

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO HIDROLÓGICO DE POÇOS DE
INFILTRAÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS SOB DIFERENTES
CONCEPÇÕES

Thays Santos Ferreira

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: Ademir Paceli Barbassa

São Carlos
(Maio/2016)

Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da Biblioteca Comunitária UFSCar
Processamento Técnico
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

F383a Ferreira, Thays Santos
Avaliação do comportamento hidrológico de poços de
infiltração de águas pluviais sob diferentes
concepções / Thays Santos Ferreira. -- São Carlos :
UFSCar, 2016.
157 p.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de
São Carlos, 2016.

1. Poço de infiltração. 2. Técnica compensatória. 3.
Drenagem urbana. I. Título.



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado da candidata Thays Santos Ferreira, realizada em 15/04/2016:

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Barbassa', is written above a horizontal line.

Prof. Dr. Ademir Paceli Barbassa
UFSCar

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Márcio', is written above a horizontal line.

Prof. Dr. Márcio Benedito Baptista
UFMG

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Portelinha', is written above a horizontal line.

Prof. Dr. Fernando Henrique Martins Portelinha
UFSCar

Um dia de chuva é tão belo como um dia de sol.

Ambos existem; cada um como é.

Alberto Caeiro

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Ademir, pela orientação prestada, pela dedicação, apoio e amizade.

A todos os colegas e amigos do GHidro pelos encontros e discussões e realizadas.

Ao pessoal do Laboratório de Biopolímeros, que com simpatia e gentileza, tanto contribuíram na construção e operação dos poços de infiltração. Em especial ao Prof. Agnelli, ao Elias, Oswaldo e Ricardo. E ao Anderson, que se tornou um grande amigo por ocasião dessa pesquisa.

Aos amigos da Vetiver - Priscila, André, Thiago, Dante, Caio e Davi - que sempre me apoiaram.

Ao querido amigo Vagner que ajudou nesse trabalho de tantas formas que nem é possível listar.

A todos os amigos do PPGEU, em especial ao Dani, Fer e Paty, pelos bate-papos, risadas e pela resistência da turma de 2013.

Aos amigos Loide, Nataska, Thiago, Priscila e Bibi que contribuíram nas discussões e revisões dessa pesquisa.

Às amigas Cá e Martinha, que mesmo longe estão sempre ao meu lado.

Finalmente, agradeço a minha família em especial à Laurinha.

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo avaliar o comportamento de dois poços de infiltração construídos para atuarem como dispositivos compensatórios de drenagem urbana. O primeiro deles (Poço1-SC) foi construído com anéis de concreto justapostos no solo, sem furos laterais, com camada de brita no fundo. O segundo poço (Poço 2-GHidro) possui furos na parede dos anéis de concreto, camada de brita externa aos anéis para melhorar a distribuição de água, pré-filtro de geotêxtil na tampa, e filtros adicionais no fundo e na lateral, entre a brita e o solo. A metodologia proposta envolve a caracterização do solo, o monitoramento e modelagem de eventos reais e simulados dos dois sistemas. Além disso, foram feitos ensaios de colmatação física para compreender o comportamento filtro de geotêxtil do poço de infiltração e estimar sua vida útil. Em dois anos de uso os poços não apresentaram diferenças significativas de comportamento hidrológico entre eles nem houve indicação de colmatação expressiva. A calibração do modelo de Puls, aplicado na modelagem, foi empregada utilizando valores de condutividade hidráulica (K) constante e variável. O ajuste do modelo foi melhor para os dois poços quando empregado K variável, tanto para os eventos de chuva reais quanto simuladas. Nos ensaios da colmatação concluiu-se que a caracterização granulométrica dos sólidos presentes no escoamento superficial direto é muito importante na escolha do filtro de geotêxtil. A vida útil média estimada do pré-filtro da manta do Poço2-GHidro, nas condições em que está inserido varia de 31 a 71 anos, dependendo do tipo de solo carregado.

Palavras-chave: poço de infiltração, técnica compensatória, drenagem urbana

ABSTRACT

Infiltration wells are BMP that occupy small urban area in order to minimize the effects of urbanization and soil sealing. The BMP reduces the frequency of flooding in urban areas. The present study aims to evaluate the behavior of two infiltration wells. One (Poço1-SC) was constructed with concrete rings get laterally together with the soil without the use of lateral holes and with a granular layer at the bottom of the BMP. The other (Poço2-GHidro) comprises the use of lateral concrete rings, a granular lateral and external layer external to improve the distribution of water, a filter of geotextile in the cover, and additional filters at the bottom and at the lateral wall between the gravel and soil. The experimental program involves the soil characterization, monitoring and modeling of real and simulated rainfall events imposed two systems. In addition, physical clogging tests were conducted in order to provide the understanding of the behavior of the geotextile filter applied in infiltration wells in order to estimate the service life. After two years, significant differences between the hydrological behaviors of the two infiltration wells were not identified and significant indication of clogging, was not observed. The calibration of the Puls model applied in modeling was employed using constant and variable hydraulic conductivity (K) values. In both wells the model showed more satisfactory results when variable K is used. This was observed for both the real and simulated events. In physical clogging tests, it was concluded that the solids particle distribution presents in rainwater runoff has a significant effect in the behavior of geotextile filter. The estimated average of service life of the filter in the Poço2-GHidro, at the conditions in which it is imposed, varies from 31 to 71 years, which depends on the type of soil in rainfall water runoff.

Keywords: Infiltration well, BMP, urban drainage

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-População urbana e rural mundial, 1950-2050	21
Figura 2- Impacto da urbanização sobre a vazão máxima.....	24
Figura 3- Hidrogramas de bacia pré e pós urbanização.....	24
Figura 4-Principais tipos de poluentes urbanos, suas fontes e impactos produzidos.	26
Figura 5- Desenho esquemático de uma trincheira de infiltração em funcionamento.	38
Figura 6- Sistema FVT Ufscar.....	39
Figura 7- Vala gramada UFSCar.	40
Figura 8- Corte jardim de infiltração.	41
Figura 9- Plano de infiltração UFSCar	42
Figura 10- Poço de infiltração.	45
Figura 11- Poço de infiltração preenchido com brita.	46
Figura 12- Poço de infiltração feito com pneus usados.....	46
Figura 13- Poços de infiltração manufaturados	47
Figura 14- Poços de infiltração em concreto utilizados em Melbourne-EUA.....	47
Figura 15- Poço de infiltração associado a bacia de infiltração.	48
Figura 16- Curva envelope.	51
Figura 17- Poços de infiltração sem manutenção	54
Figura 18-Método do poço invertido a) ABGE b) Cauduro e Dorfman	58
Figura 19- Localização da área de estudo no campus da UFSCar	61
Figura 20-Área de contribuição e localização dos poços	65
Figura 21- Cortes Poço 1- SC em detalhe (a) e com conexão à instalação predial de águas pluviais (b).....	66
Figura 22-Cortes Poço 2-GHidro em detalhe (a) e com a conexão à instalação predial de águas pluviais (b).....	68
Figura 23- a) Instalação dos anéis de concreto e b) Tubulação de entrada de água no Poço 1-SC	69
Figura 24- Funcionamento do Poço1-SC	70
Figura 25 - a) Brita na lateral dos anéis b) Tampa de concreto perfurada.....	71
Figura 26- Funcionamento do Poço 2-GHidro	72
Figura 27-Corte da canaleta, caixa de passagem e Poço 1-SC.....	73

Figura 28-a) Corte do abrigo do sensor	b) Canaleta, vertedor e medidor de nível.....	74
Figura 29-Monitoramento de nível de água nos poços. a) Poço1-SC	b) Poço2-GHidro	75
Figura 30-Corte transversal do Poço 2-GHidro		76
Figura 31-Chuva simulada a) Poço 1-SC b)Poço 2-GHidro.....		79
Figura 32- Hidrograma gerado pelo esvaziamento do reservatório de polietileno de 2000 litros.....		80
Figura 32-Equipamento utilizado no ensaio de permeabilidade do geotêxtil		85
Figura 33- Sistema para coleta de água de chuva		86
Figura 34-Distribuição granulométrica do solo natural		89
Figura 35- Equipamento montado para ensaios na manta.		90
Figura 36-Permeâmetro utilizado no ensaio		91
Figura 37- a) Solo utilizado no ensaio com permeâmetro b) Pesagem do solo		91
Figura 39-Volumes no interior dos poços de infiltração sob o mesmo volume de entrada em função do tempo		98
Figura 40- Porcentagem de volume infiltrado nos poços em 2014.....		99
Figura 41- Porcentagem de volume infiltrado nos poços em 2015.....		99
Figura 42- Taxa de infiltração nos poços calculadas para chuvas simuladas		100
Figura 43- Taxa de infiltração inicial dos poços		100
Figura 44- Taxa de infiltração final dos poços.....		100
Figura 45-Modelagem do ensaio 1 de chuva simulada no P1-SC com o K de ensaio considerando a infiltração no fundo e nas paredes do poço.		102
Figura 46-Modelagem com k constante do ensaio 1 de chuva simulada no P1-SC		103
Figura 47-Modelagem k constante do ensaio 1 de chuva simulada no Poço2-GHidro		104
Figura 48- Gráfico típico da modelagem com permeabilidade variável no Poço1-SC.....		106
Figura 49- Gráfico típico da modelagem com permeabilidade variável no Poço2-GHidro		106
Figura 50- Comparação do ajuste de pico no Evento 1 no Poço 1-SC com a) K constante e b) K variável.....		113

Figura 51-Comparação do ajuste de pico no Evento 7 no Poço 2-GHidro com a) K constante e b) K variável	113
Figura 52-Volume percolado durante os ensaios com solo natural.....	118
Figura 53- Variação da permeabilidade do filtro do permeâmetro nos ensaios com solo natural	118
Figura 54-Volume percolado durante os ensaios com solo que passou na peneira nº200.....	118
Figura 55-Variação da permeabilidade do filtro do permeâmetro nos ensaios com solo que passou na peneira nº200	119
Figura 56-Volume percolado durante os ensaios com solo retido na peneira nº200	119
Figura 57-Variação da permeabilidade do filtro do permeâmetro nos ensaios com solo retido na peneira nº200	120
Figura 58-Vida útil do geotêxtil com solo natural.....	123
Figura 59-Vida útil do geotêxtil com solo que passou na peneira #200.....	124
Figura 60-Vida útil do geotêxtil com solo retido na peneira #200.....	124

1. INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA

O acelerado processo de urbanização e o crescimento populacional no Brasil, ocorrido principalmente depois da década de 60, deu origem a uma infraestrutura urbana inadequada e ineficiente. Os efeitos desse processo podem ser facilmente observados, especialmente nos aspectos relativos aos recursos hídricos.

Dentre os principais impactos decorrentes das alterações da bacia hidrográfica de um modo geral, tem-se o aumento do escoamento superficial, a redução da evapotranspiração, o rebaixamento do nível do lençol freático e a deterioração da qualidade das águas superficiais, que recebem grande quantidade de material sólido carregado pelas chuvas.

A solução tradicional para a drenagem urbana introduzida pelo conceito higienista no séc. XIX ainda muito utilizada é a canalização dos cursos d'água e o afastamento rápido das águas pluviais e servidas (CANHOLI, 2005).

A partir da década de 1970 muitos países reconheceram a necessidade de uma gestão mais eficiente de escoamento de águas pluviais (ELLIS; GREEN; REVITT, 2010; SOUZA, 2013). Assim, iniciou-se o uso de técnicas compensatórias em drenagem urbana, também conhecidas como *Best Management Practices* (BMP). Essas técnicas buscam neutralizar os efeitos da urbanização sobre os processos hidrológicos por meio de combinações tecnológicas que evitam a transferência rápida para jusante e facilitam a infiltração (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005).

Dentre as soluções alternativas de drenagem, os poços de infiltração de águas pluviais constituem sistemas de grande potencial para controle na fonte, visto que atuam diretamente na origem do problema, controlando o excesso de escoamento superficial no próprio local onde é gerado (CARVALHO, 2008). Os dispositivos de infiltração, além de contribuírem para a redução dos volumes de escoamento superficial, desempenham um papel na compensação das perdas na recarga dos aquíferos.

Além da utilização das BMP's como medidas estruturais, existem as medidas não estruturais, como elementos administrativos, legislação, educação, etc. Muitos municípios brasileiros estão adotando legislações que preveem o uso de poços de infiltração. No entanto, o estudo sobre o comportamento desses dispositivos de drenagem ainda é restrito e pouco conhecimento se tem sobre sua eficiência, projeto e vida útil.

No município de São Carlos, a Lei nº 15.958/2011 que dispõe sobre o Código de Obras e Edificações do Município, estabelece que “as águas pluviais deverão ser

encaminhadas até o poço de retenção ou infiltração contido no próprio lote, e o excesso canalizado sob o passeio público, até o sistema de drenagem urbana, quando existente” (SÃO CARLOS, 2011).

A exigência da lei refere-se apenas ao volume de armazenamento (5 litros para cada metro quadrado impermeabilizado do terreno), não existindo um projeto pré-definido para o dispositivo. No entanto, tem-se observado que os loteamentos utilizam uma estrutura padrão, constituída de anéis de concreto sem furos laterais, justapostos no solo.

Apesar do avanço da pesquisa brasileira na adaptação e no desenvolvimento de soluções de drenagem mais integradas urbanisticamente, Souza (2013) destaca a pouca visibilidade dessas pesquisas acadêmicas, que raramente são avaliadas em escala real. Destaca-se a importância da criação das unidades demonstrativas, visto que nelas podem ser ponderados aspectos que o dispositivo experimental não permite, como a relação diária com o público, manutenção, integração urbanística, aceitabilidade das soluções, entre outros.

Nesse contexto, esta pesquisa propõe a avaliação de dois poços de infiltração construídos em escala real na microbacia experimental do campus da Universidade Federal de São Carlos. Um dos poços (Poço 1- SC) foi construído conforme comumente utilizado no município de São Carlos e o outro (Poço 2- GHidro) foi concebido pelo Grupo de Estudos em Sistemas Hídricos Urbanos (GHidro) com o objetivo de maximizar a infiltração e aumentar a vida útil do dispositivo.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo Geral

Avaliar o comportamento de dois poços de infiltração construídos em escala real sob diferentes concepções no tocante aos aspectos de desempenho hidráulico e vida útil.

2.2. Objetivos Específicos

- Monitorar e modelar os poços de infiltração sob condições naturais e artificiais de operação.
- Avaliar os tempos de funcionamento e o desempenho dos poços no controle da vazão e volume de escoamento superficial direto.

- Avaliar a colmatção física do geotêxtil utilizado como pré-tratamento
- Estimar a vida útil do pré-filtro de geotêxtil não tecido

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Na revisão bibliográfica, primeiramente são abordados assuntos referentes à urbanização e seus impactos no ciclo hidrológico, discutindo a importância do planejamento urbano, em especial no que diz respeito à drenagem.

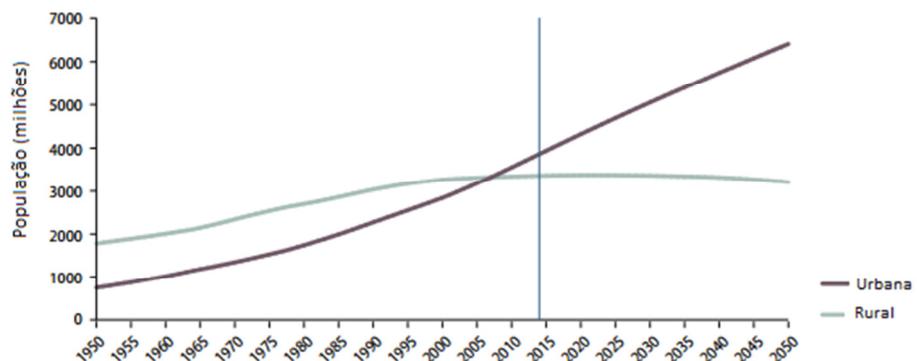
Em seguida é feito um breve relato da evolução dos sistemas de drenagem urbana, onde são levantados conceitos alternativos à drenagem urbana dita convencional e exemplificadas algumas tecnologias de controle das águas pluviais utilizadas no Brasil e no mundo.

Por fim, é feita uma exposição sobre as características e aspectos relacionados aos poços de infiltração de águas pluviais, objeto deste estudo.

3.1. Urbanização e impactos no ciclo hidrológico

Em 1950, cerca de 30% da população mundial morava em cidades. Em 2007, essa população ultrapassou a rural e, atualmente, 54% das pessoas vivem na zona urbana (ONU, 2014). Na Figura 1 pode-se observar a evolução da população urbana e rural ao longo dos anos e sua projeção para 2050.

Figura 1-População urbana e rural mundial, 1950-2050



Fonte: Adaptado de ONU-2014

No Brasil, a taxa de urbanização foi ainda maior do que a mundial e, no ano 2000, a população urbana já ultrapassava os 80%. Em regiões mais desenvolvidas, como a

região Sudeste, o percentual urbanizado chegou a quase 93% em 2010, conforme pode ser observado na Tabela 1.

Tabela 1- Percentual da população urbana na população total, segundo as Grandes Regiões

Grandes Regiões	Percentual (%)				
	1970	1980	1991	2000	2010
Brasil	55,9	67,6	75,6	81,2	84,4
Norte	45,1	51,6	59	69,9	73,5
Nordeste	41,8	50,5	60,7	69,1	73,1
Sudeste	72,7	82,8	88	90,5	92,9
Sul	44,3	62,4	74,1	80,9	84,9
Centro-Oeste	48,1	67,8	81,3	86,7	88,8

Fonte: IBGE (2010)

Esse intenso crescimento urbano tem sido caracterizado pela falta de planejamento e expansão irregular das moradias principalmente sobre zonas ambientalmente vulneráveis, como margens de rios, áreas de mananciais e em direção às colinas e morros, causando sérios impactos na infraestrutura das cidades de modo geral (CANHOLI, 2005). Os problemas decorrentes dessa expansão podem ser notados em diversos aspectos da vida urbana, como saneamento, transporte, educação, habitação, etc.

Somam-se à ocupação das áreas de risco, o desmatamento e a intensa impermeabilização do solo, refletindo diretamente sobre os processos hidrológicos, por meio da diminuição da capacidade de infiltração do solo, aumento dos escoamentos superficiais e redução dos tempos de concentração.

Essas intervenções nos processos naturais desencadeiam o surgimento de graves problemas de drenagem urbana, gerando um aumento significativo na frequência das inundações, na produção de sedimentos e na deterioração da qualidade da água. O aumento da velocidade do escoamento superficial reflete no transporte de sedimentos, crescendo o potencial erosivo do solo e conseqüentemente aumentando o assoreamento de rios e lagos. A redução do volume útil nesses corpos d'água diminui a capacidade de detenção, aumentando o risco de inundações (TUCCI, 2005; RIGHETTO; MOREIRA; SALES, 2009).

Especialistas afirmam que, atualmente, pelo menos um ponto de alagamento pode ser detectado em quase todas as cidades de médio porte no Brasil (POLETO, TASSI, 2012).

As enchentes podem trazer ainda doenças como a leptospirose, a febre tifoide e a hepatite, decorrentes do contato com a água contaminada das inundações. Nos períodos de

chuva de verão, chega a centenas o número de casos de leptospirose associados às inundações na cidade de São Paulo e a taxa de mortalidade atinge cerca de 20% deles (CANHOLI, 2005).

Inicialmente, as áreas mais afetadas pelas inundações eram as localizadas próximas aos cursos d'água, em locais de ocupação da calha secundária dos rios. Contudo, com a expansão territorial sem uma legislação e uma fiscalização que garantissem o disciplinamento adequado do uso e ocupação do solo, os problemas de alagamentos e inundações se intensificaram e se distribuíram ao longo dos centros urbanos em função da planialtimetria da cidade e do grau de impermeabilização da área de drenagem (RIGHETTO; MOREIRA; SALES, 2009).

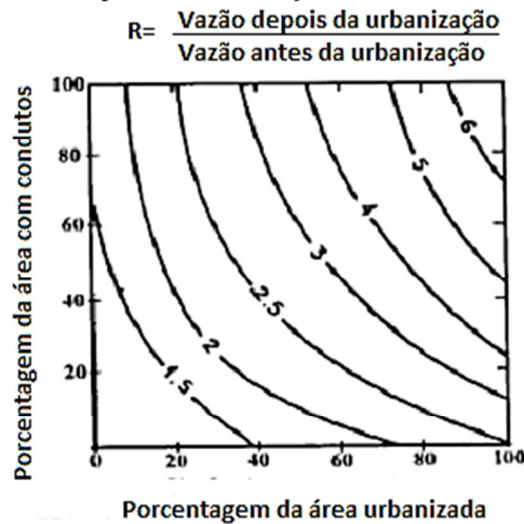
Em geral, as enchentes que ocorrem nas cidades não são previamente controladas por meio de um planejamento integrado, resultando em prejuízos ao patrimônio e à vida das pessoas (SILVA, HORA, 2013).

Por isso a gestão das águas urbanas deve estar associada com o planejamento das cidades e suas atividades. É necessária a adoção de soluções de caráter multidisciplinar, em que sejam analisados de forma integrada todos os aspectos voltados às obras de infraestrutura e de planejamento urbano (CANHOLI, 2005). Deve-se considerar o desenho da malha urbana e sua expansão, o zoneamento de atividades, a rede viária e de transportes, aspectos paisagísticos, dentre outros, a fim de obter benefícios econômicos, estéticos e ecológicos (POMPÊO, 2000).

3.1.1. Impactos negativos na quantidade de água

A impermeabilização das superfícies ocasionada pela urbanização aumenta consideravelmente a vazão de água pluvial gerada. Leopold (1968) compilou alguns dados obtidos em estudos e verificou que a vazão de pico em uma área urbanizada pode ser até seis vezes maior do que a vazão natural da bacia, dependendo da porcentagem de urbanização e da porcentagem da área servida pela rede de drenagem. Os estudos foram feitos para uma bacia de drenagem de uma milha quadrada (aproximadamente 2,5 km²). A Figura 2 representa os resultados desse estudo.

Figura 2- Impacto da urbanização sobre a vazão máxima.

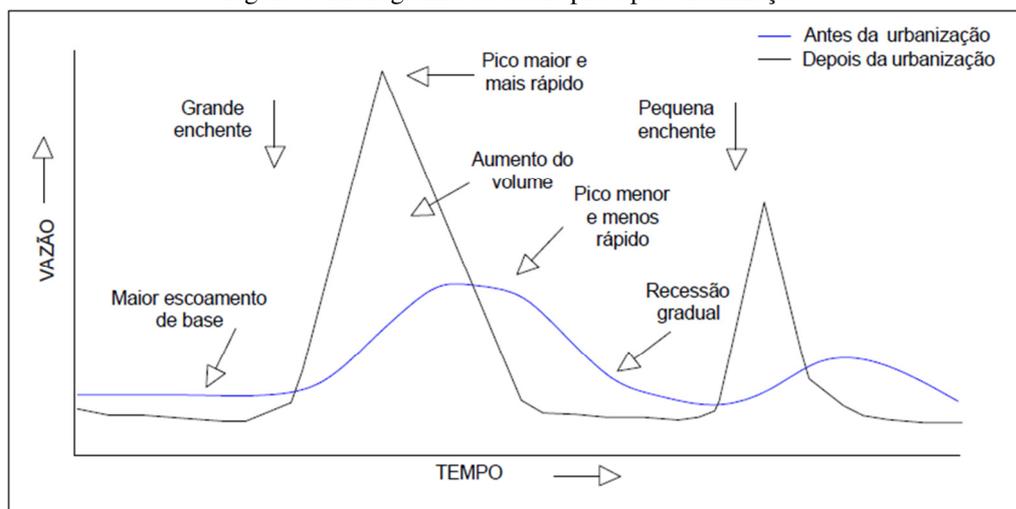


Fonte: Adaptado de Leopold (1998).

De acordo com Schueler (1987), uma bacia hidrográfica em condições moderadas de desenvolvimento pode produzir 50% mais escoamento superficial em comparação com uma bacia florestada, durante um mesmo evento de chuva.

Na Figura 3 é mostrado um hidrograma de uma bacia hidrográfica em condições de pré-desenvolvimento em comparação com um hidrograma de uma bacia já desenvolvida.

Figura 3- Hidrogramas de bacia pré e pós urbanização.



Fonte: Adaptado de Schueler (1987).

Nesta figura é possível notar que há uma significativa mudança no hidrograma da bacia após a urbanização. O pico de vazão de uma bacia urbanizada é muito maior e

atingido mais rapidamente do que o de uma bacia antes do processo de urbanização. Isso ocorre porque em uma bacia não urbanizada a interceptação pelas árvores e a infiltração no solo auxiliam no retardo e na diminuição do volume de escoamento, enquanto que na bacia urbanizada as áreas impermeáveis e as canalizações aceleram e produzem maior escoamento.

Tucci (2000) fez um estudo em bacias hidrográficas brasileiras e concluiu que para cada 10% de aumento de área impermeável ocorre cerca de 100% de aumento no coeficiente e no volume de escoamento superficial. Barbassa (1991) simulou o efeito da urbanização em duas bacias hidrográficas no município de São Carlos-SP e concluiu que houve um aumento na vazão de pico de 20% em determinada seção de um córrego, devido à impermeabilização da bacia no período de 1980 a 1990.

O impacto na quantidade de água produzida favorece o aparecimento de erosões ou sobrecarga o sistema de drenagem de águas pluviais, refletindo diretamente no aumento do número de alagamentos e inundações nas cidades. Diante desses dados, nota-se a fundamental importância da adoção de medidas de redução na produção e controle de escoamento pluvial.

3.1.2. Impactos na qualidade da água

Os impactos decorrentes da urbanização sem planejamento, além de interferirem na quantidade de água pluvial produzida, também prejudicam a qualidade dessa água. A poluição das águas pluviais é derivada do arraste dos poluentes atmosféricos e dos poluentes presentes nas superfícies urbanas, que são transportados e lançados para o corpo receptor. Esse tipo de poluição é denominada poluição difusa, visto que os poluentes provêm de diversas fontes geradoras distribuídas pela cidade.

A poluição difusa advém das atividades humanas desenvolvidas no processo de ocupação e uso do solo na bacia urbana. Na Figura 4 são apresentados os principais tipos de poluentes urbanos, suas fontes e impactos produzidos.

Figura 4-Principais tipos de poluentes urbanos, suas fontes e impactos produzidos.

POLUENTES	ORIGEM	IMPACTOS
Nitrogênio e Fósforo	Sistemas sépticos inadequados; desmatamento; fertilizantes.	Reduz o OD (oxigênio dissolvido); crescimento de algas; degradação da água de consumo.
Sedimentos	Obras de construção; áreas desmatadas; processos erosivos.	Aumento da turbidez; redução do OD; degradação da vida aquática.
Organismos patogênicos	Lançamentos de efluentes domésticos; sistemas sépticos inadequados.	Riscos à saúde humana pelo consumo; inviabilidade do uso recreacional.
Metais pesados: chumbo, cádmio, zinco, mercúrio, alumínio, entre outros.	Processos industriais; resíduos de óleo do motor; mineração; queima de combustíveis.	Toxicidade da água e do sedimento; acumulação na atividade biológica e na cadeia alimentar.
Pesticidas; produtos sintéticos	Herbicidas, fungicidas, inseticidas; processos industriais; lavagem de solos contaminados.	Toxicidade da água e do sedimento; acumulação na atividade biológica e na cadeia alimentar.

Fonte: Adaptado de Righetto; Moreira; Sales (2009)

Outras fontes de poluição são as vias de tráfego, por onde são carreados sólidos suspensos totais, hidrocarbonetos, metais pesados e poluentes encontrados em superfícies urbanas como telhados residenciais, industriais e calçadas. Nestas superfícies também podem estar presentes fezes de animais como aves e roedores, poeira, folhas, galhos de árvores, resíduos de tintas, etc.

Além da origem antropogênica, as impurezas contidas nas águas escoadas também podem ter origem natural, conforme mostrado na Tabela 2.

Tabela 2-Origem das impurezas na água

ORIGEM	IMPUREZAS	
Contato da água com os minerais do solo e rochas	Cálcio Ferro Fosfatos Sódio Zinco Manganês	Bicarbonatos Carbonatos Nitratos Silicatos Sulfatos Magnésio
Atmosfera	Hidrogênio livre (H ⁺) Bicarbonatos Sulfatos Cloretos	
Decomposição de matéria orgânica	Amônia Cloretos Nitratos Sulfatos	Hidrogênio Nitritos Radicais Orgânicos
Organismos vivos	Bactérias Vírus Algas	
Fontes antropogênicas	Íons inorgânicos Metais pesados Moléculas orgânicas	

Fonte: Adaptado de FCTH (2002)

Em geral, a quantidade de material suspenso na drenagem pluvial é muito superior à encontrada no esgoto *in natura* (TUCCI, 2005). De acordo com Tomaz (2009) é muito difícil estimar o valor de sólidos totais em suspensão presentes nas águas pluviais, pois o mesmo pode variar de 114 mg/L até aproximadamente 4000 mg/L dependendo da situação local.

Segundo Urbonas e Stahre (1993), muitos estudos mostram que a concentração de poluentes é maior no início do processo de escoamento, dependendo da intensidade e duração da chuva. Para Schueler (1987) os primeiros 25 mm de escoamento superficial transportam a maior parte da carga poluente de origem pluvial. Conforme Tucci (2012), são os primeiros quinze minutos de chuva que representam maior fonte de poluição. Tomaz (2011) considera que são os primeiros 10 minutos de chuva.

Luca e Vasquez (2000) citado por Reis, Oliveira e Sales (2008) analisaram os padrões físico-químicos da água pluvial na região metropolitana de Porto Alegre e descobriram elevados teores de amônia, fosfato, cromo e mercúrio. Ao analisarem amostras de água de chuva precipitada sobre o telhado de um bloco da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, May (2004) encontraram coliformes totais em 89% das amostras e coliformes fecais em 50% das amostras, indicando elevado grau de contaminação bacteriológica.

A qualidade da água pluvial depende de vários fatores como frequência da limpeza urbana, intensidade da precipitação e sua distribuição espacial e temporal e uso e ocupação da área urbana (TUCCI, 2002). A identificação dos agentes poluidores, sua origem e seus impactos, bem como sua forma de remoção são imprescindíveis para evitar efeitos danosos na qualidade das águas, como, por exemplo, a contaminação do lençol freático e a eutrofização de corpos d'água.

3.2. Evolução dos sistemas de drenagem urbana

Tradicionalmente, o sistema de drenagem é concebido visando a transferência das águas pluviais e servidas para pontos de menor cota o mais rápido possível. Isso pode ser feito por meio de estruturas como valas, sarjetas e galerias de águas pluviais que transmitem o escoamento ao córrego ou rio mais próximo (URBONAS E STAHERE, 1993).

Ocorre que, à medida que a cidade se desenvolve, essas estruturas acabam tornando-se ineficientes e fazendo com que esta solução, introduzida pelo conceito higienista (séc. XIX) e ainda muito utilizada nos dias atuais, transfira o problema para a área jusante,

agravando a situação e aumentando os impactos sociais, ambientais e econômicos envolvidos (CANHOLI, 2005; RIGHETTO; MOREIRA; SALES, 2009).

Outra desvantagem advinda desse processo que envolve a canalização dos rios foi a redução do papel dos cursos d'água como elemento da paisagem e de embelezamento das cidades (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005).

A partir da década de 1970, com o aparecimento das questões ambientais e os questionamentos sobre os impactos dessa prática de transporte rápido a jusante, começou uma fase de transição da abordagem higienista para a ambiental, onde a drenagem urbana deixa de ser apenas um problema de engenharia e passa a se integrar ao planejamento ambiental das cidades (SILVEIRA, 2002; URBONAS E STAHRÉ, 1993).

De acordo com Righetto, Moreira e Sales (2009), o conceito de desenvolvimento sustentável tem sido usado como base nas políticas ambientais de alguns países desenvolvidos e a demanda por esse conceito tem produzido impacto relevante na concepção dos sistemas de drenagem nos últimos anos.

Dessa forma, soluções alternativas para lidar com a gestão das águas urbanas começam a ser propostas, buscando promover o retardamento dos escoamentos, aumentando o tempo de concentração e, conseqüentemente, diminuindo o pico de cheias, a fim de se evitar as perturbações causadas pelas inundações. Essas soluções preveem a redução dos volumes de escoamento superficial por meio de sua contenção no local da precipitação utilizando métodos que se baseiam no aumento das áreas de infiltração ou no armazenamento temporário em reservatórios (CANHOLI, 2005).

Dentro dessa abordagem ambiental, as tecnologias alternativas de drenagem procuram atuar na reconstituição das vazões naturais e na qualidade da água. Além de se tratar o problema quantitativo e qualitativo da drenagem, também busca-se modificar as questões de convivência com a água no meio urbano, integrando o rio novamente à cidade de forma harmoniosa. Percebe-se dessa forma a necessidade de uma visão que trate os diversos aspectos relacionados à drenagem urbana de maneira indissociável (SOUZA, 2002).

Esse conceito estrutural, novo e alternativo ao convencional que vem sendo desenvolvido e empregado em algumas cidades recebe o nome de BMPs (*Best management practices*), e são descritas em Urbonas e Stahre (1993) como uma variedade de técnicas utilizadas para reduzir a frequência das inundações e a poluição devido à drenagem urbana. As BMPs consistem em planejar o controle de águas pluviais em escala das bacias hidrográficas e usar estruturas alternativas para armazenamento e infiltração do escoamento,

amenizando os efeitos da urbanização (EPA, 2014; URBONAS E STAHR, 1993; SCHUELER, 1987).

Em algumas localidades dos EUA, a implementação dessas medidas de controle na fonte tem trazido benefícios econômicos e ambientais significativos, contribuindo para a conservação de áreas verdes e o controle das alterações dos processos hidrológicos, de forma integrada às atividades urbanas. Um estudo realizado por Coombes et al. (2002) demonstrou que, para um município de cerca de 450.000 habitantes, o uso de tanques de água de chuva juntamente com outras medidas de controle na fonte podem produzir economias estimadas em até US\$ 67 milhões.

Apesar dos significativos benefícios econômicos, sociais e ambientais derivados da utilização mais eficiente dos recursos hídricos, de acordo com Coombes et al. (2002), um grande empecilho para o desenvolvimento da aplicação dos BMPs é a percepção errônea de que essas técnicas possuem execução mais dispendiosa que a convencional.

No Brasil, os avanços na pesquisa em drenagem urbana e manejo de águas pluviais se deram a partir do início da década de 1990. A partir dos anos 2000 essa abordagem evoluiu para uma consideração mais abrangente da bacia hidrográfica e do impacto dos padrões urbanísticos nos processos hidrológicos.

Apesar desses avanços, no Brasil, grande parte das obras de drenagem ainda segue o conceito higienista, em função da falta de pesquisa aplicada para o estabelecimento de critérios de uso, aliada ao conservadorismo do setor (SOUZA, 2002).

O uso de dispositivos de controle no sistema de drenagem deve estar incorporado ao desenho urbanístico levando em conta sua relação com o ambiente natural e a forma como esse está delineado (elevações, depressões, cursos d'água, etc.). Essa abordagem é colocada nos conceitos internacionais de LID (*Low Impact Development*) nos EUA e Canadá, SUDS (*Sustainable Urban Drainage Systems*) no Reino Unido, WSUD (*Water Sensitive Urban Design*) na Austrália e LIUDD (*Low Impact Urban Design and Development*) na Nova Zelândia (POLETO, 2011). O objetivo dessas abordagens é simular a condição de pré-desenvolvimento implementando medidas que funcionam analogamente aos processos naturais (APT, 2010; POLETO E TASSI, 2012).

Tavanti e Barbassa (2012) compararam um cenário de pré-ocupação, um cenário com urbanização convencional e um cenário LID em uma microbacia de 8,95 hectares. Concluíram que através do uso de técnicas compensatórias e outras medidas integradas (cenário LID), é possível atingir a redução das vazões de pico de 1,7 m³/s para 0,20 m³/s em relação ao cenário convencional, permitindo o armazenamento de um volume de

água de 854 m³ nas estruturas de infiltração locais propostas (valas, trincheira e pavimentos permeáveis).

Maiores detalhes sobre LIDs e BMPs podem ser encontrados em manuais desenvolvidos em diversas localidades dos EUA. Por exemplo, em Prince George's Conty, Maryland, há o *Low-Impact Development Design Strategies* (MARYLAND, 1999); em Anchorage, Alaska, há o *Low Impact Development Design Guidance Manual* (ALASKA, 2008); e em Trenton, New Jersey, há o *New Jersey Stormwater Best Management Practices Manual* (NEW JERSEY, 2004).

Esses manuais expõem parâmetros de projetos, questões relacionadas ao dimensionamento, custos, vantagens e desvantagens, além de outras informações importantes sobre construção e monitoramento desses tipos de estruturas. Ressalta-se a importância do desenvolvimento desses manuais para cada localidade, visto que diferentes características espaciais exigem diferentes parâmetros de projetos.

Na conceituação atual de manejo de águas pluviais urbanas deve haver associação de um conjunto de ações e soluções de caráter estrutural e não estrutural, a fim de haver controle e minimização efetivos dos impactos na drenagem urbana. Obras de grande e pequeno porte, planejamento e gestão de ocupação do espaço urbano – com legislações e fiscalizações eficientes quanto à geração de escoamentos superficiais originária dos diferentes usos e ocupações do solo – devem estar envolvidos nesse processo (RIGHETTO; MOREIRA; SALES, 2009).

3.3. Medidas de controle de águas pluviais

As medidas de controle da inundação podem ser classificadas em estruturais e não estruturais. As medidas estruturais são aquelas que modificam o sistema de forma construtiva para evitar os prejuízos decorrentes das enchentes. As medidas não estruturais envolvem normas, regulamentos e programas de gestão urbana a fim de melhorar a convivência da população com as inundações e reduzir os prejuízos advindos dela.

O planejamento ideal é aquele que contém uma combinação dos dois tipos.

3.3.1. Medidas estruturais

As medidas estruturais consistem em obras de engenharia implementadas para reduzir o risco das enchentes. Tais medidas incluem: obras de captação, como bueiros e bocas-de-lobo; obras de transporte, como galerias e canais; e obras de armazenamento, como

as bacias de detenção, reservatórios de acumulação de águas pluviais etc. (RIGHETTO; MOREIRA; SALES, 2009).

Os sistemas estruturais permitem o controle quantitativo da vazão gerada na bacia pelo armazenamento temporário do volume escoado, e qualitativo pela redução da carga poluidora, que pode ficar retida nas estruturas.

Existe uma grande variedade de sistemas estruturais de drenagem urbana. A finalidade desses sistemas pode ser deter, reter, infiltrar ou transportar o escoamento gerado na bacia – todos com o objetivo de reduzir os impactos provocados pela urbanização.

3.3.2. Medidas não estruturais

As medidas não estruturais de drenagem são aquelas que se relacionam com as ações de gestão e gerenciamento das águas pluviais nas bacias e sub-bacias que compõem o território urbano de uma cidade, enfocando não somente o problema específico das enchentes, mas, principalmente, o uso racional e a estética do espaço urbano, visando o bem-estar e a qualidade de vida da população (RIGHETTO; MOREIRA; SALES, 2009).

As medidas não estruturais em conjunto com as estruturais podem minimizar significativamente os prejuízos, com um custo menor. As ações não estruturais podem ser eficazes a custos menores e horizontes de atuação mais longos (CANHOLI, 2005).

Apesar de alcançarem excelentes objetivos quanto à redução dos problemas de drenagem urbana, essas medidas exigem esforços de conscientização popular, legislação apropriada, fiscalização do uso e de ocupação dos espaços urbanos e manutenção regular dos elementos estruturais (RIGHETTO; MOREIRA; SALES, 2009).

Os sistemas não estruturais buscam reduzir a geração do escoamento e carga poluidora envolvendo ações que procuram modificar padrões de comportamento da população. Fazem parte dessas medidas instrumentos de planejamento municipal, legislações, zoneamento, controle e racionalização do uso do solo urbano, programas de educação ambiental, planos diretores, planos diretores de drenagem urbana dentre outras (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005).

Algumas medidas não estruturais de controle do escoamento na fonte podem ser agrupadas em categorias, conforme mostra a Tabela 3.

Tabela 3-Categorias de medidas não estruturais.

PRINCIPAIS CATEGORIAS	MEDIDAS NÃO ESTRUTURAIS
Educação pública	Educação pública e disseminação do conhecimento
Planejamento e manejo da água	Equipe técnica capacitada Superfícies com vegetação Áreas impermeáveis desconectadas Telhados verdes Urbanização de pequeno impacto
Manutenção dos dispositivos de infiltração nas vias	Varrição das ruas Coleta de resíduos sólidos Limpeza dos sistemas de filtração Manutenção das vias e dos dispositivos Manutenção dos canais e cursos d'água
Controle de conexão ilegal de esgoto	Medidas de prevenção contra a conexão ilegal Fiscalização; detecção, retirada e multa Controle do sistema de coleta de esgoto e de tanques sépticos
Reuso da água pluvial	Jardinagem e lavagem de veículos Sistema predial Fontes e lagos

Fonte: Adaptado de Righetto; Moreira e Sales (2009).

A principal medida não-estrutural é a legislação para controle dos futuros desenvolvimentos. Essa legislação pode ser incorporada ao Plano Diretor Urbano ou em decretos municipais específicos (TUCCI, 2003).

3.3.3. Planos Diretores

O gerenciamento da drenagem urbana nas cidades brasileiras é geralmente realizado pelas prefeituras municipais, prática mundialmente comum. Porém, diferente de alguns países, no Brasil falta integração das políticas referentes à drenagem com o planejamento urbano. Além disso, muitas vezes não há recursos técnicos e financeiros para enfrentar os problemas gerados com a falta de planejamento, piorando a situação (CANHOLI, 2005; RIGHETTO; MOREIRA; SALES, 2009).

Um dos instrumentos que pode ser utilizado para alcançar essa integração são os planos diretores de drenagem urbana. Esses planos têm um papel de destaque nas grandes cidades, sendo essencial a conexão do planejamento da cidade com o planejamento do uso da água urbana.

De acordo com TUCCI (1997), um Plano Diretor de Drenagem Urbana deve buscar planejar a distribuição da água no tempo e no espaço com base na tendência de ocupação urbana, compatibilizando esse desenvolvimento e a infraestrutura para evitar

prejuízos econômicos e ambientais; controlar a ocupação de áreas de risco de inundação através de restrições nessas áreas de alto risco e convivência com as enchentes nas áreas de baixo risco.

Conforme realça Tucci (2003), esse plano se baseia em diretrizes, das quais se destacam que “os novos desenvolvimentos não podem aumentar a vazão máxima de jusante; o planejamento e o controle dos impactos existentes devem ser elaborados considerando a bacia como um todo; o horizonte de planejamento deve ser integrado ao Plano Diretor da Cidade; e o controle dos efluentes deve ser avaliado de forma integrada com o esgotamento sanitário e os resíduos sólidos”.

Ao mesmo tempo em que um plano diretor bem elaborado e aplicado contribui para uma drenagem urbana mais eficiente, as deficiências das políticas no setor de saneamento agravam os problemas de poluição, contaminação de solos e águas, comprometimento do lençol subterrâneo e proliferação de vetores. Nesse sentido, é desejável a integração das políticas públicas a fim de apresentarem respostas técnicas aos problemas no setor de drenagem urbana, dialogando com o tema da gestão sem desprezar os aspectos sociais das cidades. Assim, os Planos Diretores Municipais devem manter interface com o saneamento ambiental no que diz respeito à drenagem urbana e infraestruturas relacionadas, de modo a também minimizar os problemas de desigualdade socioambiental existentes no Brasil (SILVA e HORA, 2013).

Silva e Hora (2013) fizeram um estudo dos planos diretores de três grandes cidades brasileiras e concluíram que, embora tenham sido encontrados diretrizes, instrumentos, ações e programas com interface em drenagem urbana, as abordagens técnicas são bastante genéricas. Ressaltam que para obter soluções eficientes é essencial a elaboração de planos diretores específicos de drenagem urbana.

A prefeitura de Porto Alegre- RS introduziu no Plano Diretor Urbano e Ambiental um artigo que obriga alguns tipos de empreendedores a manter as condições hidrológicas originais da bacia, por meio de alternativas de amortecimento da vazão pluvial (PORTO ALEGRE, 2010).

Em São Carlos-SP, o Plano Diretor de Drenagem Urbana Ambientalmente Sustentável foi elaborado em 2011 e pretende auxiliar a Prefeitura com subsídios técnicos e institucionais na redução dos impactos causados pelas inundações. O plano apresenta a proposição de medidas estruturais e não estruturais, dentre elas a elaboração de um manual de drenagem, com diretrizes básicas para projeto de microdrenagem e orientação para

profissionais que atuam no planejamento e nos projetos relacionados à drenagem urbana (DECINA, 2012).

3.4. Medidas não convencionais de controle na fonte

As medidas não convencionais em drenagem urbana diferem do conceito tradicional de canalização na medida em que priorizam o controle de escoamento na fonte, seja por meio de infiltração, retenção ou detenção, retardando o fluxo nas calhas dos córregos e rios.

Conforme visto, o aumento da impermeabilização do solo nas áreas urbanizadas dificulta a infiltração das águas pluviais nas superfícies ocupadas. Dentre os impactos causados por essa ocupação está o desequilíbrio do balanço hídrico natural, ocasionando o aumento do volume de escoamento superficial e a ocorrência de inundações.

As técnicas compensatórias são medidas não convencionais de controle na fonte ou lote, cujo objetivo é preservar as condições hidrológicas da bacia pré-urbanizada ou vazões de restrição, reduzindo os impactos causados com a urbanização e controlando o excesso de escoamento superficial no local onde é gerado.

De acordo com Urbonas e Stahre (1993) as vantagens dos sistemas de controle na fonte incluem recarga das águas subterrâneas, preservação da vegetação natural, redução do transporte de poluentes para os rios e córregos, redução da vazão de pico à jusante, redução do escoamento de base em sistemas combinados e galerias pluviais menores, resultando em menores custos.

As desvantagens, para a realidade americana, são que a maioria dos escoamentos são provenientes de ruas e grandes áreas comerciais, e os lotes residenciais podem ter pouco impacto sobre o escoamento. Pode também haver a colmatagem do solo e falha no sistema, muitos sistemas podem não receber a manutenção adequada e o nível do lençol freático pode subir, danificando as fundações das construções (URBONAS e STAHERE, 1993).

As estruturas compensatórias podem ser classificadas em dispositivos de armazenamento temporário e dispositivos de infiltração, de acordo com a ação que exercem sobre os processos hidrológicos. Os dispositivos de infiltração atuam na redução de volumes, e os de armazenamento na redução das vazões, promovendo armazenamento temporário das águas pluviais (SILVEIRA, 2002).

Os dispositivos cujo exutório é a rede de drenagem normalmente têm por objetivo principal retardar o escoamento pluvial para sua liberação defasada, com pico amortecido, ao seu destino. Alguns reservatórios residenciais em lotes e bacias de retenção são exemplos típicos destes dispositivos de armazenamento.

Os dispositivos de infiltração recebem o escoamento superficial direto e tem como exutório o solo. Pavimentos permeáveis, trincheiras de infiltração, poços de infiltração, faixas e valas gramadas são alguns exemplos de tais dispositivos. Há ainda alguns sistemas mistos que têm como exutório o solo e a rede de drenagem.

Essas técnicas podem ser utilizadas em conjunto ou separadamente, de acordo com o projeto proposto e as necessidades locais, proporcionando uma boa relação custo/benefício, além de ganhos sociais, econômicos e ambientais. Geralmente os sistemas produzem melhores resultados quando aplicados em conjunto e em várias partes da bacia, compondo um projeto maior de controle de águas pluviais (POLETO E TASSI, 2012).

Existe uma ampla variedade de técnicas compensatórias com diferentes modos de dimensionamento e características técnicas, os quais são dependentes de particularidades locais, tais como regime pluviométrico, característica do solo, profundidade do lençol freático, aspectos legais e disponibilidade de espaço.

De acordo com Righetto, Moreira e Sales (2009), antes da implantação de um controle não convencional devem ser observados os seguintes aspectos:

- Disponibilidade de espaço físico para implantação dos dispositivos, especialmente em caso de áreas densamente urbanizadas;
- Definição dos dispositivos mais adequados em função dos tipos de poluentes presentes no escoamento, com a verificação continuada da eficiência de funcionamento;
- Comportamento do lençol freático na estação chuvosa – informação importante no caso de sistemas de infiltração pois tem influência direta na capacidade de armazenamento;
- Levantamento do perfil litológico do local – solos com alta capacidade de percolação são necessários ao funcionamento de sistemas de infiltração da água no solo;
- Análise dos custos de implantação e manutenção da estrutura, considerando a disponibilidade de material no local, facilidade de manutenção, eficiência de remoção de poluentes, disponibilidade e treinamento de pessoal técnico.

3.4.1.Sistemas de retenção e retenção

As bacias de retenção são reservatórios que armazenam a água de chuva por curtos períodos, reduzindo o pico dos hidrogramas de cheias, contribuindo para a redução das inundações urbanas. Geralmente elas não reduzem o volume de escoamento direto, apenas redistribuem as vazões ao longo de um tempo maior.

Embora estas estruturas apresentem como principal função o amortecimento das ondas de cheias e a redução das inundações urbanas, elas podem também proporcionar a captação de sedimentos e detritos, assim como a recuperação da qualidade das águas dos córregos e rios urbanos.

As bacias de retenção que mantêm uma lâmina de água permanente, funcionando como uma espécie de lago, apresentam-se como uma alternativa muito interessante do ponto de vista paisagístico e de lazer. Essas bacias exigem volumes maiores que as bacias de retenção, pois mantêm parte de seu volume preenchido pela lâmina de água permanente.

3.4.2.Sistemas de infiltração

Dentre as medidas alternativas que já vem sendo adotadas por algumas cidades, as estruturas de infiltração vêm ganhando espaço (ARAÚJO et al., 2012). A infiltração é o processo de transferência do fluxo da água superficial para o interior do solo.

Nesse processo, o fluxo descendente da água infiltrada através da camada superior do solo (zona não-saturada) até o lençol freático (zona saturada) é denominado de percolação. Essa ação depende da porosidade e da permeabilidade do solo. A porosidade efetiva é definida com a quantidade de água que pode ser drenada do solo saturado e a permeabilidade é a medida de quão rápido a água pode se mover através do solo (URBONAS e STAHERE, 1993). Esses fatores dependem das características do solo e do estado de umidade da zona não-saturada.

Ao criar condições que permitam o aumento das taxas de infiltração de água no solo em regiões urbanizadas, é possível reduzir os custos com sistemas de drenagem e minimizar os impactos do aumento do escoamento superficial a jusante.

Aplicando soluções de drenagem que induzam a infiltração da água pluvial no terreno, é possível reduzir o volume de descarga nas sarjetas e galerias pluviais, restabelecer o balanço hídrico, criar pontos de recarga do lençol freático, reduzir as vazões máximas à jusante e minimizar a ocorrência de enxurradas. Além disso, a adoção desse tipo de sistema de

drenagem contribui para a melhoria da qualidade da água urbana, pois o volume infiltrado geralmente não carrega a mesma carga poluidora das águas que escoam pelas ruas (REIS; OLIVEIRA; SALES, 2008; URBONAS E STAHRÉ,1993; ARAÚJO et al.,2012; RIGHETTO; MOREIRA; SALES, 2009).

Apesar de serem importantes na recarga do aquífero, essas estruturas devem ser escolhidas com base na qualidade do escoamento superficial direto e na vulnerabilidade do aquífero, para não haver contaminação.

Hasegawa et al. (1999) citado por Souza (2002), atenta para o fato de que, na instalação de dispositivos de infiltração, a densidade de utilização deve ser observada para evitar que um dispositivo tenha influência sobre outro, reduzindo-lhe o desempenho.

A seguir são listadas algumas vantagens das estruturas de infiltração conforme Carvalho et al. (2012):

- a) redução da necessidade de ampliação das redes existentes ou de novas redes de drenagem no sistema convencional;
- b) descentralização do sistema de drenagem pluvial;
- d) melhoria na qualidade dos corpos hídricos receptores;
- e) aumento da recarga do lençol freático;
- f) valorização da paisagem urbana, nos casos de implantação em zonas de múltiplo uso através dos espelhos d'água, bacias de retenção ou detenção, entre outros;
- g) redução da propagação de poluentes e materiais sólidos.

As principais desvantagens são:

- a) dificuldade de implantação em áreas densamente ocupadas;
- b) preocupação com a manutenção do sistema para manter sua eficiência e vida útil;
- c) interferência em estruturas vizinhas devido à percolação de água no solo;
- d) risco de contaminação do lençol freático;
- e) risco de erosão interna capaz de provocar subsidências de grandes dimensões.

Nos tópicos 3.4.3 a 3.4.9 descritos alguns dispositivos de infiltração e no item 3.5 detalha-se as características do poço de infiltração.

3.4.2.1. Trincheiras de infiltração

As trincheiras de infiltração são dispositivos lineares que têm o objetivo de captar, armazenar e infiltrar uma parcela do escoamento superficial gerado numa determinada área, reduzindo o volume da água pluvial que chega até as galerias e retardando os picos do hidrograma de cheias. Essa estrutura pode funcionar como reservatório de amortecimento de cheias, proporcionando a redução dos volumes e das vazões máximas e restabelecer parte da infiltração que é perdida com a urbanização da bacia hidrográfica (SOUZA, 2002; LUCAS, 2011; GRACIOSA, MENDIONDO e CHAUDHRY, 2008).

A Figura 5 ilustra um desenho esquemático de uma trincheira de infiltração em funcionamento.



Fonte: <http://www.ricecreek.org/>

As trincheiras são constituídas por valas escavadas no solo e preenchidas por materiais de diferentes granulometrias (brita pedras de mão, tijolos quebrados, entre outros). Esse material de preenchimento, embora reduza o volume útil da trincheira, propicia maior estabilidade do talude e melhores condições de segurança (LUCAS, 2011).

É comum o uso de geotêxteis não tecidos sob o material granular cuja finalidade é impedir a entrada de finos no dispositivo. Seu funcionamento pode ser efetuado diretamente, deixando os volumes escoarem até a estrutura, ou através de tubulação perfurada implantada ao longo de seu comprimento. Para evitar a colmatação da estrutura recomenda-se que a água pluvial passe por um pré-tratamento que remova as partículas maiores (DANIEL JUNIOR, 2013).

Graciosa (2005) citado por SOUZA (2002) estudou trincheiras de infiltração em lotes e encontrou uma estimativa de redução no escoamento gerado pela microbacia na ordem de 60 a 65% para um período de retorno (T_r) de 2 anos, e de 48 a 83% para 5 anos.

Pode-se utilizar trincheiras em associação com outros sistemas, como por exemplo o sistema filtro-vala-trincheira estudado e modelado por Lucas, Barbassa e Moruzzi

(2013), conforme mostrado na Figura 6. O sistema foi modelado com a adaptação do método de Puls e a validação resultou em valores médios de coeficiente de Nash-Sutcliffe (NS) de 0,43, erros relativos de nível máximo de 29% e de tempo de esvaziamento de 36%.

Figura 6- Sistema FVT Ufscar



Fonte: GHidro

Para que o uso de trincheiras seja aplicado em larga escala, são necessárias maiores constatações de seu desempenho a longo prazo, além de ferramentas que auxiliem no projeto e dimensionamento (GRACIOSA; MENDIONDO; CHAUDHRY, 2008).

3.4.2.2. Valas de infiltração

As valas de infiltração, também conhecidas como valas gramadas, são dispositivos de drenagem lateral, muitas vezes utilizados paralelos às ruas, em fundos de lotes residenciais, estradas e estacionamentos. São escavadas no solo podendo ou não ser revestidas internamente com filtro geotêxtil. As valas concentram o fluxo das áreas adjacentes e criam condições para uma infiltração ao longo do seu comprimento. Após uma precipitação intensa, o nível sobe e, como a infiltração é mais lenta, mantém-se com água durante algum tempo. Portanto, o seu volume deve ser o suficiente para não ocorrer alagamento.

A entrada de sólidos finos na estrutura pode comprometer o seu funcionamento. Para melhorar o desempenho e aumentar a vida útil da vala de infiltração é recomendado, portanto, um dispositivo de filtragem na entrada. A vala é indicada para projetos com área de contribuição a montante menor que quatro hectares (RIGHETTO; MOREIRA; SALES, 2009).

3.4.2.3. Canal gramado

Os canais gramados são dispositivos cujo objetivo é conduzir as águas pluviais. Por serem gramados, possibilitam a remoção de alguns tipos de poluentes visto que a vegetação atua como uma espécie de filtro biológico. Moruzzi, Felipe e Barbassa (2016) estudou a remoção de sedimentos em vala gramada (Figura 7) e encontrou eficiência de até 70% na remoção de material particulado.

Figura 7- Vala gramada UFSCar.



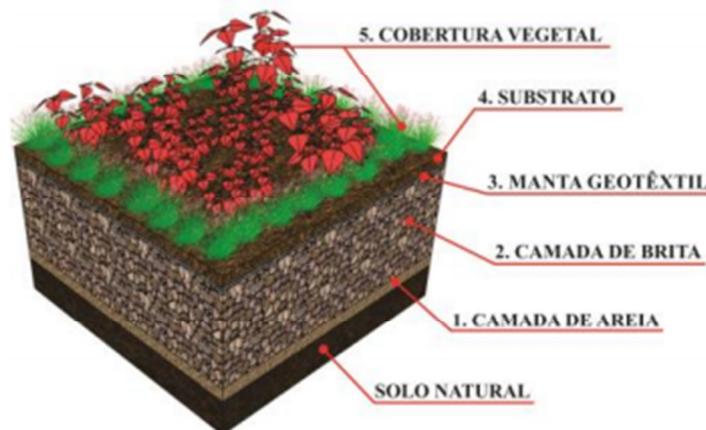
Fonte: Felipe (2013)

3.4.2.4. Jardim de infiltração

É uma técnica de controle na fonte, constituída de área vegetada que recebe a água da chuva de superfícies impermeáveis próximas (telhados, estradas e parques de estacionamento), baseada no conceito de biorretenção (MELO ET AL. 2014).

Geralmente, esse tipo de jardim possui uma camada inicial de solo que possibilita o desenvolvimento da vegetação, seguida de uma camada de material granular onde a água fica armazenada. Na Figura 8 é mostrado um corte de um jardim de infiltração.

Figura 8- Corte jardim de infiltração.



Fonte: Melo et al. 2014

Esses sistemas integram a paisagem natural da região, podendo fazer uso de plantas de diferentes espécies e tamanhos. Em geral, localizam-se em depressões ou áreas mais baixas do terreno, para onde encaminha o escoamento gerado na bacia. O escoamento resultado das chuvas fica primeiramente retido e depois ocorre a infiltração da água no solo. Enquanto isso ocorre, a água passa por um processo de limpeza pelas plantas e microrganismos ali presentes, fazendo com que o jardim de chuva funcione como uma reprodução do ecossistema natural. Os poluentes são removidos da água mediante adsorção, filtração e decomposição da matéria orgânica.

As plantas, portanto, são componentes fundamentais nesse sistema, responsáveis pela integração da paisagem e retirada da água e dos poluentes. A limpeza e manutenção são essenciais para que a colmatação do solo por depósito de sedimentos não torne o ambiente favorável à proliferação de mosquitos e vetores (RIGHETTO; MOREIRA; SALES, 2009).

Existem alguns manuais que indicam como montar um jardim de chuva passo a passo, com as plantas favoráveis a esse tipo de sistema. Um exemplo é o *The Vermont Rain Garden Manual*, que faz parte do Programa de Educação de Águas Pluviais Regional Chittenden County (Vermont, 2014).

3.4.2.5. Bacias de infiltração

As bacias de infiltração são sistemas eficientes em remover os sólidos dissolvidos e partículas finas presentes na água e, se revestidas com vegetação podem ter maior eficiência na remoção de poluentes. Mostram-se eficientes para drenar grandes áreas,

absorvendo os impactos da urbanização e reduzindo os efeitos dos deflúvios no corpo receptor.

Esse sistema constitui uma opção viável onde o solo é permeável e o lençol freático é profundo. De acordo com Schueler (1989), as vantagens das bacias de infiltração são que elas preservam as condições naturais do balanço hídrico local, atendem grandes áreas, podem ser usadas como bacia de sedimentos em fases de construção, e possuem um custo-benefício razoável em comparação com outras BMPs. As desvantagens são que essas bacias possuem uma taxa de insucesso bastante elevada em solos inadequados, necessitando de manutenções frequentes e podendo causar inconvenientes como odores, mosquitos e encharcamento do solo.

3.4.2.6. Planos de infiltração

Os planos de infiltração são áreas gramadas que recebem a precipitação de uma área impermeável, como residência ou edifícios. Durante precipitações intensas essas áreas podem ficar submersas se a sua capacidade de infiltração for muito inferior à intensidade da precipitação. Caso a drenagem transporte muito material fino, a capacidade de infiltração pode ser reduzida, necessitando limpeza do plano para manter sua capacidade de funcionamento (TUCCI, 1997).

Tecedor et al. (2013) estudaram um plano de infiltração construído para drenar o escoamento de uma área de aproximadamente 3000 m² no campus da UFSCar. O dimensionamento do plano foi feito com o método da curva envelope utilizando um período de retorno de 10 anos. O projeto possibilitou o controle quantitativo e resultou em boa integração urbanística, o que tornou a área hidrológica e paisagisticamente funcional. Foram monitorados 32 eventos de chuvas reais, com eficiência de 100% de redução do volume escoado. A Figura 9 mostra o plano de infiltração em funcionamento.

Figura 9- Plano de infiltração UFSCar



Fonte: Tecedor et al. (2013)

3.4.2.7. Pavimentos permeáveis

Pavimentos permeáveis são dispositivos de controle na fonte utilizados em estacionamentos, passeios, calçadas, quadras esportivas e ruas de pouco tráfego.

A estrutura de um pavimento permeável funciona como uma espécie de reservatório e existem diferentes materiais de cobertura. Urbonas e Stahre (1993) classificam os pavimentos permeáveis em três tipos:

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

No sistema de blocos de concreto pré-moldados, os blocos são assentados numa camada de areia e os espaços vazios preenchidos com material granular ou grama. Em geral, são projetados para suportar cargas dinâmicas de veículos leves em áreas de estacionamentos (RIGHETTO; MOREIRA; SALES, 2009).

Os pavimentos permeáveis constituem uma boa alternativa não convencional para redução do efeito da impermeabilização sobre a drenagem. No entanto, exigem manutenção periódica para a retirada de sedimentos finos retido na superfície (nos espaços entre os blocos), dificultando ou prejudicando a infiltração. A limpeza e a retirada desse material podem ser feitas por jateamento ou varredura a vácuo (RIGHETTO; MOREIRA; SALES, 2009).

Além da redução do escoamento superficial previsto com relação à superfície impermeável, outras vantagens da utilização dos pavimentos permeáveis são a redução da lâmina de água em estacionamentos e passeios, redução dos condutos da drenagem pluvial e dos custos do sistema.

As desvantagens são a manutenção do sistema para evitar que fique colmatado com o tempo, maior custo direto de construção (sem considerar o benefício de redução dos condutos) e a contaminação dos aquíferos (TUCCI, 1997).

Filtros geotêxteis podem ser colocados sob a camada de areia fina para prevenir a migração desta para a camada granular (ARAÚJO et al., 2012).

Há também outras vantagens no que se refere a um maior conforto ambiental, possibilitado por gerar menos ruído de tráfego e menor número de poças d'água e, conseqüentemente, menor risco de aquaplanagem (SUDERHSA, 2000).

Quando esses pavimentos são construídos para reter parte da drenagem, é necessário que sua base esteja pelo menos a 1,2 m acima do lençol freático no período chuvoso (URBONAS e STAHR, 1993).

Uma variante desta estrutura é aquela onde a saída d'água do reservatório de pedras não se dá por infiltração, mas sim para a rede de drenagem, funcionando como uma estrutura de detenção e não de infiltração. Esta alternativa pode ser utilizada sobre solos com pouca permeabilidade ou sensíveis à presença de água.

3.5. Poços de infiltração

3.5.1. Utilização, vantagens e desvantagens

Os poços de infiltração são sistemas pontuais que reservam certo volume nos momentos de pico e, em seguida, infiltram no solo a água acumulada, atuando na recarga do lençol freático. Essas estruturas visam restabelecer ou manter o balanço hídrico natural do período de pré-desenvolvimento, por meio da infiltração da água pluvial no solo até que este reduza sua capacidade de absorção.

Um estudo realizado em 2005 analisou o impacto da recarga de água subterrânea realizada por 3.763 poços de infiltração instalados na cidade de Chandler, Arizona, EUA. Foi constatado que na situação de pré-desenvolvimento a recarga foi de 2×10^5 m³ de água por ano. A recarga na situação de pós-desenvolvimento através dos poços de infiltração foi estimada em aproximadamente dez vezes maior, com uma média de 3×10^6 m³ de água por ano, considerando o período de chuva e de estiagem (GRAF, 2015).

Apesar de ainda pouco utilizado, em alguns locais como a região metropolitana de Fênix, Arizona, EUA, utiliza essas estruturas desde 1930 e até o final de 2014 haviam sido registrados 51.507 poços de infiltração pelo Departamento de Qualidade Ambiental do Arizona (GRAF, 2015).

Dentre as soluções alternativas de drenagem na fonte, os poços de infiltração se constituem sistemas de grande potencial quanto à redução do volume de escoamento superficial e tratamento da água infiltrada.

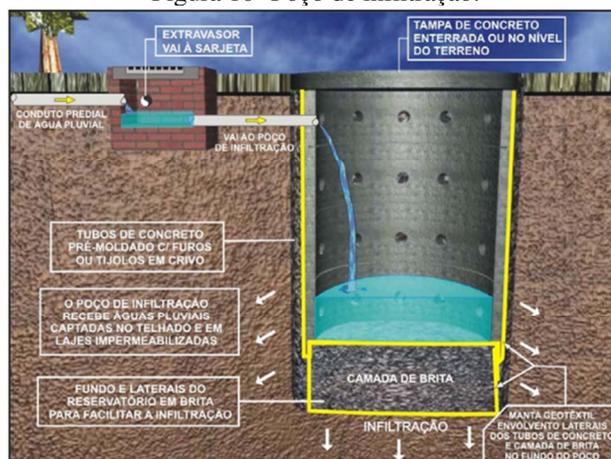
Apesar da preocupação com a contaminação das águas subterrâneas com a utilização de poços de infiltração, alguns autores como Reis, Oliveira e Sales (2005) afirmam que, quando bem dimensionadas, essas estruturas podem melhorar a qualidade da água devido à capacidade de redução da carga poluidora pelo sistema de infiltração.

Em uma série de estudos conduzida em Los Angeles foi encontrada pouca evidência de contaminação das águas subterrâneas causada pelas técnicas de drenagem. Em 1985 em um estudo realizado em Fênix, nos Estados Unidos, constatou-se que os poços de infiltração tiveram efeito benéfico sobre a qualidade das águas subterrâneas no que diz respeito a poluentes químicos (GRAF, 2015).

Talebi e Pitt (2014), no entanto, monitoram a qualidade da água nos poços de infiltração no município de Melbourne, EUA, durante 10 eventos de chuvas e não notaram alterações significativas na redução da concentração de poluentes entre a água efluente em comparação com a água afluenta. Os autores, contudo, constataram que o uso dos poços reduziu a energia de escoamento, uma das principais causas de problemas de erosão locais.

Existem diversas maneiras de se construir um poço de infiltração. Na Figura 10 é mostrado um exemplo desse tipo de estrutura.

Figura 10- Poço de infiltração.

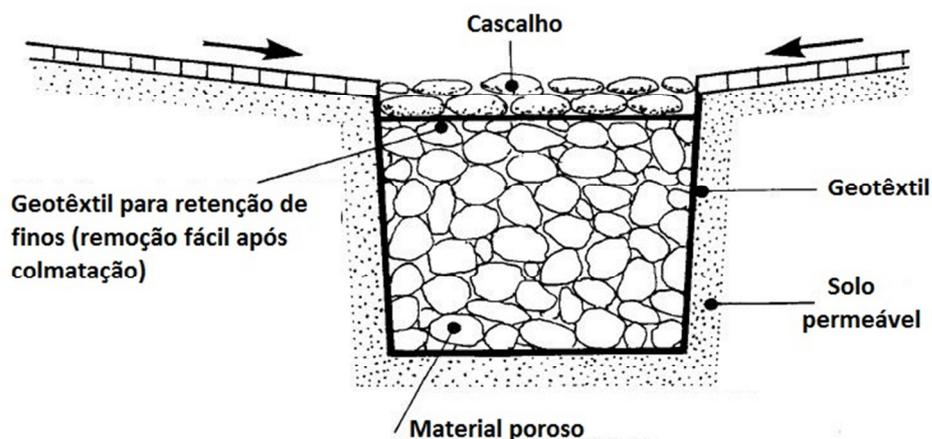


Fonte: Reis, Oliveira e Sales (2005)

Nesse exemplo, toda água de chuva captada pela edificação é lançada no poço de infiltração e, somente após a diminuição da capacidade de absorção do solo e total enchimento do poço, a água passa a ser lançada no sistema de drenagem, por meio de extravasores do próprio poço de infiltração.

Outra opção de construção é o preenchimento total do poço com brita, conforme ilustrado na Figura 11.

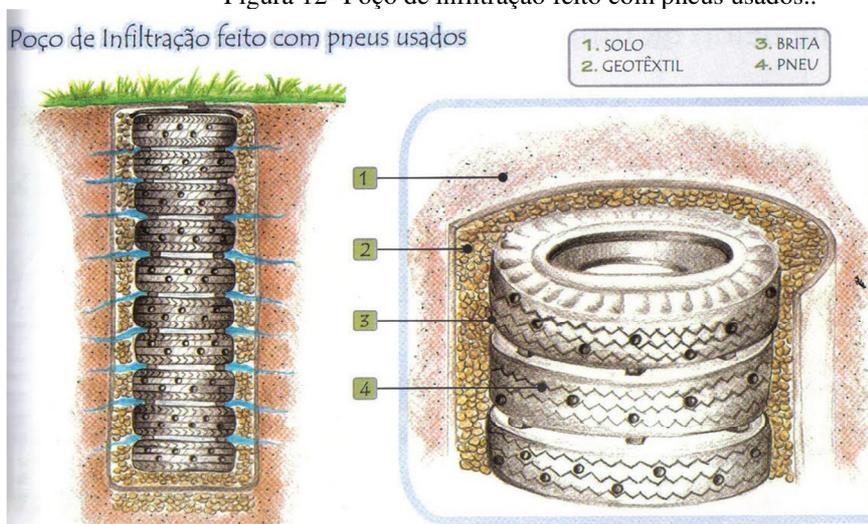
Figura 11- Poço de infiltração preenchido com brita.



Fonte: Adaptado de Azzout et al., 1994 citado por Silveira, 2002

Há ainda poços de infiltração construídos com materiais reciclados, tornando sua utilização mais viável e sustentável, uma vez que reutiliza os resíduos de construção civil, pneus, entre outros (CARVALHO e LELIS, 2010). A Figura 12 ilustra o modelo esquemático de uma estrutura construída com pneus. Deve-se tomar cuidado para não utilizar materiais que possam contaminar o solo.

Figura 12- Poço de infiltração feito com pneus usados..



Fonte: Carvalho e Lelis (2010)

Nos EUA diversas empresas vendem poços de infiltração manufaturados feitos em polipropileno ou em concreto, prontos para serem instalados individualmente ou em série nas residências. Nas Figura 13 e Figura 14 são mostrados alguns exemplos desse tipo de estrutura.

Figura 13- Poços de infiltração manufacturados



Fontes: www.thisoldhouse.com e www.landscapedrainagesolutions.com

Figura 14- Poços de infiltração em concreto utilizados em Melbourne-EUA



Fontes: Talebi e Pitt (2014)

Reis, Oliveira e Sales (2008) apontam que uma das vantagens dos poços de infiltração é que eles podem ser instalados onde a camada superficial é pouco permeável mas que tenha infiltração adequada nas camadas mais profundas.

Os poços de infiltração integram-se às soluções urbanísticas uma vez que ocupam pouco espaço e podem passar despercebidos se isto for uma escolha do projetista (SUDERHSA, 2002; SILVEIRA 2002; SOUZA 2002).

Os poços de infiltração são dispositivos apropriados para um controle distribuído dos excessos pluviais, permitindo uma economia significativa na construção de redes pluviais convencionais. Uma possível desvantagem é o relativo pequeno volume de armazenamento dos poços, mas isso pode ser superado associando-os à outras medidas compensatórias (SILVEIRA, 2002).

Ferreira et al. (2013) projetaram um poço associado a um plano de infiltração para drenagem pluvial de um edifício na Universidade Federal de São Carlos, localizado no município de São Carlos-SP. Os resultados obtidos foram satisfatórios em termos desconexão

da rede pluvial de drenagem convencional, garantindo a função hidrológica e também urbanística do projeto. Na Figura 15 a seguir, é mostrado o projeto do plano associado ao poço.

Figura 15- Poço de infiltração associado a bacia de infiltração.



Fonte: Ferreira et al. (2013)

Como toda medida compensatória de infiltração, os poços não permitem grandes cargas de sedimentos e poluentes (SILVEIRA, 2002). Caso os fluxos provindos das áreas impermeabilizadas forem considerados de alto risco pelo projetista, os escoamentos devem ser desviados ou tratados previamente em estruturas especiais, como decantadores ou filtros, antes de serem encaminhados para os poços de infiltração (CARVALHO, 2013, SILVEIRA, 2002).

3.5.2. Critérios de projeto e recomendações construtivas

No Brasil a utilização de poços de infiltração é relativamente recente. Em Goiânia, esse tipo de estrutura vem sendo utilizada desde 2000 (REIS; OLIVEIRA; SALES, 2008). Apesar de existirem poucos estudos acerca de poços de infiltração, todos eles ressaltam a importância de se observar parâmetros construtivos na execução do projeto.

Carvalho (2013) salienta que a implantação de qualquer sistema de infiltração deve passar por análises criteriosas prévias de engenharia para avaliar os riscos, como os de erosão interna, colapso estrutural do solo e perda da capacidade de suporte.

Reis, Oliveira e Sales (2008) apontam que a determinação de parâmetros locais é imprescindível, tais como colapsibilidade do solo, nível do lençol freático, índices pluviométricos regionais, taxa de infiltração, tempo de esgotamento, entre outros. Para os autores, dentre os fatores limitantes para a utilização de poços, está a impossibilidade de

instalação em terrenos com solos colapsíveis, ou seja, aqueles caracterizados pela súbita redução de volume devido ao ganho de umidade com presença ou não de sobrecarga, solos com baixa capacidade de infiltração ou lençol freático elevado.

Os critérios mais importantes que devem ser considerados na escolha do local para a implantação dos poços como estrutura de infiltração são, portanto, a caracterização do solo local, o nível do lençol freático e a permeabilidade saturada ou condutividade hidráulica do solo.

Além desses critérios, um estudo de viabilidade mais detalhada deve ser realizado, contendo informações sobre outros aspectos físicos – como topografia, existência de exutório permanente e estabilidade do subsolo –, aspectos urbanísticos e de infraestrutura – disponibilidade de espaço e existência de redes – e aspectos sanitários e ambientais – risco de poluição e risco sanitário (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005).

Sobre a condutividade hidráulica do solo, os limites para os valores máximos e mínimos são discutidos por diversos autores e manuais de drenagem. Para Baptista, Nascimento e Barraud (2005), a permeabilidade mínima viável para implantação de poços é de 10^{-7} m/s. Schueler (1989) considera que BMPs não devem ser aplicadas em locais cuja taxa de infiltração seja menor que 7 mm/h (aproximadamente 2×10^{-6} m/s). Essa mesma taxa mínima de infiltração é indicada no manual de LID de Maryland (1999). O valor máximo é uma medida de prevenção de contaminação do lençol freático, visto que uma infiltração muito rápida reduz a remoção de poluentes pelo solo.

O lençol freático pode atuar como uma barreira efetiva reduzindo drasticamente a capacidade de infiltração de uma BMP. Se a altura do lençol na temporada mais alta se estende para uma distância de até 1,2 m (4 ft) da parte inferior da infiltração BMP, o local não é considerado adequado (SCHUELER, 1989).

O manual de Maryland (1999) recomenda uma distância de 0,6 a 1,2 m do fundo do poço até o lençol ou leito rochoso.

Recomenda-se ainda que os poços sejam implantados distantes das construções para não perturbar suas fundações. Adopta (2004) citado por Baptista, Nascimento e Barraud (2005) e Carvalho et al. (2012) recomendam uma distância de áreas construídas pelo menos igual à profundidade do poço.

Além disso, as estruturas de infiltração devem manter uma distância razoável entre si. De acordo com Richman et al. (1999) citado por Carvalho (2013), as especificações americanas recomendam que essa distância seja de pelo menos 10 pés (3,05 m).

Schueler (1987) e Urbonas e Stahre (1993) advertem também que, em decorrência da instabilidade do solo devido à construção dos sistemas de infiltração, é preciso evitar o escoamento superficial direto para as técnicas compensatórias em construção até que a vegetação cubra e estabilize o solo no entorno, evitando o arraste de sedimentos para dentro dos poços. Além disso, deve-se manter uma distância mínima de 30 m em relação a poços de captação de água potável.

Carvalho et al. (2012) recomendam a pré-filtragem da água de modo a evitar a colmatação do material de enchimento do poço ou a funcionalidade do sistema. Advertem ainda que, sempre que possível, deve ser previsto um sistema extravasor que lance o volume excedente no sistema de drenagem convencional e instalado um dispositivo de visita para manutenção e inspeção do poço.

O tempo de esvaziamento requerido para sistemas de infiltração deve ser menor que 24 h, de modo a possibilitar volume de espera quando ocorrer a próxima precipitação (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005). Esse tempo também é utilizado para evitar a proliferação de vetores transmissores de doenças. Correa et al. (2011) analisaram a possibilidade de procriação de *Aedes aegypti* em BMPs no município de São Carlos-SP. Os resultados foram 1,1% de probabilidade de procriação para uma chuva de 8 dias consecutivos e 2,2% para 6 dias consecutivos. Aspectos potencializadores de procriação como a má conservação e deterioração das estruturas não foram analisados.

Schueler (1989) recomenda que a técnica compensatória deve estar completamente drenada 2 ou 3 dias após a chuva. Alguns manuais de BMP's desenvolvidos nos EUA também recomendam o máximo de 72 horas para drenar toda a água de um poço de infiltração (MARYLAND, 1999; PENSYLVANIA, 2006; NEW JERSEY 2004).

Reis, Oliveira e Sales (2008) destacam que nos poucos casos em que essas técnicas alternativas têm sido empregadas, elas ainda são dimensionadas sem critérios técnicos. Em Goiânia, por exemplo, os poços de infiltração que têm sido utilizados como substituição à porcentagem de área permeável exigida pelo código de edificações, possuem dimensões padronizadas e não é exigido qualquer estudo prévio dos parâmetros locais de projeto (CARVALHO, 2013).

Reis, Oliveira e Sales (2008) ressaltam que os poços de infiltração são uma complementação do sistema de drenagem urbana, não tendo portanto, o compromisso de controle total do escoamento superficial, podendo ocorrer extravasamento para o sistema público. Sobrinha (2012), entretanto, dimensionou um poço de infiltração pelo método da

curva envelope para um período de retorno de 10 anos e obteve eficiência de 100% do volume escoado.

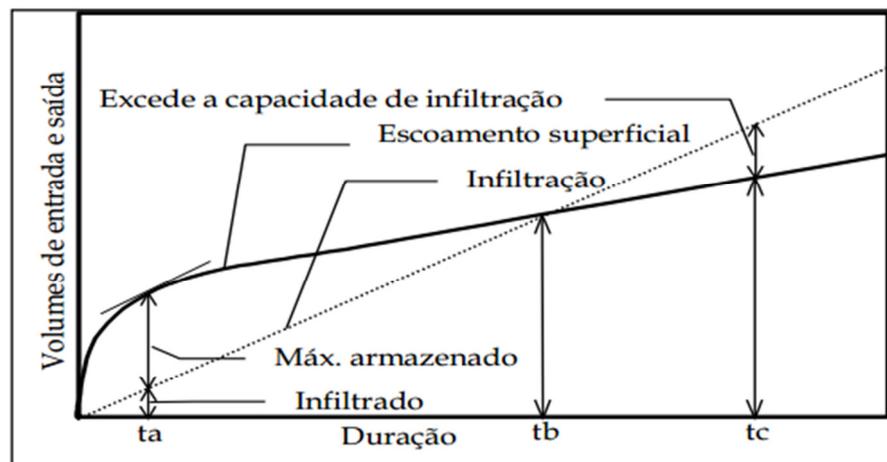
3.5.3. Dimensionamento

O dimensionamento dos poços de infiltração pode ser feito por meio do método denominado *rain envelope method* ou método da curva envelope, conforme recomendado por Urbonas e Stahre (1993) e Baptista, Nascimento e Barraud (2005). Nesse método, o volume de retenção é determinado pela máxima diferença entre a chuva de projeto e a curva de infiltração da água no solo, para cada intervalo de tempo. Sobrinha (2012), Tecedor (2014) e Lucas (2011) empregaram esse método no dimensionamento de estruturas de infiltração.

O método da curva envelope baseia-se na determinação dos volumes acumulados de entrada e saída da estrutura a ser dimensionada. O volume do dispositivo deverá ser suficiente para armazenar a máxima diferença entre os volumes acumulados na entrada e saída do mesmo, considerando a porosidade do material de preenchimento.

A aplicação do método está exemplificada na Figura 16, onde é possível observar duas regiões distintas. Para chuvas com durações iguais ou menores que t_b , nem todo o escoamento consegue infiltrar-se no solo. Quando a duração da chuva é maior que t_b , a capacidade de infiltração excede o volume escoado (URBONAS e STAHERE, 1993).

Figura 16- Curva envelope.



Fonte: Adaptado de URBONAS e STAHERE, 1993

Este método é amplamente utilizado no dimensionamento de estruturas de infiltração, por ser simples e proporcionar uma aplicação direta dos dados de caracterização da região de implantação, assim como da curva IDF adotada para o local (JUNIOR, 2013).

Reis e Ilha (2014) utilizaram o método racional com período de retorno de 5 anos e duração de chuva de 10 minutos no dimensionamento de poço de infiltração, sem considerar a taxa de infiltração. Para uma área de contribuição de 50 m² o volume resultante foi de 634 L para uma eficiência de 75% de retenção e infiltração da chuva de projeto. Como resultado, os autores obtiveram 100% de eficiência para uma chuva maior que a chuva de projeto, concluindo que a taxa de infiltração é relevante e deve ser considerada no dimensionamento dos poços.

Carvalho (2008) dimensionou poços de infiltração considerando que o volume de aporte é igual à intensidade da chuva multiplicada pela área de contribuição, multiplicada pela duração da chuva. Desse modo, para uma área de contribuição de 175 m², utilizando intensidade de chuva contida na NBR 10844 (ABNT, 1989) para uma duração de 5 minutos e período de retorno de 5 anos, foi encontrado um volume de armazenamento de 2,59 m³. De acordo com a Carvalho (2008), geralmente considera-se que a infiltração nessas estruturas ocorra nas paredes e no fundo. Contudo, durante sua vida útil a infiltração no fundo pode ser desprezada devido ao processo de colmatção. Portanto, um fator de segurança é necessário em empreendimentos de grande porte, pois a falha no sistema poderá gerar grandes prejuízos.

3.5.4. Colmatção e propriedades de filtros geotêxtil

Além da retenção da água pluvial escoada em superfície, o poço de infiltração também retém o material particulado em suspensão, que geralmente fica retido nos interstícios do solo, podendo provocar a sua colmatção, que é a perda de carga hidráulica causada pela obstrução física dos poros do geotêxtil.

A colmatção reduz a taxa de infiltração e eleva o tempo de esvaziamento previsto no projeto. Para minimizar esses efeitos tem sido feita a instalação de filtros de geotêxteis nos sistemas de infiltração visando reter o material particulado antes de sua entrada nos vazios do solo, aumentando a vida útil do sistema. Esses filtros devem, sempre que possível, ser instalados de modo a propiciar sua fácil remoção para limpeza e substituição (BARBASSA; SOBRINHA; MORUZZI, 2014).

Embora a aplicação de geotêxteis em obras de drenagem seja ampla e consagrada, os aspectos acerca de seu desempenho e colmatção ainda necessitam de esclarecimento. Esses aspectos dependem do entorno no qual o geotêxtil está inserido e das características hidráulicas e de retenção de partículas que ele apresenta (HERNANDÉZ ORTIZ, 2012).

Duas propriedades importantes do geotêxtil são a permeabilidade e a permissividade. De acordo com a NBR 15223 (ABNT, 2005), o ensaio de permeabilidade normal consiste em fazer passar a água de maneira perpendicular através do geotêxtil. A permissividade (P) correlaciona o coeficiente de permeabilidade normal (K_n) e a espessura do geossintético (t_{GT}), conforme Equação 1:

$$P = \frac{k_n}{t_{GT}} \quad (1)$$

Onde:

P (s^{-1}) é a permissividade;

k_n (m/s) é a permeabilidade normal;

t_{GT} (m) é a espessura do geossintético.

Palmeira, Beirigo e Gardoni (2010) estudaram o uso de geotêxteis em barragens de rejeitos e concluíram que o tamanho das partículas retidas no geotêxtil depende das condições de escoamento presentes na interface do filtro, além das de abertura de filtração do geotêxtil.

O processo de colmatção pode ser físico, quando causado pela deposição de sedimentos no fundo do dispositivo, ou biológico devido à proliferação de algas e bactérias. Este último é provocado pelo aporte de nutrientes e matéria orgânica presentes nas águas de escoamento (GAUTIER, 1998 citado por SOUZA, 2002).

3.5.5. Manutenção

A falta de manutenção é considerada a principal causa do baixo desempenho dos poços de infiltração. De acordo com Graf (2015), escolha do local apropriado, a concepção e a manutenção de poços de infiltração são chaves para o sucesso da técnica. A adoção e documentação de melhores práticas de operação e de manutenção sé necessária para otimizar o desempenho dos poços.

Diversas cidades dos EUA desenvolverem manuais de gestão de técnicas compensatórias onde existem algumas listas de verificação (*check list*) para acompanhar o desempenho dos poços de infiltração e averiguar a necessidade de manutenção. De acordo departamento de águas da Filadélfia (Filadélfia, 2006) e com manuais de BMP de Nova Jersey (Nova Jersey, 2004) e Pensilvânia (Pensilvânia, 2006), os poços de infiltração exigem

manutenção regular e eficaz para garantir um funcionamento prolongado, sendo requisitos mínimos de manutenção:

- Inspeccionar o poço pelo menos quatro vezes por ano, bem como após toda chuva maior que 25 mm,

- Sedimentos, detritos/lixo e qualquer outro resíduo material devem ser removidos e encaminhados para reciclagem ou dispostos em locais adequados conforme legislação local, estadual e regulamentos federais.

- Rotineiramente avaliar o tempo de drenagem do poço para garantir que o tempo máximo de 72 horas não seja excedido. Se esse tempo exceder o máximo, drenar o poço através de bombeamento e limpar a tubulação. Se a drenagem lenta persistir, o sistema precisa ser substituído.

- Limpar regularmente as calhas e assegurar conexões apropriadas para garantir a eficácia do poço e aumento da vida útil.

- Substitua a tela do filtro que intercepta o escoamento do telhado conforme necessário.

- Se existir uma caixa de passagem, limpá-la pelo menos uma vez por ano.

De acordo com departamento de proteção ambiental de Montgomery, Maryland, o proprietário de um poço de infiltração deve mensalmente inspecionar calhas para garantir que a água de chuva consiga chegar ao poço e que o poço esteja bem fechado; periodicamente remover folhas e galhos das calhas, e sempre que necessário informar trabalhadores em sua propriedade a localização do poço, a fim de prevenir danos e colocar telas para filtrar folhas e outros sedimentos antes da água entrar no poço de infiltração (MONTGOMERY, 2013). Na Figura 17 são mostrados exemplos de poço com necessidade de manutenção. Nesses exemplos é possível notar a presença de raízes e deposição de lixo.

Figura 17- Poços de infiltração sem manutenção



Fonte: <http://stormwaterproslc.com/drywells/> (2016)

3.6. Caracterização do solo

A caracterização do solo e o conhecimento das suas principais propriedades hidromecânicas são muito importantes no dimensionamento de estruturas de infiltração. Diferentes tipos de solo podem promover comportamentos distintos de infiltração, e alguns tipos podem inviabilizar a utilização da estrutura de infiltração.

Araújo et al. (2012) advertem que propriedades importantes do solo não saturado e a situação do solo onde são implantadas as estruturas, como a curva característica e a compressibilidade devido à compactação ou adensamento, não vêm sendo observadas no dimensionamento.

Para a caracterização do solo devem-se realizar ensaios de campo e de laboratório como ensaios de granulometria, índices físicos e permeabilidade do solo, descritos nos itens 3.6.1 e 3.6.2.

A determinação do tamanho das partículas ou granulometria é um parâmetro essencial na caracterização dos solos e na previsão de suas propriedades físicas, como retenção de água, densidade, permeabilidade e porosidade – análise importante na implantação de um sistema de infiltração (VILAR, 2004).

O ensaio granulométrico define as dimensões das partículas que compõem o solo e as porcentagens de ocorrência de cada uma delas.

O método utilizado para o ensaio pode ser o peneiramento ou a sedimentação. Para grãos mais grossos, como areias e pedregulhos (diâmetro maior que 0,075mm), recomenda-se o peneiramento. Para grãos mais finos, como argilas e siltes (diâmetros menores que 0,0075 mm), o ensaio é feito por sedimentação (ABNT, 1995).

Em solos com tamanhos variados de partículas deve ser realizada uma combinação de ensaios de peneiramento e sedimentação.

A análise granulométrica pode ser realizada de acordo com a NBR 7181 (ABNT, 1982) e a classificação dos grãos e diâmetros equivalente são definidos pela ABNT 1995, pela ASTM (*American Society for Testing Materials*), AASHTO (*American Association for State Highway and Transportation Officials*) e pelo MIT (*Massachusetts Institute of Technology*).

As propriedades hidráulicas do solo são determinadas pela sua condutividade hidráulica e curva característica. A condutividade hidráulica determina a capacidade de transmitir água, enquanto a curva característica determina a capacidade de armazenar água no solo.

A condutividade hidráulica saturada ou permeabilidade saturada do solo (K_{sat}) é um dos fatores mais importantes para o dimensionamento dos poços. Durante o processo de perda de umidade e redução do grau de saturação, pode ocorrer a retração dos poros, diminuindo a condutividade hidráulica ou a permeabilidade do solo.

Araújo et al. (2012) avaliaram o desempenho de dois poços de infiltração de diferentes profundidades quanto ao tempo gasto para infiltração. Utilizando um modelo numérico através de “diagramas tornado” e variando parâmetros do solo, os autores e concluíram que a condutividade hidráulica foi a propriedade do solo que causou maior impacto no desempenho das estruturas.

A permeabilidade saturada do solo (K_{sat}) pode ser determinada diretamente no campo, em laboratório ou ainda ser obtida na literatura. Um dos métodos de determinação do K_{sat} é o método do poço invertido.

O procedimento de ensaio pelo método do poço invertido consiste em abrir um poço no solo com auxílio de um trado. O poço deve ter raio (r) de 3 a 7 cm. Após aberto o poço, instala-se o aparelho medidor de níveis de água e determina-se a profundidade (H) e introduz-se água até completar o furo. Considera-se esse instante como tempo zero. Ao interromper o fornecimento de água inicia-se o acompanhamento do rebaixamento da água.

Os cálculos de permeabilidade a partir dos dados de ensaio podem ser feitos de diversas maneiras. A seguir são descritas três diferentes metodologias de cálculo que foram utilizadas nesse trabalho.

A ABGE (1996) recomenda que o ensaio de rebaixamento (Figura 18a) seja realizado quando a carga hidráulica do trecho ensaiado for superior a 2 metros e o rebaixamento de água no tubo revestido for inferior a 10cm/min. Para calcular a permeabilidade do solo, os autores utilizaram a Equação 2 de Rodio (1960) citado por ABGE (1996).

$$K = \frac{\Delta h}{\Delta t} \cdot \left(\frac{r}{R}\right)^2 \quad (2)$$

Em que:

K (m/s) é a permeabilidade do solo;

Δh (m) é a variação de nível;

Δt (s) é o intervalo de tempo;

r (m) é o raio do poço;

$R = ((1+4h)^{0,5} - 1)/2$, a qual supõe que o escoamento se faz, segundo uma parábola cujo vértice está no centro do furo;

H (m) é a altura da lâmina de água no poço.

O método de ensaio citado por Cauduro e Dorfman (s/d) conforme Figura 18b, utiliza a Equação 3 para calcular a permeabilidade do solo. Esse ensaio deve ser realizado de uma a três vezes em solos argilosos e três a seis vezes em solos arenosos.

$$k = 1,15r \frac{(\log(h_{1(1)} + \frac{r}{2}) - (\log(h_{1(2)} + \frac{r}{2})))}{t_{1(2)} - t_{1(1)}} \quad (3)$$

Em que:

k (m/dia) ou (cm/h) é permeabilidade do solo ;

r (cm) é o raio do poço;

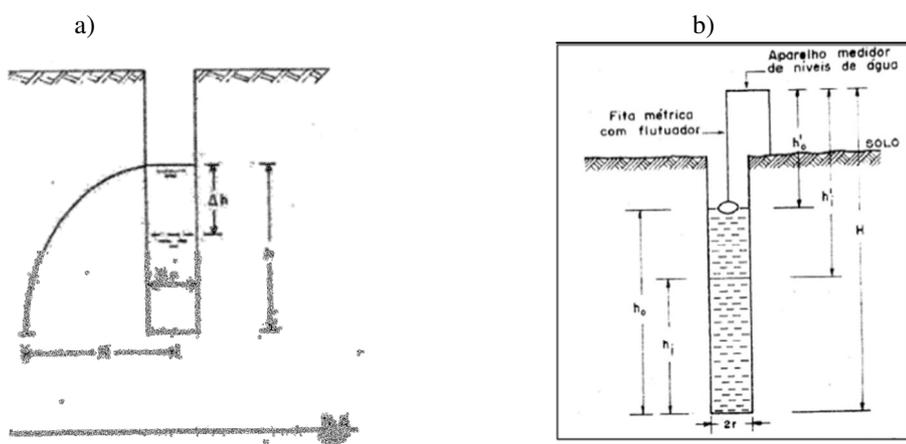
$h_{1(1)} + r/2$ (cm) é a altura correspondente a um dado ponto da reta interpolatriz;

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

$t_{1(1)}$ é o tempo ou instante correspondente a primeira leitura;

$t_{1(2)}$ é o tempo ou instante correspondente a segunda leitura.

Figura 18-Método do poço invertido a) ABGE b) Cauduro e Dorfman



Fonte: ABGE (1996) e Cauduro e Dorfman (s/d)

Há ainda o método proposto por Pratt e Powel(1992) citado Baptista, Nascimento e Barraud (2005) para determinação da capacidade de absorção do subsolo local. Nesse método, a capacidade de absorção é estimada calculando o tempo de injeção de água de modo que o seu nível na perfuração passe de 75 para 25% da profundidade do poço, conforme Equação 4.

$$q_{as} = \frac{S_{75-25}}{a_{50}t_{75-25}} \quad (4)$$

Onde:

q_{as} (m/s) é a capacidade de absorção dos solo;

S_{75-25} (m³) é o volume de água coo compreendido entre 75% e 25% da altura do poço;

a_{50} (m²) é a superfície interna da perfuração até 50% da altura do ensaio incluindo a base;

t_{75-25} (s) é o tempo durante o qual o nível de água passa de 75% para 25% da altura do ensaio.

Barbassa et al. (2009) avaliaram o efeito de diferentes tempos de umedecimento do solo em ensaios de poço invertido. Os ensaios foram realizados em solo classificado como areia média argilosa e os tempos de umedecimento adotados foram 4, 6, 24, 30 e 48 horas. Após 18 ensaios executados utilizando os três métodos de cálculo supracitados, concluiu-se que a variação do tempo de umedecimento provocou alteração no valor da permeabilidade (K) em até 77%. Os ensaios com tempo de umedecimento de 24 e 30 horas obtiveram menores valores de K, havendo pequena elevação para o ensaio de 48 h.

Acerca dos métodos de cálculo de K utilizados, Barbassa et al. 2009 encontraram valores de K bastante próximos para as formulações citadas por Cauduro e Dorfman (s/d) e por Baptista, Nascimento e Barraud (2005). Os valores de K calculados pelo método de ABGE (1996) ficaram quase sempre inferiores ao demais.

3.7. Modelagem hidrológica

Estudos e pesquisas em hidrologia urbana são essenciais para ampliar o conhecimento dos problemas de águas urbanas. Além do levantamento de parâmetros e observações de eventos hidrológicos, é muito importante avaliar o comportamento das medidas de controle.

Um modo de avaliação do comportamento dessas medidas é a utilização de modelos hidrológicos. Com o uso de modelos é possível simular eventos hidrológicos, prever comportamentos e evoluções e, com isso avaliar as consequências da implantação dessas medidas. Dessa forma, os modelos funcionam como uma ponte entre a observação e as proposições teóricas, servindo como instrumento para o planejamento (CHRISTOFOLETTI, 1999).

O método de Puls é um dos modelos hidrológicos mais conhecidos para propagação de cheias em reservatórios. Barbassa et al. (2014), Tecedor et al. (2015) e Lucas et al. (2013) utilizaram uma versão modificada desse método na modelagem de técnicas compensatórias.

Alguns critérios estatísticos utilizados para avaliar o ajuste de modelos hidrológicos são o coeficiente de determinação R^2 , que varia de 0 a 1, e o coeficiente de eficiência de Nash e Sutcliffe (NS), que varia de infinito negativo a 1. Em ambos os casos, o valor 1 indica ajuste perfeito. De acordo com Moriasi et al. (2007), que avaliaram diversos coeficientes de avaliação de modelos hidrológicos em bacias hidrográficas, modelos que obtiveram valores de NS maiores que 0 possuem níveis aceitáveis de desempenho, enquanto valores menores que 0 indicam desempenhos inaceitáveis. Silva et al. (2008) consideram bom o desempenho do modelo quando o valor de NS resultar maior que 0,75, desempenho aceitável para valores de NS entre 0,36 e 0,75, e desempenho inaceitável para valores de NS inferiores a 0,36.

Tecedor et al. (2015) modelou um plano de infiltração e constatou que a representatividade do modelo de Puls foi dificultada pela grande área de infiltração do plano,

a alta taxa de infiltração do solo Os ajustes dos níveis de água otimizados calculados pelo método de Puls variaram de 0,71 a 0,75.

Barbassa et al. (2014) modelaram um poço de infiltração e a representatividade do modelo foi avaliada por meio de coeficientes de explicação cuja média foi de 0,97 para o tempo de esvaziamento.

No sistema filtro-vala-trincheira estudado e modelado por Lucas et al. (2013), a validação do modelo de Puls resultou em valores médios de coeficiente de NS de 0,43, erros relativos de nível máximo de 29% e de tempo de esvaziamento de 36%.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

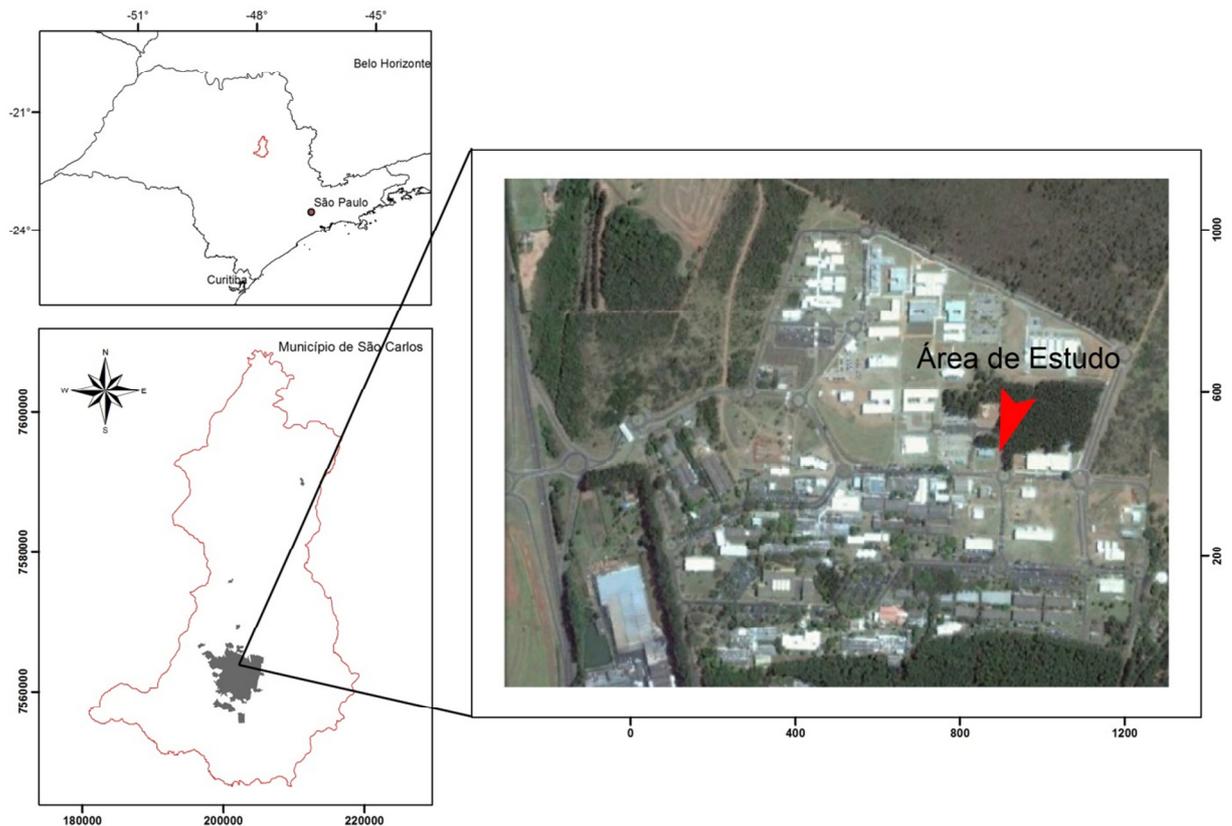
A metodologia aplicada nesse trabalho está dividida em quatro etapas. A primeira etapa (item 4.1 a 4.4) é a fase de pré-implantação dos sistemas e envolve a descrição da área de estudo, a caracterização do solo local, a avaliação da viabilidade da técnica compensatória e seu dimensionamento. A segunda etapa (item 4.5) é a fase de implantação, que trata da construção e funcionamento dos poços e da instalação dos equipamentos de monitoramento. A terceira etapa (item 0 a 4.10) é a de operação e modelagem, que expõe as características dos ensaios de chuvas simuladas e dos eventos de chuvas reais, e a modelagem das técnicas implantadas. Na quarta e última etapa (item 4.11 e 4.12) há uma breve avaliação da colmatação dos poços e uma estimativa da sua vida útil, baseada em ensaios de permeabilidade do filtro geotêxtil.

4.1. Localização

A área experimental da pesquisa situa-se no campus da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), São Carlos, São Paulo. A cidade localiza-se a 231 km da capital do estado, possui um clima temperado de altitude, com temperatura média anual de 19,6°C e precipitação anual de 1512 mm (São Carlos, 2015).

Os poços de infiltração, objetos da pesquisa, foram construídos próximos ao Laboratório de Biopolímeros, e têm a finalidade de receber as águas provindas deste edifício. Esse laboratório está localizado na área norte do campus da UFSCar (Figura 19), onde estão instaladas outras técnicas compensatórias para drenagem pluvial.

Figura 19- Localização da área de estudo no campus da UFSCar



Fonte: Autoria própria

4.2. Caracterização do solo

Para a caracterização do solo local foram realizados ensaios de granulometria, índices físicos, massa específica dos sólidos, compactação e ensaio para a determinação da permeabilidade saturada.

Os ensaios granulométricos foram feitos utilizando o método do peneiramento e do densímetro (ABNT, 1984), e os ensaios de massa específica e índices físicos conforme NBR 6508 (ABNT, 1984). A classificação do solo foi feita de acordo com a NBR 6502 (ABNT, 1995). As amostras de solo para esses ensaios foram coletadas em quatro faixas de profundidades: 0 a 0,5 m; 0,5 a 1,0 m; 1,0 a 1,5 m e 1,5 a 2,0 m. Os ensaios de compactação foram realizados de acordo com a NBR 7182 (ABNT, 1986).

Para determinação da permeabilidade saturada do solo (K_{sat}) foram realizados ensaios utilizando o método do poço invertido com tempo de umedecimento de 24 horas, conforme Barbassa et al. (2009), e metodologias de cálculo de K_{sat} de Cauduro e Dorfmann

(s/d), em ABGE (1996) e em Pratt e Powel(1992), todas descritas no item Revisão Bibliográfica.

Na Tabela 4 encontra-se a relação dos ensaios realizados. Nela estão as recomendações e normas utilizadas, os locais ou profundidades de onde foram coletadas as amostras e a quantidade de amostras retiradas ou ensaios realizados.

Tabela 4- Ensaios de solo e geotêxtil

Ensaio	Normas, bibliografia	Profundidade/ local	Quantidade de amostras/ensaios
Granulometria	NBR 7181 (ABNT, 1984) NBR 6502 (ABNT, 1995)	0-50cm/poço2	2
		50-100cm/poço2	2
		100-150cm/poço2	2
		150-200cm/poço2	2
		200-250cm/poço2	1
Índices físicos e massa específica dos sólidos	NBR 6508(ABNT, 1984)	0-50cm/poço2	2
		50-100cm/poço2	2
		100-150cm/poço2	2
		150-200cm/poço2	2
		200-250cm/poço2	1
Compactação	Nogueira (1995) NBR 7182 (ABNT 1986)	0-30cm/entre os dois poços	1
		30-60cm/entre os dois poços	1
		60-90cm/entre os dois poços	1
		90-120cm/entre os dois poços	1
Permeabilidade saturada (poço invertido)	Barbassa et al. (2009) Cauduro e Dorfman (s/d), ABGE (1996) e Pratt e Powel e Powel (1992)	2m/entre os dois poços de infiltração.	4
		2m/cerca de 2m do Poço 1-SC	3
		2m/cerca de 2m do Poço 2-GHidro	3

4.3. Viabilidade e concepção da técnica compensatória

Para assegurar a viabilidade de implantação da técnica ao local de estudo, foram realizados estudos prévios e analisados alguns critérios baseados na metodologia de Baptista, Nascimento e Barraud (2005). Os aspectos considerados foram os físicos (topografia, capacidade de infiltração no solo, nível das águas subterrâneas), urbanísticos e de infraestrutura (disponibilidade de espaço, existência de redes de serviços como água, esgoto, telefonia, etc.) e sanitários e ambientais (risco de poluição, risco de águas com finos, risco sanitário).

Quanto aos aspectos físicos, constatou-se por meio dos ensaios de permeabilidade saturada, que a condutividade hidráulica do solo local é superior a 10^{-7} m/s e, de acordo com Lucas (2011), o lençol freático situa-se abaixo de 2 m. Essas duas características favorecem a utilização de técnicas de infiltração.

Quanto aos aspectos urbanísticos e de infraestrutura, verificou-se que não há existência de redes de serviços próximos ao local, o que poderia inviabilizar a implantação dos dispositivos. Ademais, a região no entorno não é drenada por áreas fortemente poluídas, não ocasionando assim, risco de poluição, sanitário ou poluição com finos. Exemplos de superfícies consideradas inviáveis para serem drenadas por poços são as zonas agrícolas, postos de gasolina ou áreas de armazenamento de produtos químicos (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005). Como a profundidade do lençol freático local é em torno de 10 metros, a possibilidade de contaminação do aquífero é, dessa forma, reduzida.

Após análise desses aspectos, atestou-se a viabilidade de implantação dos poços de infiltração como técnica compensatória no local.

Na Tabela 5 estão os critérios e atributos avaliados.

Tabela 5-Critérios e atributos para a avaliação da viabilidade da técnica compensatória

	CRITÉRIOS	ATRIBUTOS
Aspectos Físicos	Topografia	Declividade =4%
	Existência de exutório permanente	Sim – solo e canal de drenagem pluvial
	Permeabilidade saturada do solo	Maior que 10^{-7} m/s
	Nível das águas subterrâneas	Aproximadamente 10 metros (LUCAS, 2011)
	Aporte permanente de água	Não
	Estabilidade do subsolo	Obedeceu a distância das fundações de 8,5m - 4 vezes maior do que a mínima recomendada por Adopsta (2004)
Aspectos urbanísticos e de infraestrutura	Disponibilidade de espaço	Área de aproximadamente 200 m ²
	Redes existentes	Não
	Inclinação e forma do telhado	Não se aplica
Aspectos sanitários e ambientais	Risco de poluição	Não – a zona não é considerada poluída, não há cursos d'água próximos e o lençol freático é abaixo de 2m.
	Risco de águas com finos	Não - entorno coberto com vegetação ou área construída.
	Risco sanitário	Não, pois não haverá água estagnada no local.

Além do estudo de viabilidade, outras informações prévias foram consideradas na implantação, tais quais: os poços foram alocados em pontos mais baixos para facilitar drenagem por gravidade, foram construídos a uma distância das fundações maior que a

profundidade do poço para não perturbar as fundações segundo recomendações de Adoppta (2004) citado por Baptista, Nascimento e Barraud (2005) e evitou-se a proximidade de árvores para que as raízes não danificassem o poço e para que a queda de folhas não contribuísse com a colmatação.

4.4. Dimensionamento

O dimensionamento dos poços foi feito conforme o Código de Obras e Edificações do município de São Carlos (Lei Municipal nº 15.958/2011). No artigo 79 desta legislação consta que o volume do reservatório de detenção ou retenção deve ser calculado na razão de 5 L (cinco litros) para cada metro quadrado impermeabilizado do terreno, conforme Equação 5.

$$V = A \times 5 \quad (5)$$

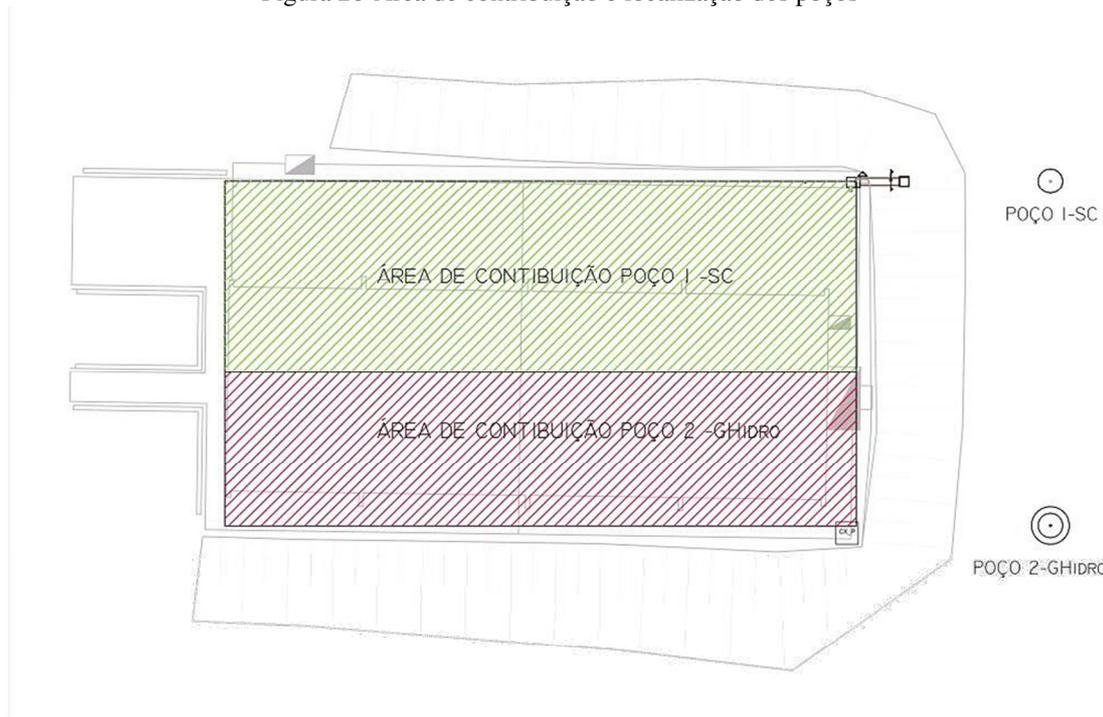
Onde:

V(L) é o volume do poço de infiltração;

A (m²) a área impermeabilizada.

A área de contribuição total do edifício é de 468,35 m². O Poço1-SC recebe escoamento de 287,80 m² referente ao pátio e à metade do telhado, e o Poço2-GHidro recebe o escoamento referente aos 180,55 m² do telhado restante (Figura 20).

Figura 20-Área de contribuição e localização dos poços



Fonte: Autoria própria

O dimensionamento do Poço 1-SC de acordo com a Lei Municipal nº 15.958/2011 demandou um volume de armazenamento de 1,44m³. Como os poços foram construídos com anéis de concreto pré-moldados, foram utilizados 4 anéis. Para efeito de comparação, os dois poços foram construídos com o mesmo número de anéis. O volume útil de armazenamento do Poço 2- GHidro, no entanto, é maior do que o do Poço 1- SC devido ao espaço com brita nas laterais e na tampa. Na Tabela 6 são mostrados a área de contribuição, o volume calculado de acordo com a legislação municipal e o volume útil dos poços já considerando o índice de vazios da brita.

Tabela 6- Dimensionamento dos poços de acordo com São Carlos (2011)

	Área de contribuição (m ²)	L/m ²	Volume calculado (m ³)	Volume útil (m ³)
POÇO 1-SC	287,8	5	1,44	1,94
POÇO 2-GHidro	180,55	5	0,90	2,26

O dimensionamento dos poços pelo método da curva envelope demandaria um volume de 6,08 m³ para o Poço 2- GHidro e 9,28 m³ para o Poço 1-SC considerando infiltração nos fundos e laterais. Os cálculos foram feitos considerando período de retorno de 1 ano, coeficiente de segurança igual a 1 e Ksat médio dos ensaios de poço invertido

calculado pelo método de Pratt e Powel (1992), que foi 6,20 mm/h para o Poço 2-GHidro e 17,32 mm/h para o Poço1-SC.

Se dimensionados pela NBR 10844 (ABNT, 1989), conforme um dos critérios utilizados por Carvalho (2008), os volumes demandados seriam de 4,20 m³ para o Poço 1-SC e 2,63 m³ para o Poço 2- GHidro, considerando um período de retorno de 5 anos.

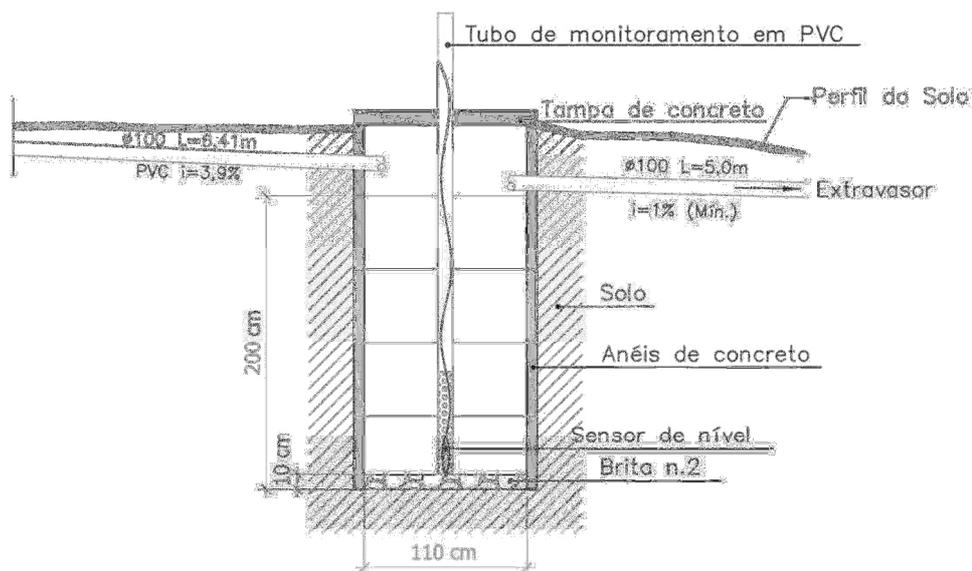
Tanto o método da curva envelope quanto o proposto por Carvalho (2008) resultam em volumes maiores do que o proposto pela legislação municipal de São Carlos.

4.5. Construção e funcionamento

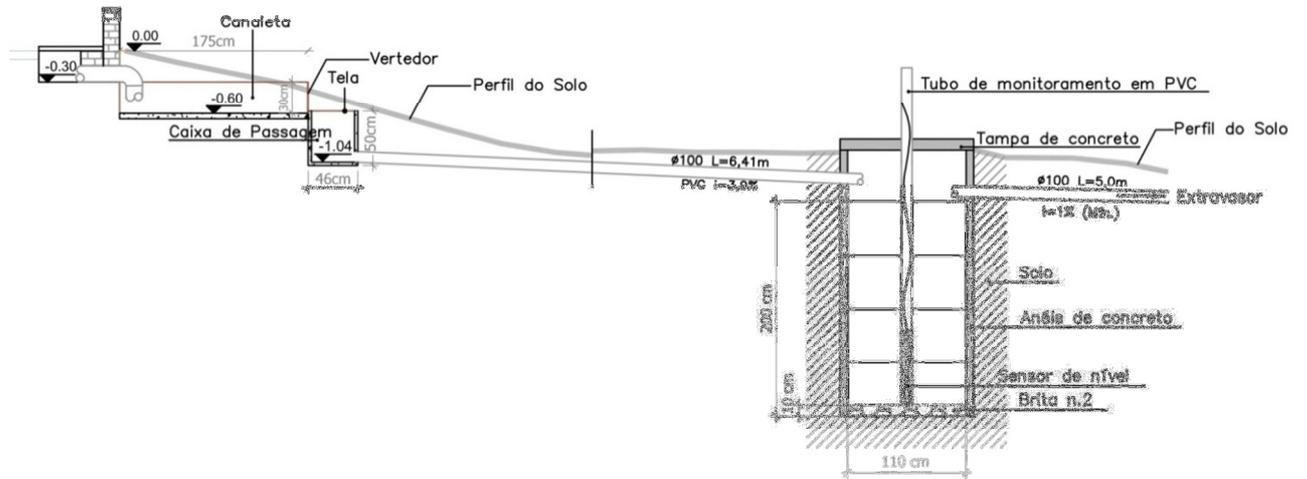
O primeiro poço (Poço 1-SC) foi construído conforme frequentemente utilizado nos loteamentos do município de São Carlos, SP (Figura 21a e Figura 21b). O segundo poço (Poço 2-GHidro) foi desenvolvido pelo Grupo de Estudos em Sistemas Hídricos Urbanos – GHidro, grupo de pesquisa da Universidade Federal de São Carlos (Figura 22a e Figura 22b).

Figura 21- Cortes Poço 1- SC em detalhe (a) e com conexão à instalação predial de águas pluviais (b)

a)



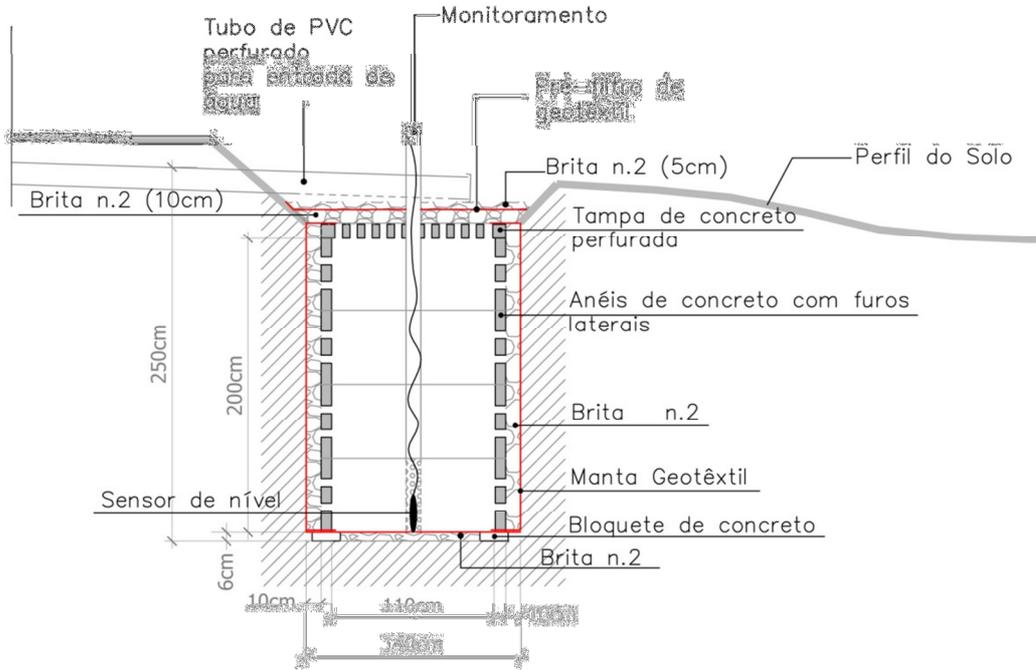
b)



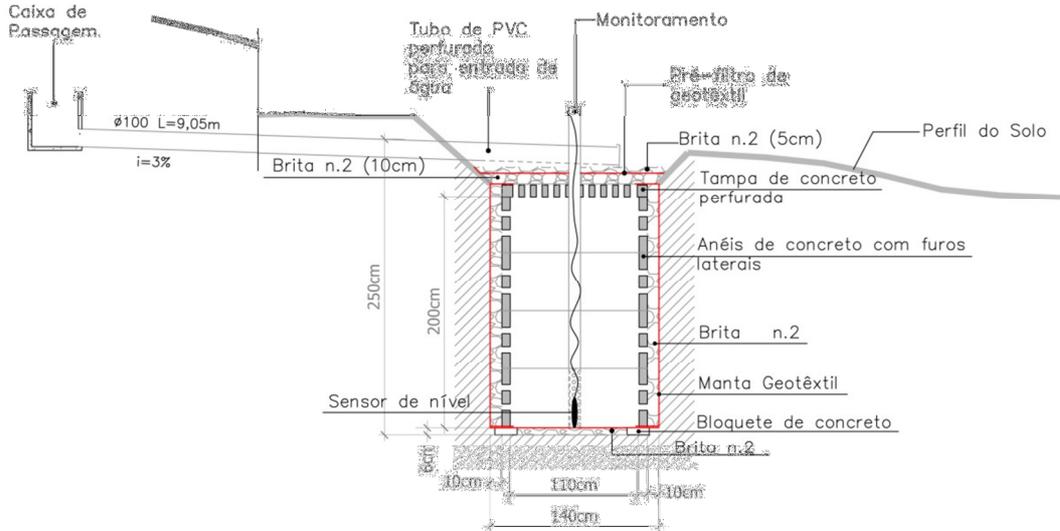
Fonte: Autoria própria

Figura 22-Cortes Poço 2-GHidro em detalhe (a) e com a conexão à instalação predial de águas pluviais (b)

a)



b)



Fonte: Autoria própria

4.5.1. Construção do Poço 1-SC

O Poço 1-SC foi construído utilizando anéis de concreto de 1,10 m de diâmetro interno. No Poço 1-SC, à medida que o solo foi retirado do fundo, os anéis desceram de modo que ficassem cravados no solo lateral (Figura 23a). A tubulação que conecta a instalação predial ao poço, penetra a parede do anel de concreto para acesso ao seu interior (Figura 23b). A saída do poço também é feita por meio de tubulação enterrada até a sarjeta. No Poço 1-SC, a profundidade máxima útil é de 2 m, correspondente ao interior do poço até o extravasor.

Figura 23- a) Instalação dos anéis de concreto e b) Tubulação de entrada de água no Poço 1-SC

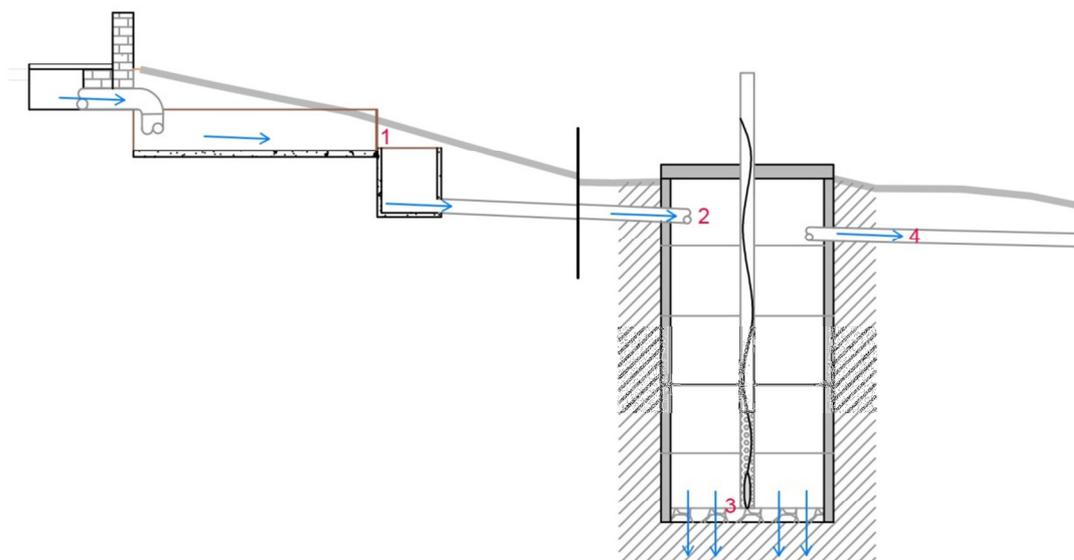


Fonte: Autoria própria

4.5.2. Funcionamento do Poço 1-SC

Ilustra-se na Figura 24 o funcionamento do Poço 1-SC. A água pluvial, após medição de vazão (1), entra diretamente no interior do Poço 1-SC através de tubulação enterrada desde a instalação predial à montante (2). A água é lançada sobre uma camada de 10 cm de brita nº2 no fundo (3). A infiltração no poço pode ocorrer pelo fundo e pretensamente pelas paredes do poço. Após atingir o nível máximo, a água pluvial excedente segue para sistema de drenagem convencional (sarjeta) através de tubulação enterrada (4).

Figura 24- Funcionamento do Poço1-SC



Fonte: Autoria própria

4.5.3. Construção do Poço2-GHidro

O Poço 2- GHidro foi construído conforme segue:

Escavou-se o solo até a profundidade de 2,5 m com 1,5m de diâmetro (a); (b) colocaram-se bloquetes de concreto (12 cm x 22 cm x 6 cm) dispostos circularmente para servir como base dos anéis de concreto de 1,10 m de diâmetro interno; os espaços entre os bloquetes foram preenchidos com brita (camada de 6 cm). (c) Colocou-se geotêxtil no fundo sobre os bloquetes. A função dos bloquetes de concreto é dar estabilidade estrutural ao poço. Baixou-se o primeiro anel de concreto e, a partir daí, colocou-se a manta lateral e a brita no espaço entre a manta os anéis (Figura 25a). Conforme os anéis de concreto eram colocados dentro do poço, o espaço lateral era preenchido com a brita previamente lavada. (d) Sobre o quarto e último anel, foi colocada a tampa perfurada, mostrada na Figura 27b, uma camada de 15 cm de brita sobre a tampa e a manta por cima. (e) Colocou-se pequena camada adicional de brita sobre a manta apenas para fixá-la no local. No Poço 2- GHidro, além dos 2 m do interior do poço há ainda 0,15 m correspondentes ao rebaixamento da tampa/filtro em relação à superfície do solo. Desse modo, no Poço 2-GHidro, o nível de água pode chegar a 2,15 m sem extravasamento da estrutura.

Figura 25 - a) Brita na lateral dos anéis b) Tampa de concreto perfurada



Fonte: Autoria própria

O geotêxtil não tecido foi colocado com um transpasse de 20 cm. A recomendação dada no Manual de LID de Maryland (MARILAND, 1999) é que a manta tenha um transpasse de no mínimo 15 cm na construção de técnicas de infiltração. As características hidráulicas do filtro geotêxtil apresentadas pelo fabricante são exibidas na Tabela 7:

Tabela 7-Propriedades hidráulicas do geotêxtil.

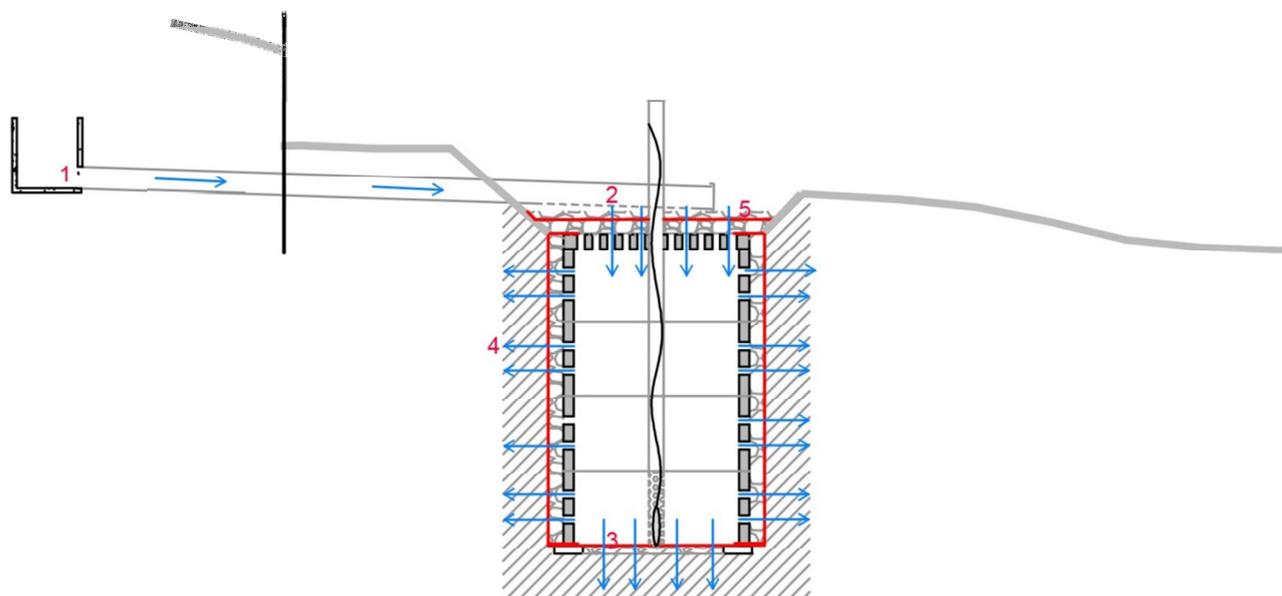
Propriedades	Norma de ensaio	GEOFORT/400
Permissividade	ASTM D 4491	$1,02 \text{ s}^{-1}$
Permeabilidade normal	ASTM D 4491	$4 \times 10^{-3} \text{ m/s}$
Transmissividade	ASTM D 4716	$1,05 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$
Abertura de filtração	AFNOR G 38017	80 μm
Gramatura		400g/m ²

Fonte: www.obergeo.com.br/geofort-geotextil

4.5.4. Funcionamento do Poço 2-GHidro

O caminho da água é ilustrado pela Figura 26. Um tubo de PVC conecta-se a instalação hidráulica predial ao Poço 2- GHidro (1). Antes de entrar no poço, a água passa por um filtro de geotêxtil e uma camada de 15 cm de brita (2). No fundo do poço há uma camada de 6 cm de brita nº2 e manta geotêxtil acima (3). Nesse poço, além da infiltração pelo fundo, existem furos nas laterais dos anéis de concreto para que a infiltração ocorra também através da parede (4). Existe ainda uma camada de 15 cm de brita nº2 entre os anéis e manta geotêxtil que assenta-se na parede do solo. A brita lateral tem a função de facilitar o espalhamento da água em toda a superfície da parede. Os filtros de geotêxtil (parede, fundo e tampa) têm a função de reter o material particulado fino presente no escoamento superficial, evitando assim, a colmatação prematura do sistema.

Figura 26- Funcionamento do Poço 2-GHidro



Fonte: Autoria própria

4.6. Monitoramento hidrológico

4.6.1. Precipitação

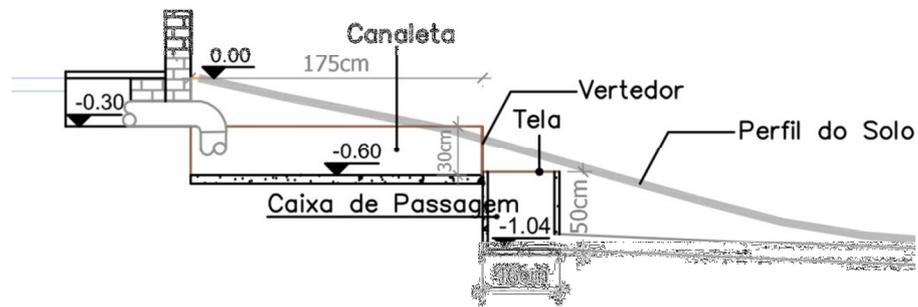
O equipamento utilizado para medir as precipitações é um pluviógrafo eletrônico da marca Campbell com *datalogger* configurado para armazenar os dados a cada minuto. Esse equipamento está instalado na Estação Meteorológica da UFSCar, localizada a 500 m dos poços. Os dados de chuvas reais foram coletados de fevereiro de 2014 a novembro de 2015. As chuvas com alturas de precipitação menores que 10 mm foram desconsideradas.

4.6.2. Vazão afluyente aos poços

4.6.2.1. Poço 1-SC

Instalou-se na canaleta de metal anterior à entrada do Poço 1-SC um vertedor triangular de 90° de parede delgada, com largura de 0,30 m, altura de 0,20 m, altura da crista de 0,05 m conforme Figura 27, Figura 28a e Figura 28b.

Figura 27-Corte da canaleta, caixa de passagem e Poço 1-SC



Fonte: Autoria própria

A medida de nível foi feita por um sensor de nível da marca Campbell modelo CS455, instalado em uma estrutura de PVC concebida para abrigar o sensor, conforme Figura 28. O sensor foi programado para obter os níveis de água em intervalos de tempo de 1 minuto. De posse desses dados, as vazões de entrada nos poços para todos os eventos foram calculadas pela Equação 6 de Thompson (Porto, 2001), que apresentou ajuste de 0,99 às vazões medidas para estas condições de operação por Barbassa e Campos e (2010).

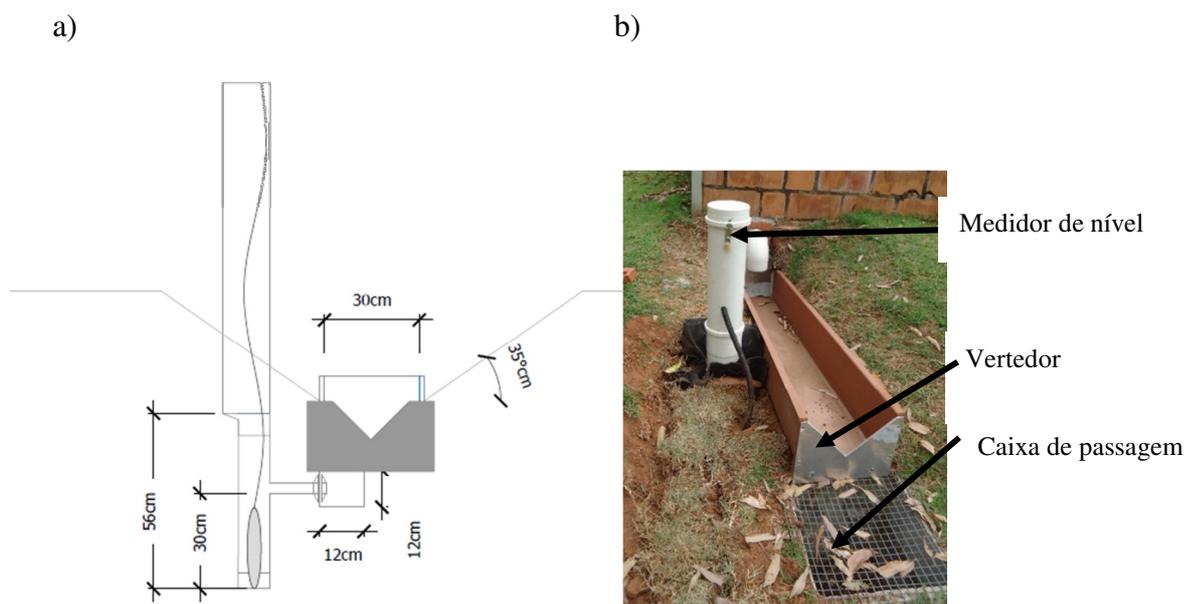
$$Q = 1,40 \cdot h^{\frac{5}{2}} \quad (6)$$

Onde:

$Q(m^3/s)$ é a vazão de entrada no poço;

$h(m)$ o nível de água acima da crista do vertedor.

Figura 28-a) Corte do abrigo do sensor b) Canaleta, vertedor e medidor de nível



Fonte: Autoria própria

4.6.2.1. Poço2-GHidro

A vazão afluyente ao Poço2-GHidro foi estimada conforme Equação 7. Supõe-se que os coeficientes de escoamento das áreas são iguais e, portanto, os volumes de escoamento superficiais são proporcionais às áreas de contribuição da seguinte forma:

$$Qe_{P2} = \frac{Qe_{P1}}{Ac_{P1}} \cdot Ac_{P2} \quad (7)$$

Onde:

Qe_{P2} (m³/s) é a vazão de entrada no Poço2- GHidro;

Qe_{P1} (m³/s) é a vazão de entrada no Poço1-SC;

Ac_{P1} (m²) é área de contribuição do Poço1-SC;

Ac_{P2} (m²) é a área de contribuição do Poço2-GHidro.

4.6.3. Nível de água no interior dos poços

O nível de água no interior dos poços foi monitorado por sensores eletrônicos da marca Campbell, modelo CS455, instalados em tubos de monitoramento em PVC de 150 mm, conforme Figura 29. Os sensores de nível foram testados e calibrados no Laboratório de

Hidráulica da UFSCar e novamente em campo para verificação da acurácia das medidas de nível de água. Os tubos de monitoramento possuem furos em sua extensão que permitem a entrada de água para medição do nível.

As informações foram coletadas por aparelhos *datalogger* da marca Campbell instalados próximos aos poços e configurados para armazenar dos dados em intervalos de 1 minuto.



Fonte: Autoria própria

4.7. Volume de água no interior dos poços

Como a geometria dos poços é distinta, a partir dos níveis de água obtidos pelo sensor, foram calculados os volumes de armazenamento para cada poço. Para tanto, foi necessário realizar alguns ajustes e correções conforme se segue:

Determinação do volume de água no Poço 1-SC

O sensor do Poço 1- SC foi alocado 0,1 m acima do solo, apoiado na camada de brita. Ou seja, quando o sensor começa a ler os níveis de água, esta já ultrapassou a camada de brita. Foram calculados, portanto, um volume de água até a altura de 0,1 m, considerando a porosidade da brita, e outro volume a partir de 0,1m. O volume total de armazenamento no Poço 1-SC é então dado pela Equação 8:

$$V_{poço1} = V_{0,1} + V_{sensor} = \left(\frac{\pi D_1^2}{4} \cdot 0,1 \cdot n\right) + \left(\frac{\pi D_1^2}{4} \cdot NA_{obs}\right) \quad (8)$$

Onde:

$V_{\text{poço1}}$ (m³) é o volume total armazenado no Poço 1;

$V_{0,1}$ (m³) é o volume de água armazenado até 0,1m de altura;

V_{sensor} (m³) é o volume medido a partir dos dados do sensor instalado na cota 0,1m;

n é a porosidade da brita n^o2 = 0,4;

NA_{obs} (m) é o nível de água obtido pelo sensor;

D_1 (m) é o diâmetro interno do Poço 1-SC = 1,1 m.

Determinação do volume de água no Poço 2-GHidro

Para o cálculo do volume de armazenamento de água do Poço 2- GHidro, primeiro foi obtida a área efetiva da base (Figura 30), considerando a área com brita, conforme Equação 9:

$$A_{ef} = \frac{\pi D_1^2}{4} - \frac{\pi D_2^2}{4} + \frac{\pi D_3^2}{4} \quad (9)$$

Onde:

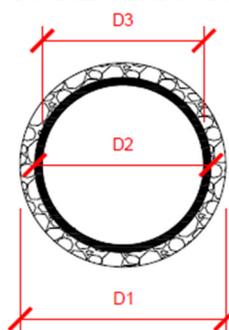
A_{ef} (m²) é a área efetiva da base do Poço 2-GHidro;

D_1 (m²) é o diâmetro total externo do poço = 1,40 m;

D_2 (m²) é o diâmetro externo do anel de concreto = 1,20 m;

D_3 (m²) é o diâmetro interno ao anel de concreto =1,10 m.

Figura 30-Corte transversal do Poço 2-GHidro



Fonte: Autoria própria

Após o cálculo da área efetiva, foi feito um procedimento semelhante ao realizado para o Poço 1-SC, visto que o Poço 2-GHidro também possui uma camada de brita abaixo do sensor. Essa camada é de 0,06 m, referente à altura do bloquete de concreto onde os anéis estão apoiados. Portanto, o volume total de armazenamento no Poço 2-GHidro é dado pela Equação 10:

$$V_{poço2} = V_{0,06} + V_{sensor} = (A_{ef} \cdot 0,06 \cdot n) + \left(\left(\frac{\pi D_1^2}{4} - \frac{\pi D_2^2}{4} \right) n \cdot NA_{obs} + \frac{\pi D_3^2}{4} \cdot NA_{obs} \right) \quad (10)$$

Em que:

$V_{poço2}$ (m³) é o volume total do Poço 2-GHidro;

$V_{0,06}$ (m³) é o volume do poço até 0,06 m de altura;

V_{medido} (m³) é o volume efetivo medido acima de 0,06m;

A_{ef} (m²) é a área efetiva do fundo do Poço 2-GHidro;

n é a porosidade da brita n°2 = 0,40;

NA_{obs} (m) é o nível de água obtido pelo sensor.

4.7.1. Volume e taxa de infiltração

Para calcular o volume de água infiltrado em ambos os poços nos eventos monitorados foram feitos balanços de massa para cada evento. Considerando os poços como volumes de controle, pela lei da conservação das massas, temos:

$$\left(\begin{array}{c} \text{Entrada de água} \\ \text{no sistema} \end{array} \right) - \left(\begin{array}{c} \text{Saída de água} \\ \text{no sistema} \end{array} \right) = (\text{Variação de volume no sistema})$$

Nos casos em que não houve extravasamento do poço tem-se, portanto:

$$Q_e \Delta t - Q_s \Delta t = V_{p_t} - V_{p_{(t-1)}} \quad (11)$$

Em que:

Q_e (m³/s) é a vazão de entrada no poço;

Q_s (m³/s) é a vazão de saída no poço;

V_{p_t} (m³) é o volume no poço no instante t;

$V_{p_{(t-1)}}$ (m³) é o volume no poço no instante t-1;

Δt (s) é o intervalo de tempo entre medidas.

Considerando a vazão de saída como a vazão infiltrada, tem-se:

$$(V_{e_t}) - (V_{inf_t}) = (V_{p_t} - V_{p_{t-1}}) \quad (12)$$

e

$$Vinf_t = Ve_t - Vp_t + Vp_{t-1} \quad (13)$$

Onde:

Ve_t (m³) é o volume de entrada no tempo t;

$Vinf_t$ (m³) é o volume infiltrado no tempo t;

Vp_t (m³) é o volume no interior do poço no tempo t;

Vp_{t-1} (m³) é volume no interior do poço no tempo t-1.

A partir do volume infiltrado, foram calculadas as taxas de infiltração de cada evento da seguinte maneira:

$$Tx\ inf_t = \frac{Vinf_t}{Ainf_t} \cdot C \quad (14)$$

e

$$A_{inf} = A_b + A_{parede} = \frac{\pi D^2}{4} + \pi D \cdot NA \quad (15)$$

Onde:

$Tx\ inf_t$ (mm/h) é a taxa de infiltração no tempo no tempo t;

$Vinf_t$ (m³) é o volume infiltrado no tempo t;

$Ainf_t$ (m²) é a área de infiltração no tempo t;

Δt (s) é o intervalo de tempo entre medidas;

C é a constante de homogeneização (1000 x 3600);

A_{inf} (m²) é a área de infiltração no poço;

A_b (m²) é a área da base no poço;

A_{parede} (m²) =Área molhada da parede do poço;

D (m) = Diâmetro interno do poço;

NA_{obs} (m) = Nível de água no interior do poço medido pelo sensor.

4.8. Simulação de chuvas

A fim de compreender o comportamento dos poços sob situações análogas e controladas de medição, realizaram-se ensaios de simulações de chuva. Para isso utilizou-se um reservatório de polietileno de 2000 litros. Nele foram conectados um tubo de PVC de 55 mm e um registro esfera para efetuar a descarga de água. Realizaram-se três ensaios para cada um dos poços em 2014 e três ensaios para cada um dos poços em 2015.

A descarga de água do reservatório de 2000L no Poço 1-SC foi feita na canaleta da instalação predial pluvial (Figura 31a) até o interior do Poço1-SC, conforme Figura 27. Já no Poço 2-GHidro, a descarga do reservatório de 2000L foi feita diretamente sobre a tampa perfurada, por onde ocorre a entrada de água no poço (Figura 31b).

Figura 31-Chuva simulada a) Poço 1-SC b)Poço 2-GHidro



Fonte: Autoria própria

O hidrograma produzido pelo esvaziamento do reservatório, que é igual a vazão de entrada nos poços, foi obtido experimentalmente. Para isso foi instalado um sensor de nível da marca OTT no interior do reservatório. A partir dos níveis referentes ao rebaixamento da água em intervalos de tempo de um minuto, utilizou-se a Equação 16 para obtenção da vazão de entrada de água no poço.

$$Q_e = \frac{\Delta V_{reserv}}{\Delta t} \quad (16)$$

Onde:

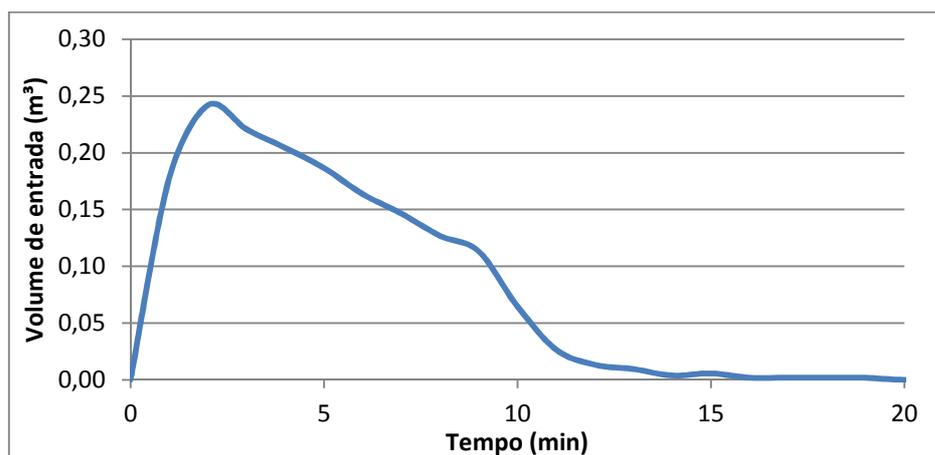
Q_e (m^3/s) é a vazão de entrada simulada;

ΔV_{reserv} (m^3) é a variação do volume dentro do reservatório;

Δt (s) é o intervalo de tempo.

Na Figura 32 mostra-se o hidrograma gerado pelo esvaziamento de reservatório de 2000 litros de água.

Figura 32- Hidrograma gerado pelo esvaziamento do reservatório de polietileno de 2000 litros



4.9. Tempo de pico e de esvaziamento dos poços de infiltração

O tempo de funcionamento definido por Baptista, Nascimento e Barraud (2005) corresponde ao tempo necessário para o enchimento da técnica compensatória e o tempo de descarga ou tempo gasto para o esvaziamento da estrutura. Nesse trabalho os tempos de pico e de esvaziamento foram obtidos a partir dos linigramas medidos. O tempo de pico (t_{pico}) considerado para cada evento de chuva real e simulada foi obtido a partir do início do enchimento do poço até o poço atingir o nível máximo de água durante o evento, conforme Equação 17. O início do enchimento do poço foi considerado a partir da camada de brita (nível zero), pois abaixo disso o sensor não coleta os dados. Os volumes correspondentes a essa camada em ambos os poços são iguais e considerou-se os tempo de enchimento também iguais.

$$t_{pico} = t_{NAmax} - t_0 \quad (17)$$

Em que:

t_{pico} (min) é o tempo de pico;

$t_{NA\text{máx}}(\text{min})$ o tempo correspondente ao máximo nível de água dentro do poço;
 $t_0(\text{min})$ o tempo correspondente ao início do enchimento do poço (nível zero).

O tempo de esvaziamento (t_e) foi determinado conforme Equação 18. Considerou-se como tempo inicial o momento que a lâmina de água dentro do poço atinge seu nível máximo, e tempo final, quando a água dentro do poço atinge o nível correspondente ao “nível zero”.

$$t_e = t_f - t_i \quad (18)$$

Onde:

t_e (min) é o tempo de esvaziamento observado;

t_f (min) é o tempo final equivalente ao “nível zero”;

t_i (min) é o tempo inicial referente ao nível máximo de água dentro do poço.

4.10. Modelagem dos poços de infiltração

As vazões de entrada e os níveis de água medidos nos eventos reais e simulados foram modelados pelo método adaptado de Puls (CUDWORTH, 1989), que emprega a equação da continuidade e a relação cota-volume-vazão do reservatório. A equação de continuidade, mostrada na Equação 19, traduz o princípio de conservação da massa (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005).

$$\overline{Q_e} - \overline{Q_s} = \frac{dV}{dt} \quad (19)$$

Onde: $\overline{Q_e}$ (m^3/s) é a vazão média de entrada; $\overline{Q_s}$ (m^3/s) a vazão média de saída;
 V (m^3) o volume armazenado dentro da estrutura no intervalo de tempo t (s).

Integrando a Equação 19 em cada intervalo de tempo obtém-se a Equação 20.

$$\int_{V_t}^{V_{t+1}} dV = \int_t^{(t+1)} Q_e(t) \cdot dt - \int_t^{(t+1)} Q_s(t) dt \quad (20)$$

Reescrevendo a Equação 20 integrada na forma de diferenças finitas, obtém-se (Equação 21):

$$\left(\frac{2V_{(t+1)}}{\Delta t} + Q_{s_{t+1}}\right) = (Qe_t + Qe_{t+1}) + \left(\frac{2V_t}{\Delta t} - Q_{s_t}\right) \quad (21)$$

As incógnitas, portanto, são os volumes e vazões em $t+1$: $V_{(t+1)}$ e Q_{t+1} , que podem ser obtidas resolvendo-se iterativamente a Equação 6 e a relação entre Q versus $2V/dt+Q_s$, construída a partir da relação entre o N.A. no poço e o volume e a descarga no solo (CUDWORTH JÚNIOR, 1989). As vazões de saída foram separadas nas parcelas de fundo e parede, pois o nível varia com o tempo ($NA(t)$) (Equações 22 e 23). A Equação 24 representa a soma das vazões do fundo e parede.

$$Q_{f(t)} = K \cdot A_f \quad (22)$$

$$Q_p(NA(t)) = K \cdot NA(t) \cdot \pi D \quad (23)$$

$$Q_s(t) = \sum_{t=0}^T Q_f(t) + Q_p(t) \quad (24)$$

Em que: Q_f é a saída por infiltração pelo fundo do poço (m^3/s); K a condutividade hidráulica, usado como parâmetro de ajuste do modelo aos resultados experimentais (m/s); A_f a área de fundo do poço (m^2); D o diâmetro do poço (m); $Q_p(NA(t))$ a vazão de infiltração pelas paredes do poço (m^3/s), a qual depende do nível de água (NA) em cada intervalo discretizado de tempo (t); e $NA(t)$ o nível de água no poço (m) para cada intervalo de tempo t discretizado em intervalos de tempo de 1 min.

4.10.1. Calibração e validação com K constante

Os valores de condutividade hidráulica saturada do solo empregados na modelagem foram obtidos por meio de ensaios de poço invertido, seguindo a metodologia e as orientações contidas em Cauduro e Dorfmann (s/d), em ABGE (1996), e em Pratt et al. (1992).

A partir do valor de K_{sat} dos ensaios (K_{ensaio}) foram ajustados valores de K otimizados (K_o) para cada evento de chuva. Os valores de K_o foram obtidos por meio de regressão não linear utilizando a ferramenta Solver, um aplicativo do EXCEL. A regressão não-linear é um método que minimiza o valor da função objetivo. A função objetivo utilizada para o ajuste do valor de K_{ensaio} é apresentada na Equação 25:

$$F_o(t) = \sum (NA_{cal}(t) - NA_{obs}(t))^2 \quad (25)$$

Em que:

$F_o(t)$ é a função objetivo;

$Na_{cal}(t)$ é o nível de água calculado com o K_{ensaio} ou com K_o (m);

$Na_{obs}(t)$ é o nível de água medido pelo sensor de nível (m);

t é o tempo (min).

Para verificar o ajuste do modelo, foram utilizados dois coeficientes. O coeficiente de determinação (R^2), que determina o quanto o modelo consegue explicar os valores observados (Equação 26), e pelo coeficiente de eficiência de Nash e Sutcliffe (NS), que verifica a aderência dos dados, conforme Equação 27.

$$R^2 = \sum_{i=1}^n (NA_{Puls} - \overline{NA_{obs}})^2 \quad (26)$$

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

Em que:

n é o número de observações;

$NA_{Puls}(m)$ é o nível de água calculado pelo método de Puls;

$\overline{NA_{obs}}(m)$ é a média dos níveis medidos com o sensor.

Na avaliação do desempenho do modelo, foi utilizada a classificação de Silva et al. (2008), que consideram o desempenho do modelo bom quando o valor de NS resultar maior que 0,75, desempenho aceitável para valores de NS entre 0,36 e 0,75, e desempenho inaceitável para valores de NS inferiores a 0,36.

4.10.1. Calibração do método de Puls com K variável

O método de Puls foi aplicado aos poços com a taxa de infiltração variável, simplificada em dois patamares, conforme Tecedor *et al.* (2015). O primeiro representa a permeabilidade média dos 10 minutos iniciais (K_i) e o segundo a permeabilidade média a partir deste tempo (K_f). O intervalo de 10 minutos foi definido a partir

dos dados das taxas de infiltração, calculadas a partir de dados medidos, pois se notou queda acentuada da permeabilidade a partir deste intervalo de tempo. K_i e K_f foram otimizados para ajustar aos valores de NAs calculados aos NAs medidos nos ensaios de campo.

4.11. Colmatação dos poços

A análise de colmatação dos poços foi feita a partir de dados experimentais de chuva simulada e de ensaios das mantas do Poço 2-GHidro, conforme descrito a seguir.

4.11.1. Chuva simulada

Procurou-se avaliar a colmatação dos poços a partir dos dados observados comparando-se os linigramas dos ensaios de chuvas simuladas realizados em agosto de 2014 com os ensaios realizados em agosto de 2015 para os dois poços. Restringiu-se essa avaliação às chuvas simuladas, pois nesses ensaios os poços foram submetidos às mesmas condições. Calcularam-se as variações percentuais dos parâmetros tempo de esvaziamento, tempo de pico e K otimizado simulado tendo como base o ano de 2014.

4.11.2. Colmatação das mantas da tampa e fundo do Poço 2- GHidro

Foram retiradas 4 amostras de manta da tampa e 4 amostras do fundo do Poço2-GHidro para a realização de ensaios de permeabilidade. A manta da tampa foi facilmente retirada após a remoção da camada de brita superior. Para acessar a manta do fundo, foi necessário remover toda camada de brita e a tampa do poço.

Os ensaios foram feitos conforme normativa D4491-99 da ASTM (1999) em amostras de geotêxtil novo e em amostras de geotêxtil do poço de infiltração após 27 meses de funcionamento. Na Figura 33 é mostrado o equipamento utilizado no ensaio de permeabilidade do geotêxtil. Essa análise não foi feita para o Poço1-SC, pois ele não possui manta em sua estrutura. A permeabilidade do filtro foi calculada de acordo com Equação 28.

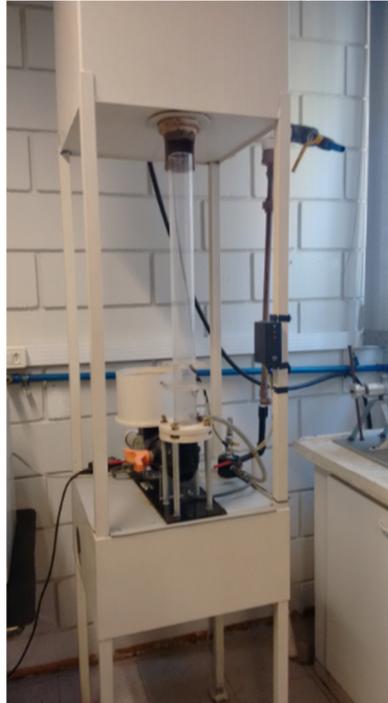
$$k_n = \frac{P}{e_{GT}} \quad (28)$$

Onde:

k_n (m/s) é a permeabilidade do geotêxtil (m/s);

P é a permissividade do geotêxtil (s^{-1});
 e_{GT} é a espessura do geotêxtil (m).

Figura 33-Equipamento utilizado no ensaio de permeabilidade do geotêxtil



Fonte: Autoria própria

4.12. Estimativa da vida útil do pré-filtro do poço de infiltração

A estimativa da vida útil do filtro do poço de infiltração foi realizada em três etapas. A primeira etapa foi a determinação da concentração de sólidos suspensos totais presentes na água de escoamento superficial direto que chega até os poços de infiltração. A segunda etapa foi a verificação, em ensaios de laboratório, da massa desse material particulado presente na água de escoamento superficial responsável pela colmatação do filtro geotêxtil. A terceira etapa foi relacionar a vida útil do filtro do poço de infiltração com a concentração de material suspenso presente na água de escoamento superficial direto e com área de contribuição efetiva. Essas etapas são detalhadamente descritas a seguir.

4.12.1. Qualidade do escoamento superficial direto predial

A água de chuva, que escoo do telhado e piso impermeabilizado e segue para o poço de infiltração, foi coletada para determinação da concentração de SST e turbidez. A concentração de SST foi determinada utilizando o *Standard Methods* (APHA, 1995) e a turbidez foi medida em um turbidímetro da marca Micronal modelo B250.

Para coletar a água de escoamento superficial predial que chega ao poço de infiltração, montou-se um sistema conforme ilustrado na Figura 34. A coleta foi feita por gravidade por meio de uma mangueira de 5 mm que conduzia a água da caixa metálica (onde se encontra o vertedor) à caixa de amianto, dentro da qual colocou-se um recipiente plástico. A vazão pela mangueira encheria a caixa de 50 L se houver chuva durante 30 minutos. Obteve-se uma única amostra para cada evento. As amostras foram retiradas da caixa de 50L após agitação do volume armazenado.

Figura 34- Sistema para coleta de água de chuva



Fonte: Autorial própria

4.12.2. Ensaios com permeâmetro

Realizaram-se ensaios onde amostras de manta geotêxtil foram submetidas a uma carga de material particulado a fim de determinar:

(i) a massa de sólidos que fica retida até a redução expressiva da permeabilidade do geotêxtil. Essa condição foi atendida quando a permeabilidade do geotêxtil atingiu uma taxa de aproximadamente 115 mm/h.

$$M_R = M_f - M_i \quad (29)$$

Onde M_R é a massa de solo retida na manta do permeâmetro após secagem em estufa (g); M_f é a massa do filtro do permeâmetro seca em estufa após ensaio (g); M_i a massa do filtro do permeâmetro antes do ensaio (g).

(ii) O tempo de duração de ensaio até ocorrer a colmatação do filtro, que foi chamado de tempo de colmatação (t_c).

$$t_c = (t_f - t_0) \quad (30)$$

Onde t_0 é o tempo no início do ensaio (min) e t_f o tempo final (min).

(iii) A permeabilidade do filtro de geotêxtil em função do tempo (K_{GT}), calculada pela Equação 31 a seguir:

$$K_{GT}(t) = \frac{Q_s(t)}{Am} \times C \quad (31)$$

e

$$Q_s(t_i) = \frac{Ab_{R3} \cdot (NA(t_{i+1}) - NA(t_i))}{(t_{i+1} - t_i)} \quad (32)$$

Onde:

K_{GT} (mm/h) é a permeabilidade do filtro geotêxtil do permeâmetro;

Am (m²) a área do filtro do permeâmetro (0,035 m²);

C o coeficiente de homogeneização de unidades (3,6 x 10⁵);

Q_s (m³/s) a vazão na saída do permeâmetro;

$Ab_{R3}(m^2)$ a área da base de R3 (0,29 m²);
 $NA(t)$ o nível de água no R3 no tempo t (m);
 $t_i(s)$ é o tempo no instante i (s).

(iv) Qualidade da água na entrada e saída do permeâmetro

A qualidade da água foi avaliada por meio de amostras coletadas na saída de R1 (correspondente à entrada do permeâmetro) e saída do permeâmetro. Procurou-se amostrar a qualidade durante toda duração do ensaio, coletando amostras em intervalos de aproximadamente 5 minutos. Foi determinada a turbidez e sólidos suspensos totais (SST) para obtenção dos valores médios destes parâmetros. A eficiência de remoção de turbidez e SST foram calculadas pelas Equações 33 e 34:

$$E_T = \frac{T_e - T_s}{T_e} \cdot 100 \quad (33)$$

$$E_{SST} = \frac{SST_e - SST_s}{SST_e} \cdot 100 \quad (34)$$

Onde E_T é a eficiência de remoção de Turbidez (%); T_s é a turbidez na saída do permeâmetro (NTU); T_e a turbidez na entrada do permeâmetro (NTU); E_{SST} a eficiência de remoção de SST (%); SST_s a concentração de SST na saída do permeâmetro (mg/L); SST_e a concentração de SST na entrada do permeâmetro (mg/L).

Características dos ensaios realizados:

O solo superficial utilizado nos ensaios foi coletado nas proximidades dos poços, a aproximadamente 10 m de distância. Pelo ensaio de granulometria (NBR 6502/95) esse solo foi classificado como areia média argilosa (Figura 35).

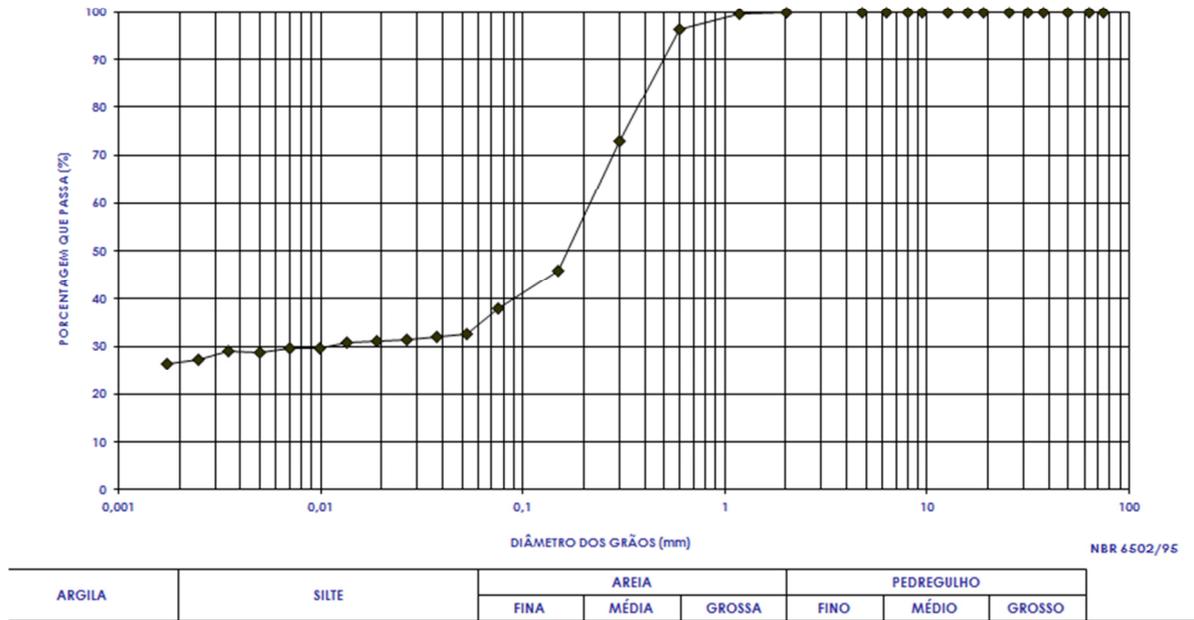
Utilizaram-se a peneira nº10 para retirada dos sólidos grosseiros das amostras e o almofariz para destorroamento (Figura 38a).

Para compreender melhor o processo de colmatação sob diferentes granulometrias, foram realizados 10 ensaios divididos em 4 grupos de amostras com as seguintes características:

1. Ensaio com água potável: 1 ensaio
2. Ensaios com solo natural: 4 ensaios com
3. Ensaios com solo que passou na peneira #200 (diâmetro <75 µm): 3 ensaios

4. Ensaios com solo que ficou na retido na peneira #200 (diâmetro >75 μm): 3 ensaios

Figura 35-Distribuição granulométrica do solo natural
CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA



Fonte: Autoria própria

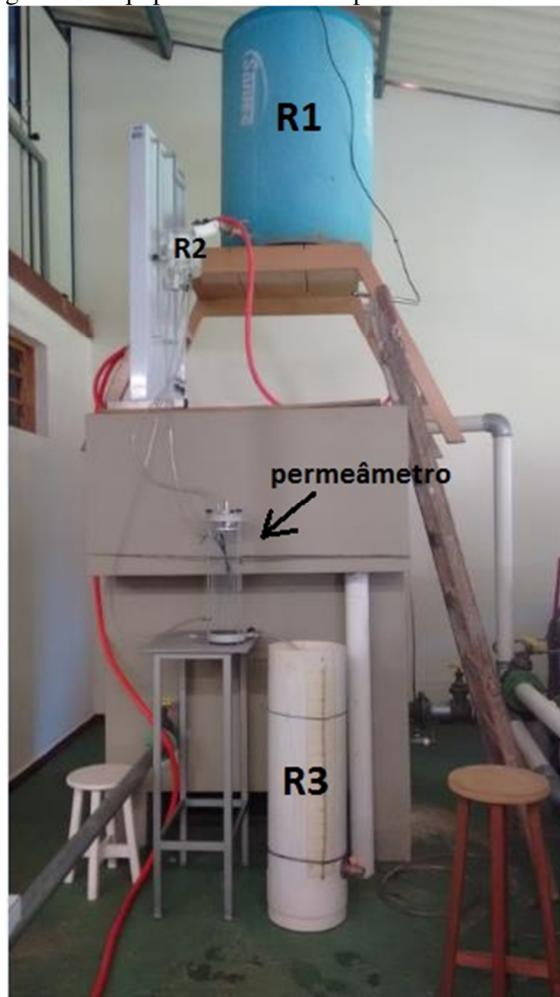
Montagem do sistema de ensaio:

O sistema montado para a realização desses ensaios, conforme Figura 36, consiste em um reservatório de 600 L (R1) contendo uma mistura de água e 390g de solo de diferentes granulometrias. Neste reservatório foram alocadas duas bombas submersíveis para evitar a sedimentação do solo, mantendo o material em suspensão durante todo o ensaio.

O R1 alimenta uma caixa com controle da entrada de água para manter o nível constante (R2). O R2 é conectado por três mangueiras (para aumentar a vazão) ao permeâmetro de acrílico onde foi instalada a manta geotêxtil na sua base (Figura 37). O permeâmetro possui um registro de esfera na saída por onde a água, após passar pela manta, é dirigida a um reservatório de PVC de 70 litros (R3). Instalou-se no R3 um sensor de nível da marca OTT para determinação da vazão de saída.

As mantas empregadas nos ensaios possuem mesmas características das que estão instaladas no Poço2-GHidro, conforme Tabela 7. Após término dos ensaios, o material depositado sobre as mantas do permeâmetro foi retirado para análise granulométrica. Posteriormente, essas mantas serão analisadas por meio de microfotografia eletrônica de varredura para avaliação da deposição do material nas fibras do geotêxtil.

Figura 36- Equipamento montado para ensaios na manta.



Fonte: Autoria própria

Figura 37-Permeâmetro utilizado no ensaio



Fonte: Autoria própria

Procedimento do ensaio:

(1) Encher o R1 com água, (2) colocar no R1 a amostra de solo previamente pesada (Figura 38b).

(3) ligar a bomba para agitação e manutenção do solo em suspensão, (4) abrir o registro do R1 até completar o permeâmetro com a mistura preparada e o R2 manter-se no nível desejado (carga constante de 1,50 m), (5) Abrir o registro na saída do permeâmetro.

Figura 38- a) Solo utilizado no ensaio com permeâmetro b) Pesagem do solo



Fonte: Autoria própria

4.12.3. Estimativa da vida útil do pré-filtro do poço de infiltração

Para estimar a vida útil do pré-filtro do poço de infiltração do Poço2-GHidro, primeiramente determinou-se massa de sólidos que chega até o pré-filtro do poço por ano, de acordo com a concentração de SST presente na água de escoamento superficial predial direto (Equação 35) e a massa de sólidos retida no geotêxtil (Equação 36). Como a qualidade da água de chuva é muito variável e dependente de diversos fatores, as estimativas foram feitas considerando 5 diferentes concentrações de SST na água de chuva. As concentrações consideradas foram 0,1 mg/L, 0,5 mg/L, 1 mg/L, 5 mg/L, 10 mg/L e 50 mg/L para cada grupo de ensaios (solo natural, solo que passou na #200 e solo retido na peneira #200).

$$Me_{ESD} = P_m \cdot A_{ef} \cdot Ce_{SST} \quad (35)$$

Onde:

Me_{ESD} (g/m²/ano) é a massa de SST do escoamento superficial direto predial que chega até o geotêxtil da tampa do poço por ano;

P_m (m/ano) é a precipitação anual na cidade de São Carlos;

A_{ef} (m²) é a área de contribuição predial efetiva;

Ce_{SST} (g/m³) é a concentração de SST média do ano no escoamento superficial direto.

A massa de sólidos retida no geotêxtil após passagem da água de chuva de geotêxtil foi estimada a partir dos resultados eficiência de remoção de SST calculados, conforme Equação 36:

$$Mr_{ESD} = Me_{ESD} \cdot Ef_{SST} \quad (36)$$

Onde:

Mr_{ESD} (g/m²/ano) é a massa de sólidos retida no geotêxtil após passagem da água de chuva;

Ef_{SST} (%) é a eficiência de remoção de sólidos suspensos totais após passagem pelo geotêxtil;

As mantas foram pesadas antes e depois dos ensaios com permeâmetro para determinar a massa de sólidos que colmata a manta. A partir da massa de solo total retida na

manta do permeâmetro (M_R), foi determinada a massa de solo retida por unidade de área do filtro de geotêxtil (M_C) (Equação 37):

$$M_C = \frac{M_R}{A_p} \quad (37)$$

Onde:

M_C (g/m²) é a massa de solo média retida por unidade de área do filtro do permeâmetro para cada tipo de solo;

M_R (g) é a massa de solo total retida no geotêxtil do permeâmetro;

A_p (m²) é a área do filtro de geotêxtil do permeâmetro (0,035 m²).

Assim, foi calculada a massa de sólidos que colmataria o geotêxtil do Poço2-GHidro, cuja área é de 1,54 m², multiplicando o M_C médio de cada tipo de solo pela área do filtro do Poço2-GHidro.

$$M_{CP2} = M_C \cdot A_{GT} \quad (38)$$

Onde:

M_{CP2} (g/m²) é a massa de solo que colmata a manta da tampa do Poço2-GHidro;

A_{GT} (m²) é a área do filtro de geotêxtil do Poço2-GHidro.

A vida útil do pré-filtro de geotêxtil foi estimada de acordo com a Equação 39:

$$V_{\text{útil}}(C_{SST}, A_{ef}) = \frac{M_{CP2}}{Mr_{ESD}} \quad (39)$$

A vida útil do filtro de geotêxtil do poço ($V_{\text{útil}}$) é função da concentração de SST da água escoamento superficial direto (C_{SST}) e após passar pela abertura do filtro geotêxtil (C_{SST}), da área contribuição efetiva (A_{ef}), considerando M_R , P_m , A_{GT} determinados experimentalmente. Pode-se então traçar em gráfico uma curva de $V_{\text{útil}}$ de uma manta de um poço de infiltração, instalado no município de São Carlos, para cada C_{SST} com variação da A_{ef} predial. Obtiveram-se esses gráficos para cada tipo de solo utilizado nos ensaios.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1. Caracterização do solo

A granulometria do solo apresentou médias de 18% de areia fina, 40,4% de areia média, 36,2% de argila e parcelas menos significativas de silte e areia grossa, conforme Tabela 8. Dessa forma o solo foi classificado como Areia Média Argilosa, de acordo com a nomenclatura contida na NBR 6508 (ABNT, 1984).

Tabela 8- Composição e classificação granulométrica do solo entre Poço1-SC e Poço2-GHidro

Profundidade	Argila %	Silte %	Areia %			Classificação do Solo
			Fina	Média	Grossa	
0-0,5 m	34,0	4,0	20,0	41,2	0,8	Areia Média Argilosa
0,5 -1,0 m	35,6	4,4	17,8	41,5	0,7	Areia Média Argilosa
1,0 – 1,5 m	37,0	3,0	17,0	39,0	4,0	Areia Média Argilosa
1,5 – 2,0 m	38,0	4,0	17,0	40,0	1,0	Areia Média Argilosa
Média das amostras	36,2	3,9	18,0	40,4	1,6	100%

Os ensaios de compactação mostram maior grau na faixa de solo que vai de 0,3 a 0,6m de profundidade (72%) e menor após essa faixa. Os resultados dos ensaios de compactação para cada faixa se encontram na Tabela 9:

Tabela 9- Índices físicos e grau de compactação do solo entre Poço1-SC e Poço2-GHidro

Profundidade	Umidade natural (%)	Umidade ótima (%)	yd (g/cm ³)	yd máximo (g/cm ³)	Grau de compactação %
0-0,3 m	16,56	21,5	2,589	1,73	67
0,3 – 0,6 m	18,38	14,0	2,623	1,90	72
0,6 – 0,9 m	18,38	26,5	2,623	1,67	64
0,9 – 1,2 m	23,19	27,5	2,633	1,65	63

5.1.1. Ensaio da permeabilidade saturada

Os ensaios de poço invertido, realizados entre os dois poços, resultaram em uma média de valores de permeabilidade saturada de 5,16 mm/h pelo cálculo descrito em Cauduro e Dorfmann (s/d), 6,67 mm/h pelo cálculo de Pratt e Powel(1992) e 2,70 mm/h pela equação de Rodio (1960) citado por ABGE (1996). Salienta-se que o tempo de umedecimento antes do ensaio foi de 24h, conforme Barbassa et al. (2009).

Os ensaios realizados próximo ao Poço 1- SC resultaram em um valor de 7,74 mm/h para o método calculado pela equação descrita em ABGE (1996), 8,06 mm/h para Cauduro e Dorfmann (s/d) e 17,32 mm/h pelo cálculo de Pratt e Powel(1992). No local próximo ao Poço 2- GHidro, a média dos ensaios obtidos foi de 1,67 mm/h para o cálculo

descrito em ABGE (1996), 3,47 mm/h para o método cálculo em Cauduro e Dorfman (s/d) e 6,20 mm/h pelo cálculo de Pratt e Powel(1992).

Os resultados dos ensaios em detalhe estão na Tabela 10.

Tabela 10- Resultados dos ensaios de poço invertido

Local do ensaio	Número do ensaio	Método		
		Rodio (1960) (mm/h)	Cauduro e Dorfman (s/d) (mm/h)	Pratt et al (1992) (mm/h)
Entre os dois poços (aproximadamente a 7m de cada)	1	3,66	7,95	7,93
	2	2,01	4,03	6,53
	3	2,42	3,50	5,56
	Média	2,70	5,16	6,67
2 m do Poço 1-SC	1	6,85	7,98	15,02
	2	7,97	6,85	15,17
	3	8,41	9,36	21,78
	Média	7,74	8,06	17,32
2 m do Poço 2-GHidro	1	2,57	5,67	8,44
	2	0,53	1,21	4,34
	3	1,93	3,53	5,82
	Média	1,67	3,47	6,20

Em todos os ensaios, com exceção do segundo ensaio realizado próximo ao Poço 2-GHidro, os valores obtidos pelo método da ABGE (1996) foram menores do que os obtidos nos outros métodos. Barbassa et al. (2009) realizaram diversos ensaios de poço invertido, calcularam pelas três fórmulas e encontraram valores de permeabilidade saturada de até 2,88 vezes menores para os cálculos pelo método da ABGE (1996) e valores bem próximos para os métodos de Cauduro e Dorfman (s/d) e Pratt e Powel (1992).

Apesar dos valores obtidos encontrarem-se dentro dos limites estabelecidos para a adoção de técnicas de infiltração, a condutividade hidráulica é considerada lenta ou moderadamente lenta de acordo com o *US.Bureau of Plant Industry and Agricultural Engeneeing* citado por Cauduro e Dorfmann (s/d).

Sobrinha (2011), Lucas (2011) e Gutierrez et al. (2009) realizaram o mesmo ensaio em uma microbacia próxima ao local de estudo e encontraram valores de permeabilidade de 93,38 mm/h, 82,8 mm/h e 30,88 mm/h, respectivamente.

Barbassa et al. (2009) realizaram 18 ensaios de poço invertido para determinação da permeabilidade saturada do solo no campus da UFSCar. Esses ensaios foram realizados para 5 tempos de umedecimento (4, 6, 24, 30 e 48 horas) e o K apresentou alterações de até 77% em relação aos tempos de umedecimento. A queda de K foi acentuada

entre os ensaios com tempo de umedecimento de 4 e 6 horas, reduzindo para ensaios com 24 ou 30 horas e pequena elevação para o ensaio de 48 horas.

Adianta-se que a permeabilidade saturada do solo nos dois poços em escala real, calculada pelo método de Pratt e Powel (1992), foram cerca de 20 vezes maiores que os obtidos pelo método do poço invertido para o Poço 1-SC e 60 vezes maior para o Poço 2-GHidro, como será visto posteriormente na Tabela 12.

Reis, Oliveira e Sales (2008) fizeram uma comparação entre um poço escavado a trado e um poço de infiltração e encontraram valores de K_{sat} até 19 vezes maiores no poço de infiltração do que no poço escavado a trado durante o período chuvoso. Os autores apresentaram como justificativa possível a presença de cascalho no solo onde estava situado o poço de infiltração.

Carvalho (2008) realizou testes de infiltração em poços piloto, de 0,2 m de diâmetro e em poços de 2 m de diâmetro. Para uma mesma profundidade, os poços pilotos apresentaram taxas de infiltração maiores do que os poços de grande diâmetro em todos os casos. A autora atribui isso ao que chama de “efeito escala” e, segundo ela, enquanto um volume maior de água infiltra-se em uma área proporcionalmente menor no poço de infiltração, no poço escavado a trado, um volume menor infiltra-se em uma área proporcionalmente maior. Essa relação volume/área de infiltração é de 8,5 vezes maior no poço de 2 m de diâmetro em relação ao poço piloto.

O efeito escala não foi verificado nos ensaios realizados nesse trabalho, visto que os poços escavados a trado, de diâmetros menores, obtiveram menores taxas de infiltração do que os poços de grande diâmetro. Uma hipótese para esse ocorrido, é que no poço construído o solo ainda não atingiu a saturação, fazendo com que a água se infiltre mais rápido do que no ensaio de poço invertido, onde o solo havia sido umedecido por 24 horas.

5.2. Ensaios de chuva simulada

Neste item foram avaliados os seguintes aspectos: tempo de pico e tempo de esvaziamento, volumes máximos atingidos nos poços, volumes infiltrados em função do tempo e taxas de infiltração em função do tempo.

Os ensaios de chuvas simuladas foram realizados em agosto de 2014 e agosto de 2015. Em cada ano foram simulados três eventos de chuva em cada poço, totalizando 12 ensaios.

Os tempos de pico dos dois poços foram praticamente os mesmos (média de 11 a 13 minutos em todos os casos), evidenciando comportamentos semelhantes em termos de tempo de pico de volume, conforme Tabela 11.

O Poço 2-GHidro esvaziou cerca de 6 minutos antes do que o Poço 1-SC. Houve uma média de 116 minutos de esvaziamento do Poço 2-GHidro e 122 minutos do Poço 1-SC. Isto indica uma leve melhora do desempenho do Poço2-GHidro, que esvaziou 5,2% mais rápido.

Quanto ao volume máximo atingido, a diferença entre as estruturas foi significativa. O volume máximo armazenado atingido pelo Poço 1-SC foi 30% maior do que volume atingido pelo Poço 2-GHidro em 2014 e 36% maior em 2015. Isso pode ser observado no gráfico da Figura 39. Como maior volume armazenado implica em menor infiltração, novamente pode-se supor melhor desempenho do Poço2-GHidro. Este desempenho pode estar relacionado à distribuição de água nas paredes do Poço2-GHidro devido à camada de brita entre solo e anel de concreto.

O volume máximo e tempo de esvaziamento demonstram melhor eficiência do Poço 2-GHidro em relação ao Poço 1-SC, visto que a quantidade de água recebida nos dois poços foi a mesma. Isso pode estar ocorrendo devido à maior área de infiltração total (30% maior no Poço 2-GHidro) e/ou à camada de brita entre o anel e o geotêxtil que contribui para melhorar a distribuição da água.

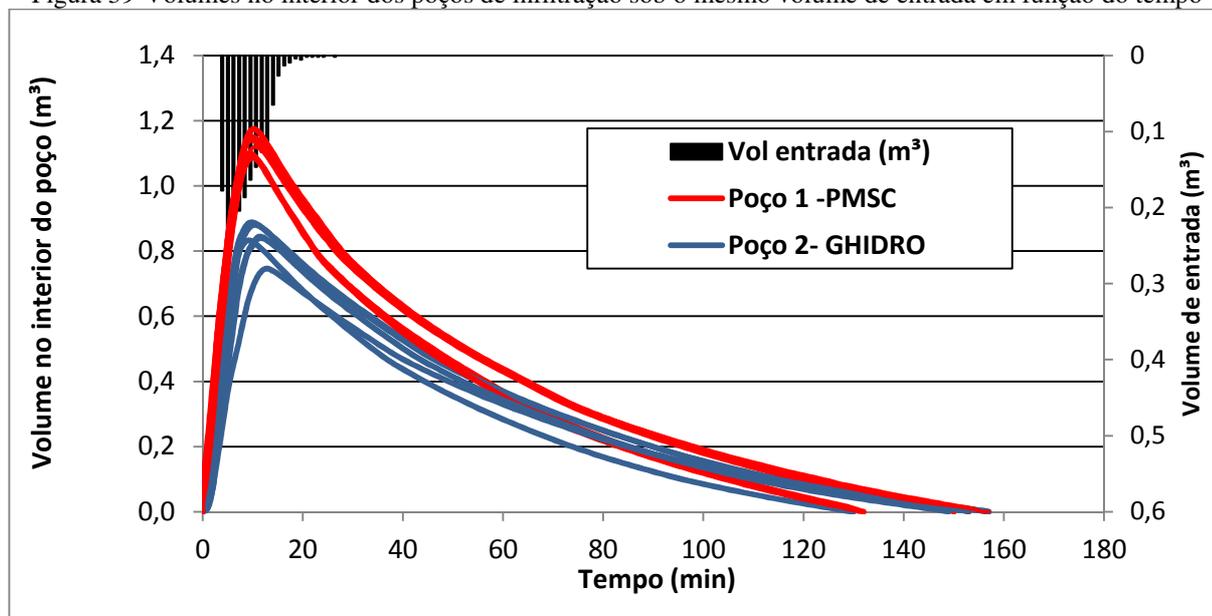
Os dados e resultados obtidos nos 12 ensaios de chuva simulada são apresentados na Tabela 11.

Tabela 11- Dados obtidos nos ensaios de chuva simulada

	Ensaio	Data	Volume máximo atingido (m ³)	Tempo de pico (min)	Tempo de esvaziamento (min)
Poço1 - SC-2014	1	19/08/2014	1,13	11	110
	2	21/08/2014	1,21	11	128
	3	24/08/2014	1,18	11	126
	Média		1,18	11	121
Poço1 - SC- 2015	1	14/08/2015	1,12	11	109
	2	17/08/2015	1,16	14	131
	3	18/08/2015	1,19	11	129
	Média		1,16	12	123
Poço2 - GHidro- 2014	1	26/08/2014	0,87	10	102
	2	27/08/2014	0,92	11	123
	3	28/08/2014	0,92	11	122

		Média		0,90	11	116
Poço2 GHidro- 2015	1	04/08/2015	0,78	14	118	
	2	10/08/2015	0,88	12	118	
	3	12/08/2015	0,88	13	115	
	Média			0,85	13	117

Figura 39-Volumes no interior dos poços de infiltração sob o mesmo volume de entrada em função do tempo



Quando comparadas as porcentagens dos volumes infiltrados em relação aos volumes máximos infiltrados ao longo do tempo (Figura 40 e Figura 41), confirma-se melhor eficiência do Poço 2-GHidro em relação ao Poço 1-SC. Por exemplo, no ano de 2014, em 10 minutos de ensaio o Poço 2-GHidro já tinha infiltrado 43% do volume máximo e Poço 1-SC tinha infiltrado apenas 28%. Em 2015, nesse mesmo tempo, o Poço 2-GHidro tinha infiltrado 49% do volume máximo e Poço 1-SC, 30%.

Outra informação que pode ser obtida das Figura 40 e Figura 41 é que em 100 minutos de ensaio, em todos os casos, os poços já haviam infiltrado 90% do volume total da água. A partir desse momento, os dois poços infiltraram praticamente a mesma porcentagem de volume por intervalo de tempo. O funcionamento dos dois poços nos ensaios realizados em 2014 e em 2015 foi bastante parecido, podendo ser um indicativo que, nesse intervalo de operação, os poços não sofreram colmatção significativa.

Figura 40- Porcentagem de volume infiltrado nos poços em 2014

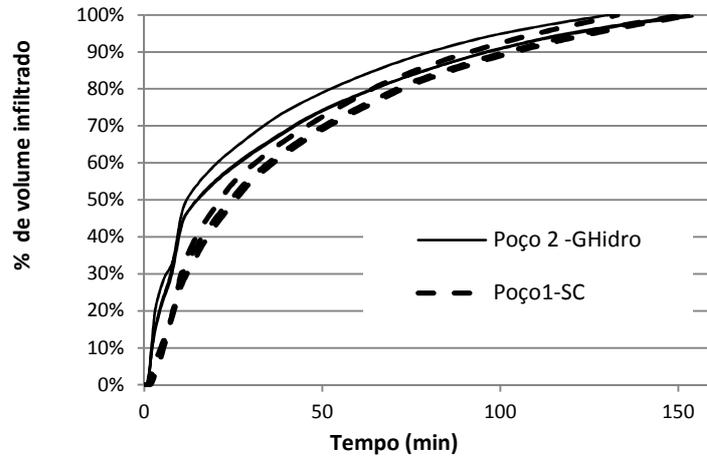
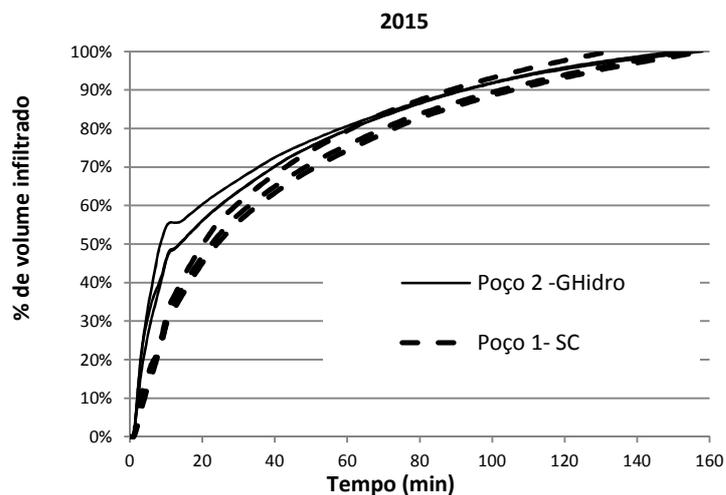


Figura 41- Porcentagem de volume infiltrado nos poços em 2015



5.2.1. Taxas de infiltração observadas

As taxas de infiltração observadas foram calculadas considerando as áreas de parede e fundo para os dois poços, conforme mostradas na Figura 42. Os gráficos foram divididos em intervalos de 0 a 10 minutos e de 10 a 120 minutos para melhorar a visualização. No primeiro intervalo (Figura 43), correspondente aos 10 primeiros minutos de ensaio, as taxas de infiltração são muito altas e as taxas de infiltração do Poço 2-GHidro são maiores do que as do Poço 1-SC. Este intervalo corresponde ao tempo de enchimento dos poços, onde a vazão de entrada é maior do que a vazão de infiltração. Quando cessa a vazão de entrada (aproximadamente 10 minutos de ensaio), a taxa de infiltração do Poço 1-SC passa a ser maior do que a taxa de infiltração do Poço 2-GHidro, e essa situação ocorre até o final do evento, para todos os ensaios (Figura 44).

Figura 42- Taxa de infiltração nos poços calculadas para chuvas simuladas

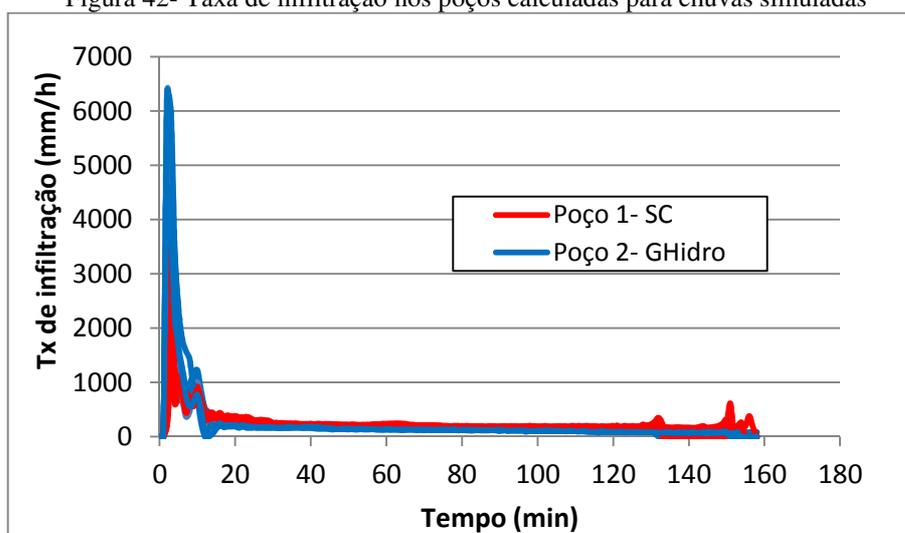


Figura 43- Taxa de infiltração inicial dos poços

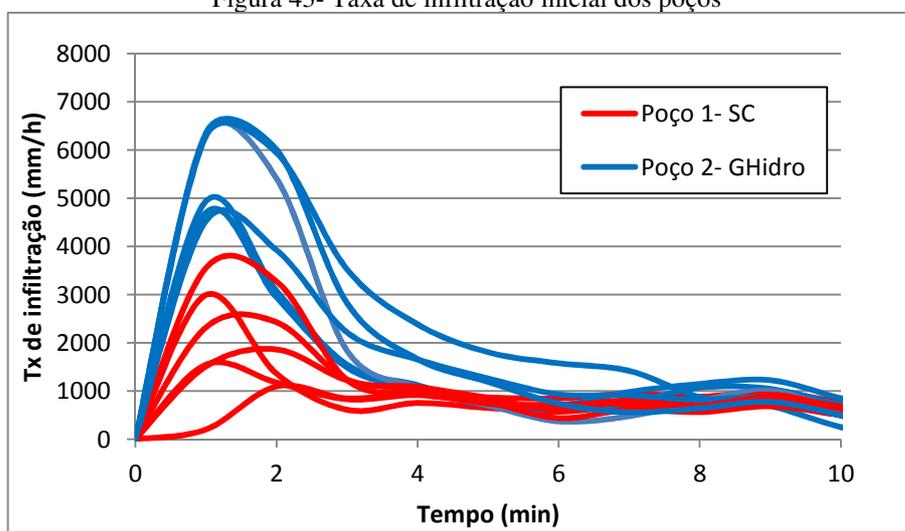
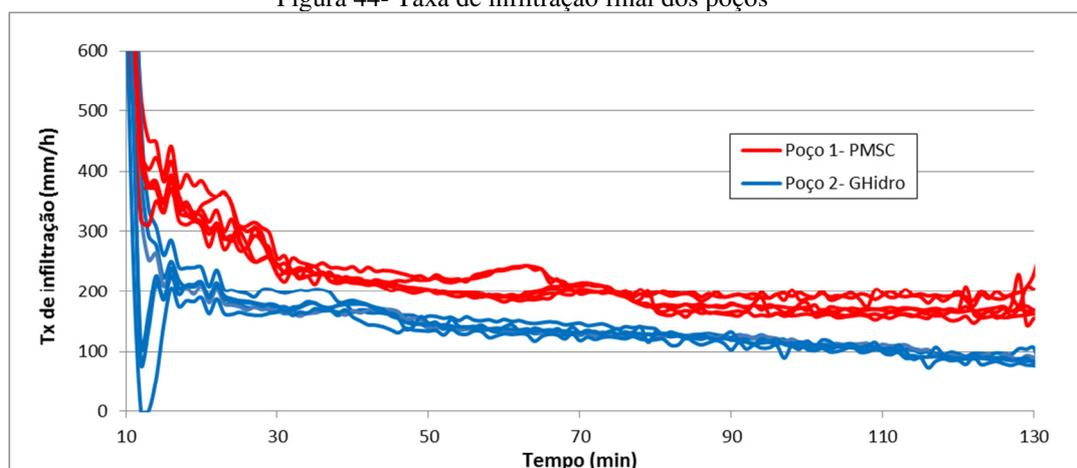


Figura 44- Taxa de infiltração final dos poços



Calculando as taxas de infiltração dos poços pela fórmula de Pratt e Powel (1992), as médias obtidas nos dois anos para os dois poços foram 207 mm/h (Tabela 12).

Tabela 12 - Taxas de absorção dos ensaios de chuva simulada calculadas pelo método de Pratt e Powel (1992)

	Ensaio	K Pratt e Powel (1992) (mm/h)		Ensaio	K Pratt e Powel (1992) (mm/h)
P1 -SC-2014	1	219,10	P2 - GHidro-2014	1	237,75
	2	203,17		2	192,66
	3	199,54		3	199,54
	Média	207,27		Média	209,98
P1 - SC- 2015	1	232,80	P2 - GHidro-2015	1	199,54
	2	189,39		2	203,17
	3	196,04		3	206,93
	Média	206,08		Média	203,21

5.2.2. Modelagem dos poços com ensaios de chuvas simuladas e valores de K constantes

Apresentam-se neste item os resultados das modelagens dos poços de infiltração pelo método de Puls com valores de K constantes.

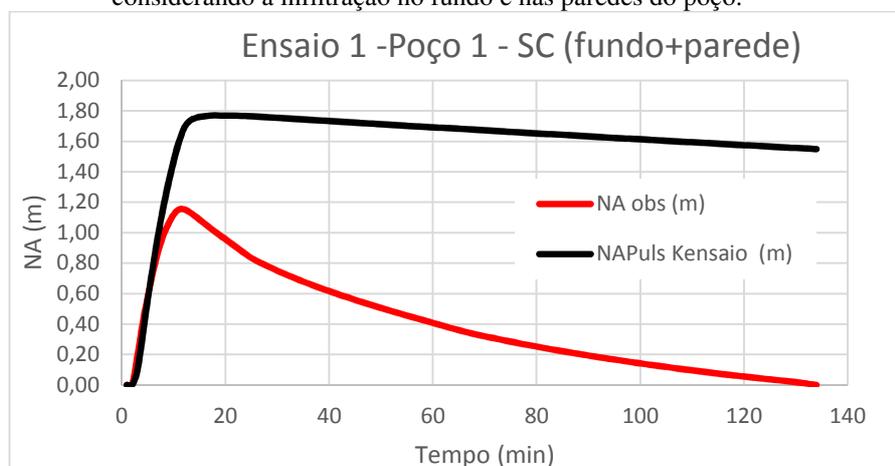
5.2.2.1. Poço 1 - SC

Foram feitas três modelagens dos eventos de chuvas simuladas para cada ensaio no Poço1-SC pelo método de Puls. A primeira considerou a infiltração apenas no fundo (hipótese inicial), a segunda considerou a infiltração no fundo e parede, e a terceira considerou a infiltração apenas na parede. Calibrou-se o modelo com Ksat de ensaio e permeabilidade saturada otimizada (Ko).

As modelagens feitas utilizando os valores de Ksat igual a 17,32 mm/h, obtidos nos ensaios de poço invertido pelo método de Pratt e Powel (1992), não foram representativas, resultando em coeficientes de explicação R² muito baixos e coeficientes eficiência NS negativos.

Um exemplo dessa situação é mostrado no gráfico da Figura 45. Nela pode-se notar que, se a permeabilidade do solo fosse igual ao Ksat obtido no ensaio, os níveis de água no poço tardariam muito a cair. Ou seja, o Ksat do ensaio de poço invertido não representa a realidade dos eventos. Considerando a infiltração apenas no fundo, no entanto, os valores de Ko obtidos são muito elevados (média de 1517 mm/h) e o nível de água cai abruptamente, evidenciando que essa hipótese pode ser descartada e que a infiltração ocorre também nas paredes, como pode ser observado na Figura 46.

Figura 45-Modelagem do ensaio 1 de chuva simulada no P1-SC com o K de ensaio considerando a infiltração no fundo e nas paredes do poço.

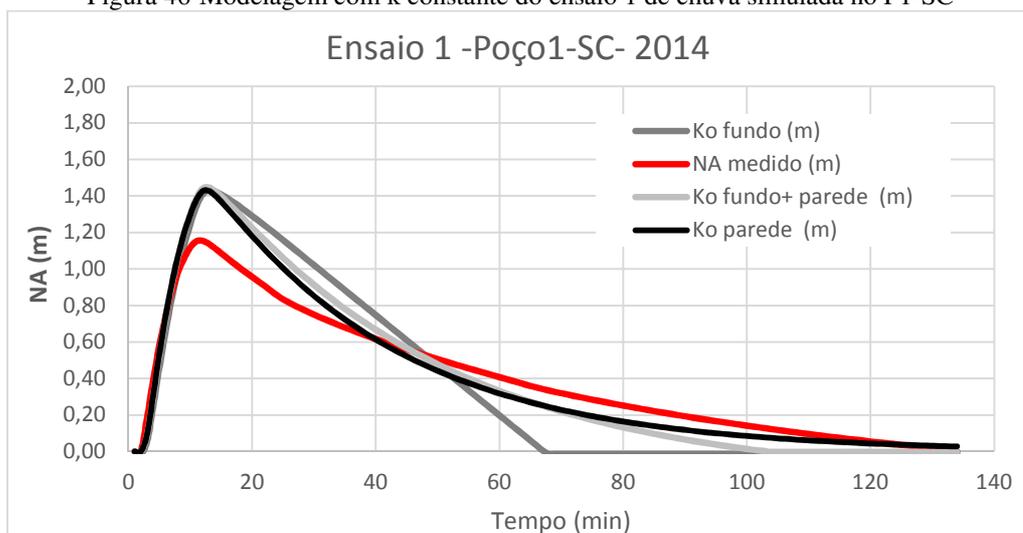


Quando otimizamos os valores de K, os níveis de água calculados aproximam-se dos níveis de água medidos com o sensor, em todos os casos, exceto com infiltração apenas pelo fundo.

Os melhores coeficientes de explicação obtidos foram para as modelagens que consideraram a infiltração ocorrendo no fundo e paredes do poço e ocorrendo apenas nas paredes (Figura 46). Quando considerada a infiltração apenas nas paredes, os coeficientes de eficiência NS foram maiores, porém com valores de K muito altos, indicando, novamente, que a infiltração ocorre também através do fundo.

As diferenças na altura de pico observada em todas as modelagens utilizando valores de K constante no tempo não foram capturadas pelos coeficientes de explicação e de determinação.

Figura 46-Modelagem com k constante do ensaio 1 de chuva simulada no P1-SC



Os dados obtidos nas modelagens dos ensaios no Poço 1-SC são encontrados na Tabela 13.

Tabela 13- Valores de permeabilidade do solo constante calibrados para os ensaios de chuvas simuladas no Poço1-SC considerando áreas de infiltração por: somente o fundo; fundo e parede e somente parede.

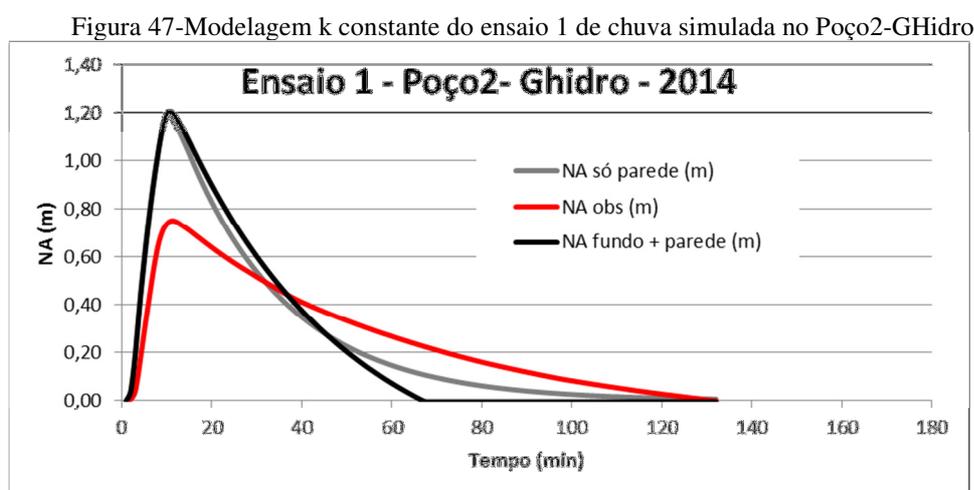
Nº do ensaio no Poço 1-SC -Ano	Ko fundo (mm/h)	R ²	NS	Ko fundo + parede (mm/h)	R ²	NS	Ko parede (mm/h)	R ²	NS
1- 2014	1647	0,92	0,61	381	0,97	0,81	543	0,97	0,90
2- 2014	1427	0,95	0,68	322	0,98	0,86	456	0,99	0,93
3- 2014	1450	0,94	0,65	329	0,99	0,84	467	0,98	0,92
1- 2015	1680	0,93	0,62	391	0,97	0,81	557	0,98	0,90
2- 2015	1449	0,95	0,60	326	0,99	0,77	463	0,98	0,88
3- 2015	1451	0,94	0,64	329	0,99	0,83	465	0,99	0,92
Média Desvio Padrão	1517 114	0,94	0,63	346 31	0,98	0,82	492 45	0,98	0,91

5.2.2.2. Poço 2 - GHidro

Analogamente às modelagens do Poço1-SC, testaram-se as possibilidades de infiltração apenas na parede e parede e fundo do Poço2- GHidro. Não foi considerada a infiltração só no fundo pois o projeto do poço permitia a passagem da água pelas paredes.

Também nesse poço, as modelagens com o Ksat de ensaio (6,20 mm/h) não foram satisfatórias, apresentando coeficientes de explicação R² entre 0,04 e 0,08 coeficientes de eficiência de NS negativos.

Utilizando os valores de K otimizado o modelo de Puls se mostrou adequado com R^2 variando de 0,73 a 0,90 considerando a infiltração no fundo e parede e de 0,63 a 0,91 considerando só a parede. Os coeficientes de NS para as modelagens considerando infiltração na parede e fundo variaram de -0,13 a 0,84. Nota-se uma diferença considerável na altura de pico entre os valores observados e os calculados (Figura 47). Provavelmente essa diferença ocorre, pois o modelo não considera o pequeno atraso na entrada de água no poço devido à perda de carga na tampa (onde há brita e geotêxtil).



As calibrações para os 6 eventos com K constante otimizados são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14-Valores de K otimizados para os ensaios de chuvas simuladas no Poço2-GHidro considerando infiltração por: paredes e fundo e somente parede

Nº do ensaio do Poço2-GHidro/Ano	Ko fundo + parede (mm/h)	R ²	NS	Ko parede (mm/h)	R ²	NS
1/2014	410	0,87	0,47	655	0,88	0,65
2/2014	321	0,90	0,44	511	0,91	0,64
3/2014	318	0,88	0,39	508	0,87	0,59
1/2015	390	0,73	-0,13	613	0,75	0,16
2/2015	341	0,87	0,33	544	0,87	0,54
3/2015	347	0,84	0,27	552	0,63	0,48
Média Desvio Padrão	355 37	0,85	0,30	563 58	0,82	0,51

Nota-se que o modelo adaptado de Puls obteve melhores coeficientes de explicação e de eficiência no Poço 1-SC do que no Poço 2- GHidro. Observa-se também que no Poço 2- GHidro, o modelo apresentou melhor ajuste em 2014 do que em 2015.

As diferenças nos picos não foram captadas pelo modelo, em nenhum dos dois poços. As médias de K_o dos dois poços considerando a infiltração pelo fundo e parede foram muito próximas, sendo a média do Poço1-SC de 390 mm/h e do Poço2- GHidro de 355 mm/h.

5.2.3. Modelagem dos poços com ensaios de chuvas simuladas e valores de K variáveis

As modelagens com valores de K variável no tempo nos dois poços apresentaram melhores ajustes do que as modelagens com K constante no tempo para os ensaios de chuva simulada (Tabela 15). As médias dos coeficientes de determinação R^2 foram 0,97 para o Poço 1- SC e 0,97 para o Poço2-GHidro. O coeficiente de explicação NS médio também foi 0,97 para o Poço1-SC e 0,97 o Poço2- GHidro.

Os valores de K inicial (primeiros 10 minutos de ensaio) foram, em média, 13 vezes maiores do que os valores de K final no Poço 1-SC e 8,5 vezes maiores no Poço2-GHidro.

Pode-se observar nas Figura 48 e Figura 49 que as diferenças nas alturas de pico entre os NA medidos com o sensor e calculados por Puls praticamente desapareceram quando utilizamos o K variável, em comparação com K constante.

Tecedor et al. (2015) modelaram um plano de infiltração com K constante e variável e encontraram melhor aderência aos dados observados em relação às modelagens quando utilizado o K variável (R^2 médios de 0,75 e 0,72 respectivamente). Nesse trabalho essa diferença foi ainda maior. Provavelmente isso ocorreu porque à área de infiltração no poço é melhor definida do que no plano de infiltração.

Tabela 15-Valores de K_i e K_f otimizados variáveis para os ensaios de chuvas simuladas considerando infiltração nas paredes e fundo nos dois poços

Nº ensaio-data	Poço1 – SC				Poço2- GHidro			
	K_i (mm/h)	K_f (mm/h)	R^2	NS	K_i (mm/h)	K_f (mm/h)	R^2	NS
1/2014	3769	260	0,96	0,95	2382	119	0,96	0,96
2/2014	3411	231	0,97	0,97	1954	138	0,98	0,98
3/2014	3546	232	0,97	0,96	2006	137	0,97	0,97
1/2015	1986	163	0,98	0,98	1736	257	0,97	0,97
2/2015	1818	139	0,98	0,98	1720	213	0,98	0,98
3/2015	1537	135	0,97	0,97	1562	224	0,96	0,97
Média Desvio Padrão	2678 898	193 48	0,97	0,97	1893 221	181 50	0,97	0,97

Figura 48- Gráfico típico da modelagem com permeabilidade variável no Poço1-SC

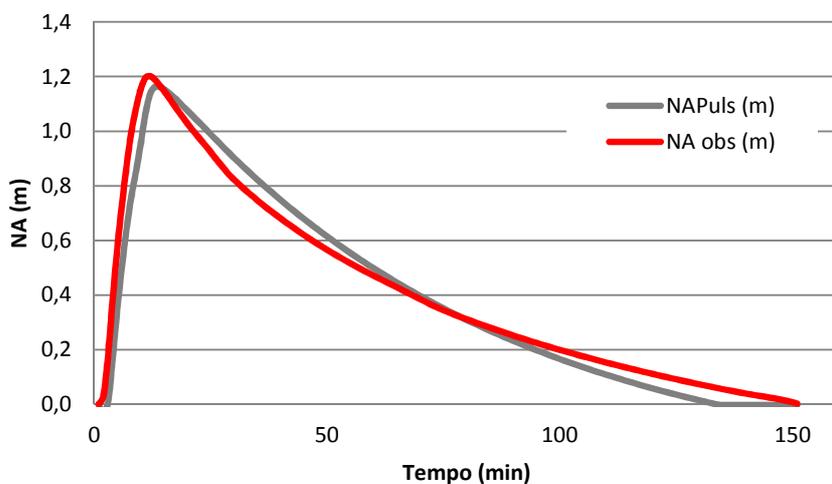
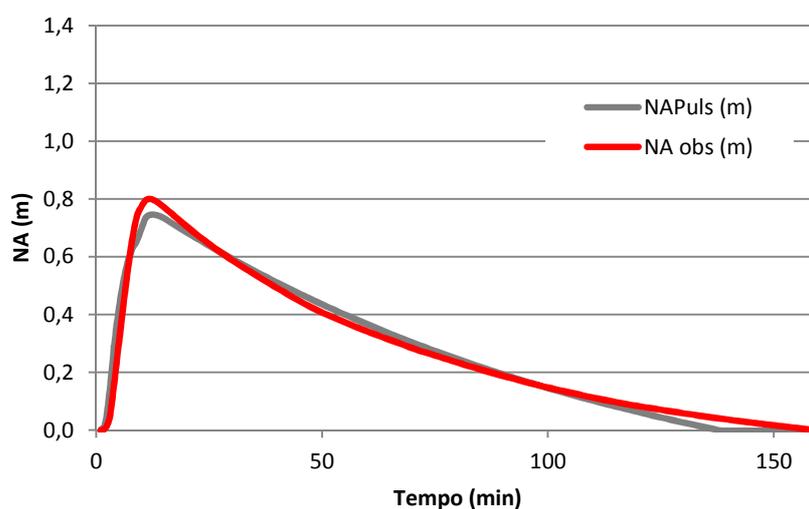


Figura 49- Gráfico típico da modelagem com permeabilidade variável no Poço2-GHidro



5.3. Eventos de chuvas reais

Monitoraram-se de fevereiro de 2014 a dezembro de 2015 trinta e dois eventos de chuvas reais cujas características são mostradas na Tabela 16. Nela são exibidas as alturas precipitadas, as durações da chuva, as intensidades das precipitações, os níveis máximos atingidos dentro dos poços e os tempos de pico e de esvaziamento dos poços.

Assim como nos ensaios de chuvas simuladas, os tempos de pico para os dois poços foram bem semelhantes nos dois anos. As exceções ocorreram no evento 8 e no evento 30. No evento 8, essa diferença ocorreu pois houveram duas chuvas no mesmo evento e, enquanto o Poço 1-SC atingiu seu volume de pico na primeira chuva, o Poço 2- GHidro atingiu somente na segunda. No evento 30, os poços receberam um grande volume de chuva em um curto intervalo de tempo. Nesse caso, o tempo de pico do Poço2-GHidro foi 3 vezes

maior que o tempo de pico do Poço1-SC e provavelmente essa chuva com intensidade alta (56,4 mm/h) fez com que a água se acumulasse na tampa do Poço2-GHidro, retardando o tempo de pico nesse poço.

Os maiores tempos de esvaziamento ocorreram nos eventos 7, 9 e 14 (maiores que 300 minutos). O evento 7 foi um evento complexo com duas chuvas. Os eventos 9 e 14 sucederam após as chuvas antecedentes maiores que 50 mm, quando provavelmente o solo encontrava-se mais úmido implicando em menor permeabilidade e dificultando a passagem da água. Outros eventos que ocorreram após chuvas antecedentes maiores que 50 mm foram os eventos 3, 19, 24 e 25, porém, nesses casos, com exceção do evento 25, o tempo as quantidades precipitadas foram menores que 15 mm, talvez por isso o tempo de esvaziamento foi mais rápido. No evento 25 houve extravasamento dos poços.

A influência da chuva antecedente pode ser notada também quando comparou-se o evento 1 e o evento 3. Ambos tiveram chuvas com mesmas características (quantidade e duração), no entanto, apesar dos tempos de pico dos poços serem os mesmos, o tempo de esvaziamento foi trinta minutos a mais no evento 3, quando houve uma chuva antecedente de 54,4 mm.

O tempo de esvaziamento dos poços foi no máximo 6 horas, 4 a 12 vezes menor do que o máximo recomendado em manuais de BMP's, que vai de 24 a 72 horas, sugerindo um bom funcionamento dos poços instalados.

Tabela 16- Eventos monitorados de chuvas reais e tempos e pico e esvaziamento para ambos os poços

EVENTO	DATA	PRECIPITAÇÃO (mm)	DURAÇÃO (min)	INTENSIDADE (mm/h)	PRECIPITAÇÃO ANTECEDENTE (3 DIAS) (mm)		TEMPO DE PICO (min)	TEMPO ESVAZ. (min)
1	08/02/2014	13,5	23	35,2	-	Poço 1-SC	21	135
						Poço 2- GHidro	18	137
2	07/03/2014	16,0	58	16,6	15,2	Poço 1-SC	43	104
						Poço 2- GHidro	44	128
3	19/03/2014	13,7	21	39,1	54,4	Poço 1-SC	20	165
						Poço 2- GHidro	21	163
4	22/04/2014	18,3	21	52,3	0,0	Poço 1-SC	48	206
						Poço 2- GHidro	48	192
5	03/09/2014	26,9	62	26,0	7,9	Poço 1-SC	29	200
						Poço 2- GHidro	19	176
6	19/09/2014	17,8	149	7,2	0,0	Poço 1-SC	34	261
						Poço 2- GHidro	32	214
7	20/09/2014	26,7	90	17,8	22,1	Poço 1-SC	20	330
						Poço 2- GHidro	28	292

EVEN TO	DATA	PRECIPI TAÇÃO (mm)	DURA ÇÃO (min)	INTENSI DADE (mm/h)	PRECIPIT AÇÃO ANTECED ENTE (3 DIAS) (mm)		TEMPO DE PICO (min)	TEMPO ESVAZ. (min)
8	04/11/2015	19,3	133	8,7	8,4	Poço 1-SC	31	222
						Poço 2- GHidro	85	167
9	07/11/2014	39,1	202	11,6	52,6	Poço 1-SC	28	279
						Poço 2- GHidro	32	307
10	25/11/2014	14,0	127	6,6	4,3	Poço 1-SC	24	189
						Poço 2- GHidro	12	190
11	27/11/2014	18,5	33	33,6	39,9	Poço 1-SC	24	229
						Poço 2- GHidro	37	230
12	11/12/2014	16,8	214	4,7	13,2	Poço 1-SC	158	180
						Poço 2- GHidro	180	154
13	12/12/2014	25,4	26	58,6	30,5	Poço 1-SC	28	248
						Poço 2- GHidro	32	230
14	13/12/2014	43,4	1060	2,5	52,8	Poço 1-SC	782	336
						Poço 2- GHidro	796	326
15	19/12/2014	24,6	103	14,3	0,0	Poço 1-SC	74	210
						Poço 2- GHidro	66	204
16	21/12/2014	11,2	25	26,9	25,4	Poço 1-SC	28	248
						Poço 2- GHidro	32	230
17	22/12/2014	27,2	57	28,6	36,6	Poço 1-SC	40	246
						Poço 2- GHidro	48	256
18	23/12/2014	29,5	134	13,2	39,9	Poço 1-SC	268	206
						Poço 2- GHidro	270	228
19	25/12/2014	11,7	41	17,1	64,3	Poço 1-SC	28	100
						Poço 2- GHidro	20	126
20	08/01/2015	18,3	97	11,3	10,9	Poço 1-SC	86	226
						Poço 2- GHidro	86	214
21	14/01/2015	15,2	48	19,0	0,0	Poço 1-SC	32	30
						Poço 2- GHidro	188	172
22	02/02/2015	32,0	72	26,7	16,0	Poço 1-SC	54	233
						Poço 2- GHidro	71	202
23	27/03/2015	66,5	109	40,2	0,0	Poço 1-SC	65	230
						Poço 2- GHidro	93	235
24	28/03/2015	12,2	22	33,3	66,5	Poço 1-SC	53	158
						Poço 2- GHidro	75	165
25	29/03/2015	26,4	48	33,0	80,5	Poço 1-SC	36	182
						Poço 2- GHidro	47	209
26	04/05/2015	14,7	172	5,1	0,0	Poço 1-SC	117	154
						Poço 2- GHidro	168	202
27	31/05/2015	16,0	91	10,5	6,4	Poço 1-SC	24	145
						Poço 2- GHidro	45	169
28	07/07/2015	31,5	112	16,9	0,0	Poço 1-SC	17	216
						Poço 2- GHidro	25	226
29	27/09/2015	28,7	69	25,0	11,9	Poço 1-SC	11	198
						Poço 2- GHidro	24	174
30	31/10/2015	34,8	37	56,4	6,6	Poço 1-SC	12	209
						Poço 2- GHidro	36	193
31	01/11/2015	11,4	37	18,5	35,1	Poço 1-SC	115	217
						Poço 2- GHidro	114	222

EVEN TO	DATA	PRECIPI TAÇÃO (mm)	DURA ÇÃO (min)	INTENSI DADE (mm/h)	PRECIPIT AÇÃO ANTECED ENTE (3 DIAS) (mm)		TEMPO DE PICO (min)	TEMPO ESVAZ. (min)
32	20/11/201	45,4	77	35,4	6,1	Poço 1-SC	284	227
						Poço 2- GHidro	281	236

5.3.1. Modelagem dos poços com eventos de chuvas reais

5.3.1.1. Modelagem com valores de K constantes

Do total dos 32 eventos de chuvas monitorados, houve extravasamento de água em 5 deles. Foram feitas, portanto, as modelagens dos poços em 27 eventos.

Foram otimizados os valores de K nos 27 eventos de chuva nos dois poços, considerando infiltração no fundo e paredes. Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 17. Os coeficientes de NS que estão em células verdes são os considerados bons, as células amarelas são os aceitáveis e as vermelhas são os inaceitáveis, de acordo com a classificação de Silva et al. (1998).

Dos 27 eventos monitorados, 15 obtiveram bons ajustes para os valores de K_o e em 12 eventos os ajustes foram aceitáveis, para o Poço1-SC. Para o Poço2-GHidro, os ajustes foram bons em 17 eventos e aceitáveis em 10. Nenhum evento teve ajuste menor que 0,35, ou inaceitável, indicando que o modelo de Puls é adequado para representar o comportamento dos poços com valores de K constantes.

Não foram notadas relações dos coeficientes de explicação e de NS com a quantidade, duração ou intensidades das chuvas. Também não foram relacionados com os tempos de pico e de esvaziamento dos poços.

A média de K_o obtida no Poço1-SC foi de 492 mm/h, 60% maior do que a média do Poço2-GHidro, foi de 305 mm/h. Talvez isso ocorra pois o volume de chuva que chega ao Poço 1-SC é maior do que o que chega ao Poço2-GHidro, fazendo com que a coluna d'água dentro do Poço1-SC exerça pressão no fundo e paredes e aumentando a taxa de infiltração nesse poço. No evento 1 por exemplo, o nível de água máximo do Poço1-SC foi 75% maior do que no Poço2-GHidro.

As diferenças das variáveis atuantes como a geometria dos poços e área de contribuição dificultam a comparação do comportamento dos poços sob condições de chuvas

reais. Os gráficos obtidos a partir das modelagens dos eventos de chuvas reais com K constante são apresentados no Anexo 1 desse trabalho.

Tabela 17- Eventos de chuvas reais com K otimizados constante no tempo

EVEN TO	DATA	PRECIP ITAÇÃ O (mm)	DURA ÇÃO (min)	INTEN SIDAD E (mm/h)	PRECI PI TAÇÃ O ANTECE NDE NTE (3 DIAS) (mm)		K OTIMIZA DO	R ²	NS
1	08/02/2014	13,5	23	35,2	-	Poço 1-SC	421	0,95	0,74
						Poço 2- GHidro	325	0,92	0,73
2	07/03/2014	16,0	58	16,6	15,2	Poço 1-SC	193	1,00	0,99
						Poço 2- GHidro	88	0,98	0,94
3	19/03/2014	13,7	21	39,1	54,4	Poço 1-SC	224	0,99	0,99
						Poço 2- GHidro	142	0,98	0,95
4	22/04/2014	18,3	21	52,3	0,0	Poço 1-SC	194	0,99	0,99
						Poço 2- GHidro	126	0,92	0,88
5	03/09/2014	26,9	62	26,0	7,9	Poço 1-SC	378	0,93	0,78
						Poço 2- GHidro	251	0,92	0,94
6	19/09/2014	17,8	149	7,2	0,0	Poço 1-SC	215	0,99	0,97
						Poço 2- GHidro	186	0,99	0,99
7	20/09/2014	26,7	90	17,8	22,1	Poço 1-SC	274	0,96	0,80
						Poço 2- GHidro	196	0,94	0,75
8	04/11/2015	19,3	133	8,7	8,4	Poço 1-SC	178	0,80	0,76
						Poço 2- GHidro	95	0,68	0,63
9	07/11/2014	39,1	202	11,6	52,6	Poço 1-SC	245	0,67	0,61
						Poço 2- GHidro	104	0,72	0,65
10	25/11/2014	14,0	127	6,6	4,3	Poço 1-SC	670	0,62	0,52
						Poço 2- GHidro	398	0,70	0,63
11	27/11/2014	18,5	33	33,6	39,9	Poço 1-SC	542	0,88	0,87
						Poço 2- GHidro	319	0,91	0,88
12	11/12/2014	16,8	214	4,7	13,2	Poço 1-SC	1162	0,90	0,78
						Poço 2- GHidro	582	0,86	0,76
13	12/12/2014	25,4	26	58,6	30,5	Poço 1-SC	861	0,87	0,85
						Poço 2- GHidro	645	0,95	0,94
14	13/12/2014	43,4	1060	2,5	52,8	Poço 1-SC	186	0,87	0,88
						Poço 2- GHidro	98	0,62	0,61
15	19/12/2014	24,6	103	14,3	0,0	Poço 1-SC	1098	0,93	0,91
						Poço 2- GHidro	630	0,93	0,92
16	21/12/2014	11,2	25	26,9	25,4	Poço 1-SC	244	0,50	0,44
						Poço 2- GHidro	314	0,93	0,92
17	22/12/2014	27,2	57	28,6	36,6	Poço 1-SC	405	0,65	0,64
						Poço 2- GHidro	274	0,72	0,70
18	23/12/2014	29,5	134	13,2	39,9	Poço 1-SC	382	0,74	0,74
						Poço 2- GHidro	225	0,76	0,76
19	25/12/2014	11,7	41	17,1	64,3	Poço 1-SC	1341	0,70	0,68
						Poço 2- GHidro	1003	0,77	0,69
20	08/01/2015	18,3	97	11,3	10,9	Poço 1-SC	190	0,70	0,60
						Poço 2- GHidro	143	0,85	0,84
21	14/01/2015	15,2	48	19,0	0,0	Poço 1-SC	940	0,81	0,51

EVEN TO	DATA	PRECIP ITAÇÃO (mm)	DURA ÇÃO (min)	INTEN SIDADE (mm/h)	PRECIPI TAÇÃO ANTECE NDENTE (3 DIAS) (mm)		K OTIMIZA DO	R ²	NS
						Poço 2- GHidro	697	0,86	0,58
24	28/03/2015	12,2	22	33,3	66,5	Poço 1-SC	576	0,78	0,76
						Poço 2- GHidro	226	0,94	0,96
26	04/05/2015	14,7	172	5,1	0	Poço 1-SC	626	0,84	0,78
						Poço 2- GHidro	300	0,90	0,83
27	31/05/2015	16,0	91	10,5	6,4	Poço 1-SC	602	0,86	0,63
						Poço 2- GHidro	271	0,91	0,71
28	07/07/2015	31,5	112	16,9	0,0	Poço 1-SC	538	0,89	0,61
						Poço 2- GHidro	264	0,89	0,67
31	01/11/2015	11,4	37	18,5	35,1	Poço 1-SC	114	0,88	0,62
						Poço 2- GHidro	40	0,78	0,72
32	20/11/2015	45,4	77	35,4	6,1	Poço 1-SC	498	0,63	0,81
						Poço 2- GHidro	234	0,93	0,96

5.3.1.2. Modelagem com valores de K variáveis

Foi realizada a calibração dos valores de K variável nos 27 eventos (Tabela 18). A média de R² obtida para o Poço1-SC foi 0,83 e para o Poço GHidro foi 0,86, ambas iguais as médias obtidas na modelagem com K constante. As médias dos coeficientes de NS foram ligeiramente maiores nas modelagens com K variável (4% maior para o Poço1-SC, com média de 0,77 e 3% maior para o Poço2-GHidro, com média de 0,81). Comparativamente aos ajustes com K constante o ajuste de pico de NA ficaram melhores visualmente, conforme pode ser observado nas Figura 50 e Figura 51.

Tabela 18- Eventos de chuvas reais com K variável otimizado

EVEN TO		K inicial	K final	R ²	NS
1	Poço 1-SC	993	227	0,99	0,99
	Poço 2- GHidro	736	166	0,96	0,95
2	Poço 1-SC	193	193	1,00	0,99
	Poço 2- GHidro	88	88	0,98	0,94
3	Poço 1-SC	240	220	0,99	0,99
	Poço 2- GHidro	142	142	0,98	0,95
4	Poço 1-SC	220	194	0,99	0,99
	Poço 2- GHidro	126	126	0,92	0,88
5	Poço 1-SC	950	221	0,97	0,96
	Poço 2- GHidro	138	138	0,95	0,92
6	Poço 1-SC	336	204	0,99	0,98
	Poço 2- GHidro	189	180	0,99	0,98
7	Poço 1-SC	625	187	0,94	0,89
	Poço 2- GHidro	419	118	0,95	0,92
8	Poço 1-SC	508	172	0,73	0,67

EVENTO		K inicial	K final	R ²	NS
	Poço 2- GHidro	205	92	0,62	0,54
9	Poço 1-SC	245	245	0,67	0,61
	Poço 2- GHidro	104	104	0,72	0,65
10	Poço 1-SC	671	671	0,62	0,52
	Poço 2- GHidro	399	399	0,70	0,63
11	Poço 1-SC	587	587	0,89	0,88
	Poço 2- GHidro	319	319	0,91	0,88
12	Poço 1-SC	1162	1120	0,90	0,78
	Poço 2- GHidro	1309	1162	0,91	0,70
13	Poço 1-SC	861	861	0,87	0,85
	Poço 2- GHidro	645	645	0,95	0,94
14	Poço 1-SC	185	185	0,87	0,88
	Poço 2- GHidro	98	98	0,62	0,61
15	Poço 1-SC	1098	1098	0,93	0,91
	Poço 2- GHidro	629	629	0,93	0,92
16	Poço 1-SC	282	282	0,45	0,41
	Poço 2- GHidro	239	239	0,84	0,86
17	Poço 1-SC	405	405	0,65	0,64
	Poço 2- GHidro	274	274	0,72	0,70
18	Poço 1-SC	382	382	0,74	0,74
	Poço 2- GHidro	225	225	0,76	0,76
19	Poço 1-SC	1410	928	0,52	0,47
	Poço 2- GHidro	1049	1049	0,52	0,38
20	Poço 1-SC	190	190	0,70	0,60
	Poço 2- GHidro	143	143	0,85	0,84
21	Poço 1-SC	3334	940	0,81	0,51
	Poço 2- GHidro	2565	697	0,86	0,58
24	Poço 1-SC	576	576	0,73	0,66
	Poço 2- GHidro	226	226	0,96	0,96
26	Poço 1-SC	626	626	0,84	0,78
	Poço 2- GHidro	300	300	0,90	0,83
27	Poço 1-SC	1076	242	0,96	0,95
	Poço 2- GHidro	585	138	0,95	0,95
28	Poço 1-SC	1107	324	0,97	0,94
	Poço 2- GHidro	733	178	0,94	0,93
31	Poço 1-SC	154	114	0,88	0,62
	Poço 2- GHidro	42	42	0,83	0,82
32	Poço 1-SC	1770	494	0,82	0,63
	Poço 2- GHidro	234	234	0,96	0,93

Figura 50- Comparação do ajuste de pico no Evento 1 no Poço 1-SC com a) K constante e b) K variável

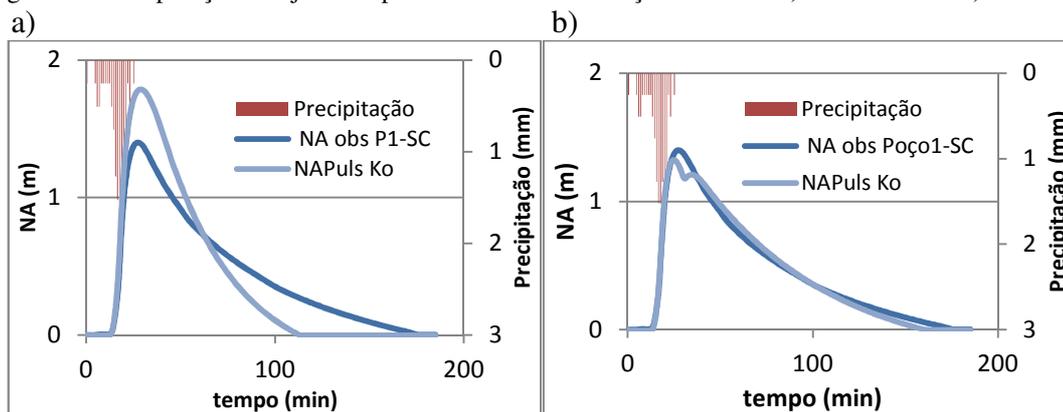
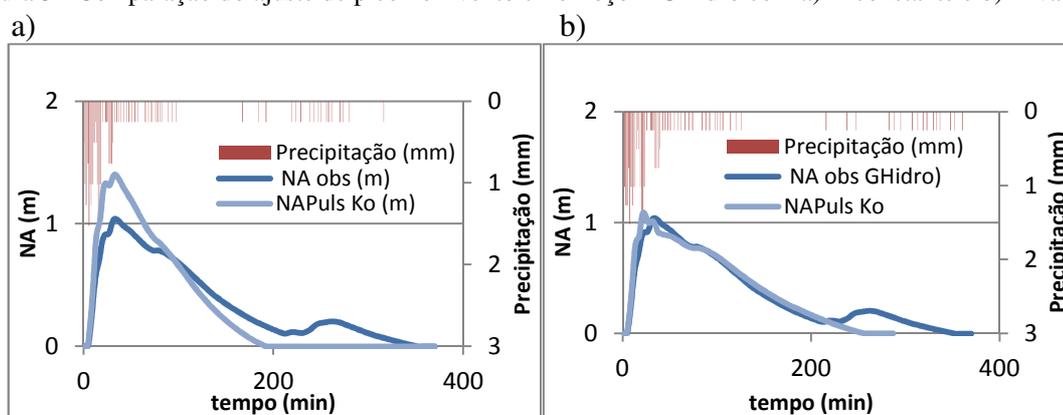


Figura 51-Comparação do ajuste de pico no Evento 7 no Poço 2-GHidro com a) K constante e b) K variável



5.1. Colmatção dos poços

5.1.1. Chuva simulada

Conforme já discutido no item 4.11, não foi observada colmatção significativa em nenhum dos dois poços entre o ano de 2014 e 2015, visto que o comportamento de ambos nesse intervalo foi muito semelhante em termos de tempos de pico e de esvaziamento. A igualdade das taxas médias de infiltração confirma o fato de não ter havido colmatção expressiva em dois anos de uso da técnica.

5.1.2. Colmatção das mantas da tampa e do fundo do Poço 2- GHidro

Os resultados dos ensaios de colmatção das mantas instaladas no Poço2- GHidro estão na Tabela 19. O geotêxtil do fundo apresentou redução de permeabilidade de 82% em relação à manta nova e o geotêxtil da tampa teve redução de 63% de permeabilidade.

Apesar do filtro da tampa aparentemente estar mais “sujo” do que o do fundo, o do fundo apresentou permeabilidade menor. Isso talvez tenha ocorrido pois o geotêxtil da tampa ficou mais exposto ao tempo, podendo ter perdido alguma de suas características. Ou o geotêxtil do fundo pode ter sofrido colmatação biológica, devido às condições propícias para proliferação de microorganismos.

Outros trabalhos estudaram o efeito do geotêxtil em sistemas de infiltração. Lucas (2011) avaliou a colmatação do geotêxtil em uma trincheira de infiltração e constatou que a redução média da permeabilidade do geotêxtil em todas as amostras por um período de 1 ano foi de 45%. Barbassa et al. (2014) verificaram que para um período de 8 meses de funcionamento do poço de infiltração, houve a redução da permeabilidade do filtro geotêxtil do fundo, da parede e da tampa de 51%, 8% e 22% respectivamente.

Reis, Oliveira e Sales (2008) realizaram ensaios em manta do fundo de um poço com 10 meses de funcionamento e encontraram redução de 32% de permeabilidade.

É importante ressaltar que apesar de significativa redução da permeabilidade a taxa de infiltração das mantas, ela continuou maior que a permeabilidade do solo, possivelmente não interferindo no comportamento hidrológico do poço de infiltração.

Tabela 19- Resultados dos ensaios de permeabilidade das mantas da tampa e do fundo do Poço2-GHidro após 2 anos de operação

	Permeabilidade média das 4 amostras (mm/h)	Redução da permeabilidade (%)
Geotêxtil tampa	7313	63%
Geotêxtil fundo	3545	82%

5.2. Estimativa da vida útil do pré-filtro do poço de infiltração

5.2.1. Qualidade do escoamento superficial direto predial

Foram coletadas 3 amostras de água de chuva no período de verão. Houve dificuldade em determinar a quantidade de sólidos suspensos presentes nessas amostras pois os valores eram muito baixos. A concentração de SST média encontrada (0,019 mg/L) foi bastante inferior à valores encontrados na literatura, como Anecchini (2005) que determinou 13,2 mg/L para telhado metálico em Vitória – ES, Jaques (2005) que determinou 23,1 mg/L para telhado de amianto e 21,3 mg/L para telhado cerâmico em Florianópolis –SC e May

(2004) que encontrou 30,4 mg/L em São Paulo-SP. Gutierrez (2011), entretanto, avaliou a concentração de sólidos em água de escoamento superficial de telhado metálico em edifício na UFSCar e encontrou valor médio de 0,007 mg/L.

5.2.2. Ensaios com permeâmetro

Os resultados obtidos dos ensaios com o permeâmetro em laboratório tais como massa de solo retida na manta do permeâmetro (M_R), tempo de colmatção do filtro (t_c), permeabilidade do filtro no início e final do ensaio (K_{GT} inicial e K_{GT} final) e eficiência de remoção de SST e de turbidez, encontram-se na Tabela 20. As expressões utilizadas nessas determinações encontram-se no item 4.12.2. Considerou-se a manta colmatada quando sua permeabilidade atingiu um valor constante, correspondente à aproximadamente 115 mm/h para quase todos os ensaios. O ensaio realizado com água limpa resultou em uma permeabilidade média de 17.227 mm/h ou $4,8 \times 10^{-3}$ m/s, ficando próximo às especificações do fabricante ($4,0 \times 10^{-3}$ m/s).

Analisaram-se, na sequência, os resultados desses ensaios, sendo: ensaios de 1 a 4 com solo natural; ensaios 5 a 7 com solo passado pela peneira nº 200; ensaios de 8 a 10 com solo retido na peneira nº 200. Ressalta-se que os ensaios de 1 a 4 foram feitos com a mesma mistura de solo e água, apenas trocou-se a manta do permeâmetro. O mesmo se deu para os ensaios de 5 a 7 e ensaios de 8 a 10.

Tabela 20- Resultados dos ensaios de permeabilidade do filtro

Tipo do solo	Ensaio	t_c (min)	V_c (L)	M_R (g)	K_{GT} inicial (mm/h)	K_{GT} final (mm/h)	Remoção de Turbidez E_T (%)	Eficiência de Remoção de SST (E_{SST})
Solo natural	1	51	85	30,97	13202	230	96%	79%
	2	13	38	9,52	16761	115	81%	98%
	3	8	28	8,67	15728	115	37%	77%
	4	7	30	8,25	17220	115	66%	73%
Solo passado na peneira #200	5	70	62	32,77	16531	115	80%	85%
	6	66	62	20,52	17679	345	33%	0
	7	83	75	24,51	17564	115	29%	45%
Solo retido na peneira #200	8	35	70	39,04	13202	230	55%	99%
	9	19	50	8,34	16416	115	58%	84%
	10	8	32	14,25	13891	115	52%	7%

Nos ensaios 1 a 4 (Figura 52) com solo natural, observou-se que o material depositado sobre a manta inicialmente (ensaio 1) foi um material mais arenoso, com partículas de diâmetros maiores. Presumiu-se que essas primeiras partículas, maiores que a abertura do geotêxtil, depositaram-se sobre a manta formando um pré-filtro. Esse fato foi comprovado com a curva granulométrica do material depositado sobre a manta do ensaio 1, apresentado no Anexo 2, onde consta que 85% desse material era areia. Estima-se que por isso a manta demorou mais a colmatar e a remoção da turbidez foi alta (96%). As partículas menores, que haviam ficado suspensas saíram nos ensaios seguintes (2, 3 e 4), colmatando a manta mais rapidamente e aumentando a turbidez da água tanto na entrada quanto na saída do permeâmetro. Provavelmente isso ocorreu porque as bombas não foram suficientes para agitar completamente todo o conteúdo do R1, mantendo as partículas menores em suspensão enquanto as partículas maiores e, portanto mais pesadas, permanecessem no fundo e saíssem nos primeiros ensaios, visto que a saída do R1 se dá pelo fundo. Quando observadas as curvas granulométricas do material depositado sobre a manta dos ensaios 2,3 e 4 (Anexo2), nota-se que o teor de material mais fino aumenta (65%, 72% e 75%, respectivamente, o que comprova esse fato.

O tempo de colmatação do filtro (t_c) e o volume de água percolado (V_c) até a colmatação foram maiores no ensaio 1 e menores nos ensaios subsequentes (2, 3 e 4) conforme pode ser observado na Tabela 20 e Figura 52. Na Figura 53 nota-se que a redução da permeabilidade no ensaio 1 foi mais suave, enquanto que nos ensaios 2, 3 e 4 as quedas foram mais abruptas, indicando que as partículas maiores causam menor redução de permeabilidade. A remoção média de turbidez da amostra foi de 70% de SST foi de 82% após passagem pela manta.

O efeito da insuficiente agitação do filtro também foi sentido nos ensaios 8 a 10 com solo que ficou retido na peneira nº 200. Novamente o tempo de colmatação e volume percolado decresceu do ensaio 8 ao 10 (Figura 56). Nesses ensaios, novamente percebeu-se que as partículas mais finas que ficaram suspensas (ensaio 10) e que possuem diâmetros mais próximos à abertura de filtração do geotêxtil, colmataram a manta mais rapidamente do que as partículas maiores (ensaio 8). Nas Figura 56 e Figura 57, esse fato é confirmado, onde observa-se a que a redução da permeabilidade dos ensaios foi mais suave no ensaio 8 e mais abrupta nos ensaios 9 e 10. A remoção média de turbidez da água após passar pela manta foi de 93% e de SST foi de 55%.

Os ensaios 5 a 7 obtiveram comportamentos diferentes dos outros ensaios e similares entre si. A passagem pela peneira nº 200 garantiu maior homogeneidade das

amostras e, portanto, houve semelhança dos parâmetros M_r , t_c e V_c . Nessa situação todas as partículas eram menores que $75 \mu\text{m}$, ou seja, menores que a abertura de filtração do filtro ($80 \mu\text{m}$). Apesar de essas partículas serem pequenas o suficiente para atravessar a manta, notou-se que algumas ficaram aglutinadas sobre a manta do permeâmetro criando um filme na superfície do geotêxtil impedindo a passagem da água. O ensaio 7 que, acredita-se ser o ensaio com as partículas de diâmetro menores, apresentou maior tempo de colmatação e volume percolado até a colmatação. A redução média de turbidez (47%) e de SST (35%) foram menores nesse ensaio provavelmente devido ao tambanho das partículas, que passaram pela abertura do geotêxtil, deixando a água mais turva.

Resumindo, os ensaios 2, 3 e 4 com solo natural foram semelhantes aos ensaios 9 e 10 com solo retido na peneira nº 200. O material particulado desses ensaios, de diâmetros menores, apresentaram uma queda abrupta da permeabilidade até 2000 mm/h . Isso provavelmente se deu porque as amostras não se misturaram direito, e as partículas mais finas causaram maior redução da permeabilidade.

O ensaio 1 com solo natural foi semelhante ao ensaio 8 com solo retido na peneira nº200. Essas amostras, com material de diâmetro maior, precisaram de mais tempo para colmatar o geotêxtil.

Os ensaios 5, 6 e 7 com o solo que passou na peneira nº 200, demoraram mais para atingir a colmatação e tiveram maior volume percolado (cerca de 20% maior que os outros). Essas partículas precisaram formar o próprio filtro até ocorrer a colmatação. Até isso ocorrer tem-se alta permeabilidade do filtro. Observando as curvas da Figura 55, nota-se grande semelhança entre elas concluindo que houve melhora na homogeneização das amostras devido ao estado coloidal. Se consideramos que esse solo mais fino é o carregado pelo vento e pela chuva, sugere-se que o geotêxtil poderá funcionar por mais tempo. No entanto, dependendo das características do solo, o material fino que passou pela manta poderia vir a colmatar o solo sob a manta. Nesse caso, recomenda-se o uso de um geotêxtil com abertura de filtração menor, visto que essa abertura não protegeria o solo do poço de infiltração.

Esses resultados mostraram que a granulometria do solo tem bastante influência no comportamento do filtro de geotêxtil. Ressalta-se que o objetivo desses ensaios foi fazer uma breve avaliação do comportamento do geotêxtil empregado como pré-filtro do poço de infiltração. Para resultados mais conclusivos, faz-se necessário a repetição desses ensaios, além de compreender melhor as propriedades físicas do geotêxtil.

Figura 52-Volume percolado durante os ensaios com solo natural

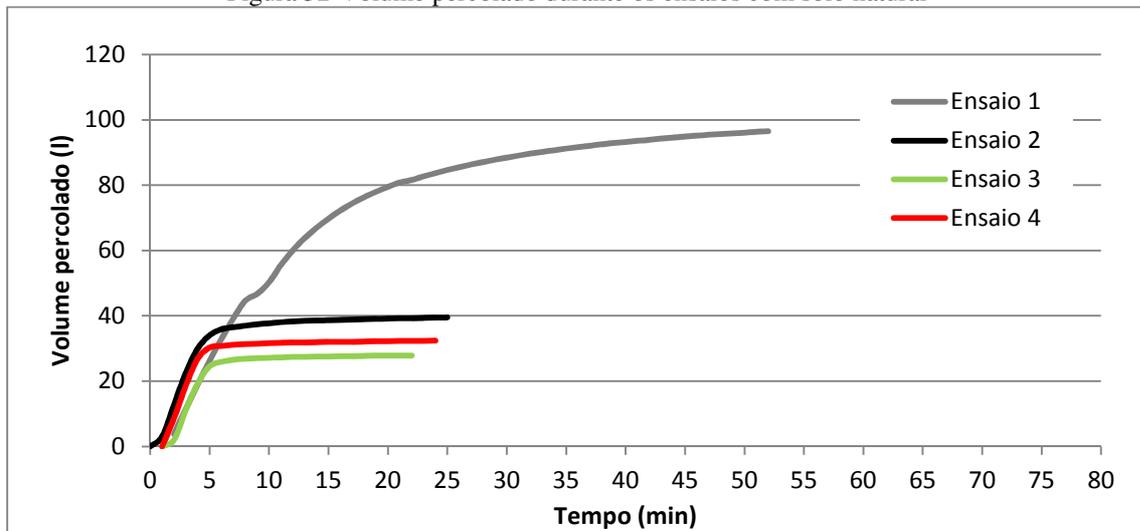


Figura 53- Variação da permeabilidade do filtro do permeâmetro nos ensaios com solo natural

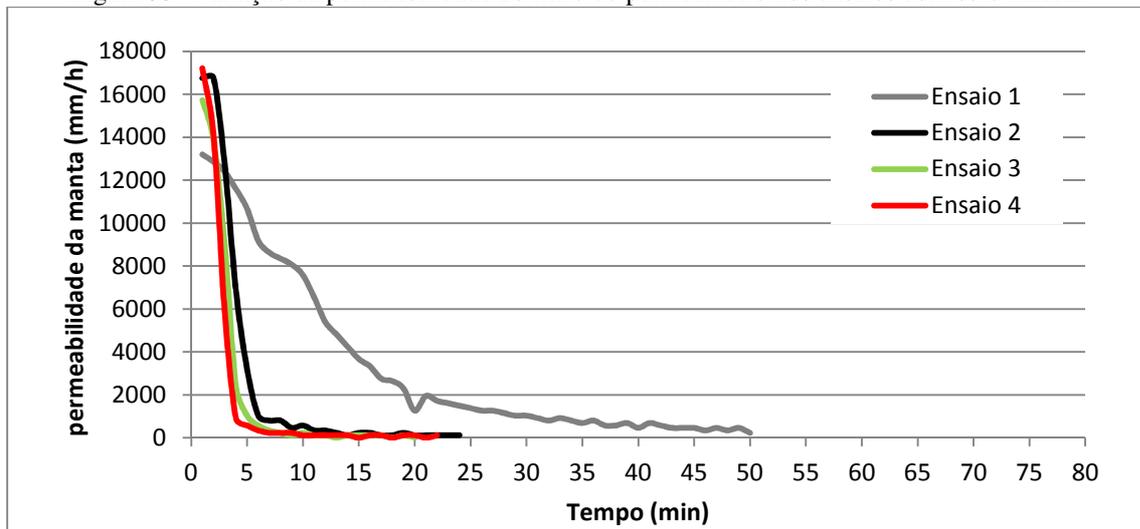


Figura 54-Volume percolado durante os ensaios com solo que passou na peneira nº200

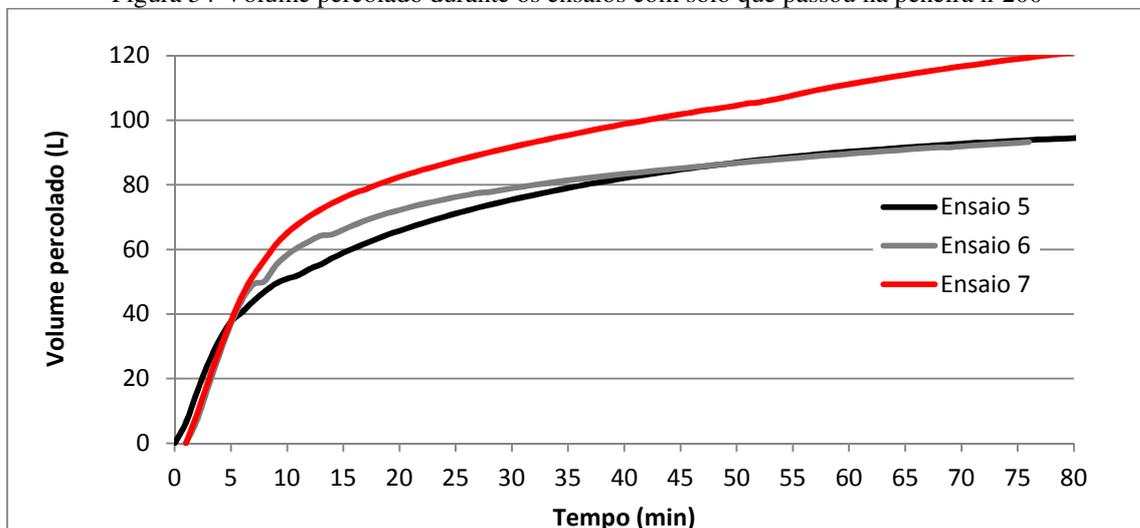


Figura 55-Variação da permeabilidade do filtro do permeâmetro nos ensaios com solo que passou na peneira nº200

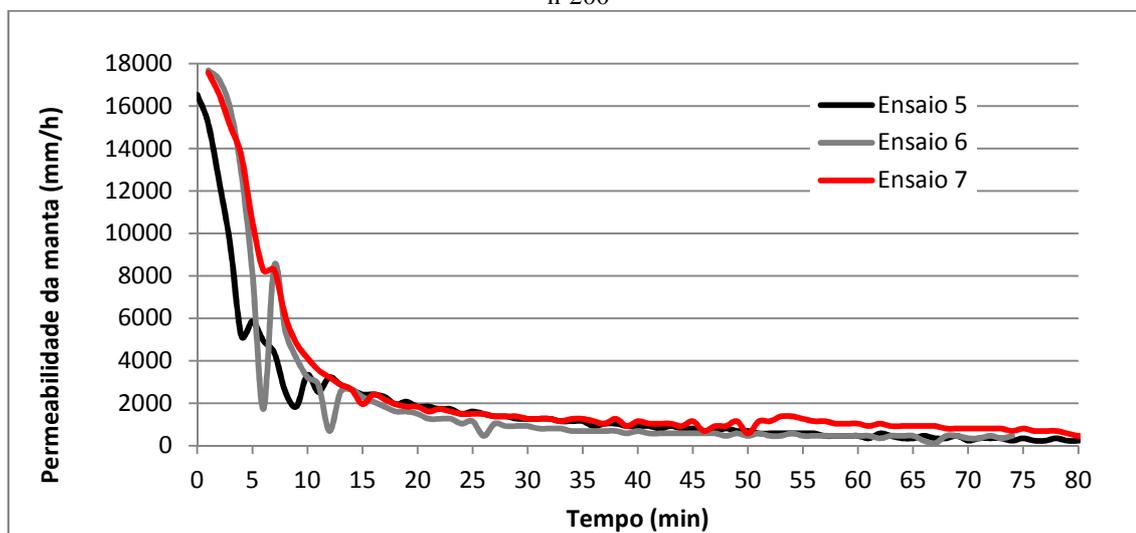


Figura 56-Volume percolado durante os ensaios com solo retido na peneira nº200

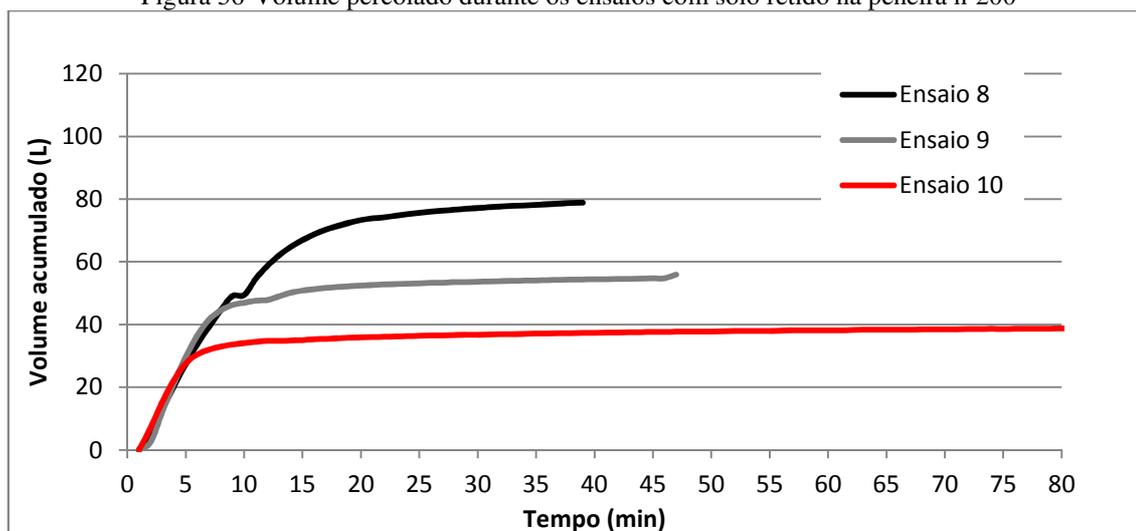
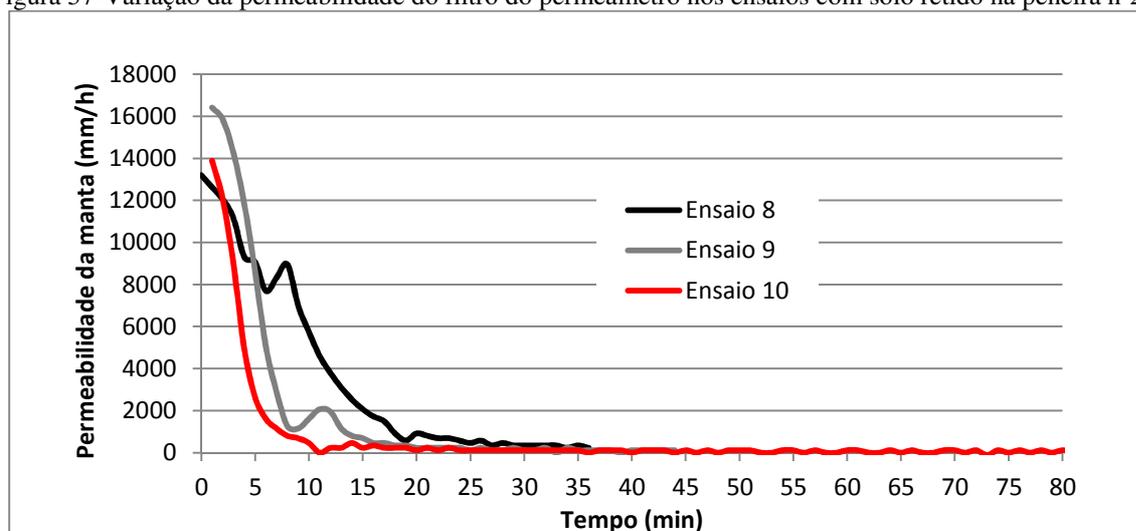


Figura 57-Variação da permeabilidade do filtro do permeômetro nos ensaios com solo retido na peneira n°200



Na Tabela 21 apresentam-se fotos das 10 mantas colmatadas do permeômetro, cujas análises ainda não foram realizadas.

Tabela 21- Mantas colmatadas após ensaios com permeômetro

Solo natural				
Solo que passou na peneira #200				
Solo retido na peneira #200				

5.2.3. Estimativa da vida útil do pré-filtro do poço de infiltração

Para cada concentração de SST de água de chuva, foi obtido a massa de solo que chega no Poço2-GHidro em 1 ano (M_{ESD}). A precipitação anual média anual do município é de 1512 mm (SÃO CARLOS, 2015), a área de contribuição efetiva é de 162,5 m² considerando um coeficiente de escoamento de 0,9. Os resultados de massa de sólidos escoada obtidos para cada concentração de SST estão na Tabela 22.

Tabela 22- Concentração de SST na água de chuva e massa de solo que chega por unidade de área do filtro geotêxtil da tampa do Poço2-GHidro

C_{eSST} (mg/L)	M_{eESD} (g/m ² de manta/ano)
0,1	24,6
0,5	122,8
1,0	245,7
5	1228,5
10	2456,9
50	12284,6

A massa de SST do escoamento superficial direto predial que passa pela abertura do filtro geotêxtil da tampa do poço (M_{sESD}) foi estimada a partir dos resultados de eficiência de remoção de SST após passagem pela manta. Os resultados encontram-se na Tabela 23.

Tabela 23- Massa retida no pré-filtro de geotêxtil em cada tipo de solo em diversas concentrações

Tipo de solo	E_{fSST} após passar pelo geotêxtil	$M_{R_{ESD}}$ (g)						
		0,1mg/L	0,5mg/L	1mg/L	5mg/L	10mg/L	50mg/L	100mg/L
Solo natural	82%	20,1	100,7	201,5	1007,3	2014,7	10073,4	20146,8
Solo que passou na peneira #200	65%	16,0	79,9	159,7	798,5	1597,0	7985,0	15970,0
Solo retido na peneira #200	93%	22,8	114,2	228,5	1142,5	2284,9	11424,7	22849,4

Os resultados da massa de solo retida por área do filtro geotêxtil do permeâmetro (M_C) obtida em laboratório para cada ensaio, a massa média retida para cada tipo de solo (M_C) e a massa de solo que colmataria a manta do Poço2-GHidro, que possui 1,54 m² de área, são mostrados na Tabela 24:

Tabela 24- Massa retida por unidade de área de manta (M_C) para todos os ensaios realizados com permeâmetro e M_C médio para cada tipo de solo.

Tipo de solo	Ensaio	M_C (g/m ²)	M_C médio (g/m ²)	M_C Poço2-GHidro (g)
Solo natural	1	884,9	410,0	631,4
	2	271,9		
	3	247,7		
	4	235,6		
Solo que passou na peneira #200	5	936,4	741,0	1141,1
	6	586,2		
	7	700,4		
Solo retido na peneira #200	8	1115,3	586,9	903,8
	9	238,4		
	10	407,1		

Foi calculada a estimativa da vida útil do pré-filtro do poço de infiltração para cada tipo de solo e cada concentração de SST. Os resultados estão na Tabela 25. Nota-se que a vida útil do filtro é maior para o solo que passou na peneira #200 e menor para o solo natural. Provavelmente isso ocorre pois o solo mais fino passa pela manta, enquanto que nos outros casos, grande parte fica retida, causando colmatção. Nesse caso, deve-se atentar para que esses finos, que atravessam a manta, não colmatem o solo.

Considerando uma concentração de SST na água de chuva de 0,1 mg/L, valor inferior ao encontrado nos ensaios de qualidade da chuva realizados, a estimativa da vida útil do poço é 31 anos para o solo natural, 71 anos para o solo que passou na peneira #200 e 40 anos para o solo retido na peneira #200. Essa estimativa foi feita considerando que o solo se distribui uniformemente na superfície do filtro. É importante ressaltar também, que essas foram as condições de colmatção em laboratório, com as variáveis controladas. Em uma situação de campo, a concentração de SST da água de chuva escoada não é constante, podendo variar com a estação do ano, com o local e com outras as características da chuva como duração e intensidade, e a distribuição dos sólidos na manta pode não ser uniforme.

Para concentrações de SST em água de chuva a partir de 5 mg/L, a estimativa da vida útil dos poços passa a ser muito baixa (aproximadamente 1 ano). Nesses casos, portanto, o uso de geotêxtil mostra-se ainda mais importante no prolongamento da vida útil dos poços, visto que ele pode ser trocado, protegendo o poço por mais tempo. Os poços de infiltração são dispositivos relativamente recentes e não existem muitas informações acerca da

vida útil dessas estruturas. De acordo com o serviço ambiental de Portland, EUA (Portland, 2006) com construção e manutenção adequada, os poços de infiltração podem durar até 30 anos.

Tabela 25-Estimativa da vida útil do pré-filtro de geotêxtil do Poço2-GHidro

Tipo de solo	Vida útil do pré-filtro (anos)						
	0,1mg/L	0,5 mg/L	1 mg/L	5 mg/L	10 mg/L	50 mg/L	100 mg/L
Solo natural	31	6	3	0,6	0,3	0,1	0,0
Solo que passou na peneira #200	71	14	7	1,4	0,7	0,1	0,1
Solo retido na peneira #200	40	8	4	0,8	0,4	0,1	0,0

Os gráficos que relacionam a área de contribuição efetiva com a estimativa da vida útil do poço de infiltração para cada grupo de solo estão nas Figura 58, Figura 59 e Figura 60. Para estimar a vida útil de um pré-filtro, na cidade de São Carlos-SP, basta entrar com a área efetiva do telhado em “x”, e a estimativa é dada em “y”. Considerou-se apenas concentrações de SST de até 5 mg/L, pois acima disso, a estimativa da vida útil passa a ser muito baixa.

Figura 58-Vida útil do geotêxtil com solo natural

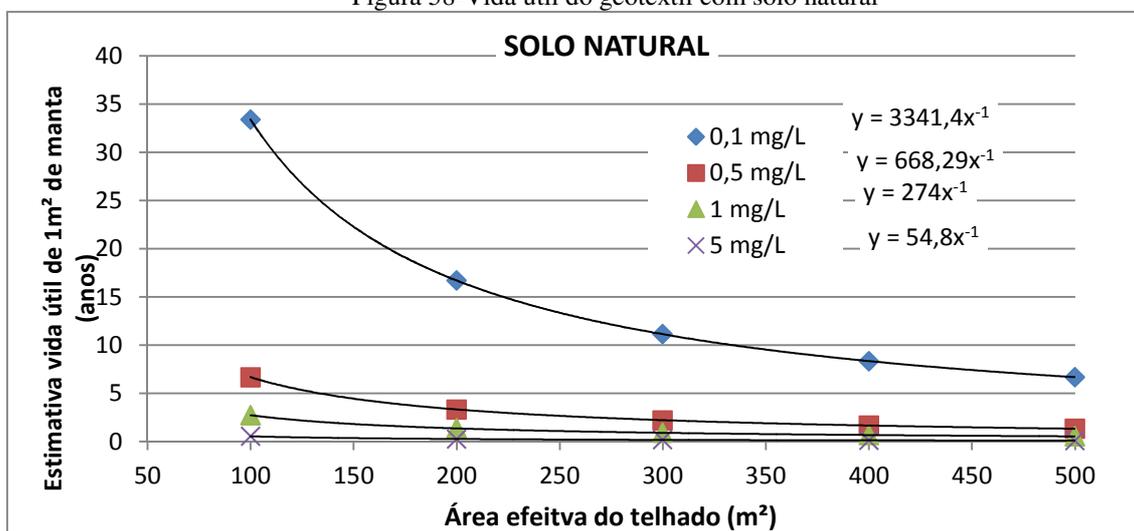


Figura 59-Vida útil do geotêxtil com solo que passou na peneira #200

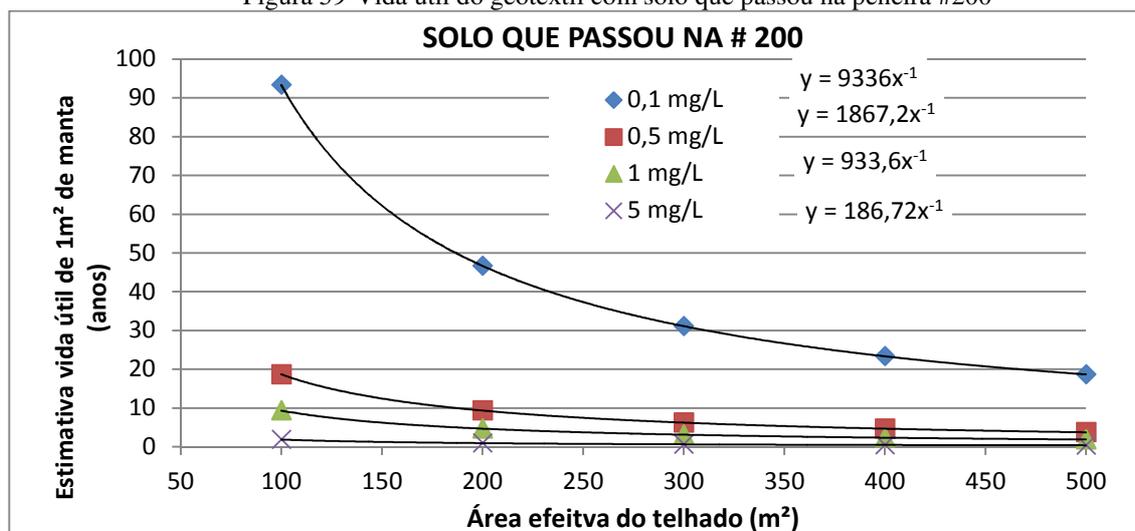
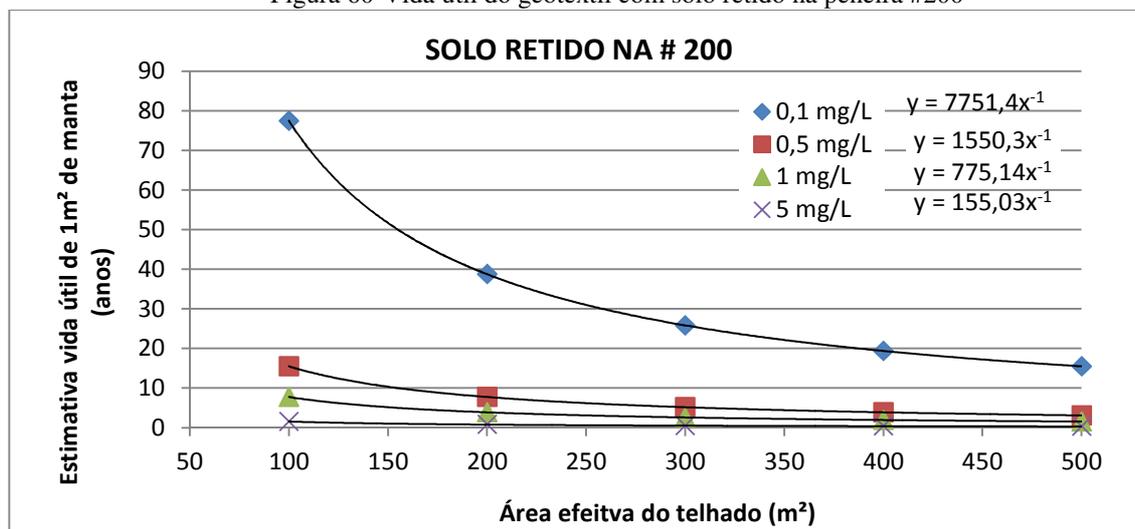


Figura 60-Vida útil do geotêxtil com solo retido na peneira #200



Observando as Figuras 61,62 e 63, pode-se concluir que a concentração da água de chuva no local de estudo é menor do que 1 mg/L, visto que, em 2 anos e meio de funcionamento, o Poço2- GHidro (área efetiva de 162,5 m²) não apresentou sinais de colmatção significativa.

6. CONCLUSÕES

Acerca da caracterização do solo, podemos concluir que o uso do valor de K saturado obtido pelo método do poço invertido com 24 horas de umedecimento não é adequado para parâmetro de dimensionamento nem para modelagens, visto que na situação real de campo, o solo possui uma permeabilidade de até 60 vezes maior. A utilização do K obtido nessas condições acarreta um superdimensionamento dos poços de infiltração.

Quanto à construção dos poços, o Poço 2-GHidro foi mais trabalhoso para construir e um pouco mais dispendioso devido à presença de manta e brita.

Muitos manuais de operação apresentam como requisitos mínimos diversas práticas rotineiras de manutenção, como, por exemplo, a inspeção do poço pelo menos 4 vezes ao ano e a realização de limpezas rotineiras (NOVA JERSEY, 2004; PENSILVÂNIA, 2006). Esses procedimentos, no entanto, muitas vezes são de difícil execução e indaga-se se isso implica efetivamente no comprometimento da estrutura. Com base nos experimentos realizados, comprovou-se que a frequência da inspeção periódica do poço pode ser menor que a recomendada por esses manuais, visto que, em dois anos de operação, o poço não apresentou alteração no desempenho e a abertura do poço comprovou que não houve deposição de quantidade significativa de material.

Os ensaios de chuva simulada demonstraram comportamentos semelhantes nos dois poços em termos de tempo de pico, de esvaziamento e taxa de infiltração (média de 207 mm/h). O Poço 2- GHidro apresentou melhor eficiência quanto ao volume máximo o que pode estar relacionado à camada de brita lateral.

Por meio das modelagens das chuvas simuladas pelo método de Puls foi evidenciado que há infiltração pelas paredes do Poço 1-SC, descartando a hipótese inicial de infiltração só pelo fundo. O método de Puls foi adequado para modelar os poços de infiltração, com R^2 médio de 0,98 e NS médio de 0,82 no Poço 1-SC e R^2 médio de 0,85 e NS médio de 0,30 no Poço2-GHidro para valores de K constante. Utilizando valores de K variável os ajustes do modelo foram maiores, com R^2 médio de 0,97 e NS de 0,97 para ambos os poços.

O monitoramento das chuvas reais mostrou que os poços armazenam grande quantidade de água de chuva e infiltram essa água rapidamente, o tempo de esvaziamento foi sempre menor que 24 horas, tempo máximo geralmente recomendado para infiltração total da água. Assim como nos ensaios de chuva simulada, as modelagens das chuvas reais também obtiveram melhor aderência nos dados com valores de K variável em relação aos valores de K constante. O NS médio para modelagens com K constante foi 0,74 para o Poço1-SC e 0,79 para o Poço2-GHidro. Para as modelagens com K variável o NS médio foi 0,77 para o Poço1-SC e 0,81 para o Poço2-GHidro.

Ressalta-se que, apesar de apresentarem comportamentos semelhantes em termos de infiltração, o Poço2-GHidro repõe a água para o lençol freático com uma qualidade melhor, já que possui filtros em sua estrutura. Embora esse assunto não tenha sido investigado nesse trabalho, é um fator importante a se considerar a longo prazo.

Comparando as taxas de infiltração e tempos de esvaziamento dos poços, observou-se que não houve colmatação sensível no intervalo de 2014 a 2015. Entretanto, é necessário maior tempo de operação dos poços e mais investigação para uma afirmação contundente.

Houve redução da permeabilidade 82% e 63% nas mantas do fundo e tampa respectivamente, no entanto, não foi observada alteração no desempenho do poço.

Nos ensaios de permeabilidade do filtro, concluiu-se que a porção de solo que colmata o filtro de geotêxtil mais rapidamente é aquela situada na faixa de granulometria mais próxima à sua abertura de filtração do geotêxtil utilizado. Solos mais arenosos, com partículas de diâmetros maiores, tendem a se acumular na superfície da manta formando um filtro adicional permitindo maior passagem da água e aumentando o tempo de colmatação. Solos com partículas de diâmetro menor que 0,075 (passado na peneira #200) acabam atravessando a manta, fazendo com que o tempo de colmatação também seja alto. Nesse caso, sugere-se que seja utilizado um geotêxtil com abertura de filtração menor, pois essas partículas que atravessaram a manta poderão se depositar no solo do poço de infiltração, contribuindo para sua colmatação.

Considerando uma concentração de água de chuva com 0,05 mg/L de sólidos suspensos, valor mais aproximado dos encontrados nas amostras de chuva coletadas, a vida útil do filtro do Poço2-GHidro seria de 31 anos para solo natural, 71 anos para solo com partículas de diâmetro menor que 0,075 mm e 40 anos para solo com partículas maiores que 0,075 mm. Em locais cuja concentração de SST na água de chuva ultrapassa 5 mg/L, o uso do filtro de geotêxtil torna-se ainda mais importante no prolongamento da vida útil do poço, visto que essa pode ser substituída após colmatação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALASKA - **Low impact development design guidance manual** - Watershed Management Services Municipality of Anchorage Project Management and Engineering Department. 2008. Disponível em: http://nacto.org/docs/usdg/lid_design_guidance_uskh.pdf

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL (ASTM). **D 4491-99a**: Standards methods for water permeability of geotextiles by permittivity. 1999

ANNECCHINI, K. P. V. **Aproveitamento da água da chuva para fins não potáveis na cidade de Vitória (ES)** / Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Ambiental.. – 2005.150 f.

APHA, Standard methods for the examination of water and wastewater, 16ed., New York, 1985.

APT, D. **Integrating Rainwater Harvesting and Low Impact Development**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON INNOVATIVE TECHNOLOGIES IN URBAN STORM DRAINAGE (NOVATECH), 7., 2010, Lyon. NOVATECH, 2010. Anais eletrônico disponível em: <<http://documents.irevues.inist.fr/bitstream/handle/2042/35785/12204-341APT.pdf?sequence=12010>>. Acesso em 12/02/2014

ARAÚJO, P.R.; Tucci, C.E.M.; Goldenfum, J.A. **Avaliação da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução de escoamento superficial**. RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos Porto Alegre – RS Volume 5 n.3 Jul/Set 2000, 21-29

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA (ABGE). **Ensaio de permeabilidade em solos: orientações para sua execução no campo**. 3^a. ed., Boletim 04, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15223**: Geotêxteis e produtos correlatos - determinação das características de permeabilidade hidráulica normal ao plano e sem confinamento. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6502**: Rochas e solos – Terminologia. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6508**: grãos que passam na peneira de 4,8mm. Determinação da massa específica: método de ensaio. Rio de Janeiro. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7181**: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1986) ABNT. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro.

BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana**. 2. Ed. Porto Alegre: ABRH, 2005. 318 p.

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

BARBASSA, A. P.; ANGELINI SOBRINHA, L.; MORUZZI, R. B. **Poço de infiltração para controle de enchentes na fonte: avaliação das condições de operação e manutenção**. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 14, n. 2, p. 91-107, abr./jun. 2014.

BARBASSA, A. P.; CAMPOS, J. B. N. **Comportamento hidrológico de áreas urbanas impermeabilizadas diretamente conectadas e total**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos (RBRH), Porto Alegre, v. 15, p.69-79, 2010.

BARBASSA, A.P.; JUNIOR, C.X.O ; GUTIERREZ, L.A.R.3 ; LUCAS, A, H. **Coefficiente de permeabilidade em ensaio de poço invertido: efeito do tempo de umedecimento prévio e métodos de cálculo** . XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2009 Campo Grande – MS

CANHOLI, A.P. (2005). **Drenagem urbana e controle de enchentes**. São Paulo: Oficina de textos. 301p.

CARVALHO, E. T. L.; CARVALHO, J.C.; JUNIOR, J.F.N.G.; SALES, M.M.; ABRÃO, J.T. **Poços como estruturas de infiltração**. In: Tópicos sobre infiltração. Série Geotecnia – UnB, v. 4., Brasília : Faculdade de Tecnologia, 2012.405-458.

CARVALHO, E.T.L. **Avaliação de elementos de águas pluviais na Zona Norte de Goiânia**. Dissertação de mestrado - Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás. 2008.

CARVALHO, E.T.L. **Avaliação geotécnica de poços de infiltração de águas pluviais**. Tese de doutorado em geotecnia Brasília/DF: junho/2013 universidade de Brasília- faculdade de tecnologia -departamento de engenharia civil. 2013.

CARVALHO, J.; LELIS.A.C.; **Cartilha de Infiltração**. Universidade Nacional de Brasília, Brasília- DF. 2010

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

CHRISTOFOLETTI, A. **A modelagem de sistemas ambientais**. 1ªedição. São Paulo: Edgar Blücher, 1999. 236p.

COOMBES, P.J.; KUCZERA, G.; KALMA, J.D; ARGUE, J.R. **An evaluation of the benefits of source control measures at the regional scale**. Urban Water 4, 307–320, 2002

CORREA, T. H. P., GUTIERREZ L. A. R. ., BARBASSA, A. P , TEIXEIRA B. A. DO N, MORUZZI, R. B. **Aedes aegypti proliferation in stormwater retained in Best**

Management Practices - 12nd International Conference on Urban Drainage, Porto Alegre/Brazil, 10-15 September 2011

CUDWORTH JÚNIOR, A. G. A. **Water Resources Technical Publication**. In: Flood Hydrology Manual. Denver: United States Government Printing Office. Denver, 1989

DANIEL JUNIOR, J.J.. 2013. **Avaliação de uma biorretenção como estrutura sustentável de drenagem urbana**. Dissertação de mestrado-universidade Federal de Santa Maria, centro de tecnologia. Programa de pós graduação em engenharia Civil, RS.

DECINA, T.G.T. **Análise de medidas de controle de inundações a partir da avaliação de cenários de uso e ocupação do solo em bacia hidrográfica do Córrego do Gregório, São Carlos-SP**. 2012. Dissertação de mestrado – Programa de Pós Graduação em Hidráulica e Saneamento, EESC-Universidade de São Carlos, São Carlos, 2012.

ELLIS, J.B; GREEN, C.; REVITT, D.M. (2010). **Identifying success factors in urban surface water BMP implementation: Mission impossible?** In: International conference on innovative technologies in urban storm drainage, 7., 2010, Lyon. NOVATECH, 2010. Anais eletrônico disponível em: <http://documents.irevues.inist.fr/bitstream/handle/2042/35650/11201326ell.pdf?sequence=1>

EPA – United States Environmental Protection Agency. **Best Management Practices (BMPS)**. Disponível em : <http://www.epa.gov/nrmrl/wswrd/wq/stormwater/bmp.html>. acesso em 05/01/2014.

FELIPE, M. **Avaliação da eficiência e modelagem matemática da remoção de material particulado em canal gramado integrante de técnica compensatória construída em escala real**. 2014.104p. Dissertação de mestrado- programa de pós graduação em engenharia urbana- Universidade Federal de São Carlos. São Carlos-SP, 2014.

FERREIRA, T.S; BAPTISTA, L.F.S.; BARBASSA, A.P,B; GONÇALVES,L.M.; SHINZATO, A.H; VICENTE,T.Z.; SILVA, T.R.D; FAVA,M.C. **Escolha, projeto e integração urbanística de técnica compensatória em drenagem urbana** In: XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. 17 a 22 de novembro de 2013. Bento Gonçalves.

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA (FTCH). **Projeto Difusão Tecnológica em Recursos Hídricos**. ROMERA e SILVA, P.; AZEVEDO, F; ALVAREZ, E; VALENTE, A. Avaliação da qualidade e aspectos de saneamento e saúde. 2002.

GRACIOSA, M.C. G; MENDIONDO, E.M.; CHAUDHRY, F.H.; **Metodologia para o dimensionamento de trincheiras de infiltração para o controle do escoamento superficial na origem**. RBRH-Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Volume 13, n.2. 5-12, Abr/Jun 2008, 207-214

GRAF, C. **Dry wells for stormwater management: An envolving viewpoint**. Arizona Water Resource, 2015. v.23 n.2.

GUTIERREZ, L.A.R. **Avaliação da água de chuva de um sistema Filtro-Vala-Trincheira de infiltração no tratamento de escoamento superficial direto predial em escala real em**

São Carlos – SP, 198p. (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: 8ª jornada científica e tecnológica da UFSCar. Universidade Federal de São Carlos , São Carlos-SP. 2009.

HERNÁNDEZ ORTIZ, C. A. **Desempenho de geotêxteis na filtração de suspensões água – solo**. 2012. Dissertação de mestrado. Programa de pós-graduação e área de concentração em geotecnia- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). Disponível em: <censo2010.ibge.gov.br >. Acesso em: 12 de setembro de 2014.

JAQUES, R.C. **Qualidade de água de chuva no município de Florianópolis e sua potencialidade para aproveitamento em edificações**. 2005. 102p. Dissertação de mestrado em Engenharia Ambiental- Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2005.

LEOPOLD, L.B. **Hydrology for urban planning - A guide book on the hydrologic effects on urban land use**. Geological Survey Circular 554, 26p. Washington, 1968.

LUCAS, A. H. **Monitoramento e Modelagem de um sistema Filtro – Vala – Trincheira de infiltração em escala real**. São Carlos. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana – Universidade Federal de São Carlos – UFSCar. 2011.

LUCAS, A.H.; BARBASSA, A.P.; MORUZZI, R.B. **Modelagem de um Sistema Filtro-Vala-Trincheira de Infiltração pelo Método de PULS Adaptado para Calibração de Parâmetros**. RBRH-Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Volume 18, n.2. Abr/Jun 2013,225-236

MARYLAND - PRINCE GEORGE’S COUNTY (1999). **Low-Impact Development Design Strategies: AnIntegrated Design Approach**. Maryland: Department of Environmental Resources. 150p.

MAY, S. **Estudo da viabilidade do aproveitamento de água de chuva para consumo não potável em edificações**. São Paulo, 2004. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil.

MELO, T.A.T.; COUTINHO, A. P.; CABRAL, J. J.S. PEREIRA; ANTONINO, A. C. D.; CIRILO; J. A. **Jardim de chuva: sistema de biorretenção para o manejo das águas pluviais urbanas**. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 14, n. 4, p. 147-165, out./dez. 2014

MONTGOMERY CONTY, 2013. Maryland. **How to maintain your buried dry well**. Department of Environmnetal Protection. Stormawater Facility Maintenance Program. <http://www.montgomerycontymd.gov/stormawater>.

MORIASI, J. G. ARNOLD, M. W. VAN LIEW, R. L. BINGNER, R. D. HARMEL, T. L. VEITH. **Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in**

watershed simulations. D. N. Vol. 50(3): 885–900 2007 American Society of Agricultural and Biological Engineers.

MORUZZI, R.B ; FELIPE, M.; BARBASSA, A. **Avaliação e modelagem matemática da remoção de material particulado em canal gramado construído em escala real.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos. vol. 21 no.1 Porto Alegre jan./mar. 2016 p. 263 – 273

NEW JERSEY - **Stormwater Best Management Practices Manual** - New Jersey Department of Environmental Protection - Division of Watershed Management. 2004.

ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS (ONU). **World Urbanization Prospects: The 2014 Revision.** 2014. 32p. disponível em: <http://esa.un.org/unpd/wup/Highlights/WUP2014-Highlights.pdf>. Acesso em 12/10/2014

PALMEIRA, E. M.; BEIRIGO, E. A; GARDONI; M. G.T. - **Nonwoven geotextile filter compatibility in mining applications.** Geotextiles and Geomembranes 28 (2010) 136–148

PENNSYLVANIA. **Stormwater Best Management Practices Manual**, 2006. Department of Environmental Protection Bureau of Watershed Management. <http://pecpa.org/wp-content/uploads/Stormwater-BMP-Manual.pdf>

PHILADELPHIA. Philadelphia water department. 2006. **Stormwater Management Guidance Manual. Integrated Site Design.** Philadelphia.PA

POLETO, C. **SUDS (Sustainable Urban Drainage Systems): Uma Contextualização Histórica.** Revista Thema, vol.8n.1, 2011.

POLETO, C., TASSI, R. **Sustainable Urban Drainage Systems**, Drainage Systems, InTech, 2012. Available from: <http://www.intechopen.com/books/drainage-systems/sustainable-drainage-systems>

POMPÊO, C.A. **Drenagem Urbana Sustentável.** RBRH-Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Volume 5, n.1. 15-23, Jan/mar 2000.

PORTO ALEGRE, 2010. **Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano Ambiental (PDDUA).** Porto Alegre: Prefeitura Municipal, 2010.

PORTO, R. M. **Hidráulica básica.** 2. ed. São Carlos: EESC- USP, 2001

PRATT, C.J., POWEL, J.J.M. **Design of infiltration systems: the new UK approach.** In: International Conference on Innovative Technologies in Urban Storm Drainage, (NOVATECH), Lyon. 1992.

REIS, R.P.A; ILHA, M.S.O. **Comparação de desempenho hidrológico de sistemas de infiltração de água de chuva: poço de de infiltração e jardim de chuva.** Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 14, n. 2, p. 79-90, abr./jun. 2014

REIS, R.P.A.; OLIVEIRA, L.H.; SALES, M.M.; **Proposição de parâmetros de dimensionamento e avaliação de poço de infiltração de água pluvial.** 23º Congresso

Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental 18 a 23 de setembro de 2005 - Campo Grande/MS

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

RIGHETTO, A.M.; MOREIRA, L.F.F.; SALES, T.E.A. **Manejo de Águas Pluviais Urbanas.** In: PROSAB 5- Manejo de Águas Pluviais Urbanas. Rio de Janeiro: ABES, 2009. 20-73

SÃO CARLOS. Disponível em: www.saocarlos.sp.gov.br. Acesso em 12/03/2014.

SÃO CARLOS. **Lei nº 15.958: - Dispõe sobre o Código de Obras e Edificações do Município de São Carlos, e dá outras providências.** 2011

SCHUELER, T.R. **Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Design Urban BMPs.** Washington: Metropolitan Council of Government. 1987.

SILVA, G.F.N.; HORA, K.E.R. **O plano diretor municipal e sua interface com a drenagem urbana.** Revista Labverde, nº7. 143-167, Dezembro de 2013.

SILVA, P. M. DE O., MELLO, C. R., SILVA, A. M.; COELHO, G.. **Modelagem da hidrógrafa de cheia em uma bacia hidrográfica da região Alto Rio Grande.** Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental v.12, n.3, p.258–265, 2008 Campina Grande, PB, UAEAg/UFCEG

SILVEIRA, A.L.L., **Drenagem Urbana: Aspectos de Gestão.** Curso preparado por: Instituto de Pesquisas Hidráulicas Universidade Federal do Rio Grande do Sul Fundo Setorial de Recursos Hídricos (CNPq), 2002.

SOBRINHA, L.A. **Monitoramento e modelagem de um poço de Infiltração de águas pluviais em escala real e com filtro na tampa.** São Carlos. Dissertação de mestrado em Engenharia Urbana – Universidade Federal de São Carlos – UFSCar. 2012.

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

SOUZA, V.C.B. Gestão da Drenagem Urbana no Brasil: Desafios para a sustentabilidade. **Revista Eletrônica de Gestão e Tecnologias Ambientais (GESTA).** v.1, n.1, p. 057-072, 2013. Disponível em: <http://www.portalseer.ufba.br/index.php/gesta/article/view/7105/4877>(2013)

SUDERHSA. 2000. **Manual de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba.** UFRGS/IPH – PMPA/SM

TALEBI, L.; PITT, R.. 2014. **Evaluation and Demonstration of Stormwater Dry Wells and Cisterns in Millburn Township, New Jersey.** Journal of Water Management Modeling

TAVANTI, D.R.; BARBASSA, A.P **Análise dos Desenvolvimentos Urbanos de Baixo Impacto e Convencional**. RBRH-Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Volume 17, n.4. 17-28, out/dez 2012.

TECEDOR, N. **Monitoramento e modelagem hidrológica de plano de infiltração construído em escala real**. 2014.92f. Dissertação de mestrado- programa de pós graduação em engenharia urbana- Universidade Federal de São Carlos. São Carlos-SP, 2014.

TECEDOR, N.; BARBASSA, A. P.; MORUZZI, R.B.; GONÇALVES, L. M. **Monitoramento e modelagem hidrológica de plano de infiltração construído em escala real**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. v. 20 n.3 Porto Alegre jul./set. 2015 p. 594 – 604

TECEDOR, N.; BARBASSA, A.P; GONÇALVES, L.M.; BAPTISTA, L.F.S ; FELIPE,M.C.; SÍRIO D.L.N. **Projeto e construção de um plano de infiltração em escala real**. In: XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. 17 a 22 de novembro de 2013. Bento Gonçalves.

TOMAZ, P. **Custo e eficiência das BMPs** In: Curso de manejo de águas pluviais. 2009

TOMAZ, P. **Remoção de Sedimentos em BMPs** , 2011

TUCCI, C.E.M. **Plano diretor de drenagem urbana, princípios e concepção**. RBRH-Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Volume 2, n.2. 5-12, Jul/dez 1997.

TUCCI, C.E.M. **Coefficiente de escoamento e vazão máxima de bacias urbanas**. RBRH-Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Volume 5, n.1. 61-68, Jan/Mar 2000.

TUCCI, C.E.M. **Gerenciamento da drenagem urbana**. RBRH-Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Volume 7, n.1. 61-68, Jan/Mar 2002.

TUCCI, C.E.M. **Drenagem Urbana**. Ciência e Cultura, Gestão da Águas/Artigos, Vol. 55, nº 4, São Paulo, 2003.

TUCCI, C.E.M. **Gestão de Águas Pluviais Urbanas** – Ministério das Cidades – Global Water Partnership - World Bank – Unesco. 2005.

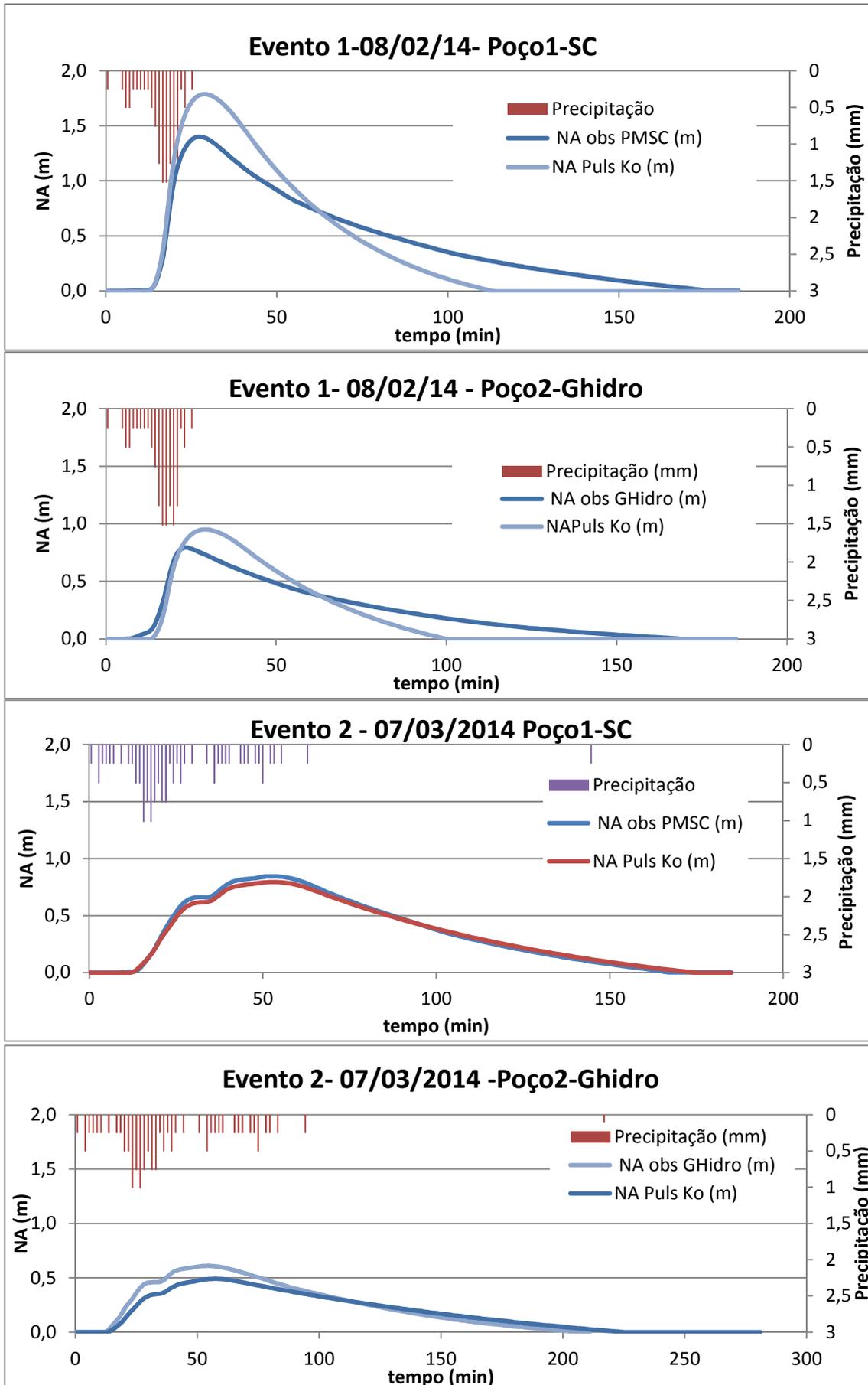
TUCCI, C.E.M. **Gestão da drenagem urbana**. Brasília, DF: CEPAL, IPEA. 2012.50p.

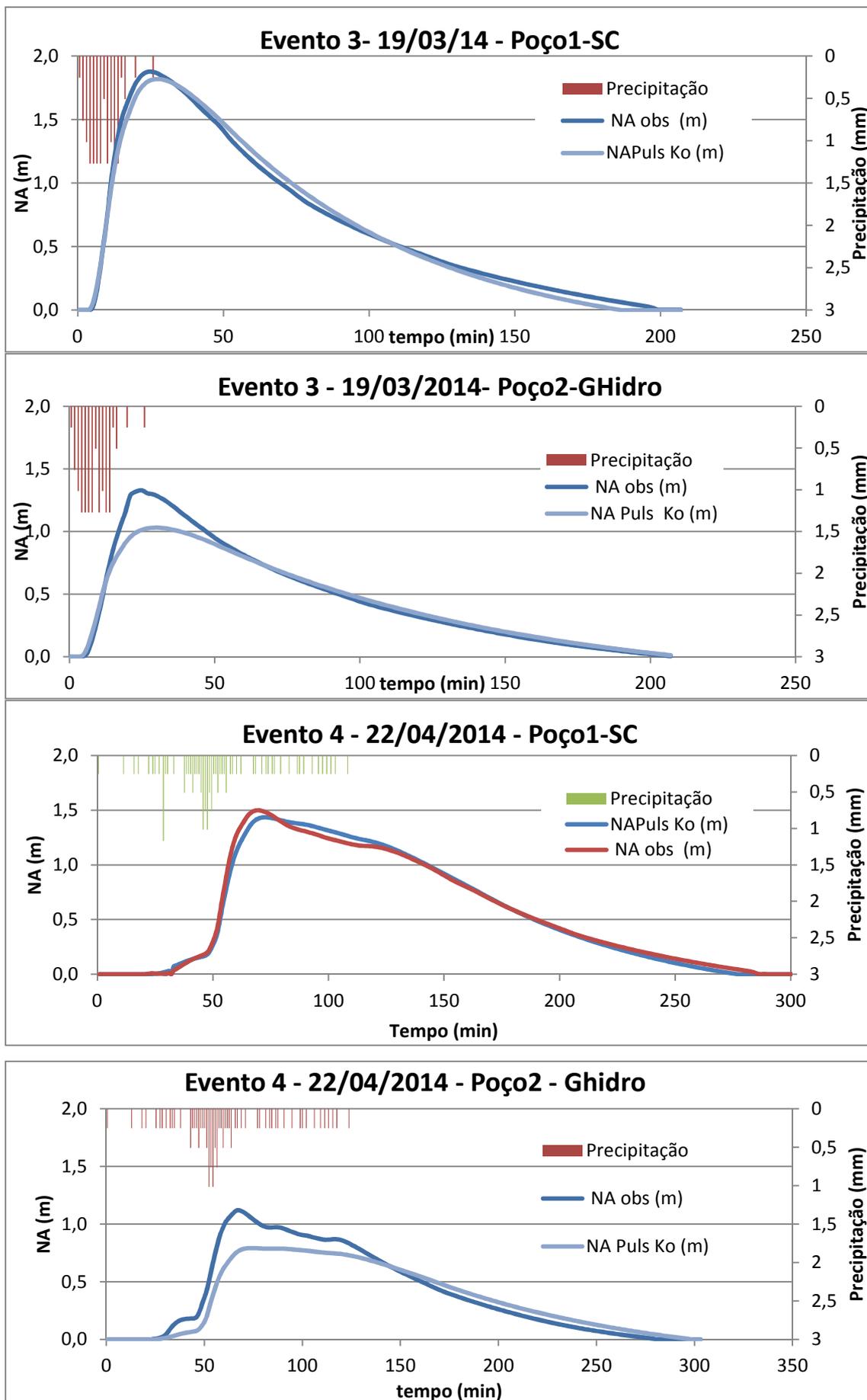
URBONAS, B; STAHR, P. **Stormwater- Best management practices and detention for water quality, drainage, and CSO management**. PTR Prentice Hall, 449 p. 1993

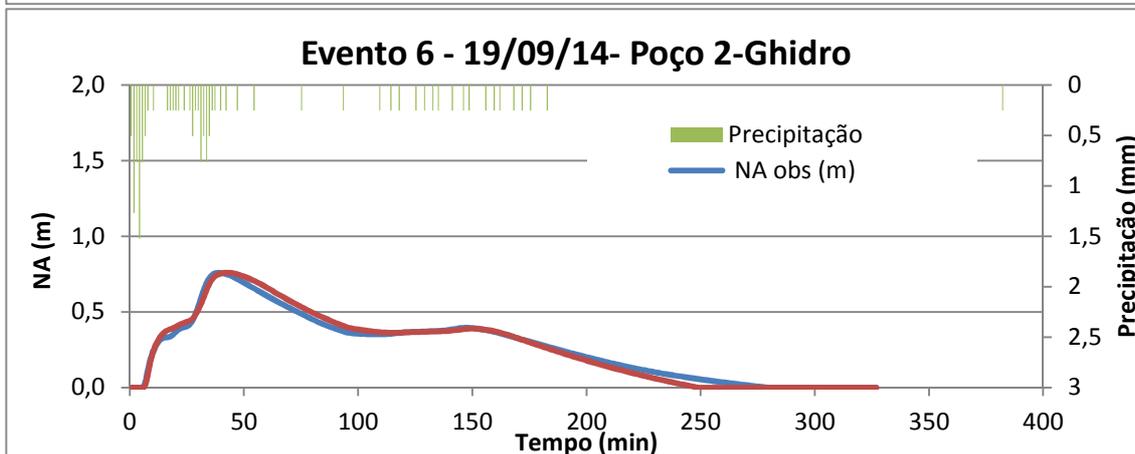
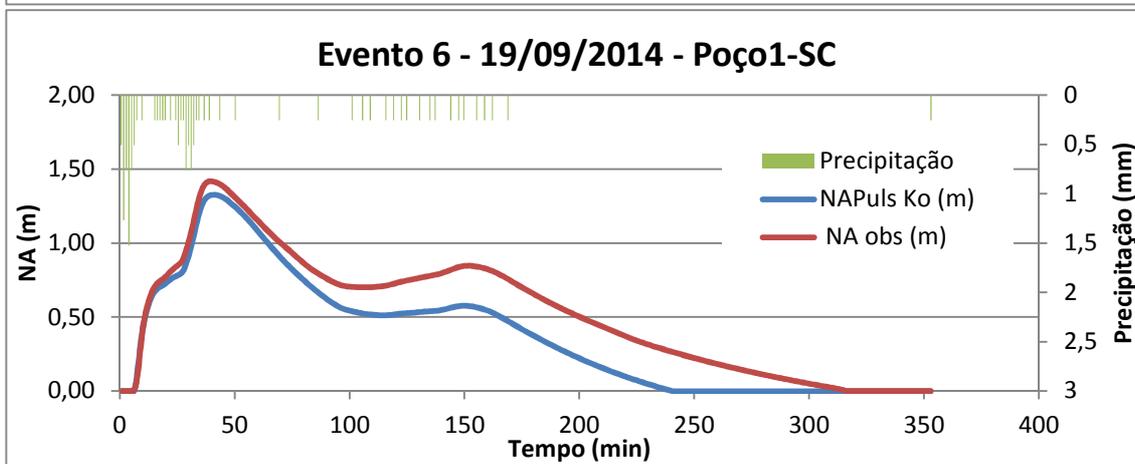
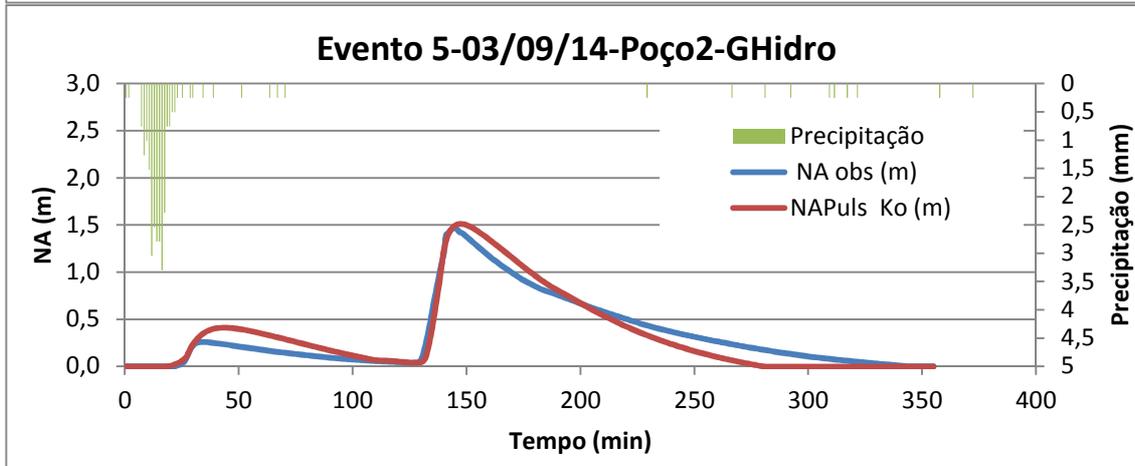
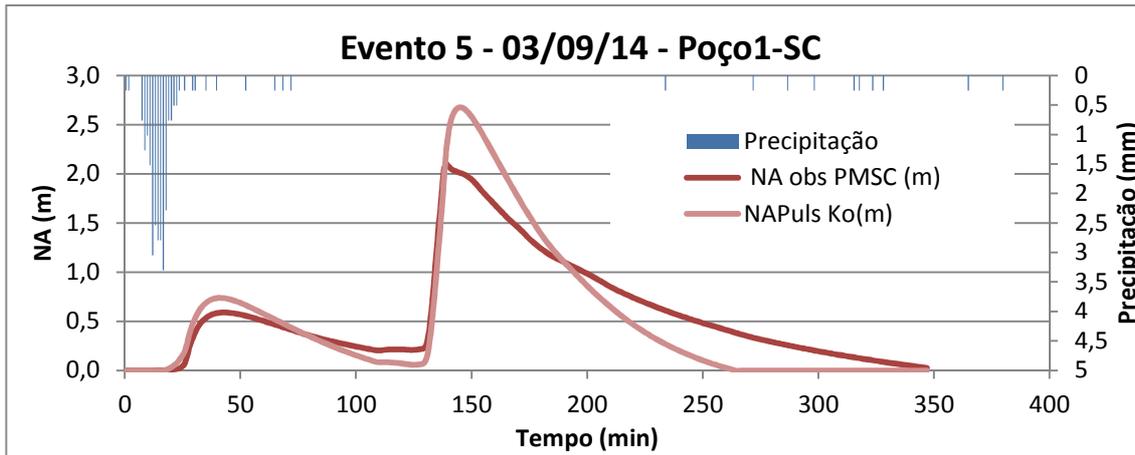
VERMONT, 2014. **The Vermont Rain Garden Manual: “Gardening to absorb the storm”** disponível em: http://www.dcnr.state.pa.us/cs/groups/public/documents/document/dcnr_20028271.pdf. Acesso em 04/05/2014.

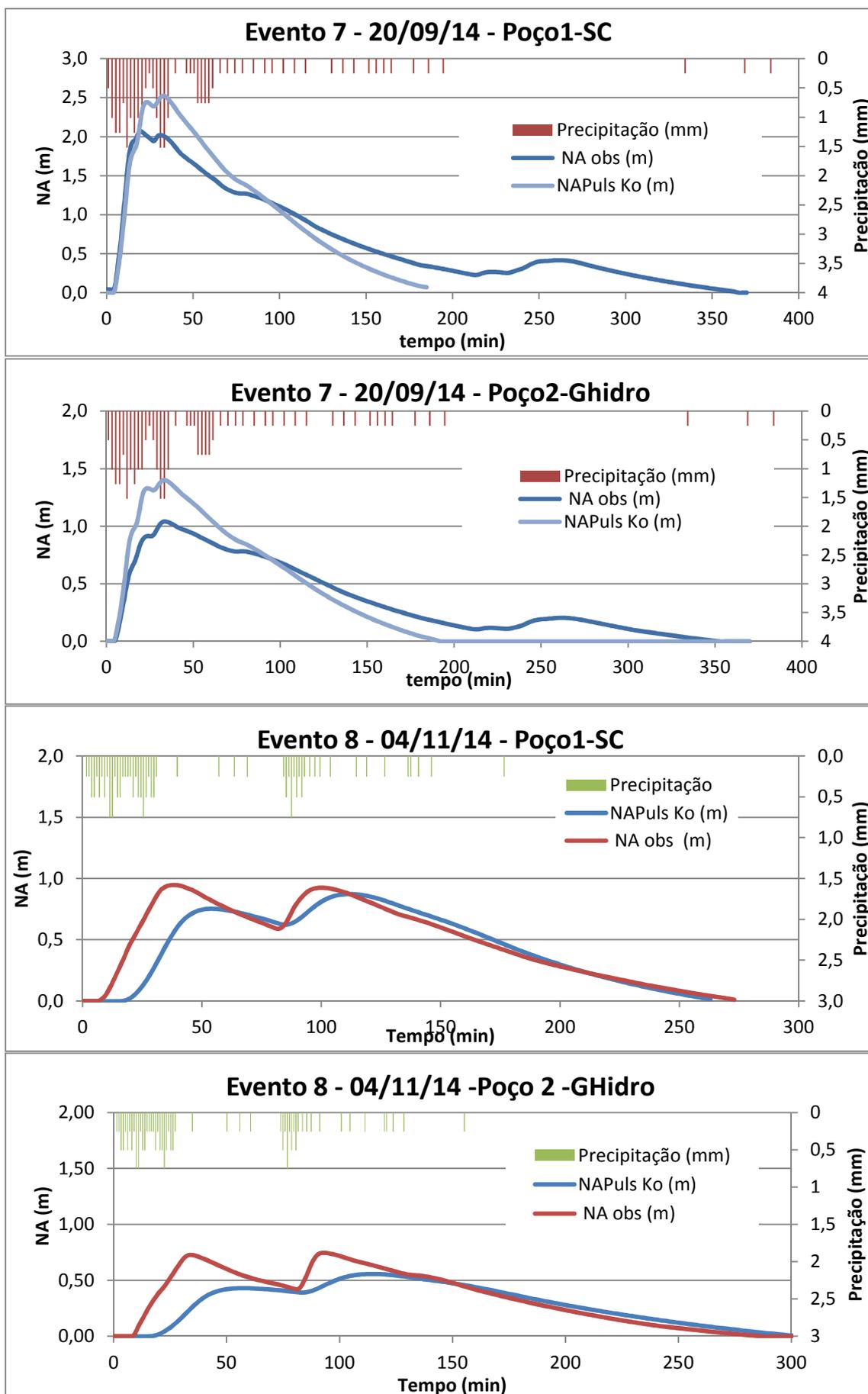
VILAR, O.M. **Solos não saturados** - 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados 25 a 27 de agosto de 2004 São Carlos/SP. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Núcleo Regional de São Paulo. -- São Carlos : SGS/EESC/USP, 2004.

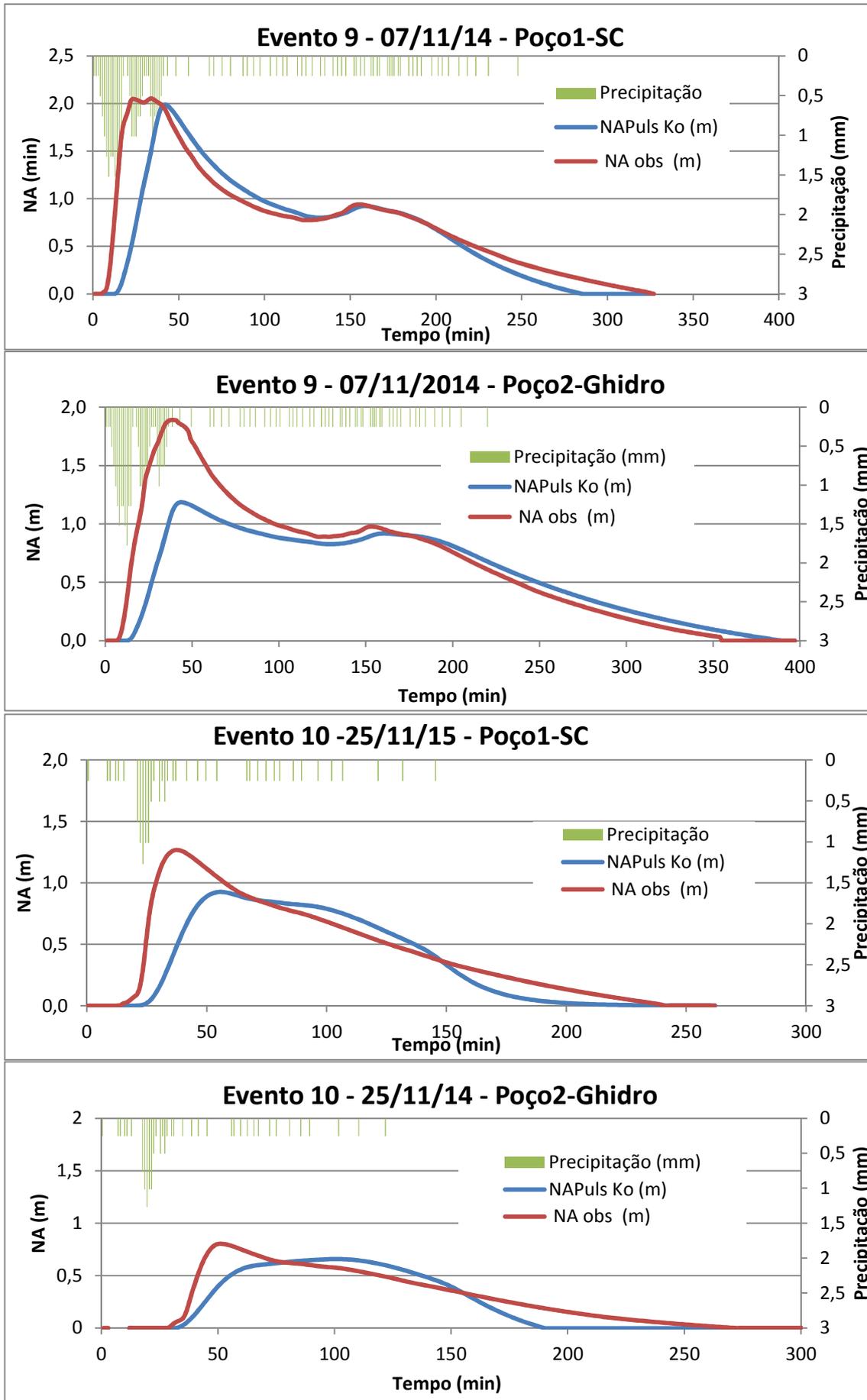
**APÊNDICE A – GRÁFICOS DOS NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS E
MODELADOS**

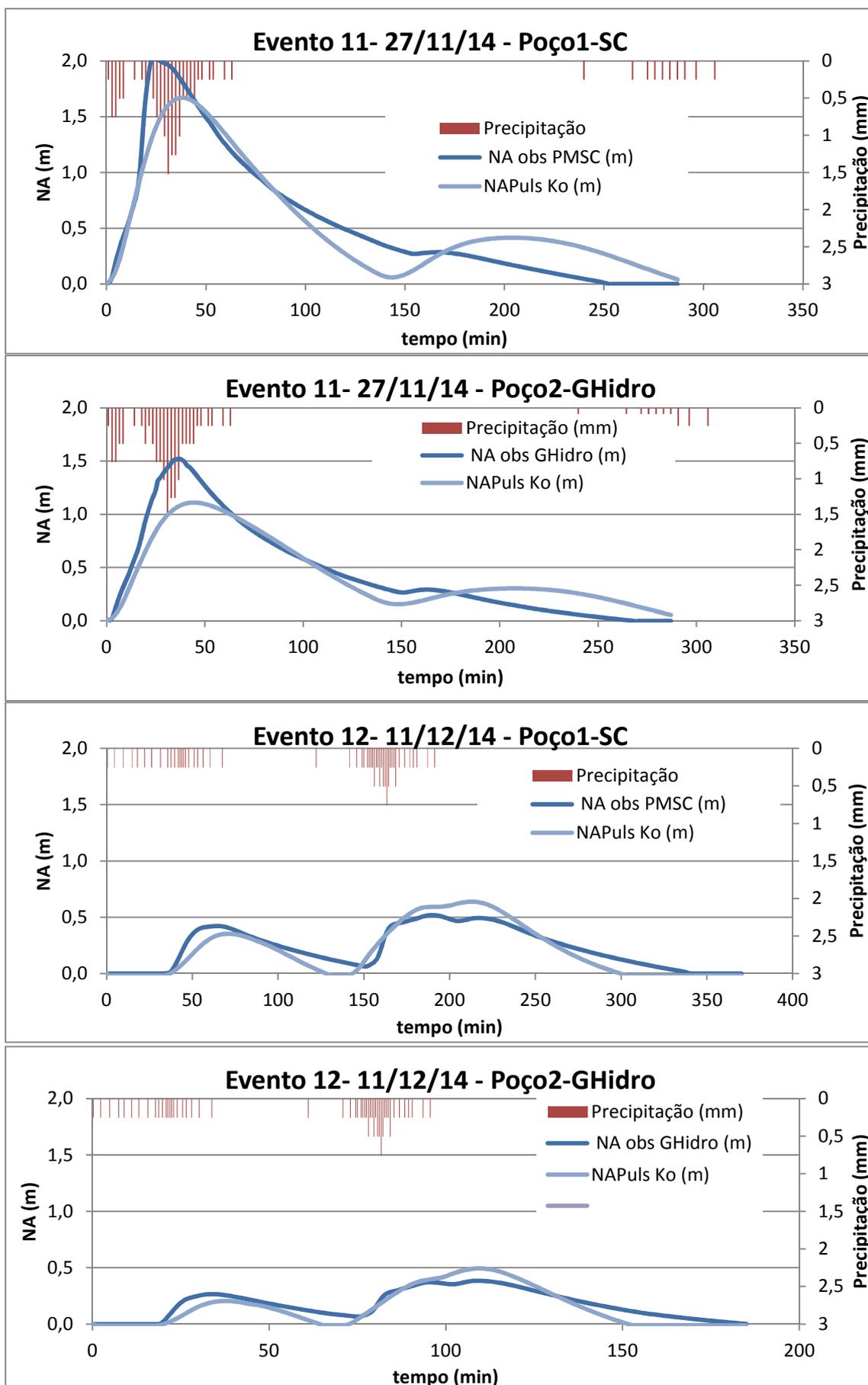


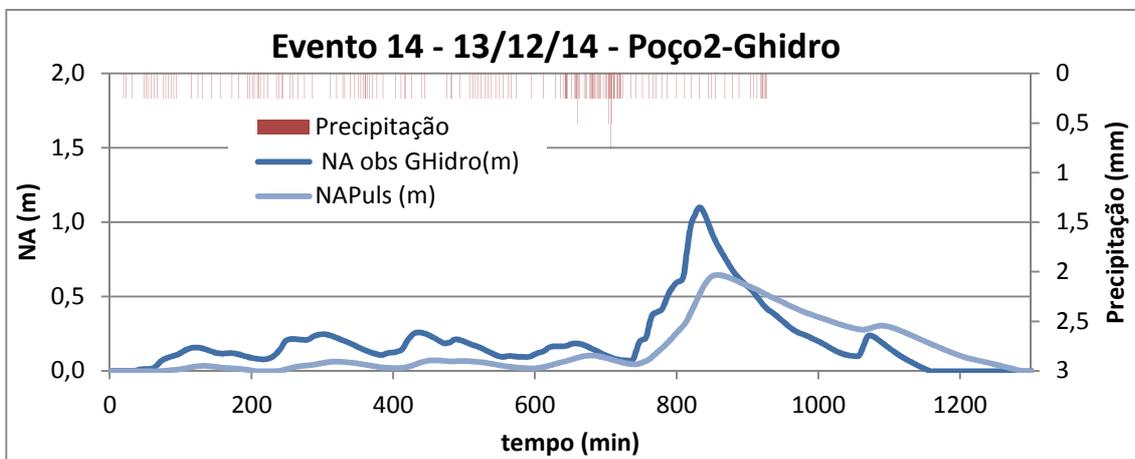
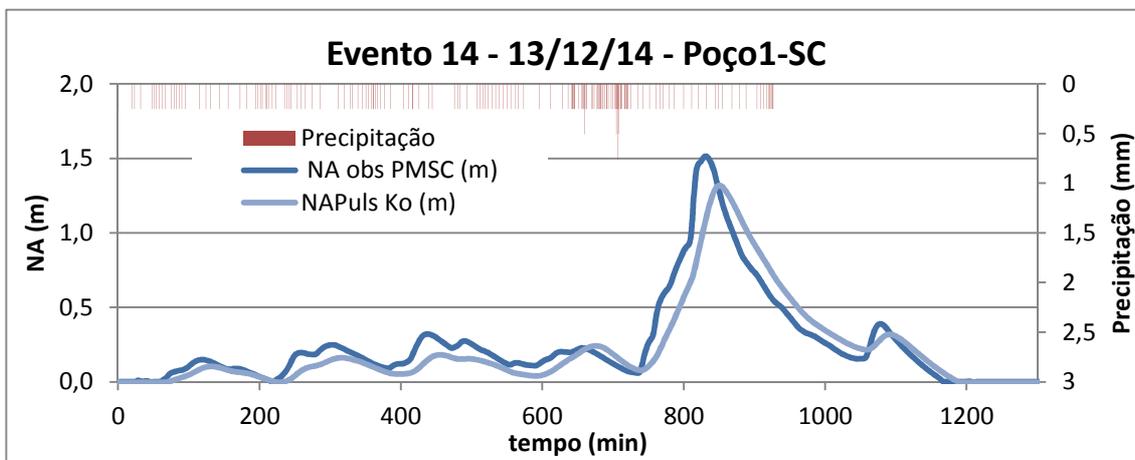
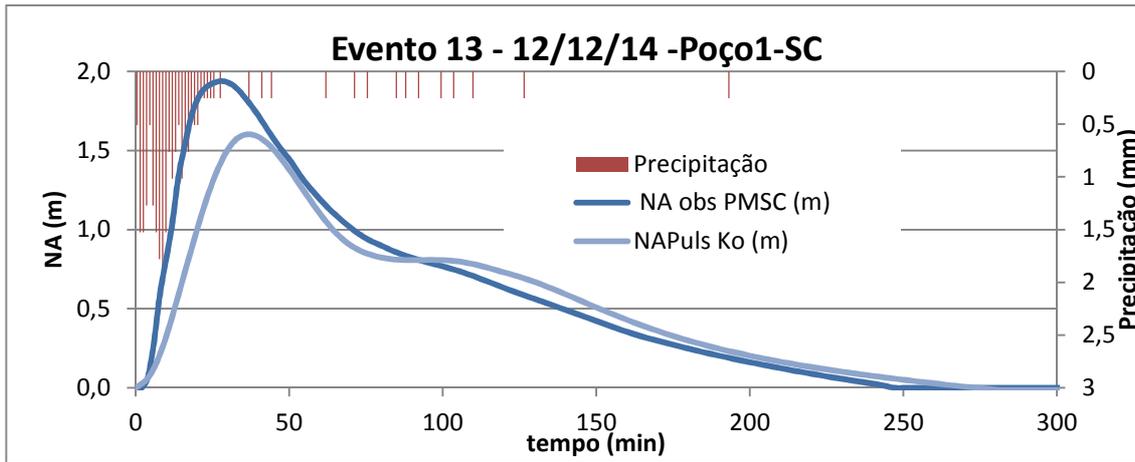


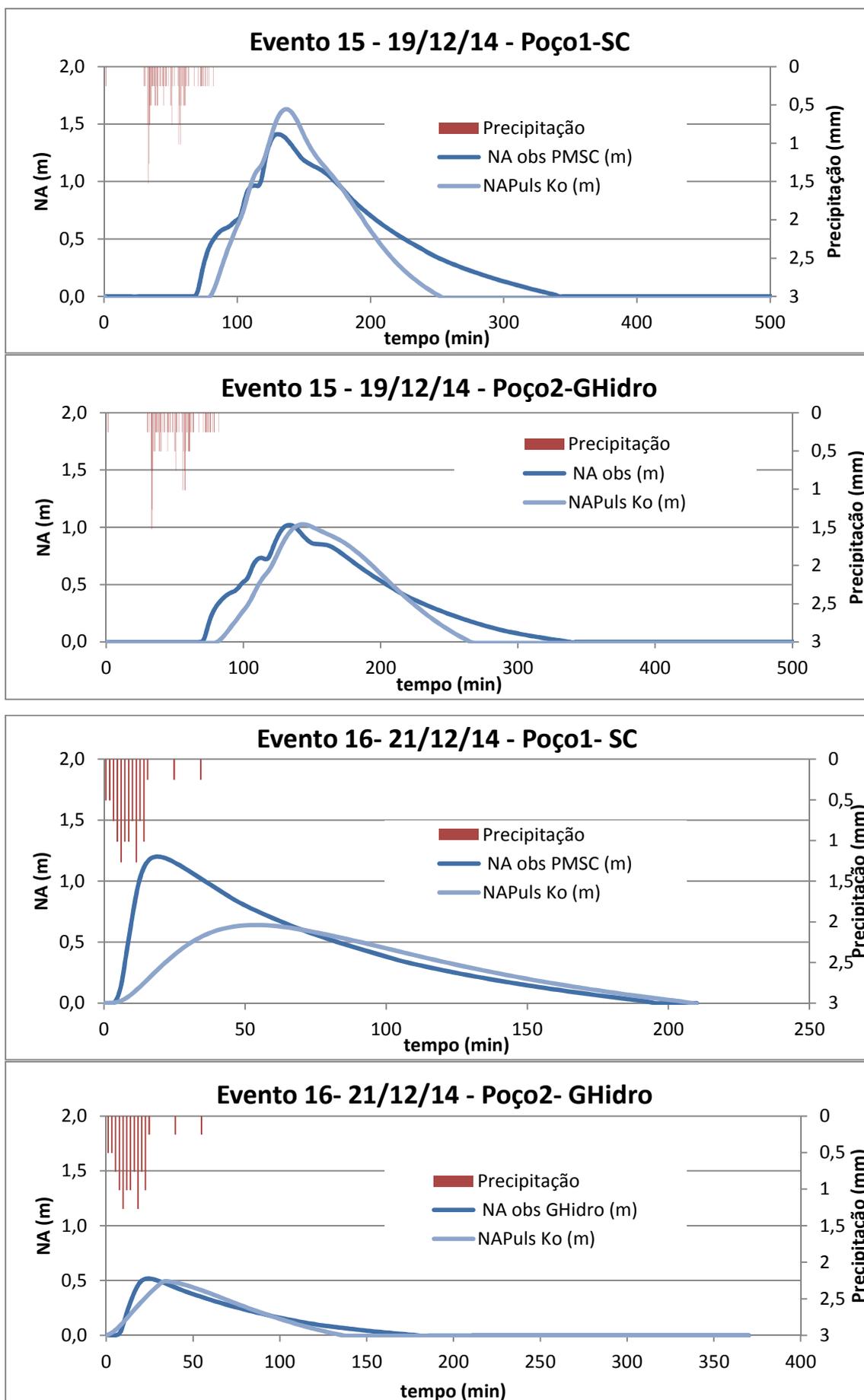


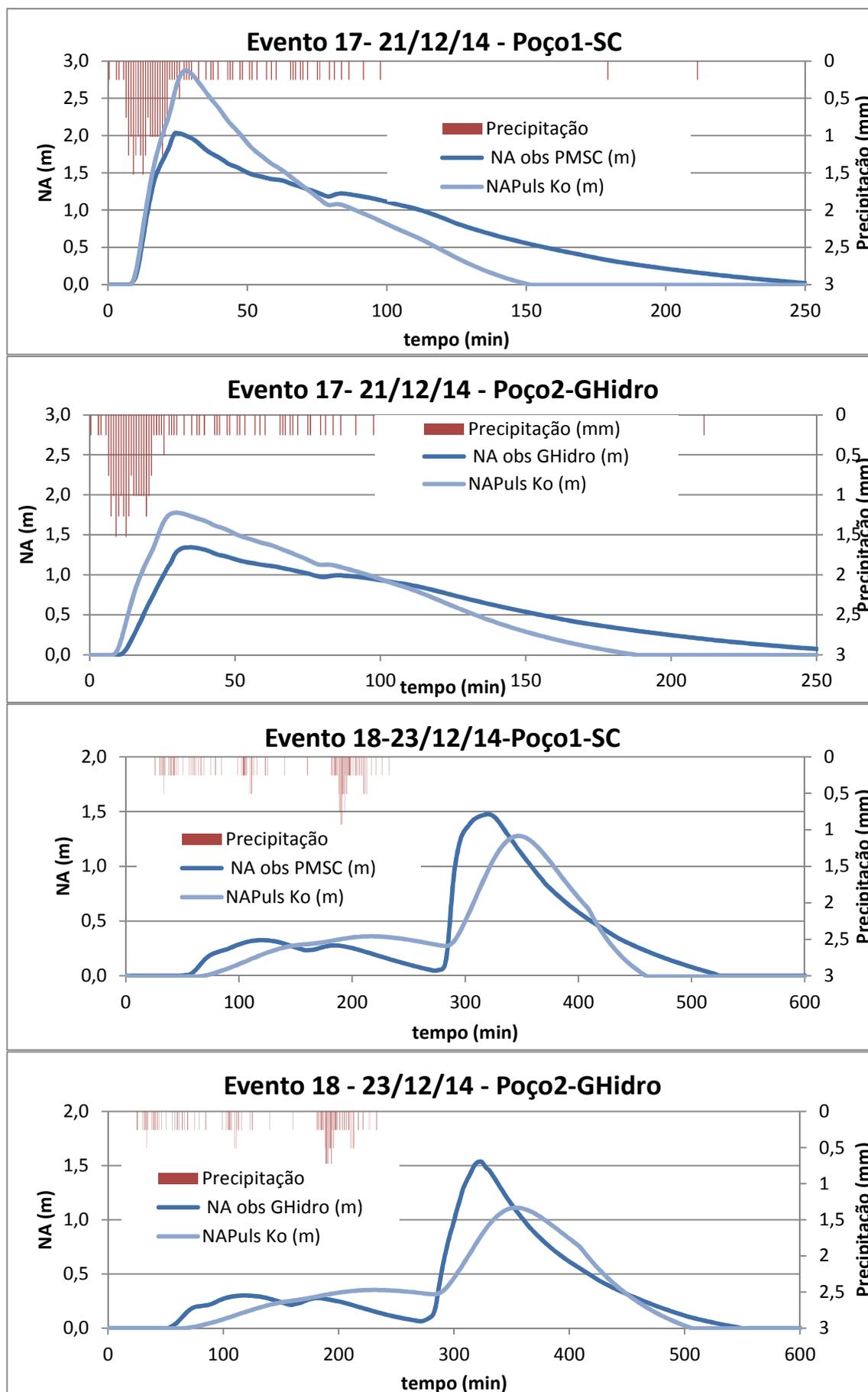


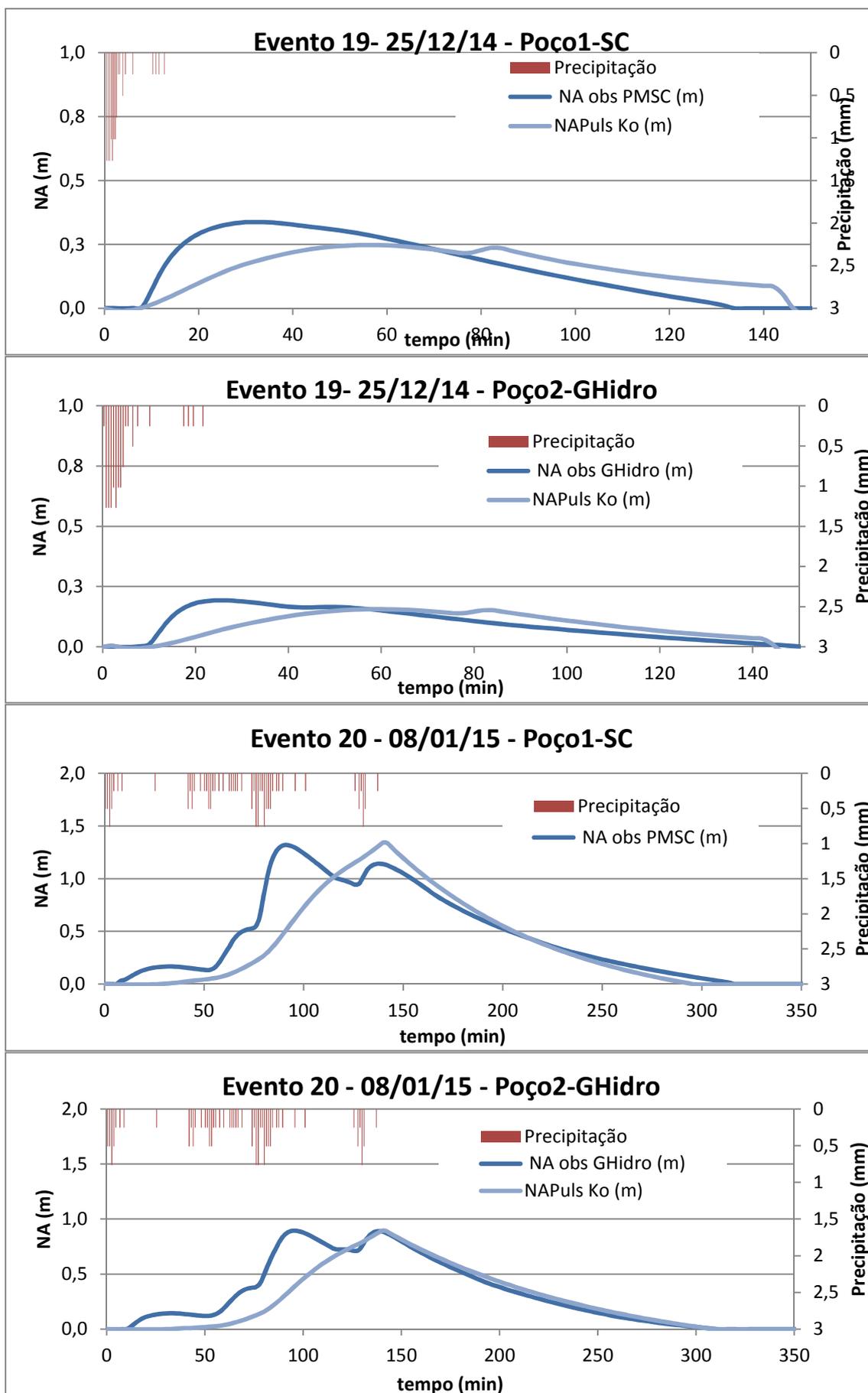


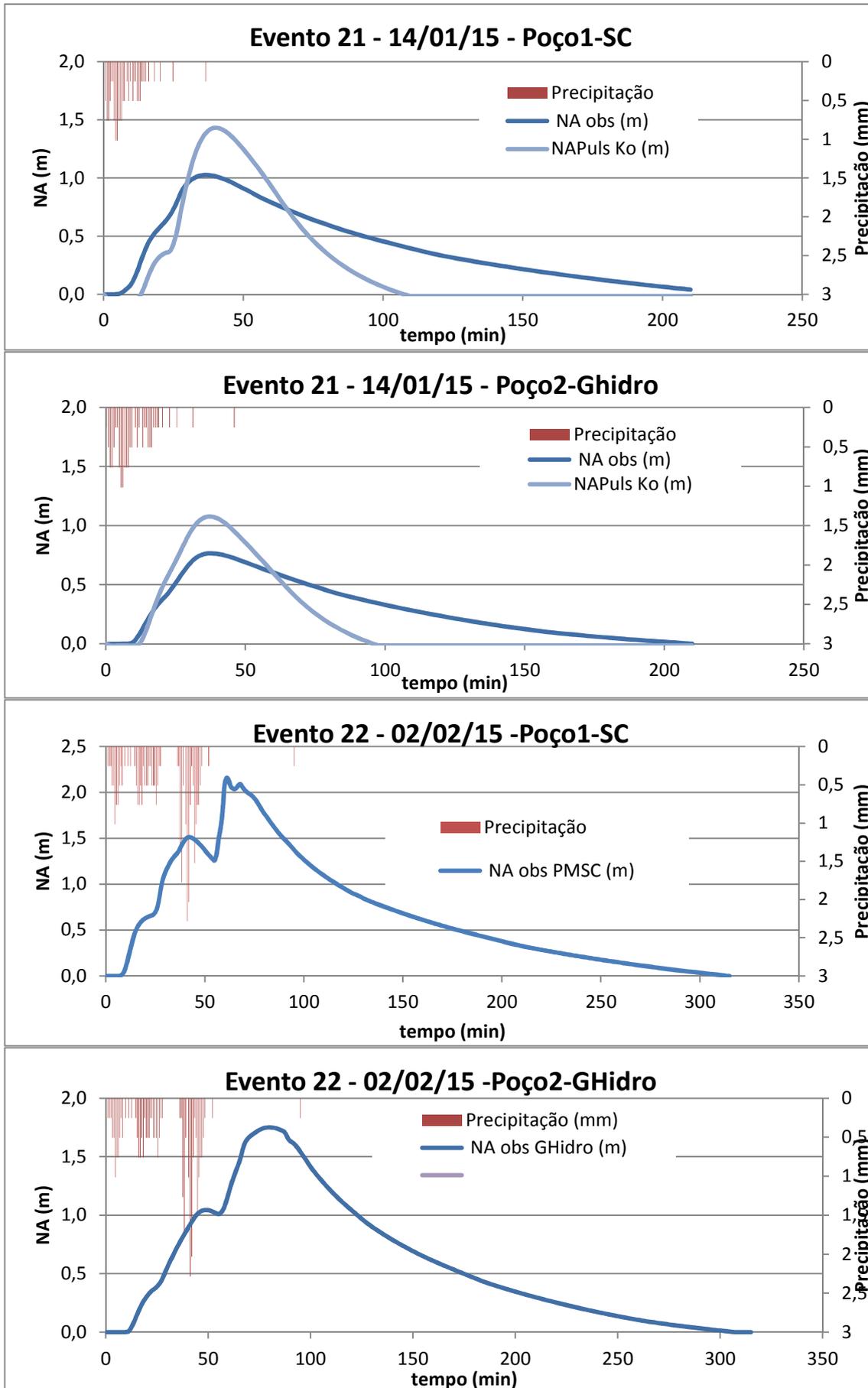


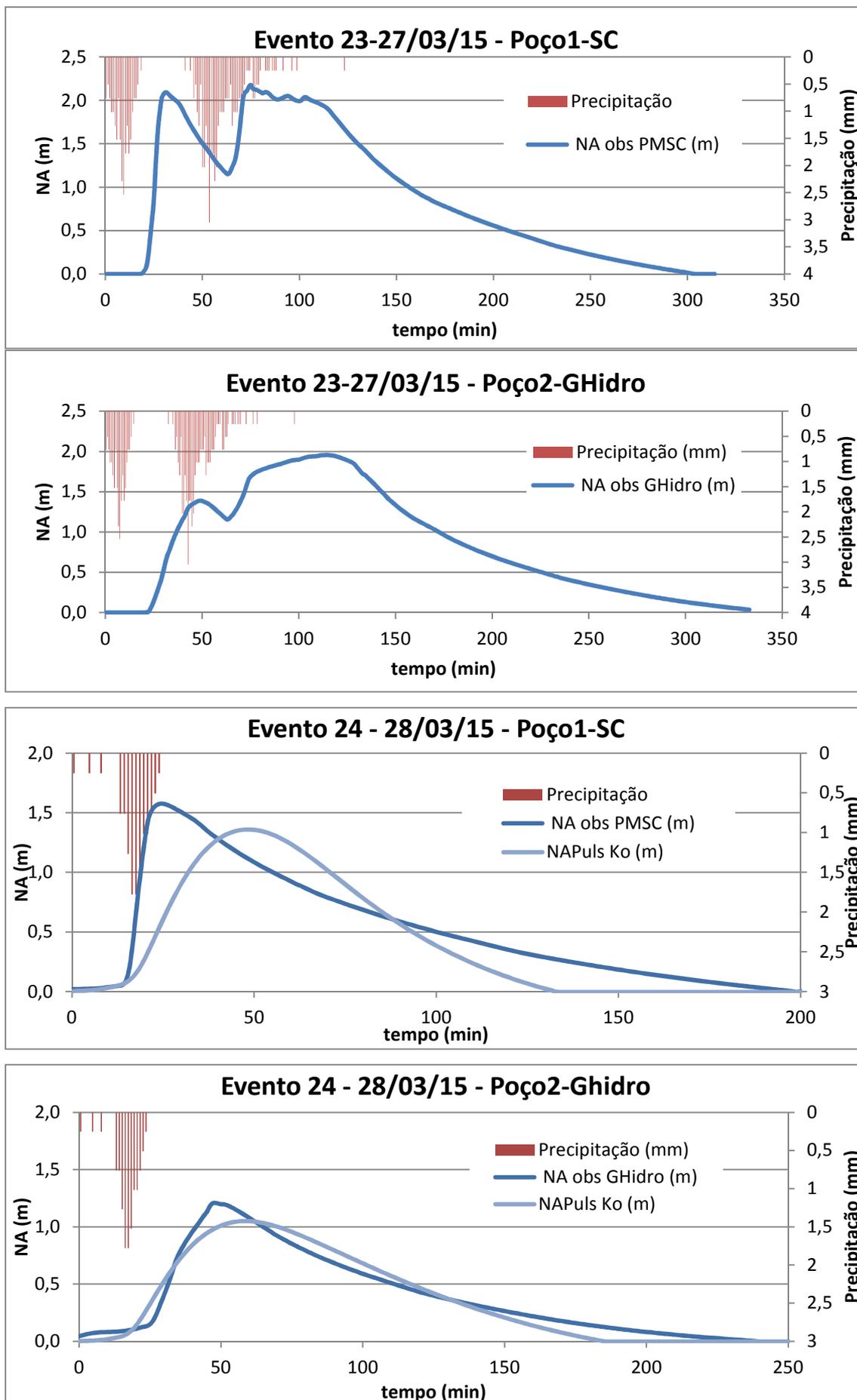


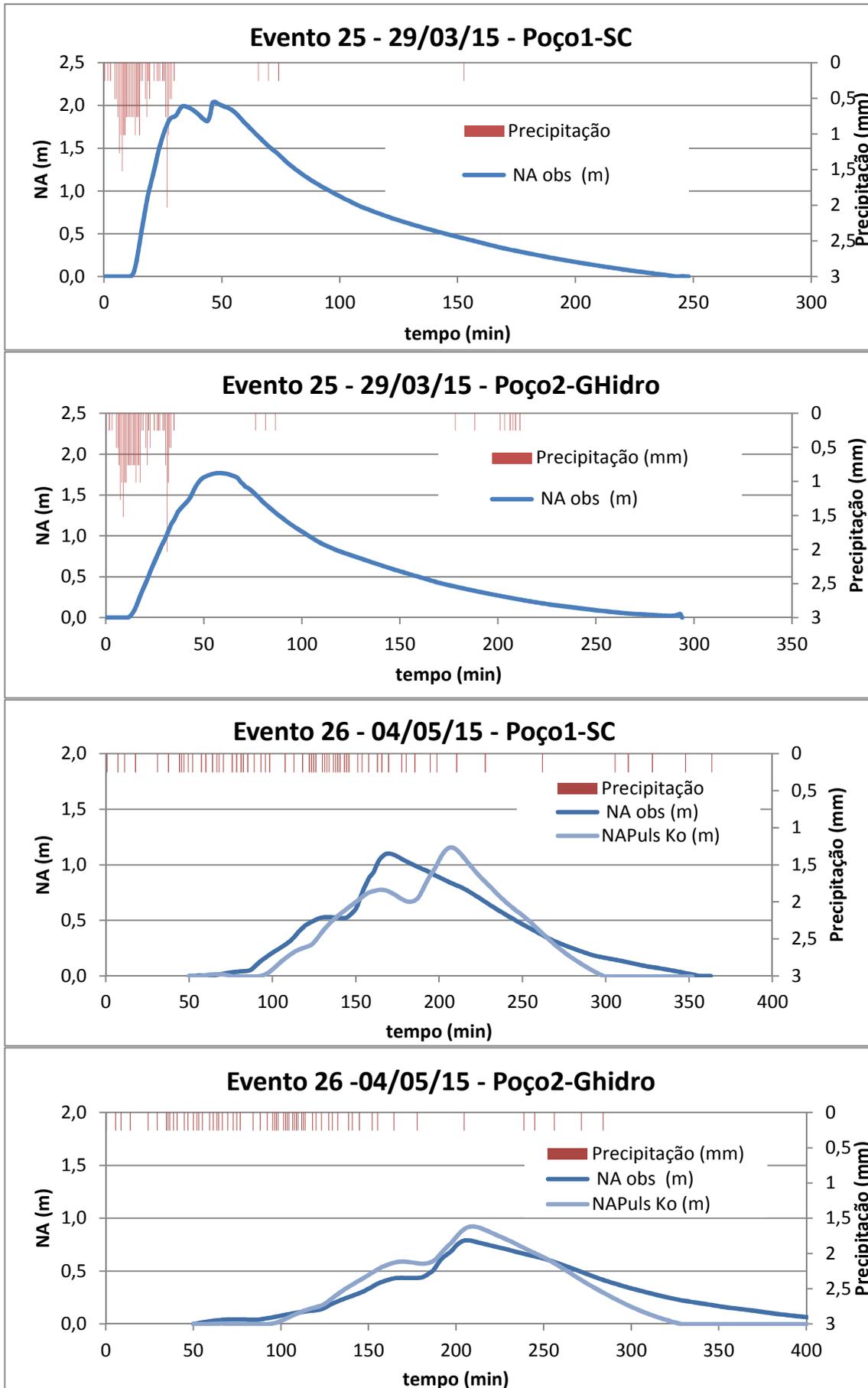


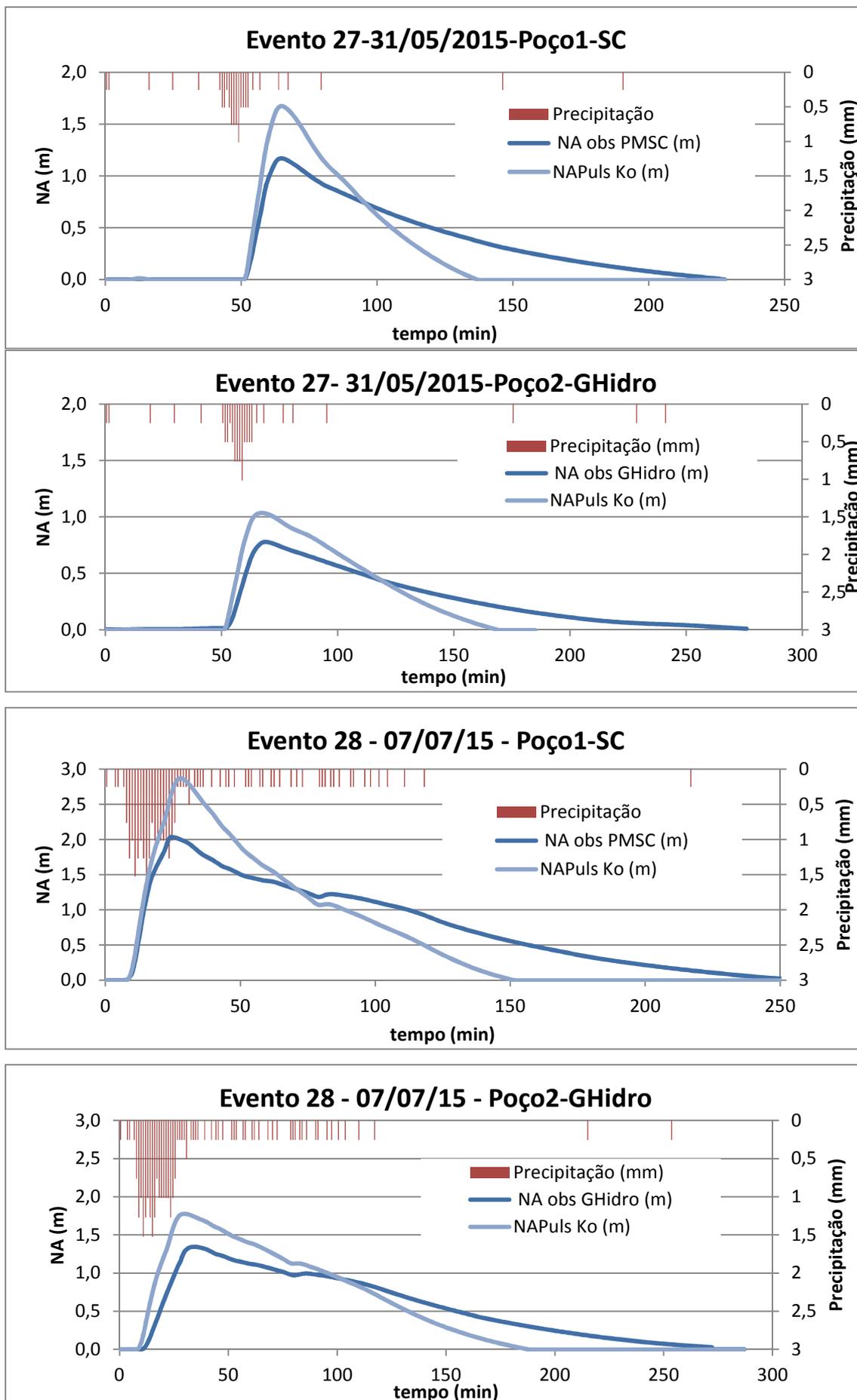


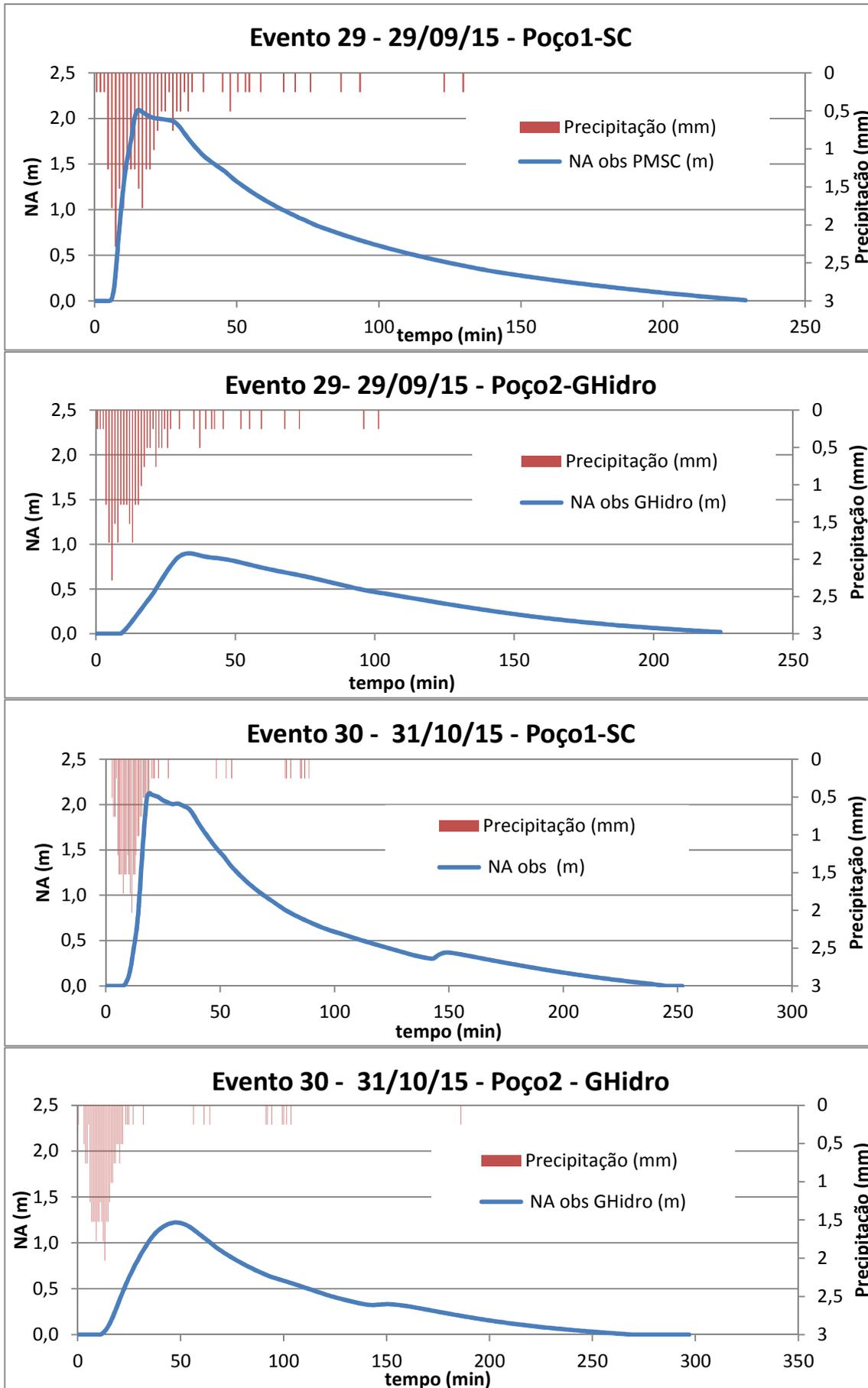


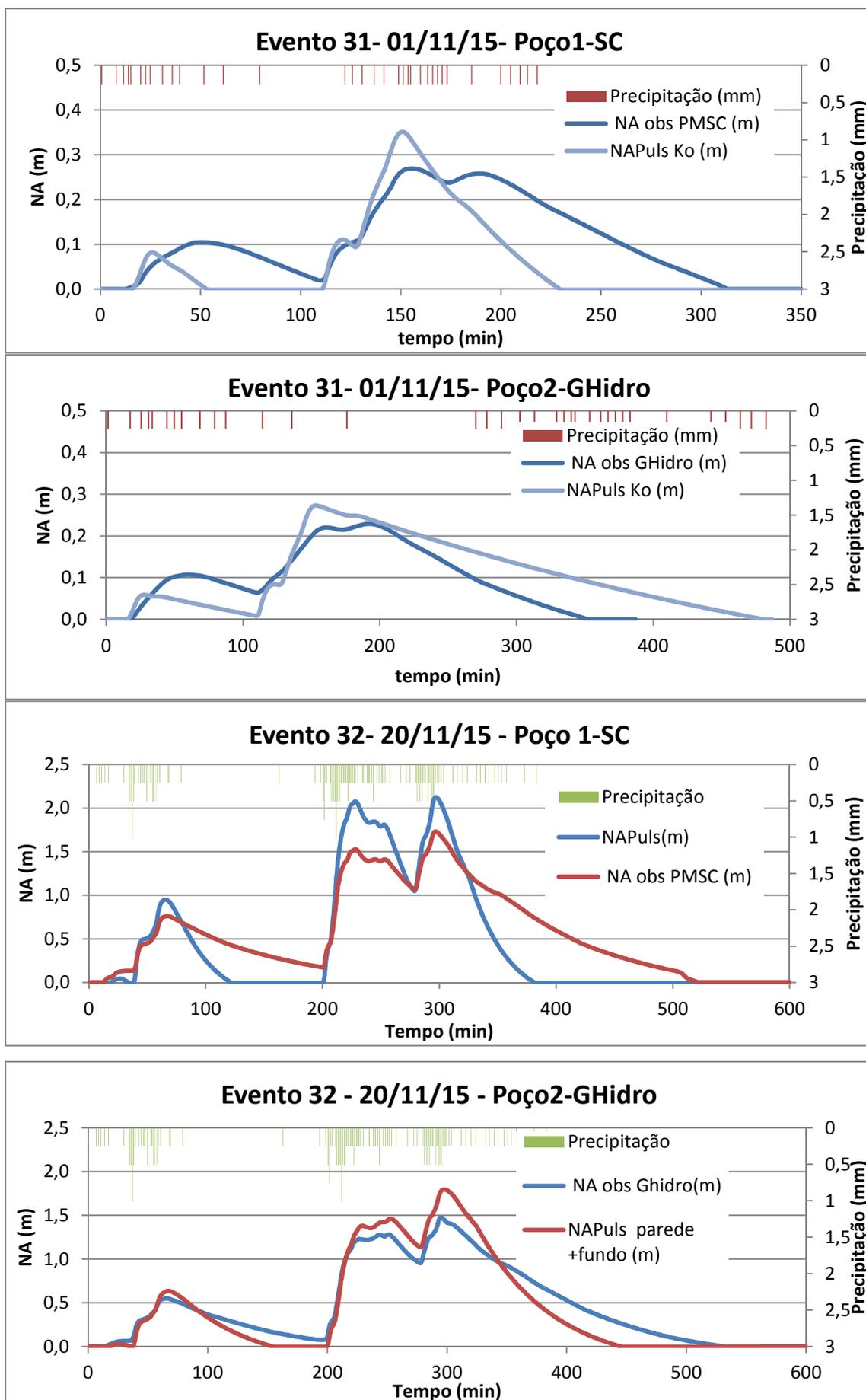












APÊNDICE B- CURVAS GRANULOMÉTRICAS DO MATERIAL DEPOSITADO SOBRE AS MANTAS DO PERMEÂMETRO

