades de infiltração medidas em cada ensaio, sendo considerados apenas os dois ensaios com valores mais próximos de cada ponto para determinação do coeficiente de permeabilidade, reduzindo o desvio padrão entre cada ensaio. O intervalo mínimo entre ensaios no mesmo ponto foi de 48 horas para garantir que não houvesse interferência do teor umidade do solo nos resultados. Este intervalo também foi adotado em caso de precipitação na área
9. O cálculo da taxa de infiltração para cada intervalo de tempo é feito de acordo com a equação 38.

$$f_v = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (38)$$

onde: f_v é a capacidade de infiltração vertical (m/s); Δh é a variação do nível de água no cilindro interno (m); e Δt o intervalo de tempo (s).

10. O coeficiente de permeabilidade foi calculado quando atingida capacidade de infiltração constante, ou seja, quando observou-se pouca ou nenhuma variação dos valores de infiltração ou quando atingido o tempo de seis horas de ensaio. O coeficiente de permeabilidade foi obtido calculando-se a média dos valores das capacidades de infiltração para os instantes finais.

APÊNDICE B: Materiais e métodos para execução de ensaio de infiltração de poço invertido

Materiais:

Os equipamentos apresentados pela ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA (1996) para execução do ensaio referem-se, principalmente, a ensaios de sondagens, alguns destes de uso comum para execução de ensaio de poços. Sendo assim, são apresentados os equipamentos necessários e os procedimentos para execução do ensaio de rebaixamento, baseados em ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA (1996), Cauduro e Dorfman (s.d.) e disponíveis no Departamento de Engenharia Civil da UFSCar.

1. Trado helicoidal de diâmetro 150 mm;
2. Prolongamentos de trado de um metro cada;
3. Duas chaves de grifo para conexão dos prolongamentos ao trado;
4. Mangueiras para fornecimento de água para preenchimento dos poços;
5. Fonte de alimentação de água;
6. Medidor de nível d'água com flutuador;

Procedimentos:

Os procedimentos para execução do ensaio baseiam-se em ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA (1996) e Cauduro e Dorfman (s.d.) e MARYLAND DEPARTMENT OF THE ENVIRONMENT (2000).

1. Perfuração do poço feita cuidadosamente para que não ocorressem desmoronamentos e/ou vedação das paredes dos furos;
2. Medição do raio do furo e a profundidade do poço;
3. Enchimento do poço até a superfície;
4. Umedecimento do poço por 24 horas;
5. Interrupção do fornecimento de água, tomando-se esse instante como tempo zero;
6. Acompanhamento e registro do rebaixamento do nível de água nos tempos de 1, 2, 3, 4, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 50, 60 e 70 minutos, até que se atingisse capacidade de infiltração constante ou esvaziamento completo do poço;

7. Os ensaios foram realizados em 3 pontos (P1, P3 e P4 da Figura 18), com duas repetições em cada ensaio. O intervalo mínimo entre ensaios no mesmo ponto foi de 48 horas para garantir que não houvesse interferência do teor umidade do solo nos resultados. Este intervalo também foi adotado em caso de precipitação na área;
8. A condutividade hidráulica do solo é determinada conforme equação 39, apresentada por Cauduro e Dorfman (s.d.).

$$f_p = 0,0115r \frac{\log(h_0 + r/2) - \log(h_1 + r/2)}{t_1 - t_0} \quad (39)$$

onde: f_p é a capacidade de infiltração horizontal pelas paredes do poço (m/s); r o raio do poço (cm); h_0 e h_1 são os níveis de água no poço (cm) nos instantes t_0 e t_1 (segundos) respectivamente.

A Figura 76 representa um poço invertido e variáveis utilizadas no cálculo da condutividade hidráulica.

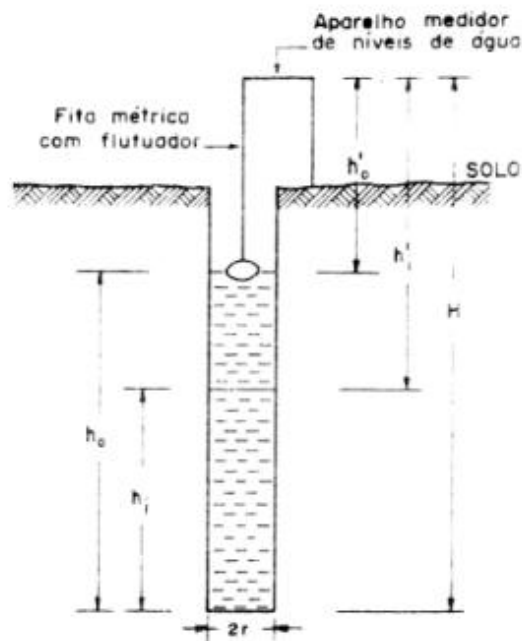


Figura 76: Representação de um poço invertido. Fonte: Cauduro e Dorfman (s.d.).

APÊNDICE C: Materiais e métodos para execução de ensaio de permissividade do geotêxtil

Materiais:

1. Aparelho capaz de ser utilizado com queda de coluna de água, devidamente calibrado conforme a norma, conforme Figura 77;
2. Amostras representativas do geotêxtil. Para cada amostra, devem ser preparadas, no mínimo, quatro corpos-de-prova;

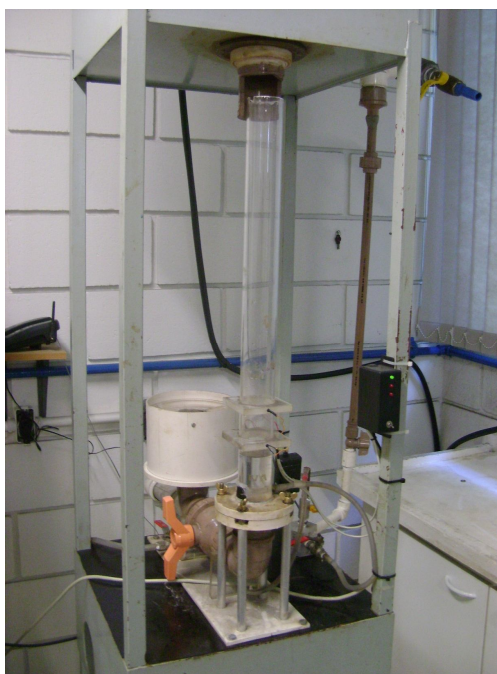


Figura 77: Aparelho utilizado em ensaio de permeabilidade do geotêxtil, no laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos - USP.

Procedimentos:

1. Moldagem de pelo menos quatro corpos-de-prova igualmente espaçados na amostra, para cada amostra de geotêxtil;
2. Imersão em água dos corpos-de-prova para saturação;
3. Para cada corpo-de-prova foram feitas quatro leituras de permissividade;
4. Ensaio com amostra isenta de partículas finas para comparação dos valores de permissividade;
5. Ensaio com amostras retiradas da trincheira de infiltração, ou seja, com finos;

6. Colocação da amostra de geotêxtil na parte inferior da coluna a ser preenchida com água;
7. Leitura do tempo decorrido da queda entre 80mm e 20mm de coluna de água;
8. Cálculo realizado conforme equação 40.

$$\psi = \left[\left(\frac{a}{A_c t} \right) \ln \left(\frac{h_0}{h_1} \right) \right] R_t \quad (40)$$

onde: ψ é a permissividade do material (s^{-1}); a é a área do corpo-de-prova (mm^2); A_c a área do cilindro de ensaio (mm^2); t o tempo decorrido entre h_0 e h_1 (s); h_0 a altura de coluna de água inicial (80mm); h_1 a altura de coluna de água final (20mm); R_t o fator de correção de temperatura.

9. A permeabilidade é obtida através do produto da permissividade com a espessura nominal da amostra.

O fator de correção de temperatura é obtido pela relação entre a viscosidade da água à temperatura ambiente e a viscosidade da água a 20°C (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL , 1999).

APÊNDICE D: Precipitação total diária dos eventos monitorados

Data do evento	Precipitação total diária (mm)	duração (min)	intensidade (mm/min)
01/dez	2,15	993	0,00
02/dez	11,87	598	0,02
03/dez	11,73	764	0,02
05/dez	12,72	343	0,04
13/dez	35,02	1440	0,02
14/dez	20,30	1121	0,02
16/dez	10,85	500	0,02
18/dez	2,62	795	0,00
19/dez	2,70	655	0,00
22/dez	18,15	605	0,03
23/dez	21,85	745	0,03
03/jan	44,71	979	0,05
04/jan	32,11	1250	0,03
06/jan	8,89	340	0,03
09/jan	5,38	1130	0,00
11/jan	18,71	435	0,04
12/jan	92,43	655	0,14
13/jan	8,00	1180	0,01
14/jan	44,29	1440	0,03
17/jan	28,10	790	0,04
18/jan	26,80	120	0,22
19/jan	6,39	1020	0,01
20/jan	6,29	650	0,01
22/jan	17,80	60	0,30
23/jan	10,92	1150	0,01
25/jan	2,40	675	0,00
26/jan	1,81	1005	0,00
29/jan	2,60	765	0,00
30/jan	8,71	950	0,01
02/fev	17,81	1045	0,02
04/fev	41,85	755	0,06
05/fev	2,37	565	0,00
10/fev	4,57	13,00	0,35
12/fev	21,34	246,00	0,09
14/fev	13,97	33	0,42
16/fev	27,72	390	0,07
17/fev	1,52	94	0,02

Data do evento	Precipitação total diária (mm)	duração (min)	intensidade (mm/min)
18/fev	1,78	58	0,03
19/fev	6,39	1020	0,01
20/fev	6,29	770	0,01
21/fev	64,26	65	0,99
22/fev	9,20	60	0,15
23/fev	18,03	1264	0,01
24/fev	10,92	375	0,03
25/fev	2,40	11,15	0,22
26/fev	42,67	1393	0,03
27/fev	54,36	1419	0,04
01/mar	19,81	250	0,08
02/mar	15,00	1123	0,01
05/mar	29,72	777	0,04
06/mar	10,16	846	0,01
07/mar	4,06	1178	0,00
08/mar	6,10	1195	0,01
10/mar	16,26	30	0,54
12/mar	40,64	794	0,05
17/mar	4,32	94	0,05
22/mar	1,52	516	0,00
27/mar	24,38	236	0,10
28/mar	30,23	96	0,31
29/mar	15,24	478	0,03