

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA URBANA

DANIEL DE LIMA NASCIMENTO SÍRIO

**MONITORAMENTO E MODELAGEM DA RECARGA FREÁTICA EM TÉCNICA
DE DRENAGEM COMPENSATÓRIA**

SÃO CARLOS, SP

Fevereiro/2014

DANIEL DE LIMA NASCIMENTO SÍRIO

**MONITORAMENTO E MODELAGEM DA RECARGA FREÁTICA EM TÉCNICA
DE DRENAGEM COMPENSATÓRIA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana da Universidade Federal de São Carlos, São Paulo, como requisito à obtenção do título de Mestre em Engenharia Urbana.

Área de concentração: Hidrogeologia e Hidráulica subterrânea em zona não saturada.

Orientador: Prof. Dr. Ademir Paceli Barbassa

Coorientador: Prof. Dr^a. Marcilene Dantas Ferreira

SÃO CARLOS, SP

Fevereiro/2014

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

S619mm SÍRIO, Daniel de Lima Nascimento.
Monitoramento e modelagem da recarga freática em
técnica de drenagem compensatória / Daniel de Lima
Nascimento SÍRIO. -- São Carlos : UFSCar, 2014.
123 p.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São
Carlos, 2013.

1. Drenagem urbana. 2. Drenagem pluvial compensatória.
3. Curva bimodal de retenção de água no solo. 4.
Monitoramento. 5. Hydrus 2D/3D (Programa de
computador). 6. Recarga freática. I. Título.

CDD: 628.21 (20^a)



FOLHA DE APROVAÇÃO

Daniel de Lima Nascimento Sório

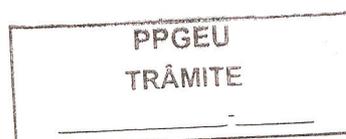
Dissertação defendida e aprovada em 23/08/2013
pela Comissão Julgadora

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

Prof. Dr. Lázaro Valentin Zuquette
(Geotecnia / EESC-USP)

Prof. Dr. Edson Cezar Wendland
(SHS-EESC / USP)

Prof. Dr. Ricardo Siloto da Silva
Presidente da CPGEU



Àquelas águas de março, dedico.

“Se você tem metas para um ano. Plante arroz...

Se você tem metas para 10 anos. Plante uma árvore...

Se você tem metas para 100 anos então eduque uma criança...

Se você tem metas para 1000 anos, então preserve o meio ambiente”

(Confúcio)

"Compreender que há outros pontos de vista é o início da sabedoria."

(Campbell)

Agradecimentos

Infinitamente, aos meus pais e irmão queridos, Roberto, Magda e Cabeça, pelo carinho, apoio e por serem pessoas presentes em minha vida.

À minha família, em especial a Vovó Sinésia, Tio Dante e Tia Nádia pelo apoio, atenção e cuidados.

Aos meus caros Orientadores, Ademir - amigo e Mestre - e Marcilene pela dedicação.

Também aos importantes orientadores de casos fortuitos, Zuquette, Edson, Portelinha e Teresinha por toda dedicação e ensinamento a mim direcionados.

Não posso esquecer-me dos grandes amigos e pessoas que me ajudaram superar mais um grande desafio. Aos técnicos dos Laboratórios de Mecânica dos solos da UFSCar – Sidnei e Bil - do laboratório de Geotecnia da EESC – USP – Oscar, Zé e Seu Antônio – e da Secretaria do PPGEU – ao Pepe e Tiago. Também aos de convivência da Pós graduação, aos amigos Tigu, Catinga, Vitão, Vagner, Netto, Mari, Luana e da Alcatraz.

Aos acima por existirem e promover meu modesto despertar do conhecimento.

Por fim, à CAPES, FINEP e CNPq.

A todos, obrigado.

MONITORAMENTO E MODELAGEM DA RECARGA FREÁTICA EM TÉCNICA DE DRENAGEM COMPENSATÓRIA

RESUMO

Atualmente, eventuais problemas de enchentes e inundações, são causas diretas da impermeabilização de áreas nos centros urbanos e do ineficaz dimensionamento da drenagem pluvial nas cidades. No intuito de se controlar estes eventos, equipamentos de drenagem de baixo impacto são inovadoras no Brasil e eficientes no controle de vazões de pico acentuadas em bacias urbanas, sem sobretudo, renunciar à estética e à paisagem nestes ambientes. Neste trabalho objetivou-se modelar e estimar o volume de água infiltrado no solo, onde um sistema de drenagem pluvial compensatória está inserido, que é capaz de contribuir com a recarga freática. A modelagem foi realizada por meio do método de armazenamento e variação da armazenagem no solo com utilização de tensiômetro e de forma digital utilizando-se do software Hydrus 2D/3D. O sistema de drenagem monitorado e o diagramado digitalmente são constituídos de uma bacia de retenção de água, uma vala ou filtro gramado e uma trincheira de infiltração. Na tentativa de estimar a recarga freática realizaram-se, conjuntamente, análises de solo, investigações geofísicas, medidas de vazão, coleta de dados de chuva, além do monitoramento contínuo em 454 dias do sistema através da instalação de tensiômetros no local, pluviógrafos, além da construção de curvas bimodais de retenção de água nos solos por meio do método do papel filtro. A partir da identificação dos potenciais mátricos do solo, da condutividade hidráulica em condições saturadas para as profundidades monitoradas e da obtenção das curvas características do solo, foi possível calcular o teor de umidade em diferentes profundidades, identificar o plano de fluxo zero e calcular os volumes em movimento na matriz do solo. Os resultados obtidos pela verificação das Curvas de Retenção de Água no Solo (CRAs) e umidades de campo foram pouco expressivos a partir de 80cm de profundidade, entretanto, a recarga estimada obtida pelo método dos tensiômetros e pelo modelo digital Hydrus ficou em torno de um valor médio de 45% do volume total precipitado.

Palavras-chave: Drenagem pluvial compensatória, curva bimodal de retenção de água no solo, monitoramento, Hydrus 2D/3D, tensiômetros, recarga.

MONITORING AND MODELING OF GROUNDWATER RECHARGE USING A COMPENSATORY DRAINAGE TECHNIQUE

ABSTRACT

Stormwater flooding in urban centers today is the direct result of ground impermeabilization and the ineffective dimensioning of stormwater drainage systems. In order to control these events, innovative low impact stormwater drainage facilities are used in Brazil, which are efficient in controlling sharp peak flows in urban watersheds without, however, affecting the aesthetic appearance of the landscape in these environments. The purpose of this study is to model and estimate the volume of water infiltrated into the soil where a compensatory stormwater drainage system is inserted, which can contribute to groundwater recharge. Modeling was performed by means of a physical storage method and storage variation in soil using a tensiometer, and in digital form using the Hydrus 2D/3D software package. The monitored drainage system and the digitally designed system consist of a water retention basin, a ditch or filter, and an infiltration trench. Groundwater recharge was estimated based on soil analyses, geophysical investigations, flow measurements, and rainfall data, in addition to data collected during 454 days of continuous monitoring of the system by means of tensiometers installed on-site, rain gauges, and the construction of bimodal soil water retention curves using the filter paper method. The moisture content at different depths, the zero water flow plane, and the volumes moving in the soil matrix were calculated based on the identification of the soil water content and matric potential, the hydraulic conductivity in saturated conditions at the monitored depths, and the soil's characteristic curves. The results of the Soil Water Retention Curves (SWRC) and soil moisture content were negligible starting from a depth of 80cm. However, the groundwater recharge rate estimated by the tensiometer method and by the Hydrus digital model was about 45% of the total volume of rainfall.

Keywords: Compensatory stormwater drainage, bimodal retention curve of soil water, monitoring, Hydrus 2D/3D, tensiometers, groundwater recharge

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1. 1 - Bacia de retenção Santa Lúcia localizada em Belo Horizonte – MG.	31
Figura 1. 2 - Representação de um filtro gramado e trincheira de infiltração integrados.....	33
Figura 1. 3 - Um aquífero livre ou freático e um aquífero confinado ou artesiano em maior profundidade.	34
Figura 1. 4 - Matriz do solo e seus componentes.....	39
Figura 1. 5 - Reconstrução tridimensional de um agregado de solo com resolução de 0,12mm na horizontal e 0,10mm na vertical.....	39
Figura 1. 6 - Solo preenchido por água e ar.	46
Figura 1. 7 - Bloco esquemático de um volume de sólido com sua fração líquida separada.	49
Figura 1. 8 - Perfil de umidade de um solo qualquer.....	50
Figura 1. 9 - Zonas de umedecimento no processo de infiltração	52
Figura 1. 10 - Relação entre o teor de umidade, a sucção capilar relativa e a condutividade hidráulica de uma chuva de intensidade constante.	53
Figura 1. 11 - Taxa de infiltração versus tempo para uma dada precipitação com intensidade constante.	54
Figura 1. 12 - Geometria de um canal sobre material permeável.	58
Figura 1. 13 - Princípio do método do plano de fluxo zero (PFZ) (Modificado de KHALIL <i>et al.</i> , 2003). (Adaptado).....	61
Figura 1. 14 - Ciclo da água no planeta e seus volumes em milímetros por ano para os fluxos e milímetros para os armazenamentos no solo.	62
Figura 1. 15: Aplicação da equação da continuidade em um elemento infinitesimal.....	65
Figura 2. 1 – Organograma das etapas envolvidas na pesquisa.....	71
Figura 2. 2 – Fluxograma para estimativa da recarga.	72
Figura 2. 3 - Mapa de localização da área de estudos.....	73
Figura 2. 4 - Sistema Filtro-Vala-Trincheira e equipamentos utilizados na pesquisa e inseridas no campus da UFSCar em frente ao Departamento de Medicina.....	74
Figura 2. 5 - Planta baixa das etapas de funcionamento do sistema FVT da bacia no prédio do departamento de medicina da UFSCar.	76
Figura 2. 6 - Perfil longitudinal do sistema FVT e etapas de funcionamento do sistema FVT da bacia no prédio do departamento de medicina da UFSCar.	76
Figura 2. 7 - Corte transversal da trincheira de infiltração.	76
Figura 2. 8 - Coleta de amostras indeformadas em pivô na profundidade de 20cm.....	81
Figura 2. 9 - Ensaio de granulometria conjunta das diferentes profundidades.....	82
Figura 2. 10 – Ensaio de permeabilidade em laboratório.....	83
Figura 2. 11 – Procedimentos e ensaio de retenção de água no solo	84
Figura 2. 12 – Materiais e equipamentos para realização do ensaio de papel filtro	84
Figura 2. 13 - Ensaio de duplo anel de carga constante instalados em campo.	85
Figura 2. 14 - Croqui sem escala da área de instalação dos tensiômetros, pluviógrafo P500 e poço de infiltração.....	86
Figura 2. 15 - Croqui sem escala da área de instalação dos tensiômetros, pluviógrafo P500 e poço de infiltração. Profundidades nos tensiômetros.	86
Figura 2. 16 - Tensiômetros instalados na área a profundidades 0,10m; 0,25m; 0,50m; 0,80m; 1,00m; 1,50m; 2,00m e 2,50m.....	87
Figura 2. 17 – Pluviógrafos instalados no campus da UFSCar.....	88
Figura 2. 18 – Levantamento topográfico da área	89
Figura 3. 1 - Curvas de compactação do solo na área do sistema FVT que relacionam o teor de umidade e a densidade do bloco.....	93
Figura 3. 2 – Ensaio de anéis concêntricos realizados na área do sistema FVT	94

Figura 3. 3 - Curvas de sucção matricial versus umidade para três calibrações, quatro incrementos de profundidade e quatro diferentes modelos de CRA.....	98
Figura 3. 4 - Relação entre umidade calculada pelas CRAs escolhidas e umidade medida em campo para seis dias e oito profundidades.....	99
Figura 3. 5 – Locais das sondagens SPT das fundações dos edifícios do Departamento de Medicina e Formação de Professores	100
Figura 3. 6 – Dados obtidos das SEVs, curva sintética ajustada e interpretação das resistividades.....	101
Figura 3. 7 – Pseudo-seção de resistividade aparente gerada a partir de 2 ensaios de SEV	102
Figura 3. 8 – Seção de resistividade das SEVs 1 e 2 e profundidades sondadas	102
Figura 3. 9 - Resultados do quadripolo Wenner	103
Figura 3. 10 - Levantamento topográfico e modelo digital do terreno para o sistema FVT.	104
Figura 3. 11 – Potenciais matriciais e precipitações observadas em 454 dias para tensiômetros instalados a 10, 30 e 50 centímetros de profundidade.....	105
Figura 3. 12 – Potenciais matriciais e precipitações observadas em 454 dias para tensiômetros instalados a 80, 100, 150, 200 e 250 centímetros de profundidade.....	105
Figura 3. 13 – Umidades da camada superficial a profundidade de 2,50 metros	106
Figura 3. 14 – Precipitações mensais observadas em 454 dias.....	107
Figura 3. 15 – Verificação do modelo com umidade e pressão observada no dia 11/02/2012	108
Figura 3. 16 – Verificação do modelo com umidade e pressão observada no dia 13/03/2012	108
Figura 3. 17 – Verificação do modelo com umidade e pressão observada no dia 16/04/2012	108
Figura 3. 18 – Verificação do modelo com umidade e pressão observada no dia 19/06/2012	108
Figura 3. 19 – Verificação do modelo com umidade e pressão observada no dia 15/09/2012	109
Figura 3. 20 – Verificação do modelo com umidade e pressão observada no dia 02/04/2013	109
Figura 3. 21 - Armazenamento pelo método das diferenças, fluxo na zona freática calculada pelo Hydrus e evapotranspiração potencial	111
Figura 3. 22 – Balanço hídrico em 454 dias com precipitação acumulada, armazenamento tensiométrico e do modelo Hydrus acumulados, infiltração acumulada pelo método dos tensiômetros e do modelo digital Hydrus	113

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. 1 - Crescimento populacional no Brasil	26
Tabela 1. 2 - Tipos de técnicas compensatórias de drenagem urbana e suas vantagens e desvantagens.	30
Tabela 1. 3 - Equações de evapotranspiração potencial (EVT)	60
Tabela 1. 4 – Procedimentos e métodos mais conhecidos para avaliação de recarga de águas subsuperficiais em zona não saturada	64
Tabela 2. 1 - Dimensões e volumes do sistema Filtro –Vala-Trincheira de infiltração construído em frente ao departamento de medicina no campus da UFSCar.	77
Tabela 2. 2 - Profundidades de amostragem, curvas de calibração de papel de filtro e autores de CRA.....	83
Tabela 3. 1 - Resultados dos índices físicos	92
Tabela 3. 2 - Resultados da granulometria conjunta e massa específica dos sólidos (ρ_s).	93
Tabela 3. 3 – Grau de compactação nas diferentes profundidades amostradas	93
Tabela 3. 4 – Permeabilidade do solo em profundidade e superficial K_s ($m.dia^{-1}$)	94
Tabela 3. 5 - Parâmetros de 48 CRAs calculadas da camada superficial de solo até 250cm de profundidade, três calibrações de papel filtro e quatro autores para cada camada de solo....	96
Tabela 3. 6 - Curvas de retenção de água no solo escolhidas para as profundidades em que se mediram umidade e pressão nos tensiômetros	99
Tabela 3. 7 – Levantamento das sondagens de percussão para fundação dos edifícios do Departamento de Medicina II e Formação de professores.....	100
Tabela 3. 8 - Balanço hídrico do modelo digital e do monitoramento do sistema FVT em milímetros	112

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área (m ²)
∇	Gradiente de fluxo tridimensional (adimensional)
V_{sol}	Volume de solução (m ³)
a	Função da temperatura média mensal (°C)
A_i	Área de infiltração (m ²)
d_1	Fator de ponderação da curva bimodal (adimensional)
d_2	Fator de ponderação da curva bimodal (adimensional)
d_3	Fator de ponderação da curva bimodal (adimensional)
d_4	Fator de ponderação da curva bimodal (adimensional)
E	Evaporação aerodinâmica (mm.d ⁻¹)
EVT	Evapotranspiração Potencial (mm.d ⁻¹)
e	Número natural (2,718281...)
e_p	Porosidade do solo (%)
Fc	Fator de correção (adimensional)
G	Radiação de ondas curtas (cal.cm ⁻² .d ⁻¹)
h	Altura de água no solo (m.c.a)
H_a	Altura da água no canal (metros)
h_t	Comprimento do tensiômetro do manômetro a pedra porosa (m)
I	Lâmina infiltrada (mm)
I	Função da temperatura média mensal (°C)
K	Condutividade hidráulica do solo (m.s ⁻¹)
$K(\theta)$	Condutividade hidráulica K em função da umidade θ (m.s ⁻¹)
K_e	Condutividade da camada subjacente à frente de umedecimento (m.s ⁻¹)
K_s	Condutividade na saturação (m.s ⁻¹)
L	Calor latente de vaporização (cal/mm)
L_e	Espessura da camada colmatada (metros)
L_w	Profundidade da água no poço (metros)
m	Constante empírica de Van Genuchten (1980) (adimensional)
m_a	Massa de solução (Kg)
m_{ar}	Massa de ar (Kg)
m_e	Parâmetros de curvatura do platô de saturação (adimensional)
m_s	Massa de seus sólidos (Kg)
m_t	Parâmetros de curvatura do platô intermediário (adimensional)

n	Constante empírica de Van Genuchten (1980) (adimensional)
n_e	Parâmetros de curvatura do platô de saturação (adimensional)
n_t	Parâmetros de curvatura do platô intermediário (adimensional)
p	Coefficientes das horas de sol de um ano (%)
q_{ab}	Capacidade de absorção por unidade de área de infiltração ($m^3/s.m^2$)
Q	Aporte FVT (mm)
Q_e	Vazão de entrada no sistema FVT ($m^3.s^{-1}$)
Q_{rec}	Taxa de recarga (metro.dia ⁻¹)
Q_s	Vazão de infiltração na trincheira e vala de infiltração ($m^3.s^{-1}$)
q_z	Densidade de fluxo da equação de Richards ($m^3.m^{-2}.dia^{-1}$)
R	Média da insolação mensal na atmosfera (cal.cm ⁻² .d ⁻¹)
R	Recarga (mm)
r_w	Raio do poço (metros)
S	Leitura do manômetro (mmHg);
S_1	Grau de saturação da primeira curvatura da curva bimodal (adimensional)
S_2	Grau de saturação da segunda curvatura da curva bimodal (adimensional)
S_3	Grau de saturação da terceira curvatura da curva bimodal (adimensional)
S_4	Grau de saturação da quarta curvatura da curva bimodal (adimensional)
S_e	Saturação efetiva (adimensional)
t	Tempo
T	Temperatura do ar (°C)
t_c	Tempo de concentração da bacia (segundos)
V_a	Volume de solução (m^3)
V_{ar}	Volume de ar (m^3)
v_i	Taxa de infiltração ($m.s^{-1}$)
V_s	Volume de sólidos (m^3)
v_x	Velocidade de fluxo na direção ($m.s^{-1}$)
w_2	Umidade no platô assintótico intermediário (cm ³ .cm ⁻³)
Z	Profundidade (metros)
α	Constante empírica de Van Genuchten (1980) (1/metro)
Δ	Derivada da pressão de saturação do vapor de água (mbar/K)
η	Coefficiente de segurança devido à colmatação (adimensional)
ρ	Densidade do solo (Kg.m ⁻³)
ρ_s	Densidade dos sólidos (Kg.m ⁻³)

ψ_m	Sucção matricial (kpa)
α_e	Parâmetros que conferem dupla porosidade estrutural (1/metro)
α_t	Parâmetros que conferem dupla porosidade textural (1/metro)
γ	Constante psicrométrica (mbar/K)
θ	Umidade relativa do solo ($\text{cm}^3.\text{cm}^{-3}$)
θ_f	Umidade final ($\text{cm}^3.\text{cm}^{-3}$)
θ_i	Umidade inicial ($\text{cm}^3.\text{cm}^{-3}$)
θ_r	Umidade residual ($\text{cm}^3.\text{cm}^{-3}$)
θ_s	Umidade na saturação ($\text{cm}^3.\text{cm}^{-3}$)
ρ_a	Resistividade aparente (ohm.m)
τ	Taxa de avanço da frente de umedecimento (m.s^{-1})
ψ_{b1}	Valores de entrada de ar nos poros platô intermediário (kpa)
ψ_{b2}	Valores de entrada de ar nos poros platô residual (kpa)
ψ_{cr}	Potencial matricial da camada a subsequente (kpa)
ψ_g	Potencial gravitacional no solo (kpa)
ψ_m	Potencial mátrico do solo (kpa)
ψ_p	Potencial de pressão do solo (kpa)
ψ_t	Potencial total de água no solo (kpa)
ψ_z	Potencial total de referência (kpa)

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
BMP	Best Management Practices
CF	Constituição Federal
CONAMA	Conselho Nacional de Meio Ambiente
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
FINEP	Financiadora de Estudos e Projetos do Ministério da Ciência e Tecnologia
FUNASA	Fundação Nacional de Saúde
FVT	Filtro-Vala-Trincheira
GPS	Global Positioning System
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
LID	Desenvolvimento de baixo impacto
OMS	Organização Mundial de Saúde
PNMA	Política Nacional de Meio Ambiente
RMSP	Região Metropolitana de São Paulo
UFSCar	Universidade Federal de São Carlos
USGS	United States Geological Survey
USP	Universidade de São Paulo

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	19
CAPÍTULO 1 – REVISÃO DE LITERATURA	25
1.1 Contextualização.....	25
1.2 Efeitos da urbanização na drenagem urbana.....	25
1.2.1 Relações políticas e institucionais em drenagem urbana	27
1.2.2 Legislação de drenagem urbana da cidade de São Carlos.....	28
1.3 Sistemas de drenagem urbanos de baixo impacto.....	29
1.4 Técnicas de drenagem de baixo impacto	29
1.4.1 Bacias de retenção.....	30
1.4.2 Filtro gramado.....	32
1.4.3 Trincheiras de infiltração	32
1.5 Aquíferos e noções de hidrogeologia.....	33
1.5.1 Aquíferos confinados	34
1.5.2 Aquíferos livres ou freáticos	34
1.5.3 Recarga de aquíferos	35
1.5.3.1 Estimativa da recarga de aquíferos.....	36
1.5.3.2 Investigação geofísica para águas subterrâneas.....	36
1.6 Fenômenos de retenção e armazenamento da água no solo.....	37
1.6.1 Potenciais de água no solo	38
1.6.2 Retenção da água no solo	38
1.6.2.1 Curvas de Retenção de Água pelo Método do Papel Filtro.....	41
1.6.2.2 Tipos de Curva de Retenção de Água	43
1.6.3 Cálculo da água no solo	46
1.6.3.1 Armazenagem de água no solo.....	48
1.6.3.2 Variação da armazenagem de água no solo.....	50
1.7 Movimento e infiltração de água no solo.....	51
1.7.1 Condutividade hidráulica	52
1.7.2 Densidade de fluxo.....	54
1.7.2.1 Medida da condutividade hidráulica em solos não saturados.....	54
1.8 Equação da continuidade na dinâmica de água nos solos.....	55
1.9 Equação de Darcy e movimento da água em solos não saturados.....	55
1.10 Equação de Richards.....	56
1.11 Modelo de Bouwer.....	57
1.12 Evapotranspiração.....	59
1.13 Plano de Fluxo Zero.....	60
1.14 Balanço hídrico	61
1.15 Modelos hidrogeológicos.....	63
1.15.1 Modelagem de fluxo.....	64
1.15.2 Modelagem computacional	67
1.15.2.1 Hydrus 2D/3D.....	67
CAPÍTULO 2 – MATERIAIS E MÉTODOS	70
2.1 Área de estudo e Projeto do sistema FVT.....	73
2.2 Níveis freáticos	77
2.2.1 Sondagem a percussão SPT	77
2.2.2 Investigação geofísica da profundidade	77
2.2.3 Modelagem da recarga freática pelo software Hydrus.....	78
2.3 Amostragens	80
2.3.1 Grau de compactação do solo.....	81
2.3.2 Ensaio de granulometria.....	82
2.3.3 Ensaio de permeabilidade em laboratório	82

2.3.4	Curva de retenção de água no solo.....	83
2.3.5	Ensaio de duplo anel.....	85
2.4	Monitoramento do sistema FVT.....	85
2.4.1	Potencial mátrico de sucção (ψ_m).....	86
2.4.2	Monitoramento da precipitação.....	88
2.5	Estimativas de evapotranspiração.....	88
2.6	Modelo de elevação digital da área de estudo e topografia.....	89
2.7	Verificação das CRAs com dados experimentais.....	90
2.8	Perfil de umidade do solo e armazenamento de água no solo.....	90
2.9	Balço hídrico.....	90
2.10	Discretização temporal e espacial do modelo digital.....	90
CAPÍTULO 3 – RESULTADOS.....		92
3.1	Apresentação dos resultados.....	92
3.1.1	Ensaio e análises do solo.....	92
3.1.2	Ensaio de compactação.....	93
3.1.3	Condutividade hidráulica saturada.....	94
3.2	Curvas de retenção ajustadas.....	95
3.2.1	Verificações da representatividade das CRAs com dados experimentais.....	98
3.3	Investigação geofísica.....	99
3.3.1	Sondagens SPT.....	100
3.3.2	Sondagem Elétrica vertical.....	100
3.3.3	Quadripolo Wenner.....	103
3.4	Topografia do terreno.....	104
3.5	Monitoramento da chuva, potencial matricial e aplicação das CRAs.....	104
3.6	Armazenagem de água no solo e fluxos calculados.....	110
CAPÍTULO 4 – CONCLUSÕES.....		114
4.1	Inferências e Relatório Investigativo.....	114
4.1.1	Curvas de retenção de água no solo.....	114
4.2.1	Investigação Geofísica.....	115
4.3.1	Recarga freática.....	115
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		117

APRESENTAÇÃO

Este projeto tem financiamento aprovado pela Financiadora de Estudos e Projetos do Ministério da Ciência e Tecnologia (FINEP), que traduz as iniciativas apoiadas pela União, relativas à melhoria, à ampliação e implantação de sistemas municipais de águas pluviais.

Com este trabalho propomos um método para determinação do volume de recarga de água nos solos, promovida por um sistema Filtro-Vala-Trincheira (FVT) de infiltração de águas pluviais, construída por meios de mecanismos de desenvolvimento de baixo impacto (LID), baseando-se na combinação de modelos hidrogeológicos. Entende-se recarga, neste trabalho, como a transferência parcial da água precipitada no solo, através da infiltração de água em meio poroso, da superfície até o nível freático.

Utilizando-se de dados de características intrínsecas do solo, pluviosidade, potencial de água do solo, projeto e dimensionamento do sistema FVT, o objeto do estudo é a identificação do volume de recarga de água no lençol promovido pelo sistema FVT. O fenômeno de recarga de água em aquífero freático está relacionado à capacidade de infiltração de água de ocorrência meteorológica na superfície do solo e ao potencial total de água no solo e em profundidades. A combinação de lâmina precipitada e volume de lâmina infiltrada no solo, capaz de suplantar as perdas por evapotranspiração, retenção e adsorção da água no solo, atingindo, finalmente, o nível freático é denominada como volume de recarga, de armazenamento ou recarregado.

A sociedade atual traz consigo nova abordagem e diálogo no que tange as esferas da drenagem pluvial e obras públicas; qualidade da água e do meio ambiente; produção, consumo e reservação de água; gestão integrada de recursos hídricos, outorga de água, cadastramento de usuários e demais usos da água doce continental. Este diálogo origina-se da capacidade de a sociedade em buscar soluções para tentar resolver os problemas que lhes são afetos. E é pelo mesmo e justo motivo, que se inspirou tratar neste trabalho da avaliação de um sistema de drenagem-conceito, inovador e eficaz na produção de água e proteção à vida e ao meio ambiente.

INTRODUÇÃO

Entende-se, atualmente, o saneamento básico como uma ferramenta que trata amplamente dos problemas relativos ao abastecimento de água, à coleta e disposição dos esgotos sanitários, ao controle da poluição causada por esses esgotos, à drenagem urbana (águas pluviais) e ao acondicionamento, coleta, transporte e destino final dos resíduos sólidos, e não só dos efluentes líquidos gerados por atividades antrópicas (FUNASA, 2006).

No âmbito do saneamento, encontrou-se um grande problema: a gestão de águas pluviais. No século XVI, como aborda Baptista *et al.* (2005), surge uma preocupação, mesmo que acanhada, acerca da insalubridade de questões que envolvem águas pluviais. O autor, afirma ainda que, para que os resíduos líquidos fossem destinados para longe de sua origem, obras de regularização e canalização dos cursos e leitos de rios eram realizados para receberem esgotamento sanitário. Porém, quando ocorriam eventos de precipitação extremos, suas galerias e canais, há muito esquecidos e sem manutenção, transbordavam causando ocorrências muitas vezes trágicas (BERTRAND-KRAJEWSKI, 2000 *apud* BAPTISTA *et al.*, 2005).

Foi na segunda metade do século XX que o processo de urbanização, em termos mundiais, se intensificou e alterou expressivamente as relações de uso e ocupação dos espaços urbanos. Essas modificações antrópicas, como se sabe, transformam o ambiente e acarretam uma maior impermeabilização de áreas, alteração de áreas verdes, modificação da topografia local e alteração do ciclo hidrológico local e seus regimes (TUCCI, 2001; CANHOLI, 2005). Além da modificação do processo hidrológico, os componentes hidráulicos ficaram cada vez mais eficientes em relação ao transporte e à drenagem da água de escoamento pluvial, aumentando a velocidade da água em suas tubulações, diminuindo o tempo de concentração e aumentando a vazão de pico nas bacias hidrográficas, agora urbanizadas, fase denominada higienista (BAPTISTA *et al.* 2005; TUCCI, 2007)

A partir de 1970, os conceitos higienistas e sanitaristas começaram a mudar seu foco paulatinamente para o conceito de desenvolvimento de baixo impacto (LID), utilizando-se de técnicas alternativas e medidas compensatórias com uma visão bem mais holística do ponto de vista da bacia hidrográfica e sua gestão.

Em 1971 foi lançado um programa para controle de impacto das águas dos Estados Unidos da América denominado “*Clean Water Act*”¹ que determinava, através de legislação, que os efluentes gerados nos centros urbanos e industriais deveriam ser todos tratados antes de destinados ao canal fluvial.

Segundo Tucci (2007), o conceito de desenvolvimento sustentável, no âmbito da drenagem pluvial apresenta as seguintes fases históricas:

- Pré-higienista, que perdurou até o início do século XX, caracterizada pelo esgotamento em fossas ou na drenagem, sem coleta ou tratamento de água da fonte mais próxima, poço ou rio, cujas consequências eram doenças e epidemias, grande mortalidade e inundações;
- Higienista, surgida antes da década de 70, com transporte do esgoto para longe das pessoas e canalização do escoamento. Apesar da redução das doenças, rios e fontes eram contaminados e ainda ocorriam inundações;
- Corretiva, perdurou entre as décadas de 70 e 90, caracterizou-se pelo tratamento do esgoto doméstico e industrial e amortecimento do escoamento, resultando na recuperação de rios e ocorrência de poluição difusa e impacto ambiental;
- Desenvolvimento sustentável. Essa fase inicia-se a partir da década de 90 e caracteriza-se pelo tratamento do escoamento pluvial e novos desenvolvimentos de preservação do sistema natural, resultando na conservação ambiental, na redução das inundações e na melhoria da qualidade de vida.

A partir da década de 70, as inundações são uma das consequências da diminuição do tempo de concentração (t_c) e do aumento da vazão de pico, devidos à impermeabilização de parte expressiva da bacia e às drenagens da época que, apesar de serem extremamente eficientes para conduzir a água escoada a jusante, começaram a criar grandes prejuízos para a sociedade, seja por perdas materiais e epidemias seja, tragicamente, por perdas de vidas durante as grandes enchentes. Começou-se então, a reformulação dos planos de drenagem pluvial e o surgimento de novas tecnologias de boa prática de gestão (*Best Management Practices* - BMPs) no ambiente urbano.

O conceito de BMPs manifesta-se em soluções mais eficazes e, muitas vezes, mais econômicas, quando comparadas às soluções tradicionais de drenagem urbana, pois tendem a preservar o ciclo hidrológico natural, a partir da redução do escoamento superficial

¹ <http://www.cleanwateraction.org/about>

adicional gerado pelas alterações da superfície do solo, decorrentes da impermeabilização das áreas urbanas (EPA, 2000). Essas soluções são conhecidas como técnicas compensatórias e têm a finalidade de controlar os picos e as ondas de cheias, e efetivam-se com a construção de diversos sistemas de drenagens que, *a priori*, têm a finalidade de reproduzir ao máximo as condições de pré-urbanização, ou seja, reproduzir condições de infiltração, escoamento superficial e regime hídrico na área do projeto a ser desenvolvido, semelhantes às existentes antes da ocupação urbana da área.

Pelo seu enfoque na compensação dos efeitos da urbanização, o desenvolvimento de baixo impacto apresenta inúmeras vantagens em relação às práticas convencionais e sobrepõe-se ao modelo usual de drenagens, pois além das vantagens técnicas e estruturais, as paisagens são valorizadas, com a minimização das externalidades negativas e o aumento das positivas (possível criação de parques urbanos, de áreas de lazer e de práticas de esportes).

Objetivando minimizar os efeitos negativos do escoamento superficial direto, gerado pela impermeabilização parcial ou total das áreas, geralmente, contidas em bacias urbanizadas, as estruturas de controle de drenagem pluvial compensatórias têm a finalidade de controlar sua vazão ainda na fonte geradora do escoamento.

Segundo Coffman (2000)², LID é uma estratégia, cujo objetivo é manter ou replicar o regime hidrológico de pré-desenvolvimento, por meio da utilização de técnicas de engenharia para criar um cenário hidrológico, funcionalmente, equivalente às condições naturais. Coffman (2000) considera, ainda que o armazenamento hídrico, a infiltração e a recarga de águas subterrâneas, bem como o volume e a frequência das descargas, são mantidos através do uso de retenção de águas pluviais integradas e distribuídas em microescala nas zonas de detenção, com a redução de superfícies impermeáveis, e com o alongamento dos caminhos de fluxo e do escoamento no tempo.

Existe uma tendência atual de abastecimento de água para sistemas urbanos, industriais e de irrigação de utilização das reservas subterrâneas de água em todo território nacional, seguida por uma política nacional de recursos hídricos de identificação, registro e deliberação de outorgas de usos em âmbito nacional, regulamentada pela Lei Federal nº. 9.433 de 1997. Dessa forma, compreender o movimento de água no solo, as condicionantes salutaras da água e suas vulnerabilidades à contaminação e as taxas com as quais se realiza a recarga de aquíferos está, intimamente, ligada à qualidade de vida da população e à

² www.lowimpactdevelopment.org/pubs/LID_litreview.pdf

economia do país. Portanto, as obras hidráulicas de drenagem pluvial que promovem o aporte de água para os aquíferos devem ser avaliadas e estudadas no intuito de se investir em saúde pública e em saneamento, creditando-se, em contrapartida, na disponibilidade de água para fins sociais, econômicos e políticos para a presente e para as futuras gerações.

Por outro lado, tais discussões efetivam ações, planos e políticas de controle e de prevenção de enchentes mais adequados, pois proporcionam melhor conhecimento do comportamento da bacia e da representação da fenomenologia climatológica, ambiental, hidrológica e hidráulica da bacia, de modo a evitar que as cidades se degradem e percam sua estética e sua beleza.

Enfim, o presente trabalho tem como finalidade determinar a influência de uma estrutura de drenagem compensatória de baixo impacto, introduzida em área urbana dentro do Campus da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) na promoção da recarga de água no lençol freático num sistema composto por um filtro, uma vala de infiltração e trincheira de infiltração e denominado como sistema FVT.

Desse modo, a hipótese principal é de uma eficiente contribuição de recarga de água nos solos urbanos, onde estão instalados equipamentos de drenagem pluvial de baixo impacto, igual ou aproximadamente às das áreas naturais e, representativamente, maior que nas áreas urbanas não munidas desses equipamentos.

Secundariamente, sabendo-se que os limites dos divisores subsuperficiais de águas, muitas vezes, podem ultrapassar os limites de bacias hidrográficas, supõe-se que os níveis mínimos de recarga de água nos lençóis, em áreas onde estão inseridos os equipamentos de drenagem urbana de baixo impacto, serão no mínimo equivalentes, ou pouco sensíveis, em relação aos normais, das áreas de equipamentos urbanos de drenagem convencionais, sem sobretudo prejudicar a comprovada eficiência dos efeitos de diminuição de picos de vazão e controle de inundações em áreas urbanas.

Nas condições atuais dos centros urbanos, com infraestrutura fortemente estabelecida, é possível identificar com um enfoque ambiental a porção e a contribuição efetiva da recarga de água dos lençóis freáticos em áreas onde estão inseridas medidas compensatórias de drenagem de baixo impacto?

Segundo a *Urban Drainage and Flood Control District* (2008), a principal característica da urbanização é o aumento da impermeabilidade. Em consequência, o planejamento para o controle de inundações e de enchentes passa pela questão da impermeabilidade e, ou permeabilidade do solo e do retardamento da água, para que os

canais pluviais não fiquem sobrecarregados e, quando mitigados por técnicas convencionais, passem o problema a jusante. Nesse sentido, faz-se necessário aumentar, ou criar áreas de permeabilidade nos centros urbanos, ou introduzir novas formas de retardamento de ondas de cheia e, ou diminuir os picos de cheias.

Além da finalidade referida na introdução deste trabalho e dos resultados positivos no Brasil, até então obtidos e referidos na bibliografia consultada (SUDECAP/DRENURBS, 2011. Reservatório para controle de cheias da Av. Pacaembú, 1993/1994; Recuperação da microbacia Engenheiro Nogueira, em Belo Horizonte)³, as técnicas compensatórias, proporcionam, também, ganhos estéticos e recreativos. Destaca-se, nesta dissertação, o trabalho de Silva *et al.* (2009), cuja pesquisa, realizada na bacia do Córrego do Mergulhão, em Belo Horizonte, buscou a caracterização de escoamento viário e remoção de poluentes em um equipamento de retenção e detenção,.

Baptista *et al.* (2005) afirmam que há possibilidade de lançar mão de diversos modelos de infiltração de águas pluviais drenadas em solos urbanos, porém, ressaltam que a escolha deve fundamentar-se na finalidade do método e na sua correlação no processo de drenagem (modelos físicos ou conceituais), no objetivo e nas premissas estabelecidas no estudo e do conjunto funcional da drenagem estudada (LID). Esses autores explicam, ainda, que os modelos fisicamente fundamentados obedecem a leis da física da mecânica dos fluidos no processo geral de infiltração de água do solo, enquanto os conceituais procuram estabelecer critérios globais de comportamento da infiltração de água do solo, através de modelagens computacionais, mas sem descrever, precisamente, os processos físicos presentes.

Canholi (2005) afirma que, de um modo geral, devem ser observados alguns critérios, de modo que o propósito de retardamento de ondas e de diminuições dos picos de cheias seja atendido. Logo, para a concepção ou a implementação dos projetos de drenagem, deve-se contemplar os impactos de infiltração de água no solo, a fim de se controlar efetivamente os problemas de drenagens pluvias em sistemas urbanos.

Desse modo, com a urgência do controle de inundações, esta pesquisa justifica-se pela necessidade de buscar alternativas estruturais para o controle de enchentes, que atualmente os aglomerados urbanos enfrentam, em relação aos serviços de saneamento

³ PREFEITURA DE BELO HORIZONTE. Políticas urbanas. Plano de saneamento. *Plano Municipal de Saneamento - 2008/2011. v. 1-2. Disponível em:* < http://portalpbh.pbh.gov.br/pbh/ecp/comunidade.do?evento=portlet&pIdPlc=ecpTaxonomiaMenuPortal&app=politicasurbanas&tax=18483&lang=pt_BR&pg=5562&taxp=0&>. Acesso em> 02 fev. 2011.

básico e que afetam diretamente seus componentes sociais, econômicos, de saúde, institucionais e políticos. Os estudos de recarga de aquíferos freáticos, que tratam da infiltração de água no solo, permitem avaliar a eficácia dessas medidas, tanto no seu objetivo fim – controle de enchentes e inundações –, quanto no quesito ambiental de recarga de água de escoamento superficial gerado em áreas impermeabilizadas pela urbanização. Esses estudos possibilitam, ainda, medir a eficiência do método no controle de enchentes e na diminuição do escoamento superficial urbano.

Portanto, como dispõe Figueiredo (2000), na implantação de um sistema de drenagem, esses critérios deverão considerar aspectos físicos (características de topografia local, capacidade de infiltração do solo, nível das águas subterrâneas); aspectos urbanísticos e infraestruturais, aspectos sanitários e ambientais e políticas públicas favoráveis a projetos que visem à sustentabilidade dos projetos, somados ao interesse do público a ser atendido, às características do local e da população atendida, à viabilidade de tributações, à viabilidade econômica da proposta e à eficiência do projeto de controle de inundações.

Assim, os objetivos do trabalho são:

1) Geral:

Estimar e modelar a recarga de água no solo, promovida pelo uso de técnicas compensatórias inseridas no contexto urbano da Universidade Federal de São Carlos.

2) Específicos:

2.1 Avaliar o comportamento hidrodinâmico do sistema da técnica compensatória Filtro-Vala-Trincheira.

2.2 Avaliar, em uma área piloto de um sistema de drenagem compensatória, o comportamento da recarga e da dinâmica da água no solo.

Dados os objetivos, organiza-se este trabalho em 4 capítulos. No Capítulo 1 descrevem-se de forma sucinta o histórico da drenagem urbana e a essência do controle de inundações; Revisam-se a bibliografia que trata de recarga e, ainda desenvolvem-se as bases do modelo proposto para a armazenamento e dinâmica da água no solo. No Capítulo 2 dispõem-se dos métodos e materiais utilizados e suas premissas, de modo que, no Capítulo 3 possam ser apresentados e discutidos os resultados obtidos com a pesquisa. Finalmente, no Capítulo 4, serão apresentadas as considerações finais.

CAPÍTULO - 1

REVISÃO DE LITERATURA

1.1 Contextualização

Serão abordadas na primeira parte deste capítulo – da subseção 1.2 a 1.2.2 –, as questões referentes aos efeitos da urbanização e de seus impactos na drenagem urbana, além de suas questões institucionais em âmbito Federal, Estadual e Municipal.

Na segunda parte desta revisão bibliográfica – da subseção 1.3 a 1.4.3 –, desta revisão bibliográfica busca-se contextualizar os equipamentos urbanos de drenagem de baixo impacto, suas diferentes técnicas e equipamentos, de modo a destacar as bacias de retenção e de detenção que são parte fundamental deste trabalho.

Na terceira parte – da subseção 1.5 a 1.5.3.2 –, será feito um estudo bibliográfico de aquíferos, do fenômeno de recarga de aquíferos freáticos, suas estimativas de fluxo e de investigação geofísica de águas subterrâneas que será suplementada na quarta parte – da subseção 1.6 a 1.14 –, com uma revisão bibliográfica dos métodos e das técnicas de armazenamento e da dinâmica da água no solo. Na quinta e última parte – dos subitens 1.15 a 1.15.2.1 –, será conduzida uma revisão dos modelos hidrogeológicos pretendidos para o desenvolvimento da pesquisa.

1.2 Efeitos da urbanização na drenagem urbana

Atualmente, um dos principais problemas de recursos hídricos no Brasil é o impacto resultante do desenvolvimento das cidades, causando muitas vezes, um aumento das áreas impermeáveis, geração de volumes exagerados de esgoto sanitário e resíduos sólidos, alteração do clima e dos tempos de concentração das bacias hidrográficas urbanas, que contaminam os mananciais, entopem bueiros, concentram-se em áreas ribeirinhas e resultam em inundações, mal cheiro e poluição.

A urbanização no Brasil ocorreu principalmente em meados dos anos 1980 com a migração da população da área rural para as cidades devido ao processo de industrialização e mecanização do campo, que criou uma expectativa de melhoria na qualidade de vida nas áreas urbanas (IBGE, 2011) e provocou um movimento migratório de 125 milhões de

pessoas em 60 anos (MARICATO, 2002). Enquanto em 1900 apenas 13% da população mundial encontravam-se nas cidades, em 2008, a população urbana mundial representava metade da população mundial ou cerca de 3,3 bilhões de pessoas vivendo nas cidades e sua projeção para 2030 é de 60% da população mundial vivendo nos centros urbanos (ONU, 2007).

No Brasil, em 1940, 31,3% da população total era urbana, passando em 1960 para 67,6%. Em contrapartida, em 1980, a população rural que representava 68,7% em 1940 passou a representar apenas 32,4%, percebendo-se uma migração populacional inédita na história do Brasil. Já em 2010, dos aproximadamente 190 milhões de brasileiros, cerca de 160 milhões viviam nas cidades (IBGE, 2011), conforme Tabela 1.1.

Tabela 1. 1 - Crescimento populacional no Brasil

Ano	População (milhões de habitantes)	Percentual da população urbana	Percentual da população rural
1970	93,1	-	-
1980	118,0	36,16	63,84
1991	146,8	45,08	54,92
1996	157,1	78,36	21,64
2000	169,8	67,7	32,3
2010	190,7	84,36	15,64

Fonte: IBGE, 2011.

Segundo Tucci (2007), os principais problemas relacionados com a urbanização no Brasil, recorrentes em sua maioria nas regiões mais pobres e menos atendidas do espaço urbano, e que se agravam com a expansão e o adensamento das cidades, são o transporte público deficiente, o abastecimento e saneamento da água com redes incipientes, a logística de coleta e disposição dos resíduos sólidos, inundações de áreas ribeirinhas, riscos de deslizamento de áreas de ocupação irregular, e segurança. Esses problemas estão presentes por efeito da falta de legislações adequadas de controle do espaço urbano e pela capacidade dos municípios de planejar e investir no planejamento do espaço urbano adequado às questões do desenvolvimento sustentável.

Como afirma Maricato (2002), o final do século XX foi marcado pela urbanização não planejada com imagens das cidades carregadas por favelas, poluição das águas e do ar, enchentes, deslizamentos trágicos, crianças abandonadas, violência e marginalidade, e epidemias diversas. Porquanto, já no século XXI, espera-se uma nova ótica da população

mundial e de seus governantes acerca das interações do homem com a natureza e suas relações de ocupação e atividades no espaço urbano e natural.

1.2.1 Relações políticas e institucionais em drenagem urbana

Sendo um, entre muitos agentes, o Poder Público deve ter como objetivo maximizar a eficiência dos serviços, equipamentos e infraestruturas urbanas que lhe são cabíveis, buscando prover o melhor serviço pelo menor preço e com a máxima eficiência. O objetivo do planejamento urbano é, sem dúvida, contribuir para a melhora e para a transformação social do ambiente urbano. O papel das cidades, como meio de reprodução social, e o uso da gestão urbana, como instrumento de engenharia social estão, intimamente, ligadas às noções de direito à cidade e se refere à inclusão urbana como forma de inclusão social (LEFEBVRE, 1972).

Sob esta ótica, o planejamento urbano deve ser compreendido em todas as suas inter-relações e deve buscar condições de melhora na qualidade de vida urbana e social. Faz parte dessa demanda social, além das demais, o controle de inundações e das águas pluviais, que hoje, estão elencadas nos planos diretores das cidades. Esses planos diretores ganharam força, com a Lei Federal nº 10.257 de 2001, denominada Estatuto das Cidades. Essa lei apoia-se, no âmbito ambiental, na definição de áreas especiais e num sistema de avaliação de impactos, ainda, indefinido (TUCCI, 2001).

A estrutura institucional é a base do gerenciamento dos recursos hídricos urbanos e da sua política de controle. A definição institucional depende dos espaços de atribuição da organização do país, sua inter-relação tanto legal como de gestão quanto a água, uso do solo e meio ambiente (TUCCI, 2001: 454).

As legislações que envolvem drenagem urbana e inundação ribeirinha estão relacionadas com recursos hídricos, uso do solo e licenciamento ambiental e são descritas de forma sucinta a seguir:

- Quanto aos recursos hídricos a Constituição Federal (CF) estabelece os domínios dos recursos hídricos e princípios básicos da gestão, através de bacias hidrográficas que podem ser de domínio estadual ou federal. A legislação estadual, por sua vez, estabelece os direitos de outorga e uso da água, não havendo, entretanto, uma legislação e cobrança específica do Estado em relação à gestão do escoamento pluvial nas cidades, que devem ser previstos nos planos de bacias municipais. A constituição prevê ainda que compete aos legisladores locais estabelecer o conjunto de normas destinado a tutelar a paisagem de cada cidade brasileira garantindo o

bem-estar dos habitantes da cidade, bem como criar normas destinadas a atender o objetivo de ordenar o pleno desenvolvimento das funções sociais da cidade.

- Quanto ao uso do solo, a drenagem pluvial é matéria concorrente das esferas federais, estaduais e municipais, pois envolve o meio ambiente e o controle da poluição, porém, atualmente, as formulações dos planos diretores urbanos municipais são incentivadas pelo Estado, o qual estabelece as diretrizes referentes à drenagem pluvial urbana, através do zoneamento e das normatizações de uso do solo.
- Quanto ao licenciamento ambiental, que estabelece os limites para construção e operação dos canais de drenagem é regulado pela Lei Federal nº 6.938 de Política Nacional de Meio Ambiente (PNMA), do ano de 1981, e pela Resolução CONAMA nº. 237 do ano de 1997, Resolução CONAMA nº 1, do ano de 1986, que estabelecem a necessidade de licença ambiental para obras hidráulicas de drenagem. No caso de São Paulo, a Lei Estadual nº 7.663, do ano de 1991, dispõe sobre a Política Estadual de Recursos Hídricos de São Paulo.

Além destes instrumentos legais de controle de drenagem pluvial cada município tem sua própria legislação, mas que segundo Tucci (2001), dificilmente incluem a abordagem da gestão de águas pluviais urbanas.

1.2.2 Legislação de drenagem urbana da cidade de São Carlos

Em São Carlos entretanto, muito embora incipiente e só aplicável a novos loteamentos urbanos, a Lei Municipal nº. 13.246 de 27, de novembro de 2003, dispõe sobre a implantação de um programa de construção de reservatórios de detenção ou de retenção de águas em conjuntos habitacionais, áreas comerciais e industriais, loteamentos ou parcelamentos em áreas urbanas e foi homologada para controle potencial de inundações e enchentes recorrentes na cidade. Basicamente, a lei relaciona a área total ao volume de água que o lote ou empreendimento deve reter em unidades de volume das precipitações meteorológicas, como também apresenta alguns instrumentos de controle de vazão de pico na fonte e sobre as características do equipamento de retenção, como por exemplo, a utilização de telhados e coberturas para retenção, ou a possibilidade de se construir formas orgânicas e paisagísticas com essas estruturas.

1.3 Sistemas de drenagem urbanos de baixo impacto

No Brasil, a experiência com o emprego de soluções de drenagem de desenvolvimento de baixo impacto, particularmente, no caso de sistemas infiltrantes, é pequena, sobretudo em contexto de trabalhos de pesquisa (SOUZA e GOLDENFUM, 2004 *apud* SILVA 2009, TAVANTI e BARBASSA, 2012).

Segundo Canholi (2005), a Região Metropolitana de São Paulo (RMSP) transformou-se em referência internacional nos últimos anos, através de ações da prefeitura, devido à utilização de técnicas inovadoras de drenagem urbana e implantação de cerca de 33 bacias de retenção, até 2003.

Os primeiros reservatórios de retenção, até hoje funcionais, foram implantados em meados da década de 50, em Belo Horizonte na barragem Santa Lúcia e Lagoa da Pampulha (NASCIMENTO e BAPTISTA, 1997).

1.4 Técnicas de drenagem de baixo impacto

Os sistemas de drenagem de baixo impacto caracterizam-se por viabilizar a retenção e, ou a retenção de parte do escoamento gerado nas bacias urbanas pelas chuvas, com posterior utilização ou não do volume de água retido. Os critérios de projeto, viabilidade, operação e manutenção dos dispositivos e sistemas de controle de drenagem urbana são descritos em trabalhos publicados por Barraud *et al.* (1999); Azzout (1996); Canholi (2005) e Baptista *et al.* (2005).

Existem diversas técnicas ou combinação dessas técnicas para o controle de baixo impacto de cheias urbanas, denominadas técnicas ou medidas estruturais e não estruturais ou institucionais. Essas medidas estruturais são intervenções físicas que necessitam de projetos e espaço físico para serem implantadas. Alguns exemplos são os reservatórios ou bacias de retenção, retificação e amortecimento de canais e rios, construção de diques e *polders* (CANHOLI, 2005). Na Tabela 1.2, são citados alguns tipos de medidas estruturais de drenagem urbana compensatória e suas vantagens e desvantagens.

Neste estudo, serão abordadas com mais detalhes, apenas, as medidas de controle estruturais denominadas bacias de retenção e trincheiras de infiltração.

Tabela 1. 2 - Tipos de técnicas compensatórias de drenagem urbana e suas vantagens e desvantagens.

Técnica	Vantagens	Desvantagens
Pavimento permeável	<ul style="list-style-type: none"> > Redução do deflúvio superficial direto (infiltração) > Recarga do lençol freático > Diminuição do custo de implantação 	<ul style="list-style-type: none"> > Entupimento dos furos ou poros > Compactação do solo abaixo do pavimento ou diminuição da permeabilidade do solo devido ao cascalho e finos gerados > Dificuldade e custo de manutenção (aparecimento de vegetação no pavimento) > Não deve ser usado em locais de tráfego intenso e ou cargas pesadas
Planos e valas de infiltração	<ul style="list-style-type: none"> > Permite infiltração de parte da água para o subsolo > Retardo do deflúvio superficial direto > Esteticamente agradável 	<ul style="list-style-type: none"> > Utilização restrita a declividades até 0,1% > Acúmulo de água no plano durante o período de chuvas
Poços de infiltração e bacias de percolação	<ul style="list-style-type: none"> > Redução do escoamento superficial > Amortecimento em função do armazenamento 	<ul style="list-style-type: none"> > Colmatação dos poros > Alto custo de manutenção
Bacia de retenção	<ul style="list-style-type: none"> > Retardo do deflúvio superficial direto > Benefícios recreativos e esteticamente agradáveis > Valorização imobiliária do entorno > Pode controlar extensas áreas de drenagem > Descargas controladas 	<ul style="list-style-type: none"> > Requer grandes áreas > Alto custo de manutenção > Proliferação de insetos e vetores > Sedimentação e assoreamento > Crescimento de algas
Bacia de amortecimento ou dissipadores	<ul style="list-style-type: none"> > Retardo do deflúvio superficial direto > Amortecimento em função do armazenamento 	<ul style="list-style-type: none"> > Alto investimento inicial > Execução e projeto detalhados e morosos
Drenagem em encostas	<ul style="list-style-type: none"> > Coleta águas subterrâneas dos maciços situados a montante, rebaixando o nível do lençol freático e diminuindo a pressão de água da estrutura > Drenagem de estruturas de contenção e alguns revestimentos > Reduz a velocidade das águas superficiais em encostas com inclinações elevadas > Podem transportar grandes vazões com menor desgaste do concreto e sem necessidade de caixas de dissipação 	<ul style="list-style-type: none"> > Deve ser executada no local tomando-se cuidados no que se refere à direção preferencial das linhas de fluxo, altura dos pontos de captação em relação ao nível do terreno e dimensionamento > Custo proporcional à inclinação do talude e urbanização da área

Fonte: CETESB (1986)

1.4.1 Bacias de retenção

As bacias de retenção seca ou bacias de infiltração são estruturas de reservação e posterior infiltração de água de chuva, com a finalidade de se controlar o escoamento superficial em áreas urbanas, diminuindo assim a vazão de pico da bacia urbana e aumentando o tempo de concentração.

Segundo Baptista *et al.* (2005) as bacias de infiltração são dimensionadas para promover a infiltração total da água precipitada em sua área de influência e proporcionam, simultaneamente, tanto o armazenamento quanto a infiltração da água no solo. O autor

acrescenta que a estrutura de extravazamento só é utilizada em casos chuvosos extremos, não sendo, portanto, funcionais no sentido de controlar a vazão efluente do sistema.

Lucas (2011) monitorou o sistema FVT durante o período sazonal mais chuvoso, entre novembro de 2010 e abril de 2011, registrando 60 eventos chuvosos dos quais apenas 29 apresentaram vazões capazes de superar as vazões de preenchimento do canal diafragma, valor que, segundo o autor, equivale a $6,13\text{m}^3$ e, conseqüente, acúmulo de água na trincheira. Esse autor aponta, ainda, que dentre os 60 eventos de precipitação registrados, um evento extremo ocorreu durante o monitoramento do período de retorno, calculado para 48 anos.

Lucas (2011), em seu estudo, modelou o sistema FVT através dos modelos de Puls apresentados por Baptista *et al.* (2005) e também através do modelo SWMM disponibilizado pela Agência Americana de Proteção Ambiental (EPA). Foram obtidos resultados de menores níveis de armazenamento e tempos de esvaziamento pelo modelo SWMM. Em seu estudo, Lucas (2011) faz, também, referência aos custos de manutenção por unidade área impermeável; entretanto os volumes de infiltração foram calculados, e não medidos, através da equação da continuidade.

Na Figura 1.1 é apresentada a bacia de retenção Santa Lúcia localizada em Belo Horizonte – MG e construída para amortecimento de cheias na região.

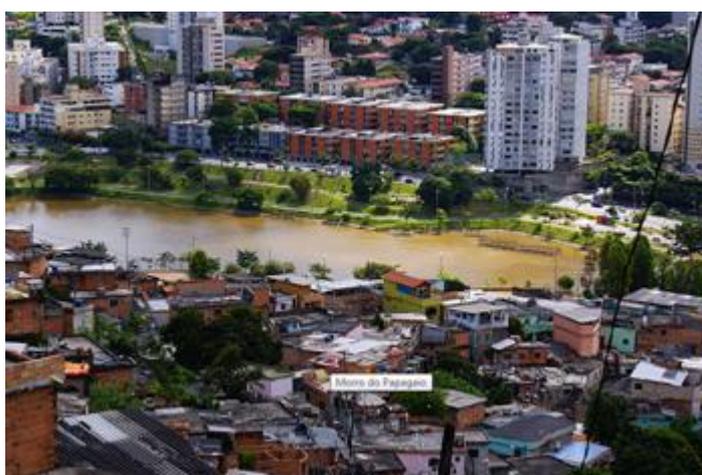


Figura 1. 1 - Bacia de retenção Santa Lúcia localizada em Belo Horizonte – MG.

Fonte: *Imagário coletivo*⁴, 2012.

⁴ <http://www.imagariocoletivo.com/index.php/tag/aglomerado-santa-lucia/>

1.4.2 Filtro gramado

No trabalho de Gutierrez (2010), o filtro gramado do sistema FVT é estudado para quantificação da remoção de poluentes de contaminação difusa. A autora coletou águas precipitadas livres de interferências e as comparou, através de análises quimiométricas, com as amostras resultantes do escoamento no filtro e acumulação na trincheira de infiltração, obtendo resultados de remoção de metais de até 90% (zinco), 88% (cobre) e 24% (nitrogênio amoniacal), além de remoções sensíveis de cor, turbidez, sólidos suspensos, dentre outros.

1.4.3 Trincheiras de infiltração

Segundo Baptista *et al.* (2005) a vazão de descarga de uma trincheira de infiltração é determinada pela capacidade de infiltração do sistema, da área da superfície de infiltração e da carga hidráulica acumulada na trincheira. O autor afirma, para fins de dimensionamento de uma trincheira e em condições onde o lençol se encontra profundo o bastante, o gradiente hidráulico pode ser considerado igual a 1 e a vazão de infiltração considerada constante, podendo ser calculada pela relação:

$$Q_i = \eta \cdot q_{ab} \cdot A_i \quad (1.1)$$

onde, A_i é a área de infiltração; q_{ab} é a capacidade de absorção por unidade de área de infiltração em $m^3/s.m^2$; e, η é o coeficiente de segurança devido à colmatação.

Souza (2002) desenvolveu um trabalho em duas trincheiras de infiltração distintas, uma construída em solo argiloso e outra em solo arenoso, dimensionadas para chuvas com período de recorrência de dois anos. Os volumes da trincheira foram calculados através da equação da continuidade, determinando-se a armazenagem de água na trincheira pela diferença das vazões afluentes e efluentes. Em seguida, os volumes armazenados foram utilizados no modelo de infiltração de Bouwer, com algumas simplificações, para infiltração das paredes e do fundo da trincheira distintamente.

Graciosa (2008a) conduziu um trabalho semelhante com duas trincheiras de infiltração, porém comparando o modelo de Richards e o modelo de Philip, em um software desenvolvido por Tabuada *et al.* (1995) para sulcos de irrigação, e modificado, posteriormente, por Graciosa (2005) para trincheiras de infiltração. A autora utilizou também a equação de intensidade-duração-frequência (IDF) para a cidade de São Carlos desenvolvida por Barbassa (1991), com tempo de retorno para efeitos de comparação dos dois sistemas e o modelo proposto por Van Genuchten (1980) para ajuste da curva de

retenção de água no solo, em termos de potencial matricial e condução do modelo de Richards para diferenças finitas.

Apesar de revelar resultados satisfatórios de controle de escoamento superficial nas trincheiras de infiltração, pôde-se observar que os resultados do volume infiltrado nos modelos de Richards e Philip aplicados foram inferiores aos observados no estudo, relacionando essas diferenças às incertezas do perfil do solo e ao ajuste da curva de retenção (GRACIOSA, 2008). A autora, em seu trabalho constrói a pluma de infiltração de água no solo das áreas subjacentes da trincheira, provocada pela infiltração nas paredes da trincheira. Na Figura 1.2, representa-se um esquema de filtro gramado e trincheira de infiltração integrados.

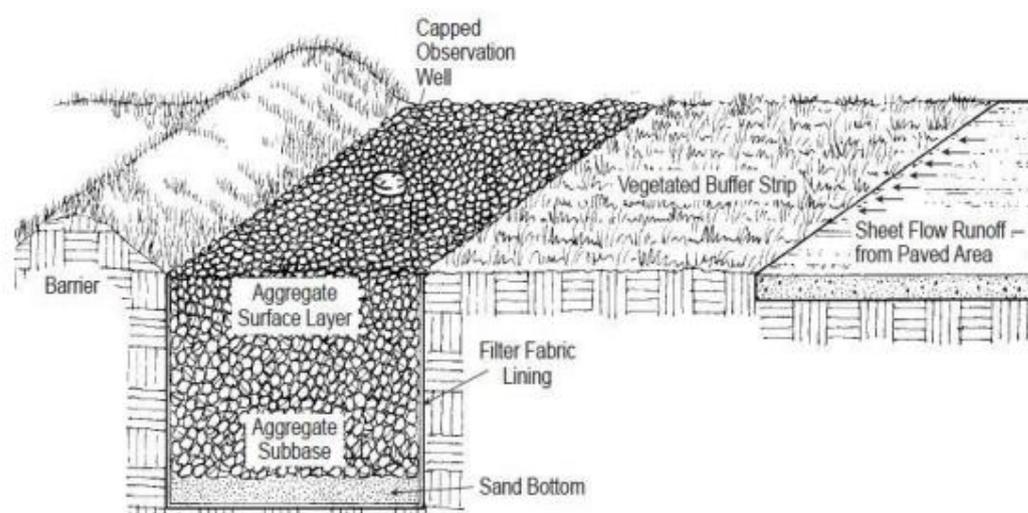


Figura 1.2 - Representação de um filtro gramado e trincheira de infiltração integrados
Fonte: Lowndes, 2000 *apud* Lucas, 2011.

1.5 Aquíferos e noções de hidrogeologia

As águas superficiais podem ser encontradas naturalmente nas formações geológicas, sendo os aquíferos correspondentes à ocorrência mais importante dentre elas. Um aquífero, segundo Todd (1976), pode ser definido como uma formação geológica que contém material suficientemente permeável e que possua a capacidade de fornecer significativas quantidades de água ao ambiente subterrâneo, o que implica numa capacidade de armazenar e transmitir o fluxo de água em seu interior. Os aquíferos são em sua grande maioria extensos em área e podem estar acima ou abaixo de uma camada impermeável.

Os aquíferos podem ser confinados ou livres (freáticos) e podem ser classificados de acordo com a pressão das águas nas suas superfícies limítrofes superior e inferior e,

também, em função da capacidade de transmissão da água nas suas respectivas camadas limítrofes, camada confinante superior e inferior de acordo com a Figura 1.3 (FILHO, 1997).

1.5.1 Aquíferos confinados

Os aquíferos confinados podem ser de 2 tipos distintos, confinado drenante e não drenante, e são caracterizados por possuir em sua camada superior limítrofe pressão superior à pressão atmosférica. Como o nome já diz, o aquífero não drenante está entre duas camadas impermeáveis cujo fluxo da água pelas superfícies limítrofes é inexistente, enquanto que no aquífero confinado drenante, ao menos uma das camadas limítrofes é semipermeável, permitindo assim, que exista algum fluxo de água entre suas camadas.

1.5.2 Aquíferos livres ou freáticos

Os aquíferos livres, também chamados de freáticos, são aqueles cujo limite superior é uma superfície freática, na qual todos os pontos se encontram sob pressão atmosférica: “As zonas de recarga dos aquíferos confinados são aquíferos freáticos, através dos quais os excessos de água de chuva conseguem penetrar por infiltração” (FILHO, 1997: 23).

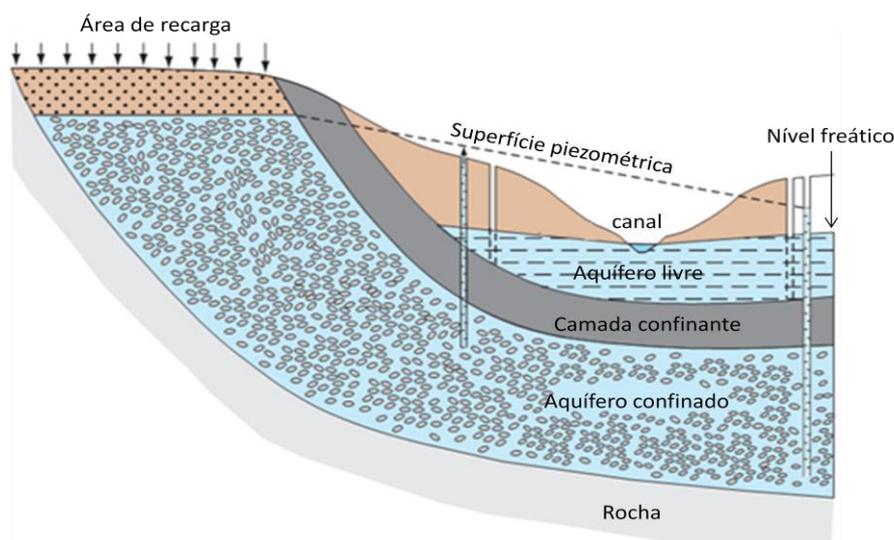


Figura 1. 3 - Um aquífero livre ou freático e um aquífero confinado ou artesiano em maior profundidade.

Fonte: Hillel, 1980 (Adaptado).

1.5.3 Recarga de aquíferos

Segundo Bouwer (1978), a parte da água que escapa do solo por evaporação e transpiração das plantas não faz parte da recarga do lençol e a parte que perpassa a zona abaixo das raízes, denominada percolação profunda, irá eventualmente contribuir para a recarga e pode ser calculada, em períodos longos de tempo, como a diferença entre a infiltração e evapotranspiração.

De acordo com Bouwer (1989) a recarga é, talvez, a de maior complexidade de determinação, e o aspecto mais importante no âmbito dos recursos hídricos, pois condiciona os possíveis volumes a serem explorados e o transporte de poluentes para o interior do solo e do aquífero freático. A recarga do aquífero segundo Barraud *et al.* (2001), em uma obra de drenagem, pode ser promovida se o volume total infiltrado no sistema for igual ou superior ao volume infiltrado na mesma área antes de sua impermeabilização em condições naturais do terreno.

A água dos aquíferos é um recurso natural vulnerável a diversos fatores externos, principalmente aos antrópicos, sendo os mais importantes a disposição inadequada de resíduos e rejeitos e o uso indisciplinado do solo. Atividades urbanas, industriais e agrícolas dentre outras formas, vêm sendo desenvolvidas em parcelas de áreas onde o lençol é abastecido, afetando as condições de infiltração em termos de volume e, ou em termos de qualidade das águas subsuperficiais (FAGUNDES, 2010).

Segundo Brito (2002) a utilização de trincheiras de infiltração possibilita a recarga do aquífero e favorece o desenvolvimento de vegetação às suas margens. Entretanto, segundo Azzout *et al.* (1996) o lençol deve ter profundidade de 1 (um) metro, abaixo do fundo da estrutura de infiltração até o nível freático para evitar eventuais riscos de poluição do lençol. Reichardt (1996) acrescenta que níveis freáticos próximos à superfície podem interferir nos efeitos de capacidade hidráulica de fluxo no solo devido a efeitos de capilaridade e teor de umidade elevado.

Dentre os inconvenientes das trincheiras, para os efeitos de infiltração e de recarga está a possibilidade de colmatação do fundo e das paredes do sistema. Segundo Baptista (2005) a colmatação deve ser considerada na análise de um projeto de trincheiras, pois pode levar o funcionamento hidráulico do sistema a níveis críticos em termos de volume e condutividade hidráulica de infiltração, e, conseqüentemente, a um extravasamento de água da estrutura. A principal causa do efeito de colmatação é a presença de sólidos suspensos na água afluyente (argilas, silte e areias finas) que formam, na superfície de infiltração, uma lama fina de baixa permeabilidade que reduz drasticamente o fluxo de água para o interior

do solo. Entretanto, Azzout *et al.* (1996) afirmam que o problema da colmatção observado nas trincheiras é menor que nos poços de infiltração que promovem uma infiltração mais localizada.

1.5.3.1 Estimativa da recarga de aquíferos

A recarga constitui uma parcela do ciclo hidrológico cuja avaliação é essencial para fins de gestão dos recursos hídricos e de controle do transporte de poluentes e, devido ao aumento gradativo dos volumes de demanda de exploração de águas subterrâneas, torna-se cada vez mais importante a tentativa de quantificação das taxas de recarga (FAGUNDES, 2010). Portanto, para que se preservem os aquíferos através de uma utilização sustentável, os estudos e a avaliação de condicionantes de transporte de poluentes e estimativas de volume e taxa de recarga são de suma importância para uma concisa gestão dos recursos hídricos.

A recarga é determinada pela condutividade hidráulica no solo nas diferentes profundidades, após, contudo, ter sido efetivamente limitada pela capacidade de infiltração superficial do solo, ou seja, a partir do início da chuva. Depois de atendida a retenção e adsorção de água na camada superficial, a evolução da frente de molhamento será limitada pela condutividade hidráulica superficial, inicial ou de saturação. Como Balek (1987) afirma, os materiais geológicos exercem grande influência na recarga, principalmente nas porções superficiais, pois nesta região é que são marcantes os fenômenos de dinâmica das águas, e é a característica destes materiais que irá determinar a separação entre escoamento superficial e infiltração.

1.5.3.2 Investigação geofísica para águas subterrâneas

No Brasil os métodos mais utilizados nas pesquisas geofísicas – de forma muito intensa na pesquisa de água subterrânea (CUSTODIO, 1983) – são aqueles que utilizam a eletrorresistividade através da aplicação de sondagens elétricas verticais (prospecção vertical) e de caminhamentos elétricos (prospecção horizontal). Pelo método de eletrorresistividade é possível inferir a separação de formações arenosas de formações argilosas, espessura de aquíferos e sua profundidade, variações de transmissividade e de qualidade da água, dentre outras (FEITOSA, 2000).

Devido a simplicidade deste tipo de prospecção e ao seu menor custo em relação aos métodos diretos de investigação geológica, a geofísica assumiu um papel importantíssimo na pesquisa hidrogeológica, ainda que seja um método de investigação indireta (CPRM, 2008).

A sondagem elétrica vertical (SEV) investiga o perfil do solo em profundidade. Para tanto, utilizam-se quatro eletrodos para realizar uma série de medições de resistividade aparente em distâncias simétricas ao ponto em que se quer fazer a prospecção; dois deles são emissores de corrente e permanecem nos extremos do arranjo de eletrodos; os outros dois são receptores e permanecem no centro do arranjo. Aumentam-se as distâncias entre os eletrodos para que a corrente elétrica produza um arco de corrente cada vez mais profundo em relação à medida anterior (CPRM, 2008). Os valores de resistividade aparente obtidos são representados graficamente em papel bilogarítmico contra os respectivos valores de $AB/2$ em função de resistividade aparente (ρ_a).

Esta curva é comumente denominada de curva de resistividades aparentes, diagrama elétrico ou, simplesmente SEV. A resistividade gerada com essa técnica é dada em termos de ρ_a e é expressa em ohm.m. A resistividade é denominada como aparente pois a variação vertical do solo em profundidade é heterogênea em termos de teores de umidade, consolidação dos materiais geológicos, concentrações de sais e solutos etc., e apresenta valores diferentes dependendo da condição geotécnica local (FAGUNDES, 2011). A título de exemplo, num perfil de solo de mesma mineralogia, textura e consolidação, há diferentes resistividades entre a zona saturada e a não saturada.

1.6 Fenômenos de retenção e armazenamento da água no solo

Para se determinar a altura da lâmina de água que um solo pode armazenar é de fundamental importância o conhecimento do fenômeno de retenção de água no solo. Segundo Reichardt (1996) o potencial matricial total de um solo tem um valor característico para um dado teor de umidade na amostra num determinado tempo, ou seja, sua condutividade hidráulica está intrinsecamente relacionada ao teor de umidade presente numa dada profundidade num dado momento devido ao seu valor potencial matricial. O autor afirma também que o potencial matricial de um solo pode ser estimado através do conhecimento do teor de umidade presente no solo na profundidade desejada assim como o contrário também é verdadeiro (REICHARDT, 1996).

Portanto, através da curva de retenção do solo e do potencial matricial medido em campo podemos obter a umidade do solo na profundidade desejada, em um dado instante, e

consequentemente a condutividade hidráulica dada pela equação de Richards, ou seja, conhecendo os potenciais da água em um determinado perfil é possível saber a tendência de movimento da água no solo.

1.6.1 Potenciais de água no solo

Os potenciais de água no solo são basicamente formados pelo potencial gravitacional, de pressão, matricial e osmótico. O potencial gravitacional e de pressão dependem somente da posição e do referencial gravitacional do líquido e podem ser medidos facilmente, pois é proporcional à altura da coluna líquida. O potencial matricial por sua vez pode ser estimado pela pressão de sucção, que também depende da coluna de água, e da curva característica de retenção de água no solo.

O potencial osmótico é de extrema dificuldade de ser medido, entretanto a variação da concentração salina da solução pode ser considerada nula no perfil do solo e então desprezada. Segundo Reichardt (1996) a maioria dos problemas físicos do solo pode ser resolvida apenas com a soma do potencial gravitacional e matricial, pois a variação do potencial osmótico de ponto a ponto em condições isobáricas e isotérmicas pode ser desprezada.

1.6.2 Retenção da água no solo

O solo é um material sólido e poroso, que abriga em seus poros quantidades variáveis de uma solução aquosa de vários eletrólitos e outros componentes, denominada solução do solo e de uma solução gasosa composta praticamente de N_2 , O_2 , vapor d'água, CO_2 e pequenas quantidades de outros gases (HILLEL, 1980). Comumente presentes na parte sólida deste material, que é denominada matriz do solo, estão diversas partículas minerais de diferentes tamanhos e substâncias orgânicas. Solos que contêm mais de 85% de material mineral são chamados solos minerais e aqueles com mais de 15% de matéria orgânica são chamados solos orgânicos (LIBARDI, 1995).

Quando o espaço poroso está totalmente cheio de água, o solo é chamado de solo em condições saturadas. Entretanto, um solo não saturado é aquele cujo espaço poroso está parcialmente cheio de água e parcialmente cheio de ar. O ar só deverá entrar para substituir a água no espaço poroso se parte de seu volume livre e não adsorvido for retirado, resultando

numa formação de interfaces ar-água pelos processos de retenção da água pela matriz do solo.

A Figura 1.4 representa de forma esquemática, como a água é retida no espaço poroso do solo pela formação de um filme nas paredes dos sólidos do solo. A Figura 1.5, por seu turno, apresenta a imagem de um agregado de solo sob microscopia eletrônica que identifica a matriz do solo como um maciço poroso.

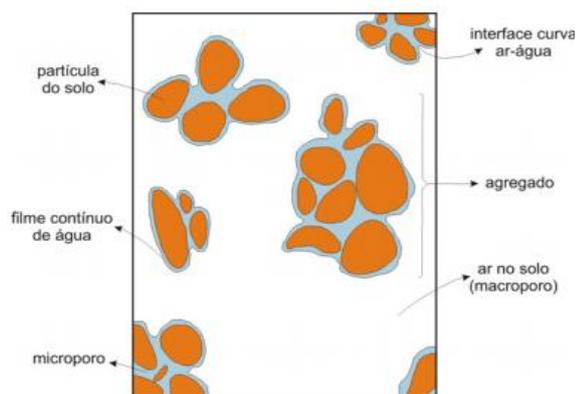


Figura 1. 4 - Matriz do solo e seus componentes.

Fonte: Libardi (1995) (Adaptado).

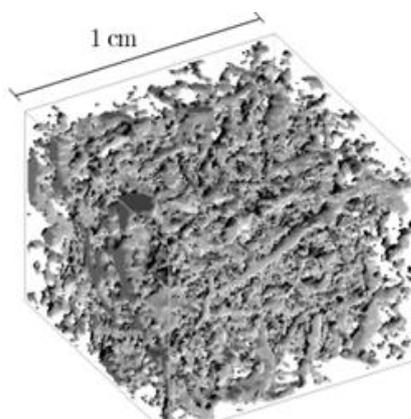


Figura 1. 5 - Reconstrução tridimensional de um agregado de solo com resolução de 0,12mm na horizontal e 0,10mm na vertical.

Fonte: Roth⁵, 2011.

Segundo Libardi (1995) e Reichardt (1996) existem basicamente dois processos que explicam a retenção da água pelos solos. No primeiro, a retenção ocorre nos microporos dos agregados e pode ser ilustrada pelo fenômeno da capilaridade, o qual está sempre associado a uma interface curva ar-líquido. No entanto, o solo é formado por uma composição irregular de poros e canais em sua matriz o que, evidentemente, complica a descrição do

⁵ http://www.iup.uni-heidelberg.de/institut/forschung/groups/ts/soil_physics/students/lecture_notes05

estado da água no solo; no segundo processo, a retenção ocorre na superfície dos sólidos do solo como filmes presos a ela, pelo processo de adsorção (LIBARDI, 1995). São três os mecanismos principais propostos para explicar esta adsorção da água sobre as superfícies sólidas como afirma Libardi (1995), e são eles:

- ⇒ “No primeiro a superfície dos minerais de argila é coberta com átomos de oxigênio e grupos oxidrilas negativamente carregados devido à substituição isomórfica de cátions formando-se ao redor das partículas desses minerais um campo elétrico cuja intensidade decresce com a distância da superfície da partícula. Devido à natureza dipolar das moléculas de água, elas se orientam neste campo elétrico e experimentam uma força na direção da superfície da partícula a qual decresce gradualmente com a distância desta superfície até se tornar nula num ponto onde não existe mais influência do campo” (LIBARDI, 1995: 52).
- ⇒ “No segundo, os pares de elétrons não compartilhados do átomo de oxigênio das moléculas de água podem ser eletricamente atraídos a cátions trocáveis que podem estar adsorvidos sobre a superfície da argila, ou seja, os cátions que são retidos à superfície negativamente carregada de argila (a concentração iônica é crescente na direção da superfície sólida) ocasionam também a adsorção das moléculas de água” (LIBARDI, 1995: 53).
- ⇒ “No terceiro, finalmente, as moléculas de água podem ainda ser atraídas às superfícies sólidas pelas forças de London-van der Waals que, são forças de curto alcance e decrescem rapidamente com a distância da superfície de modo que uma camada muito fina é adsorvida desta maneira ao redor das partículas do solo” (LIBARDI, 1995: 53).

Libardi (1995) reforça que no caso da adsorção, a película de água adsorvida às superfícies dos sólidos do solo possui, com o resultado destas forças de adsorção, uma energia potencial extra, uma vez que se se afastar uma determinada porção dessa película a uma distância dentro do raio de ação destas forças, ela voltará à posição original realizando um trabalho. Portanto, pode-se dizer que existem dois processos principais que operam na matriz do solo para a retenção da água: as forças capilares e as forças de adsorção, as quais, juntas, são chamadas de forças mátricas e dão origem ao potencial mátrico (LIBARDI, 1995; REICHARDT, 1996).

Separar o potencial mátrico em seus dois componentes de adsorção e capilar é, na prática, impossível na faixa de umidade do solo em que as plantas normalmente se desenvolvem. Hillel (1980), Libardi (1995) e Reichardt (1996) afirmam que em termos qualitativos, logo depois da drenagem livre de um solo saturado as forças capilares predominam e à medida que o solo vai perdendo umidade, a adsorção começa a ter maior importância, porém, é sempre possível expressar esta afinidade do solo pela água como “equivalente a uma altura de ascensão da água num tubo capilar” (LIBARDI, 1995: 54).

Reichardt (1996) acrescenta ainda que na determinação do potencial matricial de um solo arenoso os fenômenos de adsorção são pouco influentes no processo em relação às forças de capilaridade que, podem sim, influenciar os potenciais de água no solo. Em contrapartida, para solos orgânicos os fenômenos de adsorção são mais relevantes que os de capilaridade (forças causadas na interface líquido-gás nos poros do solo, em função da tensão superficial da água) para os potenciais matriciais.

1.6.2.1 Curvas de Retenção de Água pelo Método do Papel Filtro

A infiltração e as características hidráulicas que governam o movimento e o armazenamento de água no solo são de suma importância no estudo da geociência, na agricultura irrigada e na mecânica dos solos (GARDNER, 1956; RICHARDS *et al.*, 1956; FREDLUND e RAHARDJO, 1993a). Nesse sentido, as CRAs podem ser utilizadas para solos de multiporosidade e permitem avaliar indiretamente o conteúdo de água no solo, a drenagem interna e a condutividade hidráulica na zona não saturada do solo (DURNER, 1992; ŠIMŮNEK *et al.*, 2002; GITIRANA JR. e FREDLUND, 2004).

Esse comportamento hidrodinâmico, quando combinado com o monitoramento da retenção de água no solo, permite estimar os volumes armazenados e drenados no interior do solo e ainda prever os volumes infiltrados ou a ser irrigados (HILLEL, 1980; LIBARDI, 1995; REICHARDT 1996).

Os modelos das propriedades hidráulicas que governam a infiltração e a retenção de água e, sua consequente armazenagem e condutividade de água no solo, já estão consolidadas na literatura e têm uma enorme importância nas últimas décadas devida, sobretudo à sua aplicabilidade na ciência do solo em diversas áreas do conhecimento (NIELSEN *et al.*, 1986).

A utilização do papel filtro para se determinar as CRAs, também vem ganhando espaço na ciência do solo devido a seu baixo custo em relação a outros métodos propostos, os quais utilizam placas porosas, tais como as câmaras de alta pressão e funis de subpressão. O método do papel filtro é um procedimento mais prático e ágil, necessita de uma menor infraestrutura laboratorial para ser desenvolvido e, certamente, é menos oneroso que os demais (RUAS LUCAS, 2011).

Apesar de sua aplicabilidade e razoável acurácia, se não for realizado devidamente, e em condições laboratoriais de temperatura e umidade controladas (MARINHO e

OLIVEIRA 2006; BICALHO *et al.*, 2007), o método do papel filtro tem maior indução e adição de erro nos ajustes das curvas.

Somado a esse fato, o método não é capaz de medir tensões muito pequenas (entre 0 e 10 kpa) e nem extremamente altas (acima de 100.000 kpa) (ASTM, 1992), e ainda, calcula a pressão ou tensão de sucção matricial (ψ_m) indiretamente, utilizando-se de calibrações de curvas de subpressão predeterminadas em relação à massa de água, ou umidade gravimétrica (θ), contida no papel filtro no instante do equilíbrio entre ψ_m e θ (BICALHO *et al.*, 2007). Segundo Marinho e Oliveira (2006), os papéis mais utilizados para o ensaio são o Wachtman 42, o Schleicher e Schuell N° 589 e Fisher 9.54a, pois cada um deles tem uma calibração predeterminada.

O uso do papel filtro para medir a sucção total do solo – dada pelas somas das tensões de vapor em equilíbrio com o papel – é denominado método de não contato (LU e LIKOS, 2004), mas pode também ser utilizado para medir a sucção matricial. Nesse caso, o papel deve permanecer em contato com o solo até o equilíbrio da fase líquida entre ambos (método de contato) (BICALHO *et al.*, 2007).

Quando o solo é colocado em contato com um material poroso, que possua capacidade de transmitir água, essa será transferida do solo para esse material, ou vice-versa, até que o equilíbrio entre as forças atuantes seja alcançado. A soma dessas forças é denominada potencial total de água no solo e está compreendida entre essas forças, o potencial matricial, osmótico, pneumático, gravitacional, de pressão, etc. Por outro lado, a sucção matricial é a influência da soma das forças de capilaridade e de adsorção, que atua entre a fase líquida e a matriz do solo, que causa o fenômeno de retenção (HILLEL, 1980).

A sucção matricial indica a pressão negativa da água em relação à pressão do ar atmosférico (RICHARDS, 1965). No estado de equilíbrio das placas porosas, os potenciais matriciais da água no solo e no material poroso igualam-se, apesar de as respectivas umidades serem diferentes (MARINHO e OLIVEIRA, 2006). No caso do papel filtro em contato, as umidades igualam-se e são convertidas em sucção por calibração para cada tipo de papel, conforme ASTM (1992) e outros autores (CHANDLER *et al.*, 1992, MARINHO e OLIVEIRA, 2006). Em contrapartida, nas placas porosas, o conteúdo de água é medido diretamente em relação à pressão aplicada pela câmara de alta pressão.

1.6.2.2 Tipos de Curva de Retenção de Água

Diversos modelos de infiltração e de retenção de água nos solos têm sido propostos e estudados na literatura, para as mais diversas aplicações (hidrológica, hidrogeológica, geotécnica, de comportamento e dinâmica da água, consumo e produção agrícola)⁶.

Os modelos numéricos empíricos propostos na literatura, que relacionaram ψ e θ como uma função matemática analítica, utilizam em sua maioria, a distribuição de poros na matriz do solo e ou o grau de saturação efetiva (S_e) para seus ajustes. Suas relações foram progressivamente estudadas desde meados do século XIX, sendo:

$$S_e(\%) = \frac{(\theta - \theta_r)}{(\theta_s - \theta_r)} \quad (1.2)$$

onde, S_e é adimensional; θ é a umidade relativa do solo em $\text{cm}^3.\text{cm}^{-3}$; θ_r é a umidade residual em $\text{cm}^3.\text{cm}^{-3}$; θ_s é a umidade na saturação em $\text{cm}^3.\text{cm}^{-3}$.

Os modelos propostos nas últimas duas décadas com boa precisão – e bastante utilizados – são os de van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994). Trata-se de equações matemáticas propostas para a determinação da condutividade hidráulica dos solos, a partir de parâmetros ajustados de acordo com o tipo de distribuição de poros e tortuosidade do solo.

A mais famosa delas é a equação de van Genuchten (1980), que foi obtida empiricamente e possui três parâmetros de ajuste das CRAs uni-modais, “ α ”, que está relacionada com o tamanho e com a distribuição dos poros no solo (1/metro) e “ m ” e “ n ”, que estão relacionados com as inclinações e assíntotas das CRAs (adimensionais), como se segue:

$$S_e = \left(1 + |\alpha\psi|^n\right)^{-m} \quad (1.3)$$

onde, “ α ”, “ m ” e “ n ” > 0 e ψ em kpa.

Para os ajustes de van Genuchten (1980), com independência de parâmetros, restrição de Bourdine (1953) e restrição de Mualem (1976) foi utilizada a proposta sugerida

⁶ Ver: Darcy-Buckingham, 1856; Green-Ampt, 1911; Gardner, 1937; Childs e Collins-George, 1950; Bourdine, 1953; Van Genuchten, 1980; Brooks and Corey, 1964; Farrel and Larson, 1972; Rogowski, 1972; Mualem, 1976; Haverkamp, 1977; Gerke e Van Genuchten, 1993a; Durner, 1994; Kutilek and Nielsen, 1994; Fredlund e A. Xing, 1994a, 1994b; Dexter *et al.*, 2008; Fredlund e Gitirana Jr., 2004; dentre outros.

por Carducci *et al.* (2010) que usa ajustes bimodais baseados na curva teórica S dupla exponencial de Dexter *et al.* (2008) para estimativas de dois pontos de inflexão de Dexter e Bird (2001).

A equação denominada pelos autores como Duplo van Genuchten é um ajuste realizado para 40 amostras de cerrado com muito boa aproximação aos dados obtidos por Carducci *et al.* (2010), tanto quanto aos dados do presente trabalho, com correlações (R^2) acima de 0,9, sendo:

$$\theta = \theta_r + \frac{w_2 - \theta_r}{[1 + (\alpha_r \psi)^{n_r}]^{m_r}} + \frac{\theta_s - w_2}{[1 + (\alpha_e \psi)^{n_e}]^{m_e}} \quad (1.4)$$

onde, w_2 é a umidade no platô assintótico intermediário da curva; α_e e α_r correspondem a parâmetros que conferem dupla porosidade, um da estrutura do solo (agregados ou macroporos) e outro, da textura do solo (microporos), respectivamente (1/metro); “ m_e ”, “ n_e ”, “ m_r ” e “ n_r ” são os parâmetros de ajuste de curvatura do modelo, os dois primeiros, do platô assintótico de saturação ao intermediário, e os dois últimos, entre o platô intermediário e o residual.

As premissas da aplicação da equação de van Genuchten (1980) consideram a água e os solos incompressíveis, o potencial de pressão na zona saturada nulo e as condições de isotropia no solo, tal qual Fredlund e Xing (1994) propuseram um modelo matemático estatístico de ajuste de curvas de retenção para prever a permeabilidade dos solos. Para esses dois últimos autores, a base das frequências de distribuição de poros no solo, não depende da θ_r para ser ajustada, mas possui uma função de correção $C(\psi)$ que utiliza a tensão de sucção da umidade residual (ψ_r), como se segue:

$$\theta = C(\psi) \frac{\theta_s}{\{\ln[e + (\psi / \alpha)^n]\}^m} \quad (1.5)$$

$$C(\psi) = \frac{-\ln(1 + \psi / \psi_r)}{\ln[1 + (1,000,000 / \psi_r)]} + 1 \quad (1.6)$$

onde, “ e ” é o número natural (2,718281...).

As equações 1.3 e 1.5 caracterizam-se por apresentarem duas assíntotas relacionadas aos conteúdos de água no solo correspondentes à saturação e ao conteúdo residual, e um

ponto de inflexão entre os platôs, o qual é dependente dos atributos do solo, sendo a sua forma e inclinação reguladas por parâmetros empíricos de ajuste do modelo e que estão relacionados às características texturais e estruturais do solo (VAN GENUCHTEN, 1980; DEXTER, 2008; CARDUCCI *et al.* 2010). Porém, o uso desses ajustes para solos com diferentes características de porosidade podem subestimar o conteúdo de água no solo, por quanto forçosamente, obriga a curva a um ajuste uni-modal num intervalo de pressões mínimas (próximo à saturação) a máximas (umidade residual) (DURNER, 1994).

O uso do ajuste uni-modal em alguns solos tende a subestimar o conteúdo de água próximo à saturação e no intervalo de porosidade drenável, bem como, superestimá-lo perto da umidade residual, implicando uma necessidade de ajuste bi ou trimodal dos modelos, com um ajuste para as condições próximas da saturação, um segundo para o intervalo de umidades médias de sucção nos mesoporos e um terceiro próximo à umidade residual (MALLANTS, 1997).

Anos mais tarde, Gitirana Jr. e Fredlund (2004) propuseram outro método que relaciona ψ com Se ao invés de θ e que prevê um ajuste bimodal para o ajuste das CRAs sem dependência entre parâmetros. Segundo os autores, as curvas bimodais são descritas por quatro hipérboles e que o modelo atendeu muito bem às características de solos argilosos brasileiros (CAMAPUM DE CARVALHO *et al.*, 2002), nos quais, as relações entre os teores de água e pressões de sucção devem variar num intervalo de 0 a 10^6 kpa e são descritas como:

$$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + (\psi / \sqrt{\psi_{b1} \cdot \psi_{r1}})^{d_1}} + \frac{S_2 - S_3}{1 + (\psi / \sqrt{\psi_{b2} \cdot \psi_{r1}})^{d_2}} + \frac{S_3 - S_4}{1 + (\psi / \sqrt{\psi_{b2} \cdot \psi_{r2}})^{d_3}} + S_4 \quad (1.7)$$

onde, S_1 , S_2 , S_3 e S_4 são os graus de saturação para as quatro hipérboles em percentagem; ψ_{b1} e $\psi_{b2} > 0$ e são valores de entrada de ar nos poros em kpa; ψ_{r1} e ψ_{r2} são as pressões nos platôs intermediário e residual, respectivamente em kpa e, d_1 , d_2 e d_3 estão relacionados à curvatura das hipérboles e são chamados pelos autores de fatores de ponderação (adimensionais).

Devido ao arranjo estrutural, à composição químico-mineralógica e à sua estreita relação com o grau de intemperismo, os solos tropicais lateríticos apresentam comportamento hidrodinâmico singular, pois apresentam elevada porosidade, distribuída entre os agregados (macroporosidade) e, no interior desses, outra estrutura de microporos

(microporosidade), que lhes confere uma estrutura bimodal de retenção de água nos solos (CAMAPUM DE CARVALHO *et al.*, 2012).

Segundo Carducci *et al.* (2010), os solos de cerrado apresentam elevada porosidade drenável e um elevado volume de poros com diâmetro extremamente pequeno, mas não apresentam volume de poros intermediários representativo. Devido às elevadas forças de capilaridade e adsorção da água higroscópica nesses microporos, boa parte da água fica retida em seu interior e não se torna disponível ao consumo das plantas (REICHARDT, 1996; GIAROLA *et al.*, 2002).

A dupla porosidade confere dupla permeabilidade a esses solos, que consiste basicamente em duas regiões de interação, cujos comportamentos se dão em diferentes intervalos de valores de ψ_m . Na primeira, representada por pressões pequenas e mais próximas da saturação, a permeabilidade é maior e ocorre entre os agregados do solo com diâmetros maiores (macroporos ou fraturas), menor tensão superficial da água e ângulo de ataque entre as moléculas de água, ar e solo o que leva a uma menor força de retenção. Na segunda, há uma hidrodinâmica dentro dos microporos ocasionada por descontinuidades na fase líquida (ar e água no interior dos poros), diâmetro de poros muito pequenos, aumento da tortuosidade (microporos), maior tensão superficial e, conseqüentemente, a ocorrência de diminuição da permeabilidade e uma força maior de retenção (HILLEL, 1980; LIBARDI, 1995; ŠIMŮNEK e VAN GENUCHTEN, 2008; ROTH, 2011).

1.6.3 Cálculo da água no solo

Tome-se um dado volume de solo cuja forma seja a de um paralelepípedo com face superior coincidente com a superfície do solo e em cujo espaço poroso coexista ar e água como na Figura 1.6.

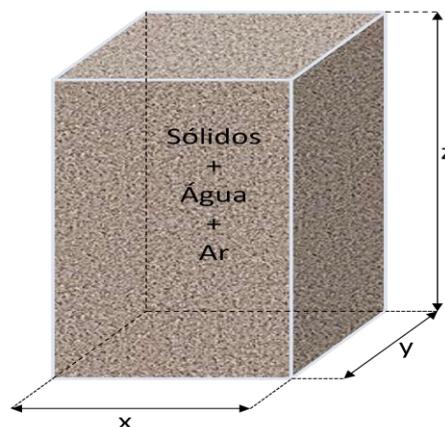


Figura 1. 6 - Solo preenchido por água e ar.
Fonte: HILLEL, 1980. (Adaptado).

Para o volume total deste bloco tem-se, $V = xyz$, onde, V_s volume de seus sólidos, num determinado instante, V_a o volume da solução do solo e V_{ar} o volume de ar no seu interior no mesmo instante, logo tem-se:

$$V = V_s + V_a + V_{ar} \quad (1.8)$$

Para o volume do espaço poroso, $V_p = V_a + V_{ar}$: num solo de estrutura rígida, o volume do espaço poroso é constante e, portanto, quando V_a aumenta (ou diminui), V_{ar} diminui (ou aumenta) do mesmo valor. Igualmente, se num dado instante, denominar-se m como a massa do solo úmido, m_s a massa de seus sólidos e, no mesmo instante, m_a a massa de água e m_{ar} a massa de ar ocupando o espaço poroso, tem-se:

$$m = m_s + m_a + m_{ar} \quad (1.9)$$

Entretanto, em comparação à magnitude dos valores da massa de sólido e água em relação à massa de ar, m_{ar} será desprezível para fins de cálculo; daí:

$$m \cong m_s + m_a \quad (1.10)$$

A partir destas premissas, pode-se calcular diversas características do bloco da Figura 1.6, que envolvem o teor de água e sólidos e suas massas correspondentes. Seguem-se então os cálculos de água no solo onde:

⇒ Densidade dos sólidos (ρ_s)

A densidade dos sólidos é por definição, a razão entre a massa total e o volume total dos sólidos de um solo, então temos:

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s} (\text{Kg} \cdot \text{m}^{-3}) \quad (1.11)$$

⇒ Densidade do solo (ρ)

A densidade do solo não exclui o volume ocupado pelos poros contidos no solo; e tem-se então a massa total do corpo de prova e seu volume, onde:

$$\rho = \frac{m}{V} (\text{Kg} \cdot \text{m}^{-3}) \quad (1.12)$$

⇒ Porosidade do solo (e_p)

A porosidade do solo quantifica a fração do volume do solo ocupada pelos poros, onde:

$$e_p(\%) = \left(\frac{V - V_s}{V} \right) \cdot 100 \quad \text{ou} \quad e_p(\%) = \left(1 - \frac{\rho}{\rho_s} \right) \cdot 100 \quad (1.13)$$

⇒ Umidade volumétrica do solo (θ)

A umidade volumétrica do solo é representada pela razão do volume de água presente na amostra e seu volume total, sendo:

$$\theta(\%) = \left(\frac{V_a}{V} \right) \cdot 100 \quad (1.14)$$

⇒ Saturação relativa (θ_r)

O índice que mede a fração cheia de água de um volume qualquer de solo, tomando como base o volume de poros, recebe o nome de saturação relativa θ_r , onde:

$$\theta_r(\%) = \left(\frac{V_a}{V - V_s} \right) \cdot 100 \quad (1.15)$$

Segundo Libardi (1995), “a vantagem de se utilizar este índice é que sua amplitude de variação é de zero a 100%, isto é, solo saturado (100%) e solo completamente seco (0%)”.

1.6.3.1 Armazenagem de água no solo

O conceito de armazenagem de água no solo pode ser representado esquematicamente num bloco retangular de solo onde toda sua água foi retirada e colocada logo acima de sua superfície assim como na Figura 1.7. O volume de água retirada V_a será:

$$V_a = x \cdot y \cdot h \quad (1.16)$$

onde, h é a altura d'água, e $x \cdot y$ é a área da superfície do solo, que é idêntica à área da superfície da água. Portanto:

$$h = \frac{V_a}{x \cdot y} \rightarrow (\text{metros de água}) \quad (1.17)$$

Da definição do teor de umidade:

$$\theta = \left(\frac{V_a}{V} \right) = \left(\frac{V_a}{x.y.z} \right) = \left(\frac{x.y.h}{x.y.z} \right) = \frac{h}{z} \quad (1.18)$$

Tem-se:

$$h = \theta.z \rightarrow \left(\frac{m^3 \text{água}}{m^2 \text{solo}} \right) \quad (1.19)$$

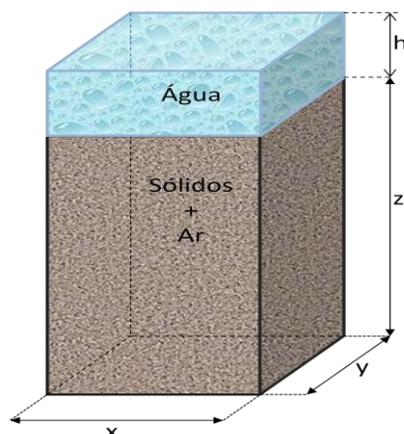


Figura 1. 7 - Bloco esquemático de um volume de sólido com sua fração líquida separada.

Fonte: Hillel (1980) (Adaptado).

Segundo Libardi (1995) e Reichardt (1996), para o cálculo da altura de água por meio dessa expressão, deve-se considerar a umidade do solo θ constante com a profundidade, bem como determinar a umidade de cada incremento Δz , de tal maneira que a altura de água existente no perfil seja dada pelo somatório:

$$h \cong \sum_i^k \theta_i \cdot \Delta z_i \quad (1.20)$$

onde, θ_i e Δz_i são a umidade e a espessura do incremento de profundidade “i”, respectivamente e “k” o número destes incrementos. Neste somatório a área aproximada da curva θ versus z é conhecida como perfil de umidade (Figura 1.8). Quando $\theta \Delta z \rightarrow 0$, pode-se definir o limite da equação para o cálculo integral, como:

$$h = \int_{z_i}^{z_f} \theta_z dz \quad (1.21)$$

onde, θ_z é a função do perfil de umidade; dz a diferencial da variável independente z ; z_i e z_f são duas profundidades arbitrárias quaisquer, sendo z_f sempre maior que z_i .

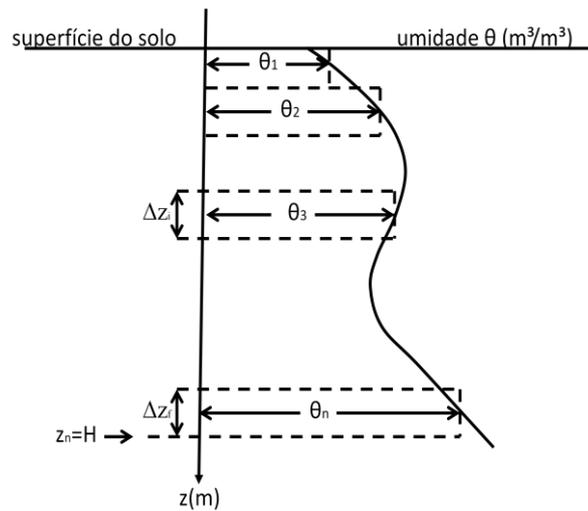


Figura 1. 8 - Perfil de umidade de um solo qualquer.
Fonte: Libardi (1995) (Adaptado).

Como esta altura de água h representa a água que o solo está armazenando numa determinada camada, pode então, ser chamada de armazenagem e, portanto, representa a área sob a curva de um gráfico da umidade volumétrica θ em função da profundidade arbitrária do solo, sendo igual à quantidade de água (em metros de coluna d'água) existente em qualquer camada de um perfil de solo (LIBARDI, 1995). Considerando uma situação na qual $z_i = 0$ e $z_f = H$, a equação se torna, nestas condições:

$$h_L = \int_0^H \theta_z dz \quad (1.22)$$

sendo L a profundidade do solo até onde se deseja calcular a armazenagem. Assim, h_L representa a armazenagem do perfil de profundidade L (em metros). Porém, para cálculo do valor verdadeiro da armazenagem de água num perfil de solo L , é preciso conhecer a função de θ_z para calcular h_L analiticamente.

1.6.3.2 Variação da armazenagem de água no solo

Segundo Libardi (1995) a equação $h_L = \theta \cdot z$ é uma importante relação, muito utilizada em irrigação, para o cálculo da quantidade de água que se deve adicionar a um solo para trazê-lo a uma determinada umidade de interesse. Num solo de profundidade z e uma umidade inicial θ_i , constante ao longo de z , desejando-se a quantidade de água adicionada (Δh) para trazê-la à umidade final θ_f , também constante ao longo de z , aplica-se a equação:

$$h(\text{inicial}) = \theta_i \cdot z \text{ e } h(\text{final}) = \theta_f \cdot z \quad (1.23)$$

Consequentemente:

$$\Delta h_L = z(\theta_f - \theta_i) \quad (1.24)$$

Levando-se em conta a não constância do teor de água no solo θ com a profundidade, a equação correta a ser aplicada para o cálculo de Δh em uma camada desde a superfície do solo até a profundidade H, é:

$$\Delta h_L = \int_0^H \theta_f dz - \int_0^H \theta_i dz \quad (1.25)$$

Portanto, tem-se num determinado tempo um perfil de umidade, e num tempo posterior, outro perfil. A área compreendida entre estes dois perfis representa, a variação de armazenagem dada pela equação 1.25, isto é, armazenagem no tempo t_f (primeiro termo do segundo membro) menos a armazenagem do t_i (segundo termo do segundo membro) (LIBARDI, 1995; HILLEL, 1980).

1.7 Movimento e infiltração de água no solo

Infiltração é o processo de entrada de água para o interior do solo, através dos poros presentes na estrutura do material inconsolidado. Green-Ampt (1911), Chow (1964), Viessman (1977), Bouwer (1978), Hillel (1980), Todd (1980); Linsley (1982), Libardi (1995), Reichardt (1996), Canholi (2005), Tucci (2009) e Roth (2011), concordam que o processo de infiltração é limitado por um conjunto de fatores estruturais do solo e das características do local.

Alguns exemplos dos fatores estruturais do solo são: permeabilidade, condutividade hidráulica, porosidade e índice de vazios, granulometria dos grãos, composição mineralógica, compactação, teor de água presente ou saturação e retenção característica do solo em diferentes valores de umidade. Quanto às características do local, pode-se citar: declividade, uso e ocupação, tipo de cobertura vegetal, aporte de água (precipitação e irrigação), viscosidade da água (relativa à temperatura ambiente local) e até mesmo a profundidade do lençol. Quando próximo a superfície, o aquífero freático pode alterar as condições de dinâmica da água no solo devido a influência de forças capilares (TODD, 1980; HILLEL, 1980; LIBARDI, 1995).

Basicamente o processo de infiltração de água no solo, inicialmente seco e texturalmente uniforme é ilustrado na Figura 1.9 e explicado por Hillel (1980). No início da chuva, após as perdas por interceptação e dos efeitos de adsorção a camada mais superficial do solo começa a inchar-se de água, ou seja, o teor de água (θ) eleva-se por unidade de volume de solo saturando o solo em vários milímetros de espessura.

Este aporte de água no solo responde aos potenciais mátricos do solo e satura a camada superficial do solo criando uma frente de molhamento ou umedecimento. Esta frente de umedecimento é transmitida à camada de solo subsequente, pois como explica Hillel (1980), o solo subsequente à frente de umedecimento tem um gradiente de sucção muito maior que o da camada limítrofe desta frente, causando assim, um fluxo de água para a camada subsequente. Quando a frente de umedecimento alcança a zona capilar ou de umedecimento, as diferenças entre os gradientes de capilaridade e de sucção na frente de molhamento e da camada de solo subsequente já não são mais tão severas e fazem com que a frente de umedecimento não avance (HILLEL, 1980; ROTH, 2011).

A seguir, na Figura 1.9, apresentam-se as etapas dos fenômenos de movimento da água no solo e condições de fluxo descendente no perfil do solo.

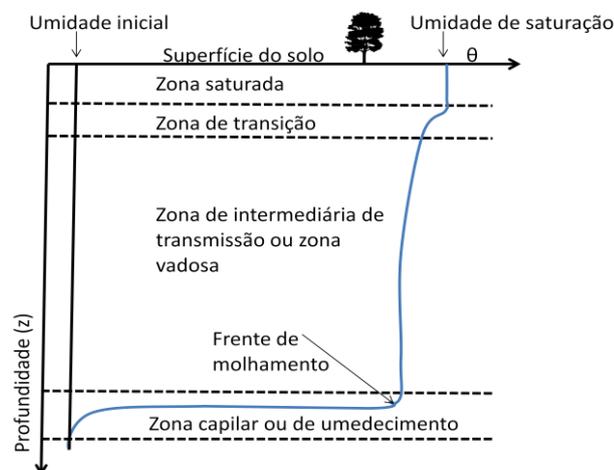


Figura 1. 9 - Zonas de umedecimento no processo de infiltração
Fonte: Hillel (1980) (Adaptado).

1.7.1 Condutividade hidráulica

A condutividade hidráulica foi dada por Darcy, em 1856, que utilizou um experimento sobre infiltração vertical de água em filtros de areia homogênea sob condições de saturação.

A constante de proporcionalidade K refere-se à capacidade de transmissão do líquido por um meio poroso qualquer, sendo uma propriedade intrínseca do meio que traduz a velocidade com que um determinado líquido atravessa um material poroso qualquer. A condutividade hidráulica é a mais importante propriedade que governa o movimento da água no solo.

A água em estado líquido flui devido ao gradiente de potencial existente. Sendo a direção do fluxo da zona com maior potencial para a de menor potencial e, dependendo da quantidade de água no solo, tem-se a condutividade hidráulica saturada (PALMA, 2004). Na Figura 1.10, verifica-se que o aumento do teor de umidade de 0,1 para 0,5 faz com que a tensão de sucção reduza de 600cm para um valor quase nulo, pois estas forças dependem da superfície livre para a tensão superficial agir. O aumento do teor de umidade de 0,2 a 0,5 provoca um aumento da condutividade relativa de 0 até aproximar-se de 1, pois com o surgimento de uma carga hidráulica as forças gravitacionais que promovem o escoamento no solo aumentam.

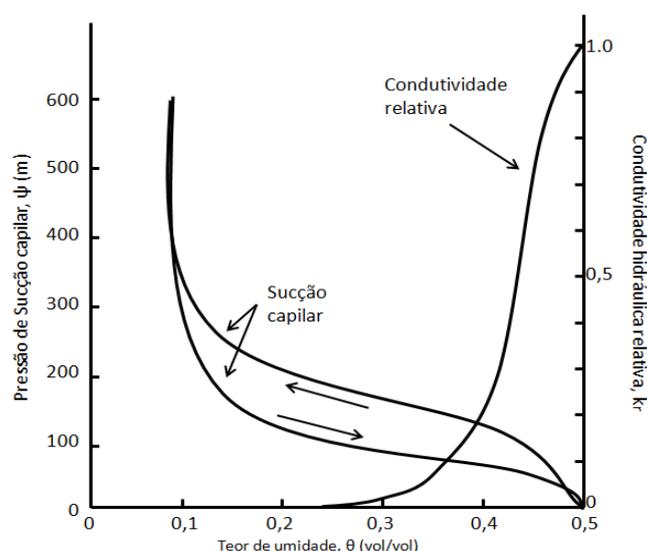


Figura 1. 10 - Relação entre o teor de umidade, a sucção capilar relativa e a condutividade hidráulica de uma chuva de intensidade constante.

Fonte: MEIN e LARSON, 1971 (Adaptado).

Entretanto, no caso de uma precipitação de intensidade igual à taxa inicial de infiltração, quando o acréscimo de umidade aumenta até a saturação a condutividade hidráulica do solo é diminuída até uma taxa constante como representado na Figura 1.11. A geração do escoamento superficial inicia-se a partir do momento em que a intensidade da precipitação começa a ficar maior que a capacidade de infiltração de água no solo.

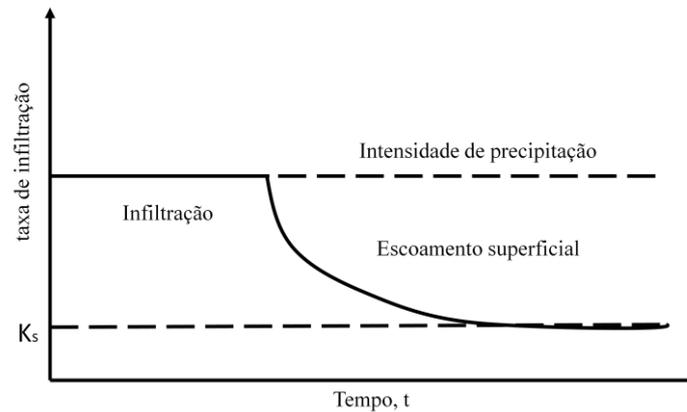


Figura 1. 11 - Taxa de infiltração versus tempo para uma dada precipitação com intensidade constante.
Fonte: Mein and Larson, 1971 (Adaptado).

1.7.2 Densidade de fluxo

A densidade de fluxo representa, a vazão de solução por unidade de área de secção transversal de solo e, dimensionalmente, tem unidade de velocidade; corresponde, portanto, a uma distância percorrida num intervalo de tempo para uma dada seção de solo. No entanto, a densidade de fluxo não representa a velocidade real da água no solo por se tratar da velocidade de uma seção de líquido e não da água através da mesma área da seção, mas agora, formada por um meio poroso qualquer (LIBARDI, 1995). Essa densidade pode ser dada por:

$$q = \frac{V_{sol}}{A.t} \quad (1.26)$$

onde, V_{sol} é o volume de solução; A é a área; e, t é o tempo.

1.7.2.1 Medida da condutividade hidráulica em solos não saturados

O primeiro trabalho que quantificou o movimento da solução em solo não saturado foi o de Buckingham (1907). Há diversas opções de ensaios de campo para determinação da condutividade hidráulica, que podem ser realizados em furos de sondagens, em poços ou em cavas, aproveitando-se piezômetros e utilizando-se equipamentos e arranjos especiais, como os infiltrômetros. A seguir são citados alguns tipos de ensaios para determinação da condutividade hidráulica em campo:

- Ensaios com permeâmetros em furos de sondagens, como o Permeâmetro Boutwell (BOUTWELL e DELRICK, 1986);

- Ensaios com permeâmetros de ponta porosa, como o Permeâmetro BAT (TORTENSON, 1984);
- Ensaios de infiltração, utilizando infiltrômetros ou permeâmetros “*Air Entry*” (BOWER, 1966);
- Ensaios de infiltração utilizando permeâmetros de Guelph (ELRICK, 1989);
- Perfil instantâneo (HILLEL, 1980);
- Ensaios com drenos subterrâneos (BOUWER, 2002).

1.8 Equação da continuidade na dinâmica de água nos solos

A equação da continuidade serve para descrever uma situação não estacionária ou transiente e estabelece matematicamente, que não há perdas ou destruição de massa no sistema estudado (TODD, 1980; HILLEL, 1980; LIBARDI, 1995). Basicamente a equação da continuidade considera que a variação da quantidade de massa que entra e a que sai é igual à armazenagem no sistema, como se segue:

$$Q_s = Q_e - \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad (1.27)$$

onde, Q_s é a vazão de infiltração na trincheira e vala de infiltração; Q_e é a vazão de entrada no sistema FVT; e, $\frac{\Delta V}{\Delta t}$ é a variação do volume de água armazenado no solo.

1.9 Equação de Darcy e movimento da água em solos não saturados

A equação de Darcy é válida somente para fluidos incompressíveis, condições de mesma temperatura, fluxo unidimensional em condições saturadas, com velocidades pequenas e em fluxo laminar. O fluxo laminar é governado pelas forças de viscosidade do fluido cujas perdas de carga variam linearmente com a velocidade (BOUWER, 1978).

Na prática, a dinâmica de água no solo ocorre, usualmente, em condições não saturadas, em que os poros estão preenchidos por água causando uma redução da área efetiva de escoamento e aumentando as incertezas do sistema, resultando então, em uma condutividade hidráulica menor que em solos saturados para um mesmo solo (HILLEL, 1980; REICHARDT, 1985).

Como a equação de Darcy se aplica ao fluxo da água apenas em solo saturado, anos mais tarde foi generalizada, principalmente, por Buckingham, em 1907, para a condição de

fluxo em solo não saturado, porém considerando fluxos horizontais onde apenas os potenciais capilares foram considerados, como se segue:

$$q = -K(\theta) \frac{\psi_m(L_1) - \psi_m(L_2)}{L} = -K(\theta) \frac{\Delta\psi_t}{L} \quad (1.28)$$

Na equação de Darcy-Buckingham, a condutividade hidráulica $K(\theta)$ e o potencial mátrico (ψ_m) do solo são funções da umidade do solo na profundidade L_i , ou seja, $\psi_t = \psi_m(\theta) - \psi_z$, onde θ é a umidade volumétrica do solo.

Neste caso, o fluxo de água é altamente dependente da quantidade de água presente no solo, variando em função da condutividade hidráulica e do teor de água presente. Desse modo, se observarmos o fenômeno de histerese do solo que é a diferença de umidade do solo para uma mesma condutividade hidráulica nos processos de secagem e umedecimento do solo, perceber-se-á que ela afeta as condições de fluxo de água no solo devido aos fatores de expansão e contração do solo em diferentes condições de acréscimo ou decréscimo da umidade (BOUWER, 1978; HILLEL, 1980; REICHART, 1996; LIBARDI, 1995). Entretanto, estas condições não serão analisadas no presente trabalho, pois assume-se como premissa inicial, que estas forças promovidas pela tensão superficial de ataque angular da molécula de água no solo, para efeitos de adsorção, serão tomadas como nulas.

1.10 Equação de Richards

A equação de Richards é originada da fórmula Darcy-Buckingham aplicada à equação da continuidade para solos não saturados e movimentos verticais e horizontais da água no solo. Caracteriza-se por ser uma equação diferencial, parcial, não linear e de segunda ordem, pois considera o fluxo nas três dimensões em que está condicionado tanto pelo potencial matricial, quanto gravitacional, portanto, pelo potencial total da água no solo (o potencial osmótico é considerado desprezível como descrito no item 1.6.1). Nessa equação, a variação do teor de umidade (θ) pelo tempo (t) e pela profundidade (\hat{z}), definem a variação da tensão de sucção matricial (ψ_m) e a condutividade hidráulica (K), como segue:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \vec{\nabla} \cdot [K(\theta) \vec{\nabla} \psi_t] \quad (1.29)$$

onde, t é o tempo; ψ_t é o potencial total da água no solo; e, $\vec{\nabla}$ o gradiente tridimensional.

A solução desta equação dá-se por método numérico e depende das curvas características do solo de potencial mátrico de sucção (ψ_m) e da condutividade (K) na profundidade. Para calcular a densidade de fluxo nas diversas profundidades, deve-se integrar a equação de Richards em relação à profundidade, obtendo:

$$\int_0^z \frac{\partial \theta}{\partial t} dz = K(\theta) \frac{\partial \psi_t}{\partial z} \Big|_z = q_z \quad (1.30)$$

onde, q_z é a densidade de fluxo da equação de Richards; ψ_t é o potencial total da água no solo; dz é a diferença infinitesimal de profundidade; z é a coordenada vertical de posição; θ é a umidade volumétrica do solo; t o tempo de redistribuição da água no solo; e, $K(\theta)$ a condutividade hidráulica K em função da umidade θ .

Rearranjando novamente em função da condutividade hidráulica temos:

$$K(\theta) \Big|_z = \frac{\int_0^z \frac{\partial \theta}{\partial t}}{\frac{\partial \psi_t}{\partial z} \Big|_z} \quad (1.31)$$

onde, a notação diferencial parcial do numerador é devido a armazenagem de água no solo ser função do tempo. Tentando simplificar a resolução desta equação, Hillel *et al.* (1972), apresentaram um procedimento de preenchimento de tabelas para determinação da densidade de fluxo de água em diversas profundidades e diversos tempos para a resolução.

1.11 Modelo de Bouwer

Entender o mecanismo pelo qual a água na superfície do solo chega até o nível freático, e vice versa, é muito importante na hidrogeologia, pois esse mecanismo determina o balanço de água no solo e o armazenamento de água no lençol. A água na superfície chega até o lençol através da infiltração da água de chuva, da irrigação, da infiltração em canais e córregos ou por recarga artificial de infiltração forçada de base ou poços de injeção. A água pode retornar à atmosfera pela evaporação da água do solo ou das plantas, pelos fluxos superficiais que escoam até as nascentes ou para o escoamento de base fluvial e, até mesmo, por atividades agrícolas que se utilizam do armazenamento subterrâneo de água, como por exemplo, o plantio de eucaliptos (BOUWER, 1978).

Bouwer (1978) desenvolveu sua equação através da equação de Green-ampt (1911) e à luz de pesquisas subsequentes (FOK, 1975 *apud* BOUWER, 1978; MAIN e LARSON, 1973; NEUMAN, 1976; e outros) e pode ser escrita como:

$$v_i = K_e \frac{H_w + L_f - \psi_{cr}}{L_f} \quad (1.32)$$

onde, v_i é a taxa de infiltração (m/s); H_a é a altura da água no canal; ψ_{cr} é o potencial matricial da camada subsequente; L_e é a espessura da camada colmatada; e, K_e é a condutividade hidráulica da camada colmatada subjacente à frente de umedecimento.

O modelo foi desenvolvido para canais e bacias de realimentação do lençol freático partindo-se da premissa que o fluxo é limitado pela camada mais próxima da coluna de água devido aos efeitos de colmatagem natural, ou seja, a condutividade hidráulica subsequente às superfícies de infiltração é maior que a da própria superfície, conduzindo a ideia que o volume de fluxo não sofre resistência hidráulica depois de infiltrar-se pelas argilas, silte e areias finas. A Figura 1.12 é um desenho esquemático do modelo de Bouwer (1978).

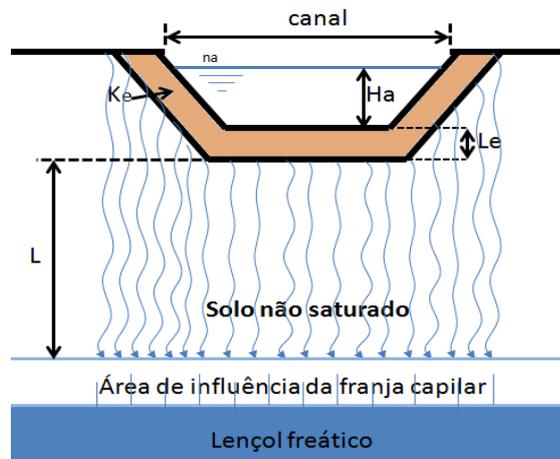


Figura 1. 12 - Geometria de um canal sobre material permeável.
Fonte: Bouwer, 1978 (Adaptado).

Segundo Bouwer (1978) a taxa de avanço da frente de umedecimento nesse caso é (dL_e/dt) é igual a (v_i/f) , onde f é a porosidade do solo capaz de ser preenchido por água e pode ser representada pela diferença entre a umidade volumétrica do solo antes e depois do umedecimento, como se segue:

$$\tau = \frac{f}{K_e} \left[L_e - (H_a - \psi_{cr}) \cdot \ln \frac{H_a + L_e - \psi_{cr}}{H_a - \psi_{cr}} \right] \quad (1.33)$$

onde, τ é a taxa de avanço da frente de umedecimento ($m.s^{-1}$).

Em estudos mais recentes, Bouwer (2002) salienta que trincheiras de infiltração favorecem a taxa de recarga de aquíferos em até 20%, e podem ser calculados pela equação 1.34, sugerida por Bouwer (1978) para poços em zonas não saturadas, que considera a distância entre o fundo do poço e o lençol suficientemente grande e que a altura de água é pelo menos cinco vezes seu diâmetro. A seguir, a equação:

$$Q_{rec} = \frac{2\pi KL_w^2}{\ln\left(\frac{2L_w}{r_w}\right) - 1} \quad (1.34)$$

onde, Q_{rec} é a taxa de recarga; K é a condutividade hidráulica do solo; L_w é a profundidade da água no poço; e, r_w é o raio do poço.

Para a utilização dessa equação em trincheiras de infiltração deve-se fazer, contudo, algumas modificações. Nesse caso aplica-se à equação um raio de poço proporcional à mesma área da seção superficial da trincheira e a altura do nível de água igual a do poço.

Bouwer (1978) ressalta que a utilização de tratamento teórico para representar o processo de infiltração requer a adoção de simplificações, considerando-se algumas condições de contorno, em função da complexidade do processo. Gautier (1998), salientou ao estudar diversos tipos de dispositivos de infiltração, que o modelo de Bouwer (1969) apresenta bons resultados para equipamentos de infiltração pois, sua formulação permite introduzir parâmetros de colmatção devido ao envelhecimento do dispositivo. Este parâmetro é denominado resistência hidráulica da superfície colmatada.

1.12 Evapotranspiração

A evapotranspiração (EVT) ocorre em função de diversos fenômenos naturais, tais como, temperatura, umidade do ar, radiação solar, velocidade do vento, condições fisiológicas da planta (estados vegetativos ou de crescimento), além de condições iniciais de umidade do solo (CHOW, 1964; BOUWER, 1978; HILLEL, 1980; LYNSLEY, 1982). Segundo Chow (1964), há vários métodos para estimativa da evapotranspiração e a maioria deles se aplica também para estimativa de evapotranspiração potencial, porém nenhum deles pode ser aplicado generalizadamente, pois os parâmetros utilizados, tais como características locais de insolação, albedo dentre outros, modificam-se entre as propostas de estudo, sobretudo em regiões diferentes.

Chow (1964) acrescenta que as equações de evapotranspiração, além de utilizarem diversos parâmetros locais para sua estimativa, também são embasados por três teorias, baseadas e calculadas por teorias físicas de evapotranspiração, balanço de energia ou por aproximações de equações empíricas que relacionam as medidas de evapotranspiração e condições climáticas. Algumas destas equações estão representadas na Tabela 1.3:

Tabela 1. 3 - Equações de evapotranspiração potencial (EVT)

Autor	Data	Período	Equações
Penman	1948	Diária	$EVT = \left(\frac{\frac{R}{L} \cdot \Delta + \gamma \cdot E}{\Delta + \gamma} \right)$
Thornthwaite	1944	Mensal	$EVT = Fc \cdot 16 \cdot \left(\frac{10 \cdot T}{I} \right)^a$
Blaney-Criddle	1950	Mensal	$EVT = 0,457 \cdot T + 8,13 \cdot p$
Jensen e Haise	1963	Diário	$EVT = (0,025 \cdot T + 0,08) \cdot \frac{G}{59}$

onde, a e I são funções das temperaturas médias mensais ($^{\circ}\text{C}$); E é a evaporação aerodinâmica ($\text{mm} \cdot \text{d}^{-1}$); F_c é o fator de correção (adimensional); G é a radiação de ondas curtas ($\text{cal} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$); L é o calor latente de vaporização (cal/mm); p é o coeficiente das horas de sol de um ano (%); R é a média da insolação mensal na atmosfera ($\text{cal} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$); T é a temperatura do ar ($^{\circ}\text{C}$); Δ é a derivada da pressão de saturação do vapor de água (mbar/K); e , γ é a constante psicrométrica (mbar/K).

1.13 Plano de Fluxo Zero

O plano de fluxo zero (PFZ) é caracterizado como o plano onde, no perfil do solo, o gradiente hidráulico vertical é zero ($d\psi/dz=0$) e foi primeiramente descrito por Richards *et al.* (1956). Os autores afirmam que o volume de água contido na zona não saturada acima deste plano está submetido a dois fluxos, ascendente por influência da evapotranspiração, e descendente por efeito da drenagem interna, enquanto abaixo desse plano, o volume de água é disponível apenas para drenagem interna profunda do solo. A Figura 1.13 representa as variações do PFZ em potencial de água no solo e umidade.

Deve ser ressaltado que a evapotranspiração abaixo do PFZ é considerada desprezível e que o PFZ não é fixo, podendo se rebaixar à medida que ocorre a drenagem. Desta forma, os volumes evapotranspirados e drenados são avaliados como mostra a Figura 1.13a, resultante das variações de umidade volumétricas θ ao longo do perfil entre os tempos

t_1 e t_2 (KHALIL *et al.*, 2003). Segundo Chow (1964) e Cooper (1979), a recarga pode ser obtida em termos potenciais, sendo associada aos volumes drenados.

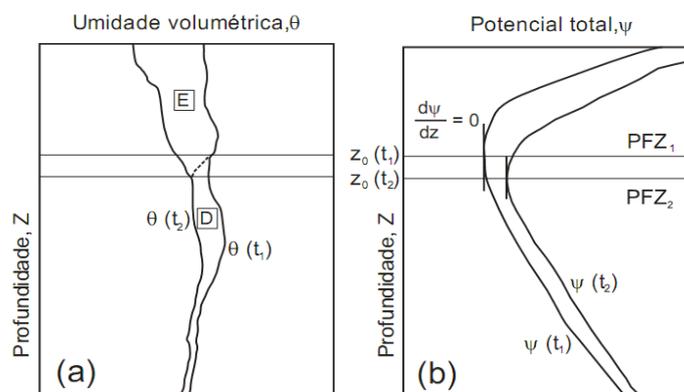


Figura 1. 13 - Princípio do método do plano de fluxo zero (PFZ)
Fonte: KHALIL *et al.*, 2003 (Adaptado).

O método de PFZ tem sido amplamente empregado (KHALIL *et al.*, 2003; HURTADO *et al.* 2005) e sua acurácia está condicionada à precisão das medidas de umidade volumétrica e de potenciais ao longo do perfil. Entretanto, o método não é recomendado para épocas muito chuvosas, quando o perfil de umidade é alto em todo perfil do solo provocando somente fluxo descendente, sem comprometer o volume infiltrado por perdas expressivas devido a evapotranspiração e, não gerando portanto, o PFZ. Este método se adéqua melhor em regiões em que há grandes variações de umidade ao longo do ano (FAGUNDES, 2010).

1.14 Balanço hídrico

Segundo Libardi (1995), o balanço hídrico pode ser estudado em várias escalas. Numa escala mundial, trata da circulação da água entre a terra e a atmosfera, conforme mostra a Figura 1.14 de Roth (2011).

De acordo com Libardi (1995), a água no continente representa 4% e a da atmosfera e 0,001% do total de água no planeta. A água do continente é constituída pelas águas dos lagos, dos rios, do solo, da água subterrânea, das capas de gelo e das geleiras. A precipitação de água pode ser chuva, neve, granizo e orvalho. A circulação de água entre a terra e a atmosfera, é muito maior nos oceanos do que sobre o continente, “isto é, em relação ao continente precipita muito mais água sobre os oceanos, mas também evapora muito mais” (LIBARDI, 1995:412).

A flecha que une o continente aos oceanos (Figura 1.14) representa a passagem da água entre eles através do deflúvio superficial (pelos rios, capas de gelo, etc.) e da água subterrânea, em milímetros por ano. O volume de água descarregado, que passa do continente para os oceanos pela superfície é da metade do volume total contribuído subterraneamente. O processo responsável por fazer todo este ciclo funcionar é a energia solar (HILLEL, 1980; LIBARDI, 1995; ROTH, 2011).

Numa escala menor (uma bacia hidrográfica, por exemplo), já se pode detalhar um pouco mais os processos. Quando a água que alcança a superfície do terreno a partir da precipitação e da neve derretida e excede a capacidade de infiltração do solo, há a geração de deflúvio superficial pela ação da gravidade. Uma parte da precipitação nem chega a atingir a superfície do solo, pois é interceptada pela vegetação e evaporada. Da porção de água que chega ao solo, parte infiltra, parte permanece nos poros do solo, e, sendo absorvidas pelas raízes das plantas, grande parte é transpirada. O que sobra percola mais profundamente alcançando o lençol freático, abaixo do qual os poros do solo são saturados, e é drenada para o rio. Em partes mais altas do terreno pode haver camadas mais densas que acumulam água subterrânea elevada que pode ser drenada para fora do solo através de veios de água e córregos intermitentes desaparecendo completamente durante o período de seca (LIBARDI, 1995; REICHARDT, 1996).

De acordo com Arnold *et al.* (2000), a estimativa da recarga pode ser quantificada por diversos métodos, pelo estudo do balanço de água subsuperficial, em área úmida, ou pelo monitoramento do movimento da água na zona vadosa, utilizando-se tensiômetros, traçadores e, ou lisímetros em climas secos.

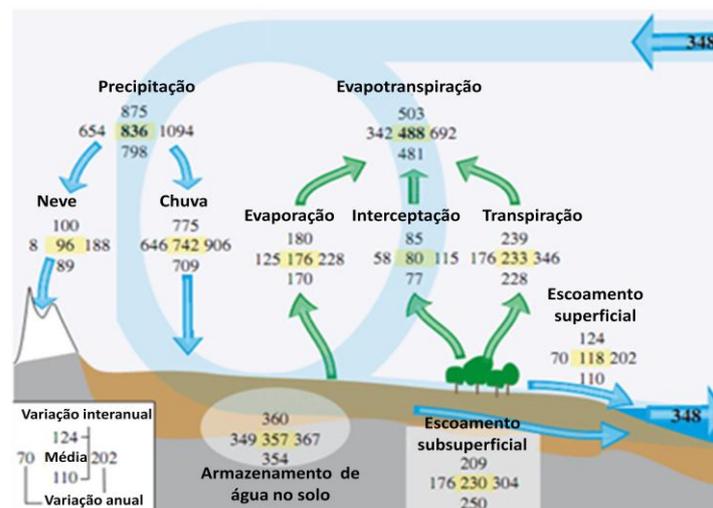


Figura 1. 14 - Ciclo da água no planeta e seus volumes em milímetros por ano para os fluxos e milímetros para os armazenamentos no solo.

Fonte: Roth, 2011 (Modificado).

1.15 Modelos hidrogeológicos

Um modelo nada mais é que uma forma de tentar produzir e representar uma situação real de forma parametrizada. Numa situação qualquer o modelo tem de ser o mais fiel possível ao fenômeno que se deseja representar. Daí vêm suas limitações, visto que, as representações de fenômenos naturais, muitas vezes, são de extrema complexidade e geram, também, um alto grau de complexidade na construção do modelo a se projetar.

Portanto, afirma Cabral (2000: 367):

[...] modelos são representações limitadas de uma situação real, e como tal têm suas limitações. Logo, um modelo matemático será representado através de equações matemáticas. No caso da hidrogeologia, são utilizadas equações que regem o fluxo subterrâneo.

Para a escolha de um modelo, deve-se atentar aos objetivos do estudo e determinar as variáveis que serão aplicadas e estarão disponíveis em quantidade e qualidade de gerar o resultado esperado. São determinantes, também, na escolha do modelo, a capacidade de analisar as respostas e interpretar os resultados e a capacidade de os equipamentos físicos serem suficientes para rodar e fazer as análises desejadas.

Com as facilidades que o sistema computacional dispõe, tanto para a aquisição de “*software*” e “*hardware*”, quanto em relação ao desempenho do equipamento, os modelos matemáticos suplantaram os modelos físicos. Dentro da modelagem matemática os modelos hidrogeológicos podem ser construídos de forma analítica ou numérica. Os modelos analíticos são uma forma simplificada de se resolver situações reais por formas de equações matemáticas, enquanto os modelos numéricos utilizam aproximações numéricas para resolver as equações diferenciais de fluxo subterrâneo a partir da discretização do problema e solução de um sistema de equações (CABRAL, 2000). A Tabela 1.4 relaciona os possíveis modelos usualmente aplicados para determinação de fluxo em solos não saturados.

De acordo com Olsson e Newell (1999) e Dochain e Vanrolleghem (2001), o processo de modelação deve considerar as seguintes etapas principais:

- Definição do problema: definir os processos a modelar e as respectivas variáveis, e quais os objetivos do modelo (dimensionamento do sistema, simulação da operação do sistema, resolução de problemas existentes, investigação);
- Obtenção de informações disponíveis;

- Seleção do modelo a aplicar (escolha de equações que traduzam os processos), que atenda aos principais fins a que se destina o modelo;
- Estabelecimento de condições iniciais e de condições de fronteira para todas as variáveis dos processos;
- Representação das equações diferenciais de forma discreta, por métodos numéricos;
- Desenvolvimento do código e “*debugging*”;
- Calibração e validação do modelo (comparando-se os resultados obtidos com os dados que não foram usados na calibração);
- Aplicação do modelo.

É útil dispor de modelos que possibilitem a simulação dinâmica do comportamento dos sistemas de drenagem, para que a análise dos resultados das medidas propostas seja equacionada e agrupada em cenários distintos. Dessa forma, a modelagem vai ser aquela que melhor representar a escala da microbacia e seus parâmetros hidrogeológicos. Os procedimentos e os modelos possíveis na identificação e quantificação da recarga estão sumarizados na Tabela 1.4.

Tabela 1. 4 – Procedimentos e métodos mais conhecidos para avaliação de recarga de águas subsuperficiais em zona não saturada

Zona Não Saturada	Físicas	Lisímetro	Utilização de lisímetros. No entanto, lisímetros são mais apropriados para cálculo da evapotranspiração.
		ZFP	Simplificação do balanço hídrico no solo abaixo do ZPF (gradiente hidráulico vertical é igual a zero).
		Lei de Darcy	Aplicação da Lei de Darcy. Obs.: A condutividade hidráulica varia com o teor de umidade do solo.
	Traçadores	CMB	A recarga é estimada a partir do balanço de massa de cloreto na água de chuva e no perfil do solo.
		Histórico	Análise da distribuição do traçador (^3H e ^{36}Cl) como um resultado de atividades acontecidas no passado.
	Numéricas	UFM	Simulação do fluxo não-saturado, por exemplo, usando a equação de Richards.

ZFP = Zona de fluxo zero; CMB = Balanço da massa de cloro; UFM = Modelagem de fluxo em condições insaturadas.

1.15.1 Modelagem de fluxo

Fazendo-se, sobre um elemento infinitesimal um balanço de massa na direção indicada na Figura 1.15, observa-se que a variação de massa no interior deste elemento é igual à massa que entra, menos a que sai, conforme a equação 1.27 e 1.36:

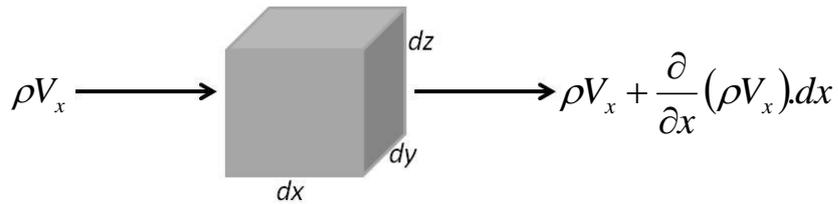


Figura 1. 15: Aplicação da equação da continuidade em um elemento infinitesimal.

Portanto, de acordo com a Figura 1.15, temos:

$$\left[\frac{\partial}{\partial x} (\rho v_x) dx \right] dy dz = \frac{\partial M}{\partial t} \quad (1.35)$$

onde, ρ é a massa específica do fluido; v_x é a velocidade de fluxo na direção; M é a massa de fluido; e, $V = (dx \cdot dy \cdot dz)$ é o volume elementar (dV).

Além disso, pode-se verificar que:

$$\frac{M}{V} = \rho \theta \quad (1.36)$$

sendo, θ o teor de umidade volumétrico do solo.

Logo, a equação 1.35, do balanço de massa, pode ser reescrita na forma da equação 1.37, como se segue:

$$\frac{\partial}{\partial x} (\rho v_x) = \frac{\partial}{\partial t} (\rho \theta) \quad (1.37)$$

A equação de Darcy-Buckingham, que relaciona a condutividade hidráulica $K(\theta)$ e o gradiente hidráulico $\left(\frac{\partial \theta}{\partial x} \right)$, considerada apenas para movimentos horizontais ou no caso em que a gravidade é nula, e escrita de acordo com a equação 1.28, pode ser empregada na Equação 1.37, resultando a equação 1.38, a seguir:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(-\rho \cdot K(\theta) \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) = \frac{\partial}{\partial t} (\rho \theta) \quad (1.38)$$

A Equação 1.38 é então a equação geral de fluxo para casos unidimensionais. De forma análoga, e considerando todas as três direções, tem-se a equação 1.39 que contempla o problema em três dimensões, e escrita como:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(-\rho \cdot K(\theta) \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(-\rho \cdot K(\theta) \cdot \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(-\rho \cdot K(\theta) \cdot \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) = \frac{\partial}{\partial t} (\rho \theta) \quad (1.39)$$

Esta é a equação diferencial geral que rege o fluxo em meios porosos, é também conhecida como Equação de Richards. Em condições normais de fluxo a massa específica do fluido ρ pode ser considerada constante, o que resulta na Equação 1.40 como se segue:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(-K(\theta) \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(-K(\theta) \cdot \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(-K(\theta) \cdot \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) \quad (1.40)$$

Considerando a densidade do fluido constante e utilizando-se o segundo membro da equação da continuidade para solução do solo em uma única direção arbitrária (equação 1.38), e substituindo-a na equação 1.40, para uma condição de contorno na qual a drenagem no perfil inicia-se quando o solo está o mais úmido possível e não há mais aporte de água na superfície, resolve-se a equação de Richards na direção vertical como:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\frac{dq}{dh} \quad \text{ou} \quad -dq = \frac{\partial \theta \cdot dh}{\partial t} \quad (1.41)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(-K(\theta) \cdot \frac{\partial h_L}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(-K(\theta) \cdot \frac{\partial h_L}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(-K(\theta) \cdot \frac{\partial h_L}{\partial z} \right) \quad (1.42)$$

ou, escrita por gradiente, que nada mais é que a equação de Richards já apresentada nos itens anteriores (item 1.10), entretanto em função da armazenagem h_L :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\vec{\nabla} \cdot [K(\theta) \cdot \vec{\nabla} h_L] \quad (1.43)$$

ou ainda, se rearranjada para a condutividade hidráulica, tem-se:

$$K(\theta) \Big|_z = \frac{\frac{\partial h_L}{\partial t}}{\frac{\partial \psi_t}{\partial z} \Big|_z} \quad (1.44)$$

Observe-se que agora a equação de Richards está escrita em função da armazenagem do solo, diferentemente da equação 1.31, num estado em que não há mais aporte de água pela superfície e, portanto, a umidade irá variar com a profundidade e decrescer com o tempo, que nada mais é que o gradiente hidráulico da equação de Richards. Pode-se então, se conhecidas as diferentes condutividades hidráulicas nas profundidades, estimar a armazenagem de água no solo.

1.15.2 Modelagem computacional

A modelagem numérica de águas subsuperficiais constitui uma ferramenta que vem sendo crescentemente utilizada para fins de gerenciamento dos recursos hídricos, e conseqüentemente, contribuindo para as análises de fluxo subsuperficial. Sanford (2002), afirmam que a poluição das águas subterrâneas tem se tornado uma importante questão para a sustentabilidade dos corpos hídricos, o que tem motivado o desenvolvimento de modelos hidrogeológicos que auxiliam as investigações sobre a trajetória destes poluentes.

A modelagem matemática do fluxo e do transporte de poluentes é uma ferramenta importante na gestão dos recursos hídricos. Sua utilização é relativamente recente, e sua importância foi revelada na década de 70, com trabalhos como os de Dey e Morison (1979).

Atualmente, os modelos numéricos dominam os estudos de modelagem de água subsuperficial devido, principalmente, aos grandes avanços na tecnologia computacional. O Internacional Groundwater Modelling Center do Holcomb Institute na Universidade de Butter em Indianapolis, Indiana, catalogou mais de quatrocentos modelos de fluxo e transporte de solutos, sendo, no mínimo, cem deles considerados eficientes. Existem muitos softwares disponíveis no mercado para modelagem de fluxo e de transporte de contaminantes, cabendo ao usuário escolher o que mais se adapte ao seu caso específico.

Dentre os programas mais conhecidos citam-se o MODFLOW, um dos softwares mais antigos e usados em problemas de hidrogeologia com interface nada amigável e entrada de dados em linhas de comando; o FEFLOW e o MIKE SHE, que possibilitam análises modestas na zona vadosa e condições de fluxo e regime de aquíferos; e o hydrus 2D/3D o qual foi utilizado neste trabalho, pois trabalha muito bem com perfis de solos não saturados, como também com a possibilidade de introduzir dados geológicos do solo, hidrológicos e de balanço hídrico da área de estudo, tais como pressões de sucção matricial do solo e valores de precipitação e evapotranspiração.

1.15.2.1 Hydrus 2D/3D

A modelagem foi realizada no software Hydrus⁷, um programa comercial desenvolvido pela “*PC-Progress Engineering software developer*” que propõe modelos hidrogeológicos analíticos de água subterrânea para meios saturados, semi-saturados e não

⁷ <http://www.pc-progress.cz>

saturados (ŠIMŮNEK, 2002). O programa oferece recursos de modelagem de fluxo de água subterrânea e métodos hidrogeológicos de dinâmica de água no solo, de modo a simular movimentos da água em meio poroso, transferências de calor, movimento de solutos e contaminantes em duas e três dimensões e em meios saturados e não saturados (ŠIMŮNEK e VAN GENUHTEN, 1985). O “*software*” Hydrus 2D/3D é capaz de mapear áreas de influências de aquíferos, limites hidrogeológicos e recarga de aquíferos.

As equações são resolvidas numericamente utilizando-se um método de elementos finitos aplicado a uma rede de elementos triangulares; a integração no tempo é conseguida usando-se uma curva de inversão, ou por meio de modelo de diferenças finitas para as condições não saturadas ou saturadas. As equações são resolvidas de forma iterativa e posterior eliminação de Gauss para matrizes bandadas, por meio de um método de gradientes conjugados para matrizes simétricas, ou pelo método ORTHOMIN para matrizes assimétricas.

O programa resolve a equação de Richards para fluxo de água em meios porosos e pode lidar com pressões de cargas hidráulicas ou de sucção (constantes ou variáveis no tempo) e limites de fluxo com fronteiras controladas pelas condições atmosféricas. Permite também, que as condições de contorno iniciais mudem durante a simulação e pode-se lidar com limites de superfície de infiltração, através dos quais a água pode fluir da superfície para a zona saturada e vice-versa.

As propriedades hidráulicas dos solos não saturados são descritas utilizando-se de diversos métodos propostos na literatura, tais como os de van Genuchten (1980), Brooks e Corey (1964), Durner (1992), Kosugi (1995), e modelos modificados de Van Genuchten (1980) para diversos tipos de funções e análises, além de considerar condições de umedecimento e secagem do solo (histerese).

Além do exposto, o Hydrus implementa o método de Marquardt-Levenberg que é um tipo de técnica de estimativa de parâmetros hidráulicos, de reação ou de transporte de água e solutos no solo, em fluxo transiente ou em estado estacionário, de forma direta ou inversa, ou seja, possibilita que, por meio de medições e de observações em campo, determinem-se os parâmetros e condições de contorno para a verificação das medições. O programa permite que vários parâmetros desconhecidos possam ser estimados a partir de observações de fluxo, pressões, concentrações, e ou fluxos de contorno instantâneos ou cumulativos (por exemplo, medidas de infiltração, de potenciais mátricos ou dados observados de dinâmica e transporte de água e solutos no solo).

Segundo Šimůnek *et al.* (1999), podem também, nos procedimentos de estimativa de parâmetros, incluir-se a retenção adicional de água no solo ou dados de condutividade hidráulica, bem como funções de contorno de parâmetros otimizados (estimativa Bayesiana).

CAPÍTULO - 2

MATERIAIS E MÉTODOS

Com o objetivo de identificar a recarga e seus correspondentes volumes no sistema de drenagem compensatória Filtro-Vala-Trincheira (FVT), organizou-se inicialmente a metodologia e um cronograma de trabalho que contemplaram, além da reunião da bibliografia e estado da arte, um reconhecimento funcional do sistema.

Realizaram-se o monitoramento ~~do sistema para identificação das condições de~~ escoamento afluente, pluviometria, o armazenamento no solo, níveis de água no interior do FVT, a infiltração e a dinâmica do sistema FVT. Analisaram-se as características do solo envolvendo permeabilidade em diferentes profundidades, curvas granulométricas e características de retenção de água no solo, índices físicos, massa específica dos sólidos, índices de vazios e medidas de potencial mátrico.

Os dados monitorados em campo e os obtidos em laboratório foram usados para cálculo dos balanços hídricos, tanto para o modelo digital Hydrus, quanto manualmente por meio do cálculo da armazenagem da água no solo. Dessa forma, comparam-se os valores de recarga pelos dois métodos.

De acordo com Arnold *et al.* (2000), a estimativa da recarga pode ser quantificada por dois métodos, pelo estudo do balanço de água subsuperficial, em área úmida, ou pelo monitoramento do movimento da água na zona vadosa, utilizando-se tensiômetros, traçadores e, ou lisímetros em climas secos. Na Figura 2.1 o apresenta-se o organograma de trabalho e na Figura 2.2 o fluxograma de trabalho das etapas envolvidas na pesquisa.

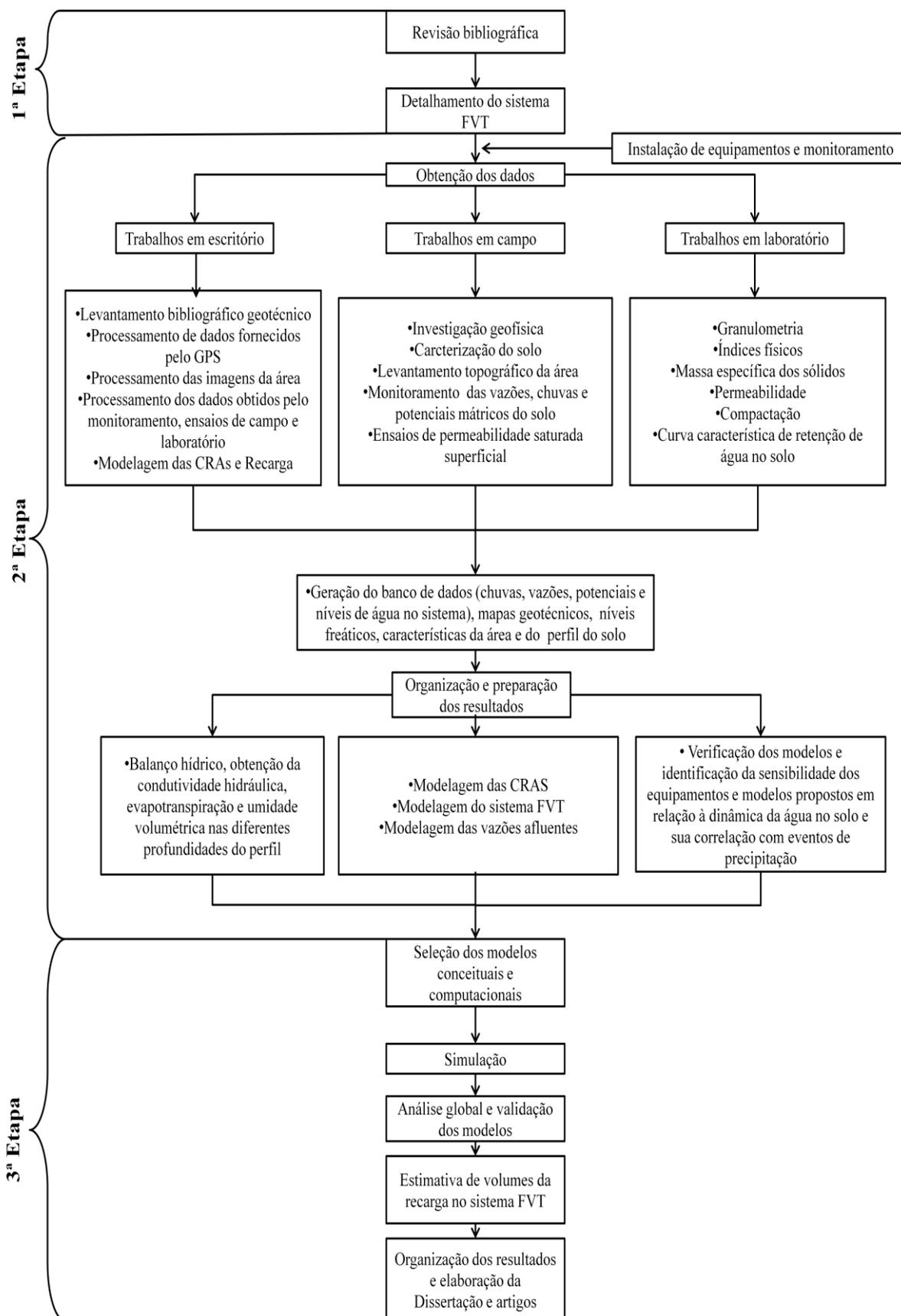


Figura 2. 1 – Organograma das etapas desenvolvidas na pesquisa

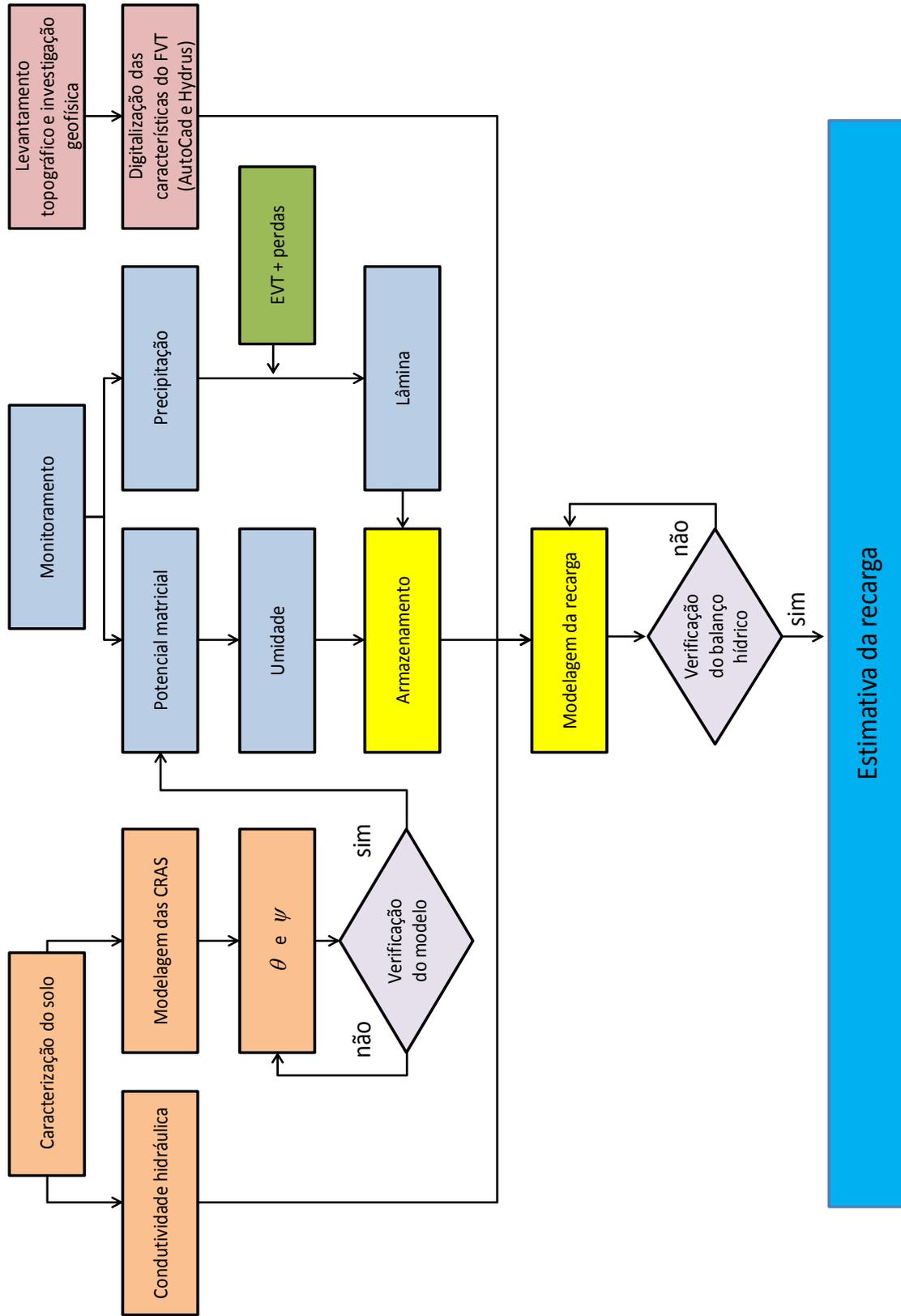


Figura 2. 2 – Fluxograma para estimativa da recarga.

2.1 Área de estudo e Projeto do sistema FVT

São Carlos é um município localizado no interior do estado de São Paulo, na região Centro-Leste do Estado (Figura 2.3). A área do município tem cerca de 1.140km² (GONÇALVES, 1986) e elevação média de 860m. A pluviosidade média local varia em torno de 1.500mm por ano e a temperatura varia entre 11°C e 16°C entre final de maio e meados de agosto e entre 17°C e 24°C no resto do ano. A cidade é um importante polo industrial e agrícola da região e é servida por importantes rodovias e ferrovias, além de ser um polo tecnológico e possuir diversas universidades. A maior parcela do município está localizada sobre solo arenoso residual da Formação Itaqueri (PONS, 2006).

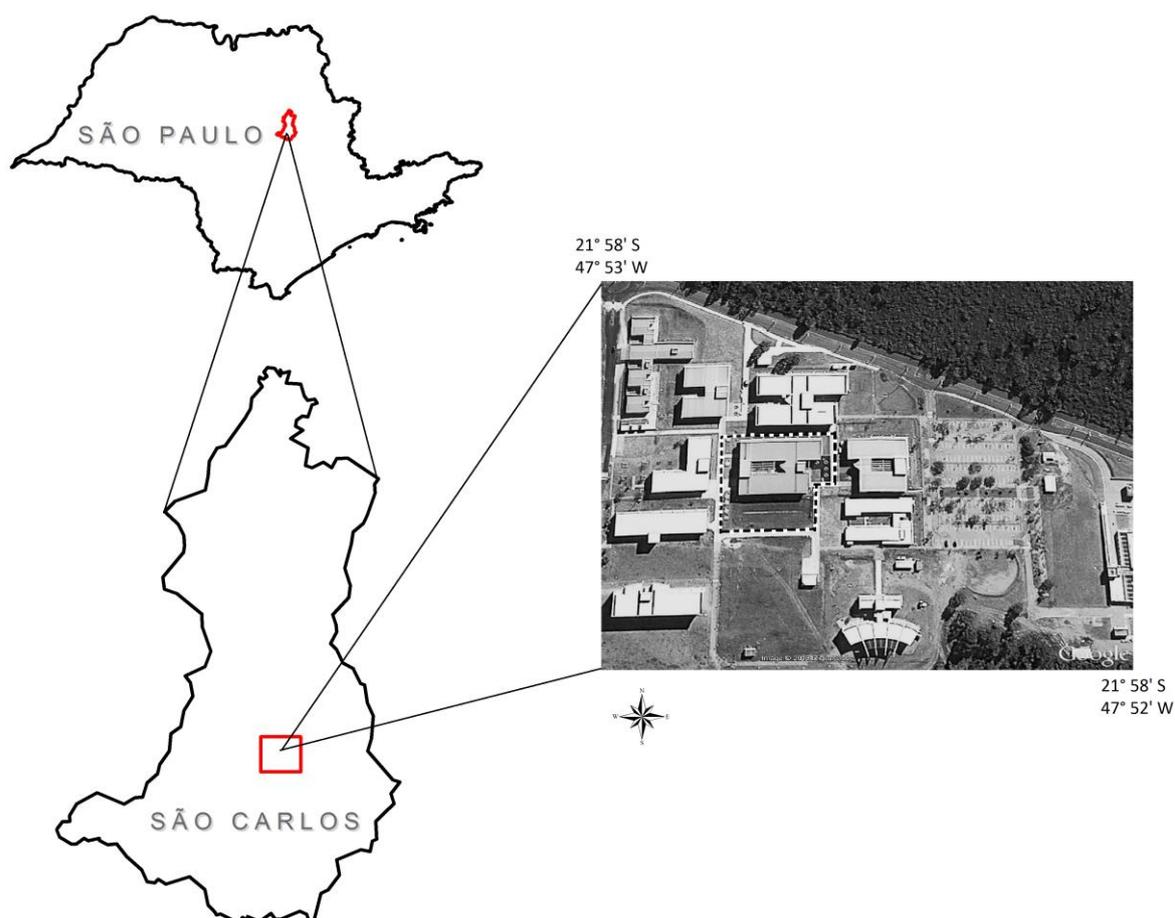


Figura 2. 3 - Mapa de localização da área de estudos

Próximo ao Departamento de Medicina da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) foi construído um sistema de drenagem compensatória Filtro-Vala-Trincheira (FVT). Este equipamento de drenagem, (Figura 2.4), tem o objetivo de controlar o escoamento superficial direto (ESD) gerado pelas áreas próximas ao edifício, retendo a água

em sua estrutura e promovendo a infiltração de água dentro de praticamente toda a estrutura (telhado, canal de distribuição, filtro, vala e trincheira), em volumes e tempos distintos. Dessa forma, o volume do ESD grado pela bacia diminui consideravelmente na rede pluvial de drenagem convencional.

O solo da microbacia experimental onde se localiza o sistema FVT são denominados como solos residuais da Formação Itaqueri, – que é um subgrupo da Formação Bauru – e possuem textura areno-argilosa característicos da região de cerrado de São Carlos. Os solos de cerrado são geralmente muito intemperizados e apresentam baixa fertilidade natural, contrastando com a elevada estabilidade dos agregados (CARDUCCI *et al*, 2010). Em termos pedológicos, o solo é denominado como Latossolo Vermelho-Amarelo Laterítico Disforme sobre a qual se localiza a maior parcela do núcleo urbano do município de São Carlos (GONÇALVES, 1986).

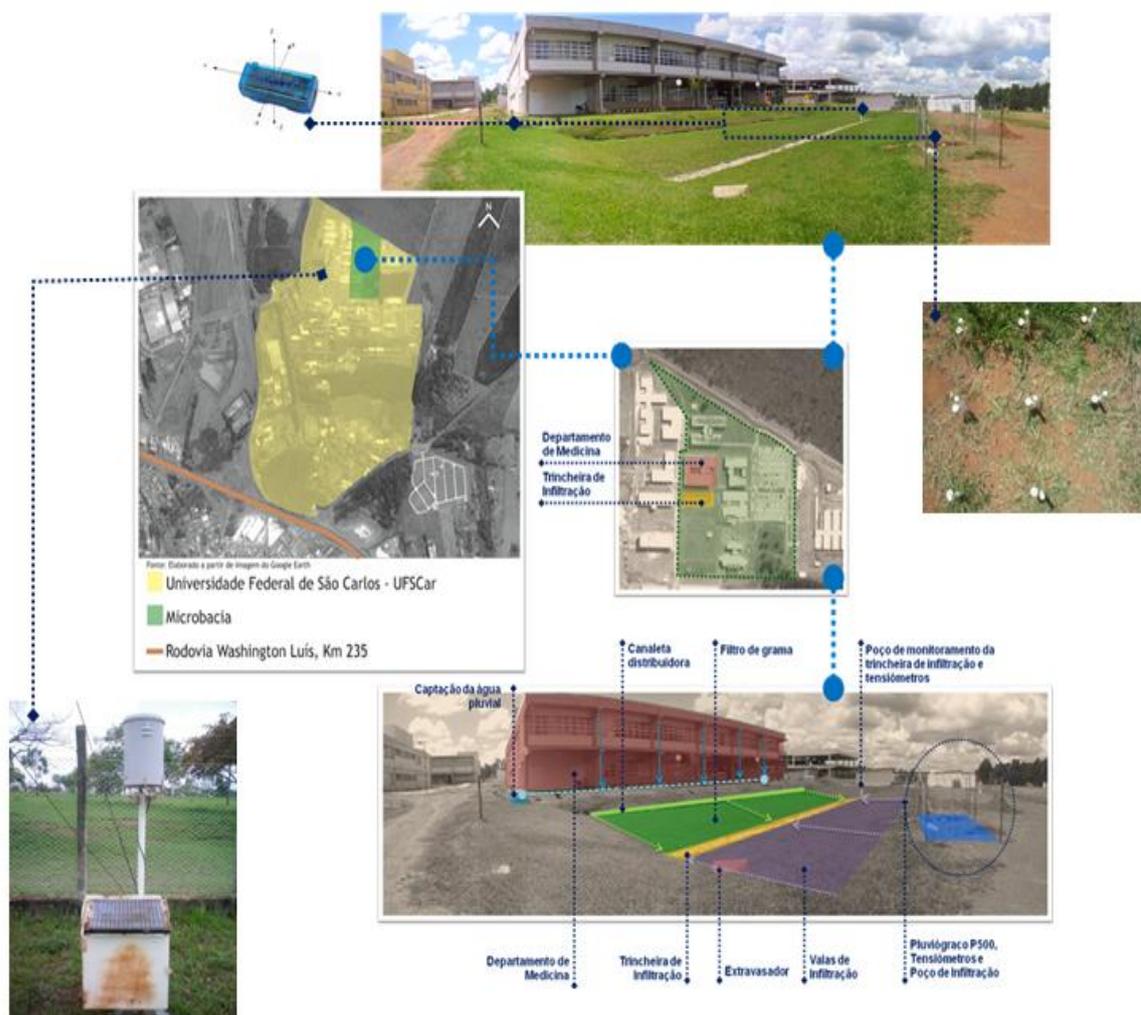


Figura 2. 4 - Sistema Filtro-Vala-Trincheira e equipamentos utilizados na pesquisa e inseridas no campus da UFSCar em frente ao Departamento de Medicina.

O sistema FVT foi projetado para captar a água de escoamento gerada pela cobertura e entorno do edifício, cujas áreas de contribuição correspondem a 1701,3m² de cobertura predial e 2200m² de área gramada (GUTIERREZ, 2011). Segundo Gutierrez (2011), no funcionamento do sistema a água captada pela cobertura predial pode ser detalhada em 7 etapas descritas a seguir e representadas nas Figuras 2.5 e 2.6.

Na primeira etapa a água advinda da precipitação é coletada pela cobertura do edifício do Departamento de Medicina e direcionada para as ligações prediais que levam o volume captado para uma canaleta de 0,60m de largura. Na segunda etapa o nível de água afluyente é medido dentro da canaleta para o cálculo de vazão e volumes captados. Na etapa seguinte o volume captado passa por um vertedor e entra em uma caixa de passagem que direciona a água para um distribuidor de água do filtro gramado. Este distribuidor é constituído por uma tubulação de 250mm de PVC perfurado, recoberto por brita e envolto em lona plástica. Na quarta etapa, o escoamento é direcionado e distribuído uniformemente por um filtro gramado. Este filtro possui inclinação de 2% e diminui consideravelmente a velocidade do escoamento promovendo uma maior infiltração de água no solo e também o armazenamento nas depressões do solo. Na quinta etapa, depois de o volume de água distribuído passar pelo filtro, será então direcionado para a vala de infiltração que possui declividade próxima de 11,5%. Na etapa seguinte a água é direcionada e retida na trincheira de infiltração, Figura 2.7. Nesta última etapa, em caso de extravasamento e volume de água superior a capacidade do sistema, o volume excedente será direcionado para uma caixa construída na bacia, a 1,75m de altura em relação ao fundo da trincheira, para direcionamento do volume extravasado para a rede de drenagem pluvial convencional (GUTIERREZ, 2011; LUCAS, 2011).

Segundo Lucas (2011) e Gutierrez (2011), o lençol freático não foi identificado durante a construção e implantação do sistema FVT e equipamentos de medições de vazão e coleta de amostras e afirmam que o nível está mais profundo que 2,00m. Nessa área, foram realizados ensaios de permeabilidade em campo (duplo anel e permeâmetro de Guelph) e em laboratório, além de ensaios de compactação, granulometria conjunta, índices físicos e massa dos sólidos.

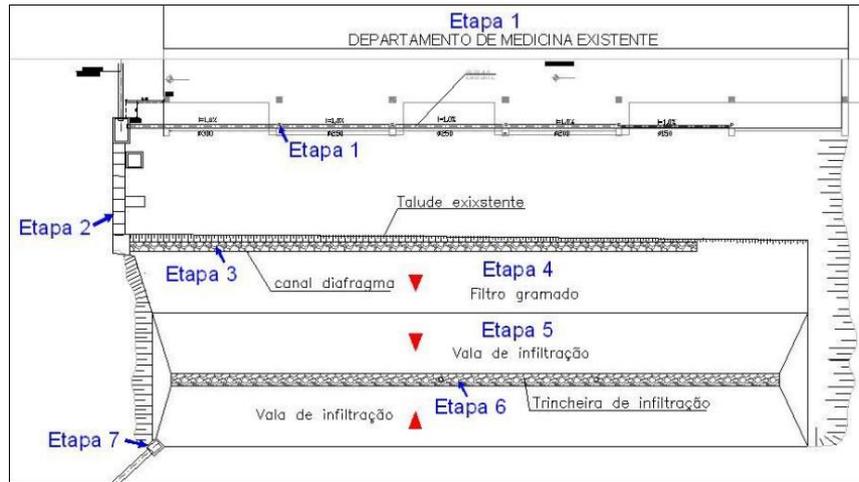


Figura 2. 5 - Planta baixa das etapas de funcionamento do sistema FVT da bacia no prédio do departamento de medicina da UFSCar.

Fonte: Gutierrez, 2011.

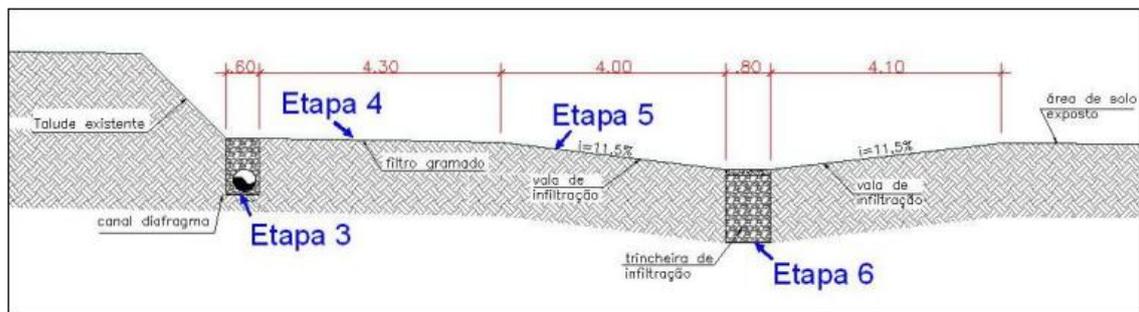


Figura 2. 6 - Perfil longitudinal do sistema FVT e etapas de funcionamento do sistema FVT da bacia no prédio do departamento de medicina da UFSCar.

Fonte: Gutierrez, 2011.

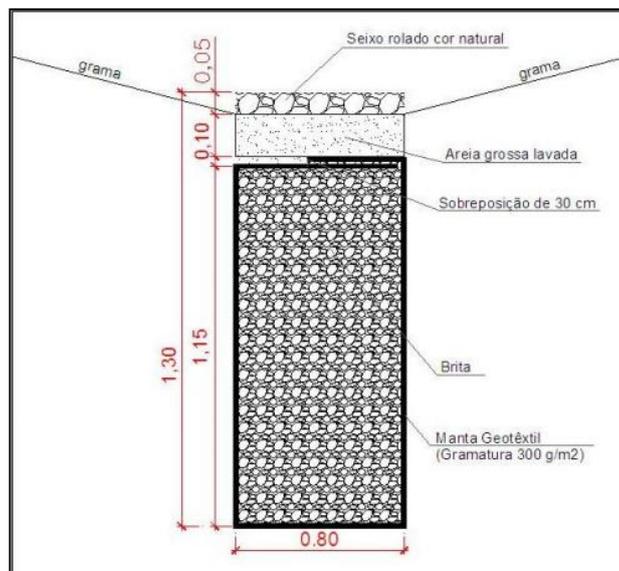


Figura 2. 7 - Corte transversal da trincheira de infiltração.

Fonte: Gutierrez, 2011.

As dimensões do sistema e volumes de projeto estão relacionadas no trabalho de Lucas Hirata (2011) e listadas a seguir:

Tabela 2. 1 - Dimensões e volumes do sistema Filtro –Vala-Trincheira de infiltração construído em frente ao departamento de medicina no campus da UFSCar.

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

*Considerada porosidade da brita 47%; **Calculado em função da geometria da vala.

Fonte: Lucas, 2011.

Sabendo as dimensões dos equipamentos drenantes, localização, características físicas e procedimentos construtivos do projeto e ainda, monitorando as vazões de entrada e volumes de armazenamento e conhecendo as precipitações características na área para cálculo do balanço hídrico (LIBARDI, 1995), intensidades de chuva para a cidade de São Carlos através da equação de chuva local (BARBASSA (1991)) e a dinâmica da água no solo (LIBARDI (1995); REICHARDT (1996), FILHO (2000), COSTA (2000), BOWER (1969)), pode-se mensurar os volumes de precipitação que promovem a infiltração que efetivamente recarrega o lençol freático.

2.2 Níveis freáticos

O nível freático foi identificado pelas prospecções geofísicas e sondagens SPT disponíveis na Prefeitura do campus da UFSCar em São Carlos - São Paulo.

2.2.1 Sondagem a percussão SPT

Os dados das fundações dos edifícios são importantes, pois possuem as datas em que foram realizadas permitindo, portanto, saber os níveis freáticos nas diferentes sazonalidades e suas variações. Estes dados foram fornecidos pelo Departamento de Engenharia Civil e pelo Escritório de Desenvolvimento Físico (EDF) da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) e que ainda estão em fase de consolidação, pois a área de estudo deste trabalho está contemplada na área de expansão da universidade.

2.2.2 Investigação geofísica da profundidade

Foram adotados dois procedimentos de investigação geofísica eletroresistiva por meio do resistivímetro Syscal Pro de 10 canais. O primeiro foi o quadripolo Schlumberger para a realização de duas SEVs; o segundo foi o quadripolo Wenner para realização da investigação geofísica na mesma linha das SEVs. Foram realizados 2 ensaios de SEV no local, em 2 de agosto de 2012 e 22 de setembro do mesmo ano e o ensaio do quadripolo Wenner em 6 de outubro de 2012.

Para as SEVs, as medições de resistividade aparente foram feitas em distâncias AB/2 (eletrodos emissores) de 1,5m; 2,0m; 3,0m; 4,0m; 5,0m; 6,0m; 8,0m; 10,0m; 15,0m; 20,0m; 25,0m; 30,0m; 40,0m; 50,0m; 60,0m; 80,0m e 100,0m.

As distâncias MN (eletrodos receptores) foram 1,0m; 2,0m; 4,0m; 10,0m; 20,0m e embreagens nas leituras de resistividade de 1,0m e 6,0m; 1,0m e 8,0m; 1,0m e 10,0m; 2,0m e 15,0m; 2,0m e 20,0m; 4,0m e 40,0m; 4,0m e 50,0m; 10,0m e 60,0m; 10,0m e 80,0m; e, 10,0m e 100,0m, respectivamente, para AB/2 e MN.

Para a determinação da inversão elétrica das SEVs, utilizou-se o método dos mínimos quadrados no programa IPI2Win[®] a fim de reduzir as distorções na pseudo-seção de resistividade aparente, originadas pela geometria do arranjo usado, com o intuito de auxiliar as interpretações hidrogeológicas dos dados de campo (seção de resistividade).

No procedimento do quadripolo Wenner a distância total foi de 270 metros de investigação e utilização de 4 eletrodos na primeira linha de resistividade com avanço de 13,5 metros que por sua vez é a distância entre os eletrodos. Para a segunda linha fez-se o dobro da distância entre os eletrodos (27,0 metros) e assim sucessivamente até a quinta e última linha com as distâncias entre eletrodos de 67,5 metros.

Uma diferença fundamental entre os quadripolos Schlumberger e Wenner é que neste último, a cada aumento do espaçamento AB aumenta-se também o espaçamento MN, mantendo-se sempre a condição $AM = MN = NB$, ou seja, para cada linha de prospecção de 270 metros a distância entre os eletrodos se manteve constante.

Para realização da inversão das resistividades obtidas no ensaio Wenner foi utilizado o software RES2DINV[®].

2.2.3 Modelagem da recarga freática pelo software Hydrus

Para a modelagem da recarga foram utilizados os dados monitorados de chuva, os parâmetros das CRAs obtidos e K_s obtida por meio dos ensaios de permeabilidade a carga constante. As unidades dos dados de entrada ficaram em metros para volumes e distâncias e em dias para variação do tempo no modelo.

O sistema FVT foi digitalmente desenhado em duas e três dimensões e para isso utilizaram-se os dados de medições topográficas em campo, realizadas por meio de nível e GPS geodésico. Para a profundidade do lençol freático foi utilizada aquela obtida pela SEV.

No desenho geométrico foram separadas as camadas de solo de 0cm a 40cm, 40cm a 100cm, 100cm a 180cm e 180cm a 250cm e parâmetros da CRA e condutividades hidráulicas saturadas correspondentes a cada profundidade. Além destas camadas foram

desenhados o diafragma de distribuição e a trincheira de infiltração. Esta última teve como parâmetros de K_s e CRA a entrada de dados padrão do programa para areia.

No ambiente digital, a face superficial do sistema FVT (áreas em planta, do diafragma, do filtro gramado, da trincheira e da vala de infiltração, Figura 2.8) foi dada como limites atmosféricos (*Atmospheric boundary conditions*). Admitiram-se também, que nas quatro faces laterais do FVT (Figura 2.8) as condições limites de fluxo foram nulas (*No flux boundary conditions*), evitando interferências laterais de contribuição de água. Na face freática, apenas os volumes infiltrados na face superficial, sem interferência de fluxos laterais, foram considerados como água recarregável advinda do sistema FVT.

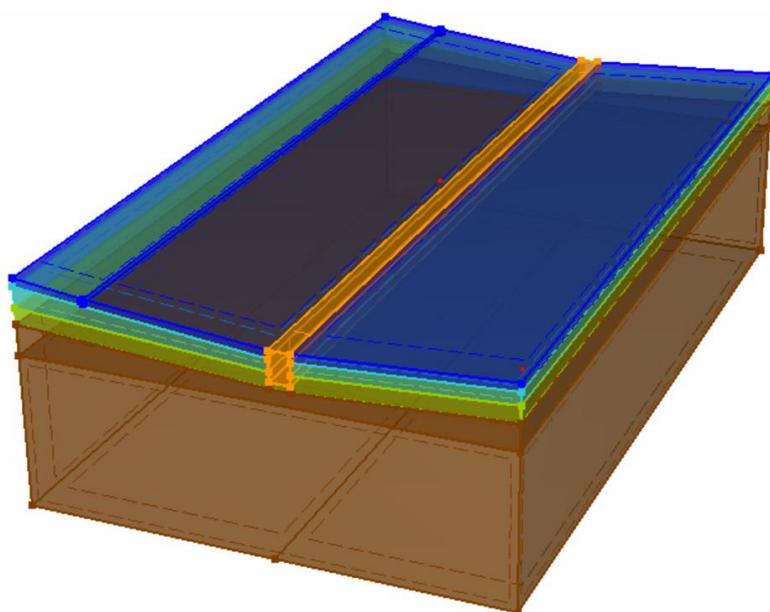


Figura 2. 8 – Sistema FVT digitalizado e projetado de acordo com as características do solo, topografia e dimensionamentos hidráulicos.

Finalmente, para o limite inferior (face freática) do sistema FVT (zona capilar) utilizou-se drenagem livre (*free drainage*) na primeira modelagem. Depois se processou novamente o programa, agora com drenagem profunda (*deep percolation*) para a face freática, mas com os parâmetros fornecidos pelo próprio programa no primeiro processamento, para tensões de sucção, umidade e volume drenado por dia. O volume recarregado não foi alterado do primeiro processamento para o segundo, apenas calcularam-se a espessura da zona capilar na segunda modelagem.

Considerando-se que o tempo de concentração da água no telhado do edifício é muito menor que o tempo de infiltração da água no solo, esse tempo foi desprezado para simplificação de cálculo. Então, a altura de chuvas coletadas pela cobertura, retiradas as perdas de 20%, foi lançada, sem atraso devido ao escoamento e distribuída uniformemente

sobre toda a área do FVT e somada à lâmina de chuva precipitada na área propriamente dita do sistema FVT. Portanto, foi considerada como um único evento de precipitação diário.

Como o intuito era estimar a recarga do sistema no período monitorado, foi considerado, na primeira modelagem, solo seco no primeiro dia de monitoramento. Estimou-se, portanto, o tempo de viagem da água desde a superfície até o lençol. Na segunda modelagem, utilizaram-se como dados de entrada, aqueles fornecidos pelo próprio software de tensão matricial e volume recarregado para estimar a altura da franja capilar e para refinar o modelo. Considerou-se também que todo o perfil abaixo dos 250 centímetros de profundidade tinha as mesmas características do perfil de 180 a 250 centímetros, já que a coleta de amostras a tal profundidade não foi viável.

As entradas de dados no modelo foram para dupla porosidade de Durner (1994) e Duplo van Genuchten (GERKE e VAN GENUCHTEN, 1993a, 1993b) e restrição de Mualem (1976), nos quais foram inseridos os parâmetros " n_1 ", " n_2 ", " α_1 ", " α_2 " obtidos pela equação do Duplo van Genuchten sugerida por Carducci *et al.* (2011) e restrição de Mualem (1976). Também foram atribuídos os valores das médias mensais de lâmina evapotranspirada por dia sugeridos por Marcuzzo *et al.* (2008) para evapotranspiração para a região de São Carlos. O consumo de água pelas raízes foi padrão do programa para grama.

Uma premissa deste trabalho e introduzida no modelo foi que nos dias de ocorrência de chuva acima de 2mm o efeito da EVT foi minimizado, posto que a entrada de dados no programa Hydrus foi feita separando evaporação de transpiração. Entretanto os dados obtidos na pesquisa de Marcuzzo *et al.* (2008) eram de evapotranspiração média diária. Portanto, a EVT foi diminuída em 1/3 para dias chuvosos considerando-se que esta terça parte acontece por efeitos de evaporação.

2.3 Amostragens

Coletaram-se em quatro pontos igualmente distribuídos do sistema FVT e seis profundidades (superficial; 0,10m; 0,50m; 1,00m; 1,50m; 2,00m e 2,50m), três amostras indeformadas de 5cm de diâmetro e 3cm de largura para realização de índices físicos; e mais três amostras deformadas de aproximadamente 5 quilos para análise granulométrica e massa específica dos sólidos;

Nas profundidades de 50cm, 100cm, 150cm, 200cm, 250cm e superfície, foram coletadas mais três amostras indeformadas de 10cm de diâmetro e de 15cm de comprimento para a realização dos ensaios de determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante em permeâmetro tipo 1.

Finalmente, para as profundidades de 0cm a 40cm, de 40cm a 80cm, de 80cm a 180cm e de 180cm a 250cm, foram coletadas três amostras em três pivôs de coleta e com extratores de PVC de 10cm de diâmetro e 30cm de comprimento para obtenção das curvas de retenção (Figura 2.8). Todas as amostras foram enroladas em papel filme, acondicionadas em caixa isolante térmica e levadas ao laboratório.

Os ensaios de índices físicos foram realizados de acordo com a proposta da NBR 6457 (ABNT, 1986), que determina a separação de amostras de solo para ensaio de compactação e ensaio de caracterização. Os ensaios de massa específica dos grãos foram feitos de acordo com a proposta da NBR 6508 (ABNT, 1984); os ensaios de granulometria conjunta de acordo com a NBR 7181 (ABNT, 1982b); e, os ensaios de permeabilidade à carga constante foram realizados de acordo com a NBR 13292 (ABNT, 1993). Para os ensaios de papel filtro seguiram-se as instruções da norma americana ASTM D5298 de 1992.



Figura 2. 9 - Coleta de amostras indeformadas em pivô na profundidade de 20cm.

2.3.1 Grau de compactação do solo

Para verificar o grau de compactação do perfil do solo foram analisadas amostras nas profundidades 20cm, 60cm, 100cm, 140cm e superficial.

Primeiramente, determina-se a massa específica dos sólidos por meio de ensaios com picnômetros e curvas de calibração dos mesmos. Após esta etapa são calculados os índices físicos das amostras utilizando-se a massa específica dos sólidos. São eles: massa específica seca, massa específica da água à temperatura de ensaio, índices de vazios, porosidade e grau de saturação.

Consequente foi realizado o ensaio de compactação ou Proctor que determina o teor de umidade necessária para o grau máximo de compactação do solo criando-se uma curva de compactação cujo eixo das abscissas é o teor de umidade versus densidade do bloco compactado. O teor de umidade ótimo é determinado no ponto de inflexão da curva. Através da curva e da massa específica dos sólidos, pode-se determinar o grau de compactação do solo em campo. Existem diferentes normas que definem os ensaios de compactação destacando-se dentre elas as normas americanas, ASTM D-698 para o Proctor Normal e ASTM D-1557 para ensaio de Proctor modificado, além da norma brasileira NBR 7182 que se refere a ambos os ensaios.

2.3.2 Ensaio de granulometria

A fim de amostrar a classificação do solo nas diferentes profundidades foi realizado o ensaio de granulometria conjunta no laboratório do departamento de Geotecnia da Universidade de São Paulo (USP), como mostra a Figura 2.9. O ensaio de granulometria conjunta combina métodos de sedimentação e peneiramento para determinar também partículas com diâmetro inferior a 0,075mm, quando o peneiramento não é suficiente para determinar partículas finas como argila e siltes, de acordo com a norma NBR 7181 (ABNT, 1982b).



Figura 2. 10 - Ensaio de granulometria conjunta das diferentes profundidades.

2.3.3 Ensaio de permeabilidade em laboratório

Utilizando-se da norma NBR 13292 (1995) – Determinação do Coeficiente de Permeabilidade de Solos Granulares à Carga Constante, realizaram-se ensaios em amostras indeformadas coletadas nas profundidades 50cm, 100cm, 150cm, 200cm, 250cm e

superfície em permeâmetro tipo 1 que, por sua vez, foram moldadas, medidas suas dimensões com paquímetro e montadas corretamente no permeâmetro utilizando-se areia grossa lavada e parafina. Hermeticamente fechadas e montadas foram saturadas durante o período de 24 horas. Após esse período, foram feitas as leituras com carga hidráulica de 87,5cm, como apresentadas nas Figuras 2.10a e 2.10b.



Figura 2. 11 – Ensaio de permeabilidade em laboratório
a) Modelador de amostras para ensaio de permeabilidade a carga constante, e
b) Permeâmetro tipo 1.

2.3.4 Curva de retenção de água no solo

A obtenção das CRAs obedeceu à sequência: (i) coleta e moldagem de amostras; (ii) saturação das amostras; (iii) secagem e embalagem com papel filtro; (iv) medidas de umidade dos papéis filtro; (v) transformação de umidade em tensão de sucção com as equações de: ASTM D5298 (1992), Chandler *et al.* (1992) e Oliveira e Marinho (2006); (vi) ajustes dos dados às diferentes CRAs.

Na Tabela 2.2 definem-se as quatro profundidades amostradas, os três autores das equações de calibração de papel de filtro e os quatro autores de equações de CRAs, perfazendo um total de 48 equações.

Tabela 2. 2 - Profundidades de amostragem, curvas de calibração de papel de filtro e autores de CRA

Profundidades de Amostragens de solo	Autores da calibração do papel filtro	Autores da CRA
Superficial a 40cm	ASTM (1992); Chandler et al. (1992) Oliveira e Marinho (2006)	1-Van Genuchten (1980) e proposta de Carducci <i>et al.</i> (2010)
40 a 100cm		2-Van Genuchten (1980) com restrição de Burdine (1953) e proposta de Carducci <i>et al.</i> (2010)
100 a 180cm		3-Van Genuchten (1980) com restrição de Mualem (1976) e proposta de Carducci <i>et al.</i> (2010)
180 a 250cm		4-Gitirana Jr. e Fredlund, (2004)

A sucção matricial de um solo está intrinsecamente relacionada ao preenchimento dos poros do solo por água e ar. Quanto maior o preenchimento dos poros do solo com água, menor o poder de sucção matricial de água daquele solo, até que a sucção matricial seja

nula. Geralmente, a posição relativa, forma, e inclinação da curva de retenção são determinadas pela geometria dos poros, pela magnitude e composição mineralógica da fração fina (REICHARDT, 1996).

Nas Figuras 2.11a; 2.11b; 2.12a; 2.12b e 2.12c são mostrados os equipamentos e procedimentos para a obtenção dos dados de tensão matricial que em medidas de umidade predeterminadas pelas calibrações dos papéis filtro, foram possíveis de serem ajustados aos modelos de Van Genuchten (1980) com independência de parâmetros, Van Genuchten (1980) e restrição de Bourdine (1953) e Mualem (1976); e Gitirana e Fredlund (1994), dando origem a 12 curvas para cada camada de solo analisada.

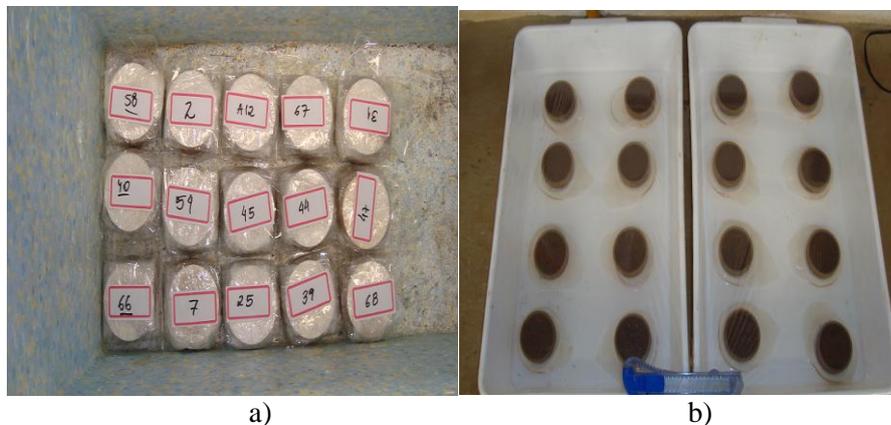


Figura 2. 12 – Procedimentos e ensaio de retenção de água no solo
a) Solos embalados e numerados b) Amostras de solo em saturação



Figura 2. 13 – Materiais e equipamentos para realização do ensaio de papel filtro
a) Materiais para embalagem de amostras b) Balança digital de alta precisão c) Materiais de moldagem e caracterização dos índices físicos para o ensaio de papel filtro

2.3.5 Ensaio de duplo anel

Este ensaio é também conhecido como ensaio de anéis concêntricos podendo ser de carga constante ou variável. Consiste basicamente de dois anéis de diferentes raios e cravados no solo, preenchidos com água formando uma carga hidráulica de altura conhecida. A instalação dos anéis concêntricos e seu funcionamento estão representados na Figura 2.13.

Durante o experimento o anel externo é preenchido com água e tem sua altura controlada com objetivo de alinhar a corrente de fluxo vertical do anel interno no processo de infiltração de água no solo. Mede-se a seguir a lâmina infiltrada no solo dentro do anel interno desde seu início até a taxa de saturação do solo. Com os tempos e lâmina infiltrada estima-se a condutividade hidráulica saturada do local.



Figura 2. 14 - Ensaio de duplo anel de carga constante instalados em campo.

Utilizou-se a equação modificada de Darcy descrita abaixo, para cálculo da condutividade hidráulica em duplo anel de carga constante:

$$K_s = \frac{V}{\left(\frac{H + Z_w}{Z_w} \right) A.t} \quad (2.1)$$

sendo, K_s a condutividade na saturação (m/s); V o volume de água infiltrada (m³); H a altura da lâmina de água no anel interno durante o ensaio (m); Z_w a profundidade alcançada pela frente de umedecimento (m); A a área da seção transversal do anel interno (m²); e, t o tempo entre leituras (s).

2.4 Monitoramento do sistema FVT

Foram monitorados continuamente no sistema FVT:

- ⇒ Os potenciais mátricos do solo através de tensiômetros instalados na área;
- ⇒ As vazões afluentes ao sistema FVT;

- ⇒ Níveis de água no poço de monitoramento sistema do FVT;
- ⇒ As precipitações meteóricas na área;

No monitoramento foram utilizados equipamentos de medição específicos listados a seguir. São eles: tensiômetros, pluviógrafos P500 e P200w e medidores de nível MSR145WS. As Figuras 2.14 e 2.15 representam um desenho esquemático, em planta baixa e perfil, das instalações dos três equipamentos de monitoramento utilizados e instalados na área: pluviógrafo, poço de medição de nível e tensiômetros.

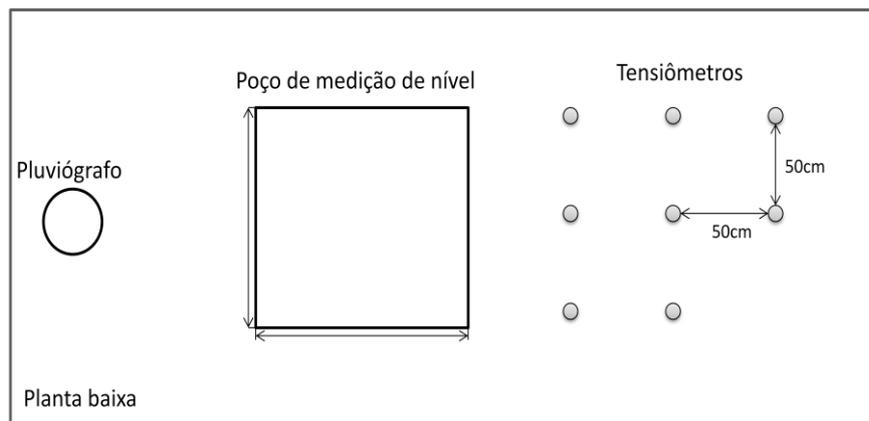


Figura 2. 15 - Croqui sem escala da área de instalação dos tensiômetros, pluviógrafo P500 e poço de infiltração.

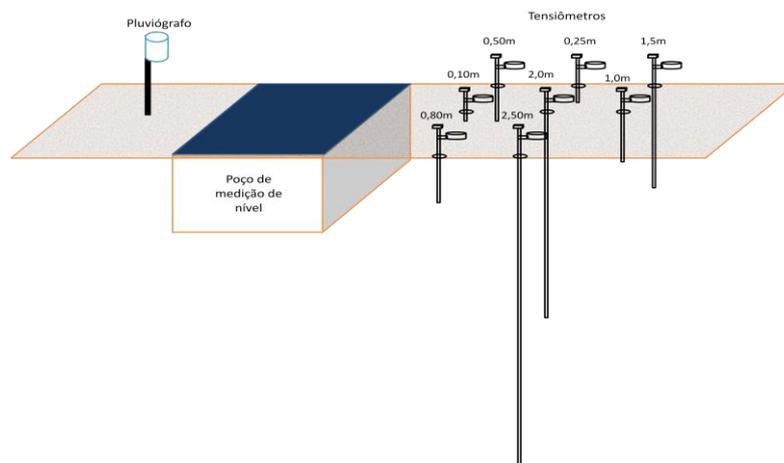


Figura 2. 16 - Croqui sem escala da área de instalação dos tensiômetros, pluviógrafo P500 e poço de infiltração e profundidades nos tensiômetros.

2.4.1 Potencial mátrico de sucção (ψ_m)

Para medir o potencial de sucção matricial ou potencial mátrico ψ_m de um solo em campo utilizam-se comumente os tensiômetros. Assim como a câmara de Richards e o funil de Haines, que são também tensiômetros, medem a tensão de sucção do solo a certa

profundidade, porém no caso dos tensiômetros essa medida é realizada no local de interesse (LIBARDI, 1995).

A construção de um tensiômetro é de relativa facilidade, porém deve-se ter bastante cuidado na calibração, na saturação da pedra porosa e na verificação de funcionamento. Ainda assim, quando o tensiômetro for introduzido em campo, o solo deve estar bem úmido para um bom contato da pedra porosa com solo, além de todo cuidado para não romper a cápsula. Libardi (1995) afirma que para um bom funcionamento dos tensiômetros as cápsulas devem estar bem justas ao solo para que a água dentro do tensiômetro passe pelos poros da pedra porosa e entra em equilíbrio hidráulico com a solução do solo.

Na área de estudo foram instalados 8 tensiômetros em profundidades de 0,10m; 0,25m; 0,50m; 0,80m; 1,00m; 1,50m; 2,00m e 2,50m, instalados como mostrado na Figura 2.16. Os manômetros dos tensiômetros utilizados fornecem valores de subpressão em mmHg corrigidos em função do comprimento do instrumento, de acordo com a seguinte expressão:

$$\psi_m = \frac{S}{7,5054} - 10 \cdot h_t \quad (2.2)$$

onde, ψ_m é a sucção matricial (kpa); S é a leitura do manômetro (mmHg); e, h_t é o comprimento do tensiômetro desde o manômetro até a pedra porosa (m).



Figura 2. 17 - Tensiômetros instalados na área a profundidades 0,10m; 0,25m; 0,50m; 0,80m; 1,00m; 1,50m; 2,00m e 2,50m.

2.4.2 Monitoramento da precipitação

Os dados de chuva são coletados por um pluviógrafo digital P200W (Figura 2.19b) instalado na Estação Meteorológica da UFSCar, denominada pelo INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA⁸ – INMET (2011) como estação “São Carlos – SP”. Além dos dados da estação meteorológica há um pluviógrafo P500, Figura 2.19a), instalado na área e calibrado por pipeta graduada em laboratório com a simulação de diversas intensidades de chuva e durações.



Figura 2. 18 – Pluviógrafos instalados no campus da UFSCar
 a) Pluviógrafo P500 instalado na área de estudo, b) Pluviógrafo P200w instalado na estação meteorológica de São Carlos no campus da UFSCar.

2.5 Estimativas de evapotranspiração

Para a evapotranspiração foram atribuídos valores sugeridos por Marcuzzo *et al.* (2008) calculados pelo método do Tanque Evaporimétrico Classe A para a região de São Carlos-SP em valores diários para cada mês do ano.

Uma premissa deste trabalho e introduzida no modelo foi que nos dias de ocorrência de chuva acima de 2mm o efeito da EVT foi minimizado. Para tanto, levou-se em consideração que em dias com chuva maior que 2mm a temperatura média diária é mais amena e os efeitos da evaporação também. Portanto, a EVT foi diminuída em 1/3 para dias chuvosos considerando-se que esta terça parte acontece por efeitos de evaporação.

⁸ <http://www.inmet.gov.br/sim/sonabra/convencionais.php>

2.6 Modelo de elevação digital da área de estudo e topografia

O GPS geodésico GPS TECHGEO GTR G2 L1/L2⁹ (Figura 2.17a), é uma ferramenta de georeferenciamento que foi utilizado na bacia com o intuito de gerar um modelo digital do terreno (MDT) para, finalmente, depois de determinadas as características da área e do solo (além dos volumes captados e retidos) possa ser modelada e determinada a água infiltrada no solo em ferramentas computacionais.

A malha de pontos depois de construída em software livre gratuito TOPOCAL¹⁰ foi exportada em extensões DXF e *shapefile*. Estes arquivos foram utilizados como base de dados para dimensionamento e diagramação digital do sistema FVT no software Autocad® e posteriormente no Hydrus 2D/3D. Nas Figuras 2.20a e 2.20b são apresentados o equipamento utilizado e o levantamento de campo.

Especificações do fabricante:

- Precisão:
 - Estático de 3mm + 0,5ppm;
 - Cinemático de 10mm + 1ppm;



a)



b)

Figura 2. 19 – Levantamento topográfico da área

a) Equipamento GPS TECHGEO GTR G2 L1/L2 e b) Levantamento de campo com GPS geodésico para georeferenciamento da malha de pontos utilizados no modelo digital da bacia de retenção.

⁹ <http://www.teotec.com.br/home/wp-content/pdf/GPS-GTR-G2.pdf>

¹⁰ <http://www.topocal.com/>

2.7 Verificação das CRAs com dados experimentais

Compararam-se os valores de umidades “teóricas” obtidas pelas 48 CRAs com os valores obtidas de amostras de campo ensaiadas em laboratório. As amostras de solo em campo foram coletadas em 6 datas específicas fazendo-se, no mesmo instante da amostragem, a leitura da tensão de sucção dos tensiômetros. Em cada data, coletaram-se amostras de solo nas mesmas profundidades dos tensiômetros, ou seja, 8 amostragens, totalizando 48 amostragens. A seguir, calcularam-se os erros absolutos entre umidades “teóricas” e de campo.

Compararam-se também, os valores de potencial mátrico medidos em campo nos conjuntos de tensiômetros nas mesmas seis datas de verificação das umidades nas profundidades específicas de cada tensiômetros com aqueles obtidos no modelo Hydrus.

2.8 Perfil de umidade do solo e armazenamento de água no solo

Traçaram-se os perfis diários de umidade do solo com as CRAs escolhidas e o valores de tensão de sucção do solo registrados pelos tensiômetros durante 454 dias de monitoramento.

2.9 Balanço hídrico

O balanço hídrico foi feito, no período de monitoramento, considerando as seguintes parcelas:

$$\text{Armazenamento} = \text{Precipitação} - \text{Infiltração} - \text{Evapotranspiração}$$

A parcela “armazenamento solo” é igual à variação do armazenamento de água no solo menos a água do perfil do solo, que representa a recarga do lençol freático. Cada uma das outras parcelas foi monitorada ou estimada por modelos conforme descrito. Utilizou-se a soma dos trapézios para cálculo da variação do armazenamento do solo, conforme descrito na revisão bibliográfica. Outro balanço foi realizado também pelo modelo Hydrus, conforme modelagem já descrita neste capítulo.

2.10 Discretização temporal e espacial do modelo digital

O modelo digital foi projetado espacialmente com dimensões de 40 metros de comprimento, 20 metros de largura e nível do lençol a 10 metros de profundidade. Além disso, os nós de iteração (*Fe-Mesh*) foram postos de 1 em 1 metro em todo o projeto, exceto

nas proximidade e limites da trincheira e zona freática, nos quais as distâncias entre os nós de iteração foram de 10 em 10 centímetros. A discretização temporal foi dada em dias, ocorrendo, portanto, eventos de chuvas diárias em milímetros e evapotranspiração média diária em milímetros por dia (mm.d^{-1}). A condutividade hidráulica foi o resultado dessas relações e foi obtida em metros por dia (m.d^{-1}), enquanto a taxa de recarga foi dada em milímetros por dia (mm.d^{-1}).

CAPÍTULO - 3

RESULTADOS

3.1 Apresentação dos resultados

O presente capítulo vem apresentar os resultados da pesquisa e são organizados de acordo com o organograma da Figura 2.1. Primeiro uma discussão breve sobre a caracterização do solo em superfície e profundidade, depois uma análise breve dos ajustes das CRAs obtidas. Em seguida apresentam-se os resultados de investigação geofísica e finalmente os resultados do modelo digital e do método de armazenamento por meio de tensiômetros.

3.1.1 Ensaio e análises do solo

Os ensaios de solo traduzem as características intrínsecas da área e, portanto, as condições naturais do perfil do solo no qual a dinâmica da água será avaliada.

Na Tabela 3.1, apresentam-se os resultados dos índices de vazios, porosidade, densidades seca e natural para as diferentes profundidades amostradas em quatro pontos de coleta distribuídos na área do FVT.

Tabela 3. 1 - Resultados dos índices físicos

Amostra	Profundidade (cm)	Massa específica natural (g/cm ³)	Massa específica seca (g/cm ³)	Índices de vazios	Porosidade (%)	Porosidade (%) Mín. – Máx.
	10	1,78	1,89	0,42	29,68	27,2 – 31,3
Média	50	1,85	1,76	0,52	34,25	33,0 – 35,6
pontos 1, 2, 3 e 4	100	1,86	1,67	0,60	37,50	34,2 – 39,4
	150	1,72	1,52	0,76	43,30	41,3 – 45,0
	200	1,92	1,49	0,80	44,48	43,2 – 45,6
	250	1,93	1,51	0,78	43,70	43,4 – 44,0

Os valores de porosidade aumentam com a profundidade em todos os pontos coletados e a diferença entre o maior e o menor valor não supera 18% entre a camada superficial e a profundidade máxima amostrada. Além disso, mais profundo que 1,50 m os valores se tornam muito semelhantes (em torno de 44%).

O resultado da análise da textura do solo, das amostras recolhidas na área de estudo ficou em torno de 34% de argila, 6% de silte, 20% de areia fina, 33% de areia média e 7% de areia grossa para todas as profundidades. Os resultados de massa específica dos sólidos (ρ_s) apresentaram valor médio de 2,68g.cm⁻³.

Tabela 3. 2 - Resultados da granulometria conjunta e massa específica dos sólidos (ρ_s).

Amostras	Profundidade (cm)	Composição granulométrica					ρ_s (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³) Mín – Máx
		Argila	Silte	Fina	Areia Média	Areia Grossa		
Média pontos 1,2,3 e 4	10	32%	6%	21%	35%	6%	2,680	2,671 – 2,693
	50	35%	5%	21%	32%	8%	2,680	2,675 – 2,698
	100	31%	7%	25%	32%	6%	2,678	2,672 – 2,680
	150	34%	6%	22%	31%	8%	2,678	2,670 – 2,690
	200	36%	4%	18%	35%	7%	2,678	2,677 – 2,693
	250	34%	6%	17%	34%	9%	2,675	2,679 – 2,692

3.1.2 Ensaios de compactação

Os ensaios de compactação foram realizados em laboratório e os resultados obtidos em curvas distintas para cada profundidade (Figura 3.1) e apresentaram valores de densidade máximos muito próximos aos valores obtidos no trabalho de Lucas (2011) para a mesma área.

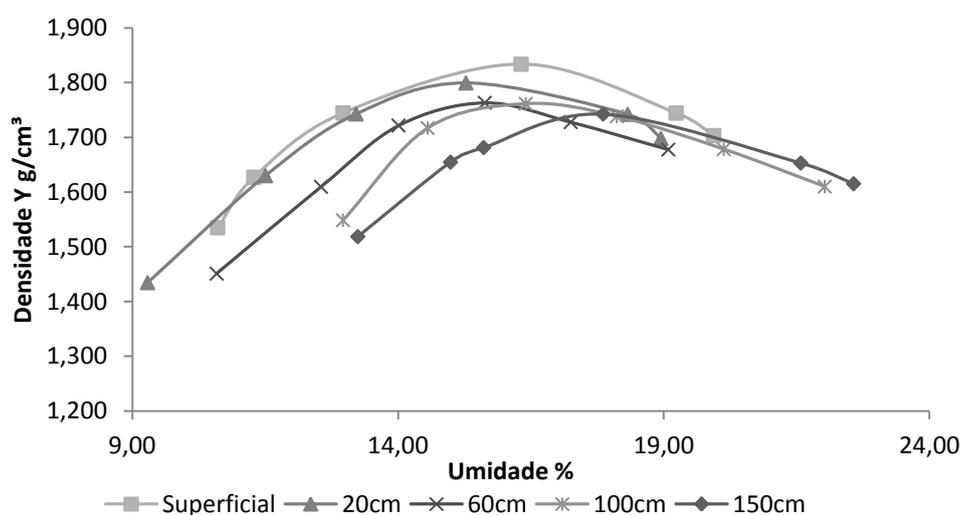


Figura 3. 1 - Curvas de compactação do solo na área do sistema FVT que relacionam o teor de umidade e a densidade do bloco.

Na Tabela 3.3 estão relacionados os resultados do grau de compactação do solo em obtidos em campo, que por sua vez também são muito semelhantes aos obtidos por Lucas (2011).

Tabela 3. 3 – Grau de compactação nas diferentes profundidades amostradas

Profundidade	Grau de compactação (%)
superficial	92,34
20cm	92,15
60cm	85,89
100cm	78,42
150cm	79,43

3.1.3 Condutividade hidráulica saturada

Os valores de condutividade hidráulica saturada medida em permeâmetro tipo 1, anéis concêntricos e dados de infiltração realizadas no local por Oliveira Junior *et al.* (2009a), utilizando-se o método de poço invertido, são apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3. 4 – Permeabilidade do solo em profundidade e superficial K_s (m.dia⁻¹)

Tipo de ensaio	Permeâmetro tipo 1 e carga constante					
Profundidade	Superficial	0,5m	1,00m	1,50m	2,00 m	2,50m
K_s	1,19	2,61	3,13	2,48	2,34	2,64
Tipo de ensaio	Ensaio de poço invertido (Oliveira Junior <i>et al.</i> , 2009)					
Nº de ensaios	1	2	3	4	5	6
K_s	1,99	1,12	2,64	1,98	2,47	1,64
Tipo de ensaio	Ensaio de anéis concêntricos (superficial)					
Nº de ensaios	1	2	3	4	5	
K_s	0,47	0,30	0,35	0,31	0,87	

A Figura 3.2 apresenta as curvas obtidas nos ensaios de campo de duplo anel.

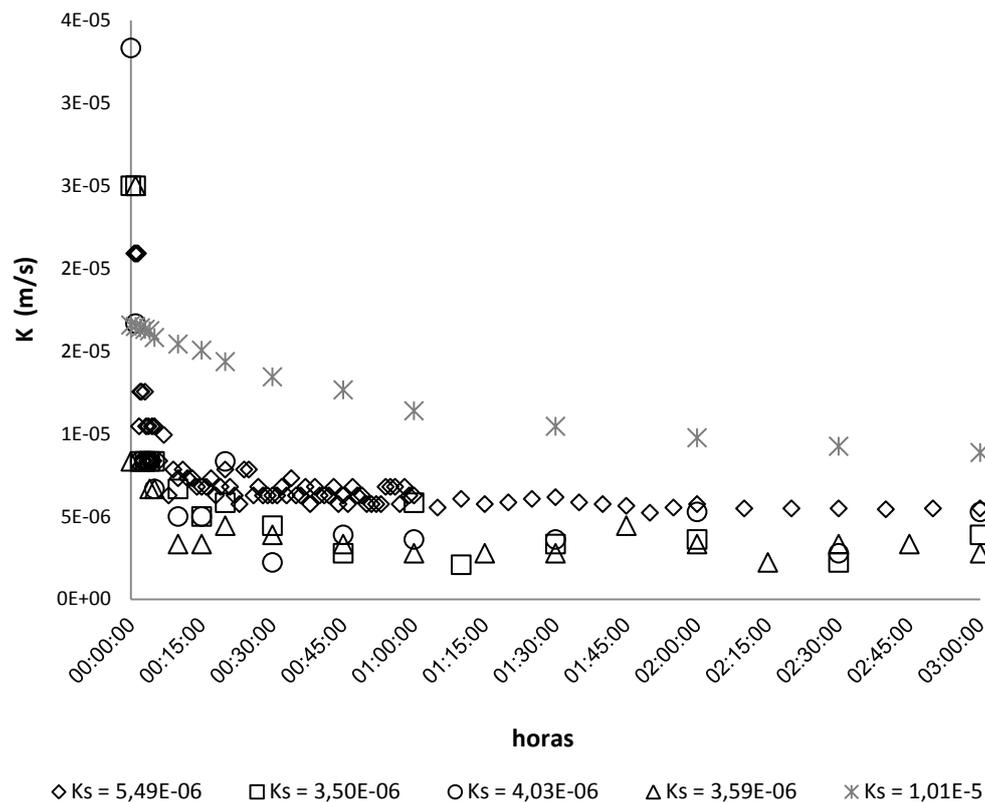


Figura 3. 2 – Ensaios de anéis concêntricos realizados na área do sistema FVT

Para a modelagem computacional foi utilizada a média dos valores de K_s obtidos pelos anéis concêntricos (0,46m.dia⁻¹) para a superfície. Para as camadas seguintes foram utilizados os valores de K_s do ensaio de permeabilidade em laboratório, visto que os valores ficaram muito próximos aos valores obtidos por Oliveira Junior *et al.* (2009a).

3.2 Curvas de retenção ajustadas

Apresentam-se a seguir os parâmetros das 48 CRAs ajustadas (Tabela 3.5), referentes às quatro profundidades, 4 equações de CRAs e 3 equações de calibração de papel filtro. Os ajustes de todas as CRAs alcançaram coeficientes de determinação (R^2) maiores que 0,93, como podem ser verificados nas últimas colunas dessa tabela.

As umidades nos platôs de saturação θ_s e as umidades dos platôs intermediários θ_p aumentam com a profundidade em todos os ajustes respectivamente entre 27,4% e 42,5%; 6% e 22%, conforme Tabela 3.5. As diferenças entre esses platôs são praticamente constantes e próximas de 20% em todas as profundidades, com exceção de Gitirana e Fredlund (2004). Isso ocorreu devido à leve inclinação do platô intermediário desse ajuste, fazendo com que a diferença varie entre ψ_{r1} e ψ_{r2} de 13% a 25%.

O início da faixa de variação da tensão de sucção medida em campo varia em torno de 0 Kpa na camada superficial, o que indica saturação, e diminui até a -55kpa para a profundidade de 250cm. O final da faixa alcança 100 kPa para todas as profundidades. Nessa faixa, tem-se a transição de umidade entre os platôs de saturação e intermediário. Essa transição entre platôs ocorre aproximadamente entre 2 e 20 kPa para todas as profundidades. Na profundidade de 0 a 40cm, as doze CRAs apresentaram o platô intermediário com inclinação suave e quase inexistente, como pode ser observado na Figura 3.3. Para as outras profundidades estes platôs estão bem definidos, isso porque que as variações de umidade entre os platôs de saturação e intermediário, são mais abruptas para um menor intervalo de tensão matricial nas camadas de solo a partir de 40cm de profundidade.

Percebe-se que nas 48 CRAs ajustadas com a calibração de Chandler *et al.*, (1992), as pressões de sucção são superestimadas em relação àquelas com a calibração de ASTM (1992) entre o platô de saturação e o platô intermediário. Em todas as CRAs, as calibrações ASTM (1992) as pressões de sucção são superestimadas em relação a Chandler *et al.* (1992) entre o platô intermediário e o residual. Finalmente, para as calibrações de Marinho e Oliveira (2006), as pressões de sucção são subestimadas em relação a ASTM e Chandler *et al.* (1992) em todo intervalo de pressão.

Nota-se pela Tabela 3.5 e também Figura 3.3, que o teor de umidade θ_p cresce aproximadamente 2 vezes entre a camada superficial e a de 250cm. Desse modo, pode-se justificar nesta área a presença de umidades mais altas comumente encontradas nessas camadas do solo, dado ao fato de a tensão de sucção necessária para retirar a umidade de o platô intermediário ser superior a 1000kpa.

Tabela 3. 5 - Parâmetros de 48 CRAs calculadas da camada superficial de solo até 250cm de profundidade, três calibrações de papel filtro e quatro autores para cada camada de solo

van Genuchten (1980) e independência de parâmetros e proposta de Carducci et al. (2010)											
Calibração papel filtro											
	θ_s	θ_p	θ_r	α_e (1/m)	m_e	n_e	α_t (1/m)	m_t	n_t		R^2
ASTM D5298 (1992)	0,274	0,08	0,011	0,389	0,1715	2,867	1,99E-05	17,256	6,24		0,993
Chandler et al. (1992)	0,273	0,088	0,01	0,247	0,0502	13,89	1,94E-05	18,570	2,79		0,991
Oliveira & Marinho (2006)	0,276	0,066	0,007	0,547	0,1639	2,357	8,43E-05	15,234	8,40		0,994
van Genuchten (1980) e com restrição de Bourdine (1953) e proposta de Carducci et al. (2010)											
Calibração papel filtro											
	θ_s	θ_p	θ_r	α_e (1/m)	$m_e=1-2/n_e$	n_e	α_t (1/m)	$m_t=1-2/n_t$	n_t		R^2
ASTM D5298	0,275	0,08	0,011	0,376	0,200	2,502	3,46E-05	0,749	7,97		0,994
Chandler et al. (1992)	0,274	0,084	0,011	0,216	0,267	2,728	7,07E-05	0,765	8,49		0,991
Oliveira & Marinho (2006)	0,276	0,07	0,01	0,54	0,164	2,393	1,25E-04	0,789	9,48		0,994
van Genuchten (1980) e com restrição de Mualem (1976) e proposta de Carducci et al. (2010)											
Calibração papel filtro											
	θ_s	θ_p	θ_r	α_e (1/m)	$m_e=1-2/n_e$	n_e	α_t (1/m)	$m_t=1-2/n_t$	n_t		R^2
ASTM D5298	0,277	0,082	0,014	0,28	0,374	1,598	3,38E-05	0,861	7,2		0,993
Chandler et al. (1992)	0,275	0,085	0,01	0,165	0,466	1,874	6,83E-05	0,831	5,92		0,99
Oliveira & Marinho (2006)	0,278	0,074	0,01	0,393	0,323	1,478	1,23E-04	0,882	8,45		0,994
Gitirana Jr. e Fredlund (2004)											
Calibração papel filtro											
	S_1	S_2	S_3	ψ_{b1}	ψ_{b2}	ψ_{r1}	ψ_{r2}	d_1	d_2	d_3	R^2
ASTM D5298	0,964	0,466	0,228	4,13	19918	10,07	45723	1,729	0,68	9,6	0,993
Chandler et al. (1992)	0,974	0,422	0,199	8,52	5730	20,33	36122	1,4	0,32	12,4	0,968
Oliveira & Marinho (2006)	0,988	0,372	0,185	11,42	2449	15,77	26952	0,848	0,291	12,17	0,968
$\theta_s=28,4\text{cm}^3.\text{cm}^3$; $\theta_r=1,21\text{cm}^3.\text{cm}^3$; $\theta=Se.(\theta_s-\theta_r)+\theta_r$; $S_4=0$											
van Genuchten (1980) e independência de parâmetros e proposta de Carducci et al. (2010)											
Calibração papel filtro											
	θ_s	θ_p	θ_r	α_e (1/m)	m_e	n_e	α_t (1/m)	m_t	n_t		R^2
ASTM D5298	0,283	0,089	0,001	0,22	0,34	5,053	3,92E-05	0,017	149,1		0,939
Chandler et al. (1992)	0,283	0,089	0,001	0,163	0,26	9,013	7,82E-05	0,016	196,4		0,939
Oliveira & Marinho (2006)	0,283	0,09	0,001	0,269	0,345	4,387	1,42E-04	0,02	119		0,939
van Genuchten (1980) e com restrição de Bourdine (1953) e proposta de Carducci et al. (2010)											
Calibração papel filtro											
	θ_s	θ_p	θ_r	α_e (1/m)	m_e	n_e	α_t (1/m)	m_t	n_t		R^2
ASTM D5298	0,284	0,09	0,02	0,196	0,506	4,051	3,33E-05	0,749	9,88		0,949
Chandler et al. (1992)	0,285	0,091	0,02	0,137	0,631	5,423	6,89E-05	0,765	13,32		0,948
Oliveira & Marinho (2006)	0,284	0,09	0,02	0,246	0,461	3,711	1,21E-04	0,789	11,5		0,949
van Genuchten (1980) e com restrição de Mualem (1976) e proposta de Carducci et al. (2010)											
Calibração papel filtro											
	θ_s	θ_p	θ_r	α_e (1/m)	m_e	n_e	α_t (1/m)	m_t	n_t		R^2
ASTM D5298	0,285	0,09	0,02	0,173	0,713	3,478	3,27E-05	0,891	9,14		0,949
Chandler et al. (1992)	0,285	0,091	0,02	0,129	0,797	4,936	6,88E-05	0,929	14,13		0,947
Oliveira & Marinho (2006)	0,285	0,09	0,02	0,21	0,677	3,095	1,20E-04	0,91	11,5		0,941
Gitirana Jr. e Fredlund (2004)											
Calibração papel filtro											
	S_1	S_2	S_3	ψ_{b1}	ψ_{b2}	ψ_{r1}	ψ_{r2}	d_1	d_2	d_3	R^2
ASTM D5298	1	0,388	0,206	2,327	16358	17,24	38171	9,586	0,26	16,35	0,971
Chandler et al. (1992)	0,989	0,372	0,209	2,878	7256	20,54	28225	7,236	0,32	5,98	0,96
Oliveira & Marinho (2006)	0,997	0,357	0,224	1,327	6916	22,69	8979	6,232	0,75	8,34	0,971
$\theta_s=28,5\text{cm}^3.\text{cm}^3$; $\theta_r=2,77\text{cm}^3.\text{cm}^3$; $\theta=Se.(\theta_s-\theta_r)+\theta_r$; $S_4=0$											
van Genuchten (1980) e independência de parâmetros e proposta de Carducci et al. (2010)											
Calibração papel filtro											
	θ_s	θ_p	θ_r	α_e (1/m)	m_e	n_e	α_t (1/m)	m_t	n_t		R^2
ASTM D5298	0,374	0,142	0,001	0,294	0,074	43,455	3,40E-05	1	2,256		0,97
Chandler et al. (1992)	0,374	0,142	0,001	0,185	0,07	75,797	6,97E-05	1	2,794		0,97
Oliveira & Marinho (2006)	0,374	0,142	0,001	0,375	0,072	38,093	1,21E-04	1	2,118		0,97
van Genuchten (1980) e com restrição de Bourdine (1953) e proposta de Carducci et al. (2010)											
Calibração papel filtro											
	θ_s	θ_p	θ_r	α_e (1/m)	m_e	n_e	α_t (1/m)	m_t	n_t		R^2
ASTM D5298	0,379	0,144	0,01	0,243	0,748	7,941	5,96E-05	0,393	3,296		0,97
Chandler et al. (1992)	0,379	0,146	0,01	0,163	0,845	12,939	1,08E-04	0,473	3,792		0,97
Oliveira & Marinho (2006)	0,379	0,143	0,01	0,304	0,716	7,035	2,23E-04	0,379	3,219		0,97
van Genuchten (1980) e com restrição de Mualem (1976) e proposta de Carducci et al. (2010)											
Calibração papel filtro											
	θ_s	θ_p	θ_r	α_e (1/m)	m_e	n_e	α_t (1/m)	m_t	n_t		R^2
ASTM D5298	0,379	0,147	0,01	0,237	0,872	7,799	5,16E-05	0,585	2,409		0,97
Chandler et al. (1992)	0,379	0,15	0,01	0,162	0,923	13,012	9,54E-05	0,636	2,745		0,97
Oliveira & Marinho (2006)	0,379	0,146	0,01	0,295	0,853	6,817	1,95E-04	0,598	2,487		0,97
Gitirana Jr. e Fredlund (2004)											
Calibração papel filtro											
	S_1	S_2	S_3	ψ_{b1}	ψ_{b2}	ψ_{r1}	ψ_{r2}	d_1	d_2	d_3	R^2
ASTM D5298	1,000	0,339	0,196	1,257	10034	13,002	54012	10,359	0,256	9,883	0,97
Chandler et al. (1992)	0,995	0,298	0,199	4,223	6221	9,524	22225	11,256	0,277	9,322	0,95
Oliveira & Marinho (2006)	0,999	0,325	0,200	2,069	3635	5,017	10419	9,218	0,269	9,325	0,97
$\theta_s=38,5\text{cm}^3.\text{cm}^3$; $\theta_r=2,36\text{cm}^3.\text{cm}^3$; $\theta=Se.(\theta_s-\theta_r)+\theta_r$; $S_4=0$											

van Genuchten (1980) e independência de parâmetros e proposta de Carducci et al. (2010)											
Calibração papel filtro											
	θ_s	θ_p	θ_r	α_e (1/m)	m_e	n_e	α_t (1/m)	m_t	n_t		R^2
ASTM D5298	0,423	0,198	0,001	0,284	0,136	16,511	5,43E-05	0,962	1,849		0,96
Chandler et al. (1992)	0,423	0,2	0,001	0,18	0,128	28,98	1,01E-04	0,984	2,279		0,96
Oliveira & Marinho (2006)	0,423	0,22	0,001	0,0002	0,979	1,704	3,62E-01	0,136	14,47		0,96
van Genuchten (1980) e com restrição de Bourdine (1953) e proposta de Carducci et al. (2010)											
	θ_s	θ_p	θ_r	α_e (1/m)	m_e	n_e	α_t (1/m)	m_t	n_t		R^2
Calibração papel filtro											
ASTM D5298	0,426	0,2	0,01	0,229	$m_e=1-2/n_e$ 0,685	6,355	8,42E-05	$m_t=1-2/n_t$ 0,411	3,394		0,97
Chandler et al. (1992)	0,426	0,2	0,01	0,156	0,799	9,965	1,48E-04	0,424	3,469		0,96
Oliveira & Marinho (2006)	0,426	0,2	0,01	0,287	0,649	5,693	3,23E-04	0,418	3,436		0,97
	θ_s	θ_p	θ_r	α_e (1/m)	m_e	n_e	α_t (1/m)	m_t	n_t		R^2
Calibração papel filtro											
ASTM D5298	0,426	0,204	0,01	0,219	$m_e=1-1/n_e$ 0,834	6,013	7,68E-05	$m_t=1-1/n_t$ 0,57	2,327		0,96
Chandler et al. (1992)	0,426	0,204	0,01	0,154	0,896	9,652	1,28E-04	0,637	2,751		0,96
Oliveira & Marinho (2006)	0,426	0,204	0,01	0,271	0,811	5,301	2,91E-04	0,59	2,439		0,97
Gitirana Jr. e Fredlund (2004)											
	S_1	S_2	S_3	ψ_{b1}	ψ_{b2}	ψ_{r1}	ψ_{r2}	d_1	d_2	d_3	R^2
Calibração papel filtro											
ASTM D5298	1,000	0,512	0,213	16,235	11215	13,002	54012	10,359	0,256	9,883	0,97
Chandler et al. (1992)	0,995	0,472	0,185	2,352	10117	9,524	22225	11,256	0,277	9,322	0,95
Oliveira & Marinho (2006)	0,992	0,468	0,234	2,624	3256	5,017	10419	9,218	0,269	9,325	0,97
$\theta_s=38,5 \text{ cm}^3.\text{cm}^3; \theta_r=2,36 \text{ cm}^3.\text{cm}^3; \theta = S_e.(\theta_s - \theta_r) + \theta_r; S_4=0$											

180 a 250 centímetros

Mostram-se pelas análises gráficas e paramétricas diferenças importantes entre as CRAs, não expressas pelo coeficiente de determinação (Figura 3.3). Uma dessas diferenças está na forma da curva e inclinação das zonas de transição de umidade. Nota-se que há uma inflexão cada vez mais severa nas CRAs da superfície até as camadas mais profundas. Outro fato possível de se observar na Figura 3.3 é que em todas as curvas os platôs de saturação e intermediário têm valores muito próximos e que ocorre a discrepância de valores de umidade entre as curvas nas zonas de transição dos platôs. Em contrapartida, as umidades residuais são diferentes para cada ajuste de modelo e calibração, como observam-se na Figura 3.3, a seguir:

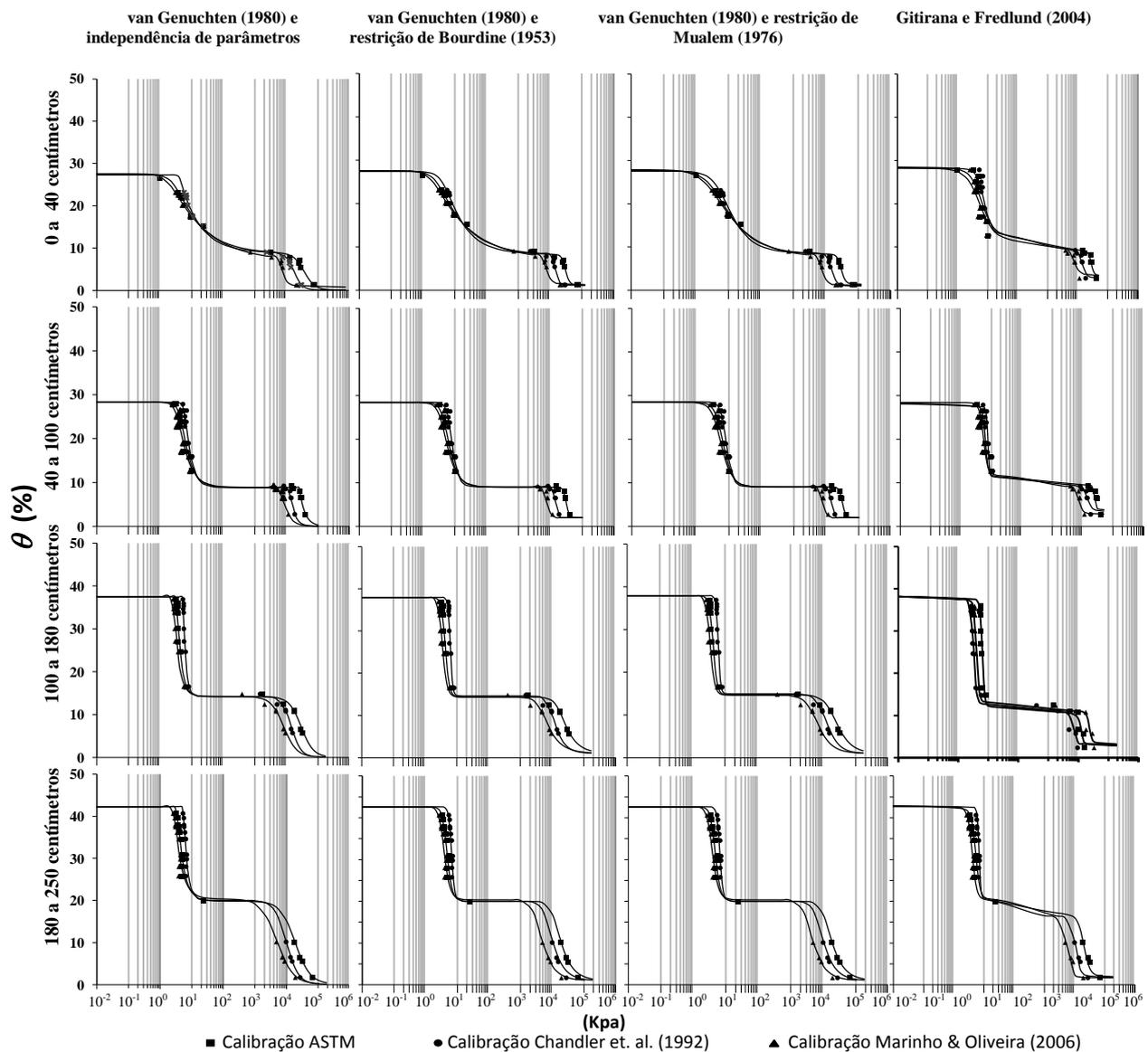


Figura 3. 3 -Curvas de sucção matricial versus umidade para três calibrações, quatro incrementos de profundidade e quatro diferentes modelos de CRA.

3.2.1 Verificações da representatividade das CRAs com dados experimentais

As CRAs, que melhor representam as umidades e a tensão de sucção, foram selecionadas experimentalmente. As amostragens de solo para obtenção de umidade foram realizadas nos dias 11/2/2012, 13/3/2012, 16/4/2012, 19/6/2012, 15/9/2012 e 02/4/2013 às mesmas profundidades em que estavam instalados os tensiômetros (10, 30, 50, 80, 100, 150, 200 e 250cm). Obtiveram-se então 48 dados de tensão (tensiômetro) e umidade (6 datas de coleta e 8 dados de coletas por data) que variam numa faixa de umidade de 9% a 22%.

Logo, selecionaram-se uma CRA para a amostra de 10cm e uma CRA para a amostra de 30cm entre as 12 CRAs para profundidades de 0 a 40cm, uma CRA para a amostra de

50cm e, assim, sucessivamente até a amostra de 250cm. O resultado de correspondência entre as umidades nas profundidades amostradas e as CRAs está apresentado na Tabela 3.6.

Tabela 3. 6 - Curvas de retenção de água no solo escolhidas para as profundidades em que se mediram umidade e tensão nos tensiômetros

Profundidade amostragem (cm)	Profundidade de obtenção das CRAs	CRA escolhida	Curva calibração do papel de filtro	R ²
10	0 a 40cm	van Genuchten (1980)	Chandler <i>et al.</i> (1992)	0,993
30	0 a 40cm	van Genuchten (1980)	Chandler <i>et al.</i> (1992)	0,983
50	40cm a 100cm	van Genuchten (1980)	ASTM (1992)	0,846
80	40cm a 100cm	Van Genuchten (1980) com restrição de Mualem (1976)	Chandler <i>et al.</i> (1992)	0,888
100	100cm a 180cm	Gitirana Jr. e Fredlund (2004)	ASTM (1992)	0,458
150	180cm a 250cm	Gitirana Jr. e Fredlund (2004)	Oliveira e Marinho (2006)	0,577
200	180cm a 250cm	Gitirana Jr. e Fredlund (2004)	Oliveira e Marinho (2006)	0,721
250	180cm a 250cm	Gitirana Jr. e Fredlund (2004)	Oliveira e Marinho (2006)	0,512

O maior erro absoluto entre as umidades medidas nas amostras e as calculadas pelas CRAs atingiu 7,1%. As CRAs selecionadas são mostradas na Tabela 3.6 com os respectivos coeficientes de determinação. A relação entre as umidades calculadas pelas CRAs de melhor representação e as umidades experimentais é mostrada na Figura 3.4, cujo coeficiente Nash-Sutcliffe atingiu 0,94.

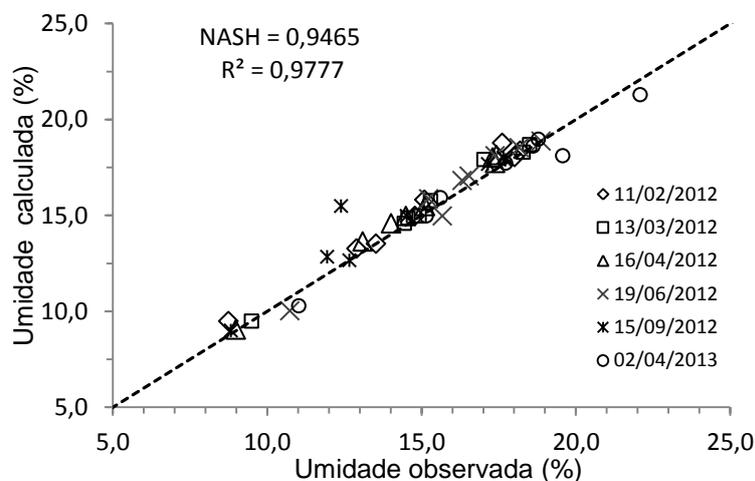


Figura 3. 4 - Relação entre umidade calculada pelas CRAs escolhidas e umidade medida em campo para seis dias e oito profundidades

3.3 Investigação geofísica

A investigação Geofísica do local foi feita por documentação, literatura e ensaios de campo. A documentação foi disponibilizada pela prefeitura do campus da UFSCar. Na literatura as consultas foram realizadas nas publicações de Pons (2006), Gonçalves (1986), Zuquette (2004), IPT, CPRM, Mapa de Águas Subterrâneas do Estado de São Paulo (2005). Em campo foram feitos dois métodos de investigação geofísica.

3.3.1 Sondagens SPT

As sondagens de percussão foram realizadas durante a fundação dos prédios e têm registrados em documentos para cada ponto as profundidades encontradas do lençol, as datas, o perfil geológico e suas profundidades, a resistência à penetração das camadas, dentre outros dados. Os dados do perfil e a profundidade do lençol estão apresentados na Tabela 3.7. Os locais de medida estão representados na Figura 3.5.

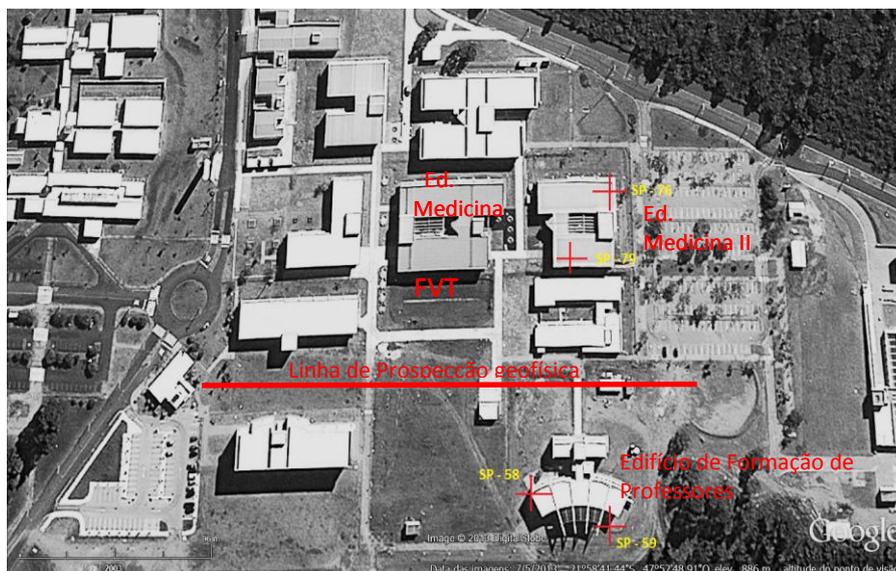


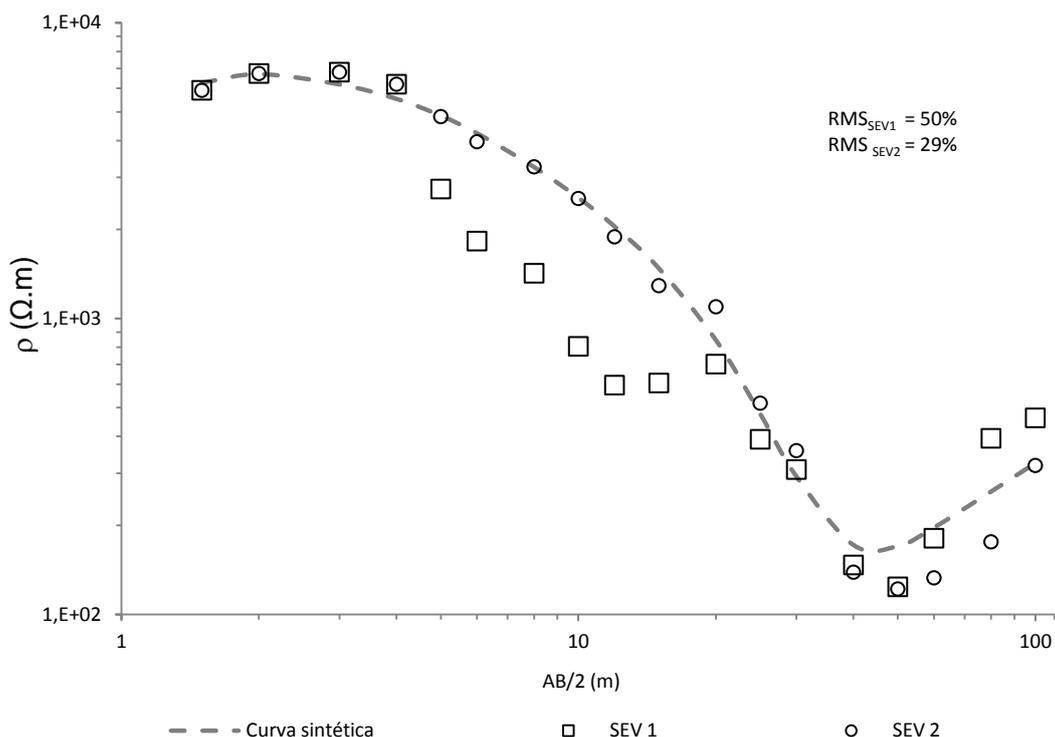
Figura 3. 5 – Locais das sondagens SPT das fundações dos edifícios do Departamento de Medicina e Formação de Professores

Tabela 3. 7 – Levantamento das sondagens de percussão para fundação dos edifícios do Departamento de Medicina II e Formação de professores

Ponto	Referência	Data	nível de água (m)	Profundidade perfurada (m)
SP - 58	Edifício de Formação de	04/05/2005	12,00	21,45
SP - 59	Professores		11,00	21,45
SP - 76	Edifício do Depto de Medicina	23/04/2009	9,80	30,45
SP - 79	II		9,80	30,45

3.3.2 Sondagem Elétrica vertical

Na curva sintética os resultados de resistividade aparente são transformados, por meio de inversão, em resistividade real dos materiais. Essa interpretação do meio geológico em resistividade está representada e interpretada na Figura 3.6.



ρ_a ($\Omega.m$)	Espessura		Interpretação dos resultados
	SEV 1	SEV 2	
5900 a 6100	0 a 2,00m	0 a 2,60m	Solo arenoso superficial
6100 a 7000	2,0 m a 10,2m	2,60m a 9,6m	Solo arenoso úmido
1000 a 4800	10,2 m a 19m	9,6m a 18,5m	Solo arenoso saturado
200 a 600	Acima de 19m	Acima de 18,5m	Material consolidado

Figura 3. 6 – Dados obtidos das SEVs, curva sintética ajustada e interpretação das resistividades

As curvas observadas apresentam erro quadrático médio elevado, principalmente a SEV1. Esse fato pode estar ligado tanto às distâncias pré-estabelecidas entre eletrodos (arranjo do método), quanto as incertezas do solo em profundidade. Para um erro menor devem-se realizar mais ensaios de SEVs profundas na área. Entretanto, os dados têm grande relação com as sondagens SPT realizadas durante as fundações do Departamento de Medicina disponíveis na Prefeitura da UFSCar.

A Figura 3.7 apresenta os dados da pseudo-seção obtida pelas duas SEVs realizadas. O eixo das ordenadas representa a profundidade de prospecção geolétrica. O eixo das abscissas é a distância máxima entre o eixo de prospecção e o último arranjo do eletrodo M ou N. Portanto, tem-se na Figura 3.7, o eixo simétrico do ensaio em relação ao ponto de interesse.

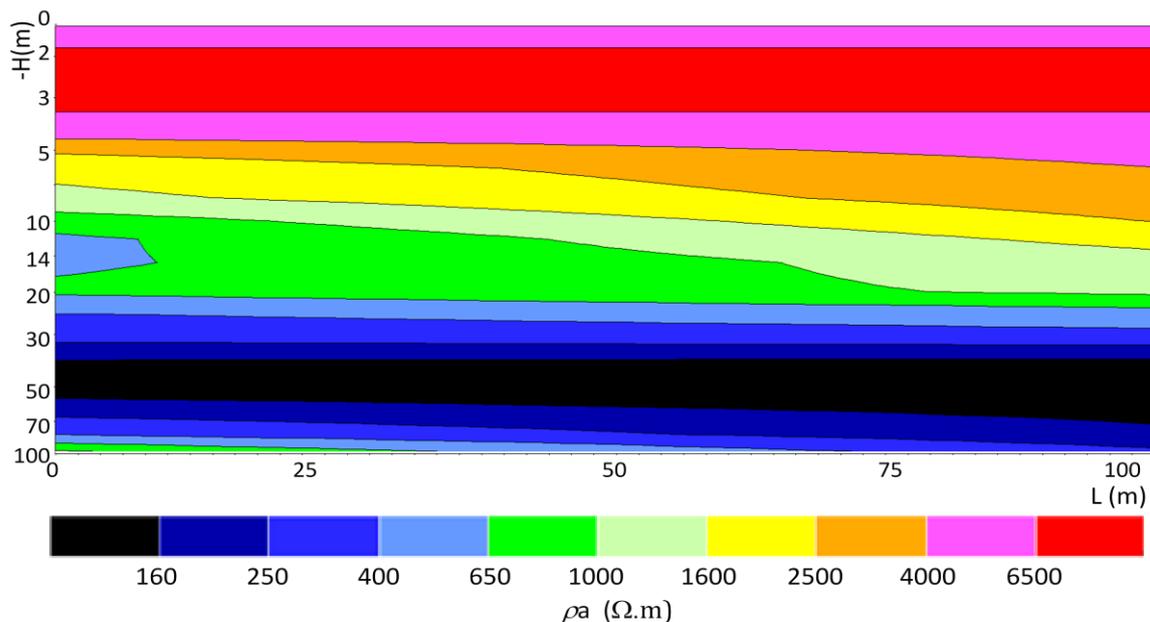


Figura 3. 7 – Pseudo-seção de resistividade aparente gerada a partir de 2 ensaios de SEV

Representam-se na Figura 3.8, as eletroresistividades obtidas das duas SEVs realizadas e processadas pelo método de inversão; cada qual com valores de resistividade em profundidades interpretadas pela curva sintética da Figura 3.6. Tal como a figura anterior, observa-se um eixo simétrico em relação ao ponto de prospecção (centro do sistema FVT). Pode-se observar uma diferença de valores de profundidade para as duas SEVs e essa diferença, pode ser explicada pelo deslocamento paralelo entre uma linha de SEV e outra. Entretanto, os valores de resistividade são muito próximos para os dois ensaios e as diferenças de espessura de camadas não ultrapassaram 70 centímetros.

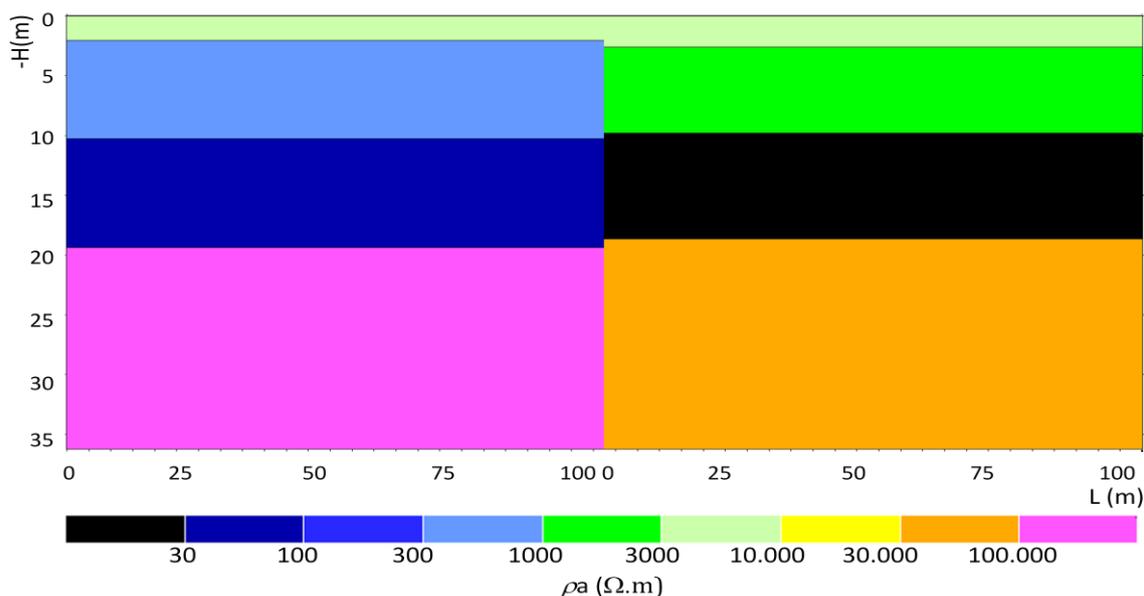


Figura 3. 8 – Seção de resistividade das SEVs 1 e 2 e profundidades sondadas

3.3.3 Quadripolo Wenner

O ensaio do quadripolo Wenner não é adequado para distâncias maiores que 3 metros entre eletrodos, pois a resolução da prospecção fica prejudicada. Portanto, o ensaio também obteve um RMS acima de 10% devido ao espaçamento utilizado entre eletrodos de 13,5m, ser muito maior que o sugerido que é de até 3 metros. Porém, caso contrário, não se alcançaria a profundidade desejada do ensaio. Na Figura 3.9 apresentam-se as resistividades aparentes medidas em campo, a resistividade da pseudosseção de resistividades e finalmente, o modelo de inversão das resistividades do software. O RMS está em torno de 18% e as figuras estão em metros (lineares nas abscissas e profundidade nas ordenadas). O sistema FVT está localizado entre 94,5 metros e 135 metros na linha de prospecção.

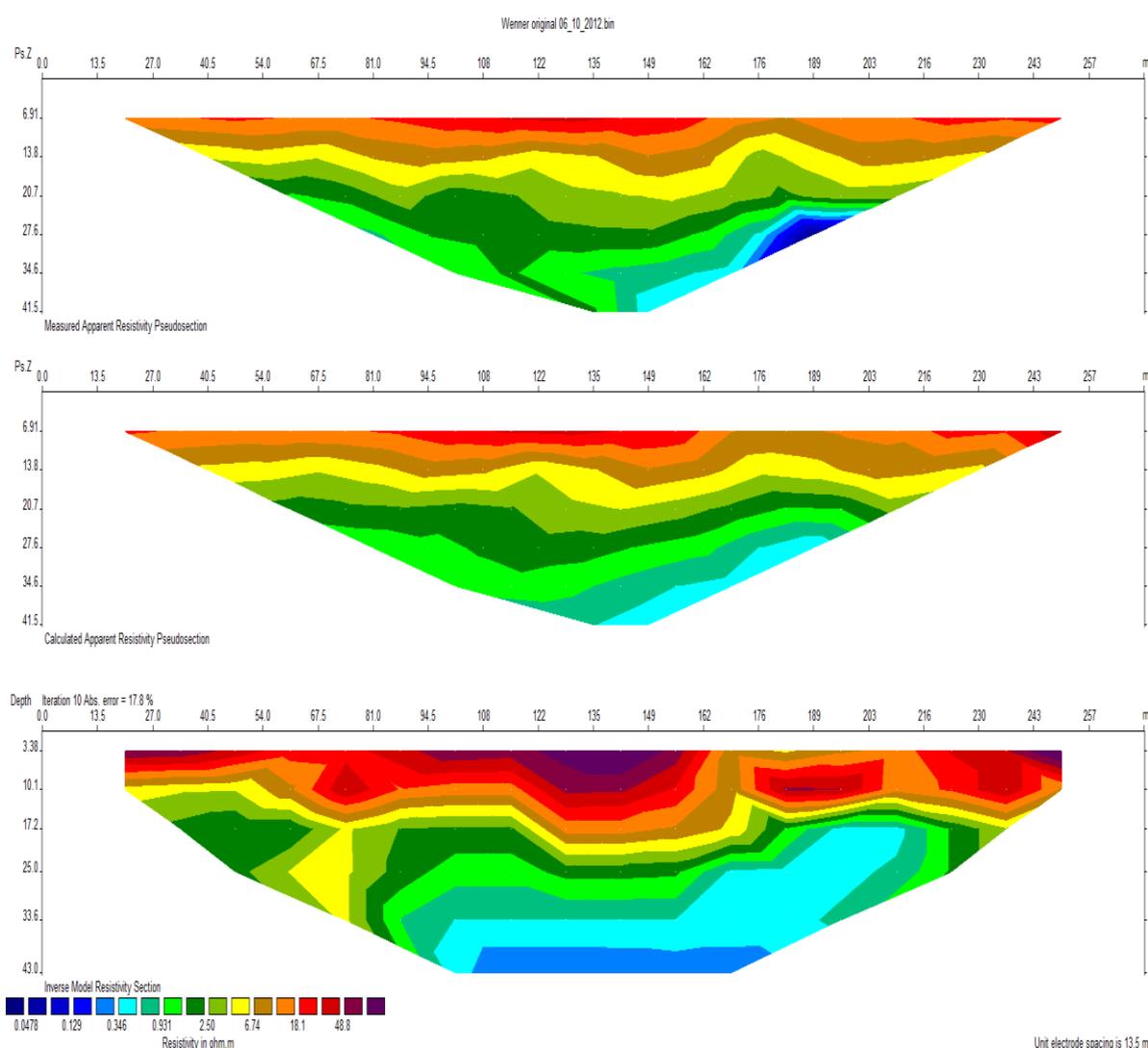


Figura 3. 9 - Resultados do quadripolo Wenner

Desejava-se investigar a zona saturada na área e nota-se que, de fato, a inversão tem pouca correspondência com as das SEVs 1 e 2 em relação às resistividades aparentes. Isso ocorre devido ao método manter as distâncias entre eletrodos constantes. Porém, a

identificação do início da zona saturada próxima aos 10 metros de profundidade teve boa representação se comparada às SEVs. Não se pode contudo, ao contrário das SEVs, verificar qual espessura da zona freática com regular precisão.

3.4 Topografia do terreno

Foi realizado na área do sistema FVT um levantamento com GPS geodésico TECHGEO GTR G2 L1/L2, no qual o primeiro e último ponto se mantiveram nos locais com o suporte durante 20 minutos e outros 371 amostrados de 1 em 1 minuto, resultando num erro médio para cada ponto de aproximadamente 2cm na direção horizontal e 4 cm na direção vertical e um RMS de 0,02m metros.

Os dados depois de processados e incluídos no banco de dados foram importados ao software TOPOCAL para a construção da malha digital do terreno que depois foram exportados, para formatos, Shapefile e dwg. Na Figura 3.10 estão representados os modelos digitais do sistema FVT em planta baixa e separadas em três seções transversais e uma longitudinal.

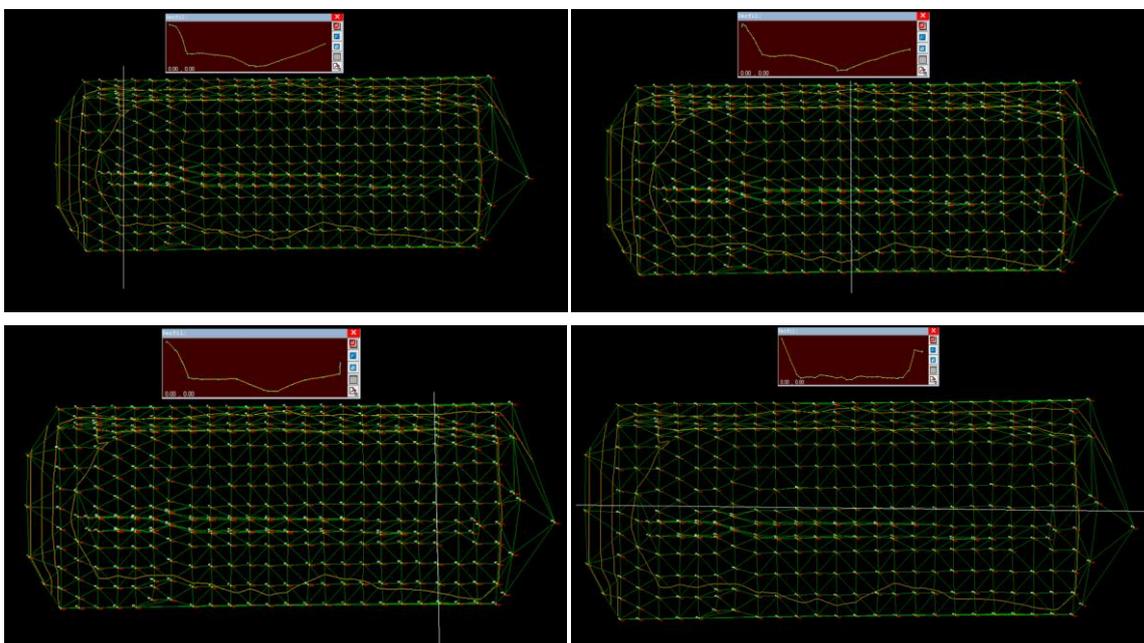


Figura 3. 10 - Levantamento topográfico e modelo digital do terreno para o sistema FVT.

3.5 Monitoramento da chuva, potencial matricial e aplicação das CRAs

As pressões de sucção matricial do solo foram monitoradas no período de estudo – 24 de janeiro de 2012 a 18 de abril de 2013 – e nota-se que as variações de sucção matricial no solo são mais proeminentes nas camadas mais próximas da superfície. Esse fato está

relacionado à influência da evapotranspiração no local, que além da drenagem interna natural do solo, também faz com que as camadas superficiais percam água por evaporação e por transpiração até certa profundidade, afetando intensamente a umidade do solo entre a superfície até 50 centímetros de profundidade na época das águas, e até 80 centímetros na estiagem, com bem menos intensidade nessa última.

O início da faixa de variação da tensão de sucção medida em campo varia torno de 0kpa na camada superficial, o que indica saturação, e diminui até até -55kpa para a profundidade de 250cm. O final da faixa alcança -100kpa para todas as profundidades. A maior variação de umidade ocorre na faixa de transição entre platôs das CRAs ajustadas e ocorre aproximadamente entre 2 e 20kpa . Nas Figuras 3.11 e 3.12 estão relacionados os potenciais mátricos do solo e os eventos de precipitações observados no período de estudo.

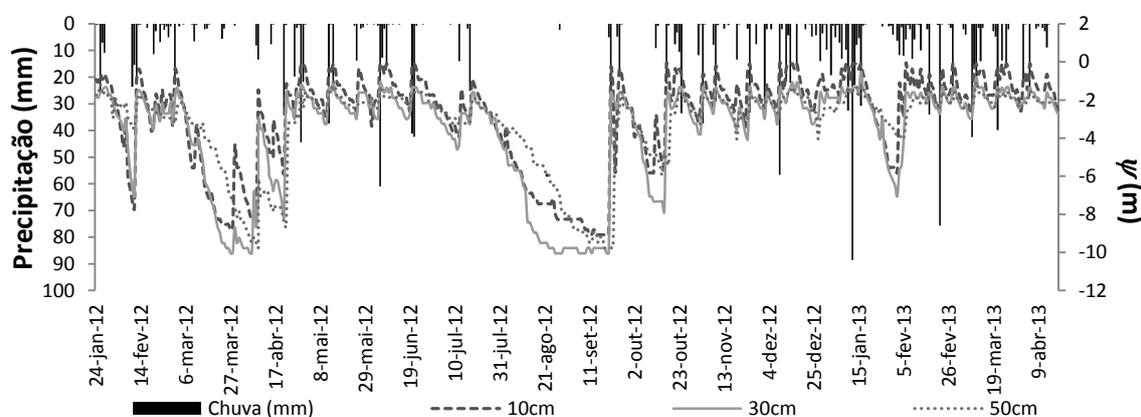


Figura 3. 11 – Potenciais mátricos e precipitações observadas em 454 dias para tensiômetros instalados a 10, 30 e 50 centímetros de profundidade

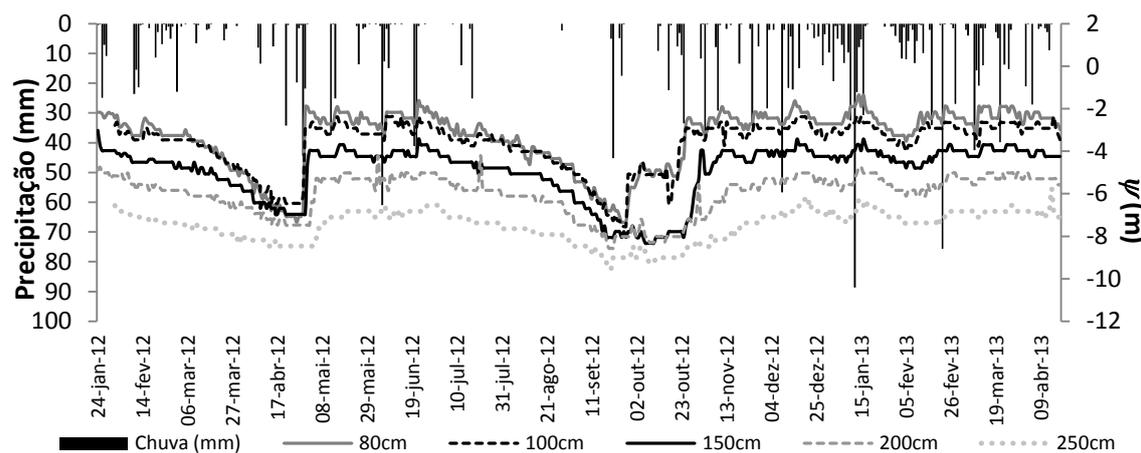


Figura 3. 12 – Potenciais mátricos e precipitações observadas em 454 dias para tensiômetros instalados a 80, 100, 150, 200 e 250 centímetros de profundidade

Pode-se observar que ψ , tem uma maior variação nas camadas até 50cm, ocorrendo um declínio de tensão em todas as profundidades, de final de fevereiro a final de abril de 2012, e de início de julho a meados de setembro de 2012. Apesar deste declínio de tensão

não há variação visível da umidade para as CRAs de profundidade maior que 0,80 metros (Figura 3.13).

A Figura 3.13 mostra os valores de ψ medidos e transformados em umidade para as CRAs de Van Genuchten (1980), restrição de Mualem (1976), proposta de Carducci *et al.* (2011) e calibração de papel filtro de Oliveira e Marinho (2006).

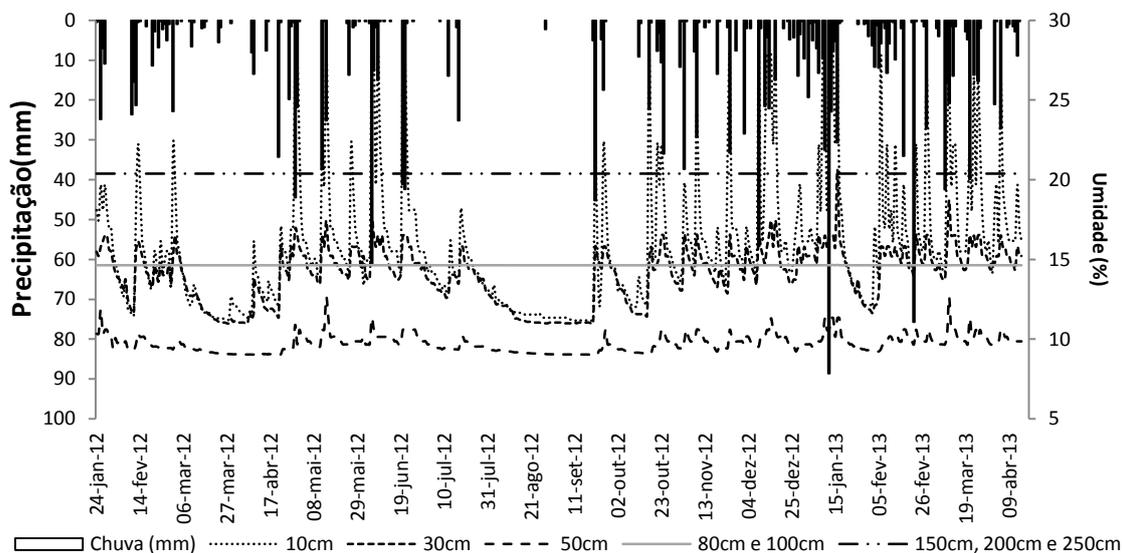


Figura 3. 13 – Umidades da camada superficial a profundidade de 2,50 metros

As umidades da camada monitorada de 0,80 e 1,00 metros variaram de 14,63 a 14,68% nos 454 dias enquanto a umidade para as camadas de 1,50, 2,00 e 2,50 metros variaram entre 20,37 a 20,41% no mesmo período. Este fato pode estar relacionado a vários fatores, dos quais dois são: os valores de ψ observados ficam no limiar da faixa de ponto de murcha permanente e o início da faixa de transição de platôs de saturação e intermediário das CRAs; e, o método aplicado de CRAs está subestimado em relação à umidade real em campo.

Para a curva de umidades, bem como ψ , a variação da umidade é maior nas camadas mais rasas em relação às camadas mais profundas. Além disso, na camada de 50 centímetros, para o método de monitoramento por tensiômetros de bulbo poroso, a amplitude de variação de ψ é bem menor e os valores de umidades só são sensíveis, quando o são de 5 a 8 dias após a chuva dependendo da umidade inicial do solo. A partir dessa profundidade, só há acréscimo da umidade se a condição inicial de umidade do solo (entre a superfície e 50 cm) estiver acima de 16% e é percebidas, na camada de 80 centímetros de 10 a 15 dias após a chuva. Caso contrário, a água retida nas camadas até 50cm de solo é completamente evaporada e consumida pela evapotranspiração.

A Figura 3.14 apresenta os valores mensais observados para 2012 e início de 2013, perfazendo-se um total de 1319 mm precipitados para 2012. Os dados de chuva monitorados de 1 de janeiro de 2013 até 18 de abril de 2013 somam 702 mm precipitados e representam um aumento de 41% de volume precipitado para o mesmo período de 2012.

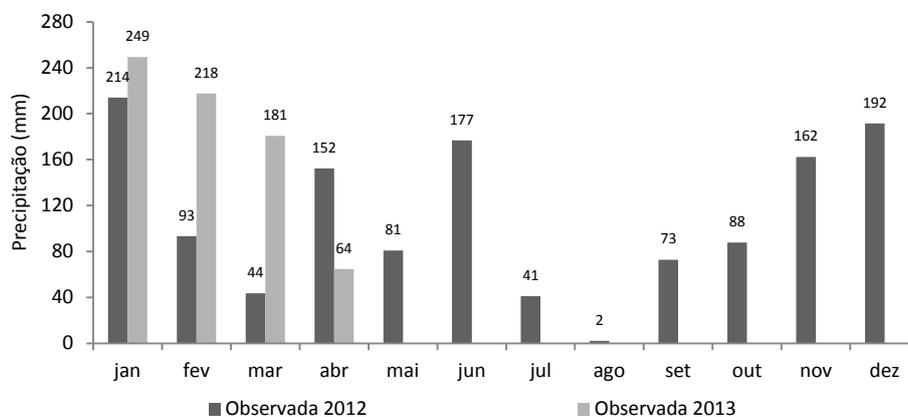


Figura 3. 14 – Precipitações mensais observadas em 454 dias

Como o monitoramento tensiométrico foi iniciado em 24/01/2012, os dados de precipitação de entrada no software Hydrus e no cálculo de armazenamento para janeiro de 2012, somam apenas 24,3mm dos 214 monitorados no período.

3.5.1 Verificação do modelo Hydrus com dados experimentais

Para a verificação do modelo e dos dados observados foi criada uma seção transversal no modelo Hydrus cujos dados de umidade e de tensão de sucção foram comparados com aqueles observados em campo em 11/02/2012 (Figura 3.15), 13/03/2012 (Figura 3.16), 16/04/2012 (Figura 3.17), 19/06/2012 (Figura 3.18), 15/09/2012 (Figura 3.19) e 02/04/2013 (Figura 3.20), a seguir:

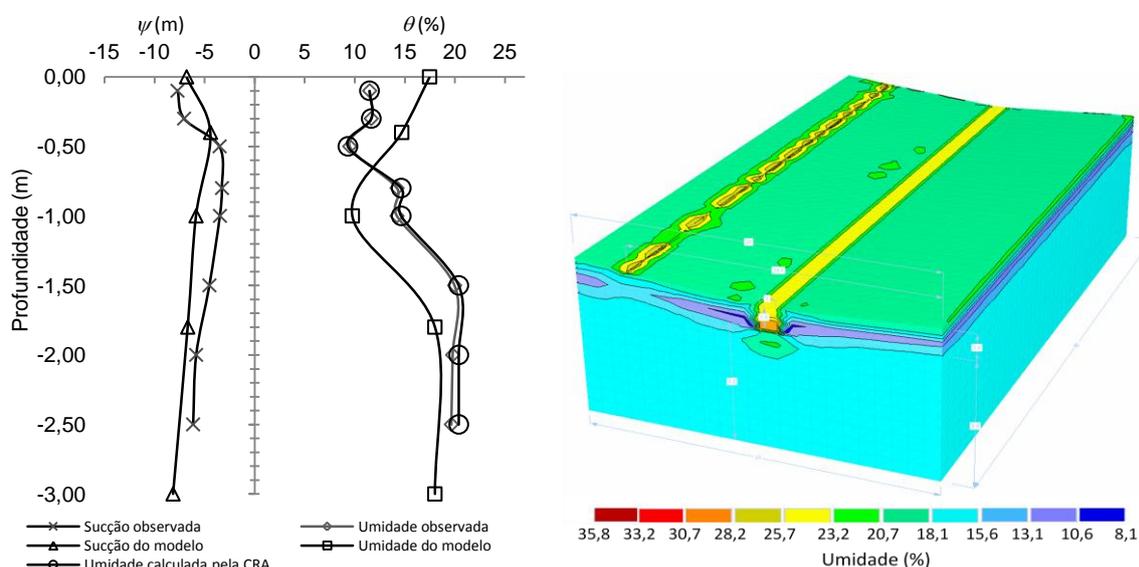


Figura 3. 15 – Verificação do modelo entre a umidade calculada e a observada e as tensões de sucção matricial medidas em campo e as calculadas pelo modelo Hydrus no dia 11 de fevereiro de 2012

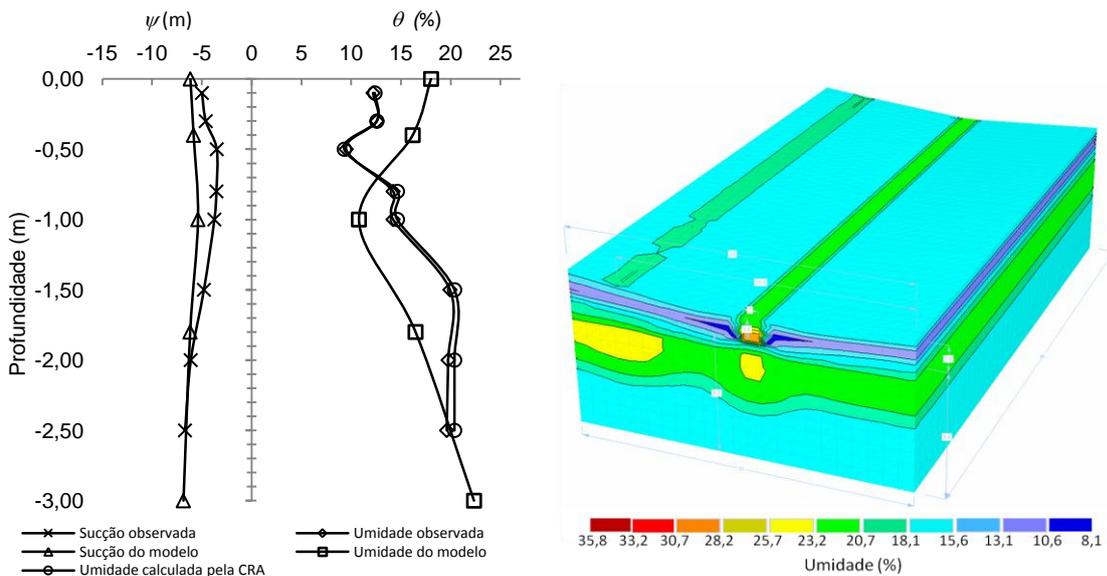


Figura 3. 16 – Verificação do modelo entre a umidade calculada e a observada e as tensões de sucção matricial medidas em campo e as calculadas pelo modelo Hydrus no dia 13 de março de 2012

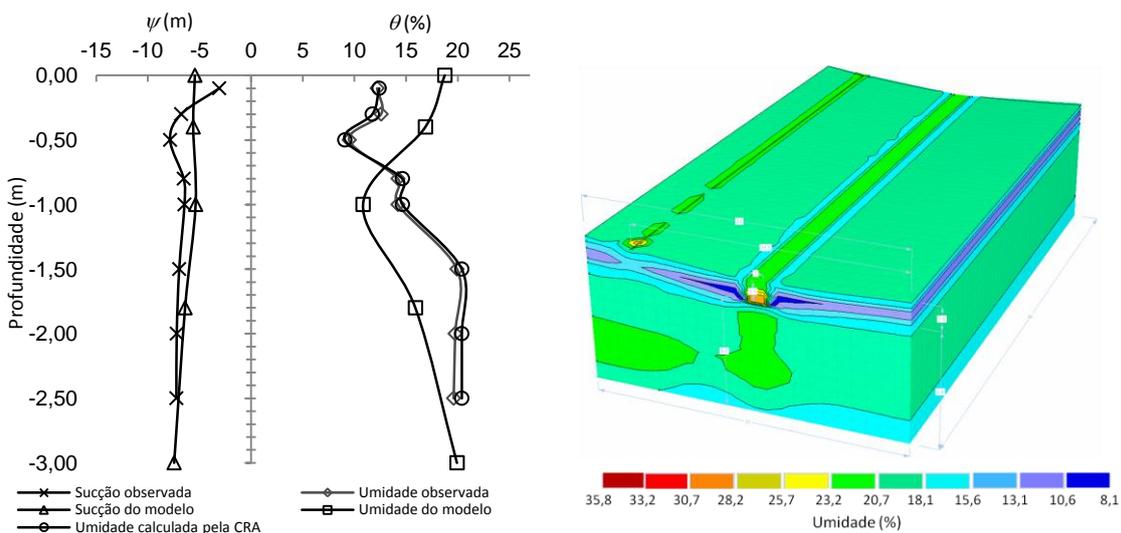


Figura 3. 17 – Verificação do modelo entre a umidade calculada e a observada e as tensões de sucção matricial medidas em campo e as calculadas pelo modelo Hydrus no dia 16 de abril de 2012

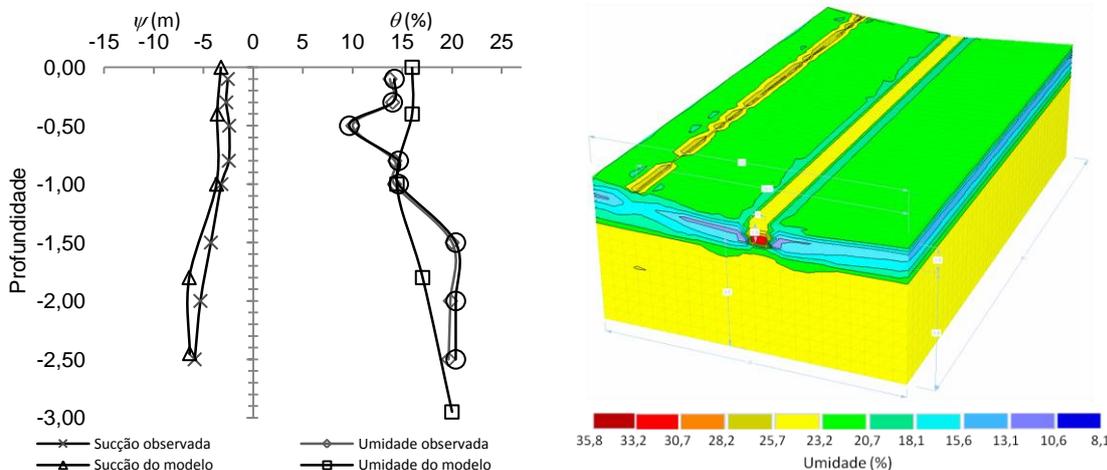


Figura 3. 18 – Verificação do modelo entre a umidade calculada e a observada e as tensões de sucção matricial medidas em campo e as calculadas pelo modelo Hydrus no dia 19 de junho de 2012

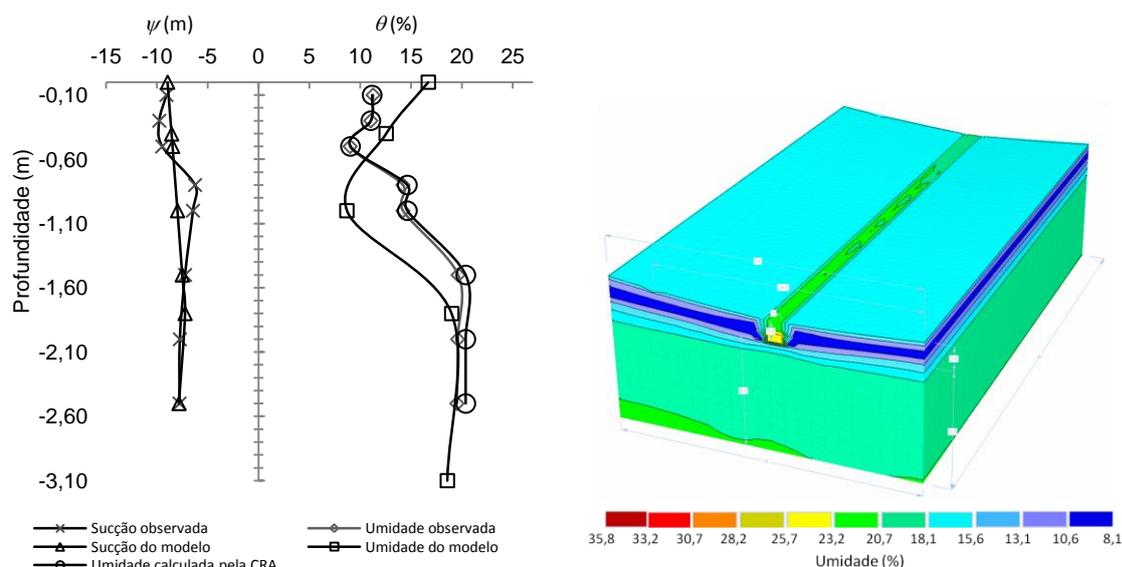


Figura 3. 19 – Verificação do modelo entre a umidade calculada e a observada e as tensões de sucção matricial medidas em campo e as calculadas pelo modelo Hydrus no dia 15 de setembro de 2012

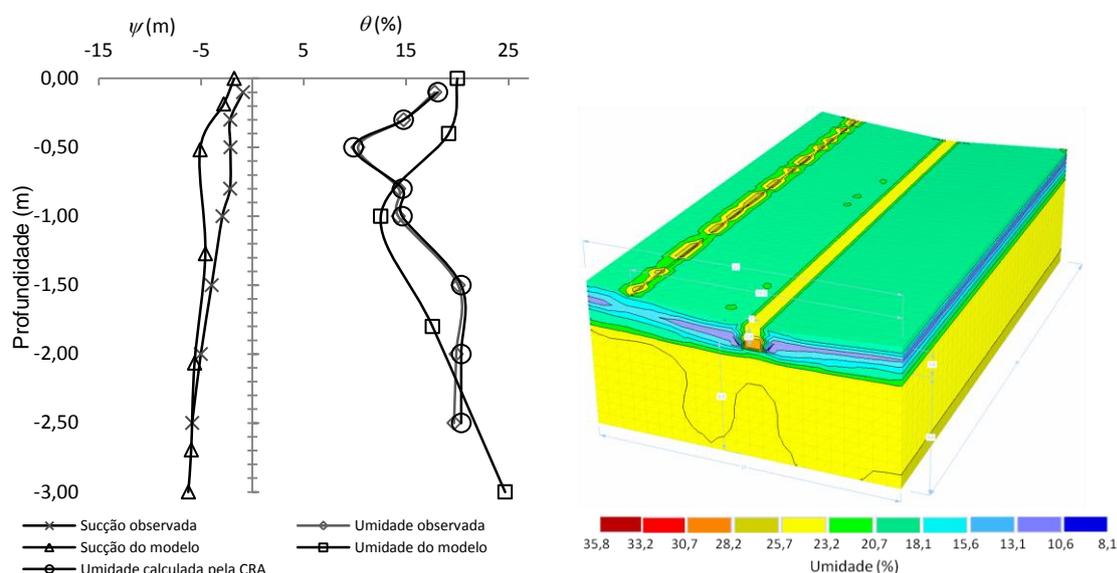


Figura 3. 20 – Verificação do modelo entre a umidade calculada e a observada e as tensões de sucção matricial medidas em campo e as calculadas pelo modelo Hydrus no dia 02 de abril de 2013

Os modelos se ajustam melhor a profundidades maiores, tanto para as pressões de sucção, quanto para as umidades. Este fato é explicado por dois motivos: a evapotranspiração nas camadas superiores faz com que os valores de sucção matricial variem amplamente durante o dia. O segundo é o atraso entre a leitura do tensiômetro e hora da chuva, ou seja, o intervalo entre a leitura e a chuva variou em todos os eventos.

A profundidade de verificação foi a mesma daquela monitorada pelos tensiômetros. Nas Figuras 3.15 e 3.16, a partir de 3,10 metros, o solo está com umidade do platô assintótico intermediário, de acordo com a premissa do trabalho, e, portanto não há

movimentação vertical de água ainda, a partir dessa profundidade e data para o modelo proposto.

A leitura dos tensiômetros e a coleta das umidade do dia 11 de fevereiro de 2012 foram realizadas antes da chuva de 22 mm no mesmo dia. No dia 13 de março de 2012 não houve ocorrência de precipitação, porém a leitura e a coleta das amostra dispunham de umidades dos 3 dias chuvosos antecedentes. No dia 16 de abril de 2012 ocorreu evento de precipitação antes da coleta das amostras. No dia 19 de junho de 2012 não ocorreu precipitação e não houve ocorrência de chuva nos três dias anteriores. No dia 15 de setembro de 2012 não foram observadas precipitações durante 17 dias corridos. Finalmente, no dia 02 de abril de 2013, não ocorreu chuva e não foi observado nenhum evento em cinco dias anteriores à coleta.

Os conteúdos de água e tensão de sucção do modelo Hydrus e de campo têm ambos grande oscilação devido aos atrasos entre medidas de precipitação (minuto) e tensiométrica (dia) e abstrações complexas de se considerar nos modelos. Além disso, fica evidente, conforme as Figuras 3.15 a 3.20, o aparecimento de manchas e gradientes muito elevados entre a trincheira e o solo no modelo digital. Essas manchas podem ser consideradas como erros numéricos de processamento e os gradientes muito elevados entre a trincheira e o solo e nos limites entre faixas de solo não correspondem à realidade ou não são tão acentuados em campo.

Dessa forma, para maiores detalhes sobre a recarga, estimativas mais precisas e menores erros de redundância, deve-se monitorar a umidade em todo perfil desde a superfície até a zona freática.

3.6 Armazenagem de água no solo e fluxos calculados

Para o cálculo da armazenagem foram utilizados os modelos escolhidos de CRA e o método das diferenças das curvas de umidade diárias proposto por Libardi (1995), que nada mais é que a aplicação do teorema de Lagrange para a aproximação do polinômio de 1º grau para cálculo da área do trapézio.

Considerou-se também uma porosidade de 40% na trincheira e uma condutividade em condições de saturação de 7m/dia. Apresentam-se na Figura 3.21 os valores de armazenagem diária acumulada, o fluxo freático fornecido pelo modelo e a precipitação.

O fluxo freático foi calculado em função do início do monitoramento, considerando-se a condutividade hidráulica igual a zero no instante anterior ao monitoramento, ou seja, qualquer fluxo que atingiu a zona freática foi acumulado a partir do tempo zero de

monitoramento. Essa premissa condicionou a acumulação do fluxo entre a zona não saturada e a freática, a partir do octagésimo segundo dia, o que quer dizer que, desde o instante zero até o octagésimo segundo dia a recarga freática no modelo Hydrus foi nula, conforme Figura 3.21.

Ao final do período de monitoramento, os valores estimados de taxa de recarga pelo modelo Hydrus alcançaram um fluxo entre a zona vadosa e a superfície freática do FVT de até $21,9 \text{ mm.dia}^{-1}$. Em contrapartida, as taxas de recarga do método de armazenamento tensiométrico foram mais módicas e variaram entre $4,6 \text{ mm.d}^{-1}$ e $7,7 \text{ mm.d}^{-1}$ com exceção do início do monitoramento, razão da premissa inicial de monitoramento no tempo zero que variou de 0 a 11 mm.d^{-1} nos 6 primeiros dias de monitoramento (Figura 3.21).

As áreas sob as 3 curvas da Figura 3.21 representam, no período monitorado, a taxa de EVT potencial, a taxa de armazenagem calculada pelos tensiômetros no perfil de 2,50 metros e a taxa de recarga do modelo Hydrus no perfil até 10,m.. Portanto, a diferença entre as áreas da curva de armazenagem dos tensiômetros e as da curva de EVT potencial, fornece o volume armazenado no perfil de 2,50 metros. O modelo Hydrus fornece diretamente as lâminas de EVT, de armazenagem e de infiltração no período.

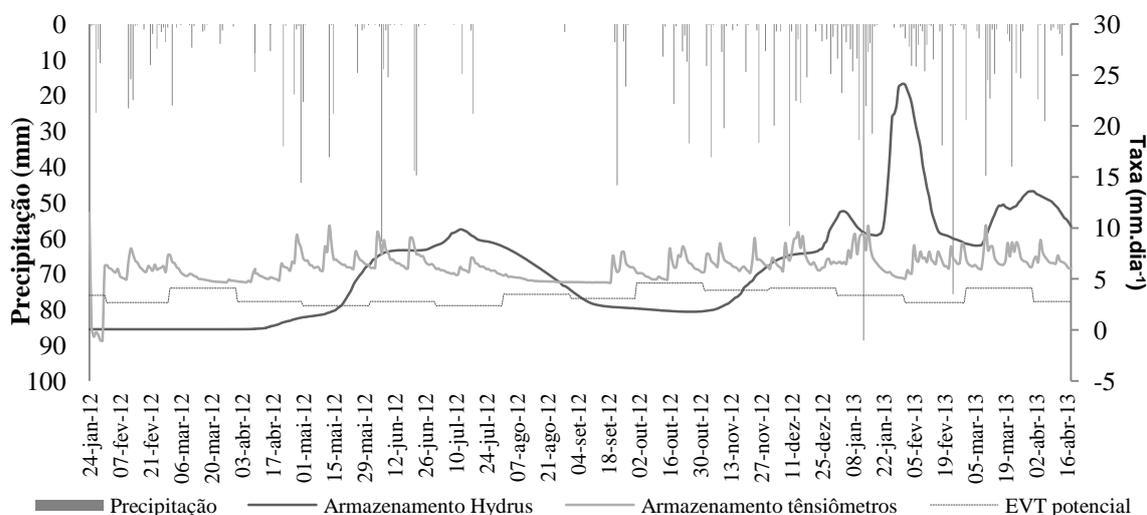


Figura 3. 21 - Armazenamento pelo método das diferenças, fluxo na zona freática calculada pelo Hydrus e evapotranspiração potencial

O percentual de Recarga (R/Q (%)) chegou a 41% para o modelo Hydrus e 49% para o método de armazenamento e monitoramento tensiométrico da área de estudo, (Tabela 3.8, - 5ª coluna). Esse percentual, tanto para o modelo digital, quanto para o método de armazenamento tensiométrico, corresponde à lâmina recarregada (R) dividida pelo aporte de água no sistema 2980,3mm (Q). Por sua vez, Q representa a lâmina precipitada de 1841,35mm (P) (Figura 3.14) sobre o sistema FVT, acrescida da mesma lâmina precipitada

no telhado do Departamento de Medicina, retiradas as perdas de 20%, e convertida em lâmina sobre a área em planta do FVT.

O Balanço hídrico resultou em lâmina residual para ambos os modelos. Essa lâmina residual, no modelo de armazenagem tensiométrico, corresponde a diferença entre a lâmina de aporte (Q) menos a lâmina infiltrada (I) e representa 151,7mm, ou 5,1% do aporte. Para o modelo Hydrus, analogamente, a lâmina residual foi de 339,1mm ou 11,4% do aporte. Dessa forma, esse conteúdo de água que ainda não passou pelo perfil monitorado e pelo calculado digitalmente, ainda possivelmente, sofrerá retenção, perda por EVT e drenagem recarregável.

Outros fatores relacionados a essas lâminas são: no caso do modelo de armazenagem tensiométrico consideraram-se recarga a água que ultrapassou 2,5m de profundidade; e, no caso do modelo Hydrus aquela que ultrapassou 10,0 m de profundidade. Há ainda, na simulação pelo modelo Hydrus a consideração que o solo, no início do monitoramento, estava com condutividade hidráulica nula.

O método do monitoramento por tensiômetros estima as perdas no perfil monitorado tanto por EVT quanto por drenagem interna. Portanto, a acumulação de água na zona freática se faz maior que a armazenagem no perfil dado ao fato de a quantidade de água perdida por EVT ser menor que a diferença de umidade de dois dias consecutivos de monitoramento, ou seja, a diferença de umidade entre dois dias consecutivos deve ser positiva e maior que zero mesmo se retiradas as perdas por EVT do período. O Hydrus calcula e estima tanto a drenagem interna quanto as perdas por EVT apenas com a entrada de dados no *software*.

Apresenta-se na última coluna da Tabela 3.8 o percentual da recarga (R/I (%)), ou seja, a lâmina de recarga (R) em relação à lâmina infiltrada (I). Esses valores (46,5% e 52,2%) indicam que cerca da metade da água infiltrada se torna recarga. Os dois métodos tiveram boa aproximação, conforme Tabela 3.8.

Tabela 3. 8 - Balanço hídrico do modelo digital e do monitoramento do sistema FVT em milímetros

	Aporte FVT (Q) (mm)	Evapo- transpiração acumulada (EVT) (mm)	Lâmina infiltrada (I) (mm)	Recarga (R) (mm)	Recarga lâmina aporte (R/Q) (%)	Recarga lâmina infiltrada (R/I) (%)
Hydrus	2980,3	1751,9	2641,3	1228,4	41,2	46,5
Tensiômetros	2980,3	1504,5	2828,6	1475,8	49,5	52,1

Na Figura 3.22 são apresentados os balanços hídricos para os dois modelos no período, na qual a entrada de água no sistema é dada como negativa e o armazenamento e a lâmina infiltrada são dados como positivos. Apresentam-se graficamente na Figura 3.22 os dados da Tabela 3.8 (p. 112), como o aporte acumulado (Q), a recarga calculada (R) e a lâmina infiltrada calculada (I) para o modelo digital Hydrus e para os tensiômetros.

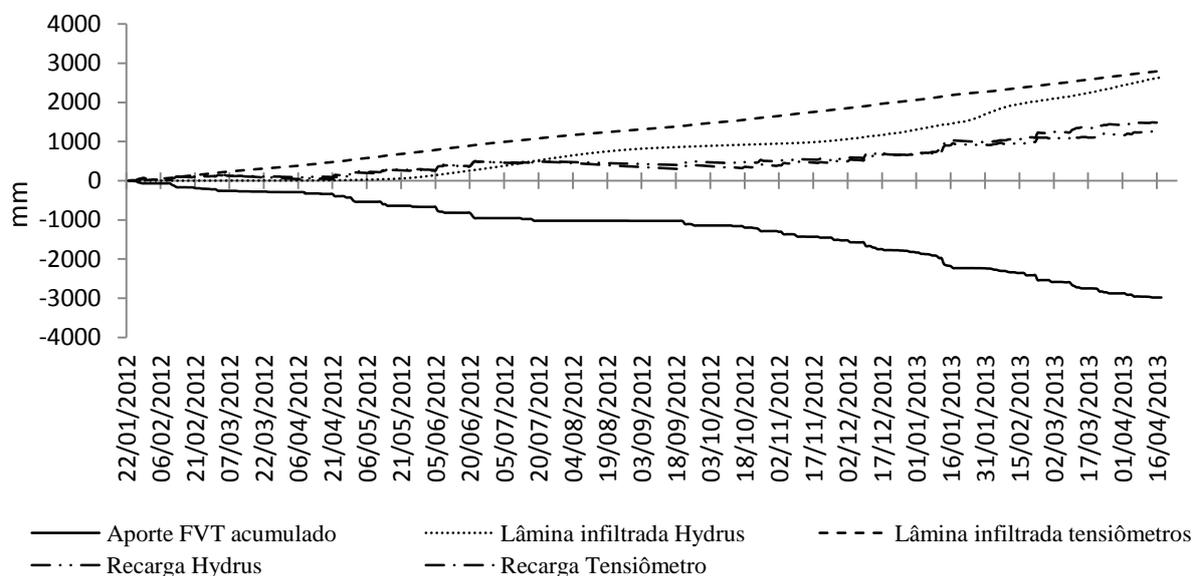


Figura 3. 22 – Balanço hídrico em 454 dias com precipitação acumulada, armazenamento tensiométrico e do modelo Hydrus acumulados, infiltração acumulada pelo método dos tensiômetros e do modelo digital Hydrus

A lâmina consumida pela evapotranspiração no sistema FVT atingiu 58,8% da lâmina total de aporte para o modelo Hydrus enquanto que, para o método tensiométrico, no qual se utilizou a EVT sugerida por Marcuzzo *et al.* (2008), a EVT atingiu 50,5%. A relação entre as lâminas infiltradas no solo e as evapotranspiradas calculadas pelo modelo Hydrus e pelo método dos tensiômetros alcançaram, respectivamente, 66% e 53%.

O modelo Hydrus faz uma aproximação da dinâmica da água no solo com tempo de processamento inversamente proporcional à quantidade de detalhes do projeto. Quanto maior os detalhes e refinamentos, mais morosos são os processamentos de dados.

CAPÍTULO - 4 CONCLUSÕES

4.1 Inferências e Relatório Investigativo

4.1.1 Curvas de retenção de água no solo

O solo da área do sistema FVT tem textura areno-argilosa em todo perfil estudado, média a moderada porosidade com o menor valor de 27,2% para a camada de 10 centímetros e 45,6% para a a profundidade de 2,00 metros, com um aumento gradual da porosidade até 1,5m de profundidade. Após 1,5m obtiveram-se porosidades muito semelhantes e maiores que 40%.

Em todas as curvas de retenção de água as umidades dos platôs de saturação e intermediário crescem com a profundidade. Essa diferença de valores entre os platôs permanece aproximadamente a mesma e em torno de 20%. Além disso, a forma das CRAs da camada superficial, para todos os modelos e calibrações, possuem um platô intermediário inclinado, quase inexistente, diferente dos daqueles de outras profundidades, os quais são pronunciados.

As CRAs obtidas com curvas de calibração de Oliveira e Marinho (2006) apresentaram na transição entre patamares (tanto de saturação e intermediário, quanto entre o intermediário e residual) umidades inferiores àquelas das CRAs obtidas a partir de Chandler *et al.* (1992) e ASTM (1992). Os platôs de umidade intermediários das CRAs modeladas por Gitirana Jr. e Fredlund (2004) apresentaram pequena queda de umidade entre os dois pontos de inflexão (final da curva saturação e início da curva de umidade residual) para todas as profundidades e calibrações de papel filtro.

As umidades calculadas pelas CRAs para as profundidades de 50cm ficaram muito abaixo das outras umidades calculadas pelas CRAs para outras profundidades, entretanto, o R^2 entre a umidades medidas nas seis datas e as calculadas para as mesmas datas pela CRA que utilizou-se da calibração de Papel Filtro da ASTM (1992) e autor de CRA van Genuchten para 50cm atingiu 0,846.

A escolha da CRA seguiu o melhor resultado de correlação quadrática, porém os erros absolutos entre elas foi menor que 1% de umidade. Logo, para a modelagem, optou-se pela escolha das CRAs como representado na Tabela 3.6 (p. 99).

As umidades e pressões ajustadas às calibrações de papel filtro tiveram R^2 maiores que 0,93 indicando boa representatividade. Entre as oito CRAs selecionadas com dados experimentais, 5 delas apresentaram ajustes regulares com R^2 entre 0,72 e 0,99 (10cm; 30cm; 50cm; 80cm e 200cm) e as outras três (100cm; 150cm e 200cm) com R^2 de 0,45 a 0,57, portanto os ajustes demonstram que não predizem a umidade e a tensão matricial real em campo sem nova avaliação e refino.

4.2.1 Investigação Geofísica

A investigação geofísica apresentou-se adequada para a investigação da zona saturada, entretanto, não há como monitorar a variação temporal da espessura do lençol devido às abstrações do perfil do solo em campo, ou seja, os erros de inferência de espessura não são razoáveis no que se refere a volumes. Além disso, para se realizar esse tipo de monitoramento é necessário um corpo técnico especializado e aplicação intensa de recursos financeiros.

Contudo, para identificação dos materiais geológicos, diferentes zonas de resistividade em profundidade e boa estimativa de profundidade da zona saturada o método facilita e agiliza a obtenção de dados geológicos de campo.

4.3.1 Recarga freática

A recarga freática de água estimada no sistema FVT pelos autores foi de cerca de 41% e 49% do volume precipitado e coletado pela rede de drenagem compensatória, respectivamente, para o modelo Hydrus e o método de armazenagem dos tensiômetros.

Logo, é razoável afirmar que os sistemas de drenagem compensatória que promovem a infiltração de água no solo têm grandes vantagens não só no controle de inundações, mas sobretudo no armazenamento do recurso natural. Desse modo devem ser incessantemente estudadas. Há que se preocupar com a qualidade da água que promove a recarga, portanto, os sistemas de pré-tratamento a montante da etapa de infiltração são considerados igualmente importantes, bem como a origem do escoamento superficial direto lançado no sistema infiltrante.

Concluindo, os volumes armazenados no solo foram favorecidos pelo sistema FVT, e os resultados do estudo sugeriram ser consoantes à instalação desse equipamento inovador de infiltração e drenagem, e ao favorecimento da recarga freática em áreas urbanas devendo,

portanto, ser estudadas mais detalhadamente no que se refere a alterações de qualidade da água subterrânea.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AHUJA, L. R; ROSS, J. D. A new Green-Ampt type model for infiltration through a surface seal permitting transient parameters below the seal. In: *Advance infiltration* (Proc. Nat. Conf. On Advances in infiltration), ASAE, 1983, p. 147-162.
- ALLISON, G. B.; GEE, G. W.; TYLER, S. W. Vadose-zone techniques for estimating groundwater recharge in arid and semiarid regions. *Soil Science Society of America Journal*, 1994, n. 58, p. 6–14.
- AMERICAN WATER RESOURCES ASSOCIATION. Disponível em: <<http://www.awra.org/>>. Acesso em: 04 out. 2010.
- ARNOLD, J. G; MUTTIAH, R. S; SRINIVASAN, R; ALLEN, P.M. Regional estimation of base flow and groundwater recharge in the Upper Mississippi river basin. *Journal of Hydrology*, 2000, v. 227, p. 21-40.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 13292. *Solo* - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante. Rio de Janeiro, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 6457. *Preparação de amostras de solo para ensaio de compactação e ensaio de caracterização*: método de ensaio. Rio de Janeiro, 1986.
- 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. *Análise granulométrica de solos*. Rio de Janeiro, 1982.
- ASTM. Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. (D. 5298-92). *Annual Book of ASTM Standards*, vol. 15.09. 1992.
- BALEK, J. Groundwater recharge concepts. In: SIMMERS, I. (Ed.). *Estimation of Natural Groundwater Recharge: Mathematical and Physical Sciences*, 1987. p. 3-9.
- BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. *Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana*. Porto Alegre: ABRH, 2005. 266 p.
- BARBASSA, A. P. (1991). Simulação do efeito de urbanização sobre a drenagem pluvial na cidade de São Carlos – SP. EESC – UUSP, 1991, 327p., Tese (doutorado em hidráulica e saneamento) – Departamento de Hidráulica e Saneamento.
- BICALHO, K. V.; CORREIA, A. G.; FERREIRA, S.; FLEUREAU, J. M. & MARINHO, F. A. M. The use of filter paper method for matric suction measurement of an unsaturated compacted silty sand. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 6., Salvador, 2007. *Anais...* Salvador, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. 2007. p. 215-219.
- BOUWER, H. (2002) – “Artificial recharge of groundwater: Hydrogeology and engineering”. *Hydrogeology Journal*. N.10, pp. 121-142.
- BOUWER, H. Estimating and enhancing groundwater re-charge. In: Sharma ML (ed) *Groundwater recharge*. Balkema, Rotterdam, pp 1–10. (1989)
- BOUWER, H. *Groundwater hydrology*. Agricultural Research Service. United States Department of Agriculture. United States of America: McGraw-Hill, 1978. 480 p. 1978.
- BOUWER, H. Theory of seepage from open channels. *Advances in hydrosiences*. New York, v.5,p.121-172.1969.
- BRITO, D. S. *Metodologia para seleção de alternativas de sistemas de drenagem*. 2006. 117 f. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, 2006. (Publicação PTARH.DM-094/06).
- BROOKS, R. H., AND COREY, A. T. Hydraulic properties of porous media. *Hydrology Paper* No. 3, Colorado State Univ., Fort Collins, CO. 1964.
- BULUT, R. & LEONG, E.C. Indirect measurement of suction. *Geotech. Geol. Eng.*, 26:633-644. 2008.

- BULUT, R. *A reevaluation of the filter paper method of measuring soil suction*. Lubbock, Texas Tech University, 1996. 89p. (Tese de Mestrado).
- BULUT, R., LYTTON, R. L., AND WRAY, W. K. Suction Measurements by Filter Paper, Expansive Clay Soils and Vegetative Influence on Shallow Foundations, *ASCE Geotechnical Special Publication* No. 115 (eds. C. Vipulanandan, M. B. Addison, and M. Hasen), ASCE, Reston, Virginia, pp. 243-261. 2001.
- BURDINE, N. T. Relative permeability calculation from pore-size distribution data. *Trans. Am. Inst. Min., Metall. Pet. Eng.*, 198, 71-77. 1953.
- CABRAL, J. 2000. Aplicação de modelos em hidrogeologia. In: FEITOSA F. A. C. E FILHO, J. M. (Coordenação). *Hidrogeologia – Conceitos e Aplicações*. (2ª edição) Fortaleza, CPRM/REFO, LABHID – UFPE, p. 367 - 389.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GITIRANA JR, G. F. N.; CARVALHO. E. T. L. (Org.). *Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais*. Brasília: Faculdade de Tecnologia, 2012. 644 p. (Série Geotecnia – UnB, v. 4).
- CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GUIMARÃES, R. C. AND PEREIRA, J. H. F. Courbes de retention d'eau d'un profil d'alteration. *Proc., 3rd Int. Conf. on Unsaturated Soils, Recife, Brazil, 289-294* (in French). 2002.
- CAMPBELL, G. S. AND CAMPBELL, M. D. Irrigation scheduling using soil moisture measurement: Theory and practice. In: Hillel, D., ed. *Advances in Irrigation*. v. 1. Academic Press: New York, 1982.
- CANHOLI, A. P. *Drenagem urbana e controle de enchentes*. São Paulo: Oficina de Textos, 2005. 301 p.
- CARDUCCI, C. E.; OLIVEIRA, G. C.; SEVERIANO, E. C.; ZEVIANI, W. M. 2011. Modelagem da curva de retenção de água de latossolos utilizando a equação duplo vangenuchten. *R. Bras. Ci. Solo*, 35:77-86, 2011.
- CASTRO, L. M. A. Proposição de indicadores para avaliação de sistemas de drenagem urbana. 133 p. (Dissertação de Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos). Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte – MG, 2002.
- CAUDURO, F., A.; DORFMAN, R. Manual de ensaios d laboratório e de campo para irrigação e drenagem. Porto Alegre: IPH-UFRGS, 1986.216p.
- CHANDLER, R. J. & GUTIERREZ, C. I. The filterpaper method of suction measurement. *Geotechnique* 36, No. 2,265-268. 1986.
- CHANDLER, R. J.; CRILLEY, M. S. & MONTGOMERY-SMITH, G. A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. *Proc. Instn. Civ. Engrs Civ. Engng.* 92, May. 82-89. 1992.
- CHILDS, E. C. AND COLLINS-GEORGE, N. The permeability of porous materials. *Proceedings Royal Society*. v. 201A, 392-405. 1950.
- CHO, J. 2007. A comprehensive modeling approach for BMP impact assessment considering surface and groundwater interaction. PhD diss. Blacksburg, Va.: Virginia Polytechnic Institute and State University.
- CHOW, V. T. *Handbook of applied hydrology: a compendium of water-resources technology*. MacGraw-Hill, 1964.
- COFFMAN, L. *Low-Impact Development Design Strategies, An Integrated Design Approach*. EPA 841-B-00-003. Prince George's County, Maryland. *Department of Environmental Resources, Programs and Planning Division*, 2000. Disponível em: < <http://nepis.epa.gov/Exe> >. Acesso em: 10/02/2012.
- COOPER, J. D. Water use of a tea estate from soil moisture measurements. *East Africans Agricultural and forestry Journal* [S.I.], v. 43, p. 102-121, 1979.
- COREY, A. T. AND BROOKS, R. H. Drainage characteristics of soils. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.* 39, 251-255. 1975.
- COREY, A. T., AND KLUTE, A. Application of the potential concept to soil water equilibrium and transport. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 49, 3-11. 1985.
- COSTA, W. D. 2000. Uso e gestão de Água Subterrânea. In: FEITOSA F. A. C. E FILHO, J. M. (Coordenação). *Hidrogeologia – Conceitos e Aplicações*. (2ª edição) Fortaleza, CPRM/REFO, LABHID – UFPE, p. 341 - 367.
- CRUZ, M. A. S.; TUCCI, C. E. M. Otimização das obras de controle de cheias em uma bacia urbana. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, v. 12, n. 2, p. 63-80, 2007.
- CUSTODIO, E.; LLAMAS, M. R. *Hidrología subterránea*. 2. ed. Barcelona: Ed. Omega.1983.2 v.

- DAEE/CETESB. *Drenagem urbana: Manual de Projeto*. 3. ed. São Paulo: CETESB, 1986. 477 p.
- DEXTER, A. R.; CZYŻ, E. A.; RICHARD, G. & RESZKOWSKA, A. A user-friendly water retention function that takes account of the textural and structural pore spaces in soil. *Geoderma*. 143:243-253, 2008.
- DEXTER, A.R. & BIRD, N.R.A. Methods for predicting the optimum and the range of soil water contents for tillage based on the water retention curve. *Soil Till. Res.*, 57:203-212. 2001.
- DEXTER, A.R. & RICHARD, G. Tillage of soils in relation to their bi-modal pore size distributions. *Soil Till. Res.*, 103:113-118, 2009.
- DEXTER, A.R. Soil physical quality Part I. Theory, effects of soil texture, density, and organic matter, and effects on root growth. *Geoderma*, 120:201-214, 2004.
- DEY, A., MORRISON, H. F., 1979, Resistivity modelling for arbitrarily shaped two-dimensional structures: *Geophys. Prosp.*, 27, no. 1, 106-136.
- DOCHAIN, P.; VANROLLEGHEM, P. A. *Dynamical modeling and estimation in wastewater treatment processes*. 2. ed. London: UK IWA publishing, Alliance House, 2001. 342 p.
- DURNER, W. Predicting the unsaturated hydraulic conductivity using multi-porosity water retention curves. In: M.T. van Genuchten, FT. Leij and L.J. Lund (Editors), *Proceedings of the International Workshop, Indirect Methods for Estimating the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils*. University of California, Riverside, pp. 185-202. 1992.
- DURNER, W. Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure. *Water Resour. Res.*, 30:211-223. 1994.
- EPA - Environmental Protection Agency. *Estimation of Infiltration rate in the vadose zone: Application of Selected Mathematical Models*, 1998, v. 1 and 2.
- FAGUNDES, J.R.T. Estudo integrado das características geológico-geotécnicas com vista à avaliação de recarga de aquífero: região de São Carlos-SP. 2010. 397 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2010.
- FARREL, D. A., LARSON, W. E. Modeling the pore structure of porous media. *Water Resour. Res.*, 8: 699-706. 1972.
- FEITOSA, F. A. C.; MANOEL FILHO, J. (Coord.) *Hidrogeologia: conceitos e aplicações*. 3. ed. rev. Fortaleza: CPRM; LABHID-UFPE, 2008. 842 p. il.
- FENDRICH, R. Coleta, Armazenamento, Utilização e Infiltração das Águas Pluviais na Drenagem Urbana. Tese: Doutorado, curso de Pós-Graduação em Geologia Ambiental – Universidade federal do Paraná, Curitiba, 2002.
- FIGUEIREDO, G. A. B. G. *Sistemas urbanos de água: avaliação de método para análise de sustentabilidade ambiental de projetos*. 2000. 215 f. Dissertação (Mestrado em engenharia Urbana) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, São Paulo, 2000.
- FILHO, J. M. 2000. Ocorrência das águas subterrâneas. In: FEITOSA F. A. C. E FILHO, J. M. (Coordenação). *Hidrogeologia – Conceitos e Aplicações*. (2ª edição) Fortaleza, CPRM/REFO, LABHID – UFPE, p. 13 - 33.
- FOK, Y. S. One – dimensional infiltration into layered soils. *J. Irrig. And Drain. Div; ASCE*, 1970, v. 90, p. 121-129.
- FRANCO, E. J., Dimensionamento de Bacias de Detenção das Águas Pluviais com Base no Método Racional. 143 p. (Dissertação de mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental). Universidade Federal do Paraná – UFPR, Curitiba. 2004.
- FREDLUND, D. G. & RAHARDJO, H. 1993. *Soil mechanics for unsaturated soils*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, [s.l.], v. 31, n. 3, p. 521-532. 1994.
- FREDLUND, D. G.; XING, A; HUANG, S. Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canada*, v. 31, p. 533-546. 1994.
- GARDNER, R. A method of measuring the capillary tension of soil moisture over a wide moisture range. *Soil Sci*. 43, 277-283. 1937.

- GARDNER, W. R. Representation of soil aggregate-size distribution by a logarithmic-normal distribution. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.* 20, 151–153. 1956.
- GERKE, H. H., AND M. TH. VAN GENUCHTEN. Evaluation of a first-order water transfer term for variably saturated dual-porosity flow models, *Water Resour. Res.*, 29, 1225-1238, 1993b.
- GERKE, H. H., M. TH. VAN GENUCHTEN. 1993a. A dual-porosity model for simulating the preferential movement of water and solutes in structured porous media, *Water Resour. Res.*, 29, 305-319, 1993a.
- GIAROLA, N.F.B.; SILVA, A.P. & IMHOFF, S. Relações entre propriedades físicas e características de solos da região sul do Brasil. *R. Bras. Ci. Solo*, 26:885-893, 2002.
- GITIRANA JR., G. F. N. *Weather-related geo-hazard assessment model for railway embankment stability*. 411 p. Tese (Doutorado), College of Graduate Studies and Research, University of askatchewan, Saskatoon. 2005.
- GITIRANA JR., G. F. N.; FREDLUND, D. G., Soil-water characteristic curve with in-dependent properties. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, [s.l.], v. 130, n. 2, p. 209-212. 2004.
- GONÇALVES, A. R. L. *Geologia Ambiental da área de São Carlos*. Tese (Doutorado em Geologia Geral e de Aplicação) – Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1986.
- GRACIOSA, M. C. P.; MENDIONDO, E. M. Dimensionamento de uma trincheira de infiltração para o controle do escoamento superficial em lote residencial urbano. VI Encontro Nacional de Águas Urbanas. ABRH. USP – São Carlos/SP, 2007.
- GRACIOSA, M. C. P.; MENDIONDO, E. M.; CHAUDHRY, F. H. Metodologia para dimensionamento de trincheiras de infiltração para controle do escoamento superficial na origem. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, v. 13, n.2, p. 207-214, 2008.
- GRACIOSA, M. C. P.; MENDIONDO, E. M.; CHAUDHRY, F. H. Simulação hidráulica para trincheiras de infiltração de águas pluviais. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*. Porto Alegre, V. 13 n.2, pp. 89-99. 2008.
- GRACIOSA, M.C.P. (2005). Trincheiras de infiltração como tecnologia alternativa em drenagem urbana: modelagem experimental e numérica. Dissertação (mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo - EESC/USP, 2005. 232p.
- GREEN, W. H., and AMPT, G. A. Studies in soil physics, *Jour. Agr. Sci.*, 4:1-24. 1911.
- GUTIERREZ, L. A. R. Avaliação da qualidade da água da chuva de um sistema Filtro-Vala-Trincheira de infiltração no tratamento do escoamento superficial direto predial em escala real em São Carlos – SP. 198 p. (Dissertação de Mestrado em Engenharia Urbana). Universidade Federal de São Carlos – UFSCar, São Carlos, SP. 2011.
- GUTIERREZ, L. A. R. LUCAS, H. A.; OLIVEIRA, J. C. X.; BARBASSA, A. P. Efeito da variação do coeficiente de permeabilidade no volume de uma trincheira de infiltração. In: Simpósio de Pós-Graduação em Engenharia Urbana – SIMPGEU. Maringá – PR, 2009.
- HAVERCAMP, R., VAUCLIN, M., TOUMA, J., WIERENGA, P. J., AND VACHAUD, G., A comparison of numerical simulation models for one-dimensional infiltration. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 41, 285–294. 1977.
- HAVERCAMP, R.; VAUCLIN, M & VACHAUD, G. 1984. Error analysis in estimating soil-water content from neutron probe measurements: 1 Local stand point. *Soil Science* 137 (2): 78-90.
- HILLEL, D. *Fundamentals of soil physics*. New York, Academic Press, 1980. 413p.
- HURTADO, A. L. B.; Cichota, R. & Jong Van Lier, Q. 2005. Parametrização do Método do Perfil Instantâneo para a determinação da condutividade hidráulica do Solo em experimentos com evaporação. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, 29:301-307.
- KHALIL, M.; SAKAI, M.; MIZOGUCHI, M.; MIYAZAKI, T. Current and Prospective Applications of Zero Flux Plane (ZFP) Method. *Journal of the Japanese Society of Soil Physics* [S.I.], n. 95, p. 75-90, 2003.
- KOSUGI K. Lognormal distribution model for unsaturated soil hydraulic properties, *Water Resour. Res.*, 32(9), 2697-2703, 1996.
- KRAEMER, S.R., H.M. HAITJEMA, AND V.A. KELSON. 2004. Working with *WhAEM2000*: A source water assessment for a glacial outwash wellfield, Vincennes, Indiana (revised). U.S. EPA, Office of Research and Development Report EPA/600/R-00/022. U.S. EPA, Cincinnati, Ohio.

- KUTILEK, M., D. R. NIELSEN. *Soil hydrology*. Catena Verlag, 38162 Cremlingen-Destedt, Germany. ISBN 3-923381-26-3. 1994.
- LEFEBVRE, H. (1972). *Le droit à ville*; Paris, Anthropos.
- LIBARDI, P. L. *Dinâmica da água no solo*. Piracicaba: Editado pelo autor, 1995. 497p.
- LIKOS, W. J. & LU, N., Filter paper technique for measuring total soil suction. *Transportation Research Record* 1786, *Paper* N0.. 02-2140, 120-128. 2002.
- LINSLEY R, KOHLER M, PAULHUS J, 1982: *Hydrology for Engineers*, 3rd ed. McGraw Hill.
- LIU, H. -L.; CHEN, X.; BAO, A.,-M.; WANG, L. 2007. Investigation of groundwater response to overland flow and topography using a coupled MIKE SHE/MIKE 11 modeling system for an arid watershed. *Journal of Hydrology* (2007) n° 347, 448– 459p.
- LUCAS, H. A. 2011. *Monitoramento e modelagem de um sistema Filtro-Vala-Trincheira de infiltração em escala real*. 159p. (Dissertação de Mestrado em Engenharia Urbana). Universidade Federal de São Carlos – UFSCar, São Carlos, SP. 2011.
- MALLANTS, D.; MOHANTY, B. P.; VERVOORT, A., and FEYEN, J. Spatial analysis of saturated hydraulic conductivity in a soil with macropores. *Soil Technol.* 10, 115–132. 1997.
- MARCUZZO, F. F. N.; ARANTES, E. J. WENDLAND, E. Avaliação de métodos de estimativa de evapotranspiração potencial e direta para a região de São Carlos-SP. *Irriga*, Botucatu –SP., v. 13, n. 3, p. 323-338. 2008.
- MARICATO, E.; 2002. Dimensões da tragédia urbana. Disponível em: <http://www.comciencia.br/>. Acesso em: 10 de jan de 2012.
- MARINHO, F. A. M. & OLIVEIRA, O. M. The filter paper method revised. *ASTM geotechnical testing journal*, USA, 29 (3), 250-258. 2006.
- McDonald, M. and Harbaugh, A. (1988). A modular three-dimensional finite-difference ground-water model. *Techniques of Water-Resources Investigations*, Book 6, Chapter A1, U.S. Geological Survey. 586p.
- MEIN, R. G.; LARSON, C. L. Modeling infiltration during a steady rain. *Water Resources Research* [S.I.], v. 9, n. 2, p. 384-394, 1973. *Manual Drainage Criteria*. Urban Drainage and Flood Control District. *Stormwater Quality Management*, Denver, v. 3, 2008.
- MENDUNI, G.; RIBONI, V. A physically based catchment partitioning method for hydrological analysis. *Hydrological Processes*, 2000, v. 14, p. (11-12):1943.
- MOORE, I. D. 1981. Infiltration equation modified for subsurface effects. *J. Irrigation and Drainage div. ASCE*, 1981, v. 107, p. 71-86.
- MUALEM, Y. A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Res. Res.*, 12;513-522, 1976.
- NIELSEN, D. R.; VAN GENUCHTEN, M. T. e BIGGAR, J. W. Water Flow and Solute Transport Processes in Unsaturated Zone, *Water Resources Research*, v. 22, n. 9, p. 89S-108S, 1986.
- OLIVEIRA JUNIOR, C. X. ; LUCAS, A. H. ; GUTIERREZ, L. A. R. ; BARBASSA, A. P. . Coeficiente de Permeabilidade em Ensaio de Poço Invertido: efeito do tempo de umedecimento prévio e métodos de cálculo. In: XVII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 2009, Campo Grande. XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2009a. p. 1-16.
- OSMAN, Y. Z.; BRUEN, M. P. 2002. Modelling stream–aquifer seepage in an alluvial aquifer: an improved loosing-stream package for MODFLOW. *Journal of Hydrology* 264: 69–86.
- PALMA, J. B. *Avaliação integrada, em diferentes escalas, dos atributos que controlam a dinâmica das águas: aplicação para análise de risco de contaminação das águas subsuperficiais na região entre São Carlos e Ribeirão Preto*. 301 f. (Tese (Doutorado)), Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.
- POMPÊO, C. A. Drenagem urbana sustentável. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, v. 5 n.1, jan./mar., 2000. p. 15-23.
- PONS, N., A., D. Levantamento e Diagnóstico Geológicogeotécnico de Áreas Degradadas na Cidade de São Carlos - Sp, com Auxílio de Geoprocessamento. 326 p. (Tese Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

- PREFEITURA DE BELO HORIZONTE. Políticas urbanas. Plano de saneamento. Plano Municipal de Saneamento - 2008/2011. v. 1-2. Disponível em: <<http://portalpbh.pbh.gov.br/pbh/>>. Acesso em: 02 fev. 2011.
- PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO. Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica. *Diretrizes básicas para projetos de drenagem urbana no município de São Paulo*. 268 p. Disponível em: <<http://www.fcth.br/public/cursos/canaismares/md.pdf>>. Acesso em: 03 out. 2010.
- REICHARDT, K. *Dinâmica da matéria e da energia em ecossistemas*. Piracicaba, SP.: ESALQ/USP., Depto. Física e Meteorologia, 1996. 505p.
- REICHARDT, K.; TIMM, L. C. *Solo, Planta e Atmosfera: Conceitos, Processos e Aplicações*. São Paulo, Manole, 2004.
- REICHARDT, K. 1996. Dinâmica da matéria e da energia em ecossistemas. Piracicaba, SP., ESALQ/USP., Depto. Física e Meteorologia, 505p.
- RICHARDS, L. A.; GARDNER, W. R. and OGATA, G. Physical processes determining water loss from soil. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.* 20, 310–314. 1956.
- RICHARDS, L.A.; GARDNER, W.R.; OGATA, G. Physical processes determining water loss from soil. *Soil Sci Soc Am Proc* [S.I.], v. 20, p. 310–314, 1956.
- RICHARDS, S. J. Soil suction measurements with tensiometers. In: *Methods of Soil Analysis*, Monograph No. 9, pp. 153–163. Am. Soc. Agron., Madison, WI. 1965.
- RICHARDS, S. J. Soil suction measurements with tensiometers. In: *Methods of Soil Analysis*, Monograph No. 9, pp. 153–163. Am. Soc. Agron., Madison, WI. 1965.
- ROGOWSKI, A.S. Estimation of the soil moisture characteristic and hydraulic conductivity: comparison of models. *Soil Sci.*, 144: 423-429. 1972.
- ROTH, K., 2011. Soil Physics. Lecture Notes.. Institute of Environmental Physics, Heidelberg University. 351p.
- RUAS LUCAS, J. F. L.; TAVARES, M. H. F.; CARDOSO, D. L.; CÁSSARO, F. A. M. Curva de retenção de água no solo pelo método do papel filtro. *R. Bras. Ci. Solo*, 35:1957-1973. 2011.
- SANFORD, W. E., e WOOD, W. W., 2001, Hydrology of the coastal sabkhas of Abu Dhabi, United Arab Emirates. *Hydrogeology Journal*, v. 9, p. 358-366.
- SANFORD, W. E., 2002, Recharge and Groundwater Models: An Overview. *Hydrogeology Journal*, v. 10, p. 110-120.
- SILVA A; NASCIMENTO, N. O.; SEIDL & VIEIRA. *Caracterização do escoamento urbano de origem viária e remoção de seus poluentes por meio de técnicas compensatórias*. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. 18, 2009. Campo Grande. Anais. Campo Grande: ABRH, 2009.
- ŠIMŮNEK, J. AND M. TH. VAN GENUCHTEN. Modeling nonequilibrium flow and transport with HYDRUS, *Vadose Zone Journal*, doi:10.2136/VZJ2007.0074, Special Issue “Vadose Zone Modeling”, 7(2), 782-797, 2008.
- ŠIMŮNEK, J. D.; JACQUES, J. W.; HOPMANS, M.; INOUE, M.; FLURY AND M. TH. VAN GENUCHTEN. Solute Transport During Variably-Saturated Flow - Inverse Methods, In: *Methods of Soil Analysis*, Part 1, Physical Methods, Chapter 6.6, Eds. J. H. Dane and G. C. Topp, Third edition, SSSA, Madison, WI, 1435-1449, 2002.
- ŠIMŮNEK, J., M. ŠEJNA, AND M. TH. VAN GENUCHTEN, The HYDRUS-2D software package for simulating two-dimensional movement of water, heat, and multiple solutes in variably saturated media, Version 2.0, IGWMC - TPS - 53, International Ground Water Modeling Center, Colorado School of Mines, Golden, Colorado, 251pp.,1999.
- SOARES, P. C.; LANDIM, P. M. B.; FULFARO, V. J. & SOBREIRO NETO, A. F. Ensaio de Caracterização do cretáceo no Estado de São Paulo. *Rev. Bras. Geoc.*, 10: 177-185. 1980.
- SOUZA, V. C. B. Estudo experimental de trincheiras de infiltração no controle da geração do escoamento superficial. (Tese de Doutorado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 127p. + anexos, 2002.
- STORM WATER Management Model (SWMM). Disponível em: <<http://www.epa.gov/ednrmrl/models/swmm/index.htm>>. Acesso em 04 out. 2010.

SUGAWARA, M.; FUNIYUKI, M. A method of revision of the river discharge by means of a rainfall model. Collection of research papers about forecasting hydrologic variables. *The Geosphere Research Institute of Saitama University*, Saitama, Japan, 1956, p. 14–18.

TABUADA, M. A., REGO, Z. J. C., VACHAUD, G. E PEREIRA, L. S. (1995). Two-dimensional infiltration under furrow irrigation: modelling, its validation and applications. *Agricultural Water Management*, vol. 27, n.º 89, p. 105-123.

TAVANTI, D. R.; BARBASSA, A. P. *Contribuições do planejamento urbano às questões hidrológicas e ambientais*. Disponível em: <pluris2010.civil.uminho.pt/Actas/PDF/Paper161 .pdf>. Acesso em: 05 fev. 2011.

TOOD, D. K. *Groudwater Hydrology*. 2nd Ed. New York: John Wiley & Sons, 1976. 535p.

TUCCI, C. E. M. (org.). *Avaliação e controle da drenagem urbana*. Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH, 2001. 548p.

TUCCI, C. E. M. (Org.). *Drenagem Urbana*. Porto Alegre: Editora da Universidade-EDUSP-ABRH, 1995. 428 p.

TUCCI, C. E. M. (org.). *Hidrologia: ciência e aplicação*. 4º edição. Porto Alegre: Editora da Universidade / ABRH, v.4, 943p. 2009.

TUCCI, C. E. M. *Inundações urbanas*. – Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH, 2007. 393p.

VAN GENUCHTEN, M. TH. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 44, 892–898. 1980.

VISSMAN, W., KNAPP, J.W., LEWIS, G.L. HARBAUGH, T.E. *Introduction to Hydrology*, 3e., New Youk, Harper & How (1989)

VILLELA, S., M.; MATTOS, A.. *Hidrologia Aplicada*. – 1. ed. – SãoPaulo: McGraw-Hill do Brasil, 1975.

WILKEN, P. S. *Engenharia de drenagem superficial*. São Paulo, CETESB, 1978. 477 p.

ZUQUETTE, L. V.; GANDOLFI, N. *Cartografia Geotécnica*. São Paulo: Oficina de Textos, 2004.