

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

**MONITORAMENTO E MODELAGEM DE UM POÇO DE  
INFILTRAÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS EM ESCALA REAL E  
COM FILTRO NA TAMPA**

**LÔIDE ANGELINI SOBRINHA**

São Carlos

2012

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

**MONITORAMENTO E MODELAGEM DE UM POÇO DE  
INFILTRAÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS EM ESCALA REAL E  
COM FILTRO NA TAMPA**

**LÔIDE ANGELINI SOBRINHA**

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  
Co-orientador: Prof. Dr. Rodrigo Braga  
Moruzzi

São Carlos

2012

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

A582mm

Angelini Sobrinha, Lôide.

Monitoramento e modelagem de um poço de infiltração de águas pluviais em escala real e com filtro na tampa / Lôide Angelini Sobrinha. -- São Carlos : UFSCar, 2012.  
147 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2012.

1. Engenharia urbana. 2. Técnicas compensatórias. 3. Drenagem urbana. 4. escoamento superficial. I. Título.

CDD: 711 (20<sup>a</sup>)



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](mailto:ppgeu@ufscar.br) home-page: [www.ppgeu.ufscar.br](http://www.ppgeu.ufscar.br)



## FOLHA DE APROVAÇÃO

LOIDE ANGELINI SOBRINHA

Dissertação defendida e aprovada em 03/05 /2012  
pela Comissão Julgadora

---

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

---

Prof.ª Dr.ª Priscilla Macedo Moura  
(SMARH/UFMG)

---

Prof. Dr. Orêncio Monje Vilar  
(EESC/USP)

---

Prof. Dr. Ricardo Siloto da Silva  
Coordenador do CPGEU

*Dedico este trabalho aos meus pais e irmãs.  
A todos aqueles que desenvolvem pesquisas acerca das  
técnicas compensatórias no Brasil para o  
aprimoramento do conhecimento  
e implementação das mesmas na drenagem urbana.*

## AGRADECIMENTOS

Ao FINEP e a FAI pela concessão de verbas para a compra dos equipamentos utilizados durante a pesquisa.

A CAPES e ao CNPQ pela concessão das bolsas de estudo.

Aos membros do grupo de pesquisa G-Hidro: professores Rodrigo B. Moruzzi, Ademir P. Barbassa, Bernardo A. N. Teixeira e aos alunos de mestrado e colegas: Alessandro H. Lucas e Lorena R. Gutierrez. Faço agradecimento especial aos professores orientadores Rodrigo e Ademir pelo estímulo a pesquisa, ensino, dedicação e produção.

Agradeço a minha família pelo apoio às minhas decisões, em especial aos meus pais e irmãs.

Agradeço aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana e aos técnicos: Sidnei, Marcos (UFSCar) e Klever (USP) por terem auxiliado nos ensaios realizados durante a pesquisa e pelo uso dos Laboratórios de Mecânica dos Solos e Estradas, Laboratório de Hidráulica e Laboratório de Geossintéticos da EESC.

Aos colegas de mestrado: Vitor e Daniel.

Ao Gregory por ter auxiliado na instalação do reservatório utilizado para simulação de chuvas.

Aos prestadores de serviço da UFSCar pela construção do poço de infiltração e a secretaria de Pós-Graduação em Engenharia Urbana.

Aos amigos que fiz em São Carlos: Maurício, Gustavo, Juliana, Talita, Priscila, Guilherme, Mateus, Renata. Aos integrantes da República Guaxinim, e aos colegas que fiz durante a monitoria (estágio supervisionado) nas disciplinas da graduação em Engenharia Civil: Hidráulica 1 e Hidrologia Aplicada.

A todos que de maneira direta ou indireta colaboraram com a elaboração e desenvolvimento da pesquisa.

## RESUMO

O poço de infiltração como técnica compensatória de drenagem, se destaca por necessitar de pequenas áreas para sua implantação e ser totalmente aplicável a lotes urbanos. Este trabalho apresenta um estudo experimental de um poço de infiltração construído em escala real no Campus da Universidade Federal de São Carlos – SP com o objetivo de avaliar seu desempenho como estrutura compensatória de drenagem urbana no controle do escoamento superficial e na remoção de material em suspensão. O solo foi caracterizado como Areia Média Argilosa – SC, com capacidade de infiltração entre 93,38 mm/h e 19,24 mm/h, valores obtidos em ensaios de campo pelos métodos de poço invertido e de duplo anel respectivamente. No dimensionamento utilizou-se o método da Curva Envelope e intencionalmente não seguiram-se as recomendações de segurança para projeto. Com auxílio de equipamentos eletrônicos e das medidas de precipitação, foram monitorados 22 eventos de chuvas reais e chuvas simuladas, durante 11 meses de funcionamento do poço. Neste período não houve registro de extravasamento do poço, representando uma eficiência de 100% na redução do volume escoado. Após oito meses de seu funcionamento foram realizados ensaios da permeabilidade do geotêxtil, do teor de materiais pulverulentos dos agregados ao poço, ou seja, a brita e a areia que compõem o filtro da tampa, e dos parâmetros qualitativos: cor aparente e turbidez. O geotêxtil apresentou redução média da permeabilidade de 50,7%, 7,7% e 21,2% nas amostras do fundo, paredes e tampa do poço respectivamente. A areia do filtro da tampa reteve 34,8% de finos, enquanto a brita reteve 0,13% de finos no mesmo período. Com relação á remoção da cor aparente e da turbidez constatou-se que o poço não caracteriza-se como uma unidade de tratamento destes parâmetros, tal fato deve-se à qualidade da água do telhado que representa a entrada de água na estrutura. Para a modelagem pelo método de Puls a permeabilidade do solo saturado definida como K não otimizado (Kno) foi calculada para cada evento monitorado. O Kno foi ajustado através de regressão não-linear (K otimizado - Ko), restringindo os parâmetros com base nos valores obtidos nos ensaios de campo, dessa forma para cada evento monitorado obteve-se duas modelagens para os valores de K constantes (Kno e Ko). A representatividade do modelo foi avaliada por meio dos coeficientes de explicação que variaram de 0,68 a 0,98 para os eventos modelados com os valores de Ko, e de 0,02 a 0,76 para o Kno, sendo o Ko mais representativo para a modelagem de Puls.

**Palavras-chaves:** Técnica compensatória, drenagem urbana, escoamento superficial.

## ABSTRACT

The infiltration well as a Best Management Practices (BMPs) stands out because it requires small areas for its implementation and it's fully applicable to urban lots. This paper presents an experimental study of an infiltration well built in real scale at Universidade Federal de São Carlos – SP with the objective of evaluating its performance as a BMP in the control of stormwater runoff and the removal of suspension materials. The soil was characterized as sand loam, and infiltration capacity between 93,98 and 19,24 mm per hour, these values were obtained through field tests by the inverted well method and the double ring infiltrometer method respectively. The Rain Envelope Method was used for sizing, and the well was intentionally sized at odds with the standards of safety project. With the electronic equipment's and the precipitation measures were monitored 22 real rain events and simulated rain events, during 11 months of the well operation. During this period there was no record of extravasation of the well, representing an efficiency of 100% in reducing the runoff. After eight months of the well operation tests were conducted about the permeability of the geotextile, and the amount of powder material in the aggregate materials content in the well, in other words, the gravel and sand making up the filter cover, and also the qualitative parameters: apparent color and turbidity. The geotextile showed permeability reductions of 50,7%, 7,7% and 21,2% in the samples from the background, the wall sides, and the cover of the well respectively. The well sand filter cover retained 34,8% of fines, while the gravel retained 0,13% for the same period. About the well efficiency analyses in the removing the parameters apparent color and turbidity, it was showed that it wasn't characterized as a treatment unit of these parameters, this fact is due to the quality of water which represents the roof inlet structure. For modeling the Puls method, the saturated soil permeability defined as  $K_{no}$  non optimized was calculated for each monitored event ( $K_{no}$ ).  $K_{no}$  was adjusted by non-linear regression ( $K_{optimized} - K_o$ ) for each monitored event, restricting the parameters based on values obtained in the field tests, thus for each monitored rain event was obtained two moldings for the constant values of  $K$  ( $K_{no}$  and  $K_o$ ). The model representativeness was evaluated by the coefficients of determination ranging from 0,68 to 0,98 for the events modeled with values from  $K_o$  and 0,02 to 0,76 for the  $K_{no}$ , being the  $K_o$  most representative for the modeling of Puls.

**Keywords:** Best management practices, urban drainage, runoff

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1:</b> O problema das enchentes no Brasil.....	25
<b>Figura 2:</b> Tipos de técnicas estruturais de drenagem urbana .....	28
<b>Figura 3:</b> Esquema de funcionamento de um poço de infiltração preenchido .....	37
<b>Figura 4:</b> Poço típico de retenção/detecção executado em São Carlos - SP .....	44
<b>Figura 5:</b> Detalhes construtivos do poço de Infiltração construído em escala real no campus da UFG, com volume de 1 m <sup>3</sup> e dimensões de 1,10 m de diâmetro interno, 1,30 m de profundidade, e preenchimento lateralmente com brita n. 1 .....	45
<b>Figura 6:</b> Perfil de umedecimento do solo com intensidade de chuva constante .....	47
<b>Figura 7:</b> Taxa de infiltração por tempo para uma dada intensidade de chuva .....	48
<b>Figura 8:</b> Experimento de Darcy para determinar o escoamento em solos saturados.....	50
<b>Figura 9:</b> Ensaio de permeabilidade do solo pelo método do Poço Invertido.....	53
<b>Figura 10:</b> Ensaio de permeabilidade do solo pelo método do Poço Invertido.....	54
<b>Figura 11:</b> Ensaio de infiltração com anéis concêntricos .....	55
<b>Figura 12:</b> Metodologia para determinar a vazão de saída em estruturas de infiltração .....	59
<b>Figura 13:</b> Localização da área experimental onde foi construído o poço de infiltração.....	62
<b>Figura 14:</b> Detalhes construtivos do poço de infiltração constituído por anéis de concreto e tijolo furado; brita no fundo; tampa de metal e filtro de manta geotêxtil, brita e areia em cima da tampa.....	63
<b>Figura 15:</b> Anel de concreto com 8 furos de 50 mm, 1,45 m de diâmetro externo e 1,35 m de diâmetro interno .....	64
<b>Figura 16:</b> Anel de concreto assentado em blocos de concreto de dimensões 19 x 14 x 30 cm .....	64
<b>Figura 17:</b> Disposição dos tijolos furados (8 furos) de dimensões 19 x 9 x 19 cm .....	65
<b>Figura 18:</b> Manta geotêxtil colocada nas paredes internas e externas do poço de infiltração .....	65
<b>Figura 19:</b> Tampa de metal colocada sobre o poço construída com barra cantoneira de aço com dimensões 1/8 x 1/2' e 6 mm de espessura formando uma malha inferior de 30 x 30 cm e malha superior de 5 x 5 cm.....	66
<b>Figura 20:</b> Tubo 150 mm de PVC com furos de 1,5 cm utilizado para coleta de dados.....	66
<b>Figura 21:</b> Camada de 10 cm de areia colocada em cima da tampa de metal sobre a manta geotêxtil no início da construção do poço de infiltração .....	67
<b>Figura 22:</b> Lavagem da brita para utilização da mesma no fundo e na tampa do poço .....	67
<b>Figura 23:</b> Canaletas gramadas para condução da água pluvial proveniente do telhado ao poço de infiltração .....	68
<b>Figura 24:</b> Esquemas de alimentação do poço de infiltração: caminho das águas do telhado do prédio ao poço de infiltração por meio das canaletas gramadas.....	69
<b>Figura 25:</b> Vertedor triangular produzido com chapa de latão de 3/16" e 5 mm de espessura, e ângulo de abertura de 90°.....	70
<b>Figura 26:</b> Telhado selecionado como área de contribuição do poço de infiltração .....	71
<b>Figura 27:</b> Curva PDF para tempo de retorno de 1 ano, capacidade de infiltração constante de 90,7 mm/h e coeficiente de segurança igual a 1 utilizado no dimensionamento do poço de infiltração.....	72
<b>Figura 28:</b> Diâmetros poço de infiltração utilizados no dimensionamento do mesmo .....	73
<b>Figura 29:</b> Localização dos pontos 1, 2, 3, 4 e 5 selecionados para ensaio da determinação da permeabilidade do solo realizada pelos métodos de Duplo Anel e Poço Invertido.....	75

<b>Figura 30:</b> Metodologia de coleta das amostras de geotêxtil da tampa fundo e paredes do poço .....	77
<b>Figura 31:</b> Equipamentos utilizados para medição da permissividade e espessura do geotêxtil .....	77
<b>Figura 32:</b> Pluviógrafo eletrônico instalado na estação climatológica da UFSCar e utilizado para coletas de dados de precipitação.....	78
<b>Figura 33:</b> Medidor de nível ISCO 4250 instalado na canaleta e utilizado para coleta de dados.....	79
<b>Figura 34:</b> Medidor de nível instalado dentro do tubo de PVC utilizado para coleta de dados de nível de água dentro do poço .....	80
<b>Figura 35:</b> Descargas de água com o reservatório para simulação de chuvas .....	81
<b>Figura 36:</b> Diferença de acúmulo de água sobre o filtro da tampa em duas situações: filtro com areia (a) e filtro sem areia (b) e análise do processo de perda de carga imposta pela areia no filtro (a).....	86
<b>Figura 37:</b> Amostras de geotêxtil novo, brita lavada e areia nova sem uso compondo o filtro a (esquerda) e amostras de geotêxtil novo, areia e brita retiradas do filtro da tampa do poço após oito meses de sua construção. ....	86
<b>Figura 38:</b> Ensaio de determinação da permeabilidade do solo realizada pelo método de Duplo Anel no fundo do poço .....	88
<b>Figura 39:</b> Acúmulo de areia no fundo do poço encontrada na abertura do mesmo.....	89
<b>Figura 40:</b> Situação da brita no fundo do poço antes da manutenção do poço (a) e a brita lavada e recolocada depois da manutenção do mesmo (b).....	89
<b>Figura 41:</b> Manta geotêxtil antes da manutenção do poço (a) e rearranjo da mesma depois da manutenção o mesmo (b).....	90
<b>Figura 42:</b> Vedação do tubo de coleta e entrada de água no poço por meio do filtro da tampa .....	90
<b>Figura 43:</b> Amostras de água coletadas no vertedor (entrada), dentro do poço, e filtração da água em manta geotêxtil para representar a saída de água do mesmo .....	92
<b>Figura 44:</b> Curva Granulométrica do solo a diferentes profundidades .....	94
<b>Figura 45:</b> Perfil do solo quanto a sua composição granulométrica a diferentes profundidades .....	94
<b>Figura 46:</b> Curvas de infiltração obtidas por meio dos ensaios de Poço Invertido .....	96
<b>Figura 47:</b> Curvas de infiltração obtidas por meio dos ensaios de Duplo Anel.....	97
<b>Figura 48:</b> Limitador de grama separando a areia da terra na etapa de construção do poço (a) e retirada do mesmo no fechamento do poço de infiltração (b).....	99
<b>Figura 49:</b> Curva granulométrica da areia antes da construção do filtro da tampa do poço de infiltração.....	101
<b>Figura 50:</b> Vedação do tubo de coleta de dados na etapa de construção do poço de infiltração.....	102
<b>Figura 51:</b> Distribuição das águas no poço de infiltração e nível máximo sem ocorrer extravasão .....	104
<b>Figura 52:</b> Evento monitorado com nível máximo de água de 1,90 m que ultrapassou o limite do volume de controle do poço de infiltração .....	105
<b>Figura 53:</b> Modelagem do evento 1 com o valor de K otimizado de 31,79 mm/h, coeficiente de explicação de 0,97 ; valor de K não otimizado de 17,22 mm/h, coeficiente de explicação de 0,66 para o nível máximo de 0,55 m e um total precipitado de 4,31 mm.....	107
<b>Figura 54:</b> Modelagem do evento 2 com o valor de K otimizado de 51,46 mm/h e coeficiente de explicação de 0,68 ; valor de K não otimizado de 17,03 mm/h e coeficiente de explicação de 0,58 para o nível máximo de 1,94 m e total precipitado de 65,28 mm.....	108

<b>Figura 55:</b> Modelagem do evento 3 com o valor de K otimizado de 78,02 mm/h e coeficiente de explicação de 0,82; valor de K não otimizado de 25,93 mm/h e coeficiente de explicação de 0,76 para o nível máximo de 1,94 m e total precipitado de 54,86 mm.....	109
<b>Figura 56:</b> Modelagem do evento 4 com o valor de K otimizado de 35,71 mm/h e coeficiente de explicação de 0,94; valor de K não otimizado de 17,61 mm/h e coeficiente de explicação de 0,43 para o nível máximo de 0,65 m e total precipitado de 15,24 mm.....	109
<b>Figura 57:</b> Modelagem do evento 5 com o valor de K otimizado de 27,78 mm/h e coeficiente de explicação de 0,80; valor de K não otimizado de 12,19 mm/h e coeficiente de explicação de 0,63 para o nível máximo de 1,90 m e total precipitado de 79,76 mm.....	110
<b>Figura 58:</b> Modelagem do evento 6 com o valor de K otimizado de 12,85 mm/h e coeficiente de explicação de 0,97; valor de K não otimizado de 6,83 mm/h e coeficiente de explicação de 0,37 para o nível máximo de 0,50 m e total precipitado de 24,13 mm.....	111
<b>Figura 59:</b> Modelagem do evento 7 com o valor de K otimizado de 12,11 mm/h e coeficiente de explicação de 0,92; valor de K não otimizado de 7,40 mm/h e coeficiente de explicação de 0,33 para o nível máximo de 1,60 m e total precipitado de 64,26 mm.....	111
<b>Figura 60:</b> Modelagem do evento 8 com o valor de K otimizado de 9,47 mm/h e coeficiente de explicação de 0,95; valor de K não otimizado de 5,96 mm/h e coeficiente de explicação de 0,40 para o nível máximo de 0,72 m e total precipitado de 11,68 mm.....	112
<b>Figura 61:</b> Modelagem do evento 9 com o valor de K otimizado de 17,32 mm/h e coeficiente de explicação de 0,98; valor de K não otimizado de 8,93 mm/h e coeficiente de explicação de 0,37 para o nível máximo de 0,63 m e total precipitado de 23,88 mm.....	113
<b>Figura 62:</b> Modelagem do evento 10 com o valor de K otimizado de 9,63 mm/h e coeficiente de explicação de 0,91; valor de K não otimizado de 5,98 mm/h e coeficiente de explicação de 0,02 para o nível máximo de 0,49 m e total precipitado de 30,23 mm.....	113
<b>Figura 63:</b> Modelagem do evento 11 com o valor de K otimizado de 21,85 mm/h e coeficiente de explicação de 0,91; valor de K não otimizado de 14,49 mm/h e coeficiente de explicação de 0,40 para o nível máximo de 0,38 m e total precipitado de 10,67 mm.....	114
<b>Figura 64:</b> Representação gráfica do valor de K otimizado (esquerda) e K não otimizado (direita) do evento 1.....	115
<b>Figura 65:</b> Modelagem do evento 1 com o valor de K otimizado de 85,86 mm/h e coeficiente de explicação de 0,91; valor de K não otimizado de 42,36 mm/h e coeficiente de explicação de 0,86 para o nível máximo de 1,33 m e total precipitado de 16,40 mm.....	117
<b>Figura 66:</b> Modelagem do evento 2 com o valor de K otimizado de 54,69 mm/h e coeficiente de explicação de 0,93; valor de K não otimizado de 29,31 mm/h e coeficiente de explicação de 0,91 para o nível máximo de 1,73m e total precipitado de 18,30 mm.....	118
<b>Figura 67:</b> Modelagem do evento 3 com o valor de K otimizado de 39,30 mm/h e coeficiente de explicação de 0,98; valor de K não otimizado de 23,25 mm/h e coeficiente de explicação de 0,87 para o nível máximo de 1,24m e total precipitado de 12,39 mm.....	118
<b>Figura 68:</b> Modelagem do evento 4 com o valor de K otimizado de 24,19 mm/h e coeficiente de explicação de 0,87; valor de K não otimizado de 25,06 mm/h e coeficiente de explicação de 0,89 para o nível máximo de 1,45m e total precipitado de 8,99 mm.....	119
<b>Figura 69:</b> Modelagem do evento 5 com o valor de K otimizado de 25,87 mm/h e coeficiente de explicação de 0,94; valor de K não otimizado de 12,90 mm/h e coeficiente de explicação de 0,86 para o nível máximo de 1,26 m e total precipitado de 14,23 mm.....	120
<b>Figura 70:</b> Modelagem do evento 6 com o valor de K otimizado de 25,00 mm/h e coeficiente de explicação de 0,95; valor de K não otimizado de 13,21 mm/h e coeficiente de explicação de 0,91 para o nível máximo de 1,63 m e total precipitado de 16,97 mm.....	120
<b>Figura 71:</b> Modelagem do evento 7 com o valor de K otimizado de 36,15 mm/h e coeficiente de explicação de 0,95; valor de K não otimizado de 18,41 mm/h e coeficiente de explicação de 0,89 para o nível máximo de 1,42 m e total precipitado de 15,30 mm.....	121

<b>Figura 72:</b> Modelagem do evento 8 com o valor de K otimizado de 18,28 mm/h e coeficiente de explicação de 0,99; valor de K não otimizado de 11,15 mm/h e coeficiente de explicação de 0,88 para o nível máximo de 1,33 m e total precipitado de 12,23 mm.....	122
<b>Figura 73:</b> Modelagem do evento 9 com o valor de K otimizado de 23,80 mm/h e coeficiente de explicação de 0,96; valor de K não otimizado de 15,17 mm/h e coeficiente de explicação de 0,96 para o nível máximo de 1,88 m e total precipitado de 15,77 mm.....	122
<b>Figura 74:</b> Modelagem do evento 10 com o valor de K otimizado de 24,18 mm/h e coeficiente de explicação de 0,94; valor de K não otimizado de 12,65 mm/h e coeficiente de explicação de 0,87 para o nível máximo de 1,91 m e total precipitado de 16,79 mm.....	123
<b>Figura 75:</b> Modelagem do evento 11 com o valor de K otimizado de 24,22 mm/h e coeficiente de explicação de 0,91; valor de K não otimizado de 13,15 mm/h e coeficiente de explicação de 0,95 para o nível máximo de 1,82 m e total precipitado de 16,26 mm.....	124
<b>Figura 76:</b> Representação gráfica do valor de K otimizado e k não otimizado do evento 3 .....	125

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 1:</b> Crescimento populacional em áreas urbanas e rurais.....	25
<b>Tabela 2:</b> Remoção de poluentes por diferentes tipos de técnicas compensatórias relatados por diferentes autores.....	34
<b>Tabela 3:</b> Critérios de dimensionamento da Lei 13.246 de 2003: a relação dos volumes à serem retidos por dimensões da área impermeabilizada .....	43
<b>Tabela 4:</b> Permeabilidade para diferentes solos .....	46
<b>Tabela 5:</b> Classificação e diâmetro dos grãos do solo.....	56
<b>Tabela 6:</b> Tempo de retorno para diferentes formas de ocupação.....	57
<b>Tabela 7:</b> Valores de coeficientes de escoamento superficial (C) para algumas superfícies	58
<b>Tabela 8:</b> Propriedades hidráulicas do geotêxtil.....	65
<b>Tabela 9:</b> Volumes calculados para o poço de infiltração.....	73
<b>Tabela 10:</b> Quantidade de ensaios realizados para determinação da permeabilidade do solo .....	74
<b>Tabela 11:</b> Amostras para ensaio de material pulverulento da areia e da brita.....	76
<b>Tabela 12:</b> Amostragem do geotêxtil .....	76
<b>Tabela 13:</b> Ensaios de permeabilidade do filtro da tampa do poço.....	86
<b>Tabela 14:</b> Locais de coleta de amostras de água e quantidades de coletas em cada ponto de amostragem para eventos de chuvas reais e eventos de chuvas simuladas .....	92
<b>Tabela 15:</b> Composição granulométrica do solo e classificação do mesmo .....	93
<b>Tabela 16:</b> Resultados das capacidades de infiltração do solo obtidos pelo ensaio de Poço Invertido .....	95
<b>Tabela 17:</b> Resultados das capacidades de infiltração do solo obtidos pelo ensaio de Duplo Anel .....	97
<b>Tabela 18:</b> Teor de material pulverulento em percentual na areia e na brita em ensaios realizados quatro e oito meses após a construção do poço.....	98
<b>Tabela 19:</b> Ensaio de Permeabilidade do filtro da tampa em amostras de filtro <i>limpos e sujos</i> .....	100
<b>Tabela 20:</b> Variação das porcentagens da granulometria da areia antes e após a construção do poço .....	100
<b>Tabela 21:</b> Variação de permeabilidade do geotêxtil em amostras novas e amostras retiradas do tampa, paredes e fundo do poço oito meses após a construção do mesmo .....	102
<b>Tabela 22:</b> Características dos eventos monitorados com chuvas reais .....	106
<b>Tabela 23:</b> Valores dos coeficientes de permeabilidade do solo otimizadas e não otimizadas para os eventos de chuvas reais .....	115
<b>Tabela 24:</b> Características dos eventos de chuva simuladas com o uso do reservatório.....	116
<b>Tabela 25:</b> Valores dos coeficientes de permeabilidades do solo otimizadas e não otimizadas para os eventos de chuvas simuladas .....	125
<b>Tabela 26:</b> Ensaios de cor aparente e turbidez em amostras de chuvas reais.....	127
<b>Tabela 27:</b> Ensaios de cor aparente e turbidez com chuvas simuladas .....	128
<b>Tabela 28:</b> Comparação dos ensaios de cor e turbidez com outros estudos.....	129
<b>Tabela 29:</b> Tempos de enchimento e tempos de esvaziamento observados para os eventos monitorados com chuvas reais.....	130
<b>Tabela 30:</b> Tempos de enchimento e tempos de esvaziamento observados e calculados para os eventos monitorados com chuvas simuladas .....	131

## **LISTA DE QUADROS**

**Quadro 1:** Vantagens e desvantagens das técnicas compensatórias de drenagem urbana....31

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO: American Association for State Highway and Transportation Officials  
ABGE: Associação Brasileira de Geologia e Engenharia  
ABINT: Associação Brasileira das Indústrias de Não-Tecidos e Tecidos Técnicos  
ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas  
AFNOR: Association Française de Normalisation  
APHA: American Public Health Association  
ASTM: American Society for Testing and Material  
BMP: Best Management Practices  
Cd: Cádmio  
CT – Hidro: Fundo setorial de Recursos Hídricos  
Cu: Cobre  
DAEE/CETESB: Departamento de Águas e Energia Elétrica / Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental  
DBO: Demanda Bioquímica de Oxigênio  
DQO: Demanda Química de Oxigênio  
E. coli: Escherichia coli  
EESC: Escola de Engenharia de São Carlos  
EPA: Environmental Protection Agency  
FINEP: Financiadora de Estudos e Projetos  
F-V-T: Filtro-Vala-Trincheira de Infiltração  
G-HIDRO: Grupo de Pesquisa de Sistemas Hídricos Urbanos  
IBGE: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística  
IDF: Intensidade-Duração-Frequência  
LID: Low Impact Development  
MCT: Ministério da Ciência e Tecnologia  
MIT: Massachusetts Institute of Technology  
Mn: Manganês  
N: Nitrogênio  
Ni: Níquel  
Pb: Chumbo  
PNPS: Point and Nonpoint Source Programs

QTAP: Quantidade, Qualidade e Tratamento de Águas Pluviais

SST: Sólidos Suspensos Totais

TN: Total de Nitrogênio

TP: Total de Fósforo

Tr: Tempo de retorno (anos)

UFG: Universidade Federal de Goiás

UFSCAR: Universidade Federal de São Carlos

VIB: Velocidade Básica de Infiltração

Zn: Zinco

## LISTA DE SÍMBOLOS

$a_{50}$  = Superfície interna do poço até 50% da altura incluindo a base (m<sup>2</sup>)

$A_f$  = Área do fundo do poço (m<sup>2</sup>)

$A$  = Área do tubo de ensaio (cm<sup>2</sup>); Área de drenagem (ha)

$Aa$ : Área de drenagem efetiva (m<sup>2</sup>)

$C$  = Coeficiente de escoamento superficial (adimensional)

$Df$  = Tempo de funcionamento (min)

$Dv$  = Tempo de descarga (min)

$D$  = Diâmetro do furo (m)

$DH_{max}(q_s, T)$  = Altura máxima de chuva (mm)

$e$  = Espaçamento entre tijolos (m)

$F_0$  = Função objetivo

$f$  = Capacidade de infiltração no tempo (mm/h)

$f_0$  = Capacidade de infiltração inicial (mm/h)

$f_c$  = Capacidade de infiltração final em mm/h

$h_{1(1)} + r/2$  = altura correspondente a um dado ponto da reta interpolatriz (cm)

$h_{1(2)} + r/2$  = altura correspondente a um segundo ponto da reta interpolatriz (cm)

$h$  = alturas correspondente a: tijolo (m); lâmina de água acima da crista do vertedor (m);

Carga piezométrica (m)

$H$  = Altura do corpo de prova (cm)

$h_3$  = Altura da água no tubo de entrada do experimento de Darcy (m)

$h_4$  = Altura da água no tubo de saída do experimento de Darcy (m)

$I$  = Intensidade pluviométrica (mm/min); Índice de vazios dos tijolos; Vazão de entrada (m<sup>3</sup>/s)

$i$  = Intensidade máxima em mm/min para duração  $t$

$K_n$  = Permeabilidade normal (cm/s)

$k_f$  = Constante de decaimento da capacidade de infiltração (s<sup>-1</sup>)

$K$  = Permeabilidade do filtro (cm/s); Taxa de infiltração do solo (m/s); permeabilidade ou condutividade hidráulica do solo (m/s)

$k_{no}$  = Permeabilidade do solo não otimizada

$k_o$  = Permeabilidade do solo otimizada

$L$  = largura do tijolo (m); Altura de carga disponível (cm)

$L_c$  = Altura do corpo de prova (m)

$L$  = Gradiente hidráulico (unidimensional)

$NA$  = nível de água (m)

$n_f$  = Número de furos

$NA_{max}$  = Nível máximo de água dentro do poço (m)

$NA_{calc}$  = Nível de água calculado (m)

$NA_{obs}$  = Nível de água observado (m)

$P(D_p, T)$  = Altura máxima de chuva (mm)

$q_s$  : Vazão específica (m/s)

$Q$  = Vazão (m<sup>3</sup>/s); Vazão de infiltração (m/s); vazão de saída;

$Q_s$  = Vazão de saída (m<sup>3</sup>/s)

$q$  = Velocidade de Darcy (m/s)

$R$  = Raio do poço (m)

$r$  = raio do poço (cm)

$S$  = Volume armazenado dentro da estrutura (m<sup>3</sup>)

$S_{75-25}$  = Volume de água compreendido entre 75% e 25% da altura do poço (m<sup>3</sup>)

$t, t+1$  = são índices de tempo;

$t$  = Tempo (s); Tempo decorrido desde a saturação superficial do solo (horas)

$t_e$  = Tempo de esvaziamento (min ou seg)

$t_f$  = Tempo final referente ao nível zero (min)

$t_i$  = Tempo inicial referente ao nível de água máximo dentro do poço (min)

$t_{1(1)}$  = tempo ou instante correspondente a primeira leitura

$t_{1(2)}$  = tempo ou instante correspondente a segunda leitura

$t_{75-25}$  = Tempo em que o nível passa de 75% para 25% do nível máximo que a água atinge no poço (s)

$T_{GT}$  = Espessura (cm)

$V$  = Volume (m<sup>3</sup>)

$\Delta t$  = Intervalo de tempo (s)

$2V_{(t1)}$  e  $2V_{(t2)}$  = Volumes nos instantes 1 e 2, respectivamente

$\psi$  = Permissividade (s<sup>-1</sup>)

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	19
2	OBJETIVO GERAL.....	21
	2.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	21
3	REFERENCIAL TEÓRICO.....	22
	3.1 EVOLUÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM .....	22
	3.2 EFEITOS DA URBANIZAÇÃO NA DRENAGEM URBANA.....	24
	3.2.1 Impactos da urbanização na qualidade da água.....	26
	3.3 SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA ALTERNATIVOS .....	27
	3.4 REMOÇÃO DE POLUENTES POR TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS DE DRENAGEM.....	33
	3.5 POÇO DE INFILTRAÇÃO NA DRENAGEM URBANA .....	36
	3.6 INFILTRAÇÃO E PROPAGAÇÃO DA ÁGUA NO SOLO .....	45
	3.6.1 Equação de Horton .....	48
	3.6.2 Equação de Darcy .....	49
	3.6.3 Método de Puls .....	50
	3.6.4 ENSAIOS DE CAMPO PARA DETERMINAÇÃO DA PERMEABILIDADE DO SOLO.....	52
	3.6.4.1 Método de Poço Invertido .....	52
	3.6.4.2 Método de Duplo Anel .....	54
	3.7 Granulometria.....	56
	3.8 PARÂMETROS HIDROLÓGICOS PARA CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE POÇOS DE INFILTRAÇÃO .....	56
4	METODOLOGIA.....	62
	4.1 PROJETO, MATERIAIS CONSTRUTIVOS, EXECUÇÃO E FUNCIONAMENTO .....	63
	4.2 FUNCIONAMENTO DO POÇO DE INFILTRAÇÃO.....	68
	4.3 MONITORAMENTO DAS VAZÕES DE ENTRADA.....	69
	4.4 DIMENSIONAMENTO DO POÇO DE INFILTRAÇÃO.....	70
	4.5 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO E DOS AGREGADOS (BRITA, AREIA E GEOTÊXTIL).....	74
	4.5.1 Ensaio de solo .....	74
	4.5.2 Ensaio da brita e da areia sobre a tampa do poço de infiltração .....	75
	4.5.3 Ensaio no geotêxtil.....	76
	4.6 MONITORAMENTO DO POÇO: CHUVA E NÍVEIS DE ÁGUA .....	78
	4.6.1 Medidas de precipitação .....	78
	4.6.2 Medidas de vazões.....	79
	4.6.3 Medida de nível .....	80
	4.6.4 Simulação de chuvas com o reservatório .....	80
	4.6.5 Modelagem do poço de infiltração .....	81
	4.6.6 Método de Puls com valor de K constante sem otimização .....	83
	4.6.7 Método de Puls com valor de K constante otimizado .....	83
	4.6.8 Cálculo dos tempos de enchimento e tempos de esvaziamento observados e calculados .....	84
	4.6.9 Ensaio de permeabilidade do filtro de areia, brita e geotêxtil da tampa do poço ..	85
	4.7 Manutenção do poço de infiltração .....	88
	4.8 ASPECTOS QUALITATIVOS: DETERMINAÇÃO DE COR APARENTE E TURBIDEZ.....	90
	4.8.1 Análise dos parâmetros: cor aparente e turbidez.....	91

5.0 RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	93
5.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO.....	93
5.1.1 Resultados dos ensaios de infiltração com o método de Poço Invertido.....	95
5.1.2 Resultados dos ensaios de infiltração com o método de Duplo Anel.....	96
5.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS AGREGADOS .....	98
5.2.1 Brita e areia da tampa do poço .....	98
5.2.2 Resultados dos ensaios de permeabilidade do filtro da tampa .....	99
5.2.3 Resultados dos ensaios no geotêxtil .....	101
5.3 MONITORAMENTO DO POÇO DE INFILTRAÇÃO E MODELAGEM PULS.....	103
5.3.1 Características dos eventos de chuvas reais .....	105
5.3.2 Modelagem Puls dos eventos de chuvas reais .....	106
5.3.2.1 Cálculos das permeabilidades do solo e obtenção dos coeficientes de explicação .....	114
5.3.2.2 Interpretação dos resultados da modelagem Puls para os eventos de chuvas reais .....	115
5.4 Características dos eventos de chuvas simuladas .....	116
5.4.1 Modelagem Puls dos eventos monitorados com chuvas simuladas .....	117
5.4.2 Cálculo da permeabilidade do solo e obtenção dos coeficientes de explicação ..	124
5.4.3 Interpretação dos resultados da modelagem Puls para os eventos de chuvas simuladas .....	125
5.5 Resultados dos ensaios dos materiais em suspensão: cor aparente e turbidez .....	126
5.5.1 Ensaio com amostras de chuvas reais .....	126
5.5.2 Ensaio com amostras de chuvas simuladas .....	127
5.6 COMPARAÇÃO ENTRE OS TEMPOS DE FUNCIONAMENTO E ESVAZIAMENTO: OBSERVADOS E CALCULADOS .....	129
5.6.1 Tempos de funcionamento e esvaziamento em eventos de chuvas reais .....	129
5.6.2 Tempos de funcionamento e esvaziamento em eventos de chuvas simuladas ....	130
5.7 AVALIAÇÃO DA REPRESENTATIVIDADE DO MODELO APLICADO .....	132
5.8 CUSTOS DE CONSTRUÇÃO E MANUTENÇÃO .....	133
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....	134
7 BIBLIOGRAFIA .....	138

## 1 INTRODUÇÃO

Os diversos problemas de drenagem pluvial nas cidades têm sido consequência do crescimento da urbanização que ainda mantém o conceito tradicional de afastar a água o mais rápido possível para a jusante gerando assim os alagamentos nos pontos críticos da cidade. As inundações têm se tornado frequentes no Brasil e assim comprovou a necessidade de um avanço no estudo de técnicas alternativas de drenagem urbana.

Para um melhor entendimento dos danos causados pelo processo de impermeabilização das superfícies deve-se analisar o processo hidrológico nas superfícies naturais. Neste processo a água precipitada é interceptada pela vegetação, parte dela infiltra-se no solo, parte é evaporada, e a parcela restante é escoada gerando o escoamento superficial direto. Já nas superfícies impermeabilizadas há uma redução da interceptação, da evaporação e da infiltração, favorecendo o aumento do escoamento superficial e consequentemente um aumento no pico de vazão, a redução do tempo de concentração da água na bacia, e a redução do coeficiente de rugosidade (TUCCI, 1993; POMPEO, 2000).

Outro problema gerado pela ocorrência de enchentes é a deterioração da qualidade da água, uma vez que as águas das enchentes lavam as superfícies carregando poluentes para os corpos de água receptores.

As soluções tradicionais para esses problemas são geralmente a canalização do escoamento, e o aumento da eficiência de condutos e canais, que acabam apenas transferindo o problema para áreas mais baixas, aumentando a velocidade do escoamento e diminuindo o tempo de concentração das águas pluviais nas bacias hidrográficas.

Um novo conceito de drenagem urbana surge para tratar águas pluviais através da infiltração no solo ou simplesmente retardar o escoamento e amortecer as vazões de pico, buscando por meio de técnicas estruturais compensar o efeito das superfícies impermeabilizadas e tratar o problema no local em que ele é gerado. Estas técnicas compreendem estruturas de detenção/retenção e infiltração, tais como, bacias, trincheiras, valas, planos, pavimentos e poços.

O poço de infiltração é uma obra pontual utilizada como medida compensatória para substituir o sistema de drenagem convencional tratando assim o escoamento gerado pela edificação no próprio lote. A técnica necessita de uma pequena área para sua implantação e é facilmente integrada à paisagem urbana.

De acordo com Silva (2006), a eficiência das técnicas compensatórias de drenagem depende das características do local de sua implantação, não sendo possível transferir os resultados e métodos utilizados de um local para outro. O autor destaca então, a necessidade de experimentar o comportamento da técnica para cada local.

Apesar dos poucos trabalhos desenvolvidos na área, percebe-se um maior número de pesquisas no estudo experimental de trincheiras, bacias de infiltração e pavimentos permeáveis. O estudo de poços de infiltração ainda é restrito. Em algumas cidades brasileiras esse tipo de dispositivo vem sendo executado em edificações, mas não se tem conhecimento suficiente sobre a eficiência do sistema, assim como critérios de dimensionamento, execução e manutenção.

O estudo experimental de técnicas alternativas permite levantar esses critérios e avaliar a eficiência do sistema sob características locais de implantação. Sendo assim, o trabalho preocupou-se em levantar os critérios de dimensionamento, execução e manutenção para avaliar o desempenho do poço de infiltração na redução dos volumes escoados.

Com relação aos critérios de construção e execução, o trabalho apresenta detalhes importantes, tais como: a utilização de filtros composto por areia + brita + manta geotêxtil sobre a tampa do poço para retardar a colmatação da estrutura e prolongar sua vida útil; esquema de condução das águas com canaletas gramadas, de forma a garantir que a entrada da água no poço seja somente através da tampa passando obrigatoriamente pelo filtro; a utilização de dispositivos para uma melhor distribuição da água; a manutenção, os custos, e a modelagem.

Para levantar critérios de dimensionamento procurou-se trabalhar com uma estrutura sob “estresse”, ou seja, a estrutura foi dimensionada para armazenar um volume menor do que deveria ter inicialmente. Sendo assim, o trabalho contribui para o melhor entendimento do comportamento de poços de infiltração e recomenda critérios de execução para o uso desta estrutura em maiores escalas.

## **2 OBJETIVO GERAL**

O objetivo deste trabalho consiste em avaliar o comportamento dinâmico de um poço de infiltração, em escala real, como estrutura compensatória de drenagem urbana no controle do escoamento superficial.

### **2.1 Objetivos específicos**

- i. Dimensionar, construir, operar e modelar um poço de infiltração;
- ii. Avaliar a colmatação do geotêxtil e observar seus dispositivos de entrada de água;
- iii. Analisar o desempenho do poço no controle da vazão de pico e do volume de escoamento superficial direto;
- iv. Monitorar o comportamento do poço com relação à retenção de materiais suspensos.

### 3 REFERENCIAL TEÓRICO

#### 3.1 Evolução do sistema de drenagem

As primeiras obras de evacuação das águas pluviais surgiram na Roma Antiga, estritamente ligadas ao desenvolvimento urbano. A “*cloaca máxima*”, termo latim utilizado para designar drenagem urbana, foi umas das primeiras obras de grandes dimensões em função da melhoria da qualidade de vida das populações. Essas redes denominadas sistemas unitários de drenagem transportam as águas residuais domésticas e as águas pluviais em um mesmo canal.

Na Idade Média houve uma paralisação na construção e implantação de sistemas de drenagem, e os que existiam não recebiam manutenção. Este fato levou as cidades europeias a um conceito denominado “*tout à la rue*” onde as águas residuais e pluviais não eram coletadas sendo simplesmente lançadas na rua, situação que deu origem ao termo “*cidade pútrida*” onde a lama misturada com esgoto tomava conta do sistema viário e deixava um odor desagradável perceptível a distância.

A disposição geográfica das populações na cidade naquela época era estratificada socialmente. Não muito diferente dos dias de hoje, as populações economicamente menos favorecidas habitavam as áreas mais baixas e ficavam sujeitas às inundações que carregavam toda a água contaminada lançada nas ruas. Essa situação teve como consequências epidemias de cólera e tifo, levando a Europa a levantar as questões de insalubridade pública que só foram questionadas durante o Renascimento, quando os cursos de água foram transformados em esgotos com a realização de obras de regularização de canalização dos rios (BAPTISTA, NASCIMENTO & BARRAUD, 2005).

No Brasil, as primeiras obras de drenagem foram construídas pelos holandeses no século XVII com a implantação de diques, canais e ancoradouros, aterramento e drenagem. Até então, as soluções sanitárias (abastecimento de água e evacuação dos dejetos) ficavam sob encargo dos indivíduos, sendo a captação de água em mananciais e as ações de saneamento voltadas à drenagem.

Já no século XVIII os serviços de infraestrutura eram feitos por intermédio de concessão à iniciativa privada e embora tenha se construído algumas redes para abastecimento e esgotamento sanitário, estes serviços abrangiam apenas os núcleos centrais urbanos e atendiam uma pequena parcela da população. Portanto em 1850, devido ao

surgimento da febre amarela, comissões de saúde e engenharia foram criadas visando unificar os serviços sanitários do Império e instituir o Conselho Superior de Saúde Pública com funções normativas (SILVA, 2000).

O conceito higienista de afastar as águas pluviais e residuais dos centros urbanos surge na Europa no século XIX com medidas de saúde pública e eliminação sistemática das águas paradas ou empoçadas nas cidades. No Brasil, as primeiras canalizações de esgoto ocorreram em 1864 no Rio de Janeiro, porém o conceito higienista só foi aplicado efetivamente a partir do ano de 1889 com a implantação do sistema separador absoluto, que diferente da Europa, conduzia as águas residuais e pluviais através de tubulações separadas e exclusivas (SANTOS, 1928 *apud* SILVEIRA, 1998).

Enquanto no Brasil se implantava a rede de drenagem nas cidades, na Europa e na América do Norte em 1970 surge o conceito de tecnologias alternativas de drenagem urbana, também conhecida como medidas compensatórias de drenagem, ou *Best Management Practices* – BMPs. Estas contrapõem a abordagem higienista de livrar-se das águas, e mantém o conceito de neutralizar os efeitos do processo de urbanização sobre os processos hidrológicos utilizando-se de técnicas que tratam o escoamento pluvial no local em que é gerado, através dos processos de armazenamento, detenção e infiltração das águas pluviais.

Assim como as BMPs, surge em meados de 1990 uma nova abordagem de gestão sustentável de drenagem conhecida como Desenvolvimento de Baixo Impacto (*Low Impact Development* – LID). Esta busca compatibilizar projetos hidrológicamente funcionais e esteticamente agradáveis para controlar as águas pluviais e minimizar seus impactos sobre as superfícies urbanas.

Para Prince George (1999) o conceito de LID aborda um planejamento de ocupação do espaço urbano que obedeça aos mecanismos naturais de escoamento; a conservação dos ecossistemas e recursos naturais, buscando reduzir os espaços impermeabilizados das superfícies; a manutenção dos canais de drenagem; o controle da poluição da água pluvial e redução das fontes de contaminação; os dispositivos hidráulicos, que aumentam o tempo de concentração das águas; os programas de educação para modificar ações; e atividades na proteção do ambiente.

Tavanti (2009) avaliou métodos e técnicas do desenvolvimento de baixo impacto no campus da UFSCar, por meio da comparação de três condições de ocupação: pré-ocupação, ocupação convencional e ocupação de baixo impacto. Para tanto, por meio da quantificação e avaliação de parâmetros urbanísticos, ambientais e hidrológicos comprovou-

se que a ocupação de baixo impacto se aproxima das condições de pré-ocupação. A autora também evidencia que o desenvolvimento de baixo impacto diferencia-se das formas convencionais de planejamento pela necessidade de tratar do manejo das águas pluviais ao mesmo tempo em que se elabora o projeto urbano.

### **3.2 Efeitos da urbanização na drenagem urbana**

O processo de urbanização no Brasil se deu principalmente entre os anos de 1940 a 1980 quando os moradores da área rural migraram para as cidades devido à mecanização do campo e uma possível melhoria na qualidade de vida nas áreas urbanas. Neste período ocorreu a metropolização da urbanização brasileira em que as cidades com mais de 500 mil habitantes passaram de 7,7% para 16,2% da população total (SCHMIDT & FARRET, 1986).

De acordo com Martine (1994), no período que compreende 1980 a 1991, todas as regiões brasileiras apresentaram uma desaceleração no seu ritmo de crescimento em relação às décadas anteriores. A população urbana cresceu de 68% para mais de 75%, enquanto as áreas rurais enfrentavam um decréscimo de 0,6% ao ano, representando um crescimento absoluto de mais 30 milhões de residentes urbanos.

Entre os anos 1991 a 2000 a população urbana - que era 7,3 vezes maior que a população rural - passou a ser 9,5 vezes maior, demonstrando a continuidade do processo de diminuição da população rural na ordem de quatro milhões de pessoas (IBGE, 2001).

Já em 2010 a população brasileira resulta em 190.732.694 pessoas, e destas, 84,36% vivem em áreas urbanas e apenas 15,64% da população reside em áreas rurais. O aumento da população no período de 1940 a 2010 é apresentado na Tabela 1.

**Tabela 1:** Crescimento populacional em áreas urbanas e rurais

Ano	População Rural (milhões de habitantes)	População Urbana (milhões de habitantes)	Percentual da população urbana	Percentual da população rural
<b>1940</b>	≈12,9	≈28,3	-	-
<b>1950</b>	33.161.506	18.782.891	36,16	63,84
<b>1960</b>	38.987.526	32.004.817	45,08	54,92
<b>1970</b>	41.603.839	52.904.744	55,98	44,02
<b>1980</b>	39.137.198	82.013.375	67,70	32,30
<b>1991</b>	36.041.633	110.875.826	75,47	24,53
<b>1996</b>	33.993.332	123.076.831	78,36	21,64
<b>2000</b>	31.845.211	137.953.959	81,25	18,75
<b>2010</b>	29.830.007	160.925.792	84,36	15,64
População Total	<b>190.755.799</b>		<b>100%</b>	

Fonte: Adaptado de IBGE (2011)

Devido ao aumento acelerado da população nas áreas urbanas nesses períodos vários problemas de ordem social, econômica e ambiental ocorreram, marcando o final do século XX com imagens das cidades carregadas por assentamentos humanos precários, poluição do ar e das águas, enchentes, desmoronamentos, crianças abandonadas, violência e epidemias (MARICATO, 2012). Uma das consequências do problema é apresentada na Figura 1.



**Figura 1:** O problema das enchentes no Brasil

Fonte: <http://www.nosrevista.com.br/2010/07/09/vala-comum-ou-a-tragedia-anunciada-das-enchentes-no-brasil/>

As consequências da urbanização sobre o sistema de drenagem convencional são: os picos maiores a jusante; a obstrução, estrangulamento e assoreamento dos canais de

drenagem; a redução da capacidade hidráulica dos sistemas; e a alteração da paisagem urbana (TUCCI, 1993).

Além disso, o processo gera a redução do tempo de concentração da água pluvial na bacia, da interceptação, da evapotranspiração e do coeficiente de rugosidade. Ainda nessa relação Porto (1995) destaca que o pico da cheia em uma bacia urbanizada pode ser seis vezes maior que o pico da cheia em uma bacia em condições naturais.

Em relação aos impactos da urbanização sobre o meio ambiente destacam-se: os desmatamentos da vegetação, a ocupação de encostas, as erosões e assoreamentos, a produção de sedimentos, o aumento da produção de resíduos sólidos, a contaminação das águas pluviais e a degradação da qualidade da água, esta última dá origem às doenças de veiculação hídrica com consequências sérias em inundações (KOBAYASHI *et al.*, 2008; NEVES, 2006).

Todos esses problemas causam sérios impactos com consequências também não hidrológicas, mas de caráter socioeconômico, como a proliferação de favelas e invasões; a ocupação de áreas impróprias e a ocupação extensa e adensada que dificulta a construção de canalizações e elimina áreas de armazenamento (PORTO, 1995).

### **3.2.1 Impactos da urbanização na qualidade da água**

De acordo com Baptista, Nascimento & Barraud (2005) o risco de poluição das águas devido à drenagem urbana depende das características dos eventos pluviais (volume, intensidade, duração); da produção e a acumulação da poluição sobre a bacia; da forma de transferência da poluição para os meios receptores (rede de drenagem, solo); da natureza do meio receptor (rio, lençol freático) e do estado e usos da água.

Tucci (1993) classifica esses efeitos como: poluição existente no ar que se precipita junto com a água; lavagem das superfícies urbanas contaminadas com diferentes componentes orgânicos e metais, resíduos sólidos representados por sedimentos erodidos pelo aumento da vazão (velocidade do escoamento); lixo urbano depositado ou transportado para a drenagem; e esgoto não coletado que escoar através da drenagem.

A poluição por cargas difusas é um fenômeno com origem no ciclo hidrológico. Este é aleatório como o evento hidrológico responsável pela sua ocorrência, fazendo com que as concentrações de poluentes no escoamento gerado variem ao longo do evento, assim como as vazões. Este processo gera um "polutograma" com a mesma forma

genérica do hidrograma correspondente (ZAHEDA FILHO *et. al.*, 2011). De acordo com Shueller (1987) a maior carga de poluentes de origem pluvial é carregada nos primeiros 25 mm de escoamento superficial, e a concentração média dos eventos característicos de cada área drenada, não se altera em razão do volume do evento.

Nos Estados Unidos (EUA), os esforços no controle da poluição urbana se voltavam principalmente às fontes de poluição pontuais. Em 1972, foi decretado o *Clean Water Act*, uma legislação federal que abrange os problemas ambientais. Até este ano, a EPA - *Environmental Protection Agency* já havia investido 44,6 bilhões de dólares em programas de controle de poluição por esgotos. Visto que não bastava apenas controlar a poluição pontual, pois mesmo com grandes investimentos em tecnologias não se atingia a qualidade desejada aos ambientes, em 1987 o congresso alterou o *Clean Water Act* para que fossem incluídas as fontes de poluição difusas, sendo autorizados mais 18 bilhões de dólares para investimentos nessa área (EPA, 2011; TUCCI, 2008).

Segundo Righetto (2009) a qualidade da água é um atributo particular em cada região, pois está relacionada com a área ocupada e com o tipo de ocupação da bacia, apresentando variações na sequência de eventos chuvosos.

No Brasil essas fontes ainda não são adequadamente controladas, e tratando-se de cargas difusas o dilema se intensifica, visto que a temática sequer é mencionada na Política Nacional do Meio Ambiente. Com relação ao desenvolvimento científico na área, ainda há poucos registros de pesquisas que procuram aprofundar o conhecimento acerca da geração dessas cargas e o impacto delas na qualidade da água. Algumas obras tratam do assunto como: Poletto (2003), Silva (2003), Ceretta (2004), Brites & Gastaldini (2005), Grilli e Betine (2010).

### **3.3 Sistemas de drenagem urbana alternativos**

O conceito de tecnologias alternativas ou técnicas compensatórias de drenagem surgiu na Europa e na América do Norte como uma nova abordagem de drenagem urbana; esta ao contrário do conceito higienista tem uma concepção ambiental. Procura minimizar a deficiência dos sistemas convencionais neutralizando os efeitos da urbanização sobre os processos hidrológicos, com benefícios para a qualidade de vida e preservação ambiental.

De acordo com Baptista, Nascimento & Barraud (2005), as técnicas compensatórias surgem para atuar na detenção e na infiltração das águas precipitadas visando o rearranjo temporal das vazões e a diminuição do volume escoado, reduzindo a probabilidade de inundações e aumentando a possibilidade de ganhos na qualidade das águas pluviais.

Segundo Souza (2002) cada novo espaço a ser urbanizado deve compensar seu efeito de ocupação, pois isso representará uma manutenção e recuperação do ciclo hidrológico urbano fazendo com que a população perceba esse processo e participe da manutenção deste.

As vantagens de se utilizar esses sistemas de drenagem são: diminuição dos riscos de inundação e melhoria da qualidade do meio urbano e da água; redução ou eliminação do uso da microdrenagem local; boa integração com espaços urbanos e valorização da água no meio urbano; melhoria da recarga de água subterrânea; minimização de intervenções a jusante decorrentes de novos loteamentos; e baixo custo de implantação (URBONAS & STAHR, 1993).

Em relação às desvantagens, os autores citam: utilização de tecnologias limitadas às características do local, tais como: tipo de solo, uso e ocupação, topografia, lençol subterrâneo; manutenção frequente de modo a se evitar perdas e aumentar a vida útil das estruturas; dificuldade de avaliar seu desempenho a longo prazo devido a aplicação recente e falta de informações a respeito de seu funcionamento; e risco de contaminação do solo e do aquífero. Os diversos tipos de técnicas compensatórias são apresentados na Figura 2.



**Figura 2:** Tipos de técnicas estruturais de drenagem urbana

As técnicas compensatórias são classificadas em estruturais e não-estruturais, sendo as não-estruturais aquelas que incluem os princípios de prevenção, como as ações de educação ambiental. Já as estruturais são aquelas que atuam na detenção, retenção e

infiltração do volume escoado, podendo ser divididas em: técnicas para controle na fonte; técnicas lineares; e técnicas para controle centralizado.

Alguns autores desenvolveram estudos acerca das técnicas compensatórias de drenagem. Serão apresentadas algumas características, vantagens e desvantagens de acordo com os seguintes autores: Baptista, Nascimento & Barraud (2005); Almeida, Nascimento & Baptista (2005); Deschene (2002); Matos, (2000); Cruz, Tucci & Silveira, (1998); Barraud *et al.*, (1999); Urbonas & Stahre (1993); e Schueler (1987).

- ✓ Técnicas de controle na fonte: valas e valetas de armazenamento e/ou infiltração; micro reservatórios individuais; telhados armazenadores também conhecidos popularmente como *telhados verdes*; e poços de infiltração. O poço de infiltração apesar de se constituir uma técnica de controle na fonte será apresentado separadamente em outro item do texto por ser o objeto de estudo da pesquisa.
- ✓ Técnicas lineares: pavimentos porosos, dotados ou não de dispositivos de infiltração; as valas de retenção e/ou infiltração e as trincheiras de infiltração.
- ✓ Técnicas de controle centralizado: bacias de retenção e retenção.

As valas, valetas e planos de infiltração e/ou retenção são técnicas compensatórias constituídas por simples depressões escavadas no solo e possuem como finalidade armazenar temporariamente as águas pluviais, favorecendo eventualmente a infiltração. As diferenças entre as estruturas são percebidas em suas dimensões, sendo as valas e valetas com dimensões longitudinais maiores que transversais. Já os planos possuem pequenas profundidades e as dimensões longitudinais não muito maiores do que as transversais (ALMEIDA, NASCIMENTO & BAPTISTA, 2005).

Os micros reservatórios ou reservatórios individuais são pequenas estruturas de amortecimento de cheia que permitem retardar o escoamento e atenuar os picos de cheia, possibilitando assim, a recuperação da capacidade de amortecimento da bacia perdida pelo processo de impermeabilização da superfície. Os reservatórios podem ser instalados ao ar livre (a céu aberto), enterrados ou dentro de uma edificação domiciliar. Estes são geralmente tanques pré-fabricados, estruturas em alvenaria ou concreto que permitem utilizar as águas pluviais para usos domésticos não potáveis, respeitando a concepção e os critérios adequados de projeto para a dupla função de amortecimento de cheias e reserva de águas de abastecimento (CRUZ, TUCCI & SILVEIRA, 1998; BAPTISTA, NASCIMENTO & BARRAUD, 2005).

Os telhados de armazenamento representam uma das possibilidades para redução do escoamento das águas das chuvas por meio do armazenamento provisório em sua própria estrutura, com limitação de descarga de vazão máxima por reguladores de vazão. Nesta técnica pode-se adotar tanto telhados planos como dotados de inclinação de 5%, dependendo de instalação de compartimentos (BAPTISTA, NASCIMENTO & BARRAUD, 2005).

Estas estruturas podem ser compostas por vegetação ou por britas e seixos. Os vegetalizados podem conter uma vegetação intensiva predominante (telhado jardim acessível) e/ou extensiva (cobertura vegetal simples). Além do aspecto hidrológico e urbanístico positivo, os telhados consistem ainda em proteção térmica contribuindo para o isolamento da edificação. Já os telhados com britas e seixos são utilizados quando não se prevê o acesso do usuário ao local, favorecendo uma proteção contra a impermeabilização, tanto na ação mecânica quanto sobre os raios ultravioletas em relação às variações bruscas de temperatura. Esta técnica se apresenta bastante atrativa por oferecer um grande potencial de integração aos projetos urbanísticos e arquitetônicos (BAPTISTA NASCIMENTO & BARRAUD, 2005; MATOS 2000).

As trincheiras de infiltração são técnicas compensatórias lineares implantadas na superfície do terreno a pequenas profundidades, e tem por finalidade recolher as águas pluviais e infiltrá-las no solo. Destaca-se também sua utilização na estabilização e atenuação de contaminantes provenientes do escoamento superficial (SCHUELER, 1987; BAPTISTA, NASCIMENTO & BARRAUD, 2005).

O pavimento permeável consiste em uma parte da infraestrutura destinada à circulação de pessoas e de veículos, e dispõe de uma camada de base com elevado número de vazios no qual armazena e infiltra as águas pluviais. Essa estrutura é definida como dispositivo de infiltração que desvia o escoamento superficial para dentro de reservatórios de pedras localizado sob a superfície do terreno (BAPTISTA, NASCIMENTO & BARRAUD, 2005; URBONAS & STAHR, 1993).

Os pavimentos são classificados em pavimentos permeáveis e pavimentos porosos e podem ser identificados três níveis diferentes de atuação no controle do escoamento superficial, sendo estes:

- ✓ Pavimentos com revestimento superficial permeável: possibilita a redução da velocidade do escoamento superficial, a retenção temporária de pequenos volumes de água na superfície do pavimento e infiltra parte da água;

- ✓ Pavimentos com estrutura porosa de retenção: detém temporariamente a água pluvial amortecendo o pico de vazão e alterando o desenvolvimento temporal dos hidrogramas;
- ✓ Pavimentos com estrutura porosa e com dispositivos de facilitação de infiltração: detém temporariamente a água e infiltra parte dela, amortecendo o pico de vazão, a alteração temporal dos hidrogramas e a redução dos volumes efetivamente escoados.

As bacias de retenção são estruturas de acumulação temporária das águas pluviais, e dispositivos de armazenamento e regularização do escoamento pluvial afluente. As bacias são utilizadas para atender três funções principais relacionadas à drenagem urbana: a primeira relaciona-se ao controle de inundações através do amortecimento de cheias geradas no contexto urbano; também atua na redução do escoamento superficial (no caso de bacias de infiltração); e na redução da poluição difusa de origem pluvial (URBONAS & STAHR, 1993; DECHESNE, 2002). O emprego de bacias de retenção no Brasil faz-se há mais de 50 anos (ALMEIDA, NASCIMENTO & BAPTISTA, 2005). As vantagens e desvantagens das estruturas compensatórias de drenagem são apresentadas no Quadro 1.

**Quadro 1:** Vantagens e desvantagens das técnicas compensatórias de drenagem urbana

TIPO DE TÉCNICA COMPENSATÓRIA	VANTAGENS	DESvantagens
Valas, Valetas e Planos	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Baixo custo de construção e manutenção;</li> <li>- Redução das dimensões do sistema de drenagem a jusante, ou eliminação do mesmo;</li> <li>- Boa integração paisagística valorizando o espaço urbano;</li> <li>- Possibilidade de recarga do lençol freático;</li> <li>- Possibilidade de melhoria da qualidade das águas pluviais.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Necessidade de espaço específico para sua implantação;</li> <li>- Necessidade de manutenção periódica;</li> <li>- Restrição de eficiência em áreas de fortes declividades;</li> <li>- Possibilidade de estagnação das águas com implicações ambientais.</li> </ul>
Reservatório Individual	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Utilização das águas pluviais para uso doméstico e irrigação;</li> <li>- Reserva de água de abastecimento quando respeitados os critérios adequados;</li> <li>- Redução dos picos de vazão à jusante.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Instalações da técnica geralmente em áreas privadas;</li> <li>- Dificuldade de manutenção;</li> <li>- Risco de poluição do lençol e colmatção da estrutura (no caso de infiltração).</li> </ul>
Trincheiras de Infiltração	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Redução dos picos de vazão à jusante;</li> <li>- Redução das dimensões dos sistemas de drenagem convencionais ou eliminação deste;</li> <li>- Boa integração com o fator paisagístico com possibilidade de valorização do espaço urbano;</li> <li>- Ganho ambiental, com possibilidade de recarga do lençol freático e melhoria da qualidade das águas pluviais;</li> <li>- Capacidade de retomar as características do</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Não podem ser utilizadas em áreas de fortes declividades devido à redução na sua eficiência;</li> <li>- Necessitam de manutenção constante e controle da colmatção;</li> <li>- Risco de poluição das águas subterrâneas.</li> </ul>

Quadro 2: (cont.) <b>TIPO DE TÉCNICA COMPENSATÓRIA</b>	<b>VANTAGENS</b>	<b>DESVANTAGENS</b>
	<p>balanço hídrico e do ciclo hidrológico mais próximo das condições naturais;</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Possibilidade de utilização de diversos tipos de material, tais como: asfalto, concreto, grama ou cascalho;</li> <li>- Baixo custo.</li> </ul>	
Bacias de retenção e infiltração	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Controle de inundações através do amortecimento de cheias geradas no contexto urbano;</li> <li>- No caso de bacias de infiltração há a redução do escoamento superficial;</li> <li>- Redução da poluição difusa de origem pluvial;</li> <li>- Impactos sobre a qualidade de vida na região; sobre a paisagem urbana; sobre a qualidade das águas; e sobre o regime hidrológico;</li> <li>- Pode ser usada de diferentes combinações e arranjos;</li> <li>- A água armazenada pode ser usada para diversos fins, tais como: reserva para incêndios, ou irrigação de jardins em bacias pequenas.</li> <li>- Necessidade de pouco espaço, pois podem ser associados à pavimentação tradicional;</li> <li>- Reduções de 15% a 30% dos volumes escoados;</li> <li>- Impactos positivos na mitigação de problemas de inundação;</li> <li>- Redução no custo de implantação em relação ao custo de implantação do sistema tradicional;</li> <li>- Recarga das águas subterrâneas;</li> <li>- Melhoria da qualidade das águas por ação da filtração no corpo do pavimento;</li> <li>- Ganhos financeiros associados à redução das dimensões do sistema de drenagem a jusante;</li> <li>- Ganhos em termos de circulação viária, com melhoria e conforto devido à redução de poças de água e melhoria da aderência;</li> <li>- Redução da aquaplanagem, além da redução de ruídos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Risco de segurança dos moradores nas margens das bacias;</li> <li>- Risco de poluição do lençol no caso de bacias de infiltração;</li> <li>- Risco de proliferação de insetos e doenças de veiculação hídrica;</li> <li>- Necessita de áreas grandes.</li> <li>- O impacto sobre o lençol freático e sobre o escoamento subterrâneo devido à drenagem de águas contaminadas;</li> <li>- Entupimento dos dispositivos devido à falta de controle na construção e manutenção do sistema, tornando-o ineficiente;</li> <li>- A fragilidade dos revestimentos asfálticos permeáveis em áreas sujeitas a esforços de cisalhamento significativos;</li> <li>- Colmatação devido a finos.</li> </ul>
Telhados Armazenadores	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Boa integração no meio urbano;</li> <li>- Redução da vazão escoada a jusante;</li> <li>- Diminuição do risco de inundação, com a redução dos picos de vazões escoadas;</li> <li>- Não necessita muitos investimentos;</li> <li>- Ganho financeiro, com a redução das dimensões das tubulações a jusante;</li> <li>- Não há diferenças nas técnicas de construção em relação aos telhados convencionais.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Necessidade de uma manutenção regular;</li> <li>- Dificuldade da utilização em telhados com declividades elevadas;</li> <li>- Necessidade de precauções adicionais em relação à estanqueidade;</li> <li>- Necessidade de cuidados como cálculos de estabilidade para a utilização sobre telhados existentes.</li> </ul>

**Fonte:** Urbonas & Stahre, (1993); Araújo, Tucci & Goldenfum, (2000); Baptista, Nascimento & Barraud, (2005); Matos, (2000).

Com relação ao estudo destes sistemas, alguns autores desenvolveram pesquisas principalmente na América do Norte e na Europa. Alguns são: Wisner (1984) no Canadá; Butler & Davies (2000), Daywater (2003), Dechesne (2002), STU (1991) e STU & Agences de l'Eau (1994) na Europa; nos Estados Unidos, Urbonas & Stahre (1993) e US-EPA (1999).

No Brasil essas técnicas têm sido estudadas principalmente a partir de 1990 por alguns autores. Souza (2002) realizou um estudo experimental em duas trincheiras de infiltração implantadas no campus da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, e mostrou que as estruturas apresentaram 100% de eficiência no controle do volume escoado.

Almeida, Nascimento & Baptista (2005) avaliaram e compararam a eficiência do controle de cheia, do volume escoado, e a redução do pico de vazão em sistemas de micro e macro-drenagem, combinando diferentes soluções compensatórias e sistemas convencionais de drenagem pluvial em Belo Horizonte – MG. O estudo mostrou que as técnicas compensatórias são competitivas sob o aspecto econômico-financeiro, pois seus custos em relação aos sistemas tradicionais reduziram tanto ao nível de micro, como de macrodrenagem.

Silva *et al.*, (2009) analisaram a eficiência na redução do escoamento superficial direto e os custos de implantação de uma trincheira e uma vala de detenção, instaladas no campus da Universidade Federal de Minas Gerais.

Lucas (2011) avaliou a eficiência na redução do volume escoado de uma trincheira de infiltração construída em escala real no campus da Universidade Federal de São Carlos - UFSCar. O autor verificou a retenção do volume escoado pela área impermeabilizada em todos os eventos monitorados com período de retornos de até 48 anos, ou seja, uma eficiência de 100% na redução do escoamento superficial.

Além destes, outros autores desenvolveram estudos sobre as trincheiras de infiltração: Graciosa & Mediondo (2007); & Graciosa, Mediondo & Chaudhry (2008); Andrade *et al.*, (2007); Silva (2007); Lima (2009), e Gutierrez (2011).

### **3.4 Remoção de poluentes por técnicas compensatórias de drenagem**

As técnicas compensatórias de drenagem urbana podem ser utilizadas para tratamento de cargas poluentes da água da chuva. Portanto, o monitoramento da qualidade

das águas superficiais escoadas, e direcionadas a estas técnicas é de fundamental importância para o estudo da eficiência da remoção destes poluentes.

De acordo com o Programa de Fontes Difusas e Pontuais de Poluição (WATER QUALITY DIVISION, 1999) nem todas as BMPs podem remover partículas e poluentes, sendo que a escolha da técnica depende dos seguintes fatores:

- ✓ Quantidade de água da chuva que entre no sistema;
- ✓ Tipos de poluentes esperados;
- ✓ Local de implantação da técnica: residencial, comercial, industrial;
- ✓ Topografia do terreno;
- ✓ Custos;
- ✓ Manutenção.

Os estudos referentes à remoção de poluentes por técnicas compensatórias apresentados por: Gutierrez (2011), Silva (2009), USEPA (2008), Daywater (2003), Water Quality Division (1999), Urbonas & Stahre (1993), e Schueler (1987), são apresentados na Tabela 2.

**Tabela 2:** Remoção de poluentes por diferentes tipos de técnicas compensatórias relatados por diferentes autores

<b>Tipo de técnica</b>	<b>SST (%)</b>	<b>TP (%)</b>	<b>TN (%)</b>	<b>Z (%)</b>	<b>Metais pesados (%)</b>	<b>DQO (%)</b>	<b>DBO (%)</b>	<b>Autor</b>
Bacias de retenção ( <i>Retention ponds</i> )	91	0-79	0-80	0-71	-	-	0-69	Urbonas & Stahre (1993)
Bacias de retenção ( <i>Retention basin</i> )	57	0	13	46	34-57	-	-	USEPA (2008)
Trincheira de infiltração ( <i>Infiltration Trench</i> )	75	60	55	65	65	65	-	Water Quality Division (1999)
Trincheira de infiltração ( <i>Infiltration Trench</i> )	99	65-75	60-70	95-99	-	-	90	Schueler (1987)
Trincheira de infiltração ( <i>Infiltration Trench</i> )	60-90	-	20-50	-	-	-	70-80	Daywater (2003)
Trincheira de infiltração ( <i>Infiltration Trench</i> )	-	-	-	91	88	-	-	GUTIERREZ (2011)

<b>Tabela 2 (Cont)</b>								
<b>Tipo de técnica</b>	<b>SST (%)</b>	<b>TP (%)</b>	<b>TN (%)</b>	<b>Z (%)</b>	<b>Metais pesados (%)</b>	<b>DQO (%)</b>	<b>DBO (%)</b>	<b>Autor</b>
Filtro gramado ( <i>Vegetative Filter Strip</i> )	65	40	40	40	45	60	-	Water Quality Division (1999)
Vala de detenção ( <i>detention Trench</i> )	58-81	-	-	-	44-87	-	-	SLVA (2009)
Plano gramado ( <i>Grass Swale</i> )	60	20	10	25	70	60	-	Water Quality Division (1999)
Pavimento poroso ( <i>Porus Pavement</i> )	90	65	85	80	100	100	-	Water Quality Division (1999)
Pavimento poroso ( <i>Porus Pavement</i> )	85-95	65	75-85	98	-	-	80	Schueler (1987)
Filtro de areia ( <i>Sand Filter</i> )	60-80	60-80	(-110)-0	10-80	-	-	60-80	Urbanas & Stahre (1993)

**Fonte:** Water Quality Division Poluição (1999); Urbanas & Stahre (1993); Schueler (1987); Daywater (2003); USEPA (2008), Gutierrez (2011) e Silva (2009).

SST: Porcentagem de sólidos suspensos totais;

TP: Porcentagem de fósforo total;

TN: Porcentagem de nitrogênio total;

Z: Porcentagem de zinco;

Metais pesados: Porcentagem de metais pesados;

DQO: Porcentagem de demanda química de oxigênio;

DBO: Porcentagem de demanda bioquímica de oxigênio;

-: Não há dados.

Com relação aos trabalhos que tratam da determinação destas cargas e o monitoramento através de técnicas compensatórias de drenagem no Brasil, destaca-se a pesquisa de Gutierrez (2011) e Silva (2009) apresentados na Tabela 2.

Gutierrez (2011) monitorou um sistema construído em escala real na UFSCar composto por um filtro, uma vala e uma trincheira de infiltração (Sistema F-V-T), a fim de determinar as cargas poluidoras difusas no mesmo. Este trabalho apresentou remoção dos seguintes parâmetros: 91% de zinco (Zn); 88% de cobre (Cu); 31% de condutividade elétrica; 24% de nitrogênio (N); e 6% de cloreto.

Silva (2009) monitorou a qualidade da água e a eficiência em remoção de poluentes em uma vala de detenção que recebeu escoamento superficial de origem pluvial em um via de tráfego intenso da capital de Minas Gerais. Os parâmetros analisados e as porcentagens de remoção foram: sólidos suspensos totais (20-77%), Cu (11-44%), Ni (19-57%); Zn (22-52%), Pb (35-89%); Mn (15-55%).

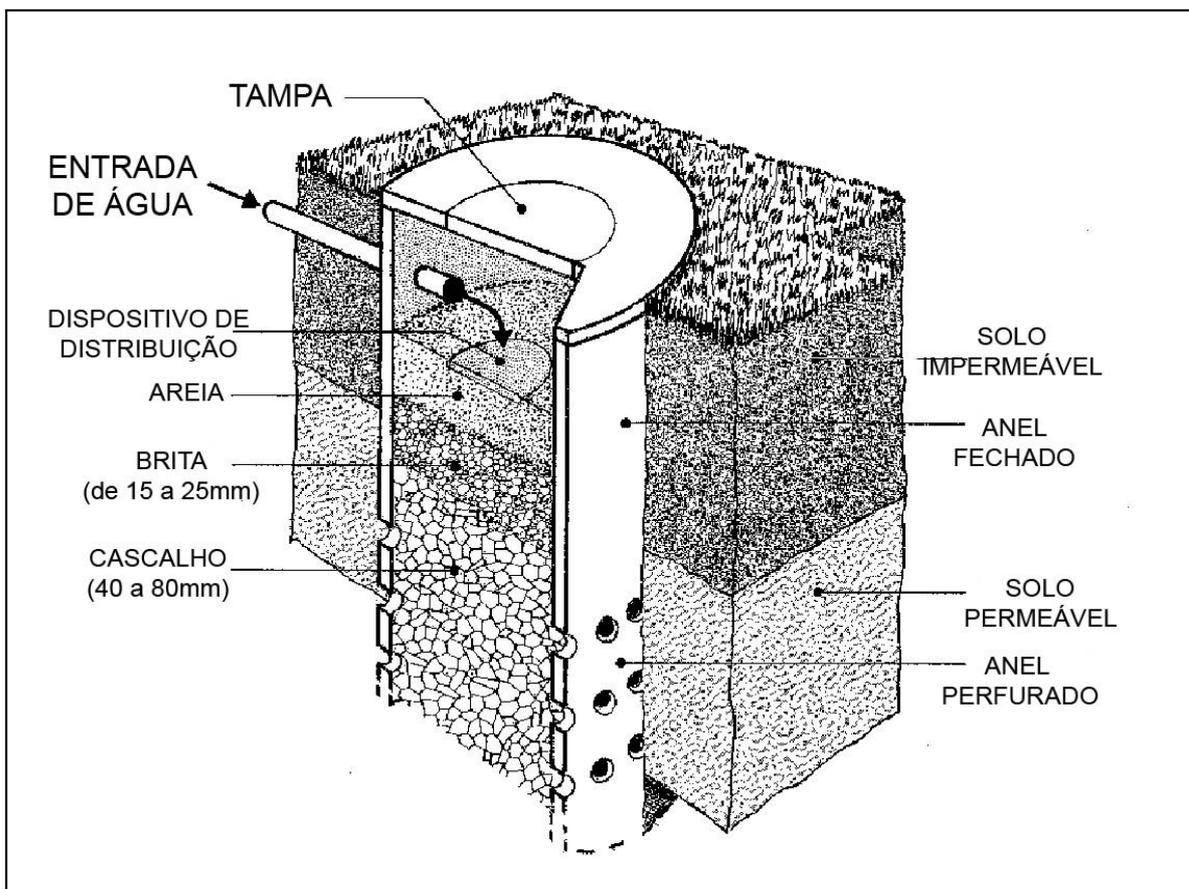
### **3.5 Poço de infiltração na drenagem urbana**

Os poços de infiltração consistem em estruturas pontuais de controle na fonte, e destacam-se por necessitar de uma área pequena para sua implantação. Sua função é infiltrar as águas pluviais e amortecer os picos de vazão que possam atingir o sistema de drenagem convencional e, conseqüentemente, diminuir o volume do escoamento superficial.

A evacuação das águas armazenadas nesse tipo de dispositivo pode efetuar-se por infiltração no solo ou por injeção no lençol subterrâneo. Constituem também uma solução apropriada em locais onde a camada do solo superficial é pouco permeável, mas com capacidade de infiltração significativa nas camadas mais profundas (BAPTISTA, NASCIMENTO & BARRAUD, 2005).

Esses dispositivos podem conter ou não material de enchimento, permitindo deste modo, assegurar o armazenamento temporário da água pluvial considerando a natureza do solo, as condições de alimentação e o tipo de enchimento (MATOS, 2000). Em casos de poço preenchido, a introdução das águas de escoamento faz-se geralmente através de uma superfície permeável (BAPTISTA, NASCIMENTO & BARRAUD, 2005).

Em relação a seu funcionamento o autor explica que a recepção da água pluvial no poço pode ser feita através do vertimento da superfície ou da rede de drenagem, a água é então armazenada e evacuada através de infiltração. Quanto ao tipo de infiltração, estas podem ser por absorção e por injeção no lençol freático. O esquema de funcionamento de um poço de infiltração preenchido é apresentado na Figura 3.



**Figura 3:** Esquema de funcionamento de um poço de infiltração preenchido

Fonte: Adaptado de Service Public d'Assainissement Non Collectif - SPANC

De acordo com Castro (2002) os poços de infiltração são utilizados na França, Alemanha, Inglaterra, Itália, Estados Unidos, Japão e Austrália. Na França, o uso da estrutura data desde meados do século XVIII até os dias de hoje. No Japão e na Austrália o uso da técnica iniciou na década de 90. Com relação ao Brasil, o autor destaca não ter encontrado exemplos do seu uso na drenagem urbana.

Matos (2000) relata que o poço de infiltração possui grande facilidade de integração no tecido urbano, economia em termos de utilização de espaço, e flexibilidade quanto a sua aplicação. Nesse sentido, Baptista, Nascimento & Barraud (2005) também destacam que os poços além de permitir reduzir as vazões de pico e diminuir os volumes de água que seriam dispostos na rede de drenagem convencional, possibilitam a boa integração ao meio urbano sendo utilizados harmoniosamente no paisagismo da área.

De acordo com Reis, Oliveira & Sales (2008) além dos poços de infiltração possuir menor custo executivo, possuem maior fundamentação ambiental, pois restabelecem pontos de recarga do lençol freático, mantendo o balanço hídrico natural e melhorando a qualidade da água pluvial. Além destas, a estrutura possui as seguintes vantagens:

- ✓ Redução dos volumes drenados pela rede de drenagem clássica;

- ✓ Ganho financeiro, com a redução das dimensões das tubulações de drenagem clássica;
- ✓ Baixos custos de investimento;
- ✓ Boa integração com o meio urbano;
- ✓ O exutório é o solo;
- ✓ Boa utilização no caso de solos superficiais pouco permeáveis e camadas profundas com grande capacidade de infiltração;
- ✓ Possibilita recarga do aquífero;
- ✓ Permite o desenvolvimento da vegetação próxima ao poço;
- ✓ Não há grandes restrições em função da topografia;
- ✓ Redução do escoamento superficial e o amortecimento em função do armazenamento.

Assim como toda estrutura de infiltração possui suas limitações, são listadas as seguintes limitações do poço:

- ✓ Possibilidade de colmatação das superfícies de infiltração;
- ✓ Necessidade de manutenção regular;
- ✓ Risco de poluição do lençol subterrâneo;

De acordo com Castro (2002) os poços de infiltração podem ter sua implantação associada a outras técnicas alternativas como: valetas, trincheiras e bacias de retenção, para que estas desempenhem a função do rearranjo temporal das vazões afluentes e melhore a qualidade da água a ser infiltrada.

A manutenção de poços de infiltração deve ser regular para que estes não extravasem devido ao processo de colmatação das estruturas filtrantes. Nestes casos, Baptista, Nascimento & Barraud (2005) destacam que a substituição da camada colmatada do poço é bastante fácil de ser executada. Com relação à sua manutenção em áreas públicas e privadas, os autores destacam que quando poços são implantados em áreas públicas sua manutenção é de fácil acesso, porém em áreas privadas esta operação depende da participação do cidadão ou de contrato de manutenção particular.

Em relação à frequência de manutenção Adopta (2011) recomenda realizar manutenção de uma ou duas vezes por ano. Também destaca que é importante ter uma vigilância regular do poço a fim de conhecer seu sistema de funcionamento, em especial,

após chuvas intensas, pois a presença de água estagnada 24 horas após um evento chuvoso indica a necessidade de intervenção.

Para implantação de poços de infiltração como controle de escoamento, é necessário observar se os condicionantes para parâmetros de projeto atenderão ao objetivo da estrutura. De acordo com Reis, Oliveira & Sales (2008), esses condicionantes são:

- ✓ Levantamento do nível do lençol freático em diferentes períodos sazonais;
- ✓ Classificação e caracterização dos índices físicos do solo;
- ✓ Análise do coeficiente médio de permeabilidade do solo;
- ✓ Tempo de retorno e tempo de concentração;
- ✓ Índices pluviométricos regionais;
- ✓ Área de contribuição;
- ✓ Coeficiente de escoamento superficial;
- ✓ Vazão de projeto;
- ✓ Determinação e quantificação da carga poluidora das águas pluviais.

Para alguns autores os parâmetros de projeto dependem dos aspectos físicos, urbanísticos e de infraestrutura, ambientais e socioeconômicos. Autores como: Adopata (2011); Righetto (2009); Brito (2006); Baptista, Nascimento & Barraud (2005); Daywater (2003); Baptista & Fernandes (2002); Barraud *et al.*; (1999); Urbonas & Sthare (1993) se destacam no estudo dessa análise. Sendo assim, apresentam:

Aspectos físicos:

- ✓ **Topografia do local em relação à declividade do terreno:** os poços devem ser implantados nos pontos baixos, distante dos espaços susceptíveis de assoreamento eventualmente provenientes de construções, para que suas fundações não sejam prejudicadas.
- ✓ **Existência de exutório permanente:** o sistema de extravasamento deve possibilitar a técnica de infiltração o escoamento para o sistema público, quando a estrutura atingir sua capacidade máxima, sem ocasionar refluxo de água em pontos internos de captação de água pluvial.
- ✓ **Capacidade de infiltração do solo:** para construção de poços deve ser analisada preliminarmente a permeabilidade do solo saturado (calculada através de ensaios *in*

*situ*), sendo recomendado que este coeficiente seja sempre superior a  $1,0 \times 10^{-7}$  m/s, pois valores inferiores não são recomendados para sistemas de infiltração;

- ✓ **Nível das águas subterrâneas:** o fundo da estrutura de infiltração deve estar a uma distância mínima do lençol freático. Alguns autores recomendam que essa distância seja de 1 metro em relação ao fundo da estrutura à zona não saturada do solo, outros abordam uma distância de 1,20 metros.

Aspectos urbanísticos e de infraestrutura:

- ✓ **Disponibilidade de espaço:** o poço de infiltração deve ser construído a uma distância de ao menos a mesma profundidade do poço em relação a áreas construídas, bem como evitar a proximidade de árvores e encostas, pois a queda das folhas podem colmatar a estrutura e as raízes das árvores podem danificá-lo.
- ✓ **Existência de redes:** recomenda-se verificar redes de serviço público no subsolo antes da construção desse tipo de estrutura.

Aspectos sanitários e ambientais:

- ✓ **Risco de poluição:** é recomendado que se realize limpeza em poços de infiltração uma vez a cada semestre do ano, e que se renove a camada filtrante quando o poço permanecer com água por 24 horas após a chuva. Também é recomendado o uso de filtros de areia, de brita, e de grama para remoção de poluentes das águas pluviais.
- ✓ **Risco de águas com finos por causa do processo de colmatação:** recomenda-se a instalação de pré-filtros e caixas de areia, britas e geotêxteis à montante dos sistemas de infiltração para minimizar o processo de colmatação do sistema pelo acúmulo de sedimentos.
- ✓ **Conforto ambiental:** o sistema de infiltração não deve ocasionar desconforto à vizinhança, descartando a possibilidade de ocorrência de alagamentos, ruídos ou vibrações devido à altura de descarga de água, mau cheiro, risco à estabilidade das edificações, entre outros.

Aspectos socioeconômicos:

- ✓ Leva-se em conta a proximidade de equipamentos urbanos em relação à escolha da técnica;
- ✓ O risco de utilização do espaço para armazenamento de água pluvial como depósito de resíduos sólidos.

As recomendações para esse tipo de estrutura são importantes, pois evitam inconvenientes. Sendo assim, o Manual de Maryland (MDE, 2000) também estabelece critérios para construção de estruturas de infiltração:

- ✓ As estruturas devem ter fácil acesso para que se possa realizar manutenção;
- ✓ As estruturas de infiltração não devem receber escoamento até que toda sua área de drenagem esteja estabilizada;
- ✓ Os solos devem ter um teor de argila inferior a 20% e de silte/areia inferior a 40%;
- ✓ A inclinação do terreno não pode ser superior a 15%;
- ✓ Não se devem construir estruturas de infiltração em solos de aterro;
- ✓ Para proteger as águas subterrâneas passíveis de contaminação, as águas precipitadas devem receber um pré-tratamento antes de entrar na estrutura;
- ✓ Deve-se observar a geologia do terreno, pois estruturas de infiltração são proibidas em áreas de relevo cárstico;
- ✓ O lençol freático deve estar a no mínimo 1,20 m de profundidade do fundo da estrutura;
- ✓ A instalação do dispositivo deve estar localizada a 100 metros de fontes de fornecimento de água (poços e nascentes de água);
- ✓ Não devem ser instaladas estruturas de infiltração em terrenos que causem instabilidade nas propriedades vizinhas;
- ✓ Os lados da estrutura devem ser revestidos com tecido filtrante com permeabilidade maior que a do solo;
- ✓ A porosidade do material de preenchimento da estrutura (no caso de brita e areia) deve ser igual ou superior a 40%;
- ✓ O filtro deve ser removido e trocado quando formar uma lâmina de água sobre a superfície que permaneça por 72 horas;
- ✓ Filtros gramados devem receber manutenção três vezes a cada quatro meses.

Na cidade de São Carlos – SP a Lei Municipal 13.246 de 27 de novembro de 2003 dispõe e regulamenta a construção de reservatórios de detenção ou retenção das águas pluviais em conjuntos habitacionais, áreas comerciais e industriais, loteamentos ou parcelamentos em áreas urbanas. A lei declara em seu artigo 2º que todos os espaços urbanos a serem construídos com área superior a um hectare deverão apresentar um estudo de viabilidade técnica e financeira para a construção desses dispositivos, para que estes previnam inundações. Neste caso, constatou-se que poços de infiltração vêm sendo construídos em cumprimento a esta lei na cidade de São Carlos. A lei apresenta alguns detalhes construtivos:

- ✓ Os reservatórios de detenção devem dispor de vertedor adequado que garanta segurança aos moradores a jusante;
- ✓ Deverá sempre existir um vertedor de emergência;
- ✓ Deverá ser previsto o não entupimento da entrada da estrutura por objetos flutuantes que possam colocar em perigo a vida humana;
- ✓ Nos reservatórios construídos enterrados, sua área superior poderá ser aproveitada por jardins, campos de esporte, e outros tipos de paisagismo;
- ✓ Os reservatórios cobertos e/ou abertos e elevados poderão ter formas arquitetônicas que embelezem a paisagem;
- ✓ Deverão ser apresentados estudos de manutenção do vertedor e de resíduos sólidos depositados;
- ✓ Deverão ser estudadas ou sugeridas soluções alternativas de drenagem que tenham viabilidade de construção, segurança de funcionamento e que atendam aos estudos de custos e benefícios da técnica;
- ✓ O método de dimensionamento da estrutura deverá ser o “*Flow Routing*” sempre considerando o hidrograma de escoamento superficial e as curvas cota-volume do reservatório;
- ✓ A água da chuva contida nos reservatórios poderá ser usada para regar jardins, para lavagens de passeio, nas descargas sanitárias e ainda como água industrial;
- ✓ Deverão ser estudados os impactos ambientais decorrentes da construção das estruturas de detenção e retenção para a análise do projeto.

Outro aspecto interessante a respeito desta lei municipal é a obrigação da construção de um reservatório de detenção/retenção nos lotes urbanos, nas reformas e nos

licenciamentos das obras. A lei também apresenta critérios de dimensionamento: o valor do volume a ser retido de acordo com as dimensões da área impermeabilizada. Tais dados são apresentados na Tabela 3.

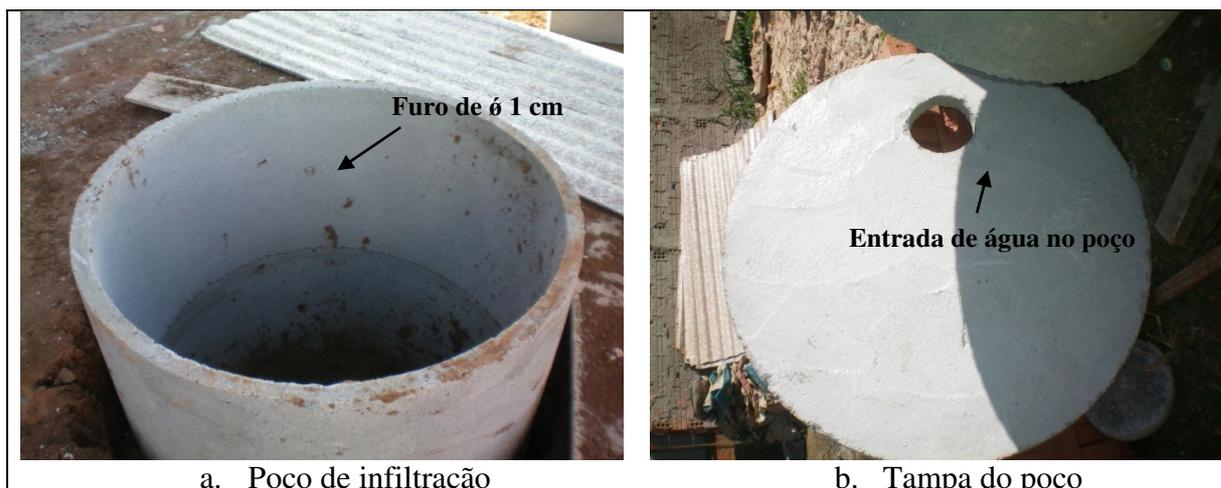
**Tabela 3:** Critérios de dimensionamento da Lei 13.246 de 2003: a relação dos volumes à serem retidos por dimensões da área impermeabilizada

<b>Dimensões da área impermeabilizada (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Volume a ser retido (litros)</b>
<b>250</b>	1, 000
<b>300</b>	1, 500
<b>400</b>	2, 000
<b>500</b>	2, 500
<b>600</b>	3, 500
<b>Acima de 600</b>	6 litros por metro quadrado de área do lote

Fonte: Lei n° 13.246 de 27 de novembro de 2003

Essas estruturas vêm sendo executadas em novos loteamentos no município supracitado para substituir o sistema de drenagem convencional. Percebeu-se, portanto, que os poços construídos são geralmente feitos com anéis de concreto perfurados, com três furos de 1 cm de diâmetro. O diâmetro do anel e a profundidade do poço dependem do dimensionamento que leva em conta o tamanho da área impermeabilizada (Tabela 3).

As águas pluviais coletadas nas edificações são encaminhadas aos poços por uma tubulação enterrada geralmente de  $\phi$  100 mm que são conectadas diretamente na tampa do poço (Figura 4 b) sem passar por dispositivos de filtração. Em alguns casos é colocado brita no fundo do poço, mas nenhum dispositivo de filtro é mencionado na Lei ou sequer é executado nas estruturas. Os poços de drenagem executados em lotes no município de São Carlos são apresentados na Figura 4. Esses têm um custo médio para a obra de 850,00 reais.



**Figura 4:** Poço típico de retenção/detenção executado em São Carlos - SP

Segundo Almeida, Nascimento & Baptista (2005) as técnicas compensatórias no Brasil, têm sido pouco utilizadas, havendo exemplos de emprego, sobretudo a partir dos anos 90. Em relação às pesquisas acerca de poços de infiltração esse número é ainda mais reduzido, apenas um trabalho foi encontrado na literatura brasileira.

Reis, Oliveira & Sales (2005) construíram um poço de infiltração de água pluvial experimental no campus da Universidade Federal de Goiás (UFG), visando obter os parâmetros de projeto necessários para a sua concepção. Instalaram calhas nos beirais de uma cobertura de área igual a 107,5 m<sup>2</sup> em um dos laboratórios da universidade para coleta e condução da água até o poço. Para determinar a vazão de projeto os autores adotaram um período de retorno de um ano, e duração da precipitação de 5 minutos, sendo o período justificado por uma avaliação da precipitação local feita pelos autores nos últimos oito anos anteriores à data do trabalho. O volume de armazenamento do poço (1 m<sup>3</sup>) foi calculado considerando o volume de água precipitado sobre a área de contribuição.

Para tanto, o poço foi construído com dimensões de 1,10 m de diâmetro interno e 1,30 m de profundidade, sendo 0,30 m do fundo preenchido com brita nº 1 envolta em manta geotêxtil, formando uma camada filtrante. Foram utilizados também no poço dois tubos de concreto perfurados, também envoltos com manta geotêxtil, e preenchidos lateralmente com brita nº 1 fazendo a interface lateral com o solo, conforme ilustrado na Figura 5.



**Figura 5:** Detalhes construtivos do poço de Infiltração construído em escala real no campus da UFG, com volume de 1 m<sup>3</sup> e dimensões de 1,10 m de diâmetro interno, 1,30 m de profundidade, e preenchimento lateralmente com brita n. 1

Fonte: Reis, Oliveira & Sales (2005)

Para propor parâmetros de projeto Reis, Oliveira & Sales (2005) realizaram ensaios de permeabilidade do solo, no poço de infiltração construído em escala real e em um poço escavado a trado sem revestimento (poço de comparação), executado a pouco mais de 1,0 m de distância do poço de infiltração, ambos com a mesma profundidade. Como resultado os autores constataram que a permeabilidade do poço de infiltração comportou-se de forma constante ao longo do tempo, sendo capaz de infiltrar em média 1,70 m<sup>3</sup> de água em intervalos de 50 minutos, após o terceiro enchimento consecutivo. Para tanto, o poço de infiltração apresentou melhor desempenho em infiltrar águas (4 a 19 vezes maior) do que o poço escavado a trado.

### 3.6 Infiltração e propagação da água no solo

A infiltração é a passagem da água superficial para o interior do solo, portanto depende da água disponível para infiltrar, da natureza do solo (umidade, permeabilidade, temperatura, profundidade do extrato impermeável) das quantidades de

água e ar no interior do solo, e das condições da superfície (TUCCI, 1993; VILLELA & MATTOS, 1975).

A permeabilidade do solo saturado, ou condutividade hidráulica saturada ( $K_{sat}$ ) é a velocidade de filtração para um gradiente unitário de carga hidráulica em um fluxo saturado através de um meio poroso. É ainda definida por Horton (1940) como a taxa máxima que certo tipo de solo pode absorver de água. Sendo assim, a permeabilidade do depende da natureza e do estado do solo, tais como: composição mineralógica, tamanho dos grãos, formas e arranjos do solo, grau de compactação, e do índice de vazios (HORTON, 1940; VISSMAN, LEWIS & KNAPP, 1989).

O  $K_{sat}$  pode ser determinado *in loco* diretamente no campo, ou em laboratório, ou ainda obtida na literatura. Os valores obtidos na literatura são apresentados na Tabela 4.

**Tabela 4:** Permeabilidade para diferentes solos

K (m/s)	$10^{-1}$ $10^{-2}$ $10^{-3}$	$10^{-4}$ $10^{-5}$	$10^{-6}$ $10^{-7}$ $10^{-8}$	$10^{-9}$ $10^{-10}$ $10^{-11}$
<b>Tipos de solo</b>	Seixos sem areia nem elementos finos	Areia com seixos Areia grossa a areia fina	Areia muito fina Silte grosso a silte argiloso	Argila siltosa e argila homogenia
<b>Condições de infiltração</b>	Excelente	Boa	Média a baixa	Baixa à nula

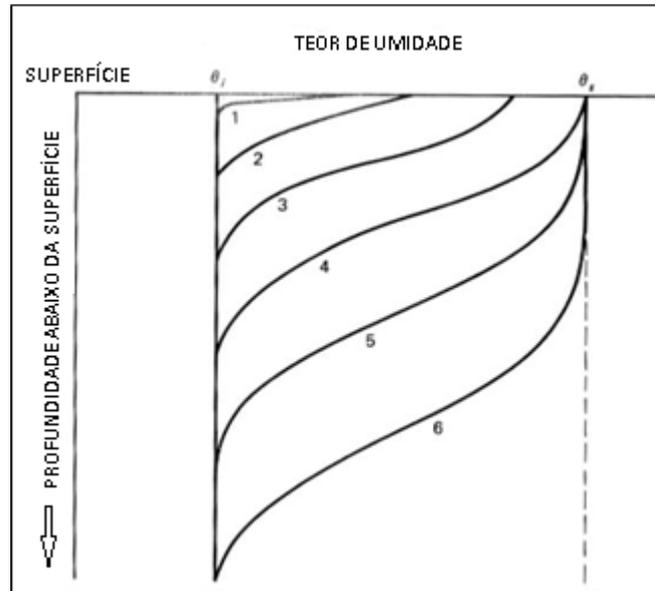
**Fonte:** Baptista, Nascimento & Barraud (2005)

O processo de infiltração é iniciado quando a precipitação atinge o solo, e conforme a água infiltra-se pela superfície, as camadas superiores do solo são umedecidas de cima para baixo alterando gradativamente o perfil de umedecimento, sendo assim, a superfície é a primeira camada do solo a saturar e posteriormente as camadas inferiores (TUCCI, 1993).

Viessman, Lewis & Knapp (1989) explicam o processo de infiltração unidimensional para um caso ideal, ou seja, um solo homogêneo em todo seu perfil com poros diretamente interligados por passagens capilares, a precipitação é uniformemente distribuída pela área de interesse, sendo o tipo de solo e o teor de umidade do mesmo os principais fatores influentes nesse processo.

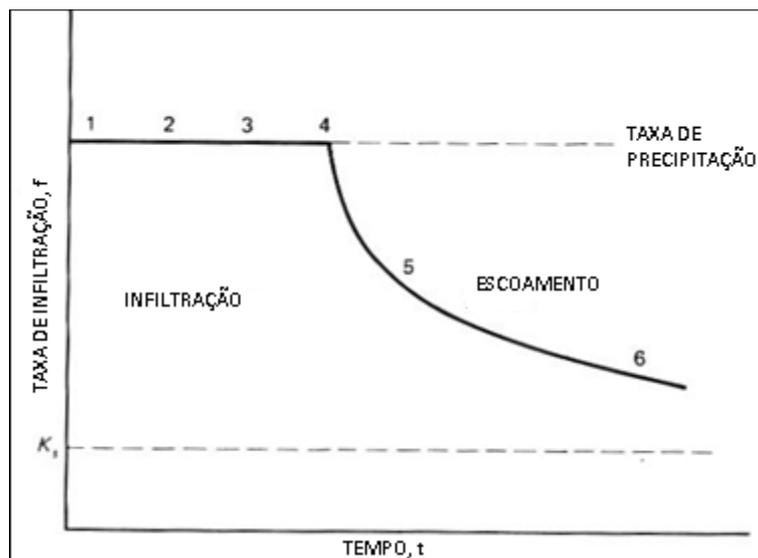
Neste caso específico, o potencial do gradiente que impulsiona o movimento de umidade do solo no início da chuva é elevado, porque a frente de umedecimento é praticamente na superfície do solo. Entretanto, inicialmente, a permeabilidade do solo é maior que a intensidade da precipitação, com o fornecimento contínuo de água precipitada no solo, a zona de umedecimento aumenta e a permeabilidade é reduzida, neste momento

ocorre a saturação da superfície do solo (VIESSMAN, LEWIS & KNAPP, 1989). O perfil de umedecimento do solo de acordo com a profundidade abaixo da superfície é apresentado na Figura 6.



**Figura 6:** Perfil de umedecimento do solo com intensidade de chuva constante  
**Fonte:** Viessman, Lewis & Knapp (1989)

Na Figura 7 é apresentada taxa de infiltração relacionada à intensidade de chuva. O ponto 1 ao 4 indica que antes do solo atingir sua capacidade máxima de infiltração a taxa de infiltração é constante e igual à intensidade da precipitação. Já o ponto 4 corresponde ao momento em que ocorre a saturação do solo na superfície, dando início ao escoamento superficial. O tempo em que ocorre o ponto 4 e o tipo da curva de infiltração dependem do tipo de solo, do teor de umidade e da intensidade de precipitação (VIESSMAN, LEWIS & KNAPP, 1989).



**Figura 7:** Taxa de infiltração por tempo para uma dada intensidade de chuva  
**Fonte:** Viessman, Lewis & Knapp (1989)

Segundo Tucci (1993) a infiltração provinda de precipitações naturais não satura todo o solo, apenas as camadas superiores (próximas às superfícies) e cria um perfil típico de umedecimento, onde a umidade decresce com a profundidade. O inverso desse processo acontece quando a infiltração acaba, ou seja, o aporte de água sobre a superfície é cessado, então a umidade do solo é redistribuída.

### 3.6.1 Equação de Horton

A equação de Horton desenvolvida em 1939 foi determinada empiricamente para estabelecer uma relação entre a taxa de escoamento superficial e a capacidade de infiltração do solo. De acordo com Horton (1940) a permeabilidade é definida como  $f$  que varia com o tempo. Esta equação supõe que  $f$  tem um valor inicial no início da chuva ( $f_0$ ), se a chuva continuar e sua intensidade for maior que a capacidade de infiltração do solo ( $i > f$ ), então  $f$  irá diminuir com a duração da chuva. A capacidade de infiltração por sua vez pode ser representada pela Equação 1.

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

1

Onde:

$f$  = Capacidade de infiltração no tempo em mm/h;

$f_0$  = Capacidade de infiltração inicial em mm/h;  
 $f_c$  = Capacidade de infiltração final em mm/h;  
 $k_f$  = Constante de decaimento da capacidade de infiltração ( $s^{-1}$ );  
 $t$  = Tempo decorrido desde a saturação superficial do solo (horas).

A equação de Horton pode ser utilizada para modelar dados de ensaios de infiltração medidos em campo, estes ensaios podem ser realizados através de diferentes métodos. Para tanto, os parâmetros  $f_0$ ,  $f_c$ , e  $K_f$  são determinados podendo-se obter a curva de infiltração do solo dos dados calculados por Horton para efeito de comparação com os dados medidos em campo.

### 3.6.2 Equação de Darcy

O equacionamento do movimento da água em solos com baixo teor de umidade pode ser representado matematicamente pela equação de Darcy. Segundo Tucci (1993) o conceito de velocidade de Darcy é um fluxo volumétrico definido pelo volume escoado por unidade de área total (grãos e vazios) e por unidade de tempo, entretanto é diferente do conceito tradicional de velocidade que é dado em taxa de variação do deslocamento em relação ao tempo.

A lei de Darcy basicamente afirma que a velocidade é proporcional (permeabilidade do solo) ao gradiente hidráulico (BOUWER, 1978). A Equação 2 utilizada para determinar a velocidade de Darcy é apresentada a seguir:

$$q = K L$$

2

Onde:

$q$  = Velocidade de Darcy (m/s);

$K$  = Permeabilidade do solo (m/s);

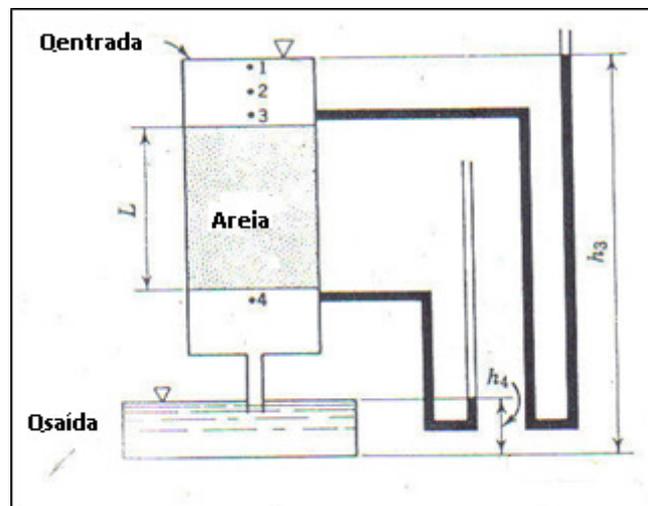
$L$  = Gradiente hidráulico  $\left( \frac{h_4 - h_3}{L_c} \right)$ ;

$L_c$  = Altura do corpo de prova (m);

$h_3$  = Altura da água no tubo de entrada do experimento (m);

$h_4$  = Altura da água no tubo de saída do experimento (m)

Essa velocidade foi determinada empiricamente através de um experimento com um filtro de areia, onde se coletava a água que passava pelo meio poroso, determinando assim o volume por unidade de área e tempo. O experimento possibilitou determinar que a taxa de escoamento é proporcional ao gradiente hidráulico, sendo o escoamento dependente da carga total da coluna de água que favorece o escoamento, e do comprimento do filtro que determina a resistência do escoamento (LAMBE & WHITMAN, 1979). O experimento de Darcy é apresentado na Figura 8.



**Figura 8:** Experimento de Darcy para determinar o escoamento em solos saturados  
Fonte: LAMBE & WHITMAN (1979)

A equação de Darcy é válida somente para fluxo laminar, com velocidades pequenas. O fluxo laminar, por sua vez, é governado pelas forças viscosas do fluido, de modo que as perdas de carga variem linearmente com a velocidade (BOUWER, 1978).

### 3.6.3 Método de Puls

De acordo com Puls (1928) *apud* Cudworth (1989) o Método de Puls original desenvolvido por L. G. Puls é também conhecido como Método de *Inflow Storage Discharge Curves*, e o método de Puls modificado é semelhante ao original, porém o processo de propagação é simplificado usando apenas uma curva Cota x Vazão de Saída.

O Modelo de Puls é um dos métodos mais conhecidos para simulação da propagação de cheia em reservatório, caracterizado por supor que existe uma relação entre o volume armazenado e a vazão de saída, sendo esta, independente da vazão de entrada. O método se utiliza da equação da continuidade que traduz o princípio de conservação da massa, e sua aplicação é feita por meio da curva cota-vazão e pela equação em si. A primeira equação (Equação 3) apresentada pelo método é a equação da continuidade:

$$I - Q = \frac{dS}{dt}$$

3

Onde

I = Vazão de entrada (m<sup>3</sup>/s);

Q = Vazão de saída (m<sup>3</sup>/s);

S = Volume armazenado dentro da estrutura (m<sup>3</sup>);

t = Tempo (s).

De acordo com Canholi (2005) e Baptista, Nascimento & Barraud (2005) a Equação 3 pode ser descrita e rearranjada de várias formas. A expressão discretizada da equação da continuidade para obtenção do hidrograma de saída pode ser obtido pela Equação 4:

$$\frac{S_{t+1} - S_t}{\Delta t} = \frac{I_t + I_{t1}}{2} - \frac{Q_t + Q_{t+1}}{2}$$

4

Onde:

t, t+1 = Índices de tempo;

I = Vazão de entrada;

Q = Vazão de saída;

S = Volume armazenado.

As incógnitas, volume no instante 2 ( $S_{(t+1)}$ ) e vazão no instante 2 ( $Q_{(t+1)}$ ), são obtidas pelo traçado da curva cota x vazão de saída, ou seja, na abscissa tem-se os valores de  $\left(\frac{2S_{(t+1)}}{\Delta t} + Q_{S(t+1)}\right)$  e na ordenada tem-se os valores de ( $Q_{S(t+1)}$ ). Através de uma

função matemática que melhor represente a curva, obtêm-se os valores de  $(Q_{s(t+1)})$ . Conhecendo o valor de  $(Q_{s(t+1)})$  calcula-se o volume dentro da estrutura e o nível de água.

O método de Puls foi aplicado para alguns estudos, dentre eles: Hernandez (2007) propõe uma metodologia de cálculo de Puls simplificada usando-se de das facilidades computacionais existentes para que estas permitam a substituição de metodologias tradicionais; Tomaz (2002) aplicou do método de Puls modificado para um caso combinado de vertedor e orifício no dimensionamento do reservatório de detenção do Pacaembu em São Paulo.

Já Canholi (2005) apresenta o método de Puls considerando diferentes estruturas de saída de bacias de detenção, com exemplos de aplicação no controle de inundações urbanas. Tucci & Genz, (1995) aplicam o método em bacias de detenção no controle do impacto da urbanização.

Lucas (2011) utilizou o Puls para modelar os dados monitorados em um sistema Filtro-Vala-Trincheira de infiltração. O autor considerou as etapas de funcionamento do sistema (Filtro+Vala+Trincheira) e o nível de armazenamento de água na estrutura.

### **3.6.4 Ensaios de campo para determinação da permeabilidade do solo**

Para dimensionamento de poços de infiltração são necessários procedimentos para obtenção de parâmetros, recomendações para projeto e execução. Assim, o presente item descreve métodos de ensaios para obtenção dos parâmetros: os métodos de ensaios de permeabilidade do solo, e o ensaio de granulometria.

A análise do coeficiente de permeabilidade saturada do solo ( $K_{sat}$ ) pode ser realizada através dos seguintes experimentos de campo: determinação da condutividade hidráulica saturada pelo método do poço invertido, e da curva de infiltração pelo método dos anéis concêntricos ou “duplo anel”. Os métodos se diferenciam de acordo com o autor.

#### **3.6.4.1 Método de Poço Invertido**

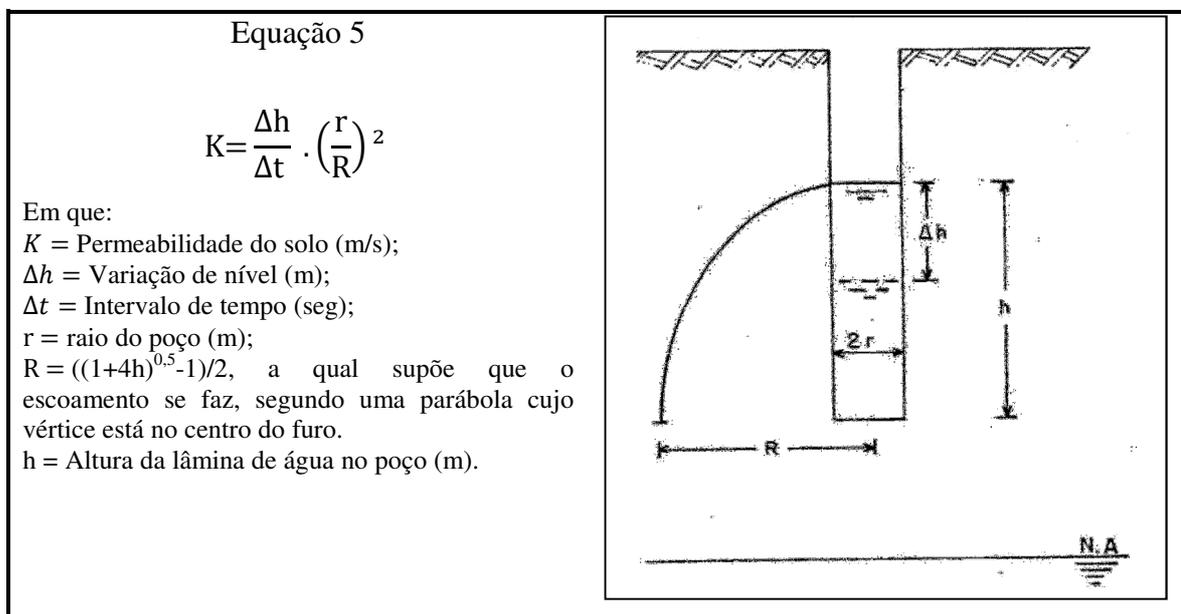
Segundo Associação Brasileira de Geologia e Engenharia – ABGE (1996) o ensaio de permeabilidade pelo método do poço invertido em campo pode ser realizado por

infiltração, bombeamento, rebaixamento ou recuperação. O ensaio de infiltração (nível constante) ou rebaixamento (nível variável) descrito admite que a pressão aplicada seja a carga de água, e este é realizado acima do nível de água do terreno.

Neste ensaio, é feito um furo de sondagem a trado e introduzido água até que esta atinja a boca do furo (considera-se o instante como tempo zero), mantém-se o nível constante por 10 minutos, e ao interromper o fornecimento de água começa-se a acompanhar o rebaixamento de água.

Recomenda-se que os intervalos de tempo iniciais sejam curtos (15'', 30'', 1', 2', 3', 4', 5') e os seguintes sejam longos, sendo assim acompanha-se o rebaixamento de água no furo até o rebaixamento atingir 20% da carga inicial aplicada ou a 30 minutos de ensaio.

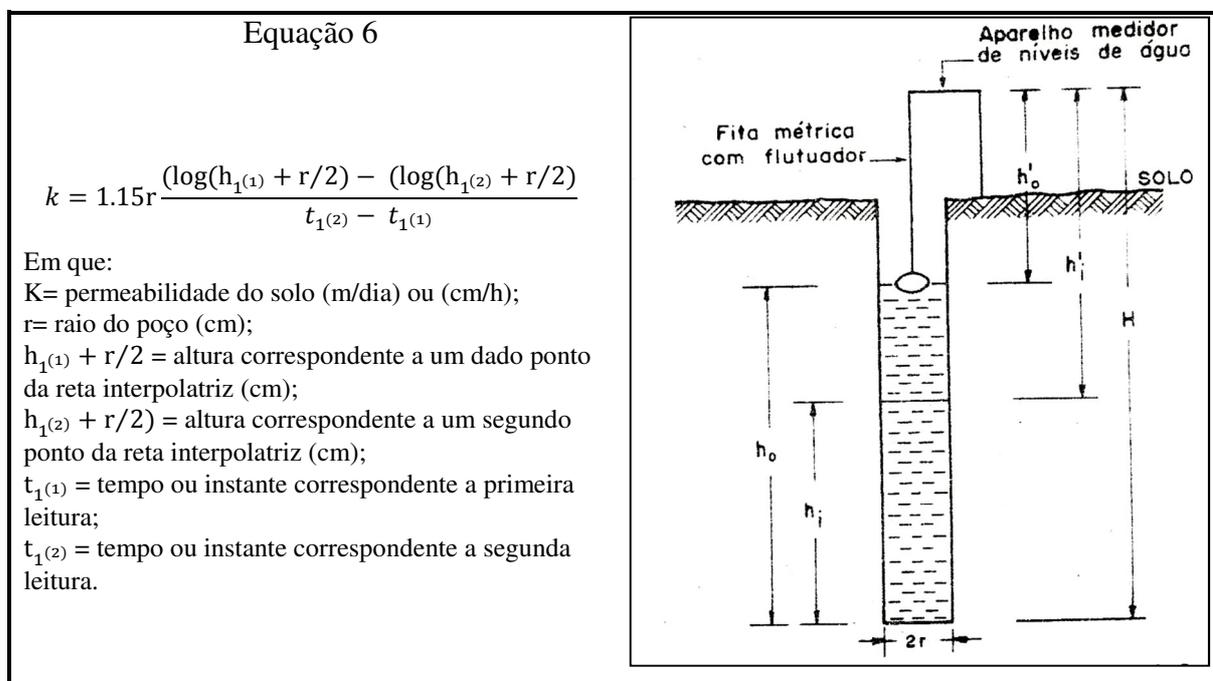
Com relação à escolha do método: infiltração ou rebaixamento, ABGE (1990) *apud* ABGE (1996) recomendam que o ensaio de rebaixamento (Figura 9) seja realizado quando a carga hidráulica do trecho ensaiado for superior a 2 metros, e o rebaixamento de água no tubo de revestimento for inferior a 10 cm/min. Para calcular a permeabilidade do solo, os autores utilizaram a Equação 5 de Rodio (1960) *apud* ABGE (1996).



**Figura 9:** Ensaio de permeabilidade do solo pelo método do Poço Invertido  
 Fonte: ABGE (1996)

O método de poço invertido citado por Cauduro & Dorfman (s/d) aplicado acima do nível do lençol freático deve ser realizado de uma a três vezes em solos argilosos e três a seis vezes em solos arenosos. O ensaio consiste em abrir um poço de profundidade

(H), encher a perfuração com água duas a três vezes, a fim de umedecer o solo previamente, e então iniciar o acompanhamento do rebaixamento do nível de água no poço (Figura 10). Para calcular a permeabilidade do solo Cauduro & Dorfman (s/d) utilizam a Equação 6.



**Figura 10:** Ensaio de permeabilidade do solo pelo método do Poço Invertido

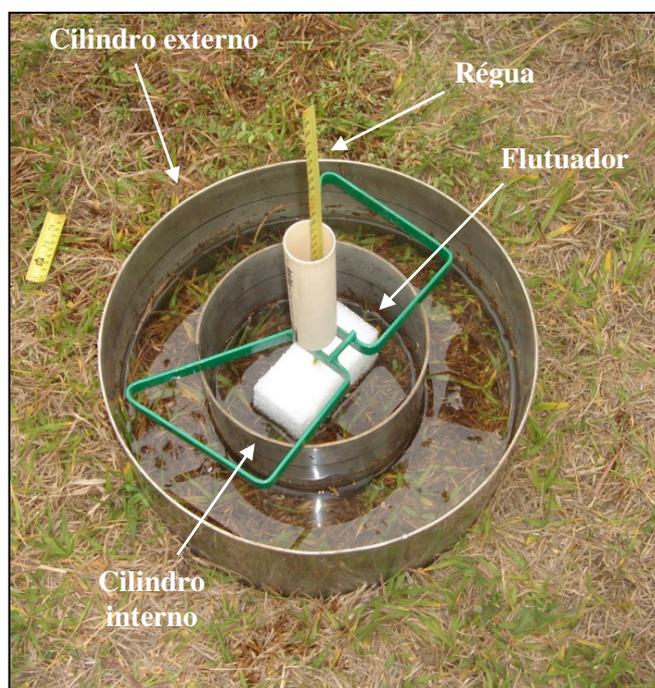
Fonte: Cauduro & Dorfman (s/d)

Os métodos de ensaios de poço invertido pesquisados apresentam diferentes tempos de umedecimento do solo. Recomenda-se umedecer o solo previamente por 10 minutos (ABGE, 1996), encher e esvaziar o poço perfurado duas a três vezes (CAUDURO & DORFMAN, S/D), e ainda o método americano que recomenda um tempo de umedecimento de 24 horas.

### 3.6.4.2 Método de Duplo Anel

O método de ensaio de infiltração descrito por Cauduro & Dorfman (s/d) com anéis concêntricos ou “Duplo anel”, consiste na instalação de dois anéis metálicos de 3 mm de espessura e 50 cm de diâmetro (anel externo) e 30 cm (anel interno). Os anéis são cravados no solo e preenchidos com água a 7,5 cm (anel externo) e 5 cm (anel interno). Com uma régua graduada com flutuador, é medido o rebaixamento da água nos intervalos de tempo de 1’, 2’, 3’, 4’, 5’, 10’, 15’, 20’, 30’, 45’, 60’, 90’, 120’ ou até as taxas de infiltração

finais ficarem constantes. A taxa de infiltração instantânea ( $I$ ) é determinada através da variação da lâmina infiltrada e o intervalo entre leituras. Determina-se também a umidade do solo, coletando amostras de 0 a 15 cm e 15 a 30 cm. Os anéis concêntricos são apresentados na Figura 11.



**Figura 11:** Ensaio de infiltração com anéis concêntricos

Gutierrez *et al.*, (2009) realizaram trabalho de campo com os métodos de poço invertido e de duplo anel para determinar a permeabilidade do solo no campus da UFSCar. Avaliaram-se as condições de infiltração do solo caracterizado como areia média argilosa por meio de 18 ensaios de poço invertido e 20 ensaios de duplo anel. Os ensaios de poço invertido foram realizados para 5 tempos de umedecimento (4, 6, 24, 30 e 48 horas) e 3 métodos de cálculo de  $K$  para efeito de comparação.

Nos ensaios de poço invertido o  $K$  apresentou alterações de até 73% em relação ao tempo de umedecimento inicial e observou-se que os maiores tempos de umedecimento correspondem a menores coeficientes de permeabilidade. Já a permeabilidade do solo, ou velocidade básica de infiltração – VIB (denominação dos autores) pelo método do duplo anel foi determinada a partir da média aritmética dos dados correspondentes às últimas duas horas de ensaio, período no qual se observou a velocidade praticamente constante ao longo do tempo.

### 3.7 Granulometria

A análise granulométrica permite a caracterização do solo em que será implantada a estrutura de infiltração, assim como verificar a coerência dos valores obtidos nos ensaios descritos. O solo é composto por grãos de diferentes dimensões, e a análise granulométrica possibilita definir o diâmetro equivalente de cada partícula encontrado nas amostras de solo, assim como, as porcentagens de ocorrência de cada uma delas.

O ensaio pode ser feito por peneiramento, por sedimentação e ainda pelo conjunto deles. Quando se tem grãos mais grossos, como areias e pedregulhos (diâmetro maior que 0,075 mm) o ensaio recomendado é o peneiramento. Para grãos mais finos, como as argilas e siltes (diâmetro menor que 0,075 mm) o ensaio é definido por sedimentação.

Em solos com partículas tanto grossas quanto finas o ensaio deve ser realizado por uma combinação de peneiramento e sedimentação. O resultado deste ensaio é representado através de gráficos que relacionam os diâmetros das partículas em escala logarítmica, e as porcentagens destas em escala aritmética.

A análise granulométrica pode ser realizada de acordo com a ABNT (1982). Já a classificação dos grãos e os diâmetros equivalentes são definidos pela normativa brasileira ABNT (1995); pela ASTM (*American Society for Testing Materials*), AASHTO (*American Association for State Highway and Transportation Officials*) e pelo instituto MIT (*Massachusetts Institute of Technology*). A classificação e os diâmetros do grão de acordo com a ABNT (1995) são apresentados na Tabela 5.

**Tabela 5:** Classificação e diâmetro dos grãos do solo

Classificação	Diâmetro dos grãos
Argila	Menor que 0,002 mm
Silte	Entre 0,06 e 0,002 mm
Areia	Entre 2,0 e 0,06 mm
Seixo	Maior que 2,0 mm

Fonte: ABNT (1995)

### 3.8 Parâmetros hidrológicos para concepção e dimensionamento de poços de infiltração

Os parâmetros hidrológicos necessários para a concepção e dimensionamento de poços de infiltração são: o período de recorrência ou período de retorno de chuva; a área

de contribuição; o coeficiente de escoamento superficial; a vazão máxima de projeto; o fator de segurança; o dimensionamento, o tempo de funcionamento e o tempo de descarga.

Segundo Villela & Mattos (1975) o conceito de período de retorno é definido como o tempo médio em anos em que um determinado evento é igualado ou superado ao menos uma vez. A análise dos dados hidrológicos de uma bacia urbana conduz à definição da precipitação de projeto que se faz necessária para o dimensionamento de sistemas de drenagem urbana. Os tempos de retorno para diferentes ocupações são definidos pela DAEE/CETESB (1980), apresentados na Tabela 6.

**Tabela 6:** Tempo de retorno para diferentes formas de ocupação

<b>Tipo de obra e ocupação</b>	<b>Tempo de retorno</b>
Microdrenagem (áreas residenciais)	2 anos
Microdrenagem (áreas comerciais, áreas com edifícios de serviços públicos e aeroportos)	5 anos
Microdrenagem (áreas comerciais e artérias de tráfego)	2 a 10 anos
Macro drenagem (áreas comerciais e residenciais)	50 a 100 anos
Macro drenagem (áreas de importância específica)	500 anos

**Fonte:** DAEE/CETESB (1980)

De acordo com Baptista, Nascimento & Barraud (2005), os poços de infiltração são adaptáveis a um tempo de retorno pequeno (até cinco anos), mas podem ser adaptados para tempos de retorno de até 30 anos.

A área de contribuição se refere à área que irá captar a água da chuva e contribuir para gerar o escoamento; esta pode ser a própria área da bacia hidrográfica ou a área de um telhado. Em casos de experimentos com poços de infiltração geralmente se faz a ligação destes à rede de drenagem predial, sendo assim, para o cálculo da vazão de projeto utiliza-se o coeficiente de escoamento superficial de acordo com a natureza da superfície.

O coeficiente de escoamento superficial ou coeficiente de deflúvio (*run off*) é definido por Villela & Mattos (1975) como a razão entre o volume de água escoado superficialmente e o volume de água precipitado; este pode ser referente a uma chuva isolada ou relativo a intervalos de tempo de ocorrência de várias chuvas. Estes coeficientes variam de acordo com as condições das superfícies, conforme Tabela 7.

**Tabela 7:** Valores de coeficientes de escoamento superficial (C) para algumas superfícies

Superfícies	Valores de C
Telhados perfeitos, sem fuga	0,70 a 0,95
Superfícies asfaltadas em bom estado	0,85 a 0,90
Estradas macadamizadas	0,25 a 0,60
Estradas e passeios de pedregulho	0,15 a 0,60
Parques, jardins, gramados e campinas dependendo da declividade do solo e natureza do subsolo.	0,01 a 0,20

**Fonte:** Adaptado de Villela e Mattos (1975) apud Manual de Técnica de Bueiros e Drenos da ARMCO.

A vazão máxima de projeto pode ser determinada pelo Método Racional. Este método é utilizado para projetos de bacias pequenas (menores que 2 km<sup>2</sup>), e seus princípios são: considera-se a duração da precipitação igual ao tempo de concentração; adota-se um coeficiente de perdas ou escoamento único (que é estimado com base nas características da bacia); não avalia o volume de cheia e a distribuição temporal das vazões (TUCCI, 1993). A fórmula de cálculo da vazão é apresentada na Equação 7.

$$Q = 0,278 \times C \times I \times A$$

7

Onde:

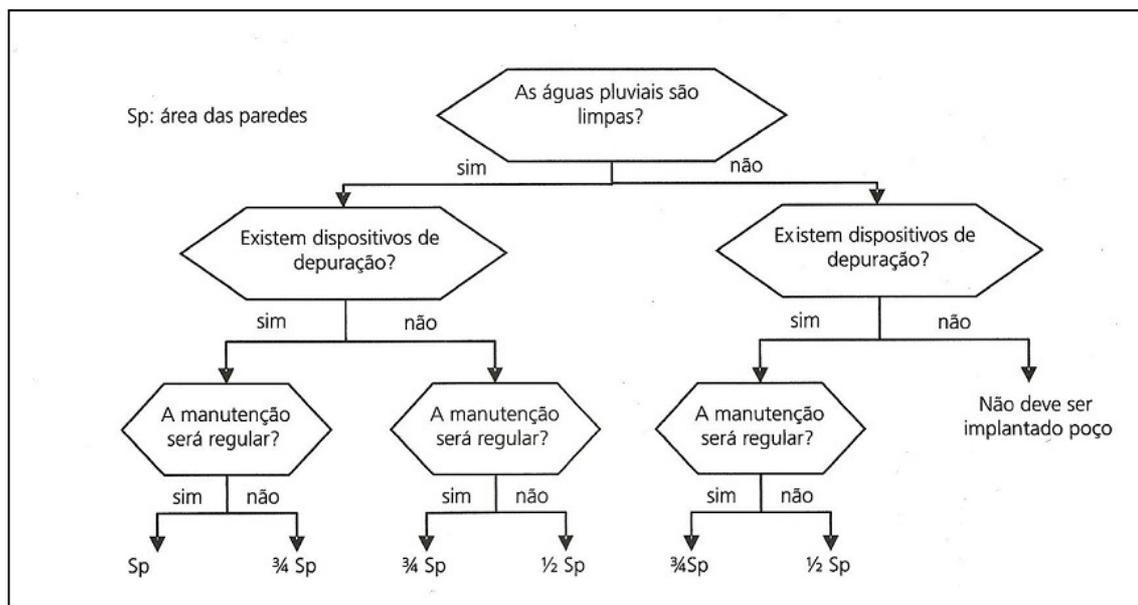
$Q$  = Vazão (m<sup>3</sup>/s);

$C$  = Coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

$I$  = Intensidade pluviométrica (mm/min);

$A$  = Área de drenagem (ha).

Conforme Baptista, Nascimento & Barraud (2005) alguns países introduzem coeficiente de segurança no dimensionamento de estruturas compensatórias de drenagem, reduzindo a superfície interna da estrutura. Azzout *et al.*, (1994) apud Baptista Nascimento e Barraud (2005) propuseram uma metodologia de coeficiente de segurança considerando a natureza das águas pluviais. A metodologia é apresentada na Figura 12.



**Figura 12:** Metodologia para determinar a vazão de saída em estruturas de infiltração

Fonte: Azzout *et al.*, (1994) *apud* Baptista, Nascimento & Barraud (2005)

Para o dimensionamento do volume máximo de armazenamento de estruturas de controle pode ser utilizado o método da curva envelope – *Rain Envelop Method*. Neste método o armazenamento máximo é dado pela máxima diferença entre as curvas de volumes acumulados de entrada ( $H_e$ ) e de saída ( $H_s$ ) da estrutura de controle (URBONAS & STAHRÉ, 1993).

O método da curva envelope é apresentado pela equação Intensidade-Duração-Frequência também conhecida como “*Equação da Chuva*”, esta é utilizada para caracterizar a distribuição das chuvas máximas. Através de análise das relações entre as intensidades, durações e frequências das chuvas observadas, se determinam o número de parâmetros que melhor representam a equação (VILLELA & MATTOS, 1975).

Para efeito de dimensionamento transformam-se as intensidades  $I$  ( $D, T$ ) em alturas  $P$  ( $D, T$ ), ou seja, a altura ( $P$ ) corresponde ao produto da duração do evento e a intensidade ( $I$ ) que é dada pela equação da chuva já mencionada, e se obtém os gráficos PDF (Precipitação-Duração-Frequência).

De acordo com Baptista, Nascimento & Barraud (2005) as curvas PDF determinadas estatisticamente representam a evolução das alturas precipitadas para diferentes durações e são também denominadas como curvas envelopes.

Considera-se neste método que a estrutura de drenagem tem uma vazão de saída constante que pode ser expressa em vazão específica ( $q_s$ ); esta é determinada pela Equação 8:

$$q_s = \frac{Q_s}{Aa}$$

8

Onde:

$q_s$ : Vazão específica por unidade de área (m/s);

$Q_s$ : Vazão de saída (m<sup>3</sup>/s);

$Aa$ : Área de drenagem efetiva (m<sup>2</sup>).

A área de drenagem ( $Aa$ ) na Equação 8 é multiplicada por um coeficiente de escoamento ( $C$ ). O coeficiente de escoamento depende do tipo de superfície, como já apresentado na Tabela 6. Neste caso utilizou-se coeficiente de escoamento de 0,95 (telhados perfeitos sem fuga).

Multiplicando-se a altura máxima da chuva para uma determinada duração pela vazão específica  $DH_{max}$ , ( $q_s, T$ ) se obtém a altura máxima que infiltrará. A diferença entre a altura máxima precipitada e a altura máxima infiltrada resulta no volume máximo a armazenar. Sendo assim, basta calcular as dimensões necessárias da estrutura para armazenar determinado volume.

O tempo de funcionamento é o tempo necessário para o enchimento da estrutura. Já o tempo de esvaziamento, ou “tempo de descarga” é o tempo necessário para a estrutura esvaziar após a chuva (BAPTISTA NASCIMENTO & BARRAUD, 2005). As fórmulas utilizadas para determinar esses parâmetros são apresentadas nas Equações 9 e 10.

Tempo de funcionamento:

$$Df = \frac{P(D_p, T)}{q_s}$$

9

Onde:

$Df$  = Tempo de funcionamento (min);

$P(D_p, T)$  = Altura máxima de chuva (mm). Esta altura é dada pela intensidade multiplicada pelo tempo.

$q_s$  = Vazão específica (mm/min);

Tempo de descarga:

60

$$Dv = \frac{DH_{max}(q_s, T)}{q_s}$$

10

Onde:

$Dv$  = Tempo de descarga (min);

$DH_{max}(q_s, T)$  = Altura máxima de chuva (mm). Esta altura é dada pelo produto da altura máxima precipitada, diminuído da altura máxima infiltrada;

$q_s$  = Vazão específica (mm/min);

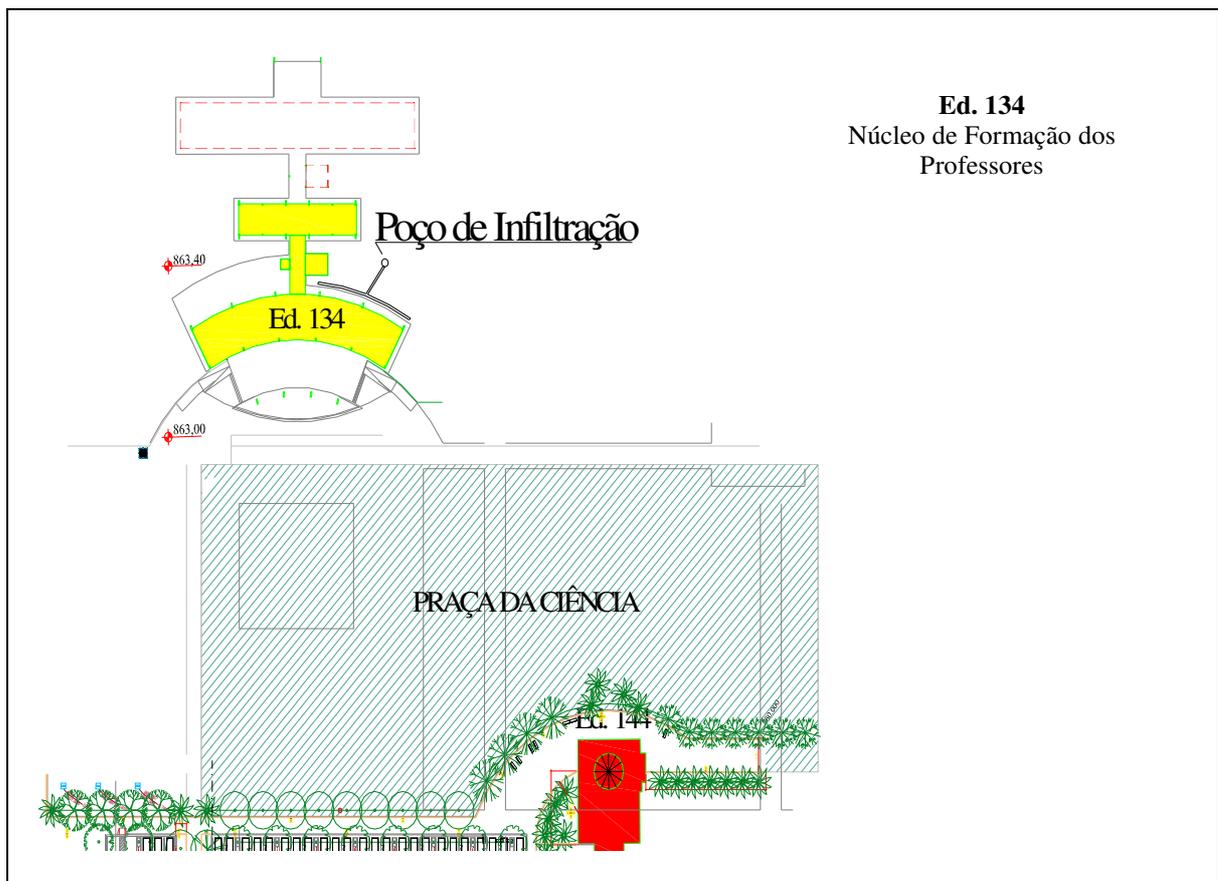
Acerca dos Métodos de dimensionamento de poços de infiltração Peixoto (2011) desenvolveu uma técnica que possibilita a determinação do volume da água infiltrada em um dado poço em função da condutividade hidráulica saturada do solo, do tempo de precipitação, e da área total do poço (paredes e base). O autor também comparou o volume estimado da água infiltrada obtida por meio da técnica de dimensionamento proposta com um volume medido em um ensaio de infiltração de campo desenvolvido por outro autor para uma trincheira de infiltração de pequenas dimensões, e constatou que a técnica desenvolvida é consistente com ensaios de infiltração realizados em campo.

Para o desenvolvimento da técnica de dimensionamento do trabalho supracitado Peixoto (2011) efetuou análises paramétricas acerca da influência das funções da condutividade hidráulica e das curvas de retenção dos solos dos processos de infiltração da água em poços cilíndricos instalados em solos não saturados. As análises foram efetuadas por meio do programa SEEP/W do pacote GeoStudio 2004, que utiliza a técnica de elementos finitos na solução numérica da Equação de Richards que rege o fluxo de água em meio não saturado.

## 4 METODOLOGIA

O sistema de infiltração construído em escala real para controle do escoamento superficial direto está localizado no campus da UFSCar em São Carlos – SP. A cidade localiza-se a 231 km da capital paulista, possui uma área total de 1.141 Km<sup>2</sup> e população total de 221.936 habitantes. A precipitação média anual é de 1500 mm (PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO CARLOS, 2012).

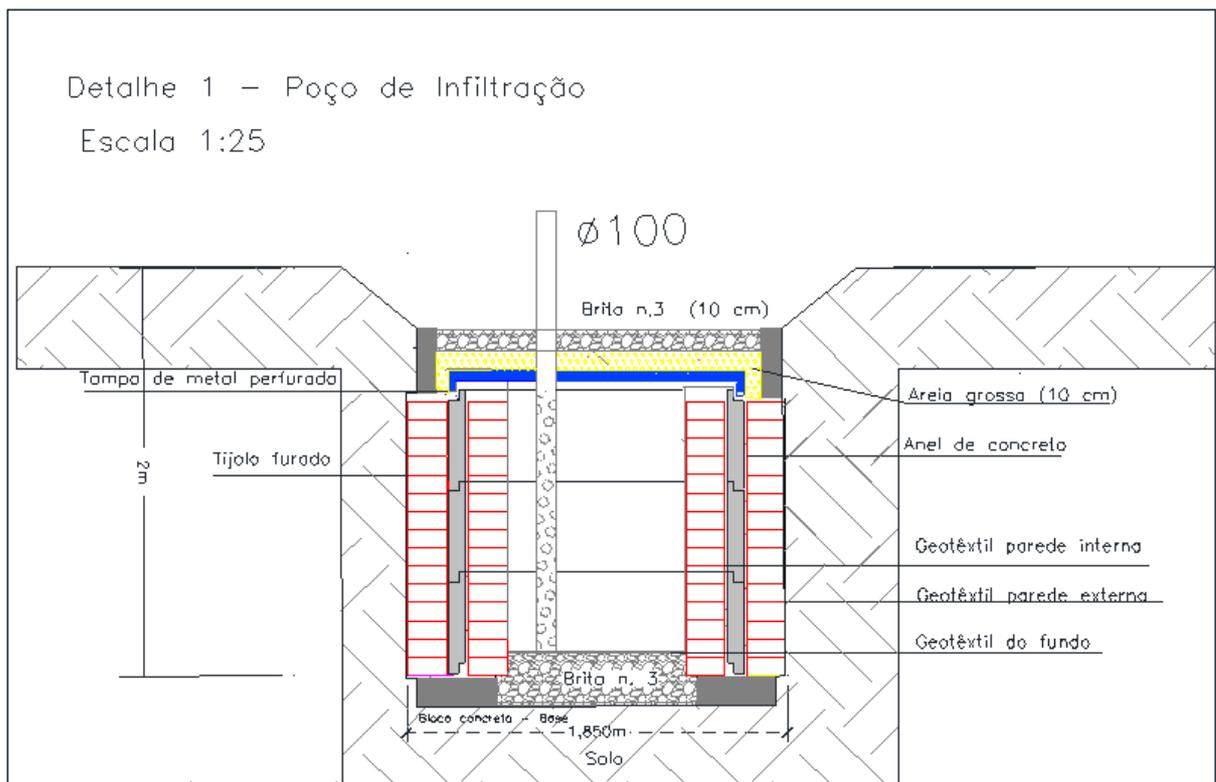
A área experimental está próxima aos laboratórios de Hidrologia, Hidráulica e Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil (Figura 13), onde foram realizadas as análises dos dados. Os recursos para a construção do poço e compra dos equipamentos de monitoramento provieram do Projeto MCT/FINEP/CT - Hidro Processos Hidráulicos 02-2007 intitulado Quantidade, Qualidade, Tratamento e Aproveitamento de Águas Pluviais (GPF 1375) e do MAPLU (2009).



**Figura 13:** Localização da área experimental onde foi construído o poço de infiltração  
**Fonte:** Arquivo digital do Escritório de Desenvolvimento Físico - EDF da UFSCar

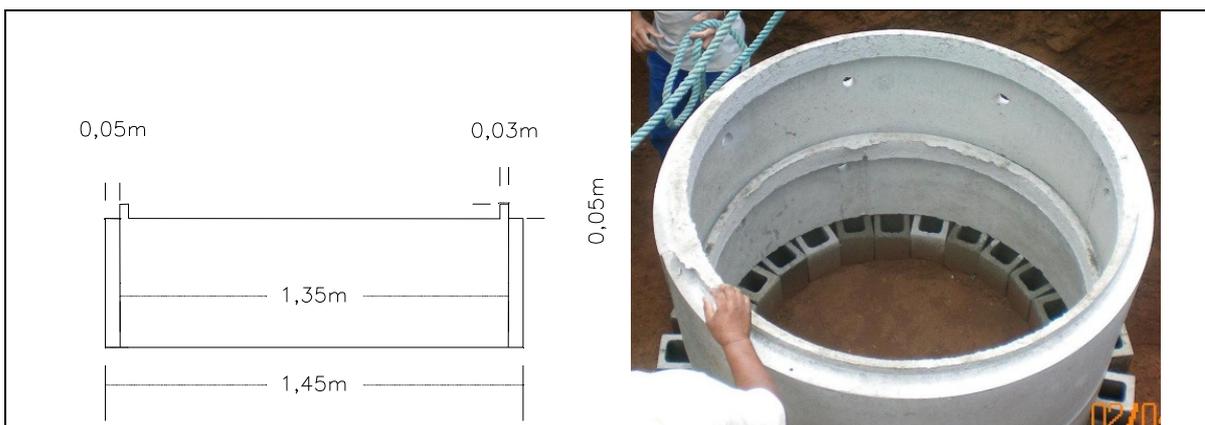
#### 4.1 Projeto, materiais construtivos, execução e funcionamento

O poço de infiltração recebe as águas provenientes de parte do telhado do Núcleo de Formação dos Professores (Edifício 134 apresentado na Figura 13). O poço foi construído com anéis de concreto perfurado e revestido com manta geotêxtil, conforme Figura 14. O tubo de PVC perfurado apresentado na Figura 14 serve de suporte para a instalação do medidor de nível que foi colocado no interior da estrutura, e para coleta das amostras de água. As laterais internas e externas do poço foram revestidas com tijolos furados e manta geotêxtil. Sua base foi assegurada com bloco de concreto, e no fundo do poço foi colocada uma camada de 20 cm de brita nº 3. O dispositivo de entrada do poço contém: uma tampa de metal, manta geotêxtil, uma camada de 10 cm de areia grossa e uma camada superficial de brita nº 3.



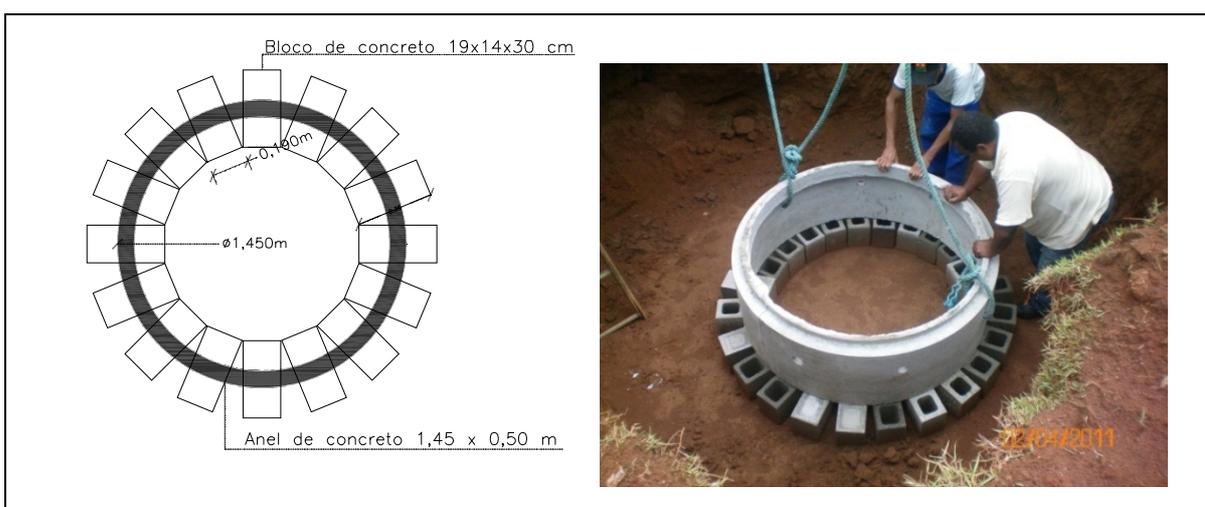
**Figura 14:** Detalhes construtivos do poço de infiltração constituído por anéis de concreto e tijolo furado; brita no fundo; tampa de metal e filtro de manta geotêxtil, brita e areia em cima da tampa

O anel de concreto possui 1,45 m de diâmetro externo, 1,35 de diâmetro interno e contém oito furos na parede lateral de 50 mm de diâmetro cada (Figura 15). Os anéis de concreto foram encaixados uns aos outros e colocados no poço mecanicamente.



**Figura 15:** Anel de concreto com 8 furos de 50 mm, 1,45 m de diâmetro externo e 1,35 m de diâmetro interno

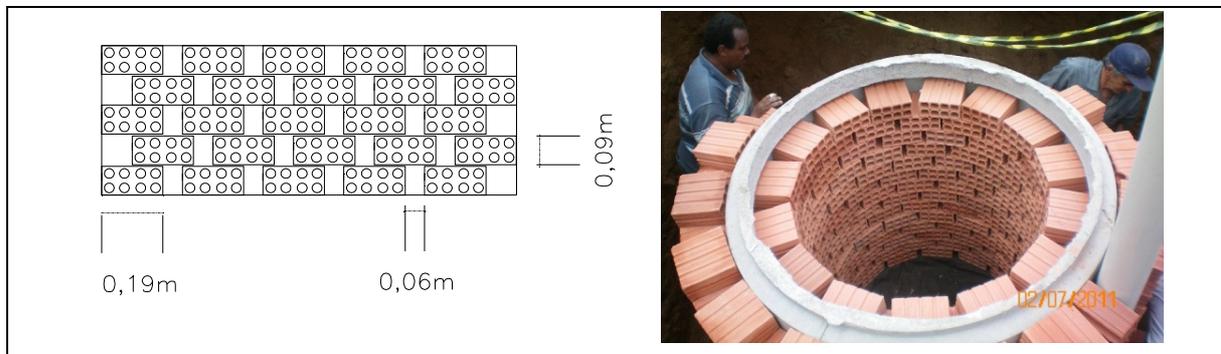
Os anéis mencionados foram assentados em blocos de concreto de dimensões 19 x 14 x 30 cm; estes servem para dar estabilidade ao anel já que o solo não foi compactado. O esquema de assentamento dos blocos é apresentado na Figura 16.



**Figura 16:** Anel de concreto assentado em blocos de concreto de dimensões 19 x 14 x 30 cm

Os tijolos têm papel estrutural e hidráulico. Foram dispostos tijolos nas paredes interna e externa dos anéis de concreto com objetivo de assegurar que a terra não volte para dentro do poço, e melhor distribuir a água beneficiando a infiltração pelas paredes do poço. Um dos motivos que explicam a necessidade das camadas de tijolos internas e externas é a necessidade de aumentar a área de infiltração das paredes do poço, pois somente as áreas dos furos dos anéis de concreto poderiam não beneficiar a infiltração das águas através das paredes. O tijolo selecionado é o tijolo furado com dimensões de 19 x 9 x 19 cm

e com oito furos de 3,3 cm de diâmetro. O esquema de disposição dos tijolos é apresentado na Figura 17.



**Figura 17:** Disposição dos tijolos furados (8 furos) de dimensões 19 x 9 x 19 cm

A manta geotêxtil foi colocada no interior do poço (paredes internas), no fundo do poço, na interface solo-tijolo (parede externa), e em cima da tampa de metal conforme Figura 18. A manta serve como filtro com função de reter finos e retardar o processo de colmatagem do poço. O geotêxtil foi costurado e obedeceu a um transpasse de 50 cm. As mantas colocadas na parede externa e no interior do poço são apresentadas na Figura 16 e as características hidráulicas do geotêxtil selecionado Tabela 8.



**Figura 18:** Manta geotêxtil colocada nas paredes internas e externas do poço de infiltração

**Tabela 8:** Propriedades hidráulicas do geotêxtil

Propriedades	Norma de Ensaio	GEOFORT/400
Permissividade	ASTM D 4491	1,02 s <sup>-1</sup>
Permeabilidade Normal	ASTM D 4491	4 x 10 <sup>-3</sup> m/s
Transmissividade	ASTM D 4716	1,05 x 10 <sup>-5</sup> m <sup>2</sup> /s
Abertura de filtração	AFNOR G 38017	80 µm

Fonte: GEOFORT Geotêxtil

A tampa tem a função de fechar o poço e servir de base para o filtro de manta geotêxtil, areia e brita que foram colocados acima da mesma. Portanto, a tampa foi construída com barra cantoneira de aço (impermeabilizada com tinta anti-corrosiva) com dimensões 1/8 x 1/2' e 6 mm de espessura, esta formou uma malha de 30 x 30 cm. Sobre a grade de aço foram soldadas barras de aço de 5 mm de espessura formando uma malha de 5 x 5 cm. A tampa é apresentada na Figura 19.



**Figura 19:** Tampa de metal colocada sobre o poço construída com barra cantoneira de aço com dimensões 1/8 x 1/2' e 6 mm de espessura formando uma malha inferior de 30 x 30 cm e malha superior de 5 x 5 cm

O tubo de PVC colocado no interior da estrutura possui furos distribuídos de 1,5 cm; este foi utilizado para coleta de dados de nível e coleta de água para os ensaios de qualidade (Figura 20).



**Figura 20:** Tubo 150 mm de PVC com furos de 1,5 cm utilizado para coleta de dados

Inicialmente foi colocada uma camada de 10 cm de areia grossa lavada sobre a tampa do poço (acima do geotêxtil). A areia e o geotêxtil desempenham a função de filtro na retenção de finos ajudando a retardar o processo de colmatção do poço. A areia colocada no poço no início de sua construção é apresentada na Figura 21.



**Figura 21:** Camada de 10 cm de areia colocada em cima da tampa de metal sobre a manta geotêxtil no início da construção do poço de infiltração

Para melhor distribuir a água foi colocada uma camada de 20 cm de brita n. 3 no fundo e de 10 cm sobre a tampa do poço. A brita desempenha a função de melhor distribuir a água. A brita foi lavada conforme Figura 22.



**Figura 22:** Lavagem da brita para utilização da mesma no fundo e na tampa do poço

A ligação da rede de drenagem predial ao poço foi feita através de canaletas gramadas, conforme o princípio de desenvolvimento de baixo impacto (TAVANTI, 2009). As canaletas foram abertas manualmente e vegetadas com grama *Zoysia japônica* conhecida popularmente como grama *esmeralda* como apresentado na Figura 23.



**Figura 23:** Canaletas gramadas para condução da água pluvial proveniente do telhado ao poço de infiltração

#### **4.2 Funcionamento do poço de infiltração**

O esquema de funcionamento do poço esquema é apresentado na Figura 24.

Este segue as seguintes etapas:

- ✓ Coleta do escoamento pluvial do telhado do prédio até as canaletas gramadas;
- ✓ Condução das águas precipitadas pelas canaletas gramadas até o vertedor triangular;
- ✓ Medição das vazões de entrada;
- ✓ Passagem pelos filtros de areia e geotêxtil;
- ✓ Passagem pelo geotêxtil interno ao poço em toda a área das paredes e pelo fundo;
- ✓ Passagem pelos furos dos anéis de concreto e distribuição pelas camadas de tijolos internos e externos;
- ✓ Passagem pelo geotêxtil externo;
- ✓ Infiltração nas paredes e no fundo do poço.



**Figura 24:** Esquemas de alimentação do poço de infiltração: caminho das águas do telhado do prédio ao poço de infiltração por meio das canaletas gramadas

#### 4.3 Monitoramento das vazões de entrada

O vertedor triangular foi produzido com chapa de latão de 3/16” e 5 mm de espessura, com um ângulo de abertura de  $\alpha = 90^\circ$  (Figura 25). Não foi utilizado tinta ou impermeabilizante no vertedor de forma a não influenciar na qualidade da água que entra no poço. A vazão no vertedor foi calculada pela Equação 11 de Thomson (PORTO, 2006); esta equação foi verificada para a altura da crista de 5 cm por Campos (2006). A fórmula é apresentada na Equação 11.

$$Q = 1,4 h^{\frac{5}{2}}$$

Onde:

$Q$  = Vazão (m<sup>3</sup>/s);

$h$  = Altura ou lâmina de água acima da crista do vertedor (m).



**Figura 25:** Vertedor triangular produzido com chapa de latão de 3/16” e 5 mm de espessura, e ângulo de abertura de 90°

#### 4.4 Dimensionamento do poço de infiltração

No dimensionamento hidrológico do poço de infiltração foi utilizado o Método da Curva Envelope (*Rain Envelope Method*). No cálculo das intensidades de chuvas e das alturas precipitadas foi utilizada a Equação 12 desenvolvida por Barbassa (1991). A curva de precipitação-duração-frequência foi traçada variando-se a duração ( $t$ ) de chuva entre 10 e 360 minutos.

$$i = \frac{28,03 \times Tr^{0,199}}{(t + 16)^{0,936}}$$

12

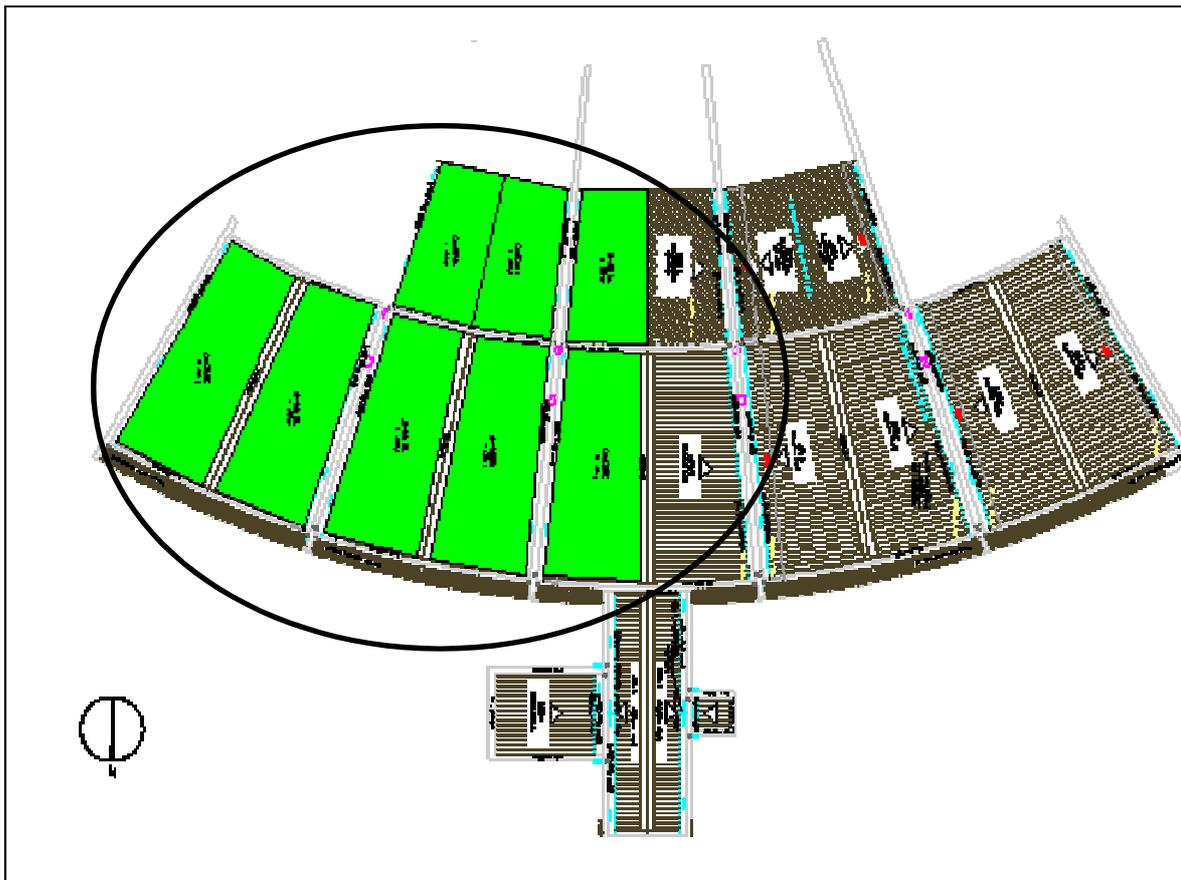
Onde:

$i$  = Intensidade máxima em mm/min para duração  $t$ ;

$Tr$  = Tempo de retorno (anos).

A área de contribuição para o experimento equivale a uma parcela do prédio 241,81 m<sup>2</sup>. O telhado selecionado constituído de zinco está destacado na cor verde, Figura 26.

70



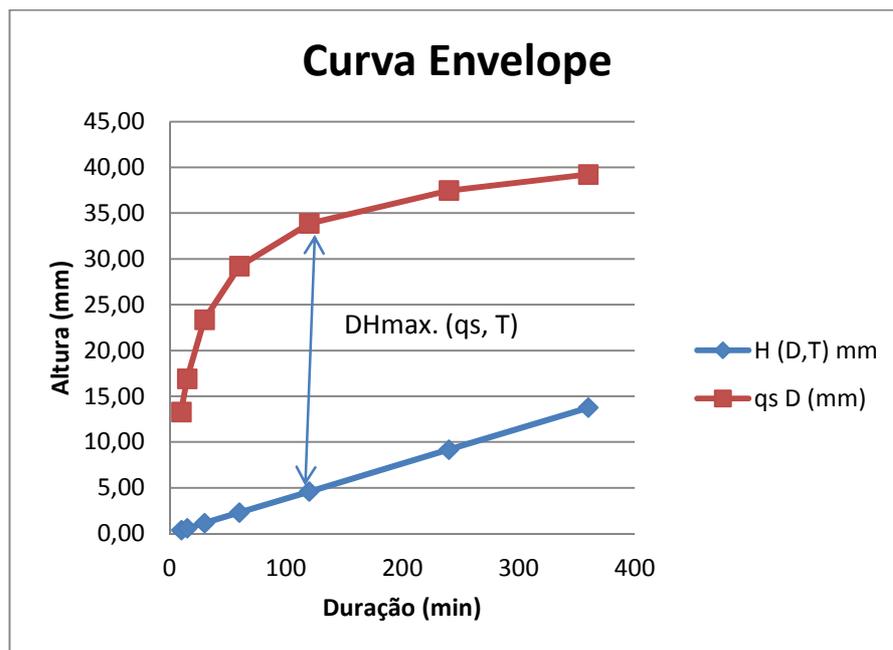
**Figura 26:** Telhado selecionado como área de contribuição do poço de infiltração

Para avaliar a eficiência da estrutura em condições desfavoráveis de funcionamento buscou-se trabalhar com uma estrutura dimensionada em desacordo com as recomendações de segurança de projeto, a fim de avaliar o comportamento desta em um período de um ano. Sendo assim, o poço foi dimensionado para um período de retorno de um ano. Baptista, Nascimento & Barraud (2005) recomendam utilizar um período de retorno de até 10 anos para dimensionamento de poços de infiltração.

Para determinação preliminar da permeabilidade do solo ( $K_{sat}$ ) foi realizado (antes da construção do poço de infiltração) ensaio de campo (poço invertido) com saturação prévia do solo de 24 horas (BARBASSA *et al.*, 2009). O valor da permeabilidade no solo saturado encontrado foi de 90,7 mm/h ( $2,52 \times 10^{-5}$  m/s).

A vazão de infiltração foi determinada através do coeficiente de permeabilidade (m/s) e a área de infiltração ( $m^2$ ). Alguns países adotam o coeficiente de redução de permeabilidade como estimativa do efeito da colmatação, principalmente quando não há manutenção do sistema de drenagem ao longo do tempo. Neste caso, utilizou-se coeficiente de segurança igual a 1, considerando toda a parede do poço como área de infiltração.

A altura de água máxima a ser armazenada pelo poço de infiltração foi obtida pela máxima diferença da altura precipitada (33,87 mm) subtraído pela altura infiltrada (4,59 mm). Essa altura foi convertida em volume (m<sup>3</sup>) multiplicando-a pela área de drenagem (m<sup>2</sup>). A altura máxima a armazenar pela equação da chuva foi de 29,28 mm e o volume máximo para essa altura foi de 6,73 m<sup>3</sup>. A curva Precipitação-Duração-Frequência obtida no dimensionamento do poço é apresentada na Figura 27.



**Figura 27:** Curva PDF para tempo de retorno de 1 ano, capacidade de infiltração constante de 90,7 mm/h e coeficiente de segurança igual a 1 utilizado no dimensionamento do poço de infiltração

O armazenamento de água foi considerado em toda a estrutura. Como observado em detalhes construtivos (Figura 13), o poço contém duas camadas de tijolos (interno e externo) e uma camada de brita no fundo. A tampa contém o filtro composto por uma camada de brita e geotêxtil. Um desnível de 30 cm do nível do terreno foi projetado considerando que em chuvas intensas haverá uma lâmina de água acumulada sobre tampa do poço.

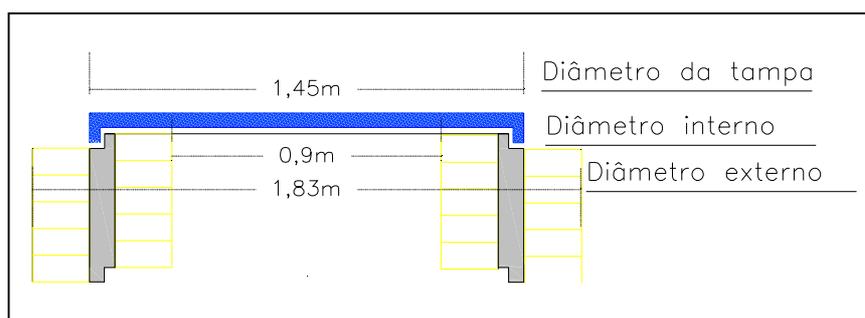
Sendo assim, foi calculado o volume de água de armazenamento descontando-se os volumes dos materiais de estrutura do poço, ou seja, obteve-se um volume a ser armazenado no poço vazio (considerando o maior diâmetro do poço e a altura máxima), e subtraiu-se do cálculo, os volumes que os tijolos, as britas e o anel de concreto ocupam. Para efeito de cálculo considerou-se a porosidade da brita de 45% conforme recomenda a literatura, e calculou-se o índice de porosidade do poço que foi de 0,72.

Como a camada de areia foi retirada da tampa do poço após oito meses de construção, não foi considerada no cálculo atual do volume. Os volumes calculados são apresentados Tabela 9.

**Tabela 9:** Volumes calculados para o poço de infiltração

Material do poço	Volume calculado (m <sup>3</sup> )
Volume do poço vazio e armazenamento sobre a tampa	5,260
Camada de brita (tampa - 20 cm, fundo - 20 cm)	0,297
Tijolos (interno e externo)	1,057
Volume do anel de concreto	0,259
Volume total	3,647

As dimensões do poço utilizadas para o cálculo dos volumes foram: diâmetro externo de 1,83 m e o diâmetro interno de 0,90 m e 2 m de profundidade. Os diâmetros utilizados são apresentados na Figura 28.



**Figura 28:** Diâmetros poço de infiltração utilizados no dimensionamento do mesmo

Considerando que o volume a armazenar pela equação da chuva foi de 6,73 m<sup>3</sup> e o volume total de armazenamento disponível pelo poço foi de 3,65 m<sup>3</sup>, a estrutura foi considerada sub-dimensionada. Em casos de extravasamento, ou seja, se o volume de escoamento superficial direto é maior que a capacidade de poço em armazenar e infiltrar, o excedente é escoado livremente sobre a superfície.

Os tempos de funcionamento e tempos de descarga no dimensionamento da estrutura foram determinados pelas Equações 9 e 10 da revisão bibliográfica deste trabalho, citadas por Baptista, Nascimento & Barraud (2005). Sendo assim, o tempo de funcionamento calculado foi de 15 horas e o tempo de descarga foi de 13 horas.

As valetas gramadas foram dimensionadas pela Fórmula de Manning (PORTO, 2006) e pelo Método Racional (VILELLA, 1975). Os valores utilizados no dimensionamento foram: vazão de 7 l/s; coeficiente de rugosidade de 0,033; inclinação de

1,5%; coeficiente de escoamento superficial do telhado (C) de 0,95; área de contribuição de 241,81 m<sup>2</sup>; e intensidade de chuva de 200 mm/h.

#### 4.5 Caracterização do solo e dos agregados (brita, areia e geotêxtil)

##### 4.5.1 Ensaio de solo

O solo na área de estudo foi caracterizado quanto à granulometria a diferentes profundidades, permeabilidade saturada superficial e a diferentes profundidades. Também foram realizados ensaios nos agregados do poço, ou seja, a brita, a areia e o geotêxtil.

Para ensaio de granulometria foram coletadas amostras de solo nas profundidades (0-40 cm; 60-80 cm; 1,0-1,2 m; 1,4-1,6 m e 1,8-2,0 m). Estes ensaios foram realizados de acordo com as normativas ABNT (1984) e ABNT (1982), e o solo foi classificado de acordo com a ABNT (1995).

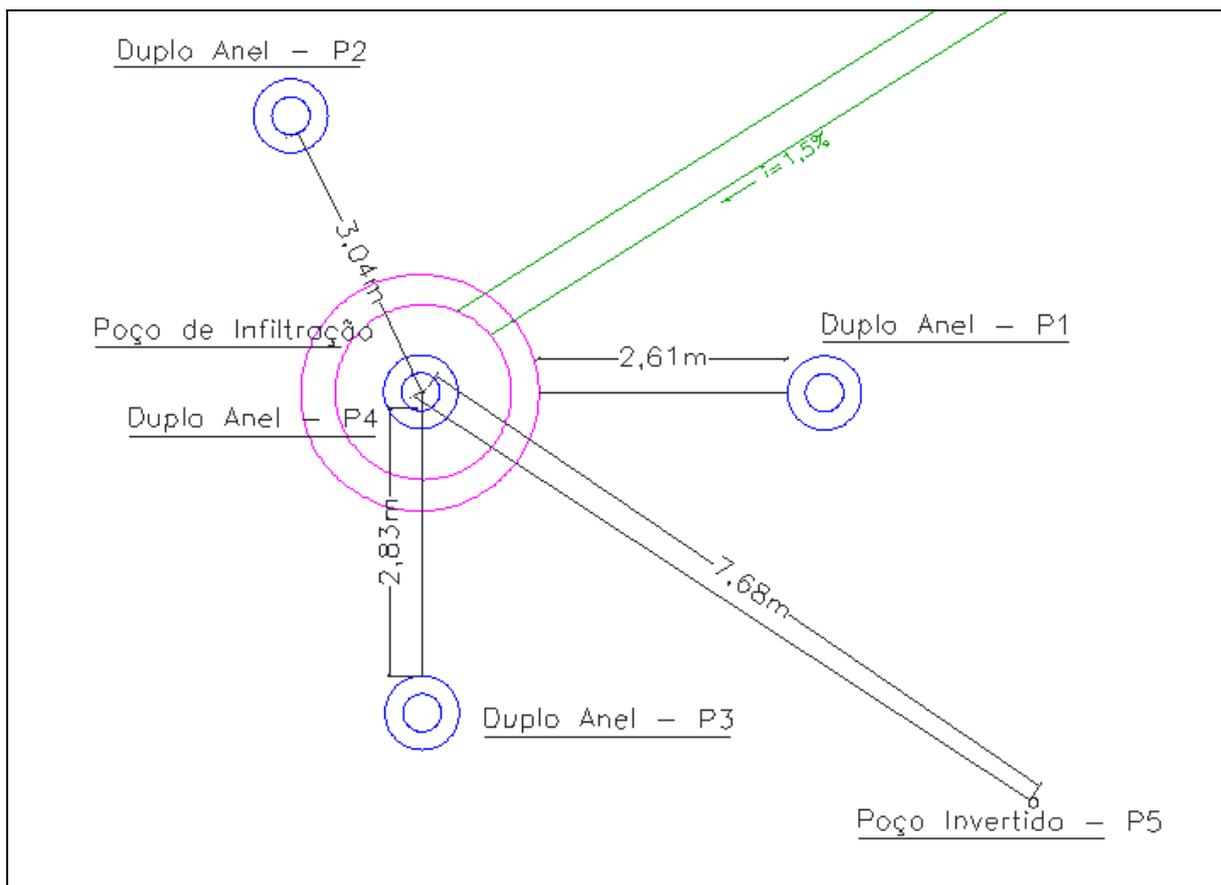
A caracterização da permeabilidade do solo saturado ( $K_{sat}$ ) pelos ensaios de campo de Poço Invertido foi realizada com tempo de umedecimento prévio do solo de 24 horas (BARBASSA *et al.*, 2009). O poço foi furado com diâmetro de 10 cm e profundidade de 1,85 m e ensaiado três vezes no mesmo ponto de amostragem (P5), e assim obteve-se a média da permeabilidade saturada do solo.

O ensaio com o Duplo Anel foi executado na superfície do terreno e no fundo do poço, (sem umedecimento prévio) conforme citado por Cauduro & Dorfman (s/d). Foram realizados sete ensaios em quatro pontos de amostragem, conforme Figura 29. Os resultados foram obtidos por meio da média das quatro taxas de infiltração finais. Os ensaios por esse método estabilizaram em um tempo mínimo de 4 horas e tempo máximo de 6 horas.

As quantidades de ensaios nos diferentes pontos de amostragem são apresentadas na Tabela 10 e a localização dos pontos de amostragem na Figura 29.

**Tabela 10:** Quantidade de ensaios realizados para determinação da permeabilidade do solo

Pontos de amostragem	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios
P1	Duplo Anel	2
P2	Duplo Anel	2
P3	Duplo Anel	1
P4 (Fundo do Poço)	Duplo Anel	2
P5	Poço Invertido	3



**Figura 29:** Localização dos pontos 1, 2, 3, 4 e 5 selecionados para ensaio da determinação da permeabilidade do solo realizada pelos métodos de Duplo Anel e Poço Invertido

#### 4.5.2 Ensaios da brita e da areia sobre a tampa do poço de infiltração

A caracterização do teor de materiais pulverulentos na areia e na brita da tampa do poço foi realizada de acordo com a normativa ABNT (1987). A norma prescreve a metodologia para determinação do teor de materiais pulverulentos em agregados destinados para o preparo de concreto, portanto, adotou-se a norma devido à inexistência de uma norma adequada a estruturas de infiltração. A fórmula utilizada para a obtenção dos percentuais é apresentada na Equação 13 e os períodos de amostragem e as quantidades dos ensaios são apresentados Tabela 11.

$$\text{Teor de material pulverulento} = \frac{\text{Peso}_{\text{inicial}} - \text{Peso}_{\text{final}}}{\text{Peso}_{\text{inicial}}} \times 100 \quad 13$$

**Tabela 11:** Amostras para ensaio de material pulverulento da areia e da brita

Amostras	Brita	Areia
Antes da construção do poço	1	1
Quatro meses após a construção	1	1
Oito meses após a construção	1	1

#### 4.5.3 Ensaios no geotêxtil

Na manta geotêxtil foram realizados ensaios de permissividade, espessura e gramatura, em amostras retiradas do poço de infiltração após oito meses de funcionamento, e em amostras de geotêxtil novo. Este ensaio permite verificar a taxa de infiltração conforme normativa D 4491-99a da ASTM (1999).

Foram retiradas quatro amostras do geotêxtil da tampa do poço, quatro amostras de geotêxtil do fundo, e seis amostras do geotêxtil das paredes, sendo os dois lados das paredes do poço. O método de retirada das amostras é apresentado na Figura 30.

Para cada amostra utilizaram-se quatro corpos de prova (CPs) Figura 30 (4), para cada CP realizavam-se quatro leituras, portanto utilizou-se a média das leituras para cada CP. A quantidade de amostras e o número de CPs utilizados no ensaio são apresentados na Tabela 12.

**Tabela 12:** Amostragem do geotêxtil

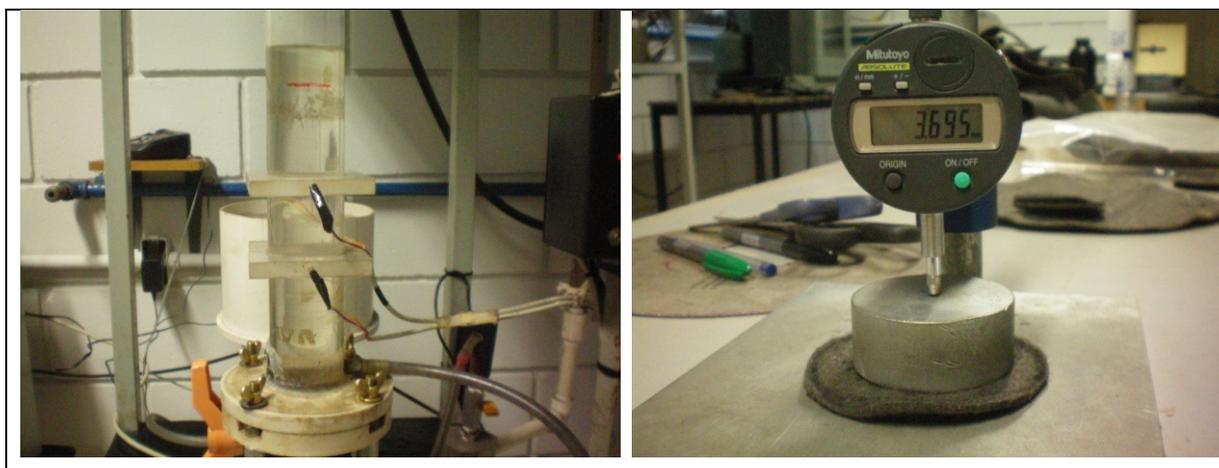
Amostras	Quantidade de amostras	Número de CPs
Tampa	4	16
Parede	6	24
Fundo	4	16





**Figura 30:** Metodologia de coleta das amostras de geotêxtil da tampa fundo e paredes do poço

Além de determinar a permissividade do geotêxtil foram medidos em aparelhos eletrônicos a espessura e a gramatura do mesmo. Os aparelhos utilizados para determinar a permissividade e a espessura do geotêxtil são apresentados na Figura 31. Estes ensaios foram realizados no laboratório de geossintéticos da EESC em São Carlos.



**Figura 31:** Equipamentos utilizados para medição da permissividade e espessura do geotêxtil

De acordo com ABINT (2001) a permeabilidade normal do geotêxtil é expressa em cm/s e a permissividade em  $s^{-1}$ . Portanto, com as medidas de permissividade e espessura foi possível obter a permeabilidade de cada CP. O cálculo é apresentado na Equação 14.

$$\psi = \frac{K_n}{T_{GT}}$$

14

Onde:

$\psi$  = Permissividade ( $s^{-1}$ );

$K_n$  = Permeabilidade normal (cm/s);

$T_{GT}$  = Espessura (cm).

## 4.6 Monitoramento do poço: chuva e níveis de água

### 4.6.1 Medidas de precipitação

O equipamento utilizado para medir as precipitações foi um pluviógrafo eletrônico da marca Campbell que está instalado na Estação Meteorológica da UFSCar. Este foi configurado para armazenar os dados em milímetros por minuto. O equipamento utilizado é apresentado na Figura 32.



**Figura 32:** Pluviógrafo eletrônico instalado na estação climatológica da UFSCar e utilizado para coletas de dados de precipitação

O equipamento foi testado por Lucas (2011) em laboratório para verificação da acuracidade. O autor simulou precipitações de diferentes intensidades, através do esvaziamento por gotejamento de um balão volumétrico de 500 ml e registro do tempo de esvaziamento do recipiente. A calibração do pluviógrafo realizada por Lucas (2011) é apresentada no Anexo 1.

#### 4.6.2 Medidas de vazões

As medidas de vazões afluentes à estrutura foram realizadas com auxílio do vertedor triangular e do medidor de nível de um equipamento eletrônico “ISCO Teledyne”, modelo 4250. Este equipamento foi calibrado em laboratório e obteve coeficiente de explicação de 0,84 (ver Apêndice 2).

O vertedor foi instalado na canaleta de concreto próximo à entrada do poço, e o medidor de nível foi instalado na mesma canaleta a uma distância de 90 cm do vertedor, ou seja, seis vezes a máxima carga esperada (15 cm). Essa distância é recomendada por Porto (2006).

Obtidos os níveis de água na canaleta nos intervalos de tempo de 1 minuto, calcularam-se pela Equação de Thompson as vazões de entrada para todos os eventos modelados. O sensor de nível e o vertedor acoplados à canaleta são apresentados na Figura 33.



**Figura 33:** Medidor de nível ISCO 4250 instalado na canaleta e utilizado para coleta de dados

#### 4.6.3 Medida de nível

A medida do nível de água dentro do poço foi realizada com um sensor de nível eletrônico OTT, modelo Orpheus Mini; este foi inserido no interior do poço em um tubo perfurado, conforme indicado na Figura 34. O sensor foi calibrado em laboratório para testar sua acuracidade. A calibração do equipamento é apresentado no Apêndice 1.



**Figura 34:** Medidor de nível instalado dentro do tubo de PVC utilizado para coleta de dados de nível de água dentro do poço

#### 4.6.4 Simulação de chuvas com o reservatório

Devido à ausência de chuvas e para que se pudesse entender o comportamento do poço sob situações controladas de medições, optou-se por simular descargas de água com uso de um reservatório de 5.000 litros, o qual foi instalado próximo ao poço, e com ele simulou-se 11 eventos de chuva. Para isso, um tubo de PVC de 75 mm furado (furos de 1 cm) e um registro esfera foram conectados ao reservatório. O esquema de simulação de descargas é apresentado na Figura 35.



**Figura 35:** Descargas de água com o reservatório para simulação de chuvas

Para obter as vazões de entrada de água no poço utilizou-se um sensor de nível dentro do reservatório, com este obtiveram-se os níveis referentes ao rebaixamento da água no reservatório nos intervalos de tempo de um minuto. As vazões de entrada no poço foram obtidas pela Equação 15.

$$Q_e = \frac{\Delta V_{reservatório}}{\Delta t} \quad 15$$

Onde:

$Q_e$  = Vazão de entrada ( $m^3/s$ );

$\Delta V_{reservatório}$  = Variação do volume dentro do reservatório ( $m^3$ );

$\Delta t$  = Intervalo de tempo (seg).

#### 4.6.5 Modelagem do poço de infiltração

As vazões de entrada e os níveis de água medidos nos eventos foram modelados pelo método de Puls. O “evento monitorado” foi considerado desde o enchimento da estrutura até seu esvaziamento, independentemente de chuvas posteriores, ou seja, as águas da chuva entram no poço atingindo certo nível, se o poço não esvaziar completamente (nível zero) e houver outra chuva, esta será considerada no mesmo evento, até que o poço esteja completamente vazio.

Na modelagem foram obtidas as curvas  $(\frac{2S}{\Delta t} + Q_s) \times (Q_s)$  para cada evento monitorado com restrição dos níveis de 0 a 2 metros. A vazão de saída e o volume foram calculados em função do nível de água conforme Equações 16 e 17.

$$Q_s = (2 \pi R NA + A_f) K$$

16

Onde:

$Q_s$  = Vazão de saída (m<sup>3</sup>/s);

R = Raio do poço (m);

NA = Nível de água (de 0 a 2 metros);

$A_f$  = Área do fundo do poço (m<sup>2</sup>);

K = Permeabilidade do solo (m/s).

$$V = \pi R^2 NA I$$

17

Onde:

V = Volume do poço (m<sup>3</sup>);

R = Raio do poço (m);

NA = Nível de água (de 0 a 2 metros);

I = Índice de vazios do poço (adimensional).

Reescrevendo a Equação 4 citada no referencial teórico deste trabalho, tem-se a Equação 18:

$$\frac{2V_2}{\Delta t} + Q_s = Q_{e1} + Q_{e2} + \frac{2V_1}{\Delta t} - Q_{s1}$$

18

Substituindo as Equações 17 e 18 no primeiro termo da Equação 19 segue-se:

$$\frac{2V_2}{\Delta t} + Q_s = 2 \frac{\pi R^2 NA I}{\Delta t} + (2 \pi R^2 NA + A_f) K$$

19

#### 4.6.6 Método de Puls com valor de K constante sem otimização

Aplicou-se o método de Puls com a permeabilidade do solo saturado ( $K_{sat}$ ) calculada pela Equação 20 citada por PRATT *et al.*, (1992) *apud* Baptista, Barraud & Nascimento (2005). Sendo assim, obteve-se para cada evento um valor de K não otimizado e optou-se por verificar a representatividade do modelo comparando-se os níveis de água medidos (obtidos pelo sensor de nível) e os níveis de água calculados com o valor de K não otimizado, e obtiveram-se os coeficientes de explicação dos níveis comparados.

Observou-se para que o nível de água não ultrapassasse o limite máximo de 2 m, a fórmula do cálculo do valor de K não otimizado é apresentado na Equação 20.

$$K_{no} = \frac{S_{75-25}}{a_{50} t_{75-25}}$$

20

Onde:

$K_{no}$  = Permeabilidade do solo não otimizada (m/s);

$S_{75-25}$  = Volume de água compreendido entre 75% e 25% da altura do poço (m<sup>3</sup>);

$a_{50}$  = Superfície interna do poço até 50% da altura incluindo a base (m<sup>2</sup>);

$t_{75-25}$  = Tempo em que o nível passa de 75% para 25% do nível máximo que a água atinge no poço (s).

#### 4.6.7 Método de Puls com valor de K constante otimizado

Os valores de K constantes otimizados foram obtidos através dos resultados dos valores de  $K_{no}$  com ajustes matemáticos por meio de regressão não-linear. A regressão não-linear é um método que minimiza o valor de K através de uma função objetivo. Para o cálculo da regressão não-linear utilizou-se o SOLVER, um aplicativo do EXCEL que contempla algoritmos de otimização. A função objetivo utilizada para o ajuste do valor de  $K_{no}$  é apresentada na Equação 21.

$$F_0 = \sum (NA_{cal} - NA_{obs})^2$$

Onde:

$F_0$  = Função objetivo;

$NA_{cal}$  = Nível de água calculado com o Kno (Equação 20);

$NA_{obs}$  = Nível de água observado (obtido pelo sensor de nível).

A representatividade deste modelo também foi avaliada por meio da comparação dos níveis observados (obtidos pelo sensor de nível) e dos níveis obtidos pelo cálculo utilizando o valor de  $K_0$ , e obteve-se os coeficientes de explicação para cada evento monitorado.

Por meio do SOLVER impuseram-se de forma matemática limites de 2 m para o nível de água, e limites para os valores de  $K$  variando estes valores de  $10^{-4}$  a  $10^{-7}$  m/s.

#### **4.6.8 Cálculo dos tempos de enchimento e tempos de esvaziamento observados e calculados**

Os tempos de enchimento do poço nos eventos de chuvas reais e simuladas foram obtidos por meio da contagem dos tempos referentes ao início das chuvas até o poço atingir o nível máximo de água durante o evento.

Os tempos de esvaziamento medidos foram obtidos considerando o nível máximo de água ( $NA_{obs.}$ ) dentro do poço como  $t_i$  (tempo inicial), e  $t_f$  (tempo final) quando a água atinge o nível zero (final do evento). O cálculo do tempo de esvaziamento é apresentado na Equação 22.

$$t_{eobs} = t_f - t_i$$

22

Onde:

$t_{eobs}$  = Tempo de esvaziamento observado (min);

$t_f$  = Tempo final referente ao nível zero (min);

$t_i$  = Tempo inicial referente ao nível de água máximo dentro do poço (min);

Os tempos de esvaziamento para os eventos de chuvas reais não foram calculados por serem caracterizados como eventos complexos (com mais de um período de precipitação por evento). Já os tempos de esvaziamento para os eventos com chuvas simuladas foram calculados pela Equação 23. Esta equação considera a altura de chuva precipitada, a vazão de infiltração e a duração da chuva. Para o cálculo da vazão de infiltração utilizou-se a média dos valores de  $K_{sat}$  obtidos nos ensaios de campo com o Duplo Anel.

$$t_{et} = \frac{P - q_s D}{q_s}$$

23

Onde:

$t_{et}$  = Tempo de esvaziamento teórico (seg);

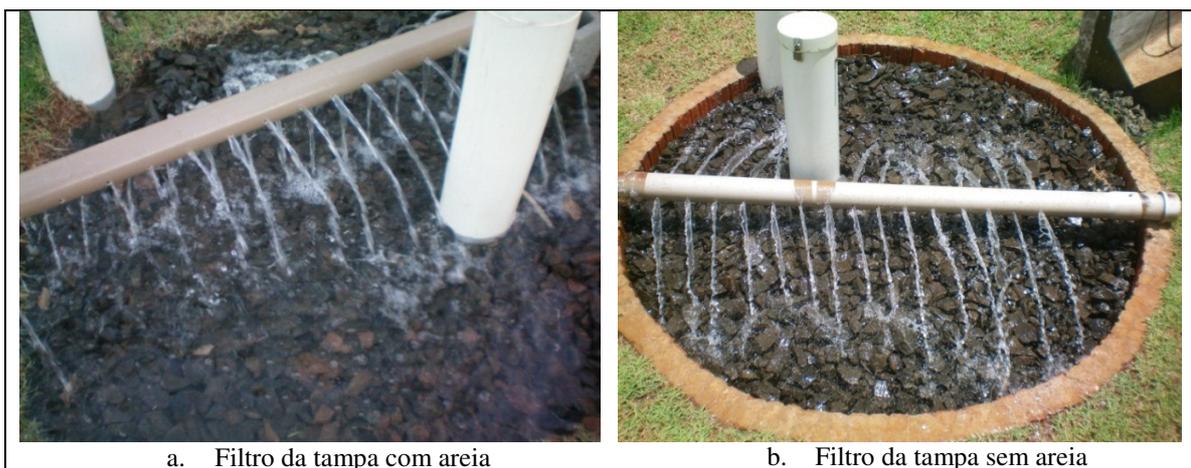
$P$  = Altura de chuva precipitada (mm);

$q_s$  = Vazão de infiltração (mm/s);

$D$  = Duração da chuva (seg).

#### **4.6.9 Ensaio de permeabilidade do filtro de areia, brita e geotêxtil da tampa do poço**

Com o uso do reservatório observou-se nos ensaios quantitativos que uma lâmina de água se formava sobre a tampa do poço nos primeiros 5 minutos de descarga de água (Figura 36 a), portanto, foram feitos ensaios em laboratório de permeabilidade do filtro da tampa composto por areia, brita e geotêxtil de acordo com a NBR 13292 (ABNT, 1995).



**Figura 36:** Diferença de acúmulo de água sobre o filtro da tampa em duas situações: filtro com areia (a) e filtro sem areia (b) e análise do processo de perda de carga imposta pela areia no filtro (a)

Foram realizados ensaios com os filtros *limpo e sujo* oito meses após a construção do poço, conforme Figura 37. A quantidade de ensaios e os tipos de filtros são apresentados Tabela 13.



**Figura 37:** Amostras de geotêxtil novo, brita lavada e areia nova sem uso compondo o filtro a (esquerda) e amostras de geotêxtil novo, areia e brita retiradas do filtro da tampa do poço após oito meses de sua construção.

**Tabela 13:** Ensaios de permeabilidade do filtro da tampa do poço

Tipo de Filtro	Composição do Filtro	Quantidade de Ensaios
Filtro limpo	Geotêxtil novo Areia limpa (sem uso) Brita lavada	3
Filtro sujo	Geotêxtil novo Areia oito meses depois da construção do poço Brita oito meses depois da construção do poço	3

Nestes ensaios o fornecimento de água para o filtro era contínuo, sendo assim, coletava-se em uma proveta graduada a água que passava pelo filtro em um tempo fixo de 60 segundos. As coletas no filtro limpo composto por areia e britas limpas e geotêxtil novo, eram realizadas três vezes consecutivas para cada intervalo de tempo de 15 minutos, tendo duração total de duas horas.

Já as coletas de água do filtro sujo composto por manta geotêxtil nova, areia e britas retirados do filtro da tampa de poço após oito meses de funcionamento do mesmo também eram realizadas três vezes consecutivas, porém em intervalo de tempos maiores, tendo duração total de 24 horas de ensaio.

Para melhor representação das condições reais de campo considerou-se uma carga de 20 cm de água acima do filtro, e a permeabilidade foi determinada por meio do volume coletado em 60 segundos multiplicado pela altura do corpo de prova de 20 cm (10 cm de areia e 10 cm de brita), estes valores foram divididos pela área dos tubos de ensaio (cada tubo foi medido com paquímetro separadamente e calcularam-se suas respectivas áreas), pela altura da carga disponível de 20 cm, e pelo tempo fixo de 60 segundos. A fórmula de cálculo da permeabilidade citada por Stancati, Nogueira & Vilar (1981) é apresentada na Equação 24.

$$K = \frac{VH}{ALt}$$

24

Onde:

K = Permeabilidade do filtro (cm/s);

V= Volume coletado de amostra (cm<sup>3</sup>);

H= Altura do corpo de prova (cm);

A= Área do tubo de ensaio (cm<sup>2</sup>);

L= Altura de carga disponível (cm);

t = Tempo (s).

Além das análises do filtro, foram realizados ensaios de granulometria da areia proveniente do *filtro sujo*, e de uma areia limpa (sem uso). Estes ensaios foram realizados para que se pudesse observar o aumento de materiais finos na areia *suja* após a construção do poço comparada a uma areia sem uso. Portanto, com a análise dos ensaios de

permeabilidade do filtro percebeu-se que a areia aumentava a perda de carga da entrada de água no poço e optou-se por remover a areia da tampa.

#### 4.7 Manutenção do poço de infiltração

A manutenção do poço foi realizada após oito meses de sua construção e consistiu na troca da manta geotêxtil (tampa, fundo e paredes), avaliação da colmatação do mesmo, e as condições em que se encontrava. Também foi realizado nesse período, ensaio de permeabilidade do solo no fundo do poço pelo método de duplo anel (Figura 38).



**Figura 38:** Ensaio de determinação da permeabilidade do solo realizada pelo método de Duplo Anel no fundo do poço

A abertura do poço também permitiu observar alguns erros construtivos, como a entrada de areia para o interior do poço que se deu devido à má vedação do tubo de coleta de dados na tampa. Sendo assim, o poço foi *montado* novamente com as duas camadas de tijolos (interna e externa), a manta geotêxtil no fundo e nas paredes internas, a tampa, e o filtro (composto pelo geotêxtil e 20 cm de brita) em cima da tampa. Devido ao acúmulo de areia no fundo do poço (Figura 39) a manta foi retirada para que fosse trocada. As britas do fundo foram lavadas e colocadas novamente (Figura 40).



**Figura 39:** Acúmulo de areia no fundo do poço encontrada na abertura do mesmo

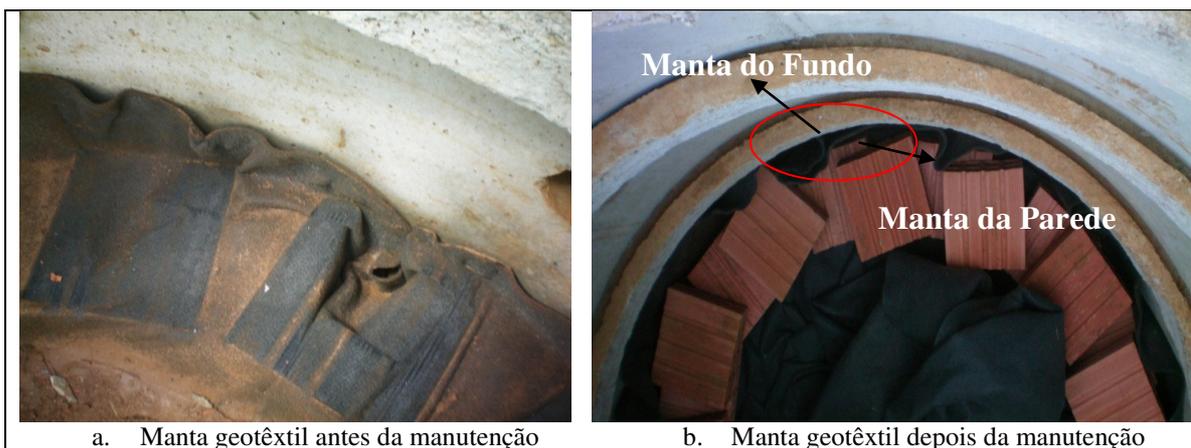


a. Situação da brita do fundo

b. Brita lavada

**Figura 40:** Situação da brita no fundo do poço antes da manutenção do poço (a) e a brita lavada e recolocada depois da manutenção do mesmo (b)

Outro detalhe observado na abertura do poço, é que a areia poderia estar entrando pelas interfaces da manta do fundo e das paredes, pois no início da construção a manta do fundo foi colocada sobre as britas, e as camadas de tijolos as fixava no chão, fazendo com que a manta das paredes não transpassasse a manta do fundo, podendo criar possíveis caminhos preferenciais (Figura 41 a), portanto uma nova disposição foi arranjada, de forma que as duas mantas (fundo e parede) fossem presas na camada de tijolos (Figura 41 b).



a. Manta geotêxtil antes da manutenção      b. Manta geotêxtil depois da manutenção  
**Figura 41:** Manta geotêxtil antes da manutenção do poço (a) e rearranjo da mesma depois da manutenção o mesmo (b)

Devido à má vedação do tubo de coleta de dados na tampa, a manta foi colocada novamente e amarrada ao tubo com borracha, para impedir a entrada de materiais no poço e garantir que toda a entrada de água no poço passe pelo filtro da tampa (Figura 42).



**Figura 42:** Vedação do tubo de coleta e entrada de água no poço por meio do filtro da tampa

#### 4.8 Aspectos qualitativos: determinação de cor aparente e turbidez

A carga poluidora das águas pluviais é definida através de análises físico-químicas e microbiológicas. Os parâmetros destacados no trabalho são cor aparente e turbidez.

A presença da cor na água é devido aos materiais orgânicos dissolvidos ou coloidais. De acordo com *American Public Health Association - APHA* (2005) o termo “cor” é utilizado para definir cor verdadeira, que representa a cor da água sem a presença da

turbidez. Já o termo “cor aparente” é utilizado para representar as águas com substâncias dissolvidas e matéria orgânica suspensa. Os métodos para determinação da cor são:

- ✓ Comparação visual: Método Platina-Cobalto com unidade de cor em Hazen;
- ✓ Cor real ou verdadeira: determina-se após a eliminação da turbidez por sedimentação, filtração e centrifugação;
- ✓ Espectrofotômetro com comprimento de onda único: a cor é determinada no espectrofotômetro em comprimento de onda entre 450 e 465 nanômetros;
- ✓ Espectrofotômetro com multi-comprimentos de ondas: a água é filtrada e a cor da amostra é definida pelo comprimento de onda dominante.

Define-se turbidez como o grau de redução que a luz sofre ao atravessar a água devido à presença de sólidos em suspensão. A presença da turbidez deixa a água turva, e o ensaio indica a qualidade estética da água.

A turbidez pode ser determinada por um turbidímetro que compara a intensidade da luz dispersada pela amostra sob condições definidas, com a intensidade da luz espalhada por uma solução padrão de referência, nas mesmas condições. Os valores são medidos em Unidade Nefelométrica de Turbidez (UNT) (APHA, 2005).

#### **4.8.1 Análise dos parâmetros: cor aparente e turbidez**

A análise dos parâmetros cor aparente e turbidez foi realizada por meio dos ensaios dos mesmos realizados de acordo com APHA (2005). As amostras foram coletadas em dois pontos: no vertedor (representando a entrada da água da chuva no poço) e dentro do poço. Os ensaios de cor aparente foram realizados com um espectrofotômetro da marca HACH modelo DR/2010 e os ensaios de turbidez com um turbidímetro da mesma marca modelo 2100P.

Após a manutenção do poço observou-se que o tubo de PVC colocado entre a camada externa de tijolos para coleta de amostras e análise dos parâmetros qualitativos estava comprometido, portanto, para representar a quantidade de material em suspensão na água encontrada na saída do poço (solo), coletava-se 2 litros de amostras de água dentro do poço e filtrava-se em um pedaço de manta geotêxtil (Figura 43).



**Figura 43:** Amostras de água coletadas no vertedor (entrada), dentro do poço, e filtragem da água em manta geotêxtil para representar a saída de água do mesmo

As coletas de água para análise dos parâmetros cor aparente e turbidez foram feitas tanto em eventos de chuvas reais como em eventos de chuvas simuladas (com o reservatório). Para simular as chuvas com o reservatório foi necessário *sujar* a água, portanto, realizou-se ensaio de sólidos suspensos da água da chuva, e com este resultado obteve-se a quantidade de sólidos a ser simulada nos ensaios.

Para cada evento simulado eram adicionadas 50 gramas de solo (local) dentro do reservatório e misturava o solo à água do reservatório mexendo os mesmos por 10 minutos, sendo assim, coletava-se 2 litros de amostras dentro do reservatório (simulação da entrada de água no poço). Após descarregar a água do reservatório no poço, eram coletados 4 litros de água dentro do poço, e dois desses eram filtrados em manta geotêxtil para que representasse a saída.

Já nos eventos com chuvas reais as amostras na entrada do poço eram coletadas no início da chuva, e após seu término eram coletadas as amostras dentro do poço. Os tipos de amostras, local e quantidades de ensaios são apresentados Tabela 14.

**Tabela 14:** Locais de coleta de amostras de água e quantidades de coletas em cada ponto de amostragem para eventos de chuvas reais e eventos de chuvas simuladas

Tipos de Chuva	Local de Coleta	Quantidade de Ensaios
Chuvas reais	No vertedor	2
	Dentro do poço	2
	Saída	2
Chuvas simuladas	Dentro do reservatório	4
	Dentro do poço	4
	Saída	4

## 5.0 RESULTADOS E DISCUSSÃO

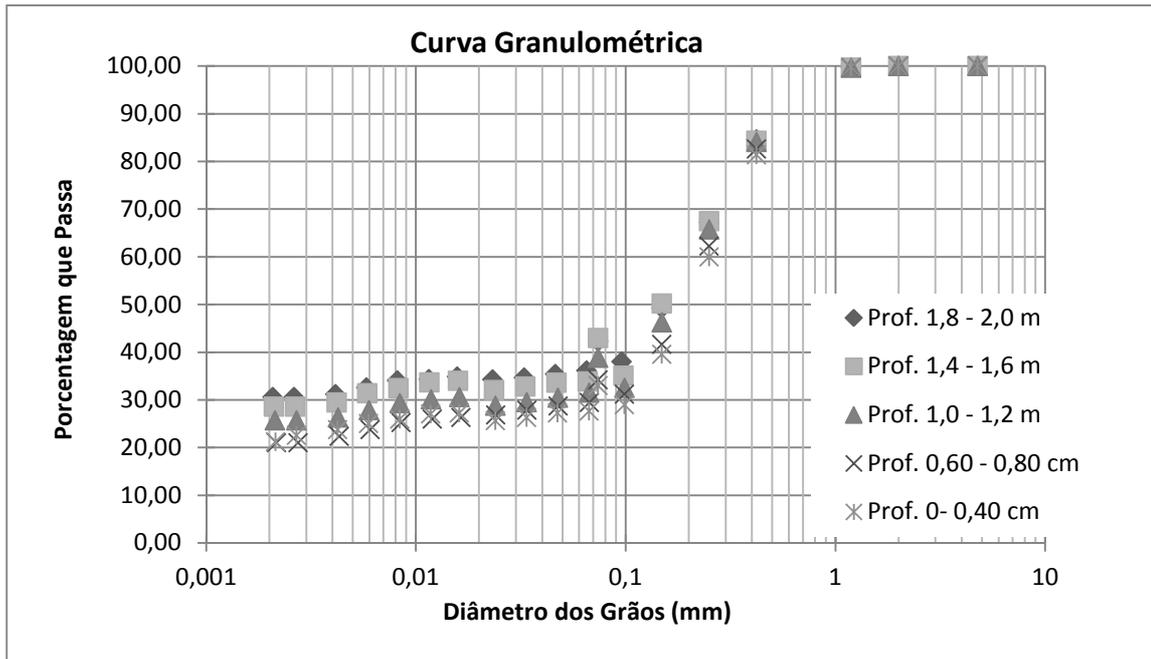
Os resultados apresentados referem-se aos ensaios de caracterização do solo quanto a sua granulometria e permeabilidade pelos métodos de poço invertido e duplo anel, aos ensaios dos agregados, ou seja, ensaio de teor de material pulverulento na areia e na brita, e o ensaio de permeabilidade do geotêxtil. Também são apresentados os resultados dos ensaios de permeabilidade do filtro da tampa e a análise dos ensaios de granulometria da areia da tampa após a construção do poço. Os resultados da modelagem dos dados pelo método de Puls são apresentados tanto para eventos de chuvas reais como para eventos de chuvas simuladas.

### 5.1 Caracterização do solo

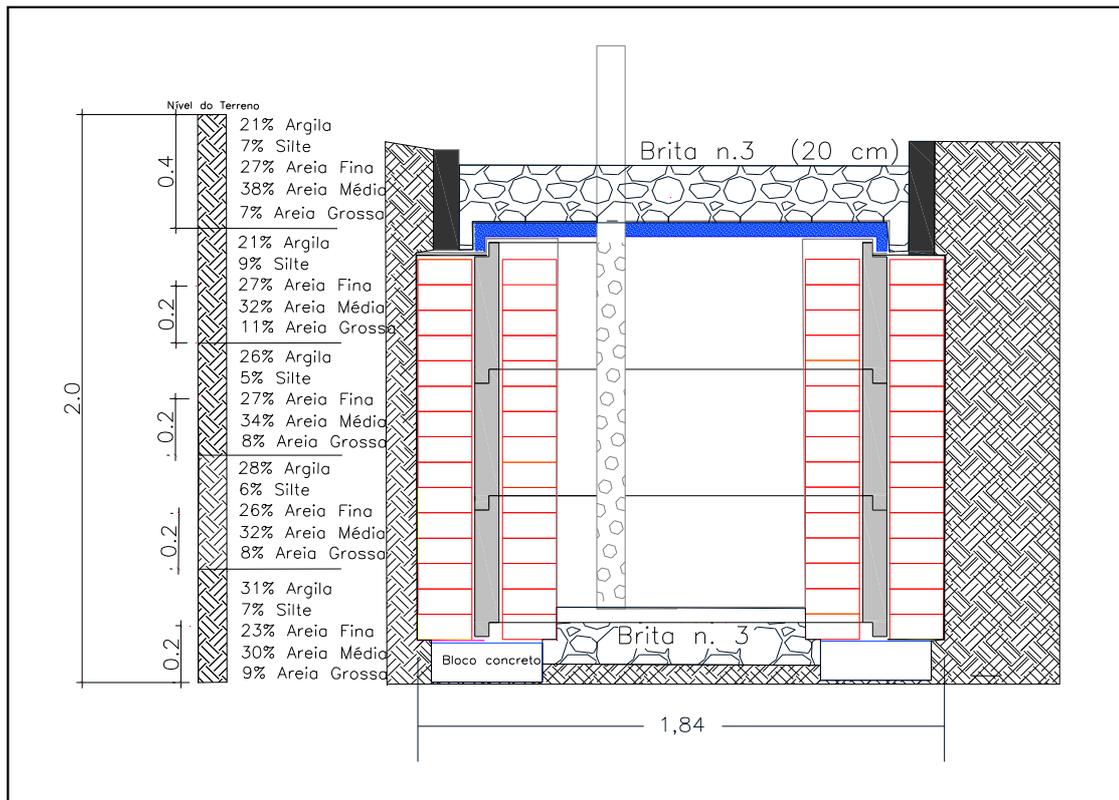
O solo encontrado na área do poço caracteriza-se como homogêneo nas diferentes profundidades e com curvas de composição granulométricas semelhantes. O solo apresentou porcentagens médias dos grãos do solo de 33% de areia média, 26% de areia fina e 25% de argila, com parcelas menos significativas de silte e areia grossa. Sendo assim, o solo foi caracterizado conforme a ABNT (1995) como Areia Média Argilosa - SC. Os valores encontrados no ensaio são apresentados na Tabela 15 e a curva granulométrica apresentada na Figura 44. A granulometria do solo nas diferentes profundidades é apresentada na Figura 45.

**Tabela 15:** Composição granulométrica do solo e classificação do mesmo

Profundidade das amostras	Argila	Silte	Areia			Classificação
			Fina	Média	Grossa	
0 – 40 cm	21%	7%	27%	38%	7%	Areia Média Argilosa
60 – 80 cm	21%	9%	27%	32%	11%	Areia Média Argilosa
1,0 – 1,2 m	26%	5%	27%	34%	8%	Areia Média Argilosa
1,4 – 1,6 m	28%	6%	26%	32%	8%	Areia Média Argilosa
1,8 – 2 m	31%	7%	23%	30%	9%	Areia Média Argilosa
Média das amostras	25%	7%	26%	33%	9%	100%



**Figura 44:** Curva Granulométrica do solo a diferentes profundidades



**Figura 45:** Perfil do solo quanto a sua composição granulométrica a diferentes profundidades

Lucas (2011) e Gutierrez *et al.*, (2009) realizaram ensaios de granulometria para implantação de técnicas de infiltração no campus da UFSCar em uma área próxima ao

poço de infiltração e também encontraram um solo classificado como Areia Média Argilosa - SC.

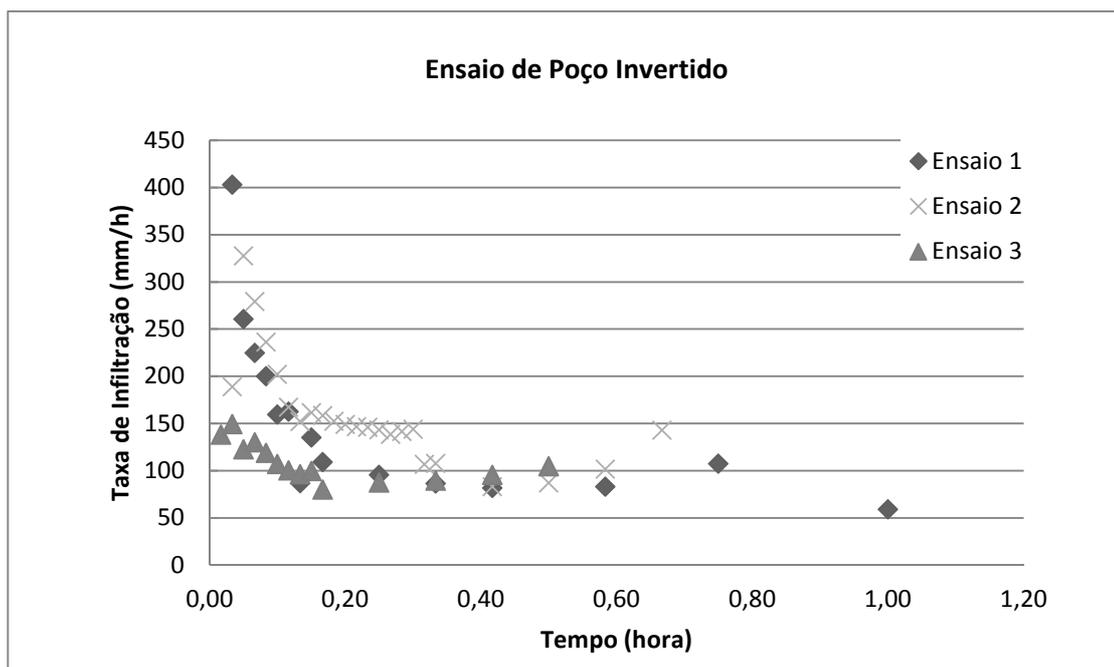
Maryland (2000) recomenda a implantação de técnicas de infiltração em solos com percentual inferior a 20% de argila. Para tanto, percebeu-se que a porcentagem de argila encontrada (25%) não afetou o desempenho do poço em infiltrar águas pluviais.

### 5.1.1 Resultados dos ensaios de infiltração com o método de Poço Invertido

Os resultados dos ensaios de determinação da permeabilidade do solo pelo método de poço invertido apresentaram uma média da capacidade inicial de infiltração de 243,21 mm/h ( $6,76 \times 10^{-5}$  m/s) e média da capacidade de infiltração final de 93,38 mm/h ( $2,59 \times 10^{-5}$  m/s). Os resultados são apresentados Tabela 16 e as curvas de infiltração na Figura 46.

**Tabela 16:** Resultados das capacidades de infiltração do solo obtidos pelo ensaio de Poço Invertido

Local do Ensaio	Capacidade de infiltração inicial (mm/h)	Capacidade de infiltração final (mm/h)	Média das quatro últimas taxas de infiltração (mm/h)
P1	402,88	58,71	82,6
	188,6	142,92	103,51
	138,16	104,40	94,03
Média	243,21	306,03	93,38



**Figura 46:** Curvas de infiltração obtidas por meio dos ensaios de Poço Invertido

Outros valores de permeabilidade do solo foram encontrados na literatura para solos com as mesmas características granulométricas. Lucas (2011), em ensaios realizados no campus da UFSCar, obteve valor de 82,8 mm/h ( $2,30 \times 10^{-5}$  m/s). Gutierrez *et al.*, (2009) encontraram um valor médio da permeabilidade do solo de 30,8 mm/h ( $8,55 \times 10^{-6}$  m/s) para um tempo de umedecimento do solo de 24 horas.

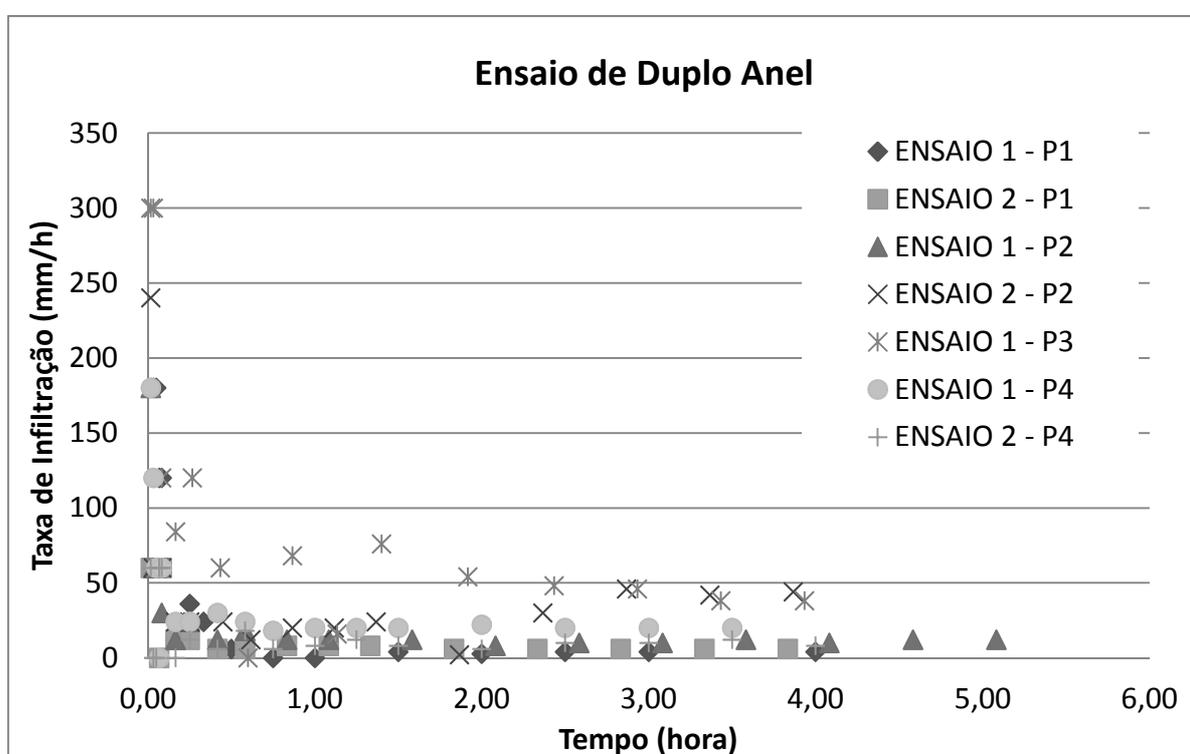
Reis, Oliveira & Sales (2008) realizou ensaio de poço invertido seguindo a metodologia da ABGE de 1996 e encontrou um coeficiente de permeabilidade na ordem de grandeza de 36 mm/h ( $1,0 \times 10^{-5}$  m/s) para um solo caracterizado como areia argilosa.

### 5.1.2 Resultados dos ensaios de infiltração com o método de Duplo Anel

Os resultados da determinação da permeabilidade do solo realizados pelo método de duplo anel nos pontos P1, P2 P3 e P4 apresentaram uma média da capacidade inicial de infiltração de 171,43 mm/h ( $4,76 \times 10^{-5}$  m/s) e média da capacidade de infiltração no final do ensaio de 19,24 mm/h ( $5,34 \times 10^{-6}$  m/s). Os resultados são apresentados na Tabela 17 e as curvas de infiltração na Figura 47.

**Tabela 17:** Resultados das capacidades de infiltração do solo obtidos pelo ensaio de Duplo Anel

Pontos ensaiados	Capacidade de infiltração inicial (mm/h)	Capacidade de infiltração final (mm/h)	Média das quatro últimas taxas de infiltração (mm/h)
P1	180	4	3,7
P1	60	6	6
P2	180	12	11,5
P2	240	44	40,5
P3	300	38	42,5
P4	180	20	20,5
P4	60	8	10
<b>Média</b>	<b>171,43</b>	<b>18,88</b>	<b>19,24</b>



**Figura 47:** Curvas de infiltração obtidas por meio dos ensaios de Duplo Anel

Barbassa *et al.*, (2009) realizaram 14 ensaios pelo método de duplo anel em uma área gramada sem passagem de veículos no campus da UFSCar utilizando-se da equação de (PRATT *et al.*, 1992, *apud* BAPTISTA, NASCIMENTO & BARRAUD, 2005). Os autores encontraram um valor médio da permeabilidade do solo nos três pontos ensaiados de 33,15 mm/h ( $9,21 \times 10^{-6}$  m/s), 17,56 mm/h ( $4,88 \times 10^{-6}$  m/s), e 39,24 mm/h ( $1,09 \times 10^{-5}$  m/s).

Vieira, Silva & Nascimento (2009) analisaram a permeabilidade saturada em um solo classificado como latossolo vermelho-amarelo para implantação de uma trincheira e uma vala de infiltração e encontraram um valor de 187,6 mm/h ( $5,21 \times 10^{-5}$  m/s).

## 5.2 Resultados dos ensaios dos agregados

### 5.2.1 Brita e areia da tampa do poço

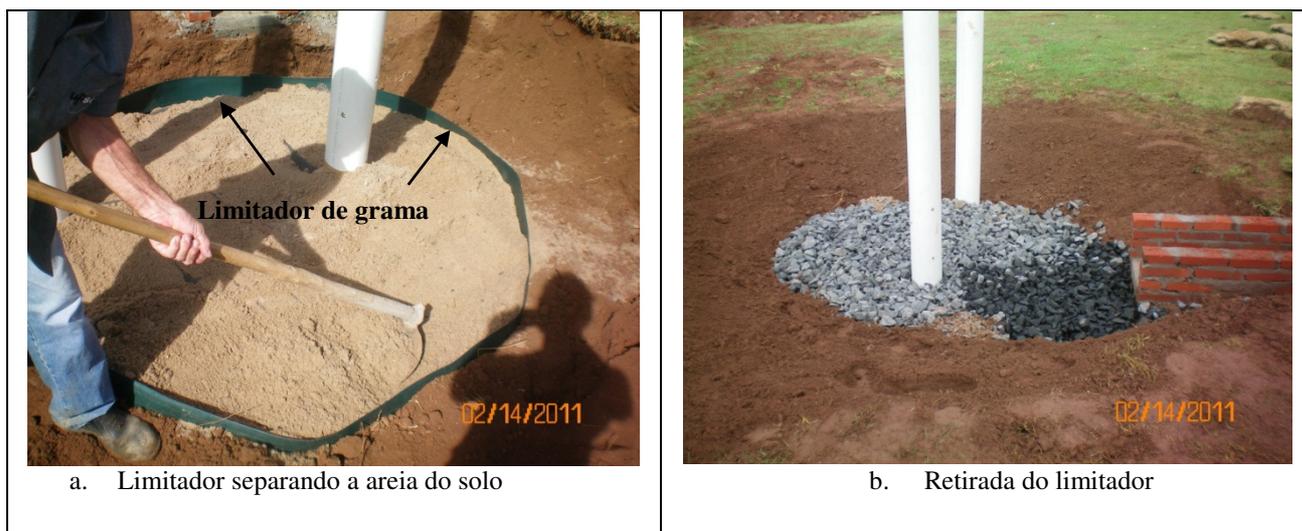
Os resultados dos ensaios que determinaram o teor de materiais pulverulentos (%) na areia e na brita provenientes da tampa do poço anterior e posterior ao seu funcionamento são apresentados na Tabela 18.

**Tabela 18:** Teor de material pulverulento em percentual na areia e na brita em ensaios realizados quatro e oito meses após a construção do poço

Amostras	Areia	Brita
Antes da construção	0,29	0,36
Quatro meses de uso	16,55	0,36
Oito meses de uso	10,46	0,41
Varição da amostra antes e após quatro meses de uso %	55,68	0,02
Varição da amostra antes e após oito meses de uso %	34,82	0,13

A areia apresentou um aumento de 55,68% de material pulverulento quatro meses depois do funcionamento do poço. Já a brita não apresentou variação do teor do material nesse período. As amostras retiradas oito meses após a construção do poço obtiveram um aumento de material pulverulento de 34,82% na areia e 0,13% na brita em relação às amostras novas.

Uma das possíveis explicações para o maior aumento do teor de material pulverulento na areia das amostras retiradas quatro meses após a construção do poço é devido a não estabilização e carregamento de solo para cima da tampa, nos primeiros eventos de chuva. Inicialmente não havia separação dos materiais da tampa (brita e areia) com o solo. Somente no período de construção foi colocado um limitador de grama em volta do poço para separar o solo da areia; após o término da construção do filtro, o limitador foi retirado e houve a mistura do solo com a areia, conforme Figura 48 (a e b).



**Figura 48:** Limitador de grama separando a areia da terra na etapa de construção do poço (a) e retirada do mesmo no fechamento do poço de infiltração (b)

Se comparar as amostras retiradas oito meses após a construção com as amostras retiradas quatro meses após a construção, percebe-se que esse percentual diminui. Este fato pode ser explicado pela lavagem do filtro com a ocorrência sucessiva de chuvas. O total precipitado no período em que data a primeira coleta de amostras de brita e areia (quatro meses de uso) e a segunda coleta (oito meses de uso) foi de 179 mm.

Em decorrência desses problemas, Schueler (1987) recomenda o afastamento do escoamento das técnicas em construção até que a vegetação cubra o solo, evitando o arraste de sedimentos para dentro do poço de infiltração.

Lucas (2011) encontrou uma média de redução de finos em um sistema Filtro-Vala-Trincheira de infiltração de 29% na brita e 58% na areia, em ensaios realizados um ano após a construção do sistema.

### 5.2.2 Resultados dos ensaios de permeabilidade do filtro da tampa

Os ensaios de permeabilidade do filtro da tampa realizados nas amostras de filtro limpo tiveram duração de 2 horas, pois percebeu-se que a *taxa de infiltração*, ou seja, a velocidade com que a água passava pelo filtro (volume dividido pelo tempo) mantinha-se constante. Já os ensaios realizados no filtro sujo tiveram duração de 24 horas, pois buscou-se determinar a *taxa de infiltração* em condições de saturação do filtro.

A média da taxa inicial de infiltração do filtro limpo foi de 3353,4 mm/h e a média da taxa final foi de 3364,9 mm/h, apresentando um aumento médio da permeabilidade de 0,61 %. Já a taxa no filtro sujo apresentou uma média da taxa inicial de 1723,0 mm/h e média da taxa final de 1404,2 mm/h, representando uma média da redução da permeabilidade nos três ensaios de 19,4%, sendo a maior perda da permeabilidade no ensaio 1 do filtro sujo (34,6%). Os ensaios são apresentados na Tabela 19.

**Tabela 19:** Ensaio de Permeabilidade do filtro da tampa em amostras de filtro *limpos e sujos*

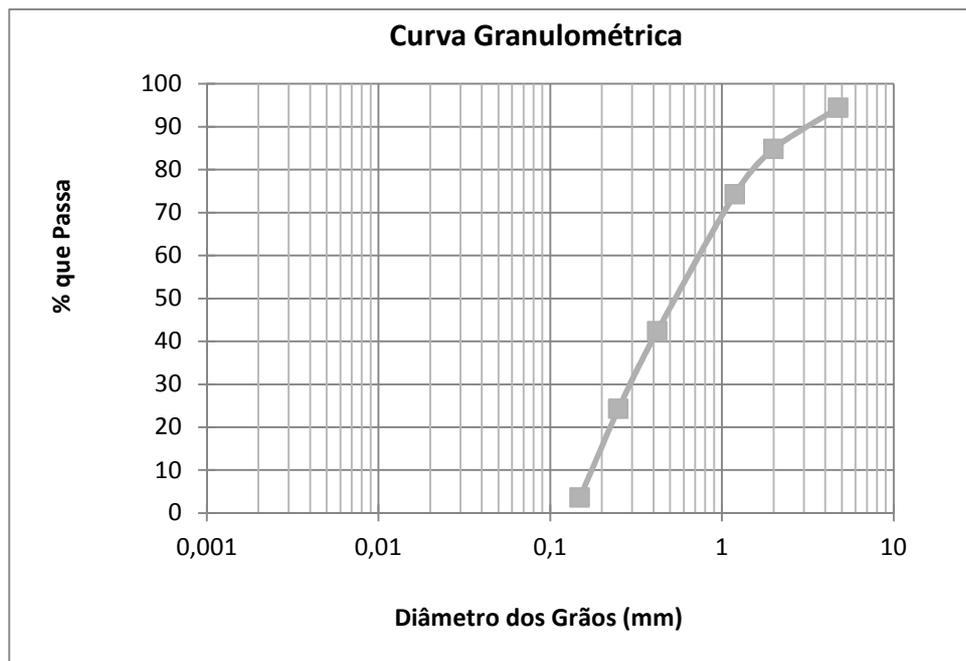
Tipo de Filtro	Tempo de Umedecimento	Taxa Inicial (mm/h)	Taxa Final (mm/h)	Média da Taxa Final	Redução da permeabilidade %
Filtro limpo	2 horas	3298,1	3332,7	3332,7	1,04
Filtro limpo	2 horas	3298,1	3277,4	3284,3	0,4
Filtro limpo	2 horas	3464,1	3484,8	3477,9	0,4
Filtro sujo	24 horas	1490,00	974,94	1085,31	34,57
Filtro sujo	24 horas	1802,72	1434,82	1447,08	19,73
Filtro sujo	24 horas	1876,30	1802,72	1814,98	3,92

Além da redução da permeabilidade do filtro nas amostras dos filtros sujos analisados por meio dos ensaios amostrados, foram realizados ensaios de granulometria da areia proveniente do filtro sujo comparando com um ensaio realizado em uma areia nova (limpa).

O ensaio mostrou um aumento de material fino na areia do filtro sujo em relação à areia do filtro limpo. A porcentagem de areia média passou de 42% (areia nova) para 38% (areia suja), e houve um aumento de areia fina de 8% (areia nova) para 15% no filtro sujo, representando um aumento de 87,5% de materiais finos na areia após oito meses passados da construção do poço. As porcentagens dos grãos encontradas nas areias ensaiadas são apresentadas na Tabela 20 e a curva granulométrica na Figura 49.

**Tabela 20:** Variação das porcentagens da granulometria da areia antes e após a construção do poço

% dos Grãos	Areia nova %	Areia depois da construção %	Varição %
Pedregulho	5	5	0
Areia Grossa	45	42	6,67
Areia Média	42	38	9,52
Areia Fina	8	15	87,5
Silte	0	0	0
Argila	0	0	0



**Figura 49:** Curva granulométrica da areia antes da construção do filtro da tampa do poço de infiltração

### 5.2.3 Resultados dos ensaios no geotêxtil

Os resultados dos ensaios realizados nas amostras de geotêxtil novo e nas amostras retiradas oito meses após o funcionamento do poço são apresentados Tabela 21. Pode-se observar na Tabela maior redução da permeabilidade nas amostras do fundo (41 a 68%) indicando possível colmatação do fundo da estrutura. As amostras das paredes foram menos afetadas, com redução máxima de permeabilidade de 19% e redução média de 21,2%. Nas amostras da tampa a redução da permeabilidade máxima foi de 26% e média de 7,8%.

**Tabela 21:** Variação de permeabilidade do geotêxtil em amostras novas e amostras retiradas do tampa, paredes e fundo do poço oito meses após a construção do mesmo

Amostra	Amostra	Permeabilidade (mm/h)		Varição (%)
		Geotêxtil novo	Posterior ao uso	Geotêxtil posterior ao uso / novo
Tampa	AM1	19672,2	17436,8	-11
	AM2		14660,6	-25
	AM3		15085,8	-23
	AM4		14502,4	-26
Paredes	1,0 a 1,5 m	19672,2	18374,1	-07
	0,50 a 1,0 m		19941,4	-01
	0 a 0,50 m		18754,6	-05
	1,0 a 1,5 m		16944,1	-14
	0,50 a 1,0 m		19758,4	-0,04
	0 a 0,50 m		15935,9	-19
Fundo	AM1	19672,2	10785,4	-45
	AM2		11648,7	-41
	AM3		10118,3	-49
	AM4		6298,6	-68

A redução da permeabilidade do fundo deu-se em virtude da má vedação do tubo de coleta de dados na tampa do poço, que possibilitou a entrada de areia e terra para dentro da estrutura. Inicialmente o geotêxtil foi *grudado* ao tubo de coleta através de uma fita adesiva, no entanto, o contato com a água fez com que a fita se desprendesse da manta facilitando a entrada de areia e solo para dentro do poço conforme Figura 50.



**Figura 50:** Vedação do tubo de coleta de dados na etapa de construção do poço de infiltração

As amostras de geotêxtil novo apresentaram permeabilidade de 19.672,2 mm/h ( $5,46 \times 10^{-3}$  m/s) sendo esta superior à permeabilidade apresentada no catálogo de informações de fábrica do produto, que é de 14.400 mm/h ( $4,0 \times 10^{-3}$  m/s).

Lucas (2011) encontrou uma redução média da permeabilidade do geotêxtil em uma trincheira de infiltração de 45%. Reis, Oliveira & Sales (2008) encontraram uma redução de aproximadamente 32% da capacidade de vazão da manta geotêxtil que revestia a camada de brita do fundo do poço de infiltração construído em escala real no campus da UFG e monitorado por 10 meses.

Na avaliação da colmatagem do geotêxtil dos trabalhos levantados, conclui-se que a redução da permeabilidade do geotêxtil para o monitoramento da trincheira de infiltração por período de um ano foi de 45%; no poço de infiltração monitorado por Reis Oliveira & Sales (2008) por período de 10 meses a redução da permeabilidade da manta do fundo foi de 32%, enquanto que o poço de infiltração de que trata este trabalho monitorado por 8 meses (data da realização do ensaio de permissividade do geotêxtil) a redução média da manta do fundo do poço foi de 51%. Não calculou-se a média da redução da permeabilidade do geotêxtil para todas as amostras devido a discrepância dos resultados das amostras analisadas (parede, tampa e fundo).

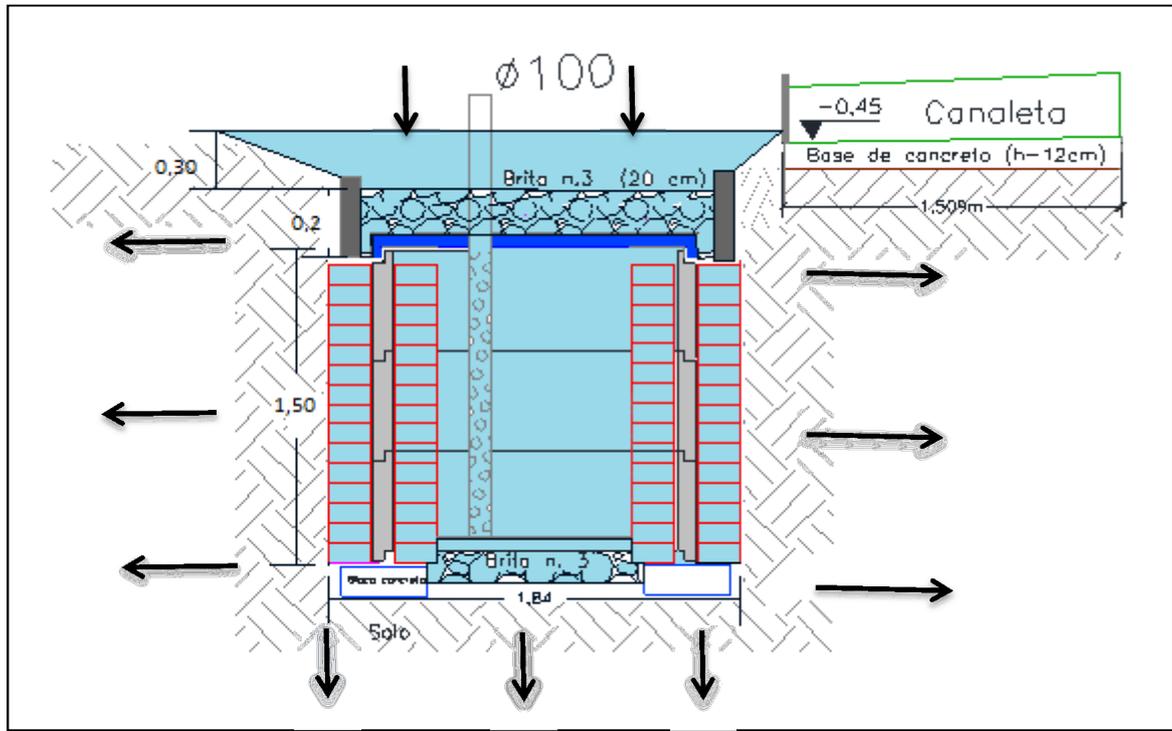
### **5.3 Monitoramento do poço de infiltração e modelagem Puls**

O monitoramento do poço de infiltração deu-se por meio das coletas de dados de nível de água dentro da estrutura, da vazão de entrada e da coleta dos dados de precipitação. Foram monitorados 22 eventos de chuva nos períodos de 24 de fevereiro de 2011 a 21 de janeiro de 2012, destes, 11 eventos foram com chuvas reais e 11 com chuvas simuladas. Foram monitorados todos os eventos onde houve armazenamento de água no poço, apenas no dia 21/03/2011 houve extravasão do vertedor que impossibilitou a realização das medidas de vazão de entrada.

Nos eventos de chuvas reais 2, 3 e 5 os níveis de água ultrapassaram a tampa do poço (nível superior a 1,7 m), porém estes não foram considerados como eventos com extravasão, uma vez que a água não escoou para fora do sistema.

O nível máximo que o poço suporta sem que haja extravasão foi determinado por meio das somas das alturas do interior do poço (1,50 m), somada à altura da camada de brita (0,20 m), e à altura referente ao limite da cota do terreno. A demonstração do poço

cheio de água e as alturas correspondentes ao nível máximo que este suporta são apresentadas na Figura 51.



**Figura 51:** Distribuição das águas no poço de infiltração e nível máximo sem ocorrer extravasão

Para melhor explicar esse processo é apresentado na Figura 52 um evento em que o nível de água atingiu 1,90 m e ultrapassou o limite da tampa do poço (1,70 m). Neste evento, que teve início no dia 14/11/2011 e término no dia 16/11/2011, houve um total precipitado de 79,76 mm composto por seis períodos de precipitações. O valor de Kno calculado para o evento foi de 12,19 mm/h ( $3,39 \times 10^{-6}$  m/s).



**Figura 52:** Evento monitorado com nível máximo de água de 1,90 m que ultrapassou o limite do volume de controle do poço de infiltração

### 5.3.1 Características dos eventos de chuvas reais

Os eventos de chuvas reais foram monitorados durante os meses de fevereiro a março de 2011, e novembro a janeiro de 2012. São apresentados na Tabela 22 todos os eventos de chuvas reais monitorados. Também são apresentados: os totais precipitados para os eventos, as durações das chuvas e suas intensidades, e ainda os volumes máximos que foram armazenados no poço de infiltração durante os eventos de chuvas.

Como dito anteriormente, a modelagem dos eventos monitorados foi considerada a partir dos níveis, ou seja, o evento começa quando inicia-se as chuvas, portanto só termina quando o poço é esvaziado totalmente (nível zero). Para tanto, percebe-se na Tabela 22 que um evento pode ter mais de um período de precipitação com diferentes durações e intensidades.

**Tabela 22:** Características dos eventos monitorados com chuvas reais

Evento	Data inicial e final	Nível de água máximo (m)	Duração do evento (horas)	Altura Prec. (mm)	Duração (horas)	Intensidade (mm/h)	Altura Prec. 1 dia antec. (mm)	V max. (m³)
Evento 1	24/02/2011 25/02/2011	0,55	20,58	4,31	0,27	16,19	18,034	1,09
Evento 2	10/03/2011 14/03/2011	1,94	93,53	65,28	0,50	32,51	0	4,24
					0,27	29,53		
					1,57	9,08		
					1,27	18,65		
Evento 3	27/03/2011 29/03/2011	1,94	42,60	54,86	0,72	19,85	0,762	4,24
					0,45	22,58		
					1,35	22,20		
Evento 4	29/03/2011 30/03/2011	0,65	18,2	15,24	0,32	33,69	0	1,30
					0,85	2,99		
Evento 5	14/11/2011 16/11/2011	1,90	68,46	79,76	1,43	19,32	0,508	4,14
					0,07	49,53		
					1,95	3,52		
					0,43	7,03		
					2,32	8,99		
0,30	22,86							
Evento 6	26/11/2011 28/11/2011	0,50	42,25	24,13	4,37	5,24	0	0,97
Evento 7	09/12/2011 12/12/2011	1,60	91,18	64,26	0,58	12,19	7,874	3,33
					1,38	7,16		
					0,33	6,86		
					3,28	6,03		
					0,22	5,86		
					0,35	26,85		
					0,85	6,57		
1,48	3,42							
Evento 8	15/12/2011 18/12/2011	0,72	65,15	11,68	0,65	15,63	0	1,44
Evento 9	25/12/2011 27/12/2011	0,63	43,63	23,88	0,58	27,43	0	1,26
					0,8	9,42		
Evento 10	10/01/2012 13/01/2012	0,49	75,27	30,23	1,25	8,94	0,254	0,95
					0,13	11,43		
					0,62	7,00		
					1,18	5,37		
Evento 11	21/01/2012 22/01/2012	0,38	14,92	10,67	5,35	1,99	7,112	1,99

Altura Preci. = Total precipitado em milímetros;

V max. = Volume máximo de água dentro do poço calculado em metros cúbicos;

Altura Prec. 1 dia antec. = Precipitação total de um dia antecedente ao evento monitorado em milímetros.

### 5.3.2 Modelagem Puls dos eventos de chuvas reais

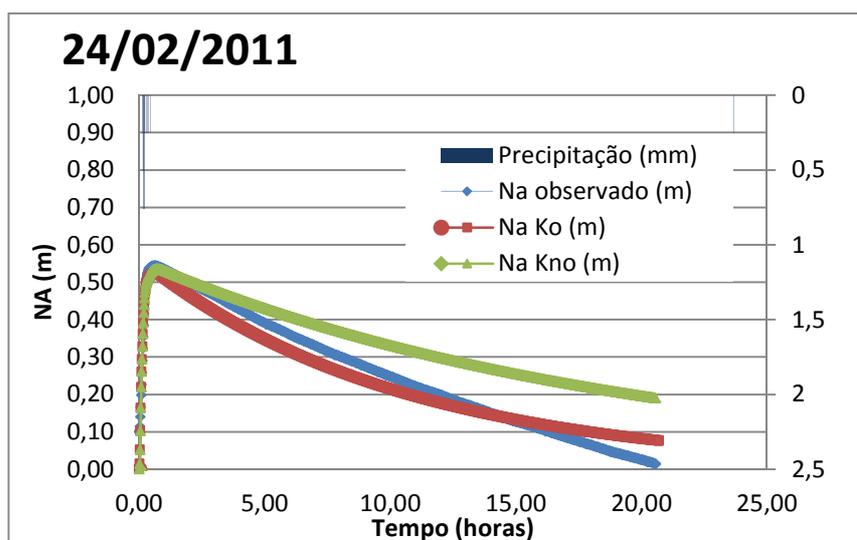
Serão apresentados neste item todos os eventos de chuvas reais monitorados.

As modelagens são apresentadas para os níveis obtidos por meio do cálculo do K otimizado

por regressão não linear, os níveis obtidos por meio da equação não otimizada e os níveis observados. Atenta-se para a forma de apresentação dos gráficos resultantes das modelagens, pois os dados referentes aos níveis observados estão apresentados por pontos, porém devido à quantidade de dados, estes adquiriram a aparência de uma linha.

O primeiro evento de chuva monitorado ocorreu no dia 24 de fevereiro de 2011, 6 dias após o término da construção do poço. Neste evento houve um total precipitado de 4,31 mm e o poço chegou a um nível máximo de 0,55 m. A chuva antecedente a este evento foi de 18,03 mm. O  $K_{no}$  para este evento foi de 17,22 mm/h e o  $K_o$  foi de 31,79 mm/h. As modelagens deste evento são apresentadas na Figura 53.

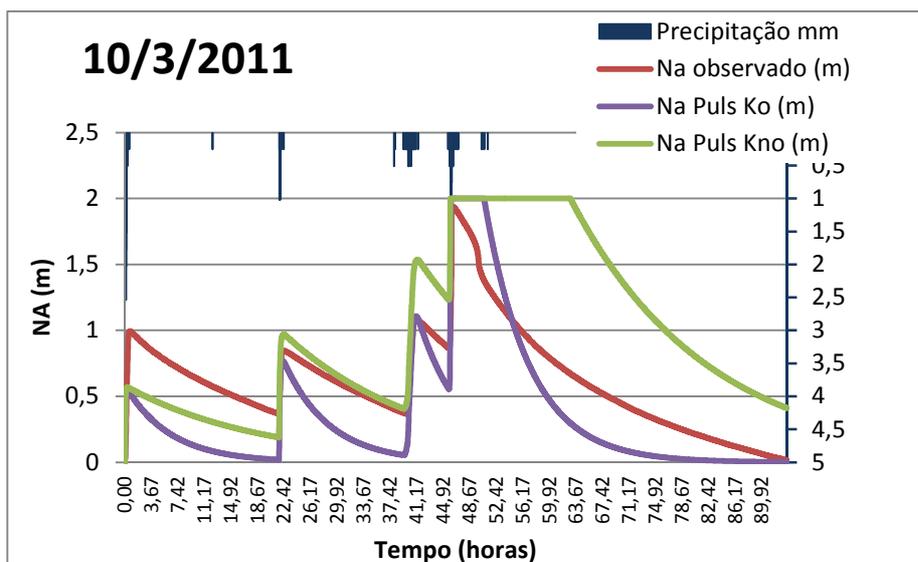
Como se pode observar neste evento, a melhor representação dos dados medidos em relação aos calculados foi para a modelagem com o valor de  $K_o$ , com coeficiente de explicação de 0,97.



**Figura 53:** Modelagem do evento 1 com o valor de  $K$  otimizado de 31,79 mm/h, coeficiente de explicação de 0,97 ; valor de  $K$  não otimizado de 17,22 mm/h, coeficiente de explicação de 0,66 para o nível máximo de 0,55 m e um total precipitado de 4,31 mm

O evento 2 iniciou no dia 10/03/2011 e terminou no dia 14/03/2011, neste o nível máximo de água dentro do poço atingiu 1,94 m ultrapassando portanto a altura da tampa do poço. O total precipitado foi de 65,28 mm e o valor de  $K_{no}$  foi de 17,03 mm/h. Já o valor de  $K_o$  foi de 51,46 mm/h. A modelagem do evento 2 é apresentada na Figura 54.

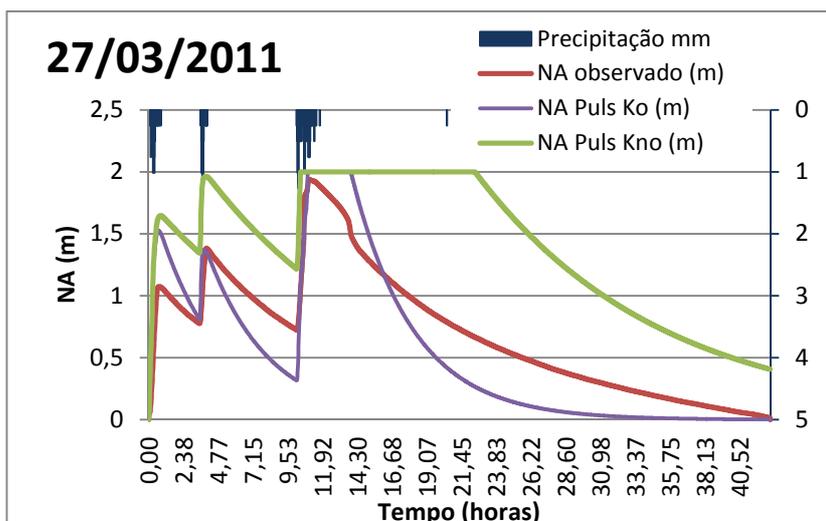
Neste evento os coeficientes de explicação das modelagens com o  $K_{no}$  e com o  $K_o$  obtiveram valores de 0,58 e 0,68 respectivamente. Como o nível máximo neste evento ultrapassou a altura da tampa, o nível calculado foi ajustado para 2,0 metros como citado anteriormente.



**Figura 54:** Modelagem do evento 2 com o valor de K otimizado de 51,46 mm/h e coeficiente de explicação de 0,68 ; valor de K não otimizado de 17,03 mm/h e coeficiente de explicação de 0,58 para o nível máximo de 1,94 m e total precipitado de 65,28 mm

O evento 3 ocorreu entre os dias 27 e 29/03/2011, neste evento o nível máximo de água dentro do poço atingiu 1,94 m, o total precipitado foi de 54,86 mm, o Kno e Ko apresentaram valores de 25,93 e 78,02 respectivamente. A precipitação antecedente a este evento foi 0,762 mm. A modelagem do evento 3 é apresentada Figura 55.

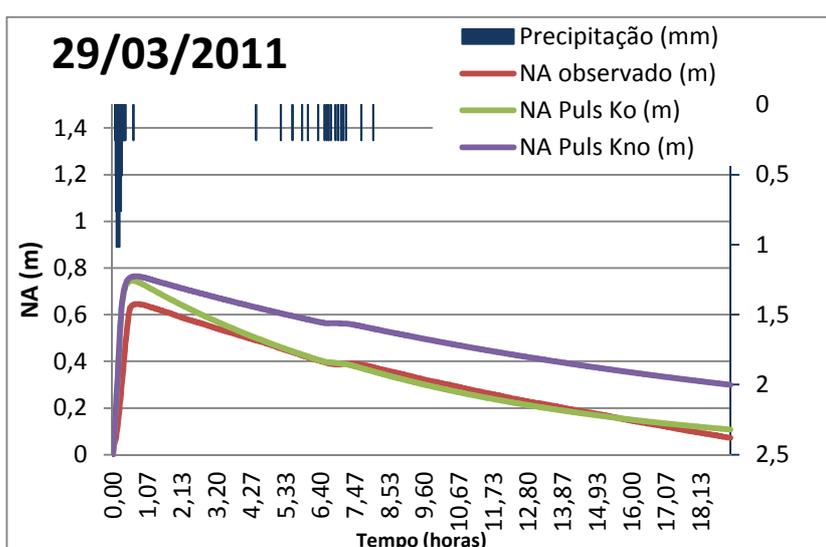
No evento 3, o coeficiente de explicação mais representativo (0,82) foi obtido para a modelagem com o valor de Ko. Neste evento o nível máximo calculado também foi ajustado para o nível máximo de 2,0 m.



**Figura 55:** Modelagem do evento 3 com o valor de K otimizado de 78,02 mm/h e coeficiente de explicação de 0,82; valor de K não otimizado de 25,93 mm/h e coeficiente de explicação de 0,76 para o nível máximo de 1,94 m e total precipitado de 54,86 mm

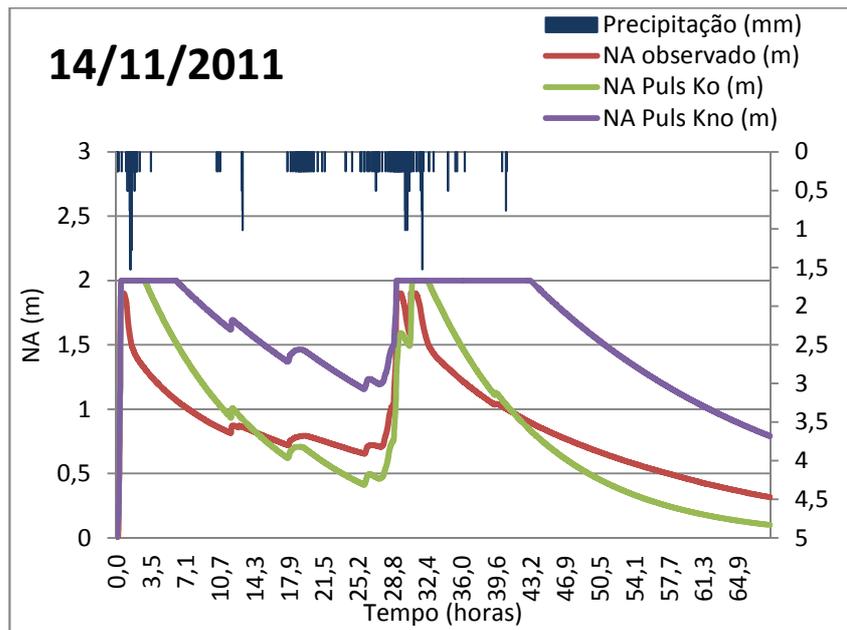
O evento 4 teve início no dia 29 e término no dia 30/03/2011. Neste, o nível de água atingiu 0,65 m, o valor de Kno foi de 17,61 mm/h e o valor de Ko de 35,71 mm/h. O Total precipitado foi de 15,24 mm e não houve precipitação antecedente. A modelagem do evento 4 é apresentada na Figura 56.

A modelagem com melhor ajuste neste evento foi com o valor de Ko; este obteve um coeficiente de explicação de 0,94, enquanto que na modelagem com o valor de Kno foi de 0,43.



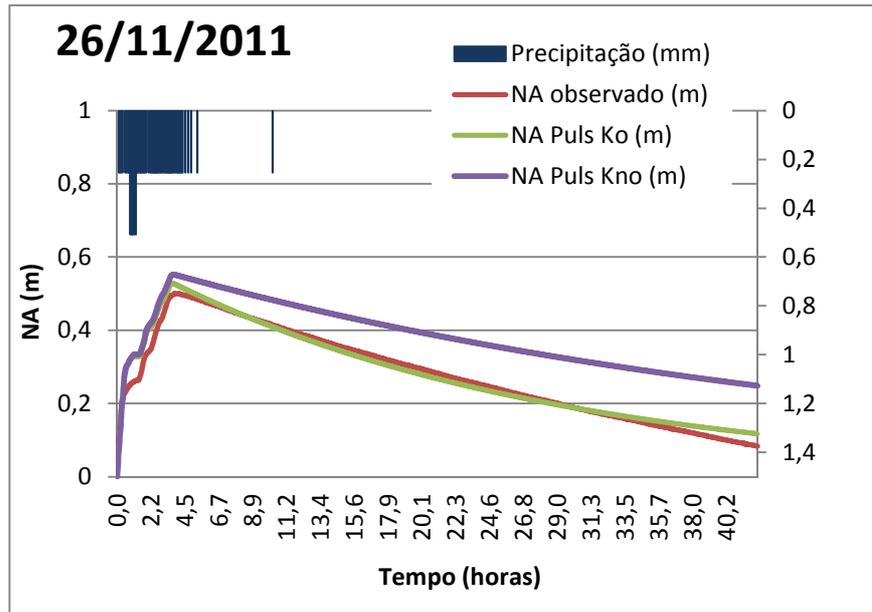
**Figura 56:** Modelagem do evento 4 com o valor de K otimizado de 35,71 mm/h e coeficiente de explicação de 0,94; valor de K não otimizado de 17,61 mm/h e coeficiente de explicação de 0,43 para o nível máximo de 0,65 m e total precipitado de 15,24 mm

O evento 5 ocorreu no dia 14/11/2011 e terminou no dia 16/11/2011. Neste evento o nível máximo de água dentro do poço foi de 1,90 m para um total precipitado de 79,76 mm, com precipitação antecedente de 0,508 mm. Os valores de  $K_{no}$  e  $K_o$  foram de 12,19 e 27,78 mm/h respectivamente. A modelagem do evento 5 é apresentada na Figura 57. Neste evento, o coeficiente de explicação mais representativo de 0,80 foi para a modelagem com valor de  $K_o$ .



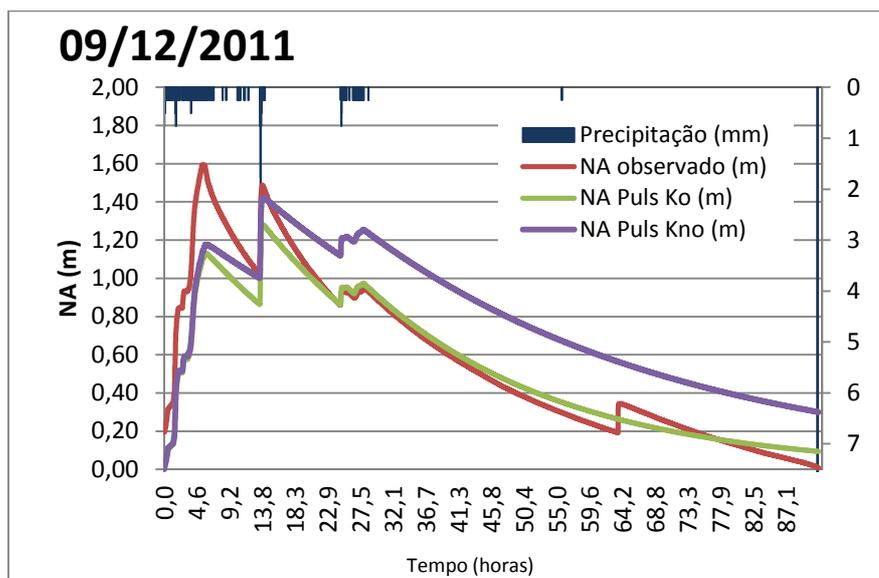
**Figura 57:** Modelagem do evento 5 com o valor de  $K$  otimizado de 27,78 mm/h e coeficiente de explicação de 0,80; valor de  $K$  não otimizado de 12,19 mm/h e coeficiente de explicação de 0,63 para o nível máximo de 1,90 m e total precipitado de 79,76 mm

O evento 6 teve seu início no dia 26 e término no dia 28/11/2011. Neste, o nível máximo de água atingiu 0,50 m para um total precipitado de 24,13 mm. O valor de  $K_{no}$  para o evento foi de 6,83 mm/h e o valor de  $K_o$  foi de 12,85 mm/h. A modelagem do evento 6 é apresentada na Figura 58. Neste evento os coeficientes de explicação foram de 0,37 para a modelagem com o valor de  $K_{no}$ , e de 0,97 para a modelagem com o valor de  $K_o$ .



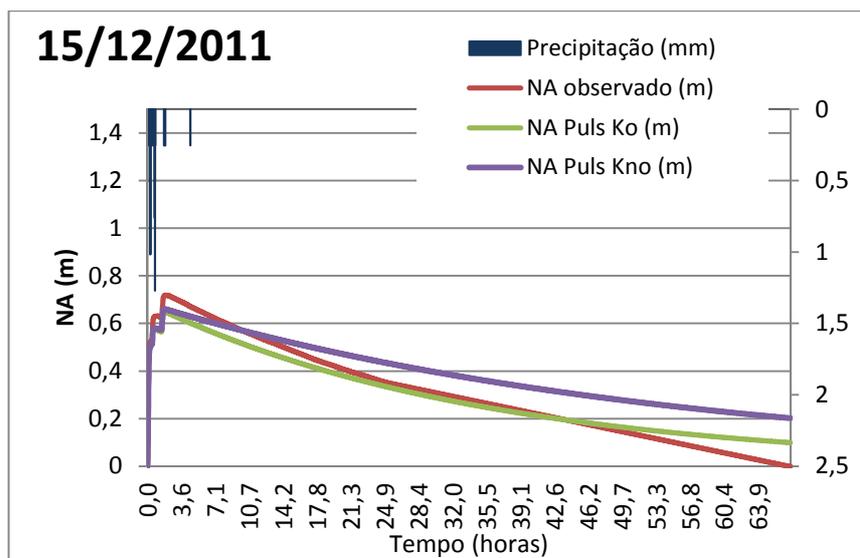
**Figura 58:** Modelagem do evento 6 com o valor de K otimizado de 12,85 mm/h e coeficiente de explicação de 0,97; valor de K não otimizado de 6,83 mm/h e coeficiente de explicação de 0,37 para o nível máximo de 0,50 m e total precipitado de 24,13 mm

O evento 7 ocorreu entre os dias 09 e 12/12/2011, e o nível máximo de água dentro do poço atingiu 1,60 m. O total precipitado neste evento foi de 64,26 mm. O valor de Kno foi de 7,40 mm/h e Ko de 12,11 mm/h. A modelagem do evento 7 é apresentada na Figura 59. Neste evento o coeficiente de explicação para a modelagem com o valor de Ko foi de 0,92, enquanto que o mesmo na modelagem do evento com o valor de Kno foi de 0,33.



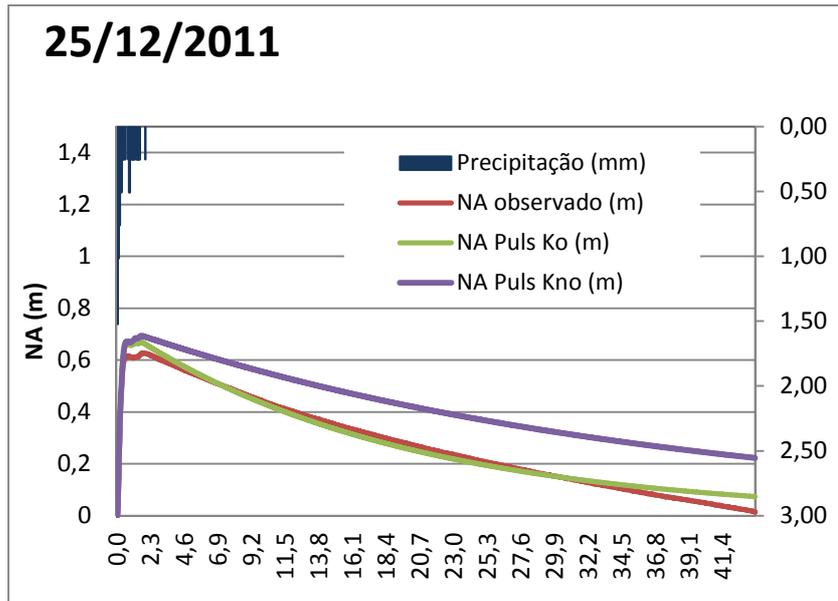
**Figura 59:** Modelagem do evento 7 com o valor de K otimizado de 12,11 mm/h e coeficiente de explicação de 0,92; valor de K não otimizado de 7,40 mm/h e coeficiente de explicação de 0,33 para o nível máximo de 1,60 m e total precipitado de 64,26 mm

O evento 8 ocorreu entre os dias 15 e 16/12/2011, o nível máximo de água dentro do poço atingiu 0,72 m para um total precipitado de 11,68 mm. O valor de  $K_{no}$  para o evento foi de 5,96 mm/h e o valor de  $K_o$  de 9,47 mm/h. A modelagem do evento 8 é apresentada na Figura 60. Neste evento os coeficientes de explicação foram de 0,40 para a modelagem com o valor de  $K_{no}$ , e de 0,95 para a modelagem com valor de  $K_o$ .



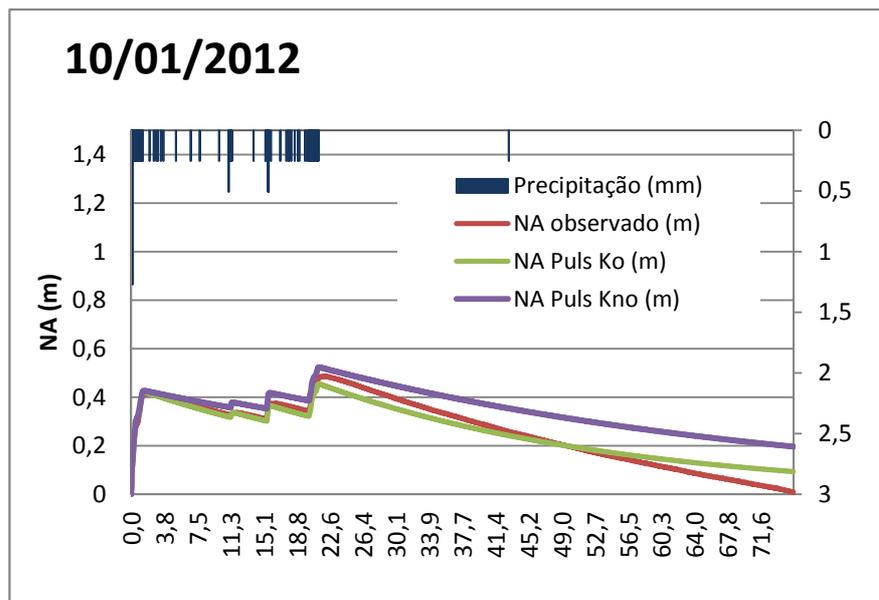
**Figura 60:** Modelagem do evento 8 com o valor de  $K$  otimizado de 9,47 mm/h e coeficiente de explicação de 0,95; valor de  $K$  não otimizado de 5,96 mm/h e coeficiente de explicação de 0,40 para o nível máximo de 0,72 m e total precipitado de 11,68 mm

O evento 9 ocorreu nos dias 25 e 27/12/2011, o nível máximo de água dentro do poço atingiu 0,63 m para um total precipitado de 23,88 mm. O valor de  $K_{no}$  para o evento foi de 8,93 mm/h e o valor de  $K_o$  de 17,32 mm/h. A modelagem do evento 9 é apresentada na Figura 61. Os coeficientes de explicação foram de 0,37 para a modelagem com o valor de  $K_{no}$ , e de 0,98 para a modelagem com o valor de  $K_o$ .



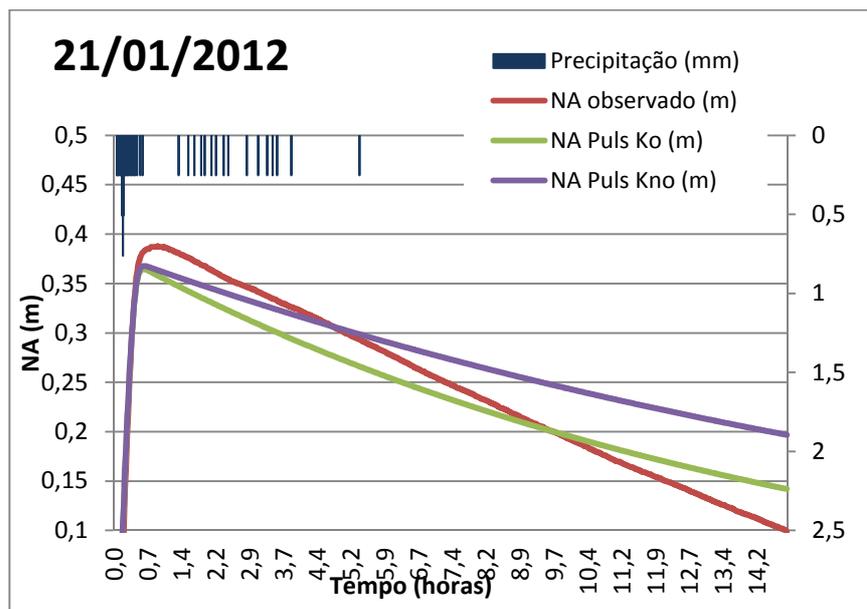
**Figura 61:** Modelagem do evento 9 com o valor de K otimizado de 17,32 mm/h e coeficiente de explicação de 0,98; valor de K não otimizado de 8,93 mm/h e coeficiente de explicação de 0,37 para o nível máximo de 0,63 m e total precipitado de 23,88 mm

O evento 10 ocorreu entre os dias 10/12/2011 a 13/01/2012, neste o nível máximo de água dentro do poço atingiu 0,49 m e um total precipitado de 30,23 mm. O valor de Kno para o evento foi de 5,98 mm/h e valor de Ko de 9,63 mm/h. A modelagem do evento 10 é apresentada na Figura 62. Os coeficientes de explicação foram de 0,02 para a modelagem com o valor de Kno, e de 0,91 para a modelagem com valor de Ko.



**Figura 62:** Modelagem do evento 10 com o valor de K otimizado de 9,63 mm/h e coeficiente de explicação de 0,91; valor de K não otimizado de 5,98 mm/h e coeficiente de explicação de 0,02 para o nível máximo de 0,49 m e total precipitado de 30,23 mm

O evento 11 foi o último evento de chuvas reais monitorados que ocorreu nos dias 21/01 a 22/01/2012, neste evento o nível máximo de água dentro do poço atingiu 0,38 m para um total precipitado de 10,67 mm. O valor de  $K_{no}$  foi de 14,49 mm/h e o valor de  $K_o$  de 21,84 mm/h. A modelagem do evento 11 é apresentada na Figura 63. Os coeficientes de explicação foram de 0,40 para a modelagem com o valor de  $K_{no}$ , e de 0,91 para a modelagem com o valor de  $K_o$ .



**Figura 63:** Modelagem do evento 11 com o valor de  $K$  otimizado de 21,85 mm/h e coeficiente de explicação de 0,91; valor de  $K$  não otimizado de 14,49 mm/h e coeficiente de explicação de 0,40 para o nível máximo de 0,38 m e total precipitado de 10,67 mm

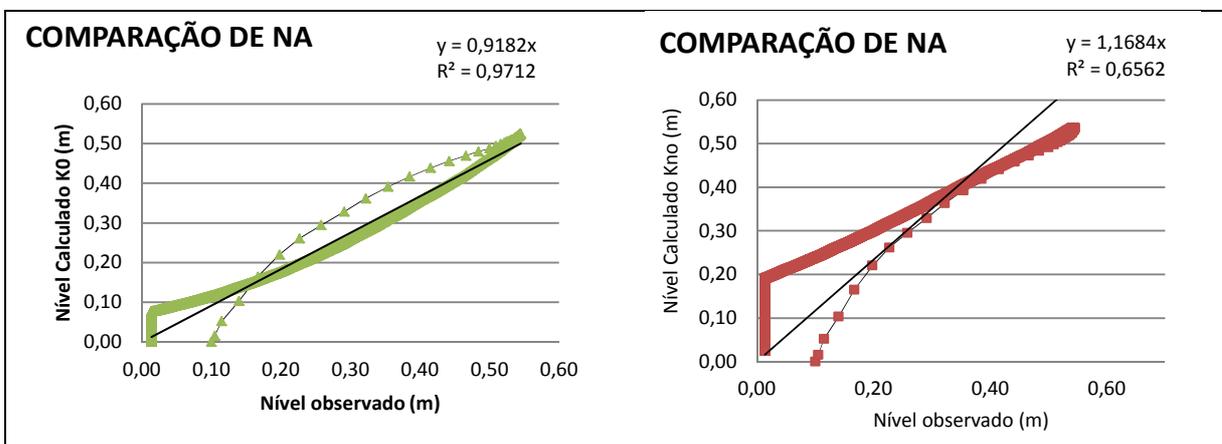
### 5.3.2.1 Cálculos das permeabilidades do solo e obtenção dos coeficientes de explicação

Os valores dos coeficientes de permeabilidade do solo  $K_{no}$  ( $K$  não otimizado) e  $K_o$  ( $K$  otimizado) calculados para os eventos supracitados e as funções matemáticas que representam a relação dos níveis observados e os níveis calculados com o  $K_{no}$ , e ainda dos níveis observados com os níveis calculados pelo  $K_o$  são apresentadas na Tabela 23.

Já na Figura 64 é apresentado o gráfico da comparação entre os níveis com o valor de  $K$  otimizado e não otimizado e seu respectivo coeficiente de explicação de um dos eventos monitorados. Os gráficos referentes aos outros eventos monitorados não serão apresentados no trabalho em decorrência da repetitividade dos mesmos.

**Tabela 23:** Valores dos coeficientes de permeabilidade do solo otimizadas e não otimizadas para os eventos de chuvas reais

Evento	Kno (mm/h)	Coeficientes de explicação do Kno		Ko (mm/h)	Coeficientes de explicação do Ko	
		Y	R <sup>2</sup>		Y	R <sup>2</sup>
Evento 1	17,22	1,1684x	0,6562	31,79	0,9182x	0,9712
Evento 2	17,03	1,9444x	0,5808	51,46	0,7787 x	0,6843
Evento 3	25,93	2,2751x	0,7611	78,02	0,9279x	0,8181
Evento 4	17,61	1,3885x	0,4270	35,71	1,0465x	0,9424
Evento 5	12,19	1,8603x	0,6290	27,78	1,0537x	0,7959
Evento 6	6,83	1,2680x	0,3690	12,85	1,0077x	0,9737
Evento 7	7,40	1,1333x	0,3267	12,11	0,8945x	0,9164
Evento 8	5,96	1,0965x	0,3953	9,47	0,9247x	0,9511
Evento 9	8,93	1,3004x	0,3694	17,32	1,0041x	0,9830
Evento 10	5,98	1,1795x	0,0186	9,63	0,9520x	0,9133
Evento 11	14,49	1,0591x	0,4034	21,84	0,9461x	0,9131



**Figura 64:** Representação gráfica do valor de K otimizado (esquerda) e K não otimizado (direita) do evento 1

### 5.3.2.2 Interpretação dos resultados da modelagem Puls para os eventos de chuvas reais

Percebe-se que os maiores coeficientes de explicação dos valores de K otimizados são para os eventos em que os níveis máximos foram inferiores a 1,60 m. Nos eventos 2, 3 e 5 que atingiram o nível máximo de 1,94 m (eventos 2 e 3) e 1,90 (evento 5) os respectivos coeficientes de explicação foram 0,68, 0,82 e 0,80.

Não há relação entre os níveis máximos observados e os níveis calculados com os valores de Kno. Um exemplo disto pode ser percebido nos eventos 2 e 3, onde os níveis de água máximos observados no poço foram de 1,94 m em ambos os eventos, portanto, no evento 2 o valor de Kno foi de 17,03 mm/h e no evento 3 este foi de 25,93 mm/h.

Este fato pode ser explicado pela análise dos dados de precipitação e dos tempos de enchimento do poço nos respectivos eventos. O evento 2 por exemplo, teve tempo seu enchimento realizado por quatro chuvas em um período de 17,22 horas. Já o evento 3 teve seu tempo de enchimento por 3 chuvas consecutivas em um período de 46,45 horas. Os tempos de esvaziamento do poço foram de 42,0 horas para o evento 2 e 47,1 horas para o evento 3.

Este fato também pode ser percebido quando se comparam os eventos 6 e 7 com valores de níveis máximos de água bem diferentes (0,50 m e 1,60 m respectivamente). Portanto, nestes eventos os tempos de esvaziamento foram semelhantes, sendo 38,7 horas para o evento 6, e 38,68 horas para o evento 7.

Com relação aos coeficientes de explicação, percebe-se maior convergência dos valores próximos a 1 nos eventos com níveis inferiores a 1,60 m, e com valores de K otimizado. Nos eventos com os valores de Kno, a maior convergência destes valores foi para os eventos com níveis superiores a 1,60 m.

#### 5.4 Características dos eventos de chuvas simuladas

Nos períodos em que não houve registros de precipitação, de abril a novembro, os dados foram modelados utilizando-se de chuvas simuladas com o uso do reservatório, neste intervalo de tempo foram simulados 11 eventos de chuvas. Os eventos simulados são apresentados na Tabela 24.

**Tabela 24:** Características dos eventos de chuva simuladas com o uso do reservatório

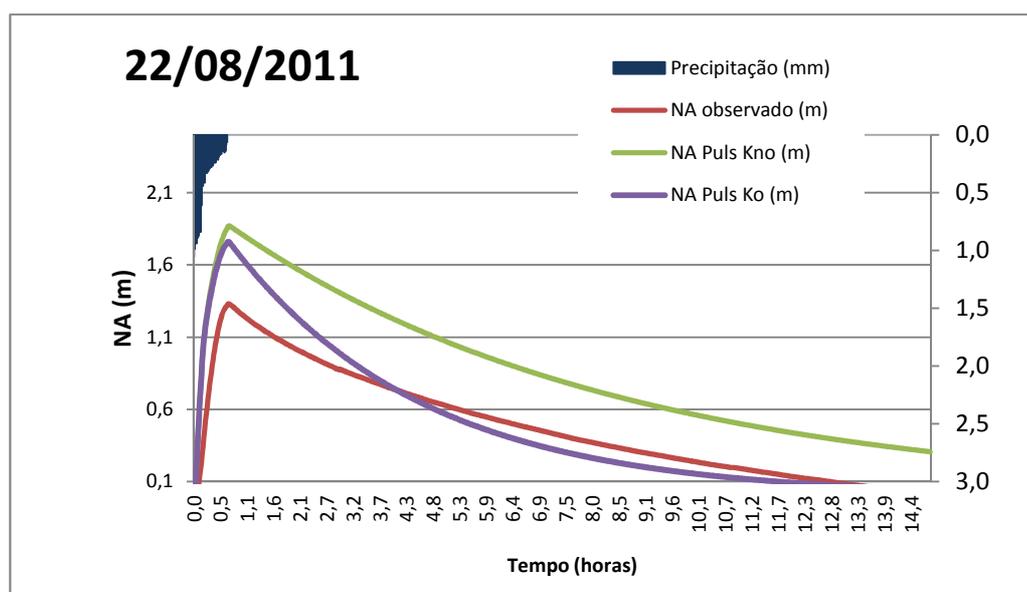
Evento	Data	Nível de água máximo (m)	Altura Prec. (mm)	Duração (horas)	Intensidade (mm/h)	Altura Prec. um dia antec. (mm)	V max. (m³)
Evento 1	22/08/2011	1,33	16,40	0,68	24,00	-	2,67
Evento 2	25/08/2011	1,73	18,30	0,45	40,66	-	3,69
Evento 3	01/09/2011	1,24	12,39	0,53	23,23	-	2,45
Evento 4	13/09/2011	1,45	8,99	0,75	11,99	-	2,96
Evento 5	20/10/2011	1,26	14,23	0,47	30,49	0	2,49
Evento 6	26/10/2011	1,63	16,97	0,68	24,84	0	3,36
Evento 7	08/11/2011	1,42	15,30	0,75	20,40	0,508	2,89
Evento 8	23/11/2011	1,33	12,23	0,38	31,89	6,096	2,67
Evento 9	28/11/2011	1,88	15,77	0,73	21,51	7,366	4,02
Evento 10	01/12/2011	1,91	16,79	0,45	37,30	0	4,16
Evento 11	07/12/2012	1,82	16,26	0,52	31,47	1,788	3,93

Altura Prec. = Total de chuva simulada no poço em milímetros;

V max. = Volume máximo de água armazenado dentro do poço em metros cúbicos;  
Altura Prec. um dia antc. = Altura de chuva total precipitada de um dia antecedente ao evento monitorado em milímetros;  
- não houve coleta de dados no pluviógrafo.

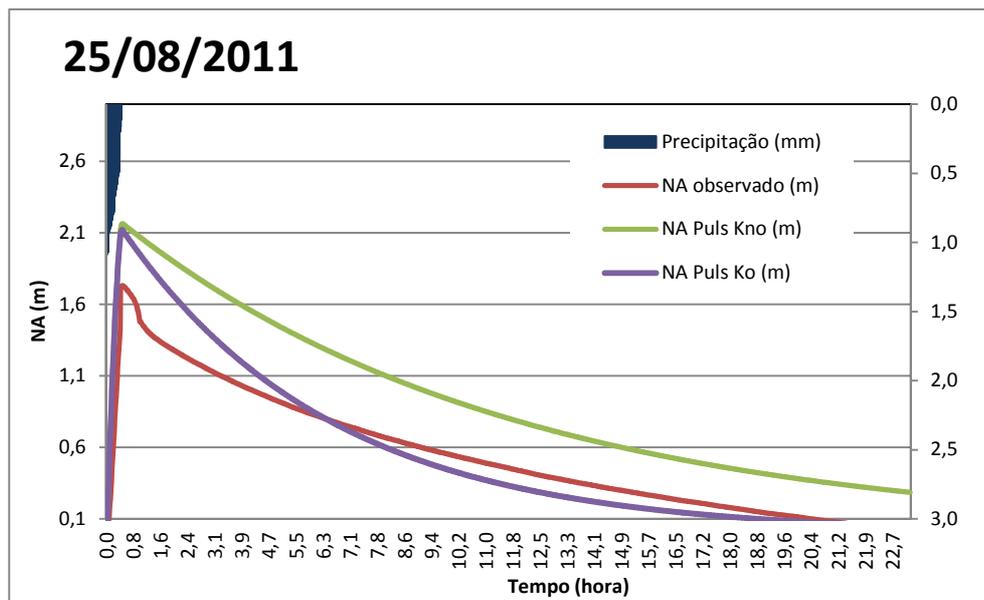
#### 5.4.1 Modelagem Puls dos eventos monitorados com chuvas simuladas

O primeiro ensaio de simulação de chuva foi no dia 22/08/2011, o nível máximo de água dentro do poço atingiu 1,33 m para um total precipitado simulado de 16,40 mm. O valor de  $K_{no}$  para o evento foi de 42,36 mm/h e o valor de  $K_o$  de 85,86 mm/h. Os coeficientes de explicação neste evento foram de 0,91 para a modelagem utilizando-se do valor de  $K_o$ , e de 0,86 para o valor de  $K_{no}$ . As modelagens do evento 1 são apresentadas na Figura 65.



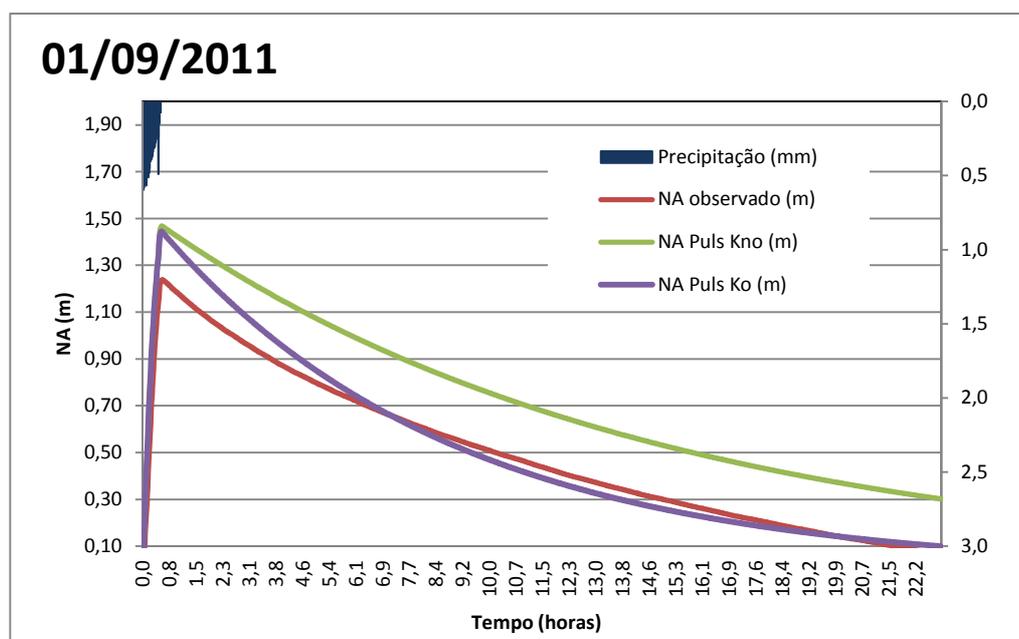
**Figura 65:** Modelagem do evento 1 com o valor de  $K$  otimizado de 85,86 mm/h e coeficiente de explicação de 0,91; valor de  $K$  não otimizado de 42,36 mm/h e coeficiente de explicação de 0,86 para o nível máximo de 1,33 m e total precipitado de 16,40 mm

O evento 2 ocorreu nos dias 25 e 26/08/2011, o nível máximo de água dentro do poço atingiu 1,73 m para um total precipitado de 18,30 mm. O valor de  $K_{no}$  para o evento foi de 29,31 mm/h e o valor de  $K_o$  de 54,69 mm/h. Os coeficientes de explicação no evento 2 foram semelhantes, sendo de 0,93 e 0,91. As modelagens do evento 2 são apresentadas na Figura 66.



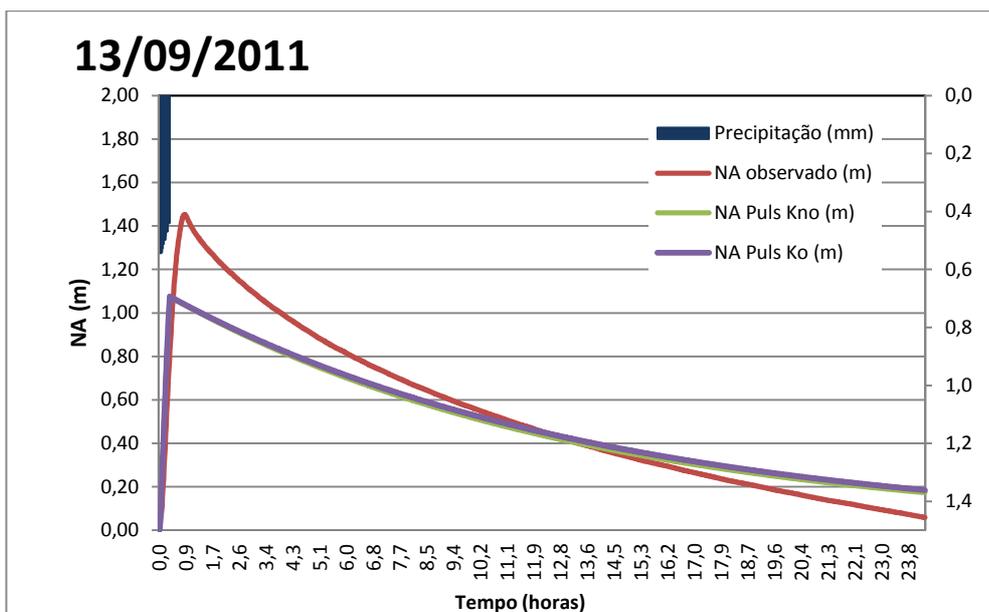
**Figura 66:** Modelagem do evento 2 com o valor de K otimizado de 54,69 mm/h e coeficiente de explicação de 0,93; valor de K não otimizado de 29,31 mm/h e coeficiente de explicação de 0,91 para o nível máximo de 1,73m e total precipitado de 18,30 mm

O evento 3 ocorreu no dia 01/09/2011, o nível máximo de água dentro do poço atingiu 1,24 m para um total precipitado de 12,39 mm. O valor de Kno para o evento foi de 23,25 mm/h e o valor de Ko de 39,30 mm/h. Os coeficientes de explicação foram de 0,98 e 0,87. As modelagens do evento 3 são apresentadas na Figura 67.



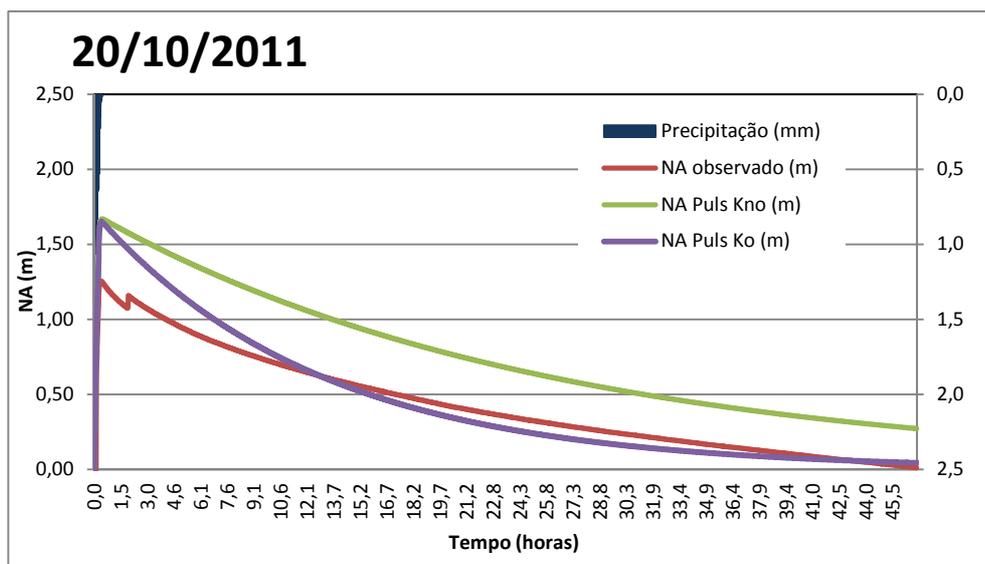
**Figura 67:** Modelagem do evento 3 com o valor de K otimizado de 39,30 mm/h e coeficiente de explicação de 0,98; valor de K não otimizado de 23,25 mm/h e coeficiente de explicação de 0,87 para o nível máximo de 1,24m e total precipitado de 12,39 mm

O evento 4 ocorreu no dia 13/09/2011, o nível máximo de água dentro do poço atingiu 1,45 m para um total precipitado de 8,99 mm. O valor de  $K_{no}$  para o evento foi de 25,06 mm/h e o valor de  $K_o$  de 24,19 mm/h. Neste evento o valor de  $K_o$  foi inferior ao de  $K_{no}$ . Os coeficientes de explicação foram de 0,88 e de 0,90. As modelagens do evento 4 são apresentadas na Figura 68.



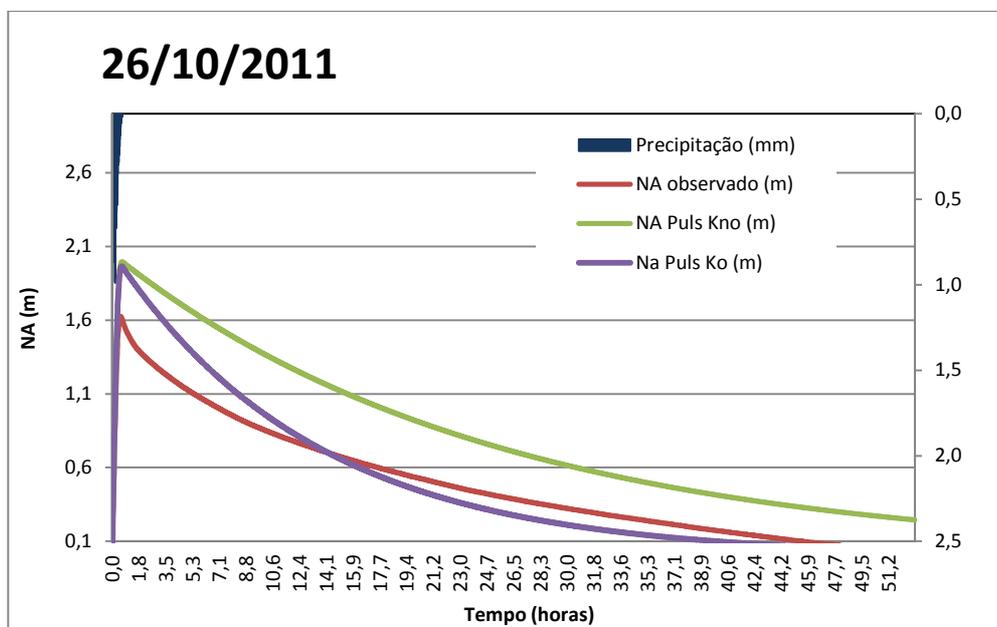
**Figura 68:** Modelagem do evento 4 com o valor de  $K$  otimizado de 24,19 mm/h e coeficiente de explicação de 0,87; valor de  $K$  não otimizado de 25,06 mm/h e coeficiente de explicação de 0,89 para o nível máximo de 1,45m e total precipitado de 8,99 mm

O evento 5 ocorreu no dia 20/10/2011, o nível máximo de água dentro do poço atingiu 1,26 m para um total precipitado de 14,23 mm. O valor de  $K_{no}$  para o evento foi de 12,90 mm/h e o valor de  $K_o$  de 25,87 mm/h. Os coeficientes de explicação foram de 0,94 e de 0,86. As modelagens do evento 5 são apresentadas na Figura 69.



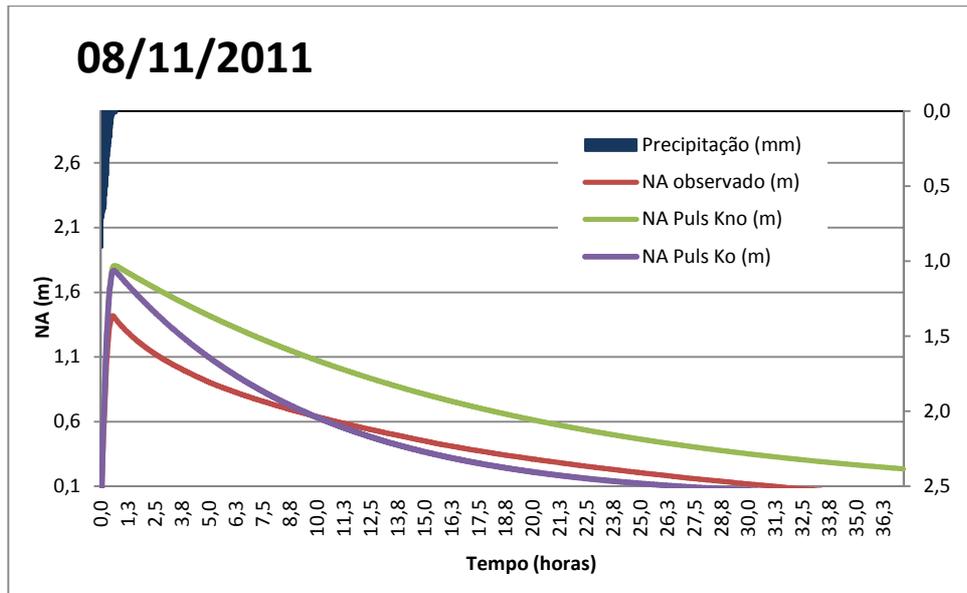
**Figura 69:** Modelagem do evento 5 com o valor de K otimizado de 25,87 mm/h e coeficiente de explicação de 0,94; valor de K não otimizado de 12,90 mm/h e coeficiente de explicação de 0,86 para o nível máximo de 1,26 m e total precipitado de 14,23 mm

O evento 6 ocorreu no dia 26/10/2011, o nível máximo de água dentro do poço atingiu 1,63 m para um total precipitado de 16,97 mm. O valor de Kno para o evento foi de 13,21 mm/h e o valor de Ko de 25,00 mm/h. Os coeficientes de explicação foram de 0,95 e 0,91. As modelagens do evento 6 são apresentadas na Figura 70.



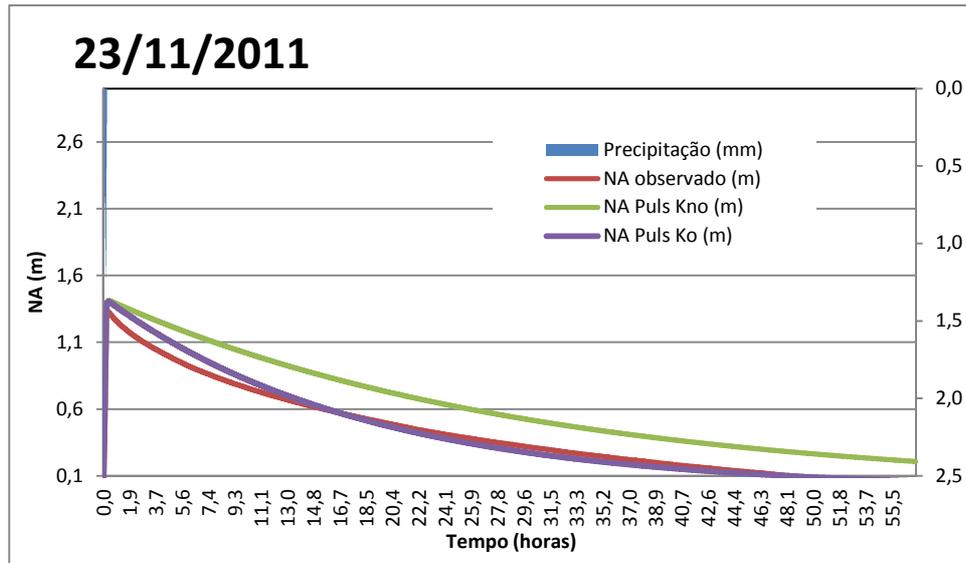
**Figura 70:** Modelagem do evento 6 com o valor de K otimizado de 25,00 mm/h e coeficiente de explicação de 0,95; valor de K não otimizado de 13,21 mm/h e coeficiente de explicação de 0,91 para o nível máximo de 1,63 m e total precipitado de 16,97 mm

O evento 7 ocorreu no dia 08/11/2011, o nível máximo de água dentro do poço atingiu 1,42 m para um total precipitado 15,30 mm. O valor de  $K_{no}$  para o evento foi de 18,41 mm/h e o valor de  $K_o$  de 36,15 mm/h. Neste evento houve um total precipitado antecedente de 0,508 mm de chuvas reais e os coeficientes de explicação foram de 0,95 e 0,89. As modelagens do evento 7 são apresentadas na Figura 71.



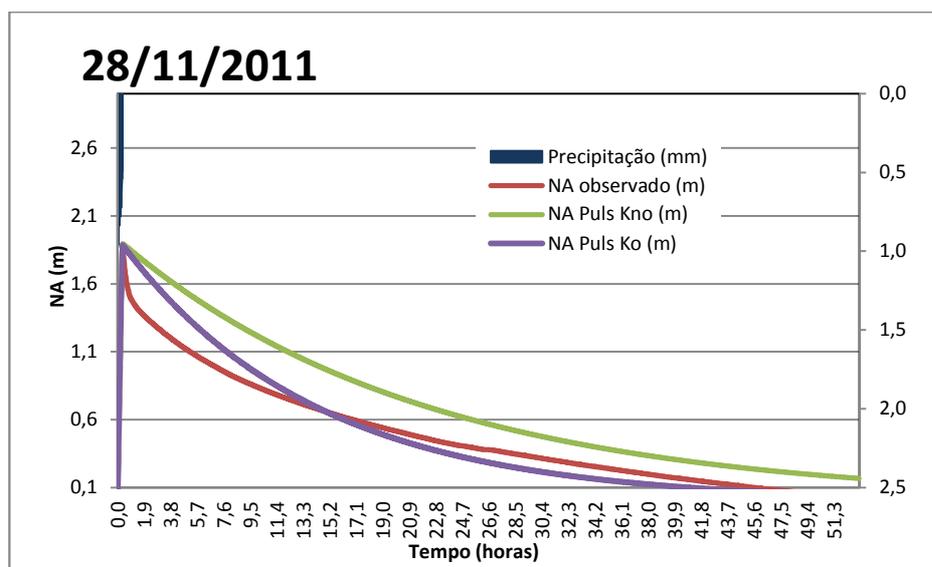
**Figura 71:** Modelagem do evento 7 com o valor de  $K$  otimizado de 36,15 mm/h e coeficiente de explicação de 0,95; valor de  $K$  não otimizado de 18,41 mm/h e coeficiente de explicação de 0,89 para o nível máximo de 1,42 m e total precipitado de 15,30 mm

O evento 8 ocorreu no dia 23/11/2011, o nível máximo de água dentro do poço atingiu 1,33 m para um total precipitado de 12,23 mm. O valor de  $K_{no}$  para o evento foi de 11,15 mm/h e o valor de  $K_o$  de 18,28 mm/h. Neste evento houve um total precipitado antecedente de 6,096 mm de chuvas reais e os coeficientes de explicação foram de 0,99 e 0,88. As modelagens do evento 8 são apresentadas na Figura 72.



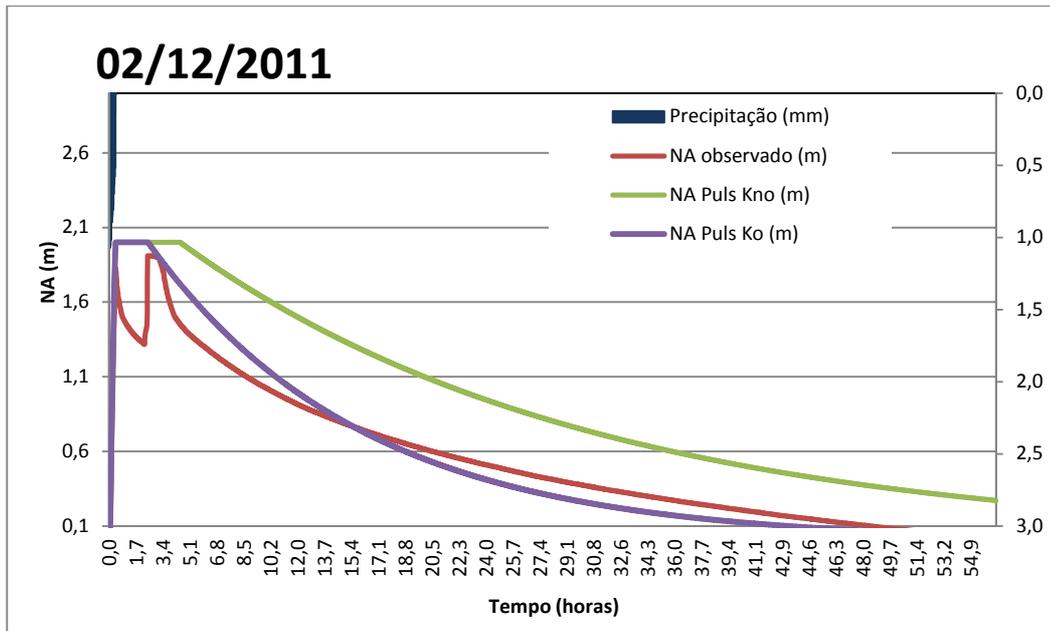
**Figura 72:** Modelagem do evento 8 com o valor de K otimizado de 18,28 mm/h e coeficiente de explicação de 0,99; valor de K não otimizado de 11,15 mm/h e coeficiente de explicação de 0,88 para o nível máximo de 1,33 m e total precipitado de 12,23 mm

O evento 9 ocorreu no dia 28/11/2011, o nível máximo de água dentro do poço atingiu 1,88 m para um total precipitado de 15,77 mm. O valor de Kno para o evento foi de 15,17 mm/h e Ko de 23,80 mm/h. Neste evento houve um total precipitado antecedente de 7,366 mm de chuvas reais e os coeficientes de explicação foram iguais. As modelagens do evento 9 são apresentadas na Figura 73.



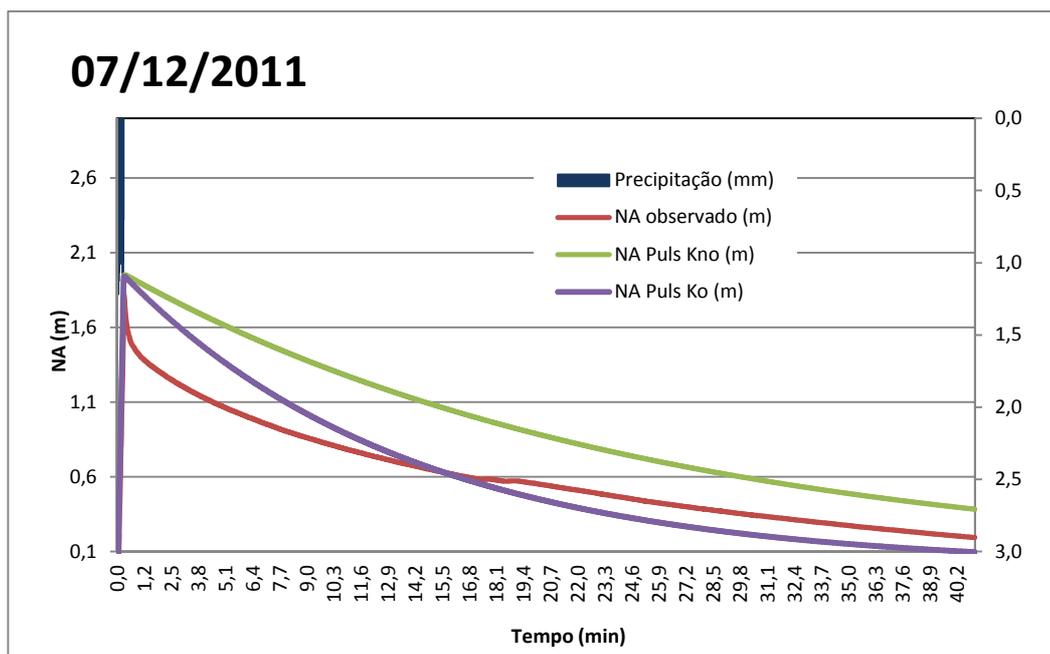
**Figura 73:** Modelagem do evento 9 com o valor de K otimizado de 23,80 mm/h e coeficiente de explicação de 0,96; valor de K não otimizado de 15,17 mm/h e coeficiente de explicação de 0,96 para o nível máximo de 1,88 m e total precipitado de 15,77 mm

O evento 10 ocorreu no dia 02/12/2011, neste o nível máximo de água dentro do poço atingiu 1,91 m para um total precipitado de 16,79 mm. O valor de  $K_{no}$  para o evento foi de 12,65 mm/h e o valor de  $K_o$  de 24,18 mm/h. Neste evento não houve precipitação antecedente e os coeficientes de explicação foram de 0,94 e 0,87. As modelagens do evento 10 são apresentadas na Figura 74.



**Figura 74:** Modelagem do evento 10 com o valor de  $K$  otimizado de 24,18 mm/h e coeficiente de explicação de 0,94; valor de  $K$  não otimizado de 12,65 mm/h e coeficiente de explicação de 0,87 para o nível máximo de 1,91 m e total precipitado de 16,79 mm

O evento 11 e o último evento de chuvas simuladas ocorreu no dia 07/12/2011, neste o nível máximo de água dentro do poço atingiu 1,82 m para um total precipitado de 16,26 mm. O valor de  $K_{no}$  para o evento foi de 13,15 mm/h e o valor de  $K_o$  de 24,22 mm/h. Neste evento houve um total precipitado antecedente de 1,788 mm de chuvas reais e os coeficientes de explicação foram de 0,91 e 0,95. As modelagens do evento 11 são apresentadas Figura 75.



**Figura 75:** Modelagem do evento 11 com o valor de K otimizado de 24,22 mm/h e coeficiente de explicação de 0,91; valor de K não otimizado de 13,15 mm/h e coeficiente de explicação de 0,95 para o nível máximo de 1,82 m e total precipitado de 16,26 mm

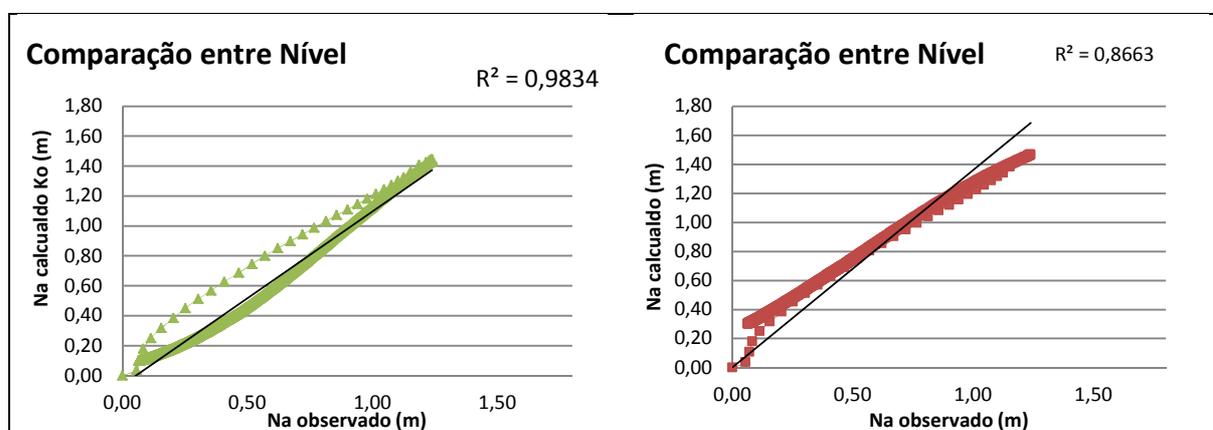
#### 5.4.2 Cálculo da permeabilidade do solo e obtenção dos coeficientes de explicação

Para modelagem dos eventos simulados utilizando o método de Puls também foram calculados os valores de Kno constantes para cada evento, sendo estes também otimizados matematicamente por regressão não-linear. Os valores de Kno e Ko são apresentados na Tabela 25.

Na Figura 76 é apresentado o gráfico resultante da função matemática que representa a relação dos níveis observados e os níveis calculados com o Ko e o Kno e seus respectivos coeficientes de explicação.

**Tabela 25:** Valores dos coeficientes de permeabilidades do solo otimizadas e não otimizadas para os eventos de chuvas simuladas

Eventos	Kno (mm/h)	K não otimizado		Ko (mm/h)	K otimizado	
		Y	R <sup>2</sup>		Y	R <sup>2</sup>
Evento 1	42,36	1,6280x	0,8602	85,86	1,1348x	0,9094
Evento 2	29,31	1,5475x	0,9142	54,69	1,1288x	0,9307
Evento 3	23,25	1,3601x	0,8663	39,30	1,0692x	0,9834
Evento 4	25,06	0,8519x	0,8947	24,19	0,8643x	0,8720
Evento 5	12,90	1,5780x	0,8558	25,87	1,1269x	0,9403
Evento 6	13,21	1,5436x	0,9133	25,00	1,1235x	0,9451
Evento 7	18,41	1,5714x	0,8933	36,15	1,1245x	0,9455
Evento 8	11,15	1,3248x	0,8770	18,28	1,0552x	0,9866
Evento 9	15,17	1,3800x	0,9615	23,80	1,0993x	0,9594
Evento 10	12,65	1,5310x	0,8679	24,18	1,1129x	0,9372
Evento 11	13,15	1,5297x	0,9524	24,22	1,1295x	0,9071



**Figura 76:** Representação gráfica do valor de K otimizado e k não otimizado do evento 3

### 5.4.3 Interpretação dos resultados da modelagem Puls para os eventos de chuvas simuladas

Como os eventos de chuvas simuladas foram realizados em condições controladas, ou seja, somente um pico de vazão de entrada, sendo esta conhecida e controlada, e não há chuvas posteriores com o poço em funcionamento, os níveis variaram de 1,24 a 1,91 m.

Os coeficientes de explicação tanto para as modelagens com os valores Kno quanto para as modelagens com os valores de Ko ficaram próximos de 1, sendo que os maiores coeficientes também ocorreram para os eventos em que o valor de K foi otimizado.

No primeiro evento monitorado que ocorreu no dia 22/08/2011 o valor de Kno foi de 42,36 mm/h, pois havia se passado um período de quatro meses sem chuvas. No evento 2, que ocorreu 63 horas após o total esvaziamento do poço (referente ao ensaio 1), o

valor de K caiu para 29,31 mm/h, podendo-se perceber a influência das condições de umidade do solo.

O evento 3 foi realizado cinco dias após o esvaziamento do poço referente ao ensaio do evento 2. Já o evento 4 foi realizado 11 dias após o esvaziamento do poço referente ao evento 3. Nestes eventos, os valores de  $K_{no}$  foram de 23,25 e 25,06 mm/h respectivamente, e até então não houve chuva antecedente ao evento.

Do final do evento 4 ao evento 5 passaram-se quatro dias sem chuvas e realizou-se o evento 5 com o poço em manutenção. Na manutenção, foram retiradas as camadas interna de tijolos do poço para que pudesse avaliar o efeito dos tijolos como papel hidráulico de melhor distribuir as águas.

O valor de  $K_{no}$  cai de 25,06 mm/h (evento 4) para 12,90 mm/h (evento 5), ainda neste evento percebeu-se que a água ficou armazenada por 6 horas no anel de concreto inferior do poço (50 cm). Nesse sentido, o trabalho mostra o funcionamento dos tijolos como material construtivo do poço e sua importância na redução do tempo de esvaziamento do poço.

## **5.5 Resultados dos ensaios dos materiais em suspensão: cor aparente e turbidez**

Os materiais em suspensão analisados foram: cor aparente e turbidez. Os parâmetros foram analisados tanto para os eventos de chuvas reais quanto para os eventos de chuvas simuladas. Para os eventos de chuvas reais não foi possível definir tempos de coletas das amostras, devido às coletas serem manuais, portanto coletavam-se amostras no vertedor no início das chuvas (15 minutos iniciais) e após as chuvas coletavam-se as amostras de água dentro do poço.

### **5.5.1 Ensaio com amostras de chuvas reais**

Os valores de cor aparente e turbidez analisados nos eventos de chuvas reais são apresentados na Tabela 26. A “variação filtro da tampa” refere-se ao aumento em porcentagem dos parâmetros analisados (cor aparente e turbidez) em relação à água que entra no poço (coleta no vertedor) e a água encontrada dentro do mesmo. Esta variação representa a eficiência do filtro da tampa. Já a “Variação Entrada/Saída” se refere ao

aumento em porcentagem dos parâmetros analisados em relação à entrada de água no poço (vertedor) e a saída de água do mesmo (solo).

**Tabela 26:** Ensaios de cor aparente e turbidez em amostras de chuvas reais

Parâmetro analisado	Ensaio	No vertedor	Dentro do poço	Variação Filtro da tampa %	Saída	Variação Entrada/Saída %
Cor (Pt-Co)	1	14,3	34,3	139,9	39	172,7%
	2	14,3	82,3	475,5	97,9	584,6%
	Média	14,3	58,3	-	68,5	-
Turbidez (UNT)	1	2,7	5,3	96,3	5,5	103,7%
	2	3,8	14,8	289,5	18,1	376,3%
	Média	3,3	10,0	-	11,08	-

Os valores referentes à cor aparente e à turbidez na entrada do poço (no vertedor) em relação à saída nas amostras provenientes de chuvas reais apresentaram aumento em todos os ensaios. No parâmetro cor aparente o aumento foi de 172,7% no ensaio 1 e 584,6% no ensaio 2. Já o parâmetro turbidez apresentou um aumento de 103,7% e 376,3% nos ensaios 1 e 2 respectivamente.

A relação entre a entrada e a água encontrada dentro do poço, ou seja, a análise da eficiência do filtro da tampa também mostrou que este não consiste em uma unidade de tratamento ou remoção dos parâmetros analisados, pois houve aumento da cor aparente e da turbidez em todos os ensaios. O aumento da cor aparente foi de 139,9% no ensaio 1 e 475,5% no ensaio 2. Já a turbidez apresentou aumento de 96,3% e 289,5% nos ensaios 1 e 2 respectivamente.

### 5.5.2 Ensaios com amostras de chuvas simuladas

Os valores referentes aos ensaios de cor aparente e turbidez realizados com o uso do reservatório nos eventos de chuvas simuladas são apresentados na Tabela 27.

Os ensaios realizados com uso do reservatório demonstraram redução da cor e turbidez somente nos ensaios 1 e 2 referentes à relação entrada/dentro do poço (eficiência da tampa). Com relação à variação entre a entrada e a saída, os resultados apresentaram remoção desses parâmetros somente no ensaio 1.

**Tabela 27:** Ensaios de cor aparente e turbidez com chuvas simuladas

Parâmetro analisado	Ensaio	No reservatório	Dentro do poço	Varição Filtro da tampa %	Saída	Varição Entrada/Saída
Cor (Pt-Co)	1	88,55	0,75	-99,2	12,50	-85,9
	2	2,33	1,00	-57,1	11,00	372,1
	3	5,00	12,00	140	11,70	134,0
	4	2,67	9,00	237,1	10,30	285,8
	Média	24,5	5,69	-	11,4	-
Turbidez (UNT)	1	33,6	2,63	-92,2	6,85	-79,6
	2	1,33	1,20	-9,8	2,97	123,3
	3	1,25	2,41	92,8	2,50	100,0
	4	1,93	2,36	22,3	2,10	8,81
	Média	9,5	2,2	-	3,6	-

A remoção da cor aparente e da turbidez pelo sistema no ensaio 1 foram de 85,9% e 79,6% respectivamente. Com relação à eficiência do filtro da tampa no ensaio 1 os valores encontrados foram de 99,2% para cor e 92,2% para turbidez. Já no ensaio 2 a eficiência em remover os parâmetros analisados foram de 57,1% para cor e 9,8% para turbidez.

Nas amostras 2, 3 e 4 houve aumento da cor aparente e da turbidez de 372,1%, 134% e 285,8% na relação entrada e saída. As amostras 3 e 4 apresentaram um aumento dos parâmetros analisados de 140% e 237,1% para a cor e 98,8% e 22,3% para a turbidez.

Estes ensaios indicaram que o filtro da tampa apresenta capacidade de remoção dos parâmetros qualitativos analisados somente quando há uma carga de sólidos em suspensão considerável na água, como por exemplo, no ensaio 1 que apresentou resultados de 88,55 Pt-Co para cor aparente e 33,6 UNT para turbidez.

Em comparação aos ensaios realizados com amostras de chuvas reais percebe-se que os valores dos parâmetros encontrados na entrada do sistema são baixos em relação aos valores encontrados dentro do poço e na saída do sistema, isto implica dizer que a água da chuva não contém cargas suficientes dos parâmetros analisados para representar uma análise de eficiência do sistema de infiltração como unidade de tratamento dos mesmos.

Gutierrez (2011) analisou a eficiência de um sistema Filtro-Vala-Trincheira de infiltração na remoção de vários parâmetros qualitativos. A autora também constatou um aumento nos parâmetros cor aparente e turbidez em relação às amostras coletadas na entrada do sistema (provenientes do escoamento superficial direto - ESD) com as amostras coletadas na saída do sistema (dentro da trincheira). As médias dos valores encontrados na entrada do sistema foram de 7,92 UNT (turbidez) e 52,05 Pt-Co (cor aparente). Na saída do sistema as médias encontradas foram de 9,65 UNT (turbidez) e 54,60 Pt-Co (cor). Gutierrez (2011)

também constatou que os valores desses parâmetros analisados são sensivelmente menores que os valores encontrados na literatura, e que os valores encontrados na saída do sistema são maiores do que os valores encontrados nas amostras da entrada (ESD).

A comparação das médias dos parâmetros analisados neste trabalho e no trabalho de Gutierrez (2011) é apresentada na Tabela 28.

**Tabela 28:** Comparação dos ensaios de cor e turbidez com outros estudos

Parâmetro Analisado	Este trabalho		Gutierrez (2011)	
	Entrada	Saída	Entrada	Saída
Média da Cor Aparente (Pt-Co)	19,4	39,9	52,0	54,6
Média da Turbidez (NTU)	6,4	7,34	7,92	9,65

## 5.6 Comparação entre os tempos de funcionamento e esvaziamento: observados e calculados

O tempo de funcionamento do poço (tempo de enchimento) calculado na etapa de dimensionamento da estrutura (Equação 9) foi de 15 horas; este considera a altura máxima da chuva e a vazão específica calculada para um valor de K constante de 90,7 mm/h (valor determinado por meio de ensaios de campo preliminares). Já o tempo de esvaziamento calculado (Equação 10) foi de 13 horas.

Nos eventos de chuvas reais os tempos de enchimento variaram com os as durações das chuvas. Neste caso houve eventos monitorados com mais de um período de precipitação para diferentes durações e intensidades. Já os tempos de enchimento do poço nos eventos de chuvas simuladas corresponderam ao tempo de descarga do reservatório com média de 35 minutos.

### 5.6.1 Tempos de funcionamento e esvaziamento em eventos de chuvas reais

Os tempos de enchimento e os tempos de esvaziamento medidos (sensor de nível) para os eventos monitorados de chuvas reais são apresentados na Tabela 29. Os tempos de esvaziamento e enchimento teóricos para os mesmos eventos não foram calculados em decorrência de serem eventos complexos (com mais de um período de precipitação por evento).

**Tabela 29:** Tempos de enchimento e tempos de esvaziamento observados para os eventos monitorados com chuvas reais

Evento	Tempo de enchimento medido (horas)	Tempo de esvaziamento medidos (horas)
Evento 1	0,65	19,9
Evento 2	46,45	47,1
Evento 3	11,08	31,5
Evento 4	0,82	17,4
Evento 5	29,78	38,7
Evento 6	4,57	37,7
Evento 7	5,35	85,8
Evento 8	1,95	65,2
Evento 9	1,82	41,8
Evento 10	21,77	53,5
Evento 11	0,97	14,0

Nota-se na tabela que os tempos de enchimento nestes eventos variaram de 0,65 horas a 46,45 horas. Os maiores tempos de esvaziamento medidos foram registrados no evento 7 (85,8 horas) e no evento 8 (65,2 horas). Para tanto, constatou-se também que o evento 7 durou 3 dias (9 a 12/12/2011) e teve 8 períodos de precipitação.

Já o evento 10 durou 3 dias (10/01/2011 a 13/01/2012) e teve 4 períodos de precipitação. Os eventos 1, 6 e 8 apresentaram somente um evento de precipitação e tiveram tempos de esvaziamento medidos de no mínimo 19,9 e no máximo 65,2 horas.

### **5.6.2 Tempos de funcionamento e esvaziamento em eventos de chuvas simuladas**

Os tempos de enchimento calculados, os tempos de esvaziamento medidos (sensor de nível) e os tempos de esvaziamento calculados (Equação 23) para os eventos monitorados de chuvas simuladas são apresentados na Tabela 30.

**Tabela 30:** Tempos de enchimento e tempos de esvaziamento observados e calculados para os eventos monitorados com chuvas simuladas

Evento - Data	Tempo de enchimento em horas (observado)	Tempo de esvaziamento em horas (observado)	Tempo de esvaziamento em horas (calculados)
Evento 1 – 22/08/2011	0,68	14,0	16,73
Evento 2 - 25/08/2011	0,45	22,75	18,97
Evento 3 – 01/09/2011	0,53	22,40	12,62
Evento 4 – 13/09/2011	0,75	23,50	8,79
Evento 5 – 20/10/2011	0,47	46,50	14,63
Evento 6 – 26/10/2011	0,68	52,43	17,33
Evento 7 – 08/11/2011	0,75	36,65	15,49
Evento 8 – 23/11/2011	0,38	56,83	12,60
Evento 9 – 28/11/2011	0,73	52,75	16,01
Evento 10 – 01/12/2011	0,45	53,87	17,37
Evento 11 – 07/12/2011	0,52	40,83	16,74
Média	0,58	38,43	15,21

Com relação aos tempos de esvaziamento correspondentes aos ensaios realizados com chuvas simuladas percebe-se que o menor deles corresponde ao evento 1; este foi o primeiro evento simulado após quatro meses sem chuvas. Nos eventos 2, 3 e 4 não foi possível obter os dados da precipitação antecedente devido à dificuldade de acesso ao pluviógrafo.

No evento 5 (20/10/2011), com tempo de esvaziamento medido de 46,50 horas, não houve precipitação durante 2 dias antecedentes ao evento. No evento 6 (26/10/2011) houve precipitação de 7,6 mm, sendo que dois dias anteriores ao evento (24 e 25) houve precipitação de 30,4 mm.

Nos dias que antecederam o evento 7 (01 a 06/11/2011) não houve registro de precipitação. No dia 07/11/2011 (um dia antecedente ao evento) a precipitação foi de 0,508 mm, e na data do evento 7 (11/08/2011) o total precipitado foi de 2,28 mm.

Nos dias que antecederam o evento 8 não houve registro de precipitação para os dias 16, 17, 18, 19, 20 e 21. No dia 22 (um dia antecedente ao evento 8) o pluviógrafo registrou precipitação de 6,09 mm, não sendo registrada precipitação no dia do ensaio deste evento. O tempo de esvaziamento calculado neste evento foi o maior com relação aos outros.

No evento 9 houve precipitação antecedente durante 2 dias (26 e 27/11/2011), estas tiveram um total precipitado de 17,018 e 7,366 mm respectivamente. Na data do evento (28/11/2011) não houve precipitação. O tempo de esvaziamento do poço neste evento foi de 52,75 horas.

No dia 02/12/2011 (data de ensaio do evento 10) houve um total precipitado antecedente de 4,57 mm. O ensaio deste evento foi realizado na parte da manhã, portanto das

16h40min às 17h 02min o pluviógrafo registrou um total precipitado de 21,08 mm, fato que pode ter influenciado no tempo de esvaziamento deste evento que foi de 53,47 horas.

No evento 11 que ocorreu no dia 07/12/2011 houve precipitação de um dia antecedente com um total de 1,778 mm, não havendo precipitação na data do evento. Nos dias posteriores a este (8, 9, 10 e 11/12) o pluviógrafo registrou dados de chuva nos quatro dias consecutivos, com um total precipitado de 73,406 mm.

Os tempos de esvaziamento calculados em relação aos medidos foram menores para todos os eventos, variando do menor tempo (8,79 horas) para o maior (18,97 horas).

### **5.7 Avaliação da representatividade do modelo aplicado**

Com relação à modelagem pelo método de Puls, os coeficientes que apresentaram melhor ajuste foram aqueles que os níveis foram calculados por meio do valor de K otimizado por regressão não-linear, estes variaram de 0,68 a 0,98 para os eventos de chuvas reais e de 0,88 a 0,99 para os eventos de chuvas simuladas.

Já os coeficientes obtidos para os níveis calculados por meio do valor de K não otimizado foram menos representativos, sendo de 0,02 a 0,76 para os eventos de chuvas reais, e de 0,86 a 0,96 para os eventos de chuvas simuladas. Percebe-se, portanto que há um melhor ajuste nos valores dos coeficientes de explicação dos eventos em que o valor de K foi otimizado.

A respeito dos valores de K obtidos nos ensaios de duplo anel em relação aos valores de  $K_{no}$  e  $K_o$ , percebe-se que os valores de  $K_{sat}$  obtidos nos ensaios *in situ* são próximos aos valores de K não otimizados para os ensaios de chuvas simuladas (condições controladas), sendo estas médias de 19,24 mm/h para os ensaios de campo e de 19,69 mm/h para os valores de  $K_{no}$ .

A média dos valores de  $K_{no}$  calculados para os ensaios de chuvas reais foi de 13,70 mm/h, sendo esta também próxima da média dos valores de K obtidos nos ensaios de campo. Já os valores de  $K_o$  não foram representativos da capacidade de infiltração média encontrada no ensaio de duplo anel, sendo estas de 30,95 e 34,69 mm/h para os ensaios realizados com chuvas reais e chuvas simuladas respectivamente.

## 5.8 Custos de construção e manutenção

Foram levantados os custos da construção do poço de infiltração experimental. Os custos foram constituídos pela compra dos materiais construtivos, ou seja, o anel de concreto, os tijolos, a confecção da tampa de metal, os tubos de PVC e as conexões dos tubos de saída de água do prédio, a brita, a areia, a grama, e a mão de obra, este custo totalizou um valor de R\$ 3.730,00. A manta geotêxtil foi doada ao projeto pela empresa GEOFORT.

Os custos dos serviços de manutenção do poço se constituíram na *remontagem* do poço, ou seja, a remoção e troca da manta geotêxtil, a remoção dos tijolos e a lavagem da brita do fundo, estes serviços foram realizados por prestadores de serviços do município de São Carlos. Já a manutenção do gramado das áreas de dependência da UFSCar é realizada pelo serviço prestado pela própria universidade.

Baptista & Barraud (2001) *apud* Baptista, Nascimento & Barraud (2005) levantaram os custos relativos à drenagem efetuada por 20 poços em um loteamento na região de Lyon na França, sendo os custos médios de implantação dos poços de R\$ 4000,00 (valores de janeiro de 2000). Os autores também citam o trabalho de Moura (2004) que obteve um custo médio de implantação de poços de infiltração de R\$ 116/m<sup>3</sup> (valores de janeiro de 2000). Convertendo esses valores para fevereiro de 2012, o valor é de R\$ 221,16/m<sup>3</sup>.

Já os custos levantados para os poços de infiltração de volume igual ou superior a 3,5 m<sup>3</sup> construídos no município de São Carlos em cumprimento a lei citada são de R\$ 850,00.

Este trabalho não tem o objetivo de comparar os custos da construção do poço experimental com outros poços ou técnicas compensatórias existentes, pois os materiais construtivos do poço foram escolhidos intencionalmente devido as suas características hidráulicas ou hidrológicas. Um exemplo disso foi a fabricação da tampa de metal que custou R\$ 1200,00.

Recomenda-se a otimização do processo de construção de poços de infiltração um estudo mais detalhado acerca dos custos dos mesmos.

## 6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O poço de infiltração experimental foi projetado, dimensionado e construído em escala real no campus da UFSCar e operado para controle do escoamento superficial direto proveniente de um telhado metálico de 241,81 m<sup>2</sup>. Durante 11 meses de monitoramento (fevereiro de 2011 a janeiro de 2012) foram avaliados 11 eventos de chuvas reais e 11 eventos de chuvas simuladas. Os aspectos monitorados foram os dados de precipitação obtidos através do pluviógrafo eletrônico instalado na estação climatológica da UFSCar, dados de nível de água dentro da estrutura, e os dados de nível de água no canal do vertedor.

O poço foi considerado intencionalmente dimensionado em desacordo com as recomendações de segurança de projeto, uma vez que o volume máximo calculado nesta etapa foi de 4,80 m<sup>3</sup>, e o volume a armazenar calculado pela equação da chuva, foi de 6,73 m<sup>3</sup>. Para tanto, dos 22 eventos monitorados apenas quatro tiveram níveis de água superior a 1,70 m, fazendo com que a água ultrapassasse a tampa do poço, porém não houve extravasão do sistema.

### Concepção do poço

O poço foi construído de forma a postergar a colmatção e facilitar a manutenção. O uso do filtro sobre a tampa facilitou a troca do geotêxtil, pois basta retirar uma pequena camada de brita e substituí-lo. Foi verificado que o filtro, sem a camada de areia, não provoca acúmulo de água sobre a tampa. A eficiência do filtro na retenção de finos é abordada a seguir.

A manta geotêxtil interna ao poço foi facilmente substituída e também reteve finos, adicionalmente, a colmatção do solo. Os tijolos internos e externos à parede dos anéis de concreto tiveram o papel de distribuir a água por toda a área das paredes do poço. A manta geotêxtil externamente aos anéis teve o papel de impedir que solo voltasse ao interior do poço. Algumas análises sobre estes aspectos já têm alguma sustentação outras precisam ser verificadas, como se comenta a seguir.

### Retenção de finos nas camadas de areia e brita do filtro da tampa

A análise do teor de material pulverulento no filtro da tampa composto por areia e brita mostrou a capacidade da areia em reter finos. A média da retenção de materiais finos no filtro nos dois ensaios (4 e 8 meses após a construção do poço) foi de 45%.

O aumento de materiais finos na areia do filtro pôde ser constatado nos ensaios de permeabilidade do filtro da tampa, e nos ensaios de granulometria da areia proveniente do mesmo. A permeabilidade dos filtros ensaiados tiveram uma redução média de 19,4% em relação aos filtros limpos. Em complemento aos ensaios no filtro, a granulometria da areia proveniente do mesmo apresentou um aumento de 87,5% de material fino quando comparada ao mesmo ensaio em uma areia limpa.

Constatou-se que a areia como filtro tem alta capacidade em remover finos, porém quando colmatada retarda o processo de entrada de água no poço fazendo com que a água permaneça em cima da tampa. Este fato implica dizer que em chuvas intensas pode ocorrer a extravasão do sistema sem que o poço esteja completamente cheio.

A brita apresentou baixa capacidade de retenção de finos, sendo este percentual de 0,13% nos ensaios amostrados oito meses após a construção do poço.

#### Colmatação do Geotextil da tampa, paredes e fundo

Após oito meses de funcionamento e com problemas construtivos (caminhos preferenciais de entrada de água direta ao poço sem passar pela tampa conduzindo grande quantidade de sólidos) verificou-se redução da permeabilidade da manta geotêxtil do fundo, parede e tampa de 50,7%, 7,7% e 21,2%. Fica evidente a eficiência das mantas colocadas no fundo e na tampa do poço.

#### Redução de cor aparente e turbidez filtro da tampa

Com relação à eficiência do filtro da tampa na remoção da cor aparente e turbidez constatou-se que o poço não consiste em uma unidade de tratamento desses parâmetros em decorrência da qualidade da água que foi coletada no telhado. Houve aumento dos parâmetros analisados tanto para eventos de chuvas reais como para eventos de chuvas simuladas.

Os eventos realizados com chuvas simuladas apresentaram redução desses parâmetros somente para um ensaio, estas foram de 85,9% para a cor aparente e 79,6% para a turbidez, constatando-se a necessidade de cargas maiores destes parâmetros para analisar a remoção destes e avaliar a eficiência da estrutura no aspecto de tratamento da qualidade da água.

### Infiltração nas paredes

Quanto aos aspectos construtivos constatou-se que os tijolos possuem o papel hidráulico de melhor distribuir a água, uma vez que a capacidade de infiltração em ensaio realizado no poço varia de 25,06 mm/h (poço com tijolo) para 12,90 mm/h (poço sem tijolo) dobrando o tempo de esvaziamento. Esta eficiência precisa ser substanciada com novos ensaios.

### Modelagem

A representatividade do modelo de Puls pôde ser avaliada por meio dos coeficientes de explicação. Sendo estes de 0,68 a 0,98 para os cálculos dos níveis obtidos pelo  $K_0$  e de 0,02 a 0,96 para os níveis obtidos pelo  $K_{no}$ . Para tanto, o Puls apresentou melhor ajuste nas modelagens em que os valores de  $K$  foram otimizados por meio de regressão não-linear, em relação aos eventos em que os valores de  $K$  calculados não foram otimizados.

O método Puls foi adaptado através da imposição de limites de nível máximo em decorrência de quatro eventos terem ultrapassado da tampa do poço. Outra simplificação do modelo é o fato da capacidade de infiltração ( $K$ ) ser uma constante, não permitindo que este represente as condições reais do processo de infiltração no solo.

### Eficiência

A eficiência do poço de infiltração na redução do volume escoado foi de 100%, visto que toda a água coletada na área do prédio selecionado foi infiltrada pelo poço e não houve extravasamento para fora do sistema.

### Métodos de ensaios de permeabilidade do solo

A média dos valores da permeabilidade saturada do solo obtidos nos ensaios de duplo anel foi de 19,24 mm/h. Já as médias dos valores de  $K_0$  para os eventos de chuvas reais e simuladas foram de 30,95 e 34,95 mm/h respectivamente. Esta comparação evidencia que o método de ensaio de duplo anel não representa o melhor ajuste dos dados de nível medidos no poço de infiltração.

### Canaletas a céu aberto.

O projeto das canaletas gramadas utilizadas para escoar as águas provenientes do prédio até a entrada o poço seguiram o princípio de desenvolvimento de baixo impacto.

Os benefícios são a redução de velocidade e ajuda na retenção de sólidos. Houve razoável integração na paisagem, sem perturbar o trânsito de pessoas.

### Custos

O custo total não foi considerado na construção porque não se otimizou diversos aspectos construtivos como a escavação e tampa de metal. Entretanto é interessante observar que o custo total do filtro composto por brita e geotêxtil e sem a tampa de metal foi de R\$ 81,20. Evidencia-se que este custo é baixo considerando os benefícios que o filtro trás na redução da colmatação do solo e no aumento da vida útil do poço. O custo total das duas camadas de tijolos foi de R\$250,00, este custo precisa ser otimizado.

### Recomendações

Recomenda-se neste trabalho que para os próximos poços a serem construídos:

- ✓ Observar se após a construção do sistema existem caminhos preferenciais para a entrada de terra ou outros componentes para dentro do poço;
- ✓ Caso ocorra extravasão do sistema de infiltração, prever uma adaptação na modelagem pelo método de Puls;
- ✓ Variar a capacidade de infiltração durante o processo de modelagem pelo método de Puls de forma a simular as condições reais de permeabilidade do solo durante o evento de chuva;
- ✓ Seguir os princípios de desenvolvimento de baixo impacto na construção de técnicas compensatórias de drenagem;
- ✓ Monitorar continuamente o poço de infiltração e a avaliar o geotêxtil e da brita para análise de vida útil do sistema e eficiência na redução do volume escoado.
- ✓ Análise de custo mais detalhada;
- ✓ Utilização de caixas de areia como pré-filtro.

## 7 BIBLIOGRAFIA

ABINT. Associação Brasileira das Indústrias de Não-Tecidos e Tecidos Técnicos. **Curso básico de geotêxteis**. Comitê Técnico Geotêxtil – CTG. 1º ed. Ed. ROOKA'Z. Janeiro, 2001.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7181: Análise granulométrica de solos**. 1982.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7219: Agregados: Determinação do teor de materiais pulverizados**. 1987.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6502: Rochas e solos – Terminologia**. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6508: grãos que passam na peneira de 4,8mm. Determinação da massa específica: método de ensaio**. Rio de Janeiro: 1984.

ABGE. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. **Ensaio de permeabilidade em solos: orientações para sua execução em campo**. 3. ed. junho de 1996.

ADOPTA. **Fiche technique n. 1: Le puits d'infiltration**. Disponível em: <http://www.adopta.fr/fiches/fiche1.pdf>. Acesso em 18 de fev. 2011.

ALMEIDA, V. A., NASCIMENTO, N., BAPTISTA, M. Avaliação da eficiência de sistemas alternativos de drenagem urbana de águas pluviais. In: **VI Encontro Nacional de Águas Urbanas CREA-MG** – Belo Horizonte, 18 a 20 de maio de 2005.

APHA. American Public Health Association. **Standard Methods: For the examination water & wastewater**. 21º ed. Centennial Edition. 2005.

ASTM. American Society for Testing and Material. **D 4491-99a: Standard test methods for water permeability of geotextiles by permittivity**. 1999.

ASTM. American Society for Testing and Material D-4716: Standard Test Method for Determining the (In-plane) Flow Rate per Unit Width and Hydraulic Transmissivity of a Geosynthetic Using a Constant Head. 2008.

AFNOR. Association Française de Normalisation – **NF G 38017: Porometrie: Détermination de l'ouverture de filtration**. 1999.

ANDRADE, J. P. M.; GRACIOSA, M. C. P.; OHNUMA JÚNIOR, A. A.; MENDIONDO, E. M. Monitoramento de uma trincheira de infiltração instalada em lote residencial para controle do escoamento superficial. In: **XVII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos / VIII Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos de Países de Língua Oficial**

**Portuguesa, 2007, São Paulo, SP.** Anais do XVII SBRH / VIII SHRHPLOP. São Paulo: Acquacon - ABRH, 2007.

ARAÚJO, P. R.; TUCCI, C. E. M.; GOLDENFUM, J. A. Avaliação da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução do escoamento superficial. **RBRH: Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v.5, n.3, p.21-29, jul/set. 2000.

BAPTISTA, M. B.; FERNANDES, W. S. Proposição de sistema de auxílio a decisão para escolha de técnicas alternativas de drenagem urbana. In: **Anais do Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste**. Maceió: ABRH, 2002.

BAPTISTA, M. B.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, SYLVIE. **Técnicas compensatórias em Drenagem Urbana**, Porto Alegre: ABRH, 1º ed. 266 p. 2005.

BARBASSA, A. P. Simulação do Efeito da Urbanização sobre a Drenagem Pluvial da Cidade de São Carlos, SP. 1991, 327 p. (**Tese de Doutorado em Hidráulica e Saneamento**). Universidade de São Paulo, USP, EESC, São Carlos, 1991.

BARRAUD, S.; AZZOUT, A.; CRES, F. N.; CHOCAT, B. **Selection aid of alternative techniques in urban storm drainage – Proposition of an expert system**. Water Science and Technology, v. 39, n.4, 1999.

BOUWER, H. **Groundwater hydrology**. MacGraw-Hill, 480 p. 1978.

BRITES, A. P.; GASTALDINI, M. C. Avaliação da carga difusa da drenagem pluvial urbana na bacia hidrográfica Cancela. In: **23º Associação Brasileira De Engenharia Sanitária**, Campo Grande: ABES, pp.1-8. 2005.

BRITO, D. S. de. Metodologia para seleção de alternativas de sistemas de drenagem. (**Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos**). 117p. UNB, Brasília, 2006.

BUTLER, D.; DAVIES, J. W. **Urban Drainage**. Londres: St Edmundsbury Press., 489 p., 2000.

CAMPOS, J. B. N.; BARBASSA, A. P. Avaliação experimental de parâmetros hidrológicos de lotes urbanos sob diferentes condições de uso e ocupação. In: **VIII SIMPÓSIO ITALO-BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 2006**, Fortaleza. Mudanças Globais: desafios para o saneamento ambiental, 2006. v. CD. p. 1-7.

CANHOLI, A. P. **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**. São Paulo: Oficina de textos, 302 p. 2005.

CASTRO, L. M. A. Proposição de indicadores para avaliação de sistemas de drenagem urbana. 133 p. (**Dissertação de Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos**). Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte – MG, 2002.

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

CERETTA, M. C. Avaliação dos aspectos da qualidade da água na sub-bacia hidrográfica do Arroio Cadena - município de Santa Maria - RS. **(Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil)**. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria - RS, 2004.

CRUZ, M. A. S.; TUCCI, C. E. M.; SILVEIRA, A. L. L. Controle do escoamento com retenção em lotes urbanos. **In: Revista Brasileira de Recursos Hídricos – RBRH**, v. 3, n. 4, 1998.

CUDWORTH, Jr. A. G. **Flood Hydrology Manual: A water resources technical publication**. Surface Water Branch: Earth Sciences Division, 1 ed. United States Department of the Interior, 1989.

DAEE/CETESB- **Drenagem Urbana: Manual de Projeto**. São Paulo: 468 p., 1980.

DAYWATER. Report 5.1. **Review of the use of stormwater BMPs in Europe**. Disponível em: [www.daywater.org](http://www.daywater.org), 98p., 2003.

DECHESNE, M. Connaissance et modélisation du fonctionnement des bassins d'infiltration d'eaux de ruissellement urbain pour l'évaluation des performances technique et environnementale sur le long terme. **Thèse**. INSA de Lyon. Lyon, França. 275p. + anexos, 2002.

EPA, 2011. **EPA Announces Guidance on State Revolving Funds for Sewage Treatment**. Disponível em: <http://www.epa.gov/aboutepa/history/topics/cwa/02.html>. Acesso em 23 set. 2011.

GRACIOSA, M. C. P.; MENDIONDO, E. M. Dimensionamento de uma trincheira de infiltração para o controle do escoamento superficial em lote residencial urbano. **VI Encontro Nacional de Águas Urbanas. ABRH. USP – São Carlos/SP, 2007**.

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.

GRACIOSA, M. C. P.; MENDIONDO, E. M.; CHAUDHRY, F. H. Simulação hidráulica para trincheiras de infiltração de águas pluviais. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. Porto Alegre, v. 13 n.2, pp. 89-99. 2008.

GRILLI, M.; BETTINE, S. C. Estimativa da poluição difusa na bacia do córrego da fazenda Santa Cândida. **In: Anais do XV Encontro de Iniciação Científica da PUC-Campinas, 2010**.

GUTIERREZ, L. A. R. Avaliação da qualidade da água da chuva de um sistema Filtro-Vala-Trincheira de infiltração no tratamento do escoamento superficial direto predial em escala real em São Carlos – SP. 198 p. **(Dissertação de Mestrado em Engenharia Urbana)**. Universidade Federal de São Carlos – UFSCar, São Carlos, SP. 2011.

GUTIERREZ, L. A. R. LUCAS, H. A.; OLIVEIRA, J. C. X.; BARBASSA, A. P. Avaliação do efeito de compactação do solo, de outras variáveis influentes em ensaios de

permeabilidade em campo e de métodos de cálculo de k. **In: 8º JORNADA CIENTÍFICA E TECNOLÓGICA DA UFSCAR.** Universidade Federal de São Carlos, São Carlos – SP, 2009.

GUTIERREZ, L. A. R. LUCAS, H. A.; OLIVEIRA, J. C. X.; BARBASSA, A. P. Efeito da variação do coeficiente de permeabilidade no volume de uma trincheira de infiltração. **In: Simpósio de Pós-Graduação em Engenharia Urbana – SIMPGEU.** Maringá – PR, 2009.

HERNANDEZ, V. Propagação de Enchentes em Reservatórios - Método Direto. **In: RBRH — Revista Brasileira de Recursos Hídricos.** vol. 12, n.2. pp. 115-122, 2007.

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

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. Estudos e Pesquisas Informação Demográfica e Socioeconômica. **In: Tendências demográficas: Uma análise dos resultados da sinopse preliminar do censo demográfico 2000.** Rio de Janeiro, 2001.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. Disponível em: <http://www.sidra.ibge.gov.br/>. Acesso em 20 de dezembro de 2011.

KOBAYASH, F. Y.; FAGGION, F. H. M.; BOSCO, L. M. del.; CHIRINEA, M. L. B. **Drenagem Urbana Sustentável.** In: PHD 2537 – Água em Ambientes Urbanos. Escola Politécnica de São Paulo, 2008.

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

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.

LUCAS, H. A. Monitoramento e modelagem de um sistema Filtro-Vala-Trincheira de infiltração em escala real. 159 p. (Dissertação de Mestrado em Engenharia Urbana). Universidade Federal de São Carlos. São Carlos – SP, 2011.

MARICATO, E. **Dimensões da tragédia urbana.** Disponível em: <http://www.comciencia.br/>. Acesso em 08 Jan. 2012.

MARTINE, G. A redistribuição especial da população brasileira durante a década de 80. **Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada.** Ed. BNDES, 1994.

MATOS, M. R. S. Gestão integrada de águas pluviais em meio urbano: visão estratégica e soluções para o futuro. **Teses e Programas de Investigação LNEC.** Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC. Lisboa, Portugal, 2000.

MDE. Maryland Department of the Environment. **Maryland Stormwater Design Manual**. Center for Watershed Protection. vol II, 2000.

NEVES, M. G. F. P. Quantificação de resíduos sólidos na drenagem urbana. 289 p. (**Tese de Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental**) - Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. UFRGS/IPH. Porto Alegre, 2006.

OLIVEIRA, C. X. J. Avaliação do efeito de compactação do solo, de outras variáveis influentes em ensaios de permeabilidade em campo e de métodos de cálculo de k. **Iniciação Científica** (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, SP. 2009.

PEIXOTO, V. C. Avaliação analítica de poços de infiltração. 2009. (**Dissertação de Mestrado em Geotecnia**). Escola de Engenharia de São Carlos – USP. São Carlos, SP. 2009.

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

POLETO, C. Monitoramento e avaliação da qualidade da água de uma microbacia hidrográfica no município de Ilha Solteira - SP. 2003. 161 f. (**Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil**). Universidade Estadual Paulista Faculdade De Engenharia De Ilha Solteira, Ilha Solteira, SP, 2003.

PORTO, R. de M. **Hidráulica Básica**. São Carlos: EESC/USP, 540 p, 2006.

PORTO, M. F. A. Aspectos qualitativos do escoamento superficial em áreas urbanas. In: TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L. L.; BARROS, M. T. (Orgs) **Drenagem Urbana**. 1ª Ed. Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, pp. 387-428. 1995.

PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO CARLOS. Dados da cidade (geográfico e demográfico). Disponível em: <http://www.saocarlos.sp.gov.br/index.php/conheca-sao-carlos/115442-dados-da-cidade-geografico-e-demografico.html>. Acesso em 19 abr. 2012.

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

REIS, R. P. A; OLIVEIRA, L. H.; SALES, M. M. Avaliação de poço de infiltração de água pluvial como sistema de drenagem na fonte. **In: VI Encontro Nacional de Águas Urbanas. CREA MG**. Belo Horizonte, MG. 2005.

REIS, R. P. A; OLIVEIRA, L. H.; SALES, M. M. Sistemas de drenagem na fonte por poços de infiltração de água pluvial. **In: Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 8, n. 2, p. 99-117, abr./jun. 2008.

RIGHETTO, A. M (coordenador). Manejo de águas pluviais urbanas. In: **Programa de Pesquisa em Saneamento Básico – PROSAB**. 369 p. Rio de Janeiro: ABES, 2009.

SÃO CARLOS. Lei Municipal nº 13.246, de 27 de novembro de 2003.

SCHMIDT, B.; FARRET, R. **A questão urbana**. Ed. Jorge Zahar: Rio de Janeiro, 1986.

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.

SILVA, A. H. C. L. Controle da poluição difusa de origem pluvial em uma via de tráfego intenso por meio de trincheira e vala de infiltração. **(Dissertação de Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos)**. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2009.

SILVA, A.; NASCIMENTO, N. A.; SEIDL, M.; VIEIRA, L. 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.

SILVA, A. L. A utilização do modelo WinHSPF no estudo das cargas difusas de poluição da bacia do Ribeirão da Estiva, SP. **(Dissertação de Mestrado em Engenharia)**. Escola politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, SP, 2003.

SILVA, E. R. Um percurso na história através da água: passado, presente, futuro. **In: XXVII Congresso Interamericano De Engenharia Sanitária E Ambiental**. v. 1. Rio de Janeiro: ABES, 2000.

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

SILVA, G. B. L. **Avaliação experimental sobre influencia de superfícies permeáveis com vista ao controle do escoamento superficial em áreas urbanas**. 180 p. (Tese de Doutorado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos). Universidade de Brasília – UNB. Brasília, 2006.

SILVEIRA, A. L. L. Hidrologia Urbana no Brasil. In: Braga, B.; Tucci, C.E.M.; Tozzi, M., 1998, **Drenagem Urbana, Gerenciamento, Simulação, Controle**. ABRH, Publicações nº 3, Editora da Universidade, Porto Alegre. 1998.

SOUZA, V. C. B. Estudo experimental de trincheiras de infiltração no controle da geração do escoamento superficial. **(Tese de Doutorado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental)**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 127p. + anexos, 2002.

STANCATI, G.; NOGUEIRA, J. B.; VILAR, O. M. **Ensaio de laboratório em mecânica dos solos**. Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos. Departamento de Geotecnia. São Carlos, 1981.

STU ET AGENCES DE L'EAU. **Guide Technique des Bassins de Retenue d'Eaux Pluviales**. Technique et Documentation. Ed. Lavoisier. Paris, França. 276 p. 1994.

STU. **Réconcilier l'Eau et la Ville para la Maîtrise des Eaux Pluviales**. Les Editions Du STU. Paris, França. 64 p. 1991.

TAVANTI, D. R. Desenvolvimento de baixo impacto aplicado ao processo de planejamento urbano. 151 p. (**Dissertação de Mestrado em Engenharia Urbana**). Universidade Federal de São Carlos – UFSCar. São Carlos, 2009.

TOMAZ, P. Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais. **Navegar: São Paulo**, 2002.

TUCCI, C. E. M. (org.). **Hidrologia: ciência e aplicação**. 1º edição. Porto Alegre: Editora da Universidade / ABRH, v.4, 943p. 1993.

TUCCI, C. E. M. Águas urbanas. **Estudos Avançados**. [online].2008, vol.22, n.63, pp. 97-112. ISSN 0103-4014. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1590/S0103-40142008000200007>. 2008.

TUCCI, C. E. M.; GENZ, F. Controle do impacto da urbanização, In: Tucci, C. E. M., Porto, R. L. L., BARROS, M. T. (orgs). **Drenagem Urbana**. cap. 7. Ed. Da Universidade. ABRH. Porto Alegre, 1995.

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

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (USEPA). Overview of performance by BMP category and common pollutant type, In: International Stormwater Best Management Practices (BMP) Database (1999-2008), Washington, D.C. June, 2008.

VISSMAN JUNIOR, W.; LEWIS, G. L.; KNAPP, J. K. Infiltration. **In: Introduction to Hydrology**. 3º ed. New York: Harper e Row, p. 55-83. 1989.

VIEIRA, L.; SILVA, A.; NASCIMENTO, N. O. Avaliação da Eficiência Hidráulica de Duas Técnicas Alternativas de Drenagem Urbana - Estudo de Caso de Um Trecho da Bacia do Mergulhão na Pampulha. In: **XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, 2009, Campo Grande. Anais do XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Porto Alegre: ABRH, 2009.

VILELLA, S. M; MATTOS, A. **Hidrologia Aplicada**. McGraw-Hill do Brasil, 245 p. São Paulo, 1975.

WATER QUALITY DIVISION. Urban best management practices for nonpoint source pollution. **Point and Nonpoint Source Programs: Wyoming Department of Environmental Quality**. Wyoming – EUA, 1999.

ZAHED FILHO, K.; GARCIA, L. A. V.; PORTO, M. F. A.; PORTO, R. L. L. **Água em Ambientes Urbanos**. Disponível em: [200.144.189.36/phd/LeArq.aspx?id\\_arq=1870](http://200.144.189.36/phd/LeArq.aspx?id_arq=1870). Acesso em set. 2011.

## Apêndice 1: Calibração do sensor de nível OTT

Os resultados dos testes de verificação das medidas de níveis do sensor de nível OTT Orpheus Mini realizado em laboratório são apresentados nas Figuras A e B. Na Figura A é apresentado o coeficiente de explicação das medidas sem calibração, ou seja, comparou-se as medidas disponibilizadas pelo sensor e as medidas realizadas manualmente com uso de uma régua graduada. Já a Figura B se refere aos dados calibrados comparados aos dados realizados manualmente. O equipamento apresentou acurácia nas medidas de níveis com coeficientes de explicação de 0,99 e 1 respectivamente.

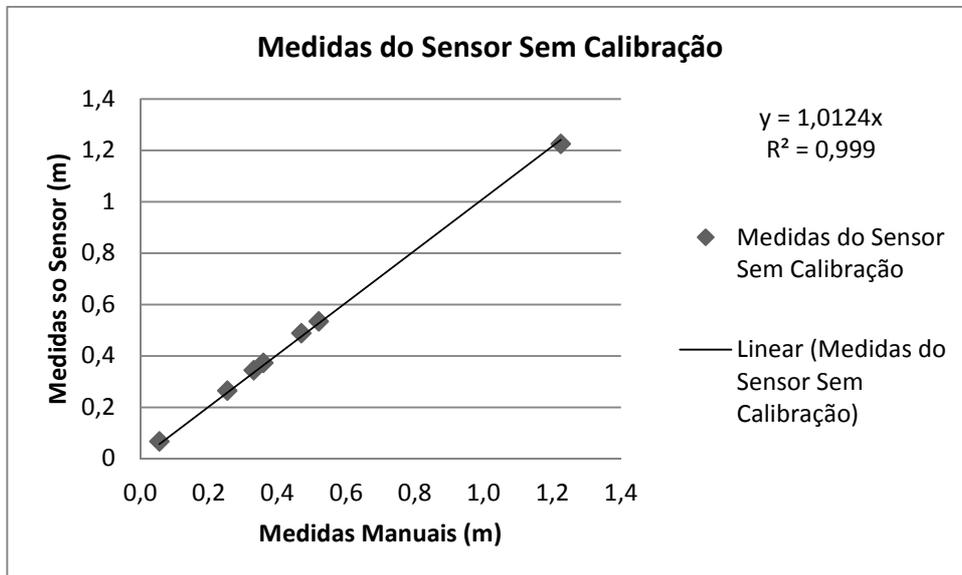


Figura A: Medidas do sensor de nível sem calibração

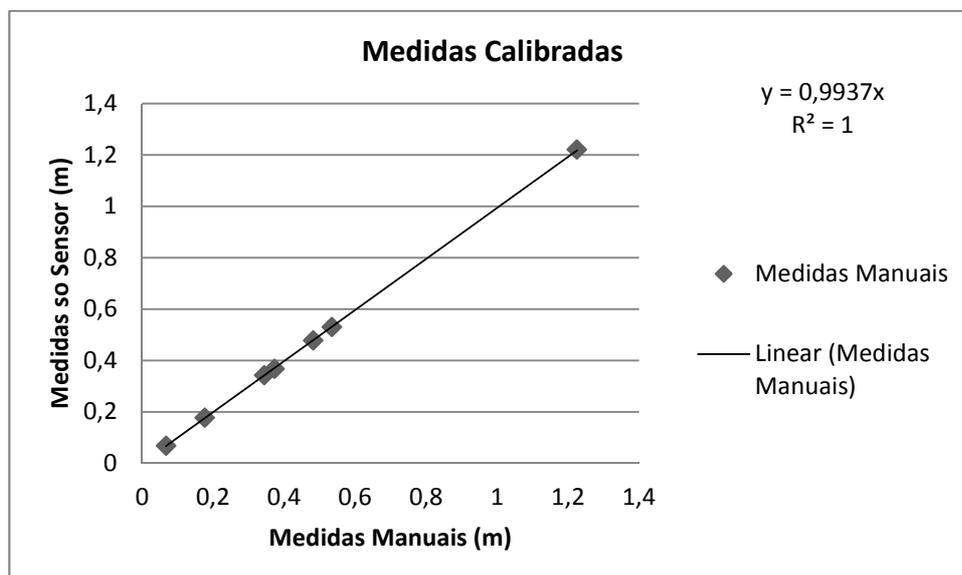
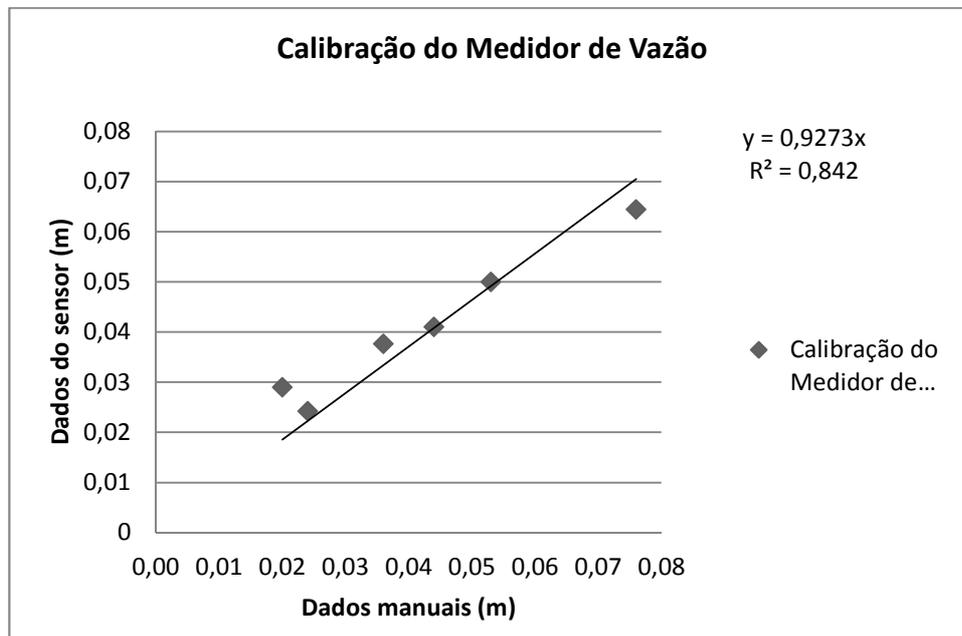


Figura B: Medidas do sensor de nível com calibração

## Apêndice 2: Calibração do sensor de nível do medidor de vazão

O resultado do teste de verificação das medidas de níveis do medidor de vazão ISCO 4250 realizado em laboratório é apresentado na Figura C. Nesta, é apresentado o coeficiente de explicação das medidas realizadas no sensor calibrado. Compararam-se as medidas disponibilizadas pelo sensor e as medidas realizadas manualmente com uso de uma régua graduada. O equipamento apresentou coeficientes de explicação de 0,84.



**Figura C:** Medidas do sensor de nível do medidor de vazão com calibração

## Anexo 1: Calibração do pluviógrafo eletrônico

Os resultados dos testes de verificação das medidas de intensidade de precipitação do pluviógrafo digital, realizado em laboratório, por Lucas (2011) são apresentados na Figura A. O equipamento apresenta acurácia nas medidas de intensidade pluviométrica, com erro médio de 9%.

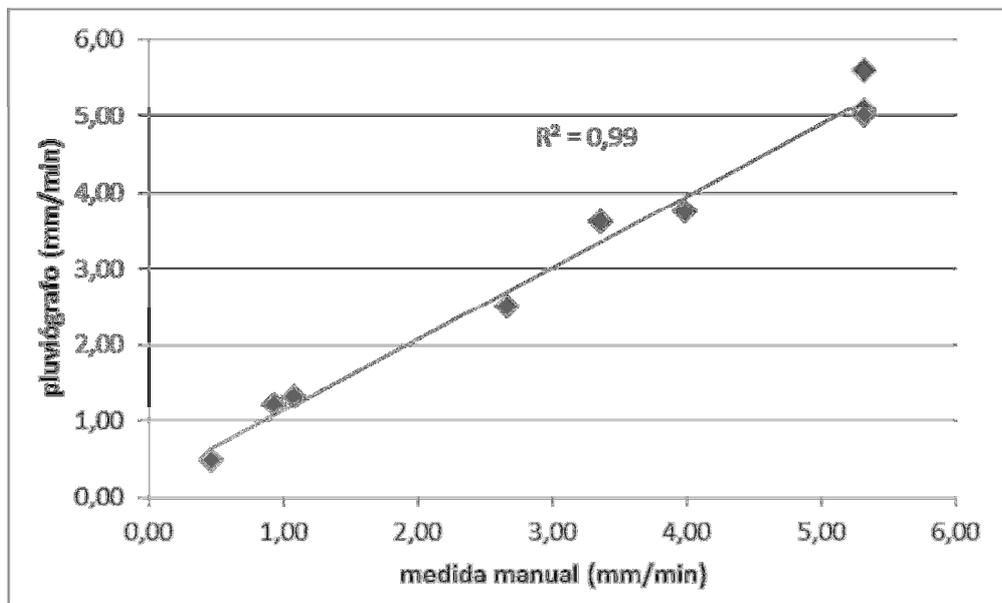


Figura A: Medidas de intensidade simuladas obtidas com pluviógrafo digital e manualmente