



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA SANITÁRIA

BRUNO FREITAS CARDOSO

**DESEMPENHO DE UMA LAGOA DE INFILTRAÇÃO NA
ABSORÇÃO DE CHEIAS E NA RECARGA DE AQUÍFERO**

NATAL
2015

BRUNO FREITAS CARDOSO

**DESEMPENHO DE UMA LAGOA DE INFILTRAÇÃO NA
ABSORÇÃO DE CHEIAS E NA RECARGA DE AQUÍFERO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Sanitária, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Sanitária.

Orientador: Prof. Dr. Antônio Marozzi Righetto

Co-orientador: Prof. Dr. João Abner Guimarães Júnior

**NATAL
2015**

UFRN / Biblioteca Central Zila Mamede
Catalogação da Publicação na Fonte

Cardoso, Bruno Freitas.

Desempenho de uma lagoa de infiltração na absorção de cheias e na recarga de aquífero / Bruno Freitas Cardoso. - Natal, RN, 2015.
77 f. : il.

Orientador: Prof. Dr. Antônio Marozzi Righetto.

Coorientador: Prof. Dr. João Abner Guimarães Júnior.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Centro de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Sanitária.

1. Bacia de drenagem urbana - Dissertação. 2. Transformação chuva-vazão - Dissertação. 3. Lagoa de retenção e infiltração - Dissertação. 4. Recarga de aquífero - Dissertação. 5. Reúso de água - Dissertação. I. Righetto, Antônio Marozzi. II. Guimarães Júnior, João Abner. III. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. IV. Título.

RN/UF/BCZM

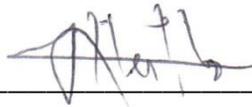
CDU 628.31

BRUNO FREITAS CARDOSO

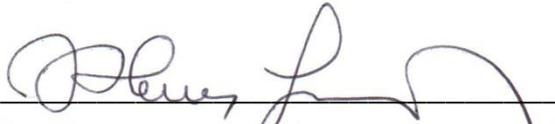
**DESEMPENHO DE UMA LAGOA DE INFILTRAÇÃO NA
ABSORÇÃO DE CHEIAS E NA RECARGA DE AQUÍFERO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Sanitária, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Sanitária.

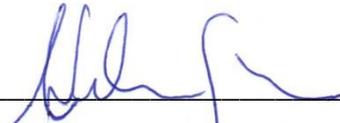
BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. Antônio Marozzi Righetto – Orientador
Universidade Federal do Rio Grande do Norte



Prof. Dr. João Abner Guimarães Júnior – Co-orientador
Universidade Federal do Rio Grande do Norte



Profa. Dra. Adelena Gonçalves Maia – Examinadora Interna
Universidade Federal do Rio Grande do Norte



Prof. Dr. Abelardo Antônio de Assunção Montenegro – Examinador Externo
Universidade Federal Rural de Pernambuco

Natal, 28 de dezembro de 2015

AGRADECIMENTOS

A Deus, pois sem Ele nada seria possível.

Ao meu avô Virgílio (*in memoriam*) que, sem perceber, me ensinou a prática do exercício da humildade e da simplicidade.

À minha avó Dione, por sempre me incluir em suas orações e pensamentos, e, por se fazer sempre presente na minha infância.

À minha mãe Liane, pelo carinho, assistência e amor apresentado em todas as etapas da minha vida, principalmente, no que diz respeito ao meu aperfeiçoamento profissional.

Ao meu pai Alberto, por todos os esclarecimentos, apoio e informações fornecidas e pelo conhecimento compartilhado.

Às minhas irmãs, Carolina e Daniela, pela disponibilidade de atuar como ouvintes e pelo carinho apresentado.

À minha namorada Justine, pelo carinho e paciência, pela disponibilidade em me ajudar e pela força depositada nos momentos mais difíceis.

Ao meu orientador Righetto, pela disponibilidade frente aos inúmeros encontros realizados em prol deste trabalho e pelos ensinamentos e conhecimentos compartilhados para realização deste.

Ao professor João Abner, pela confiança depositada em meu ingresso no programa de mestrado e pelo conhecimento compartilhado.

Aos professores do Programa de Pós-graduação em Engenharia Sanitária, pela amizade e conhecimento transmitido.

À CAPES, pelo suporte financeiro concedido através da bolsa de estudo.

RESUMO

Um tipo de solução de macrodrenagem largamente utilizado em áreas com predominância de bacias fechadas (bacias sem exutórios) é a implantação de lagoas de retenção e infiltração (LDI). Este tipo de solução tem como principal função realizar o armazenamento de deflúvios superficiais e promover sua infiltração e conseqüentemente, promover a recarga do aquífero, quando existente. É a prática para se evitar inundações nos baixios da bacia de drenagem. A impermeabilização da bacia reduz a recarga distribuída de aquíferos freáticos como a existente na cidade de Natal, RN. No entanto, a presença da LDI traz a vantagem de concentrar os deflúvios e promover uma recarga pontual que pode superar a recarga natural distribuída. Neste trabalho se propôs estudar uma pequena bacia de drenagem urbana, a bacia experimental de Mirassol (BEM), em Natal, RN, que tem como exutório uma LDI. Os processos de transformação da chuva em vazão, a acumulação de água na LDI e o processo de infiltração e percolação no perfil do solo até o lençol freático foram modelados e, através de observações dos eventos chuvosos, níveis de água na lagoa e do lençol freático, assim com levantamento de parâmetros, possibilitaram a modelagem desses processos combinados. A modelagem matemática foi realizada a partir de dois modelos numéricos. Foi utilizado o modelo de transformação da chuva em vazão, idealizado por RIGHETTO (2014), e, também, desenvolvido um modelo unidimensional que permite simular o processo de percolação em condição de solo insaturado acoplado ao balanço hídrico da LDI. Foi realizada a simulação contínua ao longo de um período de dezoito meses, com intervalos de tempo de um minuto. A BEM foi discretizada em quadras e trechos de rua e o perfil do solo em células verticais de 2 cm para uma profundidade total de 30 m. Os hidrogramas gerados foram transformados em volumes afluentes à lagoa. Na lagoa foi realizado o balanço hídrico nesses intervalos de tempo, considerando-se a infiltração e percolação de água no perfil do solo. Como resultado, obteve-se a avaliação da LDI no processo de armazenamento de água, assim como a infiltração, redistribuição de água no solo e a recarga ao aquífero freático, possibilitando simular a sequência temporal de distribuição. Com as simulações realizadas, verificou-se o desempenho da LDI na absorção de cheias e sua contribuição no processo de recarga local do aquífero (Aquífero Dunas / Barreiras).

Palavras-chave: bacia de drenagem urbana, transformação chuva-vazão, lagoa de retenção e infiltração, recarga de aquífero.

ABSTRACT

A type of macro drainage solution widely used in urban areas with predominance of closed catchments (basins without outlet) is the implementation of detention and infiltration reservoirs (DIR). This type of solution has the main function of storing surface runoff and to promote soil infiltration and, consequently, aquifer recharge. The practice is to avoid floods in the drainage basin low-lying areas. The catchment waterproofing reduces the distributed groundwater recharge in urban areas, as is the case of Natal city, RN. However, the advantage of DIR is to concentrate the runoff and to promote aquifer recharge to an amount that can surpass the distributed natural recharge. In this paper, we proposed studying a small urban drainage catchment, named Experimental Mirassol Watershed (EMW) in Natal, RN, whose outlet is a DIR. The rainfall-runoff transformation processes, water accumulation in DIR and the process of infiltration and percolation in the soil profile until the free aquifer were modeled and, from rainfall event observations, water levels in DIR and free aquifer water level measurements, and also, parameter values determination, it was enabled to calibrate and modeling these combined processes. The mathematical modeling was carried out from two numerical models. We used the rainfall-runoff model developed by RIGHETTO (2014), and besides, we developed a one-dimensional model to simulate the soil infiltration, percolation, redistribution soil water and groundwater in a combined system to the reservoir water balance. Continuous simulation was run over a period of eighteen months in time intervals of one minute. The drainage basin was discretized in blocks units as well as street reaches and the soil profile in vertical cells of 2 cm deep to a total depth of 30 m. The generated hydrographs were transformed into inlet volumes to the DIR and then, it was carried out water balance in these time intervals, considering infiltration and percolation of water in the soil profile. As a result, we get to evaluate the storage water process in DIR as well as the infiltration of water, redistribution into the soil and the groundwater aquifer recharge, in continuous temporal simulation. We found that the DIR has good performance to storage excess water drainage and to contribute to the local aquifer recharge process (Aquifer Dunas / Barreiras).

Keywords: urban drainage basin, rainfall-runoff transformation, detention and infiltration reservoirs, aquifer recharge.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	– Volume de controle	15
Figura 3.1	– Delimitação da área de drenagem da bacia experimental	21
Figura 3.2	– Foto aérea da localização da bacia experimental	22
Figura 3.3	– Discretização da coluna vertical de solo	26
Figura 3.4	– Estação pluviométrica automática do FLOCA	31
Figura 3.5	– Discretização espacial da bacia de drenagem	32
Figura 3.6	– Amostras de solo retiradas do fundo da lagoa de Mirassol	37
Figura 3.7	– Triângulo de classificação textural de solos	37
Figura 3.8	– Recorte da predição de parâmetros hidráulicos do solo (interface do programa RETC) – K_s [cm/min] e α [1/cm]	38
Figura 3.9	– Curvas de caracterização do solo	40
Figura 4.1	– Resultados da simulação global dos meses de Abril, Maio e Junho de 2014	45
Figura 4.2	– Resultados da simulação global dos meses de Julho, Agosto e Setembro de 2014	46
Figura 4.3	– Resultados da simulação global dos meses de Outubro, Novembro e Dezembro de 2014	47
Figura 4.4	– Resultados da simulação global dos meses de Janeiro, Fevereiro e Março de 2015	48
Figura 4.5	– Resultados da simulação global dos meses de Abril, Maio e Junho de 2015	49
Figura 4.6	– Resultados da simulação global dos meses de Julho, Agosto e Setembro de 2015	50
Figura 4.7	– Hietograma e Hidrograma do evento principal	54
Figura 4.8	– Evolução do perfil de umidade do solo na simulação local	55
Figura 4.9	– Chuvas intensas em função do período de retorno para duas durações de chuva: 60 min. (preta) e 300 min. (cinza) aplicados à bacia de drenagem de Mirassol	57
Figura 4.10	– Hietograma triangular para intensidade de chuva $i(t_c=60 \text{ min.}, T=50 \text{ anos})$	58
Figura 4.11	– Hidrogramas dos volumes precipitados e escoados à lagoa de Mirassol, com precipitação de duração $t_c=60 \text{ min.}$ e período de retorno $T=50 \text{ anos.}$	58
Figura 4.12	– Volumes precipitado e escoado na bacia de drenagem para um evento extremo $i(60,50)$	59
Figura 4.13	– Hidrogramas dos volumes precipitados e escoados à lagoa de Mirassol, com precipitação de duração $t_c=300 \text{ min.}$ e período de retorno $T=50 \text{ anos.}$	59
Figura 4.14	– Desempenho da lagoa de Mirassol, submetida às chuvas de projeto $i(60,50)$ e $i(300,50)$.	60

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1	– Características geométricas das quadras da bacia	33
Tabela 3.2	– Características geométricas, tipo de revestimento e contribuições à montante dos trechos de rua da bacia	34
Tabela 3.3	– Tabela de faixas de coeficientes de deflúvio	35
Tabela 3.4	– Relação cota-área-volume da lagoa de Mirassol	36

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1	Plano Diretor de Drenagem.....	4
2.2	O Caso de Natal.....	6
2.3	Sistema Aquífero Dunas/Barreiras	7
2.4	Lagoas de Detenção e Infiltração.....	9
	<i>Chuva de projeto</i>	<i>10</i>
	<i>Volumes escoados para o reservatório.....</i>	<i>11</i>
2.5	Balanço Hídrico.....	12
2.6	Recarga de Aquíferos	13
2.7	Infiltração.....	13
	<i>Fluxo em meio insaturado - Equação de Richards</i>	<i>14</i>
	<i>Propriedades hidráulicas dos solos</i>	<i>16</i>
	<i>Banco de dados ROSETTA</i>	<i>17</i>
	<i>Solução numérica da equação de Richards</i>	<i>17</i>
	<i>Modelo Analítico</i>	<i>19</i>
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	21
3.1	A Bacia de Drenagem	21
3.2	Modelo de Transformação de Chuva em Vazão	23
3.3	Modelo Unidimensional da Percolação em Meio Poroso Insaturado	25
3.4	Balanço Hídrico da Lagoa	30
3.5	Dados Hidrológicos, Hidrogeológicos e Características Hidráulicas	31
	<i>Dados de Precipitação.....</i>	<i>31</i>
	<i>Características Geométricas da Bacia.....</i>	<i>31</i>
	<i>Características Geométricas da Lagoa.....</i>	<i>36</i>
	<i>Propriedades Físicas do Solo.....</i>	<i>37</i>
	<i>Vazão de Exploração.....</i>	<i>41</i>
3.6	Procedimentos	41
	<i>Modelagem.....</i>	<i>42</i>
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	43
4.1	Simulação Global	44
4.2	Simulação Local.....	54

4.3	Simulação com Diferentes Chuvas de Projeto	57
4.4	Verificações de Eficiência	60
	<i>Modelo de Transformação Chuva-Vazão</i>	60
	<i>Modelo de Percolação Unidimensional e Balanço Hídrico</i>	61
5	CONCLUSÕES	62
	REFERÊNCIAS	64

1 INTRODUÇÃO

A ocupação intensa sem o devido planejamento integrado das diversas infraestruturas necessárias ao desenvolvimento sustentável dos centros urbanos vem desencadeando problemas de drenagem por ocasião de eventos hidrológicos de alta intensidade.

A ocorrência dessa expansão territorial aliada à falta de legislação e fiscalização apropriadas que garantisse o disciplinamento adequado do uso e ocupação do solo é indutora de problemas de alagamentos e inundações, intensificando-se e se distribuindo ao longo das linhas naturais de escoamento dos deflúvios superficiais, em função da planialtimetria das cidades e do grau de impermeabilização da área de drenagem (RIGHETTO et al., 2009).

Na cidade de Natal, lagoas naturais como as de Lagoa Nova, Lagoa Seca, Lagoa do Jacob e a Lagoa da Campina desapareceram. Isto porque a partir da década de 1970, houve um aumento expressivo das áreas de ocupação no entorno dessas lagoas para dar lugar a praças, colégio, edifícios públicos e residências, provocando a transferência da drenagem urbana da cidade para as de redes de galerias, muitas vezes com episódios de alagamentos cada vez mais intensos distribuídos pela cidade.

Em muitas ocorrências de chuvas intensas esses baixios de antigas lagoas ressurgem formando áreas alagadas, pois são depressões fechadas para onde os deflúvios decorrentes das precipitações pluviométricas se direcionam como resultado das impermeabilizações. Da mesma forma, a diminuição das áreas das lagoas, faz com que, em épocas de chuva, as águas ultrapassem o limite imposto pela urbanização e alcance as edificações.

As bacias de drenagem de Natal praticamente se desenvolvem plenamente no território municipal, tendo em vista que o município de Natal recebe pequenas contribuições hídricas superficiais externas ao seu perímetro urbano, que, nesse caso, podem ser desprezadas no balanço hídrico global do município.

Para efeito de balanço hídrico, distinguem-se as bacias de drenagem de Natal em bacias abertas e fechadas.

Segundo PDDMA (2011) as bacias fechadas, sem exutório de escoamento superficial, localizam-se nas zonas oeste e sul, compreendendo as bacias do Parque das Dunas, Lagoas da Jaguararí, San Vale/Cidade Satélite e Lagoinha, com uma área de drenagem de 3.787,2 ha, correspondendo a 26,7% do território municipal.

As características hidrogeológicas da maior parte das bacias de drenagem existentes na cidade de Natal – *bacias de drenagem fechadas com solos permeáveis* – fazem com que se oriente para o desenvolvimento de uma política de indução do processo de infiltração como elemento de drenagem, a partir da preservação de áreas de infiltração nos lotes e a construção de lagoas de captação e infiltração para receber as águas do sistema público de drenagem e promover a recarga induzida do aquífero.

As lagoas de detenção e infiltração são estruturas abertas que integram o sistema de macrodrenagem das águas pluviais urbanas. O objetivo das lagoas ou reservatórios de detenção e infiltração é o de minimizar o impacto hidrológico da redução da capacidade de armazenamento natural da bacia.

As lagoas de detenção e infiltração podem ser utilizadas para controlar a vazão máxima (promovendo o amortecimento da vazão de pico a jusante), o controle do volume, o controle de material sólido e da erosão e, também, o controle da qualidade da água pluvial (TUCCI, 2007).

De maneira geral, nas bacias de drenagem fechadas, a recarga do aquífero é potencializada pelo sistema de drenagem. Sabe-se que com a impermeabilização do solo, as perdas por detenção, infiltração e evapotranspiração da bacia são reduzidas significativamente, aumentando, conseqüentemente, os volumes do escoamento superficial (volumes que são direcionados para as lagoas de captação e infiltração). Estes volumes escoados estão sujeitos a perdas por evaporação bem menores do que as taxas de infiltração no solo, recarregando o aquífero de uma forma mais eficiente que no processo natural.

A infiltração é o processo de transferência do fluxo da superfície para o interior do solo. A capacidade de infiltração depende das características do solo e do estado de umidade da camada superior do solo, denominada zona não saturada (TUCCI, 2007), ou melhor, insaturada.

A caracterização do processo de infiltração que ocorre nas lagoas que compõem os sistemas de macrodrenagem é relevante para o correto dimensionamento, dos reservatórios com vistas à eficiência do sistema de drenagem implantado ou proposto e para avaliação do processo de recarga do aquífero.

Esta pesquisa baseia-se na realização de modelagem matemática dos processos hidrológicos chuva-vazão na bacia, a infiltração (fluxo) e avaliação da recarga que ocorre em uma lagoa de captação e infiltração situada na bacia de drenagem de Mirassol, Natal, RN.

Pelo exposto, este trabalho tem por objetivo avaliar o funcionamento de uma bacia hidráulica de retenção e infiltração, considerando o processo contínuo de eventos chuvosos na bacia hidrográfica, a acumulação de água na lagoa de retenção, a infiltração e o processo de percolação e recarga ao aquífero freático existente na cidade de Natal e, em particular, na bacia experimental de Mirassol.

Para se alcançar esse objetivo, foram realizados levantamentos de dados, monitoramento dos eventos de chuva e níveis de água na lagoa e no lençol freático. Ensaios em laboratório possibilitaram estimar valores para os principais parâmetros do solo utilizados na modelagem.

As simulações realizadas, tanto na sequência de intervalos de tempo de um minuto ao longo de um ano de duração como a de eventos extremos associados a períodos de retorno, revelaram o bom desempenho de drenagem da lagoa de retenção e infiltração de Mirassol.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Plano Diretor de Drenagem

O desenvolvimento urbano, de maneira geral, produz impacto significativo na infraestrutura de recursos hídricos. Um dos principais impactos tem ocorrido na drenagem urbana, na forma de aumento da frequência e magnitude das inundações e deterioração ambiental. Isto ocorre, principalmente, pela ocupação desordenada e, muitas vezes, de maneira irregular nos baixios e áreas ribeirinhas das bacias e sub-bacias de drenagem.

Para reduzir e controlar este impacto é necessário desenvolver uma série de ações ordenadas de forma a buscar equilibrar o desenvolvimento com as condições ambientais dos conglomerados urbanos. Este mecanismo ocorre a partir do Plano Diretor de Drenagem Urbana, que integrado com os planos de esgotamento sanitário, resíduo sólido e principalmente o de desenvolvimento urbano, promove o crescimento urbano de maneira sustentável e articulado com as outras atividades urbanas.

Um Plano Diretor de Drenagem Urbana deve buscar: (i) planejar a distribuição da água no tempo e no espaço, com base na tendência de ocupação urbana, compatibilizando o desenvolvimento e a infraestrutura previstos para evitar prejuízos econômicos e ambientais; (ii) controlar a ocupação de áreas de risco de inundação através de restrições nas áreas de alto risco e; (iii) convivência com as enchentes nas áreas de baixo risco (TUCCI, 1997).

Para atuar sobre a problemática da drenagem urbana é necessária a utilização de duas estratégias para elaboração do Plano Diretor de Drenagem Urbana: (a) controlar o impacto existente por meio do planejamento das bacias urbanas das cidades, dando solução ao conjunto da bacia e não somente para trechos isolados; (b) por legislação e gestão eficientes, evitando-se a transferência da vazão gerada no empreendimento privado para a rede pública.

A utilização do Plano Diretor de Drenagem Urbana tem servido como instrumento para a gestão das inundações nas cidades. Este plano geralmente contempla: (i) a constituição de um plano de trabalho com estabelecimento de diretrizes e

metas a serem alcançadas; (ii) a elaboração de um cadastro da rede de drenagem existente; (iii) a execução de diagnóstico da situação atual e projeção de situação futura, conforme aspectos evolutivos das bacias envolvidas e; (iv) a avaliação dos impactos do escoamento por bacia, buscando a eliminação das inundações para um determinado risco de projeto através de proposições de medidas estruturais e não-estruturais (PDDMA, 2011)

Nos países desenvolvidos grande parte dos problemas quanto ao abastecimento de água, ao tratamento de esgoto e ao controle quantitativo da drenagem urbana foram resolvidos. No caso da drenagem urbana, foi priorizado o controle através de medidas não-estruturais que obrigam a população a controlar na fonte os impactos devido a urbanização. Os principais problemas dos países desenvolvidos são do controle da poluição difusa das águas pluviais (TUCCI, 2002).

De outro lado, o controle do saneamento básico nos países em desenvolvimento ainda está no estágio do tratamento de esgoto. Em alguns países, como o Brasil, o abastecimento de água que poderia estar resolvido devido à grande cobertura de abastecimento, volta a ser um problema devido à forte contaminação dos mananciais e aumento do risco de consumo de águas contaminadas.

Esse problema é decorrente da baixa cobertura de esgoto tratado. Na realidade existem muitas redes e estações de tratamento, mas a parcela de esgoto sem tratamento ainda é muito grande. A drenagem urbana que não é nem mesmo controlada quantitativamente, soma a sua poluição aos volumes do esgotamento sanitário (TUCCI, 2002).

A concepção de um projeto de macrodrenagem em uma bacia urbana que considere o controle das inundações deve buscar a combinação do uso de reservatórios de amortecimento e aumento da capacidade de escoamento com o menor custo sem a transferência para jusante dos impactos quantitativos (CRUZ et al., 2007).

Em síntese, o Plano Diretor de Drenagem é a ferramenta utilizada para dar soluções aos problemas cotidianos das inundações das cidades, desde que elaborado dentro de princípios modernos e sustentáveis.

2.2 O Caso de Natal

O Plano Diretor de Drenagem Urbana e Manejo de Águas Pluviais da Cidade do Natal – PDDMA regido pela lei complementar nº 124, de 30 de junho de 2011, tem o objetivo de fornecer subsídios técnicos e institucionais que permitam reduzir significativamente os impactos das inundações no município e criar condições para uma gestão sustentável da infraestrutura de drenagem urbana.

A cidade de Natal situa-se num platô com altitude média de 30 m em relação ao nível do mar, apresenta uma superfície territorial com formato triangular e possui perímetro banhado pelos Rios Potengi e Pitimbu, e, pelo mar em quase toda a sua extensão. Apesar de sua posição geográfica privilegiada, apresenta um sistema de drenagem natural muito deficiente, com pequenos cursos d'águas efêmeros que se desenvolvem na periferia da cidade. O riacho do Baldo e o rio das Quintas na zona oeste são os únicos cursos d'água efêmeros presentes na cidade (PDDMA, 2011).

Natal possui uma grande região interior sem drenagem natural, constituída de várias bacias de drenagem fechadas com fluxo radial que converge para depressões interiores. Estas depressões se transformam em lagoas nos períodos de fortes precipitações. Tais características se devem, principalmente, à natureza do relevo ondulado de formação dunar e as condições do litoral da cidade que apresenta uma barreira natural ao escoamento superficial diretamente para o mar. Esta barreira é formada pelo afloramento da formação Barreiras com cobertura de dunas que se transformam em falésias. A cidade é, praticamente, circundada por um cordão de dunas que se elevam até altitudes de, aproximadamente, 80 m, formando uma depressão interior.

As características de relevo presentes na cidade fazem com que a drenagem de Natal tenha aspectos muito peculiares, com dificuldades para a implantação de sistemas eficientes de drenagem. A maioria das soluções adotadas nos últimos anos envolve a construção de sistemas de drenagem isolados conectados a lagoas de retenção e infiltração nos pontos mais baixos das bacias.

As lagoas de retenção e infiltração além de funcionar como dispositivo receptor de infiltração e acumulação do escoamento de águas pluviais geradas nas bacias de contribuição também possuem o papel de promover a recarga do aquífero

local. No entanto, este tipo de solução requer a disponibilidade de grandes espaços (áreas verdes) para a infiltração e armazenamento dos volumes escoados. Tendo em vista a disponibilidade limitada de terrenos para a construção das lagoas de detenção e infiltração, este passa a ser o principal agente complicador na concepção das soluções de drenagem.

2.3 Sistema Aquífero Dunas/Barreiras

O sistema aquífero Dunas/Barreiras, em geral, comporta-se como livre. Entretanto, localmente, pode apresentar semiconfinamentos. As dunas exercem a função de unidade de transferência das águas de infiltração em direção aos estratos arenosos da Formação Barreiras (IPT, 1982).

MELO (1995) mostra que os aquíferos Dunas e Barreiras apresentam forte conexão do ponto de vista hidráulico subterrâneo, conforme estudo na área do centro administrativo de Natal. Além disso, foi observado que os níveis potenciométricos do aquífero raso e do aquífero profundo se ajustam a uma única superfície potenciométrica, embora haja um pequeno retardo natural entre os níveis raso e profundo. Entretanto observou-se que nas áreas mais densamente ocupadas, os níveis d'água se recuperam muito mais lentamente, mostrando o impacto da impermeabilização do solo.

Cerca de 70% da população de Natal é abastecida com água de origem subterrânea, captada através de poços tubulares construídos no aquífero Dunas/Barreiras. E, a outra parte, cerca de 30%, é suprida por águas de superfície oriundas das lagoas do Jiqui (zona sul de Natal) e de Extremoz (zona norte de Natal).

Quanto ao diagnóstico qualitativo da água presente no aquífero, em sua condição natural era considerada de excelente qualidade físico-química e bacteriológica, pelo fato de ser mais bem protegida e menos vulnerável à ação antrópica. Contudo, vem sendo ameaçada pela contaminação por nitrato decorrente de grande parcela de esgotos infiltrados no solo oriundo de fossas e sumidouros ou outras soluções de destinação de efluentes utilizados (ainda presentes em cerca de 70% do município). No entanto a água subterrânea de Natal dispensa o tratamento convencional, requerendo tão somente desinfecção e em alguns casos, correção de pH pa-

ra ser consumida. Assim, configura-se menos onerosa do que qualquer água de superfície (PDDMA, 2011).

A água subterrânea de Natal, em função do volume do aquífero e da qualidade que apresenta, se constitui em excelente reserva estratégica, motivos pelos quais se torna indispensável evitar a sua degradação, através de ações saneadoras, entre as quais se destacam a expansão dos serviços de coleta de esgotos para 100% da população e a destinação adequada aos efluentes de esgoto gerados (PDDMA, 2011).

Da mesma forma, é de fundamental importância coletar e dar destinação aos resíduos sólidos, preservar áreas de recarga de aquíferos, preservar as margens dos rios e lagoas, notadamente as de Extremoz e Jiqui.

Não menos importante é a preocupação de se implantar um sistema de drenagem de águas pluviais que leve em consideração a recarga e manutenção destas águas subterrâneas, em termos quantitativos e qualitativos.

O aquífero Dunas/Barreiras tem grande potencialidade hídrica a ser explorada. As reservas subterrâneas são renovadas periodicamente pelas águas das chuvas, o que lhe atribui um grande potencial hidrogeológico.

No município de Natal, o grande desafio atual é manter a qualidade da água, tanto superficial quanto subterrânea, em padrões aceitáveis para consumo humano. Estudos demonstram que a maioria dos poços monitorados apresenta teores de nitrato crescentes em direção às zonas de maior densidade demográfica ou onde as atividades urbanas são mais intensas e nas regiões onde o nível da água é mais raso.

No entanto, os demais parâmetros, como cloreto, condutividade elétrica, ferro, dentre outros, estão muito aquém dos limites tolerados para consumo humano. Assim, configura-se como água, afora o nitrato, de excelente qualidade e propicia baixo custo para aproveitamento no abastecimento de água da cidade.

O aquífero Dunas/Barreiras é o único pacote sedimentar de expressão geológica ocorrente em toda a costa potiguar, representando, por isso, a mais importante fonte de água potável a nível regional.

Pelo que foi apresentado acima depreende-se que o aquífero Dunas/Barreiras é uma fonte de água de abastecimento muito importante para a cidade. Para preservar seu potencial hidrogeológico e qualitativo, é imprescindível a adoção de uma política de infiltração das águas pluviais urbanas que permita a ocorrência da recarga do aquífero de abastecimento.

2.4 Lagoas de Detenção e Infiltração

A construção de lagoas ou reservatórios de retenção e infiltração de águas pluviais é relativamente antiga. Nos Estados Unidos, desde a década de 1970, a construção de reservatórios de retenção, para controle de enchentes, vem sendo usada amplamente.

Lagoas de retenção e infiltração são estruturas abertas que integram o sistema de macrodrenagem das águas pluviais urbanas. O objetivo das lagoas ou reservatórios é minimizar o impacto hidrológico da redução da capacidade de armazenamento natural da bacia. As lagoas de retenção e infiltração podem ser utilizadas para o controle da vazão máxima (promovendo o amortecimento do pico de vazão a jusante), controle do volume, controle de material sólido e da erosão e controle da qualidade da água (TUCCI, 2007).

Estas estruturas também são úteis para promover a recarga artificial de aquíferos.

O processo de infiltração em reservatórios ocorre em duas fases:

- Fase 01: acumulação de água no reservatório, tendo em vista que a infiltração no solo é um fluxo secundário frente as vazões afluentes decorrentes do sistema drenagem, com período de duração de horas.
- Fase 02: esvaziamento do reservatório pelo efeito da infiltração da água no solo e percolação de coluna infiltrada a partir do reservatório com período de duração de vários dias.

Chuva de projeto

Para o dimensionamento dos sistemas de macrodrenagem, geralmente é considerado um evento intenso de precipitações pluviométricas acumuladas, que corresponde a uma duração máxima estimada para um evento contínuo de precipitações (LR ENGENHARIA E CONSULTORIA LTDA, 2006).

Podem ser empregados diversos métodos, por exemplo, o método de blocos alternados, para a desagregação do evento de tal forma que: o hietograma sintético gerado contenha todas as chuvas críticas de menor duração para o mesmo período de retorno. O hietograma sintético, então, é ajustado ao maior evento observado da série histórica de precipitações diárias.

Para a determinação da equação de chuvas intensas de Natal foi aplicado um método de regressão múltipla aos valores das chuvas intensas com duração igual ou inferior a duas horas, estimados pela fórmula de PFAFSTETTER (1982) para a cidade de Natal. Com isto, a equação de chuvas intensas para Natal resultou em (PDDMA, 2011):

$$i = \frac{502,47 T^{0,1431}}{(t+10,8)^{0,606}} \quad \text{para } t \leq 2h \quad (2.1)$$

Onde:

- i é a intensidade máxima (mm/h);
- T é o período de retorno (anos).
- t é a duração da chuva (min.)

Para a determinação de Precipitações máximas em Natal com durações maiores ou iguais a um dia, foram selecionadas as precipitações máximas anuais com duração de 1, 2, 5, 10, 15, 20 e 30 dias, formando séries históricas para todas as durações, a partir da série de precipitações diárias de Natal com 52 anos de dados (1926-1977). As séries históricas foram dispostas em ordem crescente e em seguida foram realizados ajustes matemáticos (método dos mínimos quadrados), estabelecendo-se assim a função para a precipitação máxima anual (PDDMA, 2011):

$$P = 57,479 t^{0,437} [1 + 0,651 \ln(T)] \quad (2.2)$$

Onde:

P é a precipitação máxima anual (mm);

t é a duração (dias);

T é o período de retorno (anos)

Volumes escoados para o reservatório

Para o cálculo dos volumes escoados nas bacias de drenagem e receptados pelas lagoas de acumulação e infiltração pode ser empregado o modelo hidrológico consagrado como método do SCS (*Soil Conservation Service*) recomendado por CANHOLI (2005) e TUCCI et al. (1995) para projetos de drenagem urbana.

Porém, para cidades que possuem um plano diretor de drenagem (caso de Natal), coeficientes de deflúvio ou também chamados coeficientes de *runoff* já são pré-fixados por bacia. Estes coeficientes foram determinados conforme estudos dos padrões de uso e ocupação do solo urbano e condições de impermeabilização das bacias de drenagem.

Adota-se para cálculo estimativo dos volumes afluentes de projeto a equação cuja expressão é a seguinte:

$$V_{afluente} = 10.C.A.P.D \quad (2.3)$$

Sendo: $V_{afluente}$, o volume afluente à lagoa em m³; C, o coeficiente de deflúvio; A, a área da bacia em ha; P, as precipitações máximas em mm; D o coeficiente de dispersão da bacia.

As descargas em bacias complexas e extensas tendem a fornecer um resultado superestimado do pico do deflúvio superficial direto, resultando em obras de drenagem superdimensionadas. Nestes casos, aplica-se um coeficiente de dispersão, para bacias com áreas maiores que 50 ha, calculado por:

$$D = A^{-0,15} \quad (2.4)$$

Para área da bacia $A > 50$ ha. Quando $A < 50$ ha utiliza-se $D = 1$.

Entretanto, no intuito de obter resultados com maior acurácia, neste estudo, foi utilizado um modelo de transformação de chuva em vazão que represente especificamente a bacia de drenagem experimental analisada (RIGHETTO, 2014). Tal modelo pode ser perfeitamente utilizado para outras bacias, desde que modificados seus dados de entrada e seus parâmetros de ajuste.

2.5 Balanço Hídrico

Deve ser empregado um modelo hidrológico de balanço hídrico para simular o funcionamento das lagoas de captação e infiltração baseado na seguinte equação diferencial (RIGHETTO, 1998):

$$DV = (Q_a - Q_e)Dt = f(V) \quad (2.5)$$

Sendo: V o volume acumulado no reservatório em m^3 ; Q_a e Q_e são as vazões afluentes e efluentes, respectivamente, em m^3/dia ; e Dt é o intervalo de tempo de um dia.

Expressando o primeiro membro da equação anterior em termos de volume, tem-se:

$$DV = V_a - V_e = f(V) \quad (2.6)$$

Nessa expressão, V_a é o volume de água afluente diário em m^3 e V_e é o volume efluente diário em m^3

O volume afluente diário é determinado por:

$$V_a = V_{esc} \pm V_{trans} + (P - E)A_R \quad (2.7)$$

Sendo: V_{esc} o volume diário escoado na bacia, em m^3 ; V_{trans} é volume diário transposto de ou para outra lagoa ou reservatório, em m^3 ; P e E são, respectivamente, a precipitação e a evaporação diária, em m ; e A_R é a área horizontal reservatório, em m^2 .

Segundo RIGHETTO (1998), o volume efluente diário, que sai do reservatório, engloba a parcela que infiltra no solo (V_{inf}) em m^3 e o volume transposto para

outra bacia em m^3 , que pode ser o volume que sai do reservatório através de tubulações de descarga (V_{desc}) ou o volume bombeado do reservatório (V_{bomb}). Isto é:

$$V_e = V_{inf} + V_{desc} \quad (2.8)$$

ou

$$V_e = V_{inf} + V_{bomb} \quad (2.9)$$

2.6 Recarga de Aquíferos

A água subterrânea se movimenta seguindo o sentido das zonas de recarga às zonas de descarga. A recarga de aquíferos pode ser de forma natural como, por exemplo, a recarga pela precipitação, ou pode ser de forma artificial como, por exemplo, a recarga por fossas e sumidouros. Os locais de descarga podem também ser classificados como naturais e artificiais. Os mares são um bom exemplo de locais de descarga natural, e os poços podem ser classificados como pontos de descarga artificiais (CLEARY, 1997 apud MOUSINHO, 2012). Outro exemplo que pode ser classificado como recarga artificial de aquíferos é a recarga promovida por lagoas de captação e infiltração de águas pluviais (objeto de estudo deste trabalho).

2.7 Infiltração

Devido à complexidade de caracterização do processo de infiltração, os valores das taxas de infiltração adotadas no balanço hídrico das lagoas de retenção e infiltração de águas pluviais são considerados constantes e decorrentes de ensaios de permeabilidade realizados, "in situ", na área reservada para a construção das mesmas.

Há, então, a necessidade de se compreender melhor o processo de infiltração. Isto é possível através da elaboração de um modelo matemático unidimensional capaz de simular o processo de fluxo em meio insaturado. O modelo proposto neste trabalho é fundamentado teoricamente pela equação de Richards (fluxo insaturado), para as diferentes condições de contorno.

Fluxo em meio insaturado - Equação de Richards

A Lei de Darcy (FEDDES et al., 1988) válida para solos isotrópicos pode ser expressa por:

$$q = -K\Delta h \quad (2.10)$$

sendo q [L/T] o volume de água que atravessa uma área unitária perpendicular ao escoamento por unidade de tempo; K [L/T] a condutividade hidráulica do solo, que caracteriza um solo quanto à transmissão de água, expressa nas mesmas unidades de q e h [L] é a carga hidráulica da água em dimensões de altura de coluna de água. No caso de solos insaturados e considerando a velocidade de fluxo desprezível, a carga h é a soma da carga de pressão ou de sucção Ψ [L] (negativo para escoamento insaturado) e a altura topográfica potencial z [L] (positiva para cima):

$$h = \Psi + z \quad (2.11)$$

Um volume de controle diferencial contendo solo insaturado é representado na Figura 2.1. As dimensões nas direções coordenadas são dx , dy e dz , o volume é o produto $dx \cdot dy \cdot dz$ e o conteúdo de água no volume de controle é $\theta \cdot dx \cdot dy \cdot dz$, sendo θ [L³/L³] é o teor volumétrico de água definido como a razão entre o volume de água e o volume total:

A equação da conservação da massa (FOX; MACDONALD, 2001), deduzida para um volume de controle representado pela Figura 2.1 em coordenadas cartesianas, e percolação em meio-poroso pode ser escrita como:

$$\nabla \cdot \vec{q} + \frac{\partial \theta}{\partial t} = 0 \quad (2.12)$$

Sendo o primeiro termo o divergente do fluxo, \vec{q} , e $\partial \theta / \partial t$ é a taxa na qual o teor volumétrico de água varia com o tempo.

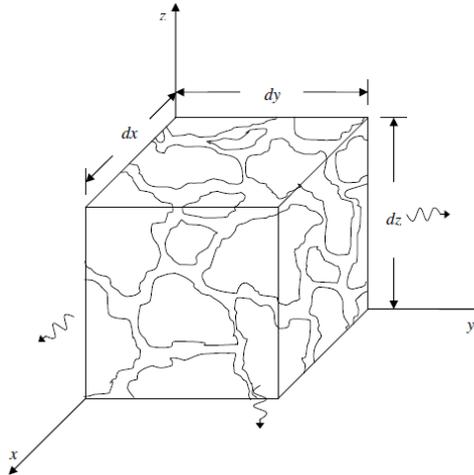


Figura 2.1 – Volume de controle

FONTE: MÄNNICH, 2008.

Substituindo as equações (2.10) e (2.11) na equação (2.12), obtém-se:

$$\nabla \cdot [-K(\psi)\nabla(\psi + z)] + \frac{\partial \theta}{\partial t} = 0 \quad (2.13)$$

A Equação 2.13 é chamada equação de Richards, pois foi proposta pela primeira vez por RICHARDS (1931) apud RIGHETTO (1998). É uma equação diferencial parabólica não-linear em virtude da variável K ser função do teor volumétrico de água ou da carga de sucção (BASHA, 1999).

Considerando um solo isotrópico com propriedades homogêneas em toda sua extensão e que o escoamento é predominantemente vertical, as derivadas nas direções x e y podem ser desconsideradas, de modo que a Equação (2.13) passa a ser unidimensional e assume a forma:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[K(\psi) \frac{\partial(\psi+z)}{\partial z} \right] = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (2.14)$$

E em outros termos, expandindo as derivadas:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[D(\theta) \frac{\partial(\theta)}{\partial z} \right] + \frac{\partial K}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad (2.15)$$

Onde a difusividade D , é expressa por:

$$D = K(\psi) \frac{\partial(\psi)}{\partial \theta} \quad (2.16)$$

Propriedades hidráulicas dos solos

Estudos do movimento de água em solos saturados são importantes. Todavia, em geral eles se encontram em estado insaturado. Um solo na condição insaturada apresenta diferenças significativas em relação ao estado saturado. Na condição insaturada, devido a presença de ar, os poros não são completamente ocupados por água, reduzindo-se com isto a área efetiva de fluxo. Assim, a condutividade hidráulica é menor do que na condição saturada e dependente do teor volumétrico de água (θ) ou da carga de sucção (ψ) do solo (PREVEDELLO, 1996).

A condutividade, K , do solo pode ser expressa como uma função da carga de sucção. Salienta-se que esta relação pode ser função tanto da carga de sucção quanto do teor de água, uma vez que ambas estão relacionadas pela curva de retenção de água do solo (SWRC). A SWRC é a relação entre a carga de sucção e o teor volumétrico de água do solo.

Uma função amplamente utilizada para representar a SWRC foi apresentada por VAN GENUCHTEN (1980):

$$\theta = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left[\frac{1}{1+(\alpha\psi)^n} \right]^m \quad (2.17)$$

onde, θ_r é o teor volumétrico de água residual, θ_s é o teor volumétrico de água do solo saturado, e α , n e m são parâmetros empíricos.

A função K do solo, apresentada por VAN GENUCHTEN (1980), é particularmente interessante porque, partindo da teoria desenvolvida por MUALEM (1976) pode-se derivar analiticamente a função K do solo baseando-se na SWRC.

Aplicando-se o modelo de VAN GENUCHTEN (1980) de SWRC na teoria de MUALEM (1976), têm-se para a condutividade hidráulica:

$$K(\psi) = K_s \left[\frac{1 - (\alpha\psi)^{n-1} [1 + (\alpha\psi)^n]^{-m}}{[1 + (\alpha\psi)^n]^{m/2}} \right]^2 \quad (2.18)$$

ou

$$K(\theta) = K_s \sqrt{\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}} \left[1 - \left(1 - \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{1/m} \right]^m \quad (2.19)$$

Onde: K_s é a condutividade hidráulica saturada e $m = 1 - 1/n$.

Banco de dados ROSETTA

O programa Rosetta (SCHAAP et al., 2001) utiliza cinco funções “pedotransfer” (PTFs) para estimar a curva de retenção, a condutividade hidráulica saturada e a função de condutividade hidráulica não saturada. A fim de tornar a PTF amplamente aplicável quanto possível, SCHAAP et al. (2001) obtiveram um grande número de dados hidráulicos de diferentes solos e correspondentes propriedades. O conjunto de dados contém 2.134 amostras de solo para a retenção de água com um total de 20.574 pontos referentes à função $\theta(\Psi)$. A maioria das amostras é de solos sedimentares da América do Norte e Europa (SCHAAP et al., 2001). A condutividade hidráulica saturada foi avaliada para 235 amostras de solos com um total de 4.117 pontos.

A hierarquia das PTFs permite previsões dos parâmetros hidráulicos usando uma forma limitada que considera apenas a classificação por textura ou granulometria e outra que inclui a densidade do solo, e /ou um ou dois pontos da curva de retenção solo-água na entrada de dados. Além disso, baseado em análises de redes neurais combinadas com o método de “bootstrap” (técnica desenvolvida para determinar certos tipos de inferências estatísticas, ou seja, afirmar algo a partir de um conjunto representativo (amostra) sobre o universo) permite-se estimar incertezas dos parâmetros hidráulicos (SCHAAP et al., 2001 apud GONÇALVES, 2012).

O presente trabalho utilizou o banco de dados fornecido pelo programa ROSETTA (SCHAAP et al., 2001) para quantificar a variação dos parâmetros de ajuste das equações de VAN GENUCHTEN (1980) com classificação textural do solo, obtida a partir da distribuição granulométrica destes. A textura do solo é, geralmente, determinada em laboratório através dos ensaios de peneiramento e/ou sedimentação (granulométrico).

Solução numérica da equação de Richards

A Equação de Richards unidimensional pode ser escrita de três maneiras distintas conforme a variável dependente adotada (CELIA; BOULOUTAS; ZARBA (1990), RIGHETTO (1998). BRUNONE et al., (2003)).

As equações na forma mista, na base- ψ e na base- θ são respectivamente dadas por:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial z} \left[K(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial z} \right] - \frac{\partial K(\psi)}{\partial z} = 0 \quad (2.20)$$

$$C(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial z} \left[K(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial z} \right] - \frac{\partial K(\psi)}{\partial z} = 0 \quad (2.21)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial z} \left[D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right] - \frac{\partial K(\theta)}{\partial z} = 0 \quad (2.22)$$

sendo $C(\psi) = d\theta/d\psi$ e $D(\theta) = K(\theta)/(d\theta/d\psi)$.

Em todas as formas, a equação é não-linear devido às relações entre θ e ψ e entre K e ψ (ou K e θ). Exceto para algumas relações especiais, soluções analíticas são possíveis; para os demais, são necessárias aproximações numéricas.

As técnicas mais comumente utilizadas são o método das diferenças finitas e o método dos elementos finitos. Em ambos os métodos a discretização gera um sistema de equações algébricas não lineares que exige procedimentos iterativos para ser resolvido (CELIA; BOULOUTAS; ZARBA, 1990, RIGHETTO, 1998).

MILLY (1988) mostrou que resolver a Equação 2.21 (base- ψ) gera maiores erros na conservação de massa devido à avaliação do termo $C(\psi)$. RATHFELDER E ABRIOLA (1994) afirmam que bons resultados no balanço de massa podem ser obtidos através de uma discretização apropriada do termo $C(\psi)$.

Segundo HILLS et al. (1989) o maior benefício em resolver a equação de Richards na base- θ é que as funções hidráulicas do solo geralmente apresentam menor não linearidade em relação à equação na base- ψ .

Todavia na forma mista e na base- ψ a aplicação não possui problemas em solos em camadas, nos quais ψ é contínua na interface enquanto θ não é (BRUNONE et al., 2003), e apesar de ser não conservativo (ZAIDEL; RUSSO, 1992) a forma usualmente mais utilizada é a base- ψ (HILLS et al., 1989). Mas a maior vantagem em se utilizar o equacionamento na base- ψ é que simulações de células mistas, seja

em estado insaturado ou saturado, são resolvidas sem qualquer preocupação com relação às equações utilizadas, RIGHETTO (1998).

Os métodos numéricos estão sujeitos a erros numéricos e de conservação de massa. A solução da equação de Richards na forma mista não produz erros de conservação de massa; no entanto, a conservação de massa não garante bons resultados numéricos. Em vista disso é mais usual resolver a equação na base- ψ (CELIA; BOULOUTAS; ZARBA, 1990).

Neste trabalho foi utilizada a equação unidimensional de Richards na base- ψ para descrever o processo de infiltração em meio insaturado. O método de solução adotado será o método numérico por diferenças finitas, cujo modelo é expresso por um conjunto de equações algébricas tridiagonais, RIGHETTO (1998).

Nenhum procedimento especial é necessário na zona saturada do solo. Neste caso, $C(\Psi)$ torna-se igual a zero e o modelo de Richards se resume à equação de Laplace.

Modelo Analítico

GUIMARÃES JUNIOR & RIGHETTO (2012) apresentaram um modelo de infiltração analítico para estimar a capacidade de esvaziamento de lagoas de retenção e infiltração quando se introduz uma bateria de poços de infiltração na lagoa.

O processo de infiltração em reservatórios ocorre em dois estágios: Fase 1: acumulação de água no reservatório tendo em vista que a infiltração no solo é um fluxo secundário frente às vazões afluentes decorrentes do sistema drenagem, com período de duração de horas; Fase 2: esvaziamento do reservatório pelo efeito da infiltração da água no solo com período de duração de vários dias.

As perdas d'água num reservatório de infiltração se assemelham às condições de infiltração estabelecidas no modelo de Green Ampt. A partir da superfície do solo, mantida em condições permanentes de saturação, simula-se o efeito do avanço da frente de umidade de saturação no interior do solo, também chamada de frente de molhamento.

A implantação de poços de infiltração no fundo de reservatórios amplia significativamente as taxas de infiltração dado que aumenta a carga hidráulica de um valor equivalente a altura do poço e, também, aumentando a infiltração lateral.

Para exemplificar, a metodologia proposta foi aplicada na avaliação da infiltração a partir de um reservatório cujos dados utilizados são representativos das condições de projeto dos sistemas de drenagem de Natal. Avaliou-se a vazão total infiltrada no reservatório, mantido o nível d'água constante, para uma condição em que a frente de avanço alcança o nível do lençol freático situado 10 m abaixo do fundo do reservatório, para duas condições: infiltração pelo fundo do reservatório e por bateria de poços de infiltração. Os resultados mostram significativo aumento da vazão total infiltrada com a implantação da bateria de poços.

As principais equações do modelo são as seguintes:

$$I = K' \frac{h+y}{y} \quad (2.23)$$

$$\Delta t = \frac{\Delta \theta}{K'} \int_{y^t}^{y^{t+1}} \frac{h+y}{y} dy \quad (2.24)$$

A equação (2.23) exprime a taxa de infiltração sendo K' a condutividade hidráulica, h a profundidade de água na lagoa e y a profundidade dos poços de infiltração. E a equação (2.24) o intervalo de tempo do caminhamento da frente entre duas profundidades.

Na aplicação desse modelo na bacia de Mirassol em que se considerou a taxa de infiltração de referência de 12 cm/dia e profundidade de água na lagoa de 2,0 m e variação do teor volumétrico de água igual a 0,10 cm³/cm³, obteve-se que a infiltração da água da lagoa sem os poços de infiltração é da ordem de 3.300 m³/dia, enquanto que com bateria de poços de infiltração, espalhados na lagoa, com profundidade de 3,0 m, a infiltração passou a ser estimada em 9.100 m³/dia, demonstrando a alta eficiência da bateria de poços, desde que mantidas as condições ideais operacionais desses equipamentos.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 A Bacia de Drenagem

A área de estudo é a bacia experimental de Mirassol, localizada na cidade de Natal, RN. Essa bacia de drenagem vem sendo monitorada desde o ano de 2003.

As figuras 3.1 e 3.2 ilustram a área da bacia experimental de drenagem de Mirassol, com a localização da lagoa de retenção e infiltração, objeto deste estudo.

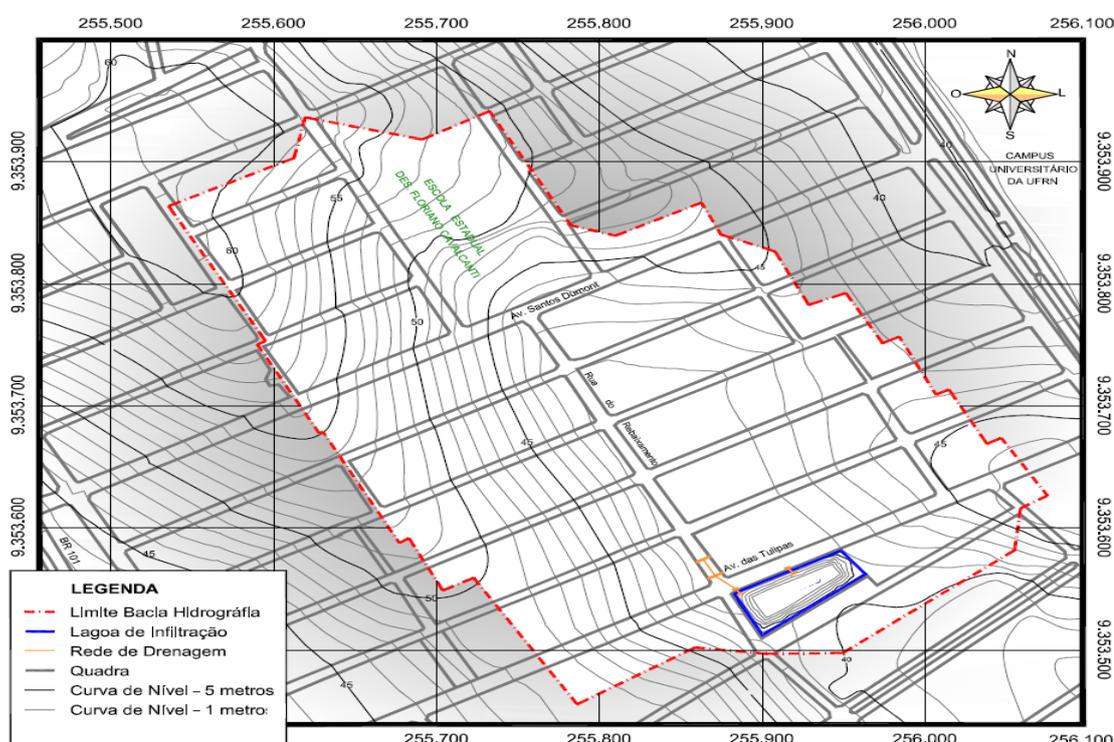


Figura 3.1 – Delimitação da área de drenagem da bacia experimental

FONTE: RIGHETTO et al., 2009

A bacia experimental recebeu este nome por estar totalmente inserida no conjunto habitacional Mirassol, localizado no bairro de Capim Macio, zona sul da cidade de Natal, RN.

O relevo da bacia é representativo da região com o predomínio de formação lacustre associada à presença de dunas. A camada de solo superficial, francamente arenosa, apresenta altas taxas de infiltração. O horizonte B do solo é formado por um perfil de baixa permeabilidade, denominado Formação Barreiras.

Vale citar a alta capacidade de armazenamento subterrâneo. A área da bacia é de 0,14 km², com altitude máxima de 61,10 metros e a altitude na extremidade de jusante de 34,90 metros.



Figura 3.2 – Foto aérea da localização da bacia experimental
 FONTE: Adaptado de Google Earth, 2015.

O fluxo das águas do escoamento superficial é direcionado para uma lagoa de retenção e infiltração (Lagoa do Conjunto Cidade Jardim 02), que está situada na região com cota topográfica inferior aos demais locais da bacia.

Há somente um pequeno trecho de coletores de drenagem, situado a algumas dezenas de metros dessa lagoa. A entrada das águas pluviais se dá através de uma tubulação com diâmetro de 1,00 m, que recebe o pequeno trecho de galeria e as bocas de lobo da entrada da lagoa (RIGHETTO et al, 2009, apud LIMA, 2011).

Acima de uma determinada cota da lagoa, o volume de água excedente é transferido através de um trecho de galeria conectado a outra lagoa (Lagoa do Conjunto Cidade Jardim 01), que fica a jusante da lagoa estudada.

O padrão de ocupação é do tipo residencial unifamiliar classe B e C, com predomínio de lotes de 200,00 m² (LIMA, 2011). Ressalta-se que toda a área está densamente ocupada por lotes residenciais.

3.2 Modelo de Transformação de Chuva em Vazão

O modelo hidrológico distribuído concebido por RIGHETTO (2014) e aplicado à bacia experimental consiste em discretizar a bacia tomando-se como unidades espaciais cada quadra e cada trecho de rua existente na bacia de drenagem.

Definindo-se a sequência de alturas de chuva para cada intervalo de tempo (adotado o intervalo de 1 min) realiza-se o balanço em cada quadra, tomando-se o volume precipitado, o volume acumulado e o volume descarregado para a rua. Adota-se como coeficientes de deflúvio valores variáveis em função da água acumulada na quadra. Quanto maior o volume armazenado, maior o coeficiente de deflúvio. Basicamente as seguintes equações foram utilizadas para o módulo das quadras:

$$C_q = C_{max} - (C_{max} - C_{min})e^{-a_1 \cdot H_{arm}} \quad (3.1)$$

$$H_{arm} = H_{arm}^{t-1} + C_q \cdot H_{chuva} - Q_q/A_q \quad (3.2)$$

$$Q_q = A_q \cdot \alpha_q \cdot H_{arm}^{\beta_q} \quad (3.3)$$

Sendo:

C_q : o coeficiente de deflúvio da quadra;

C_{max} o coeficiente de deflúvio máximo;

C_{min} o coeficiente de deflúvio mínimo;

a_1 parâmetro de ajuste;

H_{arm} altura de água armazenada na quadra, m;

Q_q vazão da quadra para a rua, m³/min;

A_q área da quadra, m²;

α_q e β_q parâmetros da equação de descarga (eq. Manning).

O módulo das ruas consiste em considerar as vazões contribuintes das quadras adjacentes e dos trechos de montante diretamente ligados a um determinado trecho.

Neste trecho, realiza-se o balanço hídrico no intervalo de tempo de 1 minuto, tomando a precipitação direta, a acúmulo de água nas sarjetas e a vazão descarregada por este trecho de rua no trecho de jusante adjacente. Resumidamente, as seguintes equações foram utilizadas:

$$\sum Q_m + C_r \cdot P \cdot A_r - Q_r(H_r) = a_2 \cdot A_r \cdot [f(H_r) - f(H_r^{t-1})] \quad (3.4)$$

$$Q_r = \alpha_r \cdot H_r^{\beta_r} \quad (3.5)$$

Sendo:

Q_m vazão de contribuição de um trecho de rua de montante, m^3/min ;

C_r coeficiente de deflúvio da rua;

P altura de chuva no intervalo de tempo, mm ;

A_r área do trecho de rua, m^2 ;

Q_r vazão descarrega do trecho de rua para jusante, m^3/min ;

H_r altura de água de chuva no trecho de rua;

a_2 parâmetro de ajuste;

$f(H_r)$ lei de conversão da altura de água da chuva;

α_r e β_r parâmetros de lei de descarga de água da rua (eq. Manning).

3.3 Modelo Unidimensional da Percolação em Meio Poroso Insaturado

O fluxo unidimensional de água em meio insaturado pode ser descrito na forma da equação de Richards (RICHARDS, 1931 *apud* REEDER et al., 1980):

$$C(\Psi) \frac{\partial \Psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[K(\Psi) \left(\frac{\partial \Psi}{\partial z} - 1 \right) \right] \quad (3.6)$$

Sendo:

Ψ a carga de pressão ou de sucção, em cm;

$K(\Psi)$ a condutividade hidráulica, em cm/min;

$C(\Psi)$ a capacidade hídrica específica, $d\theta/d\Psi$, em cm^{-1} ;

θ o teor volumétrico de água do solo, em cm^3/cm^3 ;

z a coordenada espacial vertical, sentido da gravidade, medida do fundo da lagoa até a base do perfil de solo (subsolo), em m;

t tempo, em min.

Neste trabalho, a implementação deste modelo matemático baseou-se nas seguintes premissas: (1) solo homogêneo, (2) fluxo unidimensional vertical, (3) o ar se movimenta livremente com pressão atmosférica, (4) o solo possui estrutura rígida, portanto $C(\Psi) = 0$ quando $\Psi > 0$, (5) a carga de pressão ou sucção do solo é a soma do potencial gravitacional e do potencial capilar, (6) não ocorre histerese, (7) as propriedades do solo são mantidas em condições de fluxo dinâmico, (8) não existe reações químicas entre solo e água, e (9) fluxo isotérmico.

Segundo RIGHETTO (1998), uma vez que soluções analíticas da equação de Richards se restringem a situações particularmente simples, várias técnicas numéricas podem ser empregadas para a obtenção da solução desta equação aplicada a problemas de infiltração, percolação e redistribuição de água no solo. Dentre as técnicas numéricas existentes, neste modelo, foi utilizada a solução numérica por diferenças finitas.

A figura 3.3 ilustra a discretização do domínio: $\Omega \equiv [z: 0 \text{ a } z_{M\acute{a}x}]$ em N células com $N + 1$ nós, de modo que cada célula, i , tem comprimento Δz .

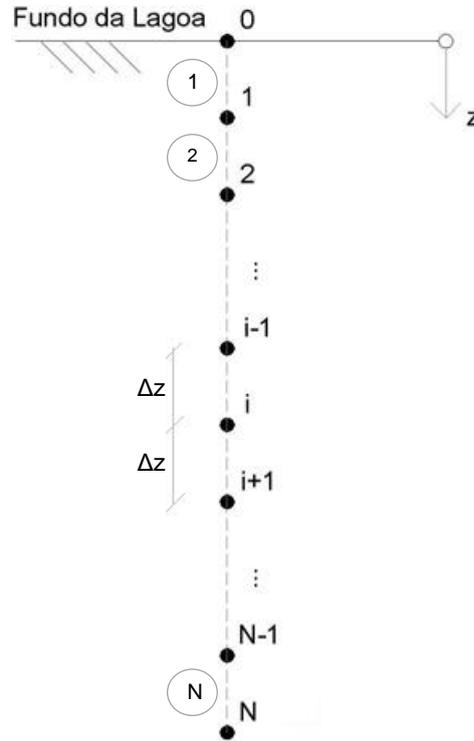


Figura 3.3 – Discretização da coluna vertical de solo

Considerou-se que o nó N encontra-se a 3000,0 cm (30,0 metros) de profundidade a partir do fundo da lagoa. Assim, o valor de Δz foi considerado constante e igual a 2,0 cm e, portanto, $N=1500$.

A discretização da equação de Richards utilizando a aproximação por diferenças finitas, resulta na seguinte equação algébrica:

$$C_i^{j+1/2} \frac{\Psi_i^{j+1} - \Psi_i^j}{\Delta t^{j+1}} = \frac{1}{\Delta z_i} \left\{ K(\Psi_{i+1/2}^{j+1/2}) \left[\left(\frac{\partial \Psi}{\partial z} \right)_{i+1/2}^{j+1/2} - 1 \right] - K(\Psi_{i-1/2}^{j+1/2}) \left[\left(\frac{\partial \Psi}{\partial z} \right)_{i-1/2}^{j+1/2} - 1 \right] \right\} \quad (3.7)$$

Sendo:

$$\left(\frac{\partial \Psi}{\partial z} \right)_{i+1/2}^{j+1/2} = \frac{1}{2\Delta z} (\Psi_{i+1}^{j+1} + \Psi_{i+1}^j) - (\Psi_i^{j+1} + \Psi_i^j) \quad (3.8)$$

$$\left(\frac{\partial \Psi}{\partial z} \right)_{i-1/2}^{j+1/2} = \frac{1}{2\Delta z} (\Psi_i^{j+1} + \Psi_i^j) - (\Psi_{i-1}^{j+1} + \Psi_{i-1}^j) \quad (3.9)$$

$$C_i^{j+1/2} = \left(\frac{\partial \theta}{\partial \Psi} \right)_i^{j+1/2} = \frac{d}{d\Psi} \theta(\Psi_i^{j+1/2}) \quad (3.10)$$

j Índice de tempo;
 i Índice de espaço.

Substituindo as equações 3.8 e 3.9 na equação 3.7, podem-se determinar os valores de Ψ_i^{j+1} pela solução do sistema de equações lineares dado por (RIGHETTO, 1998):

$$-A_{1,i}\Psi_{i+1}^{j+1} + A_{2,i}\Psi_i^{j+1} - A_{3,i}\Psi_{i-1}^{j+1} = B_i \quad (3.11)$$

Para os nós internos, ou seja, para $1 \leq i \leq N - 1$, os parâmetros $A_{1,i}$, $A_{2,i}$, $A_{3,i}$, e B_i são expressos por:

$$A_{1,i} = \frac{\Delta t}{2 \Delta z} K \left(\Psi_{i+1/2}^{j+1/2} \right)$$

$$A_{3,i} = \frac{\Delta t}{2 \Delta z} K \left(\Psi_{i-1/2}^{j+1/2} \right)$$

$$A_{2,i} = \frac{\Delta z}{\Delta t} C_i^j + A_{1,i} + A_{3,i}$$

$$B_i = A_{1,i}\Psi_{i+1}^j + \left(\frac{\Delta z}{\Delta t} C_i^j - A_{1,i} - A_{3,i} \right) \Psi_i^j + A_{3,i}\Psi_{i-1}^j - (A_{1,i} - A_{3,i})$$

As condições de contorno podem ser do tipo Dirichlet (pressão especificada), do tipo Neumann (fluxo especificado) ou do tipo Cauchy (onde o fluxo é uma função da posição do lençol freático).

Nas simulações realizadas foram adotadas as seguintes condições de contorno:

a) Condição de topo ($z = 0$):

$$A_{1,i} = A_{3,i} = 0,00$$

$$A_{2,i} = 1,00$$

$$B_i = \Psi(0, t) \text{ (condição de contorno do tipo Dirichlet)}$$

Considerou-se que o valor de $\Psi(0, t)$ pode assumir o valor de Ψ_{cc} (quando a lagoa está seca) ou o valor de H_{Lagoa}^t (quando existe água acumulada na lagoa).

b) Condição de base 1 ($z = z_{máx}$) e Nível do lençol freático abaixo de 23,00 metros:

$$A_{1,i} = 1,00$$

$$A_{3,i} = 0,00$$

$$A_{2,i} = 1,00$$

$$B_i = \left(\frac{K(\Psi_{i-1/2}^{j+1/2}) - q}{K(\Psi_{i-1/2}^{j+1/2})} \right) \Delta z \text{ (condição de contorno do tipo Neumann)}$$

Neste caso deste estudo, o valor da vazão de exploração, q , é constante e igual a 0,001 cm/min.

c) Condição de base 2 ($z = z_{máx}$) e Nível do lençol freático acima de 23,00 metros:

$$A_{1,i} = 1,00$$

$$A_{3,i} = 0,00$$

$$A_{2,i} = 1,00$$

$$q(ZLF) = 0,0010 + \beta \left[K_s - \left(\frac{K_s ZLF}{2300} \right) \right]$$

$$B_i = \left(\frac{K(\Psi_{i-1/2}^{j+1/2}) - q(ZLF)}{K(\Psi_{i-1/2}^{j+1/2})} \right) \Delta z \text{ (condição de contorno do tipo Cauchy)}$$

sendo:

β um parâmetro de ajuste;

K_s a condutividade hidráulica saturada, em cm/min;

ZLF a profundidade do lençol freático, em cm.

A condição de contorno de base 2 foi implementada devido ao fato de que na realização de testes de execução do modelo, a condição de contorno de base 1 (vazão de exploração constante) após um certo volume de água infiltrado não era suficiente para que o lençol freático voltasse a cair fazendo com que o perfil do solo abaixo da lagoa ficasse completamente saturado.

No entanto, esse comportamento não acontece na realidade. Sabe-se que no real processo de recarga do aquífero forma-se um perfil saturado em forma de cone, pois, as vazões laterais horizontais se intensificam à medida que diminui a profundidade do lençol freático. Assim, optou-se por uma lei que estima a vazão de exploração ou vazão de redistribuição, que aumentaria linearmente conforme o nível do lençol freático subisse em relação ao nível potenciométrico regional, estimado em 23,0 m. A vazão de redistribuição foi definida pela expressão:

$$q' = \beta \left[K_s - \left(\frac{K_s ZLF}{2300} \right) \right] \quad (3.12)$$

Sendo:

β parâmetro de ajuste;

K_s condutividade hidráulica saturada, em cm/min;

ZLF profundidade do lençol freático, em cm.

O sistema de equações em diferenças finitas, em conjunto com as condições iniciais e de contorno definidas anteriormente, são resolvidas para determinar a distribuição da carga de pressão e a distribuição de umidade em função do tempo e, portanto, possibilitando simular o movimento da água no solo. Nenhum procedimento especial é necessário; na zona saturada do solo, onde, $C(\Psi)$ é igual a zero e, neste caso, o modelo de Richards resume-se à equação de Laplace.

O sistema de equações a ser resolvido pelo modelo, para cada passo de tempo, é composto de um sistema tridiagonal de equações e resolvidas pelo método de eliminação, denominado algoritmo de Thomas.

3.4 Balanço Hídrico da Lagoa

Acoplado ao modelo de fluxo unidimensional em meio poroso insaturado tem-se o modelo para a realização do balanço hídrico do volume de água armazenado na lagoa.

Através de simulações com o modelo de transformação de chuva em vazão, obtém-se o volume de água afluente à Lagoa, V_a^t , ao longo do tempo analisado (sequência de dezoito meses, em intervalos de tempo de um minuto). Dividindo este volume pela área média da lagoa, calcula-se o incremento de altura, Δh^t , em função desse volume afluente.

Para cada índice de tempo, t , são utilizados os valores da condutividade hidráulica K_0^t , K_1^t e as cargas de pressão Ψ_0^t , Ψ_1^t que se referem, respectivamente, à célula da superfície (fundo da lagoa) e à célula imediatamente inferior da camada de solo analisada. Para o cálculo da infiltração que ocorre no fundo da lagoa foi utilizada a seguinte relação:

$$F^t = \frac{K_{(0,t)} + K_{(1,t)}}{2} \cdot \left(\frac{\Psi_{(0,t)} - \Psi_{(1,t)}}{\Delta z} + 1 \right) \quad (3.13)$$

Sendo:

F^t infiltração no tempo t , em cm/min;

Ψ carga de sucção ou de pressão do solo; em cm;

K condutividade hidráulica, em cm/min;

Δz incremento de profundidade ($\Delta z = 2,0 \text{ cm}$);

t índice de tempo.

Calculado o valor da infiltração que ocorre no fundo da lagoa, realiza-se o balanço hídrico da mesma, através da expressão:

$$H_{Lagoa}^t = H_{Lagoa}^{t-1} + \Delta h^t - F^t \quad (3.14)$$

Sendo:

H_{Lagoa}^t a altura de água na lagoa no tempo t ; em cm;

Δh^t é o incremento de altura na lagoa no tempo t ; em cm;

3.5 Dados Hidrológicos, Hidrogeológicos e Características Hidráulicas

Dados de Precipitação

Os dados de precipitação foram obtidos de uma estação automática (figura 3.4) localizada dentro de uma área cedida pela Escola Estadual Floriano Cavalcanti (FLOCA), inserida na bacia de drenagem deste estudo. O período de observação teve início no mês de Abril de 2014 e término no mês de Setembro de 2015.



Figura 3.4 – Estação pluviométrica automática do FLOCA

Características Geométricas da Bacia

A bacia experimental, denominada bacia de Mirassol, foi esquematicamente discretizada (especialmente) na forma ilustrada na figura 3.5 de modo a se definir a topologia e numeração de quadras e trechos de rua.

Na figura 3.5 foram numerados os trechos de rua pertencentes à bacia, assim como as quadras que a compõem; as setas indicam o sentido das linhas do escoamento superficial. Os trechos 43 e 44 do esquema de discretização representam os trechos finais que desaguam no exutório (Lagoa).

As diversas características geométricas dos elementos que compõem a bacia (ruas e quadras) foram consultadas no cadastro do sistema de drenagem do Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais da cidade do Natal e resumem-se nas tabelas 3.1 e 3.2.

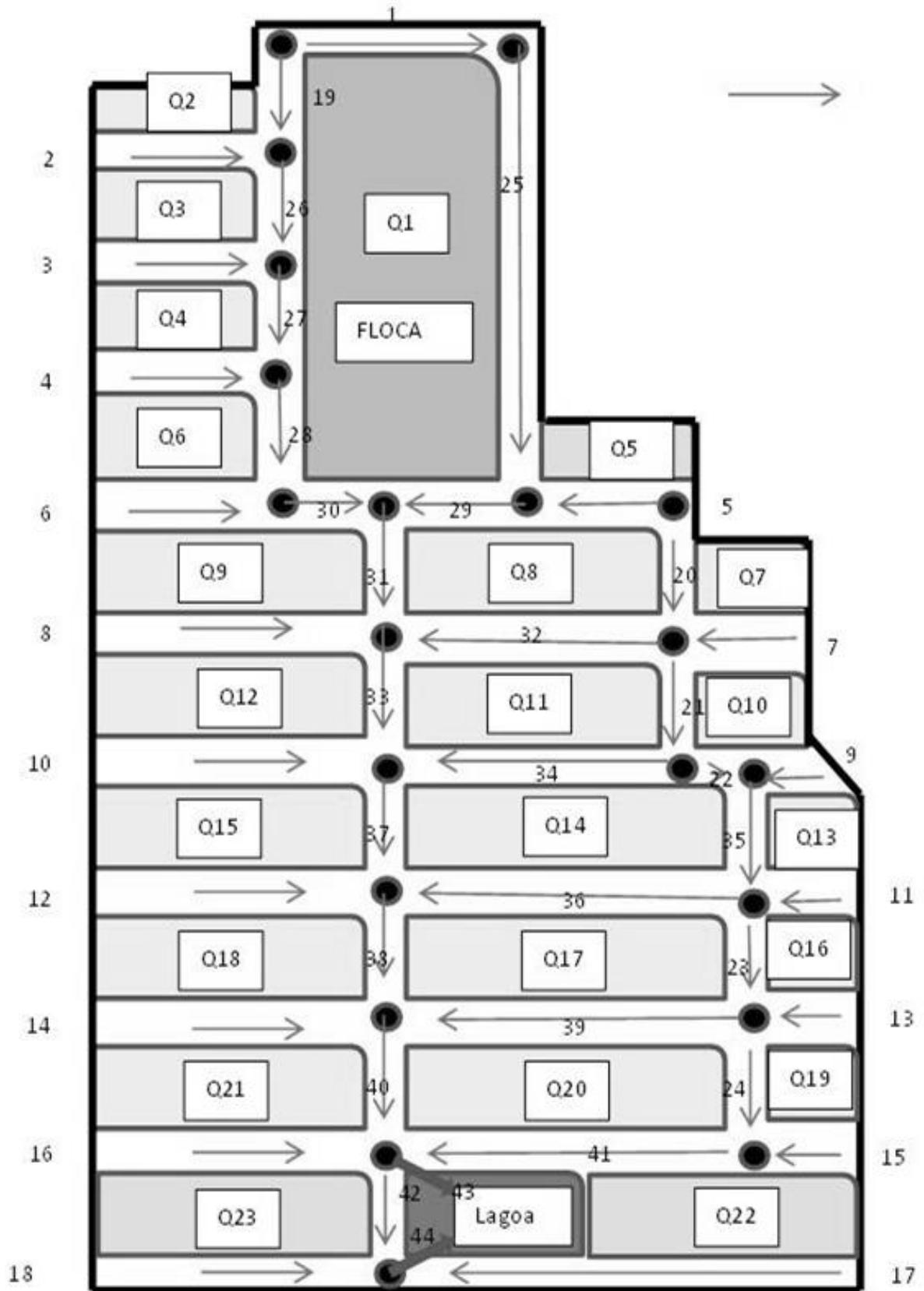


Figura 3.5 – Discretização espacial da bacia de drenagem

Tabela 3.1 - Características geométricas das quadras da bacia

Quadra	Comprimento Lx (m)	Largura Ly (m)	Nº de Lotes (und)
1	85	190	1
2	100	20	8
3	100	40	16
4	100	40	16
5	80	20	8
6	100	40	16
7	20	40	4
8	125	40	22
9	155	40	24
10	30	40	5
11	125	40	22
12	145	40	24
13	40	20	4
14	65	40	22
15	150	40	24
16	35	40	7
17	145	40	28
18	135	40	28
19	45	40	9
20	145	40	28
21	122	40	26
22	100	66	9
23	105	80	10

Tabela 3.2 - Características geométricas, tipo de revestimento e contribuições à montante dos trechos de rua da bacia

Trechos de Rua	Comprimento Lx (m)	Largura Ly (m)	Declividade I (m/m)	Tipo de Revestimento	Trechos de Contribuição
1	1	8	0.080	Calçamento	-
2	100	8	0.060	Calçamento	-
3	100	8	0.071	Calçamento	-
4	100	8	0.088	Calçamento	-
5	85	10	0.020	Asfalto	-
6	100	12	0.083	Asfalto	-
7	20	8	0.001	Calçamento	-
8	155	8	0.100	Calçamento	-
9	12	8	0.025	Calçamento	-
10	155	8	0.090	Calçamento	-
11	32	8	0.013	Calçamento	-
12	150	8	0.071	Calçamento	-
13	40	8	0.001	Calçamento	-
14	130	8	0.100	Calçamento	-
15	50	12	0.033	Calçamento	-
16	125	12	0.086	Calçamento	-
17	190	8	0.053	Calçamento	-
18	80	8	0.100	Asfalto	-
19	50	8	0.080	Calçamento	-
20	50	8	0.050	Calçamento	-
21	50	8	0.050	Calçamento	-
22	20	8	0.001	Calçamento	-
23	45	8	0.025	Calçamento	-
24	50	8	0.067	Calçamento	-
25	150	10	0.025	Calçamento	1
26	50	12	0.060	Calçamento	2 e 19
27	50	8	0.060	Calçamento	3 e 26
28	53	8	0.060	Calçamento	4 e 27
29	52	8	0.040	Asfalto	5 e 25
30	44	8	0.120	Asfalto	6 e 28
31	54	8	0.026	Calçamento	29 e 30
32	135	8	0.023	Calçamento	7 e 20
33	51	8	0.026	Calçamento	8, 31 e 32
34	136	8	0.040	Calçamento	21
35	50	12	0.001	Calçamento	9 e 22
36	158	12	0.040	Calçamento	11 e 35
37	50	8	0.001	Calçamento	10, 33 e 34
38	45	8	0.001	Calçamento	12, 36 e 37
39	156	8	0.045	Calçamento	13 e 23
40	53	8	0.001	Calçamento	14, 38 e 39
41	158	12	0.050	Calçamento	15 e 24
42	55	8	0.040	Calçamento	-

Coefficiente de deflúvio das Quadras e Trechos de Rua

Os valores dos coeficientes de deflúvio utilizados na modelagem do processo de transformação de chuva em vazão foram estimados conforme preconiza o Manual de Drenagem do Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais da cidade do Natal (Tabela 3.3).

Tabela 3.3 - Tabela de faixas de coeficientes de deflúvio.

Ocupação	C
Solo arenoso bem drenado	0,0 - 0,10
Gramado	0,10-0,20
Lote ou área com x% impermeabilizado	$(0,6x+20)/100$
Pavimentos porosos	0,40 - 0,70
Pavimentos asfálticos	0,90 – 0,95

Fonte: PDDMA, 2011.

Para os trechos de rua revestidos com pavimentação asfáltica foi adotado um coeficiente de deflúvio igual a 0,90. Já para os demais trechos de rua pertencentes a bacia (revestidos com paralelepípedos) foi adotado um coeficiente de deflúvio igual a 0,50.

Para a quadra 1 (considerada atípica) foi realizada uma média ponderada das diversas superfícies que foram identificadas (telhados, áreas verdes e pavimento permeável) resultando num coeficiente de deflúvio de 0,27.

Para as demais quadras foi utilizada a fórmula sugerida por PDDMA (2011) para lotes impermeabilizados. Pelo padrão de ocupação e verificação de fotos aéreas, foi considerado que as quadras são 85% impermeabilizadas resultando em um coeficiente de deflúvio igual a 0,71.

Características Geométricas da Lagoa

Em consulta ao cadastro do sistema de drenagem do PDDMA (2011), dispõe-se de um mapa em CAD composto por curvas de nível. A partir deste mapa extraiu-se a área no entorno da lagoa de infiltração de águas pluviais de Mirassol. Com a utilização do software AutoCAD Civil 3D (Student Version), foi possível obter a modelagem em 3D do formato da lagoa e calcular a área da superfície da lagoa e o volume armazenado (a cada 0,50 m a partir do fundo), obtendo assim, a relação cota-área-volume, ilustrada na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Relação cota-área-volume da lagoa de Mirassol

COTA (ALTURA) (m)	ÁREA (m²)	VOLUME (m³)
40,00 (4,00)	1936.29	5339.34
39,50 (3,50)	1791.76	4450.80
39,00 (3,00)	1651.69	3504.38
38,50 (2,50)	1516.07	2868.51
38,00 (2,00)	1384.91	2172.85
37,50 (1,50)	1258.21	1537.77
37,00 (1,00)	1135.95	961.82
36,50 (0,50)	1018.15	448.16
36,00 (0,00)	904.81	0.00

Ao se fazer uso desta relação, por equações ajustadas no Microsoft Excel, verificou-se que a relação do volume de água armazenado na lagoa com a altura de água na lagoa pode ser obtida a partir da seguinte expressão:

$$V_{Lagoa}^t = 128,5 H_{Lagoa}^t{}^2 + 823,7 H_{Lagoa}^t \quad (3.15)$$

Sendo:

V_{Lagoa}^t o volume de água armazenado na lagoa no tempo t, em m³;

H_{Lagoa}^t a altura de água na lagoa no tempo t; em m;

O nível de água na lagoa pode variar até uma altura máxima de 3,50 m, pois, nesta ocasião, a lagoa estaria armazenando o volume máximo armazenado na lagoa (cota de extravasamento).

Propriedades Físicas do Solo

Primeiramente foram realizados ensaios granulométricos de 03 amostras de solo retiradas do fundo da lagoa de infiltração nas profundidades de 2, 4 e 6 metros (figura 3.6).



Figura 3.6 – Amostras de solo retiradas do fundo da lagoa de Mirassol

Apesar das diferentes colorações apresentadas pelas amostras, os ensaios realizados concluíram que as três amostras possuem distribuições granulométricas similares. Assim, a média dos teores de areia, silte e argila são, aproximadamente, de 84%, 11,5% e 4,5%, respectivamente.

Com a obtenção dos teores médios de areia, silte e argila contidos nas amostras de solo, depreende-se que se trata de uma **areia franca** (conforme o método de classificação textural triangular dos solos da figura 3.7).

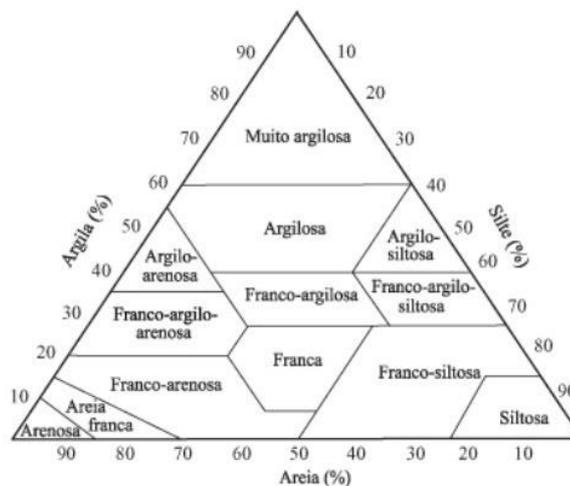


Figura 3.7 – Triângulo de classificação textural de solos

Fonte: Lemos & Santos, 1984.

Posterior à classificação textural do solo foi utilizado o freeware RETC, disponível no site de seu desenvolvedor, a PC-PROGRESS ENGINEERING SOFTWARE DEVELOPER. Segundo o site da PC-PROGRESS*, este software é utilizado para analisar as funções de retenção da água e condutividade hidráulica para solos não saturados. O presente freeware faz uso do banco de dados Rosetta, que permite previsões dos parâmetros hidráulicos do solo a partir da classificação textural do mesmo, por exemplo.

O uso do programa RETC, baseado na teoria de VAN GENUCHTEN (1980), forneceu os parâmetros hidráulicos do solo analisado ilustrados na figura 3.8.

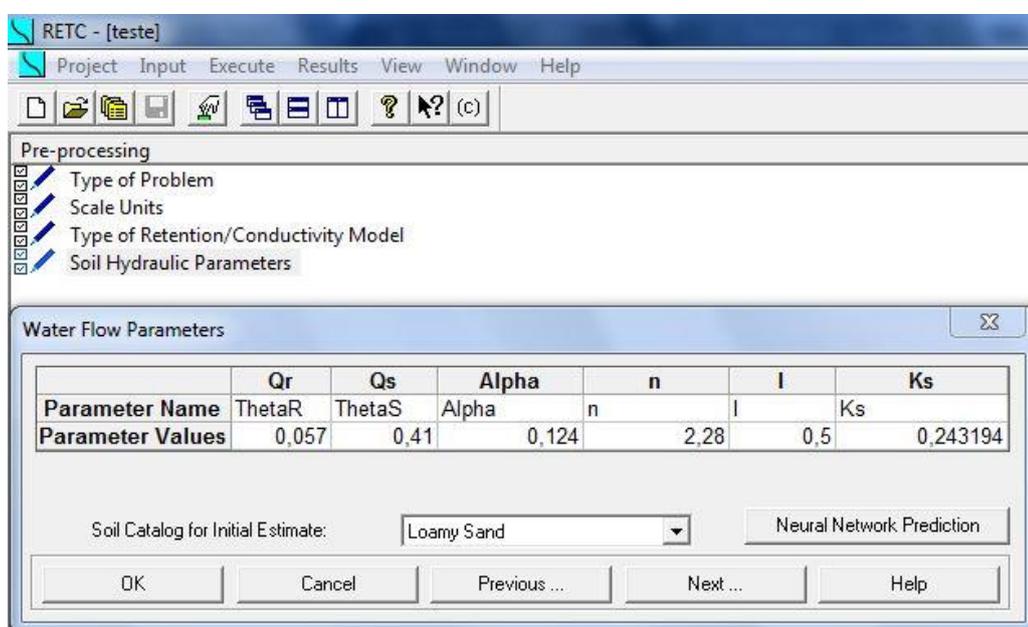


Figura 3.8 – Recorte da predição de parâmetros hidráulicos do solo (interface do programa RETC) – Ks [cm/min] e Alpha [1/cm]

Durante a realização de testes do modelo de percolação unidimensional em meio poroso insaturado, observou-se que os valores de infiltração que ocorriam estavam acima dos valores de infiltração observados em campo. Então, no intuito de aproximar ao máximo o valor da infiltração encontrada no modelo com a observada em campo os valores de θ_s e K_s (previstos pelo RETC) foram ajustados aos valores de $0,40 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ e $0,18 \text{ cm/min}$, respectivamente.

As equações que definem o teor volumétrico de água ($\theta(\Psi)$), a condutividade hidráulica ($K(\theta)$) e a capacidade hidráulica específica ($C(\theta)$), baseadas na teoria de VAN GENUCHTEN (1980) e no modelo de MUALEM (1976) são definidas por:

* Disponível em: < <http://www.pc-progress.com/en/Default.aspx?retc> > Acesso em: 12 de junho de 2015.

$$\theta(\Psi) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left[\frac{1}{1 + (\alpha\Psi)^n} \right]^m \quad (3.15)$$

$$K(\theta) = K_s \sqrt{\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}} \left[1 - \left(1 - \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{1/m} \right]^2 \quad (3.16)$$

$$C(\theta) = \frac{\alpha m (\theta_s - \theta_r)}{1 - n} \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \left(1 - \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{1/m} \quad (3.17)$$

Sendo:

Ψ a carga de sucção ou de pressão do solo insaturado, em cm;

$K(\theta)$ a condutividade hidráulica em função do teor volumétrico de água do solo(θ), em cm/min;

$C(\Psi)$ a capacidade hidráulica específica, $d\theta/d\Psi$;

θ ou $\theta(\Psi)$ o teor volumétrico de água do solo, em cm^3/cm^3 ;

θ_s e θ_r os teores volumétricos de água do solo saturado e residual, com valores de 0,40 e 0,057, respectivamente;

K_s a condutividade hidráulica saturada, com valor de 0,18 cm/min.;

α , n e m parâmetros do solo, iguais a 0,124, 2,28 e 0,56, respectivamente;

Os gráficos que descrevem o comportamento das equações apresentadas acima são ilustrados na figura 3.9.

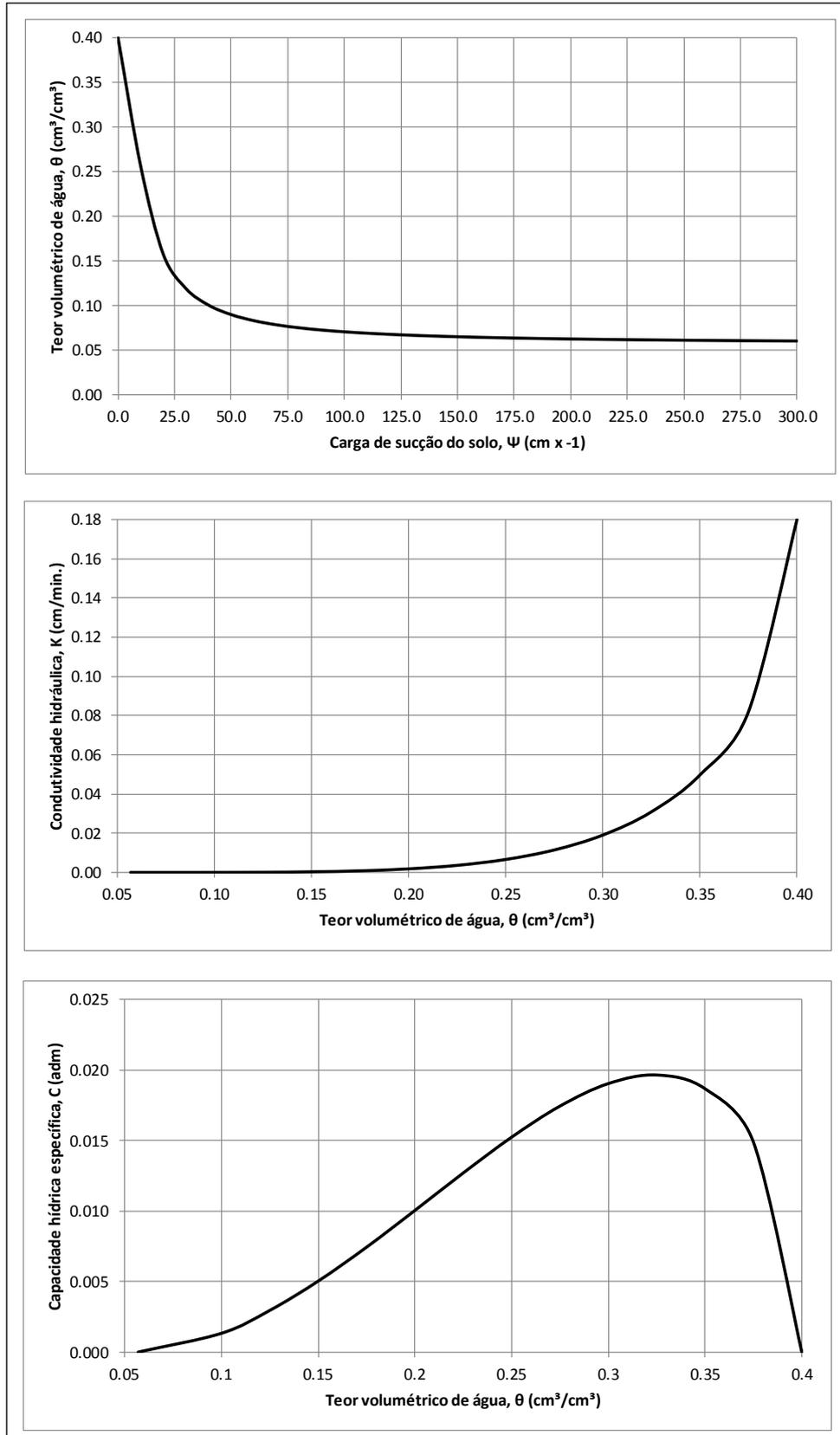


Figura 3.9 – Curvas de caracterização do solo

Vazão de Exploração

Sabe-se que no entorno da bacia estudada existe exploração de água subterrânea para abastecimento realizada pela concessionária local (CAERN).

Para a determinação da vazão de exploração do aquífero foram realizadas observações semanais do nível do lençol freático, no período de 01/10/2015 até 23/11/2015 (período de estiagem). Em média, foi observado que o nível do lençol varia cerca de -17,0 cm por semana. Com esse valor, a vazão de exploração, q , foi estimada a partir de teste no modelo de fluxo (que leva em consideração os parâmetros já discutidos anteriormente). O valor da vazão de exploração, q , que resulta no modelo de fluxo uma queda de cerca de -17,0 cm do lençol freático, foi de 0,001 cm/min, valor este adotado como vazão de exploração de base para o estudo hidrogeológico da lagoa.

3.6 Procedimentos

O trabalho teve início a partir do início do monitoramento das precipitações, realizadas pela estação automática instalada na bacia da área de estudo. Os dados foram armazenados a cada minuto (compatível com a discretização de tempo utilizada nos modelos implementados) e eram recolhidos mensalmente durante os meses de Abril de 2014 até o mês de Setembro de 2015.

Concomitantemente ao início do monitoramento dos dados pluviométricos, foi dado início à revisão bibliográfica dos assuntos pertinentes ao trabalho realizado (drenagem urbana, infiltração, percolação, transformação de chuva em vazão, equação de Richards, programação em Fortran 90).

Em seguida foi dado início ao processo de modelagem computacional. A modelagem foi realizada pelo programa Microsoft Developer Studio que utiliza a linguagem de programação Fortran 90. Primeiramente o modelo de fluxo estava programado para solucionar o sistema tridiagonal de equações pelo método iterativo de Gauss-Seidel. Porém este método, por ser iterativo, depreendia de muito tempo para ser executado e ainda apresentou erros numéricos acumulados, que fizeram com que seus resultados fossem considerados insatisfatórios. Então, foi implementada a resolução do sistema tridiagonal pelo método direto do algoritmo de Thomas, que

finalmente solucionou o problema dos erros e diminuiu o tempo de processamento do modelo de fluxo. Já o modelo de transformação de chuva em vazão apresentado por RIGHETTO (2014), sofreu modificações em seus dados de entrada e calibração da expressão que define o coeficiente de runoff ao longo do tempo de ocorrência de um evento chuvoso. Tal calibração só foi possível de ser implementada, após a instalação do linígrafo de boia na lagoa que ocorreu em meados do mês de Abril de 2015.

A busca pelos dados descritos no item 3.5 ocorreu de forma constante durante todo o período de elaboração do trabalho.

Modelagem

De maneira geral, os dados de chuva entram como dados de entrada no modelo de transformação de chuva em vazão. Este modelo então fornece as vazões geradas em m^3/min . Estas vazões servem como dados de entrada para o modelo de fluxo unidimensional em meio poroso insaturado.

Para cada dado de vazão fornecido pelo modelo de transformação de chuva em vazão (inclusive os nulos) o modelo da lagoa executa o balanço hídrico. Acoplado ao modelo da lagoa, simula-se a percolação de água no meio poroso insaturado, com a determinação do nível do lençol freático para cada passo de tempo.

Ao final realizou-se o processamento dos dados no Microsoft Excel para elaboração de peças gráficas que compõem os resultados deste trabalho.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A avaliação da utilização dos modelos apresentados neste trabalho, assim como a verificação do desempenho da lagoa de retenção e infiltração, e, estimativas da recarga do lençol freático foram realizadas por uma simulação global ao longo de um período de 18 meses (abril/2014 a setembro/2015), com observações pluviométricas e de níveis de água na lagoa e na superfície potenciométrica do aquífero freático.

Para melhor explicitar o comportamento da percolação de água no perfil do solo com a utilização de modelo unidimensional em meio poroso insaturado, foi destacado um período de forte recarga compreendido entre os dias 11/04 e 21/04 de 2015.

Foram também realizadas simulações de hidrogramas com diferentes chuvas de projeto, com vista à avaliação do desempenho da lagoa, obtidos pelo modelo de transformação chuva vazão da bacia de drenagem.

As funções de caracterização das propriedades do solo ($\theta(\Psi)$, $K(\theta)$, $C(\Psi)$) assim como de outros parâmetros relativos aos modelos utilizados (Ψ_{cc} , θ_s , θ_r , K_s , α , n , β etc) foram previamente apresentados e discutidos no capítulo 3 deste trabalho.

Após o processo de calibração do modelo de transformação de chuva em vazão, baseado em dois eventos chuvosos significativos, em que foi monitorado o nível de água na lagoa, o modelo para fluxo unidimensional em meio poroso insaturado acoplado ao modelo de balanço hídrico foi utilizado para a obtenção dos resultados que serão apresentados, a seguir.

4.1 Simulação Global

Para a realização da simulação global, definiu-se uma partida fria para o modelo de percolação no solo insaturado, ou seja, admitiu-se que o solo encontra-se em capacidade de campo e, portanto, com um pequeno fluxo do fundo da lagoa para a superfície freática. Assim, como condição inicial ($t=0$), considerou-se que a carga de sucção, Ψ , em capacidade de campo, Ψ_{cc} , igual a -50 cm e zero na superfície freática:

$$\Psi(0,0) = \Psi_{cc} = -50,00$$

$$\Psi(z_{LF}, 0) = 0,00$$

z_{LF} representa a profundidade do lençol freático. A coordenada z tem o valor zero no fundo da lagoa, com sentido igual ao da gravidade.

Para i variando de 1 até N_{LF} , pelo fluxo de capacidade de campo, tem-se que:

$$\Psi(i, 0) = \Psi(i + 1) - (1 - K_{cc}/K_{(i+1)}) \Delta z$$

E para i variando de $N_{LF} + 1$ até NI (número de nós do domínio) adotou-se a condição hidrostática, isto é:

$$\Psi(i, 0) = \Psi(i - 1, t) + \Delta z$$

Ao longo do tempo, para todo $t \geq 0$, em que se considerou $\Delta t = 1,0 \text{ min}$, foram armazenados os valores de P , $V_{Afluente}$, H_{Lagoa} , obtidos pela simulação do modelo de transformação chuva-vazão na bacia de drenagem. A partir desses dados, foram simulados o balanço hídrico na lagoa e a percolação de água no perfil de solo, do fundo da lagoa até a última camada no perfil, considerado impermeável. A vazão de exploração foi definida em função do nível do lençol e ajustada em função de valores observados em poço de observação instalado na lagoa.

As Figuras 4.1 a 4.6 fornecem os principais resultados da simulação global.

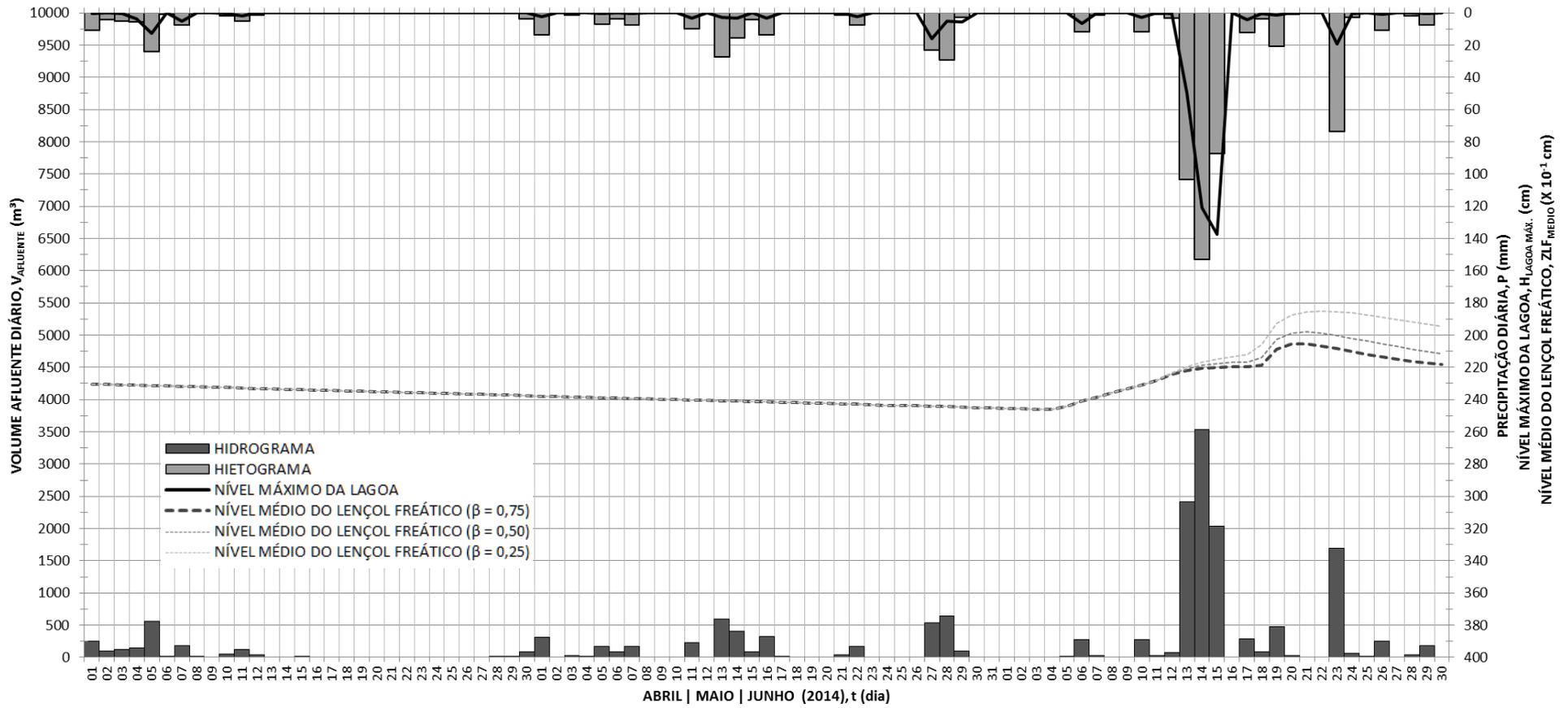


Figura 4.1 – Resultados da simulação global dos meses de Abril, Maio e Junho de 2014

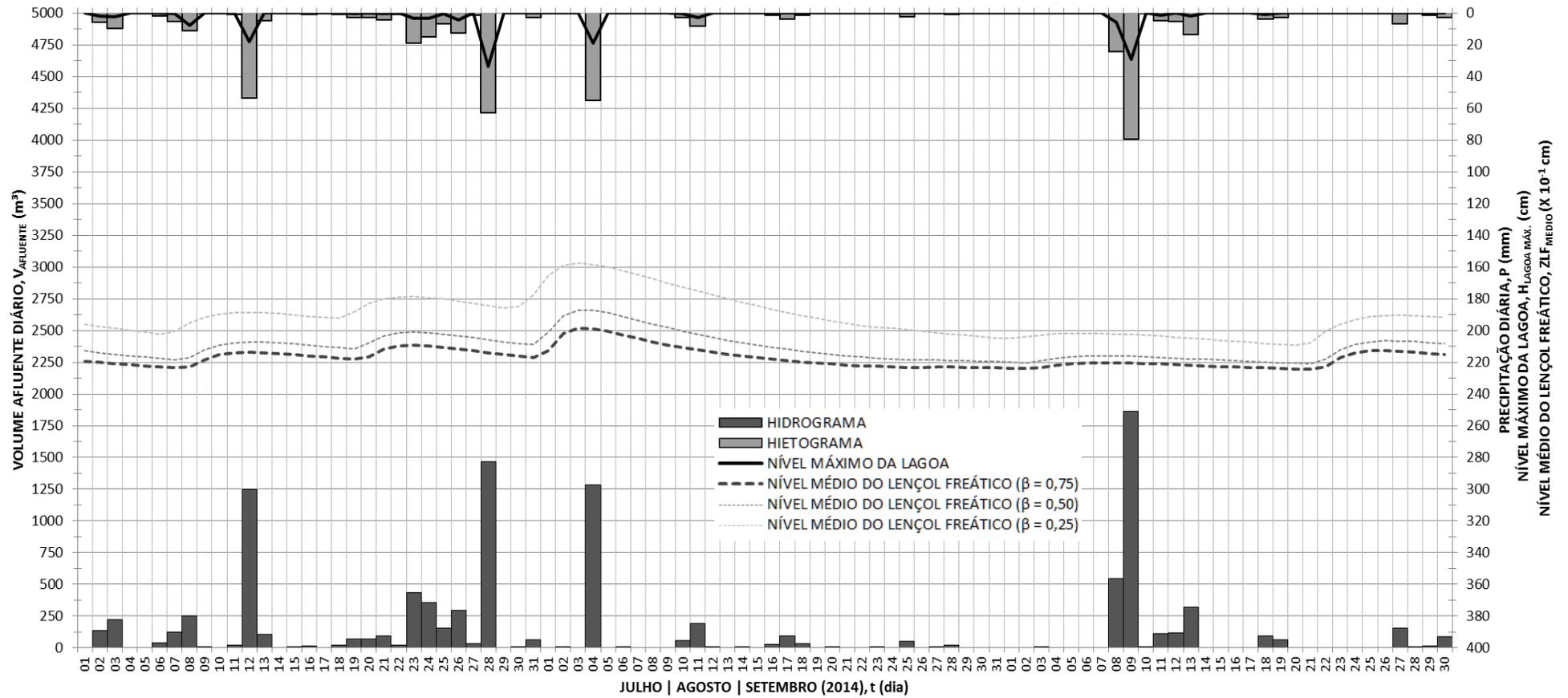


Figura 4.2 – Resultados da simulação global dos meses de Julho, Agosto e Setembro de 2014

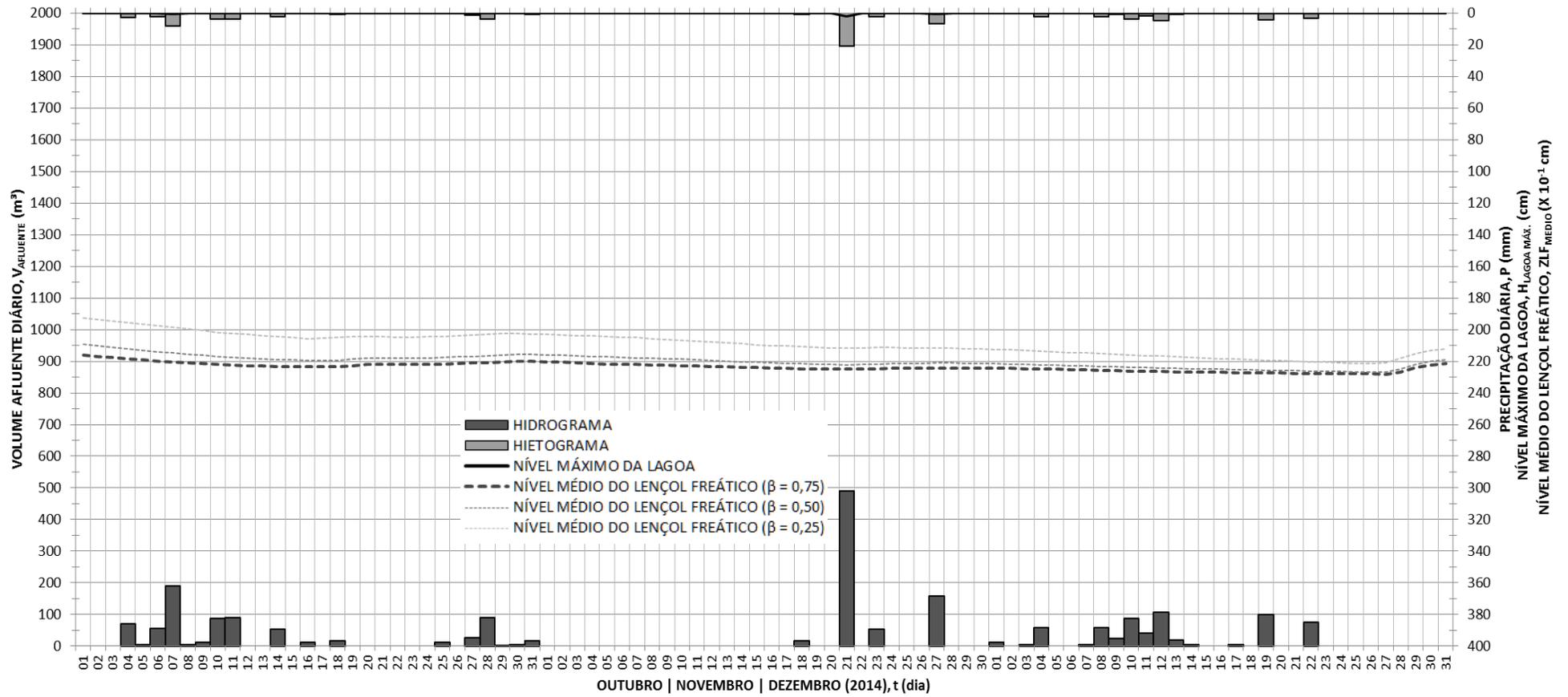


Figura 4.3 – Resultados da simulação global dos meses de Outubro, Novembro e Dezembro de 2014

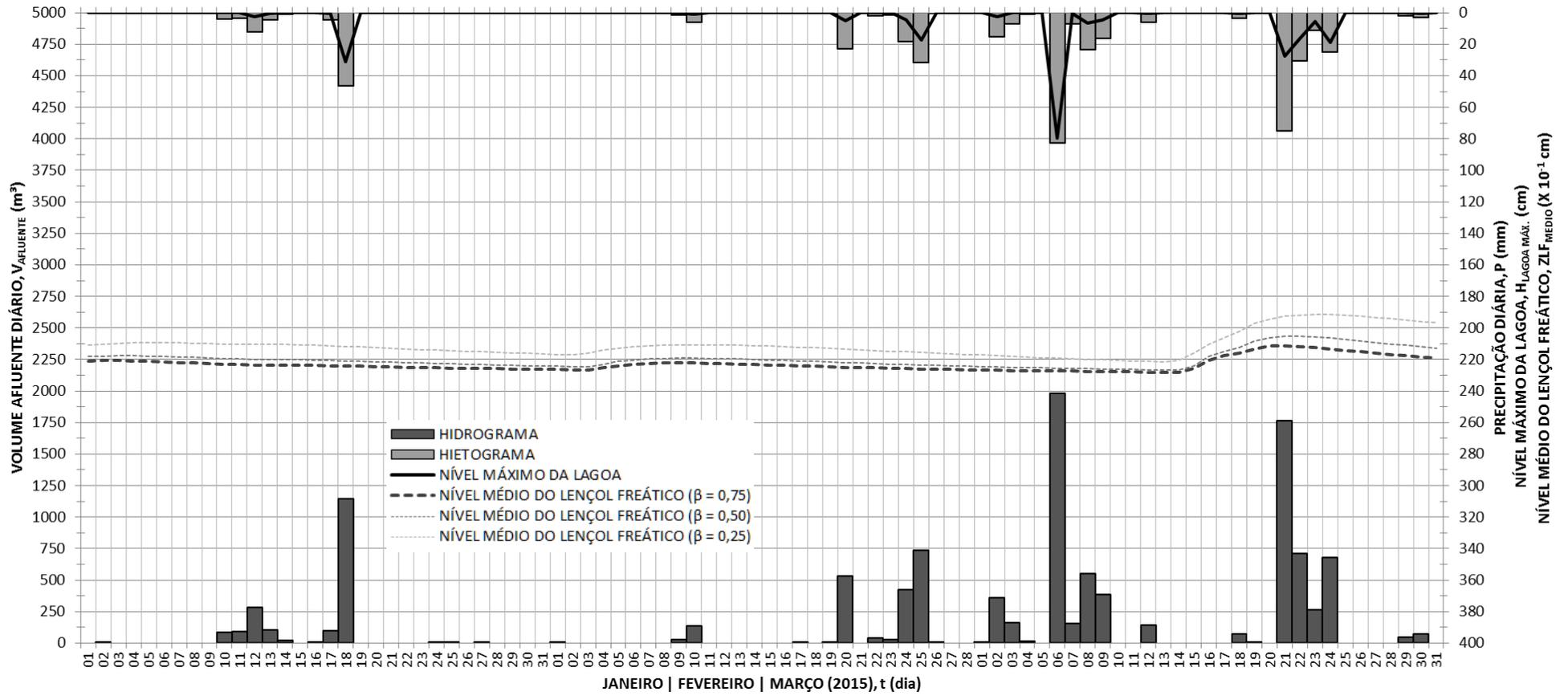


Figura 4.4 – Resultados da simulação global dos meses de Janeiro, Fevereiro e Março de 2015

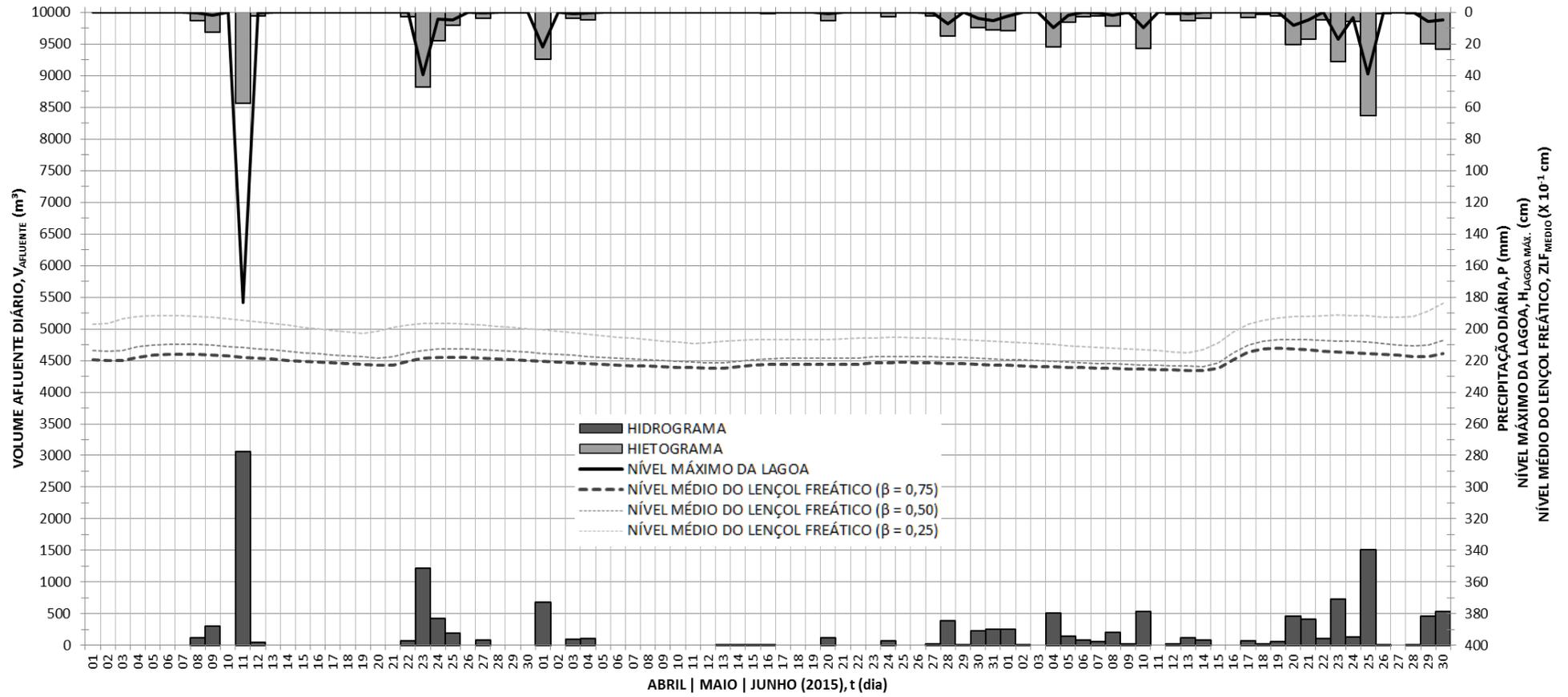


Figura 4.5 – Resultados da simulação global dos meses de Abril, Maio e Junho de 2015

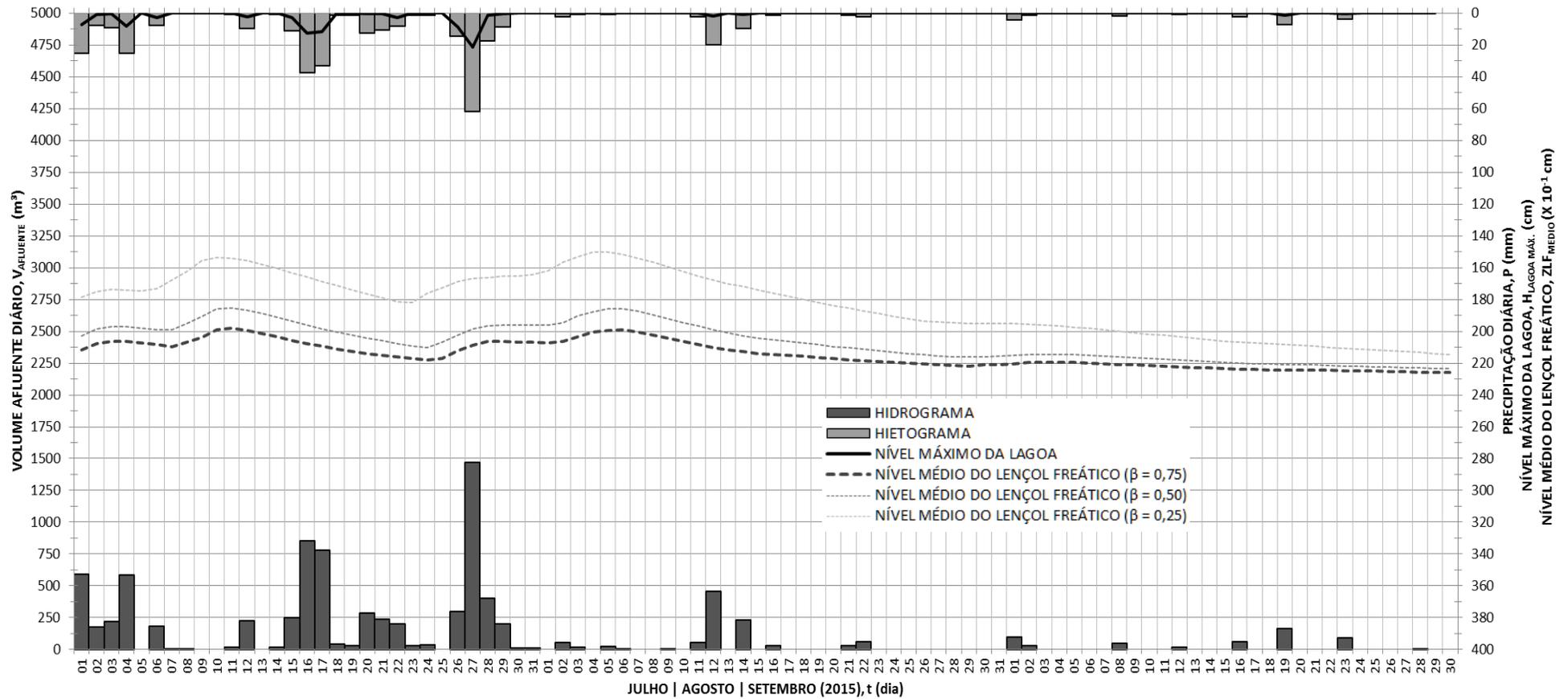


Figura 4.6 – Resultados da simulação global dos meses de Julho, Agosto e Setembro de 2015

Cada gráfico foi construído na escala temporal diária e inseridos os seguintes dados e resultados da simulação:

- Precipitação, P (mm);
- Volume afluyente, $V_{\text{afluyente}}$ (m^3);
- Nível máximo diário de água na Lagoa, $H_{\text{Lagoa Máx.}}$ (cm);
- Nível médio do lençol freático, $ZLF_{\text{Médio}}$ ($\times 10^{-1}$ cm).

As alturas das colunas (P e $V_{\text{afluyente}}$) e a conformação das linhas ($H_{\text{Lagoa Máx.}}$ e $ZLF_{\text{Médio}}$) distribuídas nos gráficos variam ao longo do tempo em decorrência do evento chuvoso ocorrido e do grau de saturação do perfil do solo contido entre o fundo da lagoa e a superfície freática.

Em todos os gráficos plotados, os valores relativos à precipitação, P , foram obtidos dos registros da estação pluviométrica automática instalada na área de estudo. E os valores dos volumes afluentes, $V_{\text{afluyente}}$, obtidos a partir da utilização do modelo de transformação de chuva em vazão apresentado neste estudo.

Na figura 4.1 é importante ressaltar que houve uma relativa demora no processo de recarga devido ao fato de que praticamente toda a coluna de solo compreendida entre o fundo da lagoa e a superfície freática estava relativamente seca ($\theta \cong 0,10$), fato este que dependeria de um maior tempo para que a frente de saturação avançasse e atingisse a superfície freática. Portanto, dentro do primeiro bimestre da simulação, destaca-se o início do período de recarga do lençol em meados do mês de Junho.

Ainda dentro desta figura, merece destaque os eventos chuvosos que ocorreram entre os dias 13/06/2015 e 15/06/2015. Este evento ficou marcado na memória do natalense devido ao fato da ocorrência de diversas áreas alagadas na cidade e de ter sido fato desencadeador do deslizamento de terra ocorrido no bairro de Mãe Luiza justamente no período em que estava sendo realizada a Copa do Mundo de Futebol (nesta data, em Natal aconteceu um jogo no Estádio Arena das Dunas).

O pluviômetro instalado na bacia de drenagem estudada registrou três eventos chuvosos neste período, que totalizaram 343,66 mm com duração acumulada de 38 horas.

Para se ter ideia da magnitude deste evento como um todo, segundo o PDDMA (2011) a precipitação máxima anual para um período de retorno de 100 anos é de 206,9 mm, ou seja, este evento corresponde a um evento de período de retorno maior que 100 anos.

Enfim, devido ao fato da ocorrência de um evento desta magnitude associado à presença de eventos chuvosos anteriores que contribuíram para o aumento do grau de saturação da coluna de solo, observa-se que a recarga começa a ocorrer 5 dias após o início do evento chuvoso.

Na figura 4.2 observa-se que desde o início do mês de Julho até início do mês de Agosto ocorreu um aumento na frequência de ocorrência de eventos chuvosos (período de chuva).

Frente à constante presença de chuva neste período inicial, pressupõe-se que o perfil de solo tem maior grau de saturação, pois, em pequenos intervalos de tempo ocorre o acúmulo de água de diferentes eventos, ao contrário de que acontece em períodos de estiagem; por este motivo as recargas acontecem com maiores frequência e magnitudes.

No restante do período, ou seja, meados do mês de Agosto e todo o mês de Setembro (exceto as precipitações dos dias 08 e 09 de setembro) observa-se o início do período de estiagem com diminuição tanto da frequência quanto da magnitude dos eventos chuvosos.

A figura 4.3 confirma a permanência do período de estiagem com as mais baixas magnitudes de eventos chuvosos em todo o período de observação. Entretanto, devido ao fato da ocorrência de grandes eventos chuvosos e recargas que precederam este período, aliado à presença de alguns eventos neste período, ainda que de baixa magnitude, as recargas deste período foram suficientes para evitar a queda do nível da superfície freática.

Nesse período, supõe-se que o equilíbrio da superfície freática foi mantido mais pelo fator de redistribuição de umidade do que pela presença de chuva em si.

Na figura 4.4 acontece o mesmo fenômeno descrito no período de estiagem da figura 4.3 até meados do mês de Março de 2015, em que se inicia um novo período chuvoso.

Desde o início do novo período chuvoso de 2015, apresentado na figura 4.4 e nas figuras 4.5 e 4.6, percebe-se uma relativa repetição quanto ao comportamento da frequência das recargas frente à frequência de ocorrência de precipitação.

O nível máximo estimado na lagoa padrão foi de 1,84 m e ocorreu no evento do dia 11/04/2015. Apesar de ter sido um evento que teve um total precipitado de apenas 56,39 mm teve uma duração de 150 minutos, que justifica o maior nível por apresentar a maior vazão de pico de toda a simulação.

Em todas as figuras, o nível de água do lençol freático em função do tempo é fortemente influenciado pela vazão de exploração. Ou seja, a vazão que é extraída pelo aquífero. Através de um parâmetro β , tem-se maior ou menor intensidade da capacidade de distribuição da recarga ao aquífero de modo que o lençol freático pode responder mais ou menos em função da recarga.

Pelo fato do estudo se concentrar na unidimensionalidade do processo de recarga, as simulações mostraram que o parâmetro β deve assumir valores acima de 0,25, pois, para valores abaixo deste valor havia forte tendência de todo o perfil do solo se tornar saturado durante eventos chuvosos intensos e de longa duração. Por outro lado, valores de β acima de 0,75 levam o nível de água do lençol freático a rebaixar demasiadamente, atingindo taxas de rebaixamento muito superior aos valores observados no poço de medição do nível de água do lençol.

A inserção do coeficiente β na expressão da vazão de exploração está detalhada no capítulo 3.

4.2 Simulação Local

As figuras 4.7 e 4.8 mostram um recorte da simulação global em escala de observação em que seja possível analisar mais detalhadamente o comportamento da utilização dos modelos deste estudo.

O recorte engloba principalmente o evento ocorrido no dia 11/04/2015 em que foi estimado o maior nível da lagoa padrão.

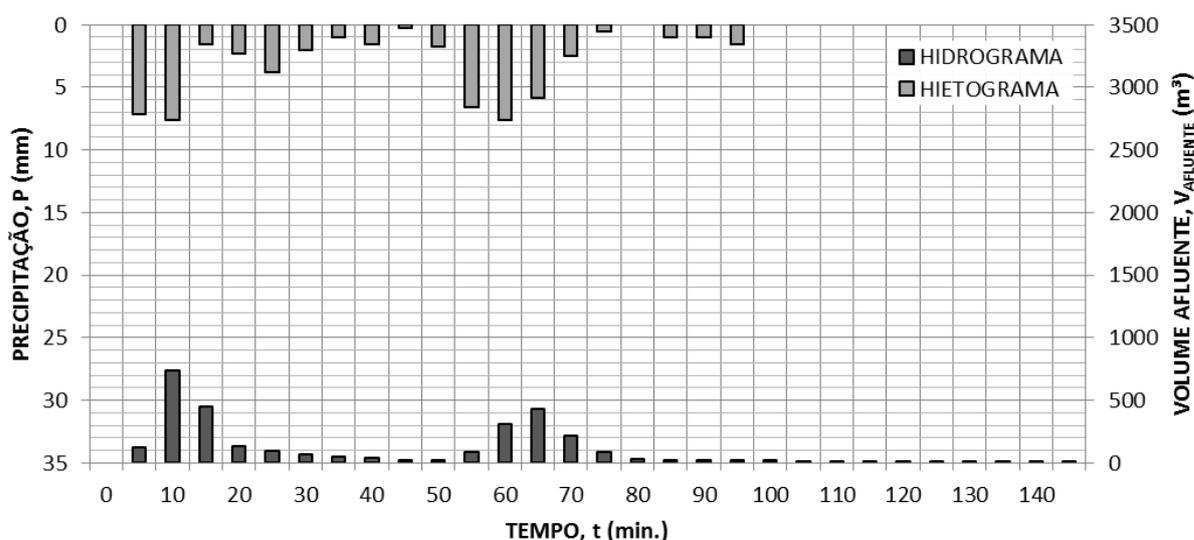


Figura 4.7 – Hietograma e Hidrograma do evento principal

A figura 4.7 mostra as precipitações acumuladas, P , em intervalos de 5 minutos observadas na estação pluviométrica automática instalada na área de estudo, e os volumes afluentes, V_{afluente} , também distribuídos em intervalos de 5 minutos calculados através modelo de transformação de chuva em vazão utilizado neste estudo.

Na figura 4.8 é destacada a evolução do perfil de umidade e caminhamento da frente de molhamento ao longo de um período de 10 dias consecutivos desde o início do evento principal (11/04/2015 - 02h27min).

No instante $T=0h$, é possível observar a frente de molhamento do evento principal situada praticamente no fundo da lagoa ($Z=0,0$ m) assim como a existência de uma frente de umidade na cota 4,0 m (proveniente do acúmulo de precipitações anteriores a principal ocorridas em 08/04, 09/04 e 11/04).

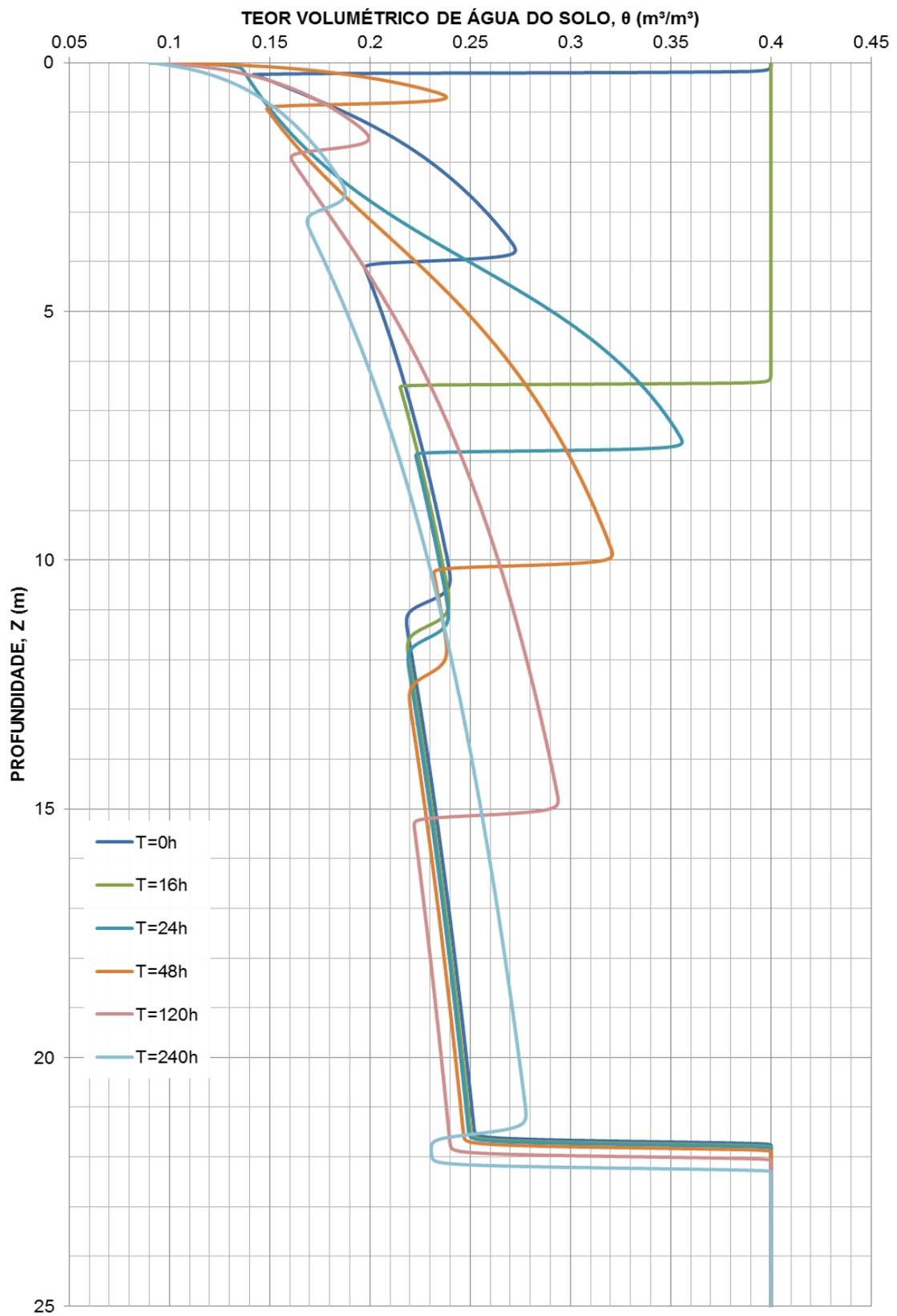


Figura 4.8 – Evolução do perfil de umidade do solo na simulação local

O instante $T=16h$ marca o último passo de tempo (em horas) em que a lagoa ainda tinha algum volume de água armazenada. Mostra também o avanço da frente de molhamento do evento principal. Verifica-se que a camada de solo saturado atinge a espessura aproximada de 6,5 m.

No instante $T=24h$, observa-se a retomada de umidade na capacidade de campo que ocorre no fundo da lagoa (condição de contorno superior quando a lagoa está seca) e avanço da frente de molhamento principal com estreitamento de distância entre as frentes existentes.

Na instante $T=48h$, é observado o aparecimento de uma frente de saturação acima da frente principal, devido a ocorrência de uma precipitação no dia 12/04/2015 com uma precipitação total de 2,30 mm e duração de 5 minutos.

No instante $T=120h$, a frente de molhamento principal se funde com a frente que existia desde o instante $T<0h$, além de evidenciar o lento avanço da frente de umidade do evento do dia 12/04/2015.

No instante $T=240h$, é observado o instante em que começa a haver o processo de recarga devido ao evento principal.

Assim, com a simulação local é possível observar o desempenho do modelo de percolação quanto a sua capacidade de simular o avanço das frentes de umidade, composições de perfis de umidade e o tempo de recarga para um determinado período de tempo composto de grupo de eventos chuvosos.

4.3 Simulação com Diferentes Chuvas de Projeto

Para avaliar o desempenho do processo de infiltração que ocorre na lagoa em decorrência de diferentes chuvas de projeto, foram simulados dois eventos extremos de chuva intensa na bacia de drenagem a fim de se obter a relação entre o nível de água máximo na lagoa frente a estes eventos.

A Figura 4.9 fornece os hietogramas de chuvas excepcionais utilizados para as simulação das cheias na lagoa de retenção e infiltração de Mirassol, em Natal.

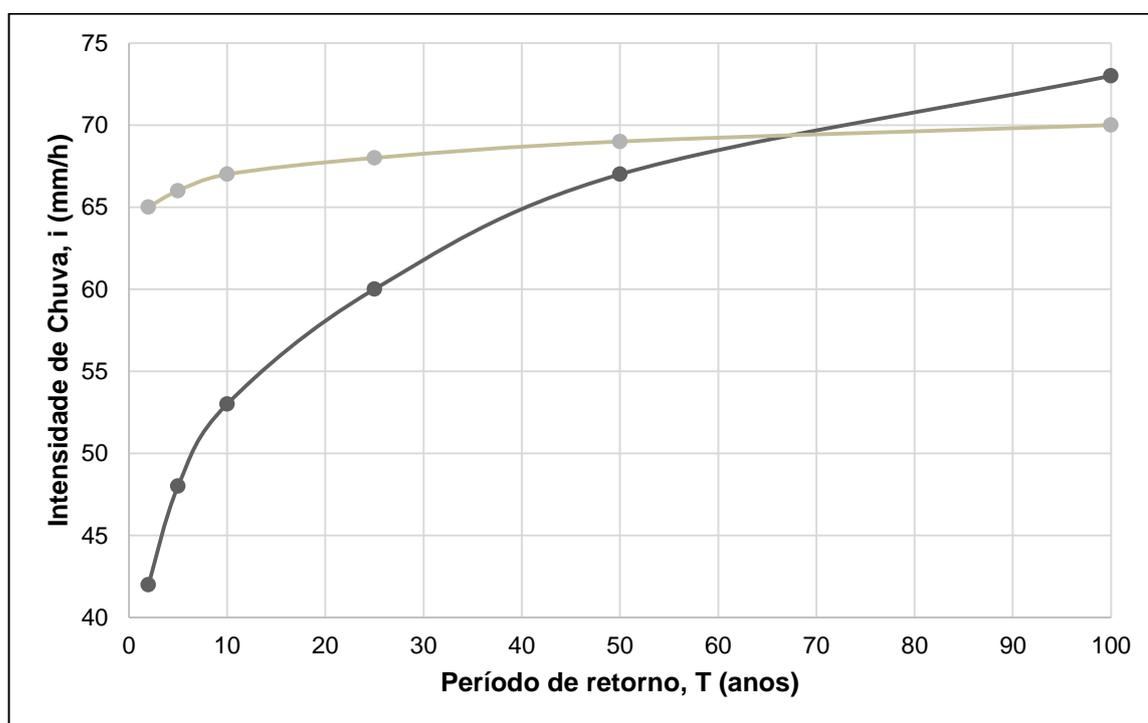


Figura 4.9 – Chuvas intensas em função do período de retorno para duas durações de chuva: 60 min (preta) e 300 min (cinza) aplicados à bacia de drenagem de Mirassol

Adotou-se em todas essas simulações a forma triangular para o hietograma, sendo a intensidade máxima localizada no meio da duração da chuva. A Figura 4.10 ilustra um hietograma, neste caso, referente à intensidade de duração de 60 min e período de retorno $T = 50$ anos. O mesmo procedimento de distribuição triangular foi adotado para a chuva intensa de 300 min de duração e período de retorno de 50 anos, que será apresentada neste trabalho.

A Figura 4.11 fornece os hidrogramas de cheia para durações de chuva de 60 e de período de retorno de 50 anos.

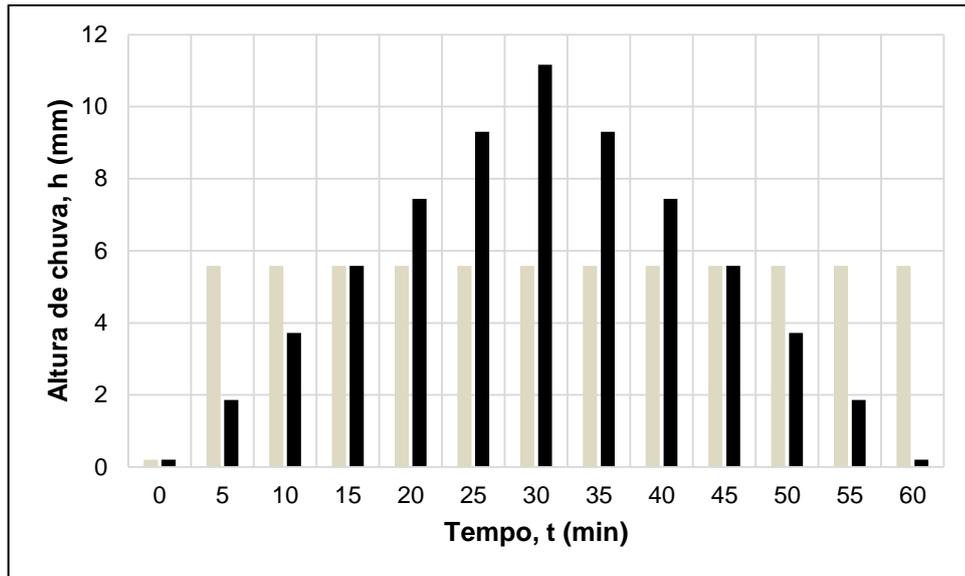


Figura 4.10 – Hietograma triangular para a intensidade de chuva $i(t_c=60 \text{ min}, T=50 \text{ anos})$

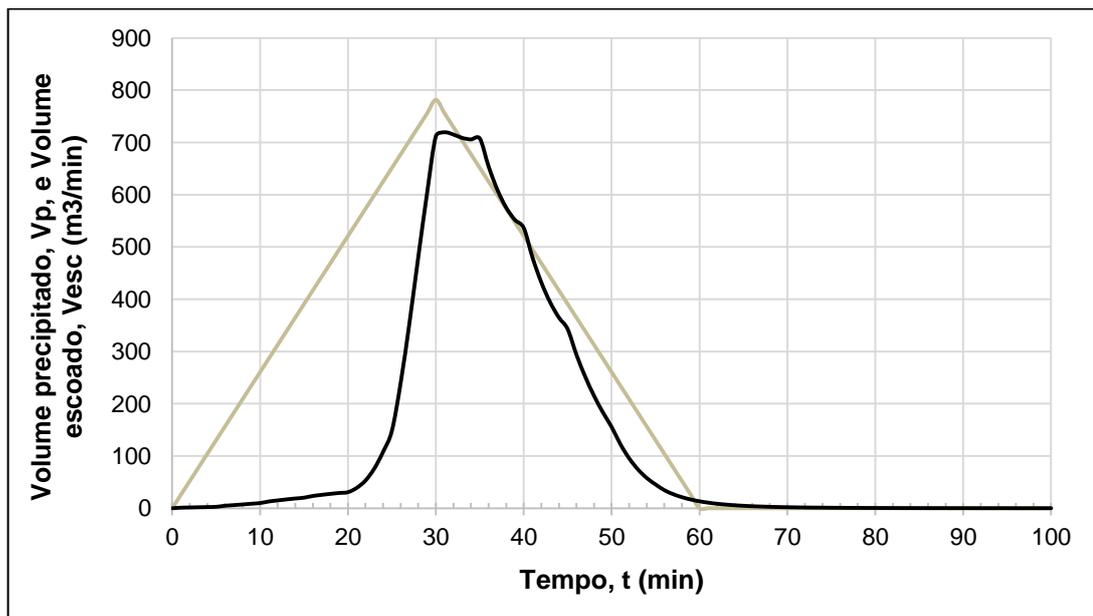


Figura 4.11 – Hidrogramas dos volumes precipitados e escoados à lagoa de Mirasol, com precipitação de duração $t_c=60 \text{ min}$ e período de retorno $T=50 \text{ anos}$

A Figura 4.12 apresenta os volumes acumulados precipitado e escoado, mostrando a retenção de água da bacia de drenagem, nesta simulação, igual a 10 mil m^3 e coeficiente de deflúvio global de 0,57.

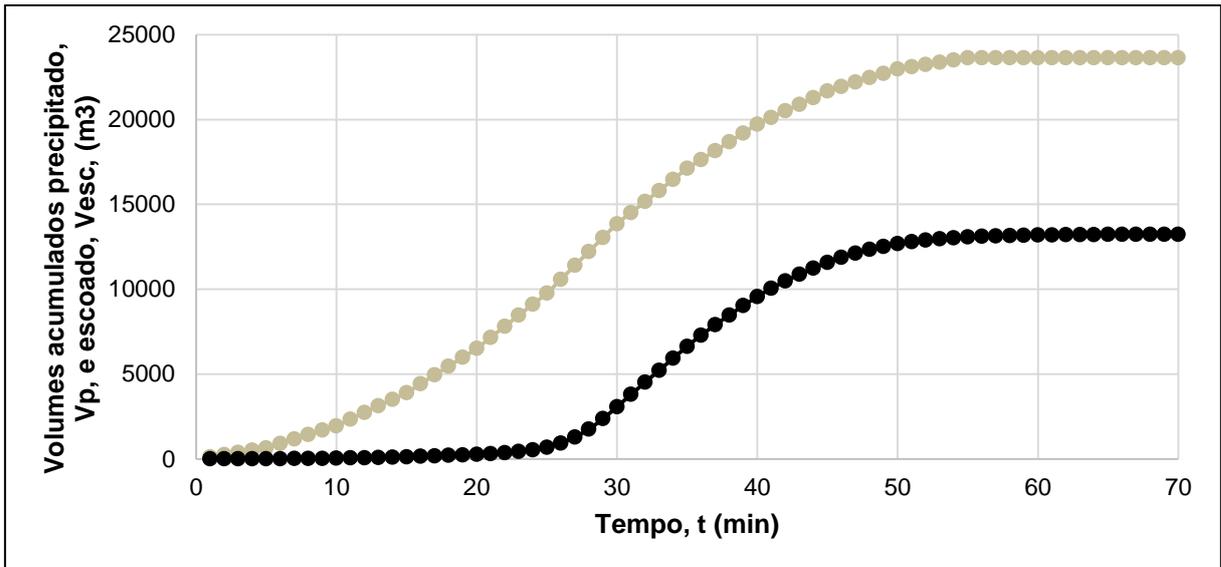


Figura 4.12 – Volumes precipitado e escoado na bacia de drenagem para um evento extremo $i(60,50)$.

A figura 4.13 mostra os hidrogramas dos volumes precipitado e escoado para uma chuva intensa de 300 min de duração e período de retorno de 50 anos.

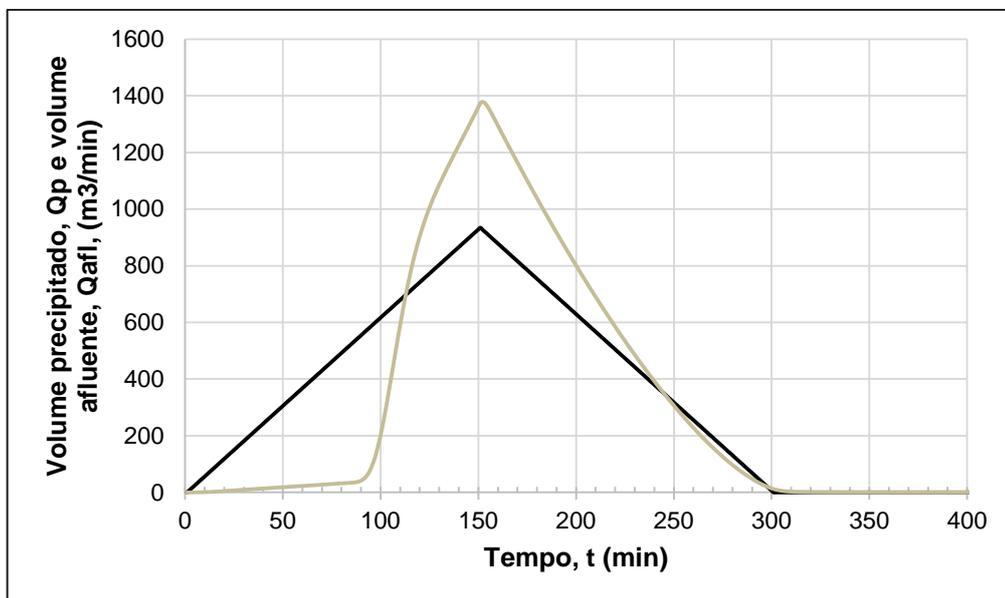


Figura 4.13 – Hidrogramas dos volumes precipitados e escoados à lagoa de Mirasol, com precipitação de duração $t_c=300$ min e período de retorno $T=50$ anos

Posterior à elaboração dos hidrogramas de cheia da bacia de drenagem, introduziram-se os valores de vazão no balanço hídrico da lagoa, considerando-se o processo de infiltração e percolação da água subterrânea.

A Figura 4.14 fornece os níveis de água na Lagoa de Mirassol decorrentes das precipitações intensas $i(t_c, T)$: $i(60,50)$ e $i(300,50)$.

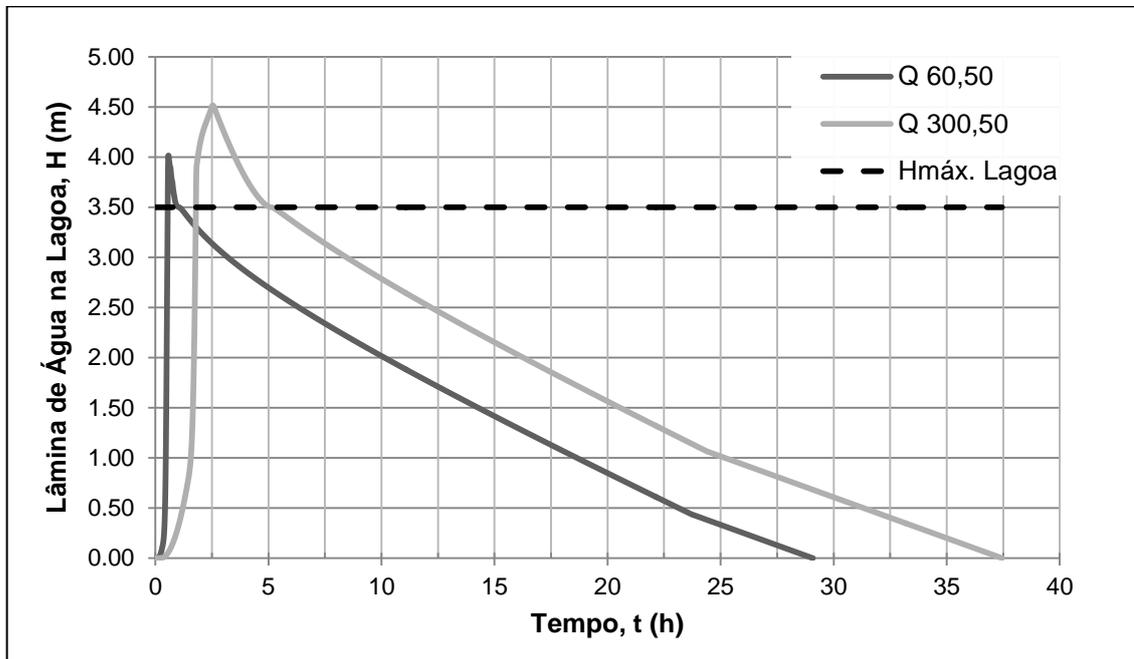


Figura 4.14 – Desempenho da lagoa de Mirassol, submetida às chuvas de projeto $i(60,50)$ e $i(300,50)$

Dessas simulações verifica-se que a lagoa alcança seu maior nível de água de 3,50 m, com extravasamento e desague para outra lagoa na região.

4.4 Verificações de Eficiência

Modelo de Transformação Chuva-Vazão

O modelo de transformação de chuva em vazão foi calibrado a partir de dados coletados de um linígrafo instalado na lagoa de Mirassol. Os eventos utilizados para esta calibração foram: a chuva diária do dia 01/05/2015 ($P = 29,46$ mm) e o acúmulo de precipitações dos dias 24 e 25/06/2015 ($P = 70,87$ mm).

Devido à complexidade do modelo e a variação de parâmetros ao longo do tempo, a melhor calibração alcançada foi de $\pm 20,0$ %, ou seja, para eventos da ordem de 30,00 mm o modelo majora em cerca de 20,0 % a vazão calculada, assim como, para eventos da ordem de 70,00 mm a vazão calculada é minorada em cerca de 20,0 %.

Modelo de Percolação Unidimensional e Balanço Hídrico

O modelo de percolação unidimensional, realizado neste trabalho, discretizado no tempo e no espaço em 1,0 min. e 2,0 cm, respectivamente, realiza a simulação global, que possui 1.500 nós e 777.600 intervalos de tempo, em aproximadamente 11,5 minutos. Para isto foi feito uso de um computador com processador core i7 2.2 GHz, com 6 GB de memória RAM, utilizando programação em linguagem Fortran.

Desconsiderando as perdas superficiais por evaporação, detenção e infiltração lateral, a simulação global apresentou uma perda e/ou erro de 2,88%, evidenciada no seguinte balanço hídrico:

$$\begin{aligned}
 S &= V_{M1} - (V_{M2} - V_{MIN.}) \equiv 0,00 \\
 S &= 63.905,33 - (67.397,78 - 5.333,01) \\
 S &\cong 1840,56 \text{ m}^3 \\
 \text{Perda}(\%) &= 100 \frac{S}{V_{MOD1}} = 100 \frac{1.840,56}{63.905,33} \cong 2,88
 \end{aligned}$$

Onde:

- V_{M1} o volume total acumulado do modelo chuva-vazão;
- V_{M2} o volume total de recarga do lençol freático do modelo de fluxo;
- $V_{MIN.}$ o volume total acumulado relativo à vazão mínima (capacidade de campo);
- S o balanço hídrico.

Esse erro é decorrente do processo de discretização do fenômeno temporal, e, sobretudo, da aproximação das relações entre cota-área-volume da lagoa no módulo de balanço hídrico entre os volumes afluentes e volumes infiltrados.

5 CONCLUSÕES

Realizou-se com sucesso a modelagem do acoplamento dos deflúvios superficiais em uma pequena bacia de drenagem urbana com o armazenamento de água em uma lagoa de retenção e infiltração e desta, a percolação da água no solo e recarga pontual ao aquífero freático existente na região.

A complexidade natural da bacia de drenagem foi considerada e simplificada, com a divisão da área de drenagem em quadras e lotes e, a partir da caracterização topográfica, caracterizou-se a topologia estrutural entre quadras e ruas. Essa divisão espacial possibilitou a construção de um modelo hidrológico distribuído em que se considera a precipitação sobre quadras e ruas. Nas quadras, em função do volume acumulado, uma lei de deflúvio quantifica temporalmente as vazões laterais às ruas. E em cada trecho de rua, o balanço hídrico entre vazões afluentes e volumes armazenados de água permite a determinação da vazão efluente para o trecho de rua de jusante ou ao exutório da bacia.

No reservatório de retenção e infiltração, o balanço hídrico permitiu o acoplamento das vazões afluentes com os volumes armazenados e a percolação de água no solo de modo a permitir avaliar temporalmente o processo de recarga ao aquífero freático existente.

As simulações realizadas demonstraram eficiência e versatilidade do modelo em possibilitar a calibração e distribuição de contribuições variadas temporalmente dos deflúvios na bacia. Pela dificuldade encontrada em realizar medidas de vazão no exutório, foram utilizadas algumas medições do nível de água da lagoa as quais foram utilizadas para calibrar o modelo hidrológico. Em vista dessa calibração, estimou-se um erro aproximado de 20% entre dois eventos observados quando comparados aos hidrogramas correspondentes simulados.

No dimensionamento e operação de lagoas de retenção, a existência ou não de lençol freático e sua profundidade afetam o processo de infiltração. Ressalta-se que os tempos de esvaziamento da lagoa em eventos chuvosos sucessivos alteram significativamente a capacidade de infiltração da lagoa. Com a modelagem apresentada, facilmente é possível avaliar o funcionamento da lagoa em períodos chuvosos intensos e sucessivos.

O modelo apresentado é particularmente interessante para a gestão operacional do sistema de drenagem, principalmente ao se considerar o período de tempo entre dois eventos chuvosos e a capacidade de esvaziamento da lagoa de detenção e infiltração. No caso em que a bacia de drenagem ainda não foi totalmente ocupada, o processo de impermeabilização pode levar a falhas frequentes de acumulação de água na lagoa e, neste caso, medidas adicionais de esvaziamento se tornam necessárias como, por exemplo, a introdução de baterias de poços de infiltração na lagoa ou estação elevatória para transferir parte da água acumulada. Nesses casos, o modelo aqui proposto é uma ferramenta eficaz para tomadas de decisão em relação ao sistema.

Evidentemente, o trabalho desenvolvido abre perspectivas de desenvolvimentos de novas pesquisas na bacia de drenagem experimental. Como proposição de trabalho futuro, sugere-se: (i) a continuidade das observações das precipitações da bacia e níveis da lagoa; (ii) implementação de estrutura apropriada para medição das vazões de entrada da lagoa (para calibração do modelo de transformação de chuva em vazão); (iii) medida periódica do nível do lençol freático; (iv) realização de ensaios para levantamento dos principais parâmetros hidrológicos; (v) estudo da vazão de redistribuição da água em função da profundidade do lençol freático; (vi) modelagem hidrogeológica tridimensional; (vii) estudos de sedimentos gerados pela bacia, assim como a gestão do uso adequado dos lotes quando aos deflúvios gerados e vazões efluentes de esgotos.

Tratando-se de uma bacia experimental urbana, é incontestável a recomendação de continuidade de monitoramento, a introdução de medições automatizadas de níveis de água do lençol freático de forma a permitir a evolução da modelagem hidrológica e hidrogeológica, considerando o domínio tridimensional de forma a se entender em detalhes o processo de infiltração, percolação e redistribuição da água da lagoa no aquífero freático existente, principalmente, na avaliação das vazões de exploração subterrânea da lagoa, durante períodos chuvosos com contribuições subterrâneas distribuídas e localizadas.

REFERÊNCIAS

BASHA, H. A., (1999). **Multidimensional linearized nonsteady infiltration with prescribed boundary conditions at the soil surface**. Water Resources Research, v. 35(1), p.75-83.

BRUNONE, B.; FERRANTE, M.; ROMANO, N.; SANTINI, A., (2003). **Numerical simulations of one-dimensional infiltration into layered soils with the Richards equation using different estimates of the interlayer conductivity**. Vadose Zone Journal, v.2, p.193-200.

CANHOLI, A. P., (2005). **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**, 1ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 302 p.

CELIA, M. A.; BOULOUTAS, E. F.; ZARBA, R. L., (1990). **A general mass-conservative numerical solution for the unsaturated flow equation**. Water Resources Research, v. 26(7), p.1483-1496.

CRUZ, MARCUS A. S., TUCCI, CARLOS E. M., (2007). **Otimização das Obras de Controle de Cheias em uma Bacia Urbana**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos / ABRH, v. 12, n. 2, p.63-80, Porto Alegre/RS.

FEDDES, R. A.; KABAT, P.; BAKEL, P. J. T.; BRONSWIJK, J. J. B.; HALBERTSMA, J., (1988). **Modelling soil water dynamics in the unsaturated zone – state of the art**. Journal of Hydrology, v.100, p.69-111.

FOX, R. W.; MCDONALD, A. T., (2001) **Introdução à Mecânica dos Fluidos**. Rio de Janeiro: LTC.

GONÇALVES, F. V., (2012). **Estudo das curvas de retenção e condutividade hidráulica estimadas pela equação de van Genuchten (1980) para diferentes tipos de solo**. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Espírito Santo.

GUIMARÃES JUNIOR, J. A.; RIGHETTO A. M., (2012) **Modelo de Infiltração de Captação de Águas Pluviais**, IX Encontro Nacional de Águas Urbanas, ABRH, Belo Horizonte, MG: 12p.

HILLS, R. G.; PORRO, I.; HUDSON, D. B.; WIERENG, P. J., (1989). **Modeling one dimensional infiltration into very dry soils. 1. Model development and evaluation**. Water Resources Research, v.25, p.1259-1269.

IPT, (1982). **Estudo Hidrogeológico Regional Detalhado do Estado do Rio Grande do Norte**. Secretaria de Indústria e Comércio do Rio Grande do Norte (SIC), v. 1, 389 p.

L.R. ENGENHARIA E CONSULTORIA LTDA. (2006). **Relatório do Sistema de Drenagem Pluvial do Bairro de Capim Macio**. In: Projeto Básico do Sistema de Drenagem Pluvial do Bairro de Capim Macio. Natal/RN, 145 p.

LIMA, R. R. M. de., (2011). **Estudo de Manejo de Águas Pluviais Urbanas na Cidade Natal – Rio Grande do Norte**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Sanitária, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Rio Grande do Norte.

MÄNNICH M., (2008). **Desenvolvimento de Soluções Analíticas e Numéricas da Equação de Richards**. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Universidade Federal do Paraná, Paraná.

MELO, J. G., (1995). **Impactos do Desenvolvimento Urbano nas Águas Subterâneas de Natal/RN**. Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, Tese de Doutorado, 196 p.

MILLY, P. C. D., (1988). **Advances in modeling of water in the unsaturated zone**. Transport in porous media, v.3, p.491-514.

MOUSINHO D. da S., (2012). **Simulação Numérica do Fluxo Hídrico Subterrâneo na Bacia Hidrográfica do Rio Pitimbu – RN**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Sanitária, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Rio Grande do Norte.

MUALEM, Y., (1976). **A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media**. Water Resources Research, v.12, p.513-522.

PDDMA. **Lei Complementar nº 124**, de 30 de junho de 2011. Dispõe sobre o Plano Diretor de Manejo de Águas Pluviais do Município do Natal e dá outras providências.

PFAFSTETTER, O., (1982). **Chuvas Intensas no Brasil**, 2ª ed., Rio de Janeiro, DNOS. 426 p.

PREVEDELLO, C. L., (1996). **Física do solo com problemas resolvidos**. SAEAFS Ed.: Curitiba.

RATHFELDER, K.; ABRIOLO, L. M., (1994). **Mass conservative numerical solutions of the head-based Richards equation**. Water Resources Research, v.30(9), p.2579-2586.

REEDER, J. W.; FREYBERG, D. L.; FRANZINI, J. B.; REMSON, I., (1980). **Infiltration under rapidly varying surface water depths**. Water Resources Research, v.16, p. 97-104.

RIGHETTO, A. M., (1998). **Hidrologia e Recursos Hídricos**. Departamento de Hidráulica e Saneamento. São Carlos: Editora da EESC/USP, v. 1, 840 p.

RIGHETTO, A. M.; MOREIRA, L. F. F.; SALES, T. E. A. de, (2009). **Manejo de Águas Pluviais Urbanas**. In: FINEP, PROSAB. (Org.). Manejo de Águas Pluviais Urbanas. 1ª ed. Rio de Janeiro: ABES, 2009, v. 04, cap. 1, p. 19-73.

RIGHETTO, A. M., (2014). **Relatório descritivo do processo de transformação de chuva em vazão**. In: FINEP, Manejo de Águas Pluviais Urbanas (MAPLU). UFRN, Natal/RN.

SCHAAP, M. G.; LEIJI, F. J.; VAN GENUCHTEN, M. TH., (2001). **Rosetta: a computer program for estimating soil hydraulic parameters with hierarchical pedo-transfer functions**. Journal of Hydrology. 251, 163-176.

TUCCI, CARLOS E. M., (1997). **Plano Diretor de Drenagem Urbana**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos / ABRH, v. 2, n. 2, p.5-12, Porto Alegre/RS.

TUCCI, CARLOS E. M., (2002). **Gerenciamento da Drenagem Urbana**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos / ABRH, v. 7, n. 1, p.5-25, Porto Alegre/RS.

TUCCI, CARLOS E. M., PORTO, R. L., BARROS M. T de., (1995). **Drenagem Urbana**. 1ª ed., Editora da Universidade/ABRH, 428 p.

TUCCI, CARLOS. E. M. (2007). **Inundações Urbanas**. 1ª ed., Editora da ABRH / RHAMA, 393 p.

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

ZAIDEL, J.; RUSSO, D., (1992). **Estimation of finite difference interblock conductivities for simulation of infiltration into initially dry soils**. Water Resources Research, v.28(9), p.2285-2295.