UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
ÁREA DE TECNOLOGIA AMBIENTAL E RECURSOS HÍDRICOS

Análise de técnicas compensatórias de drenagem urbana para atenuação de inundações em uma sub-bacia do rio Jiquiá no Recife

Pedro Oliveira da Silva

Dissertação de Mestrado

Recife, dezembro de 2010.

Pedro Oliveira da Silva

Análise de técnicas compensatórias de drenagem urbana para atenuação de inundações em uma sub-bacia do rio Jiquiá no Recife

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE) como requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil.**

Orientador: Profº. Drº. Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral

Recife - PE, Brasil
Dezembro/2010

ANÁLISE DE TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS DE DRENAGEM URBANA PARA ATENUAÇÃO DE INUNDAÇÕES EM UMA SUB-BACIA DO RIO JIQUIÁ NO RECIFE

Pedro Oliveira da Silva

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO, COMO PARTE INTEGRANTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL.

Banca Examinadora:

Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral
Orientador, Ph. D.

José Paulo Soares de Azevedo
Examinador Externo, Ph. D.

Alex Maurício Araújo
Examinador Externo, D. Sc.

Recife, PE
Dezembro de 2010

Catalogação na fonte
Bibliotecária Rosineide Mesquita Gonçalves Luz / CRB4-1361 (BCTG)

S586a **Silva, Pedro Oliveira da.**
Análise de técnicas compensatórias de drenagem urbana para atenuação de inundações em uma sub-bacia do rio Jiquiá no Recife / Pedro Oliveira da Silva. - Recife: O Autor, 2011.
xviii, 139f., il., figs., tabs., grafs.

Orientador: Profº. Drº. Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2011.
Inclui Referências Bibliográficas e Anexos.

1.Engenharia Civil. 2. Drenagem urbana. 3.Inundações urbana. 4. Modelos chuva-vazão. 5. SWMM 6. Rio Jiquiá – Recife. I. Cabral, Jaime Joaquim da Silva Pereira. II.Título.

624 CDD (22.ed) **UFPE/BCTG-035/2011**

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço, “in memoriam” aos meus pais, Ignácia Oliveira da Silva e Agenor Ribeiro da Silva, pela concepção e pela dedicação e esforços em nossa formação moral para nos tornarmos seres humanos melhores.

A minha querida esposa Maria Tereza Maia e meus filhos queridos, Pedro Henrique e Olga Tereza, pelo apoio nesta etapa de formação, procurando sempre incentivar e ajudar no que foi possível.

Ao Prof. Dr. Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral pela orientação neste projeto, com paciência, dedicação e incentivo durante todo o curso dando a segurança necessária para desenvolvimento das tarefas.

Ao Prof. Dr. Marcos José Vieira de Melo pelo apoio procurando sempre passar suas experiências e problemas encontrados em seu curso de mestrado e doutorado.

Ao Prof. Dr. Ricardo Braga, também pelo incentivo e orientação nas apresentações de trabalhos.

Ao Prof. Dr. Almir Cirilo e Prof. Drª. Lourdinha Florêncio pelo incentivo inicial, sem o qual não teria chegado até este momento.

Aos vários colegas de sala de aula que em conjunto buscamos sempre nos ajudar no desenvolvimento de estudos e trabalhos.

Aos funcionários da secretaria do Grupo de Recursos Hídricos sempre prestativos e dando apoio no desenvolvimento de atividades internas.

A Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana – Emlurb, pelo apoio no desenvolvimento das atividades de campo, disponibilizando funcionários como técnicos e topógrafos, e apoio logístico, além do incentivo dado quando da defesa de projeto no Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste.

A Companhia Brasileira de Trens Urbanos, através do METROREC (Metrô do Recife), pelo apoio dado no desenvolvimento de trabalhos externos em área de sua jurisdição.

Análise de técnicas compensatórias de drenagem urbana para atenuação de inundações em uma sub-bacia do rio Jiquiá no Recife/Brasil

Pedro Oliveira da Silva

RESUMO

Há milhares de anos quando do surgimento dos primeiros homens, a população tem apresentado uma taxa de crescimento era limitado até os primeiros anos da era cristã. Ocorre que a partir do inicio desta era, mais precisamente no inicio da idade média, a curva de crescimento populacional começa a apresentar um comportamento exponencial, e maior concentração nas cidades e consequentemente também maior contaminação dos mananciais. No Brasil a partir da década de 1960 as grandes cidades vêem apresentando uma urbanização acentuada que implica em altas taxas de impermeabilização do solo, e este processo vem influenciando diretamente os sistemas de drenagens de varias formas, sendo as inundações umas das principais conseqüências dos impactos causados pela impermeabilização, cujos níveis vêm ao longo dos anos se intensificando devido ao aumento das taxas de impermeabilização do solo, bem como também a ocupação desordenada principalmente das margens dos rios e canais. Neste sentido, o presente trabalho tem o objetivo de simular a partir do modelo hidrológico SWMM (Storm Water Management Model) desenvolvido pela EPA (Enviromental Protection Agency), a utilização de técnicas não convencionais de drenagem pluvial no ambiente urbano, denominadas técnicas compensatórias, que visam atenuar os níveis de inundações, provocadas por chuvas intensas. Para este procedimento foi estudada uma sub-bacia do canal da SANBRA localizado na zona oeste da cidade do Recife, que apresenta transbordamento do canal durante ocorrência de chuvas torrenciais causando inundação da via principal da localidade. Para tal foram elaborados trabalhos em campo para obter informações detalhadas desta sub-bacia, como topografia da área, no que se refere à altimetria, e cadastramento dos sistemas de micro e macro drenagens existentes. Além disso, a definição de parâmetros e variáveis da área de estudo, tais como: a área impermeável e permeável, a partir de análise no local e imagens de orto-fotos, e a taxa de infiltração dentre outros foram obtidas com vistas a alimentar o modelo hidrológico. Buscou-se simular técnicas independentes como reservatório em lotes, reservatórios em setores da sub-bacia ao longo da rede de micro drenagem (on line) e na sub-bacia ao longo do curso do canal aproveitando uma área remanescente para transformá-la numa bacia de detenção. Os resultados corroboraram com os apresentados em literaturas técnicas semelhantes, destacando a bacia de detenção na sub-bacia como a mais eficaz, reduzindo o pico de vazão a 55 % em média; a detenção em setores apresentou eficiência de 28,3 % em média na redução das vazões, já a detenção em lotes obteve melhor eficiência quando os microrreservatórios tem a função de retenção da água de chuva para uma utilização futura, chegando a reduzir as vazões de pico a 83 %. O presente trabalho teve também o objetivo de fornecer subsídios técnicos para o órgão gestor da drenagem urbana da cidade do Recife.

Palavras-chave: Drenagem Urbana, inundação Urbana, modelos chuva-vazão, SWMM.

Analysis of non-conventional techniques for flood investigation in a subcatchment of Jiquiá in Recife/Brazil

Pedro Oliveira da Silva

ABSTRACT

Thousands years after the first human beings emergence, the population has presented, until the early Christian age, a limited growth rate. From the beginning of this age, and mainly in the early Middle Ages, the population growth curve starts to present an exponential behavior, and therefore a higher population density in the cities, and a increased contamination of water supplies. In Brazil, from the 1960s, the big cities have an intense urbanization, implying in high soil sealing rates. In many ways; this process has a direct impact on the drainage systems and in the flood problem (that has had, through the years, constant increasing rates). The flood problem is one of the soil sealing consequences, as well as the disordered occupation of the river banks and canals. In this sense, this work aims to simulate - using the hydrological model SWMM (Storm Water Management Model) developed by EPA (Environmental Protection Agency) – the utilization of non-conventional techniques of storm water drainage in the urban environment, defined as compensatory techniques, which aim to reduce the levels of flooding caused by stormwater. For this procedure, a sub-basin of the SANBRA's canal has been studied, located in the west of Recife, which presents an overflow during the occurrence of stormwater, causing flood in the main street of the locality. For this study, local characteristics have been analyzed, to collect details of this sub-basin as well as the area topography, the altimetry and the existing registration of micro and macro-drainage. In addition, the definition of parameters and variables of the area, such as permeable and impermeable area. From; on-site analysis, image study, orthophotos analysis, and - among others - the observation of the infiltration rate, were obtained to feed the demands of the hydrological model. Independent techniques, such as; reservoirs in lots, reservoirs in sub-basin areas over the micro-drainage network (online) and over the course of the sub-basin of the channel, taking advantage of a remaining area to transform it to a detention basin. The results corroborate well with the similar technical literature highlighting the detention basin in the sub-basin as the most effective technique, reducing the flow peak in almost 55%. The detention in section presented an efficiency of 28,3% of reduction in flow rates. In turn, the detention in lots had the best efficiency when the micro reservoir had the task of retaining rainwater for the future use of the water, reaching the peak flow reduction to 83%. This work has the objective of contributing to the urban drainage institution of the city of Recife.

Key-words: Urban drainage, urban flooding, rainfall-runoff models, SWMM.

LISTAS DE FIGURAS

Figura 2.1 - Tendência demográficas....3

Figura 2.2- Características dos leitos de rio....4

Figura 2.3 - Inundação em uma via alimentadora no Recife....5

Figura 2.4 - Ciclo hidrológico de antes e depois da urbanização....6

Figura 2.5 - Detalhe do pavimento permeável....7

Figura 2.6 - Trincheira de infiltração....7

Figura 2.7 - Micro reservatório em lote....9

Figura 3.1 - Localização da bacia de estudo....18

Figura 3.2 - Localização da sub-bacia na bacia do rio Tejipió....19

Figura 3.3- Bacia do canal da Sanbra....26

Figura 3.4- Subdivisão da sub-bacia....27

Figura 3.5- Mapa de zoneamento da área de estudo....28

Figura 3.6 - Análise de áreas permeáveis num setor da sub-bacia....29

Figura 3.7 - Ponto fixo com cota altimétrica....32

Figura 3.8- Topografia do leito do canal com locação das seções....32

Figura 3.9 -Cadastro de micro drenagem - trecho da bacia....33

Figura 3.10 - Seções naturais do canal....35

Figura 3.11- Sistema de drenagem da comunidade Capuá....36

Figura 3.12- Sistema de drenagem da via férrea....37

Figura 3.13 - Chegada da galeria principal - situações adversas....37

Figura 3.14 - Layout do Modelo SWMM....42

Figura 3.15 - Curva ajustada da taxa de infiltração do Curado....45

Figura 3.16 - Canal da Sanbra com setores de seções variadas....51

Figura 3.17 - Volume de inundação da junção 8....56

Figura 3.18 - Gráficos PDF para chuvas máximas no Recife....57

Figura 3.19 - Método Simplificado (McCuen, 1989) 59
Figura 4.1- Área de inundação 63
Figura 4.2- Localização do nó (junção) J8.....63
Figura 4.3- Relatório de simulação - resumo de inundação 64
Figura 4.4 - Vazão no conduto C7 para o cenário atual com 14 subáreas 65
Figura 4.5- Hidrograma na galeria principal (cenário sem controle) 65
Figura 4.6 - Comparativo de vazões simuladas na galeria principal.....66
Figura 4.7 -Comparativo de vazões simuladas na galeria principal - 13abr2008 67
Figura 4.8 - Comparativo de vazões na galeria principal - 31mar2008 69
Figura 4.9 - Comparativo de vazões na galeria principal - 13abr2008 69
Figura 4.10 - Reservatório em lote.....72
Figura 4.11 - Hidrograma na galeria final - SB14.....74
Figura 4.12 - Hidrograma da galeria final - SB282.....75
Figura 4.13- comparativos de hidrogramas com elemento de controle em lote 76
Figura 4.14 - Hidrogramas comparativos com orifícios de 25mm e 20mm 77
Figura 4.15- Ocupação da sub-bacia.....80
Figura 4.16 - Detalhe de reservatório por setor 87
Figura 4.17 - Localização dos reservatórios.....87
Figura 4.18 - hidrograma do trecho final da galeria principal.....89
Figura 4.19 - Locação do reservatório em nível de sub-bacia.....90
Figura 4.20 - Seção na localização da estrutura de controle de sub-bacia.....93
Figura 4.21 -Hidrograma do link C14 (canal sob ponte).....94
Figura 4.22 - Perfil com a locação da estrutura e posicionamento dos descarregadores 95
Figura 4.23- Hidrograma de trecho do canal (sob a ponte) 96
Figura 4.24 - Reservatório único com junções na jusante 97
Figura 4.25 - Tormenta do dia 21 de março de 2008 98

Figura 4.26 - Curvas de nível do ponto de inundação 99
Figura 4.27 - Impacto causado pelo evento de 21 de março de 2008 99
Figura 4.28 - Hidrograma para o evento de 21 de março (14 SA) 100
Figura 4.29 - Hidrograma para o evento de 21 de março (discretz. em lotes) 101
Figura 4.30 - Hidrograma para evento de 21/mar (14 SA) 102
Figura 4.31 - Evento do dia 13/abr de 2008 102
Figura 4.32 -Hidrograma para o evento de 13 de abril (14 SA) 103
Figura 4.33 -Hidrograma para o evento de 13 de abril (discretiz. em lotes) 104
Figura 4.34 - Hidrograma para o evento de 21 de março - reservatório único 105
Figura 4.35 -Hidrograma para o evento de 13 de abril - reservatório único 105

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Chuvas de janeiro a dezembro no Recife 22
Tabela 3.2 - Chuvas intensas de 2008 23
Tabela 3.3 - Taxa de impermeabilização do solo.....30
Tabela 3.4 - Ensaio de infiltração no Curado.....45
Tabela 3.5 - Ensaio de infiltração no Prado.....46
Tabela 3.6 - Ensaio de infiltração na Varzea 47
Tabela 3.7 - Parâmetros das subáreas para o SWMM 48
Tabela 3.8 - Características dos sistemas de macro-drenagem 49
Tabela 4.1 - Planilha de vazões pelo método racional.....68
Tabela 4.2 - Método das chuvas 71
Tabela 4.3 - Armazenamento em lote (Tucci).....73
Tabela 4.4 - Método das perdas de reservação natural (Canholi, 2005).....82
Tabela 4.5 - Método generalizado ou simplificado (McCuen, 1989).....83
Tabela 4.6 - Método das chuvas (Baptista et al, 2005) 83
Tabela 4.7 - Método da duração crítica 84
Tabela 4.8 - Quadro resumo de volumes por método.....85
Tabela 4.9 - Volumes a reservar por setor.....85
Tabela 4.10 - Determinação dos diâmetros dos orifícios - eq. de Manning.....86
Tabela 4.11 - Resultados da simulação em dois cenários 88
Tabela 4.12- Volume a reservar pelo método da perda da reservação natural.....91
Tabela 4.13- Volume a reservar pelo método generalizado.....91
Tabela 4.14- Volume a reservar pelo método das chuvas 92
Tabela 4.15- Dimensões para o reservatório único 93
Tabela 4.16 - Resultado da capacidade do descarregador pela fórmula de Manning 94
Tabela 4.17 - Nível d'água no reservatório e nas junções a jusante 97

LISTAS DE QUADROS

Quadro 2.1 - Alguns modelos usados no gerenciamento de águas pluviais.....13

Quadro 2.2 - Modelos hidrológicos aplicados a drenagem urbana.....14

Quadro 2.3 - Resumo das características de alguns modelos hidrológicos.....15

Quadro 4.1 - Principais variáveis em função da discretização.....74

Quadro 4.2 - Quadro de setores para reservação.....78

Quadro 4.3 – Coeficiente de escoamento C em função das características da área da sub-bacia.....80

Quadro 4.4 - Situação de inundação da junção J8 nos dois cenários.....89

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABC	- Análise de Bacias Complexas
Acqua-Plan	- Empresa de Estudos Projetos e Consultoria
As	- A (tropical úmido), s (chuvas de monção)
ASCE	- American Society of Civil Engineers
CBTU	- Companhia Brasileira de Trens Urbanos
DHN	- Diretoria de Hidrografia e Navegação da Marinha do Brasil
DNPVN	- Departamento Nacional de Portos e Vias Navegáveis
DR3M	- Distributed Routing Rainfall-Runoff Model
EMLURB	- Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana de Recife
ENCIBRA	- Estudos e Projetos de Engenharia (Empresa de Consultoria)
EPA	- Environmental Protection Agency - USA
FIDEM	- Fundação de Desenvolvimento da Região Metropolitana do Recife
IBGE	- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
INMET	- Instituto Nacional de Meteorologia
IPH-2	- Modelo chuva-vazão do Instituto de Pesquisas Hidráulicas
ITEP	- Instituto de Tecnologia de Pernambuco
JSP	- Indicativo de Subárea “JardimSãoPaulo”
LAMEPE	- Laboratório de Meteorologia de Pernambuco
LUOS	- Lei do Uso e Ocupação do Solo
METROREC	- Metrô do Recife
MOUSE	- Modelling of Urban Sewer
ONU	- Organização das Nações Unidas
PDF	- Precipitação-Duração-Frequência
PORTOBRÁS	- Portos Brasileiros
PVs	- Poços de Visitas

RN	- Referência de Nível
SA	- Subáreas
SB	- Subáreas (SWMM)
SCS	- Soil Conservation Service - USA
SJ	- Seção a Jusante
SM	- Seção a Montante
STORM	- Storage, Treatment, Overflow Runoff Model
SWMM	- Storm Water Management Model
USGS	- United States Geological Survey
USP	- Universidade de São Paulo
TR-55	- SCS Technical Release 55
ZEIS	- Zona Especial de Interesse Social

LISTA DE SÍMBOLOS

a - Parâmetro da equação da chuva

A1 - Área de Secção transversal em 1

A2 - Área de Secção transversal em 2

Aa - Área de Drenagem Efetiva

A_I - Área Impermeável

AI - Área Impermeável da Bacia

A_P - Área Permeável

A_s - Área da Superfície sobre a Junção

A_T - Área Total

b - Parâmetros da Equação da Chuva

C - Coeficiente de Escoamento

c - Parâmetros da Equação da Chuva

Ca - Coeficiente de Escoamento Antes da Urbanização

Cd - Coeficiente de Escoamento Depois da Urbanização

C_I - Coeficiente de Escoamento da Área Impermeável

Ci - Conduite ou link no SWMM (galeria)

C_P - Coeficiente de Escoamento da Área Permeável

D - Duração (método das Chuvas)

d - Parâmetros da Equação da Chuva

D_f - Tempo de Funcionamento

DHmax(q_s,T) - Altura máxima a armazenar

dp - Altura do armazenamento

D_v - Tempo de Esvaziamento

Fc - Área sob a Curva de Infiltração

g - Aceleração da Gravidade

γ	– constante (método generalizado)
h’	- Profundidade Máxima do Conduto
ha	- Área em hectare
H_{MAX}	- Altura Máxima de Água no Tempo
i	- Chuva de Projeto
I	- Declividade
I0	- Taxa de Infiltração inicial
Ib	- Taxa de Infiltração final
ie	- Precipitação efetiva
It	- Taxa de Infiltração no tempo “t”
J	- Junção ou nó no SWMM (poço de visita)
k	– Fator de conversão de unidades
K	- Coeficiente de Decaimento
Kc	- Índice de Compacidade ou Coeficiente de Compacidade
L	- Comprimento do Talvegue principal
le	- Largura do Retângulo Equivalente
n	- Coeficiente de rugosidade de Manning
N	- Número de Intensidades anuais
Ø	- Diâmetro
P	- Perímetro da Bacia Hidrográfica
P(D,T)	- Precipitação Máxima
Qa	- Vazão antes da Urbanização
Qd	- Vazão depois da Urbanização
Q_n	– vazão de pré-desenvolvimento
$Q_{p,a}$	- Vazão de Pico posterior à urbanização
$Q_{p,b}$	- Vazão de Pico anterior à urbanização
q_s	- Vazão especifica

Q_s - Vazão de Saída

Q_u – vazão objeto do desenvolvimento urbano

r - Parâmetros do Tempo Crítico

R - Resultante das Forças

S - Declividade

S - Declividade do Talvegue

s - Parâmetros do Tempo Crítico

t – duração da chuva (Método Duração Crítica)

T - Tempo de Retorno

t_b - Tempo de base

$t_{c,a}$ - tempo de concentração posterior à urbanização

$t_{c,b}$ – tempo de concentração anterior à urbanização

t_p - Tempo de pico

$t_{p,a}$ – tempo de pico posterior à urbanização

$t_{p,b}$ – tempo de pico anterior à urbanização

U1 - Velocidade Média de Escoamento em 1

U2 - Velocidade Média de Escoamento em 2

v - Velocidade de Escoamento Superficial

V - Volume

V_a – volume gerado com a urbanização

Va - Volume escoado (Método Generalizado)

V_b – volume de reservação natural

Vmax - Volume máximo de Armazenamento

Vs - Volume a Reservar (Método Generalizado)

w - Parâmetros do Tempo Crítico

W - Largura representativa da subárea

y/D - Relação entre a Altura de Água na Galeria e seu Diâmetro

α – constante (método generalizado)

β - Coeficiente de Quantidade de Movimento

Δt - Passo de Tempo Admissível

ρ - Massa Específica

SUMÁRIO

1 Introdução....1
1.1 Objetivos....2
1.1.1 Objetivo Geral....2
1.1.2 Objetivos específicos....2
2 Revisão bibliográfica....3
2.1 Urbanização....3
2.2 Estruturas de drenagem urbana....5
2.3 Dimensionamento de estruturas de controle....11
2.4 Modelos hidrológicos....12
3 Materiais e Métodos....16
3.1 Estudo de caso....16
3.2 Relevo e Geologia....20
3.3 Clima....20
3.4 Modelo utilizado....24
3.5 Discretização da sub-bacia....25
3.5 Urbanização....27
3.6 Trabalhos de campo....31
3.7 Características Físicas da sub-bacia....38
3.7.1 Parâmetros....38
3.7.1.1 Subáreas ou módulo do escoamento superficial do SWMM....38
3.7.1.2 Junções e condutores ou módulo de escoamento em condutos do SWMM 40
3.7.2 Variáveis....42
3.8 Macro Drenagem....50
3.9 Aplicação do modelo SWMM....52
3.9.1-Discretização....52
3.9.2 – Sistemas de drenagem....53
3.9.3 - Calibração....54
3.10 Volume de detenção das estruturas de controle....56
3.10.1 Método das Chuvas....56
3.10.2 Modelo Generalizado ou método simplificado....58
3.10.3 Método da perda da Reservação Natural....60

3.10.4 Método da duração crítica da chuva 60
4 Resultados e Discussões 62
4.1 Calibração 62
4.2 Simulação 64
4.3 Simulação com estruturas de controle 70
4.3.1 Micro reservatório em lote 70
4.3.2 Reservatório por setor 77
4.3.3 Reservatório na sub-bacia 90
4.4 Comportamento do sistema para outros eventos 98
4.4.1 Tormenta de 21 de março de 2008 98
4.4.2 Tormenta de 13 de abril de 2008 102
5 Conclusões e Recomendações 106
6 Referências Bibliográficas 110
Anexos 116
ANEXO A -Influência da maré em parte da cidade do Recife 117
ANEXO B –Relação entre as Referências de Níveis de altitudes no Porto do Recife 118
ANEXO C -Classificação de Köppen adaptada para o Brasil 119
ANEXO D -Mapa geral do canal da Sanbra na bacia do rio Jiquiá, a oeste da cidade do Recife 120
ANEXO E - Tabela Amostra de Lotes 121

1 Introdução

Desde os primórdios do inicio da raça humana há milhões de anos os nossos ancestrais, mesmo nômades, procuravam sempre rotas próximas a rios e lagos para se estabelecerem temporariamente e daí tirar parte de seu sustento. Quando passou a se fixar por volta de oito mil anos antes da era cristã, com o objetivo de cultivar seu próprio alimento, passou também a desenvolver técnicas de drenagem vinculadas a irrigação (McNEILL et al., 1989, apud Fernandes, 2002). A partir daí surgiram as grandes civilizações humanas e sempre se estabelecendo próximas a rios principalmente, como exemplo se tem a Mesopotâmia e o Egito.

Ocorre que esta ocupação, principalmente a partir das civilizações Greco-Romanas, veio a se intensificar com a criação de grandes cidades e consequente movimento da população da área rural para estas cidades, iniciando assim o chamado processo de urbanização e que ao longo da era cristã em concomitância com diversas revoluções e guerras de caráter mundial veio proporcionar maior densidade populacional nas grandes cidades do mundo e cada vez mais, ocupando as proximidades dos rios. Nas ultimas décadas podemos verificar tais fatos, que eram comuns na antiguidade, com mais intensidade devido ao crescimento exponencial da população principalmente nos países subdesenvolvidos e em desenvolvimento, com é o caso do Brasil.

No nosso país vivemos hoje as consequências de êxodos populacionais de regiões rurais para as grandes cidades, alinhadas com a má gerência dos recursos hídricos por parte dos governantes dos centros urbanos ao longo destas décadas, que por motivos eleitoreiros deixaram que as margens de rios e riachos dos grandes centros urbanos, fossem ocupadas apesar da existência de legislação, de quatro décadas atrás, restringir a ocupação das margens dos mananciais de água doce como é o caso do Código Florestal.

As principais consequências de tal processo foram a poluição desses mananciais devido à falta de uma rede de saneamento adequada, processo de erosão de morros e margens dos mananciais e aumento da impermeabilização do solo, sendo esta a responsável pela alteração do ciclo hidrológico influenciando diretamente em variáveis como o tempo de concentração das bacias, aumento da velocidade e do pico de vazão nestes mananciais cujas conseqüências são a intensificação das inundações ao longo dos anos.

Um fato já citado que vale aqui detalhar é a questão da gestão por parte dos governantes, haja vista que são os responsáveis pela definição e aplicação de recursos financeiros. O que se vê na maioria das grandes cidades brasileiras é a falta de planos diretores, ou quando tais instrumentos existem, estão ultrapassados ou não foram nem implantados, como por exemplo um plano diretor elaborado pela ENCIBRA S.A. em 1978 para a cidade do Recife e outro elaborado pela Acqua-Plan em 1980 para a região metropolitana do Recife, este contratado pela FIDEM (Fundação de Desenvolvimento da Região Metropolitana do Recife), que não foram implantados, além de se basearem em

apresentar uma proposta de implantação de redes de galerias com diâmetros maiores, como é o caso do elaborado pela ENCIBRA, ou seja, baseado no paradigma higienista onde a idéia é transferir ás águas de chuva acumulada, o mais rápido possível para um ponto a jusante através de canalizações, e propor retificações das calhas dos principais rios da cidade do Recife, propostas estas que há alguns anos são questionáveis haja vista que, a cidade vem ao longo de vários anos sofrendo com inundações em pontos classificados pelos técnicos como críticos, devido inclusive à influência das marés altas que em paralelo com as cheias de seus rios, vem intensificando os transtornos a diversas atividades da cidade além de proliferação de doenças de veiculação hídrica.

No entanto hoje se verifica no Brasil, já há alguns anos, a tendência de tratar os problemas das inundações baseado na gestão dos recursos hídricos, objetivando controlar os impactos causados pela urbanização desenfreada, visando conhecer e controlar os efeitos desta urbanização nos diversos componentes do ciclo hidrológico (Silveira, 1998) de forma a restabelecer as condições hidrológicas de pré-urbanização a partir de medidas estruturais que buscam a solucionar a problemática da drenagem na sua origem, tais como: bacias de retenção e detenção; trincheiras de infiltração; detenção em lotes; e outras. Em complemento a estas também se aplicam as medidas não estruturais que se baseiam principalmente em preservação de áreas permeáveis, educação ambiental e programas de alerta de inundações.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

Estudar a utilização de técnicas compensatórias de drenagem urbana, como: detenção em lote, detenção em setores da sub-bacia e detenção na bacia. A partir de simulação com modelagem matemática tipo chuva-vazão, com o objetivo de atenuar níveis de inundação, quando da ocorrência de chuvas intensas, de um canal localizado na zona oeste da cidade do Recife, contribuinte de um dos principais rios que compõem a malha de macro drenagem da cidade.

1.1.2 Objetivos específicos

.Determinar as características físicas da sub-bacia de estudo, a partir de levantamentos topográficos e cadastrais;

.Mapear os principais sistemas de micro e macro drenagem;

.Monitorar o nível das inundações, com medição das cotas nos referidos eventos de chuva;

.Avaliar diferentes níveis de discretização da área de estudo, a partir da modelagem matemática.

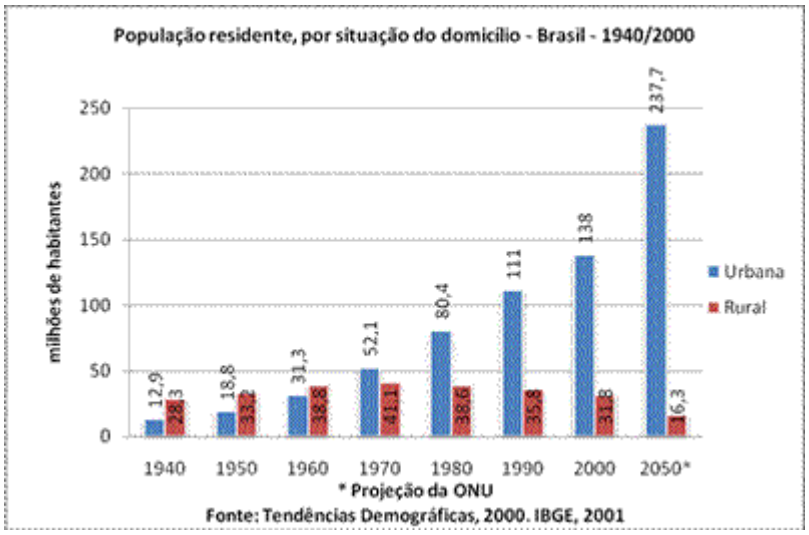
2 Revisão bibliográfica

2.1 Urbanização

Pode-se dizer que urbanização é um processo que visa dotar uma área com infraestrutura visando suprir as necessidades do conjunto da população e suas atividades baseado num planejamento embasado em procedimentos legais previstos em planos diretores. No entanto nos países subdesenvolvidos a urbanização passou a ser impactante ao meio ambiente quando a partir da segunda guerra mundial a industrialização chegou nestes países, e diferentemente do que ocorreu nos países desenvolvidos, os investimentos em infraestrutura, como em construções de moradias e no sistema de saneamento de um modo geral (água tratada, coleta de esgotos e resíduos sólidos) não acompanharam o aumento populacional urbano.

Outro fator que veio a contribuir com o "inchamento" das cidades nos países subdesenvolvidos foi uma falta de políticas especificas para a área rural, intensificando o êxodo para os grandes centros urbanos, e isto acarretou em ocupações desordenadas, pois sendo pessoas geralmente de baixo poder aquisitivo não lhes restavam outra alternativa senão a de ocuparem terras públicas ou áreas de riscos como as margens de rios e canais ou áreas de encostas (Tucci, 2005).

A figura 2.1, baseada em dados de recenseamentos do IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística), mostra a evolução da população urbana e a rural entre 1940 e 2000 com projeção para 2050 de mais de 230 milhões de habitantes vivendo nos centros urbanos. É fácil observar a acentuada tendência do aumento da relação entre estas populações.



Fonte: IBGE-2000 e ONU

Figura 2.1 - Tendência demográficas

Ainda de acordo com Tucci (2005), os principais impactos na infraestrutura urbana são:

. Grande concentração populacional em pequenas áreas;

. Aumento da periferia das cidades;

. A urbanização é espontânea e o planejamento é realizado apenas para a área ocupada pela população de renda média e alta;

Neste último ponto vale salientar que em grande parte da área tida como planejada onde é ocupada pela referida população, vem há alguns anos ocorrendo subtração das partes permeáveis dos lotes descumprindo assim códigos de obras ou Leis de Uso e ocupação do solo, além de lançarem seus dejetos domésticos diretamente nos sistemas de micro e macro drenagem, haja vista a falta de coletores para este tipo de efluente. Estes problemas relacionados à impermeabilização são destacados por Araújo et al (1999) e Tassi (2002) com relação principalmente a impermeabilização de ruas, calçadas, pátios e estacionamentos.

No que se refere à hidrologia, todos estes pontos aqui levantados relacionados à urbanização, vem impactar causando alterações significativas no meio ambiente (Baptista et al, 2005) principalmente o sistema hidráulico e hidrológico das bacias. Ou seja, aumento das vazões dos rios e canais e supressão de etapa do ciclo hidrológico como é o caso da infiltração e retenção natural pelas plantas e depressões, gerando assim inundações principalmente em áreas ocupadas onde outrora era parte do leito maior dos mananciais, que é o comportamento natural de um rio (Figura 2.2); ou em pontos como logradouros públicos (figura 2.3), onde os sistemas de micro e macro drenagem apresentam-se subdimensionados diante de um cenário impactante produzido pelo homem na urbanização (Tucci e Bertoni, 2003).

Fonte: Tucci e Bertoni (2003)
Figura 2.2- Características dos leitos de rio

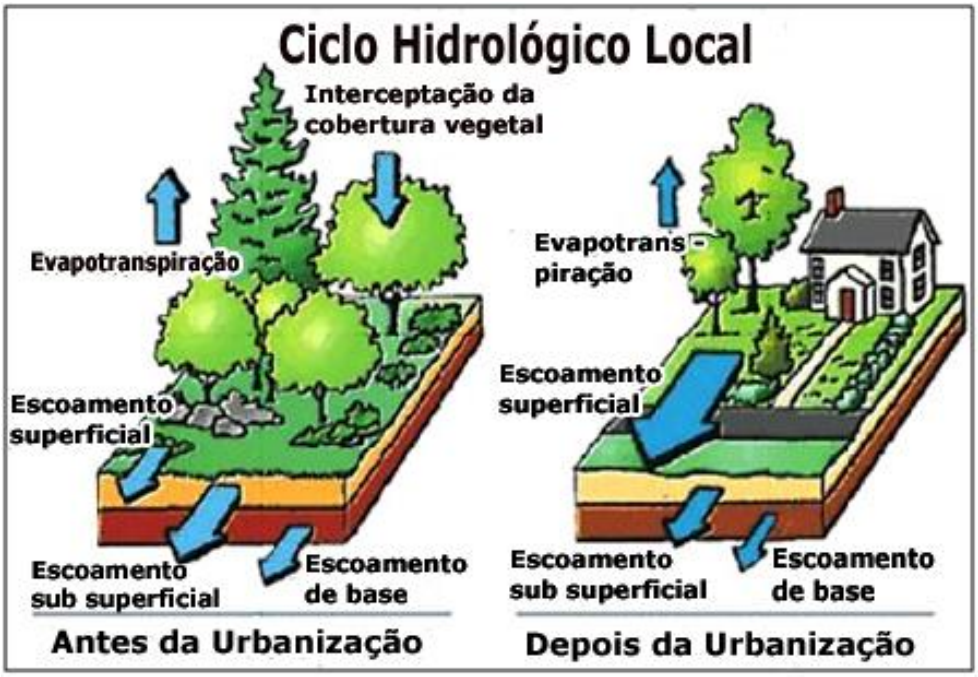
Fonte: o Autor (2008)
Figura 2.3 - Inundação em uma via alimentadora no Recife

2.2 Estruturas de drenagem urbana

Com o aumento da aglomeração urbana, vários problemas ambientais se intensificaram, e já no século XIX com o surgimento de epidemias e paralelamente o desenvolvimento de estudos destas doenças (cólera, tifo, etc.) constatou-se a vinculação de tais moléstias às águas pluviais e servidas, que se misturavam nas ruas, principalmente em épocas de grandes eventos chuvosos. Esta constatação levou ao advento da ideia de se retirar o mais rápido as referidas águas através de condutos subterrâneos, conhecida como principio higienista (Baptista et al, 2005). Idéia que até o presente, é a que prevalece na maioria das soluções de drenagem no Brasil tendo seu início no ano da proclamação da República segundo Silveira (1998) (apud Baptista et al, 2005).

Conhecido como sistema clássico de drenagem, o principio higienista baseou-se na coleta da água pluvial e servida a partir de caixas coletoras ligadas a condutos subterrâneos, geralmente de concreto, que têm a função de conduzir a água para um sistema de micro drenagem maior (rede tronco), ou para o sistema de macro drenagem que é composto principalmente, em cidades como o Recife, por rios, riachos ou canais. Estas concepções em conjunto com a urbanização têm levado os centros urbanos a um processo de impermeabilização do solo, suprimindo algumas etapas do ciclo hidrológico como a infiltração e a evapotranspiração, ocasionando com isto maiores escoamentos superficial, como ilustra a figura 2.4. Sendo que o que se constata em cidades como o Recife, é um grau de impermeabilização maior devido à ocupação quase total dos lotes, como foi

colocado anteriormente, gerando um volume de escoamento superficial maior e consequente supressão dos escoamentos sub superficial e de base. E isto favorece ainda mais os picos maiores de vazão das chuvas e consequente diminuição dos tempos de concentração das bacias.



Fonte: The National Academies Press - Urban Stormwater Management in the United States (2008)
Figura 2.4 - Ciclo hidrológico local de antes e depois da urbanização

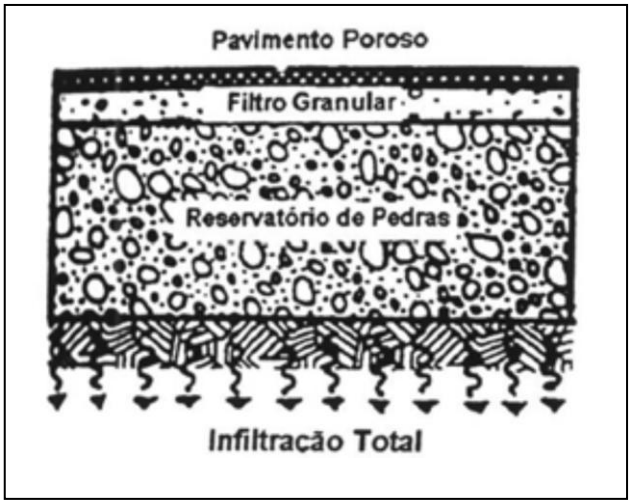
Diante deste cenário há alguns anos vem se difundindo no Brasil a ideia de se restabelecer as condições hidrológicas de pré-urbanização nas grandes cidades, baseada em técnicas compensatórias que visam primordialmente à retenção e à infiltração da água precipitada (Baptista et al, 2005). Na Europa e nos Estados Unidos estas técnicas estão sendo utilizadas há mais tempo, desde o inicio dos anos de 1970, devido principalmente aos impactos causados pelo sistema convencional de drenagem (Chocat, 1997 apud Collischonn, 2001).

No nosso país a aplicação foi difundida mais no sudeste e sul, a partir da década de 1990, onde foram construídas as primeiras estruturas de detenção e retenção visando amenizar as enchentes de rios como é caso da cidade de São Paulo onde anualmente o seu principal rio, o Tietê, deixa parte da cidade inundada devido às tormentas que atingem esta cidade nos meses de dezembro e janeiro principalmente.

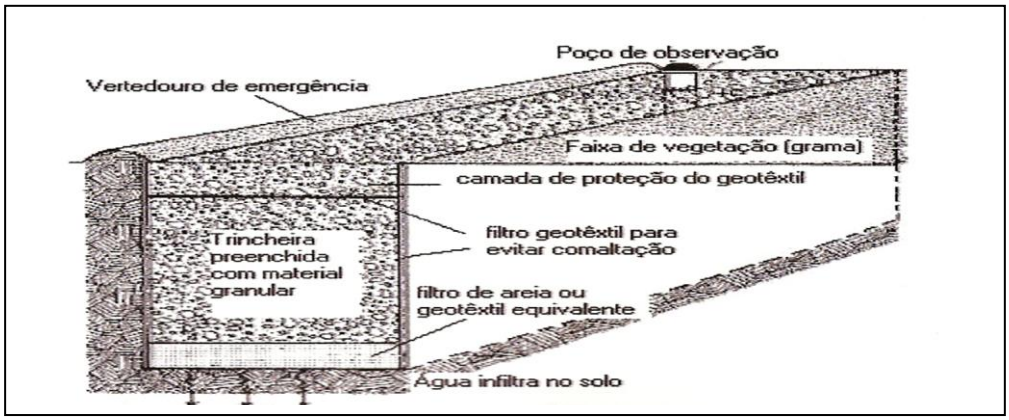
Baptista et al (2005) classifica técnicas compensatórias em Estruturais e Não Estruturais, cujas medidas visam contribuir para o aumento do tempo de concentração das bacias e consequente diminuição dos picos de vazão. As técnicas não estruturais baseiam-

se principalmente em legislação especifica que contemplem instrumentos de políticas direcionadas à racionalização do uso e ocupação do solo, educação ambiental e elaboração de planos diretores setoriais.

As técnicas estruturais, segundo os Autores, resumem-se em implantação de obras de engenharia, que podem ser em nível da bacia hidrográfica, como os reservatórios de detenção e retenção, as áreas de infiltração e estruturas que propiciem simultaneamente a retenção/detenção com a infiltração. Em nível local, ou na fonte, são citadas as obras de poço de infiltração, telhados verdes e os reservatórios em lote. Finalizando têm-se as obras lineares que estão relacionadas à implantação de pavimentos permeáveis (figura 2.5), trincheiras de infiltração (figura 2.6), cuja finalidade é de proporcionar a infiltração da totalidade ou de parte do volume captado de águas pluviais (Balades et al 1998 apud Souza, 2002) e as valas e valetas.



Fonte: Araújo et al (1999).
Figura 2.5 - Detalhe do pavimento permeável



Fonte: SCHUELER, 1987 apud Cruz et al (1999)
Figura 2.6 - Trincheira de infiltração

As estruturas pontuais são definidas por Tucci e Genz (1995) apud Tassi (2002), como sendo medidas distribuídas que atuam diretamente na fonte geradora do escoamento, e Urbonas e Staher (1993) apud Tassi (2002) complementam o conceito como sendo medidas que buscam restituir o armazenamento natural existente na pré-urbanização. Como exemplo se destaca os poços de infiltração e reservatórios de retenção em lotes ou em quadras, estruturas estas que buscam agir onde se iniciam os escoamentos superficiais. Dentre elas destacam-se os micro reservatórios de detenção em nível de lote e em nível de quadra ou subárea, que são duas das três técnicas compensatórias que serão utilizadas neste estudo com o objetivo de amenizar o impacto decorrente da inundação devido às chuvas de grande intensidade.

Na figura 2.7 é apresentado um detalhe de reservatório em lote cuja finalidade é armazenar a água de chuva por um determinado período, devolvendo-a ao sistema de micro drenagem após este tempo ou ao longo deste período a partir de uma vazão de controle. A armazenagem em lotes pode ainda proporcionar seu uso doméstico em atividades que não requerem uma água de boa qualidade, como regar plantas, abastecimento de caixas de descargas, entre outras, ou ainda proporcionar a infiltração total ou parcial dependendo das características físicas do solo com relação à sua condutividade hidráulica.

Tassi (2002), com base em uma bacia hipotética, utilizou micro reservatórios em lotes para avaliar o efeito do impacto na macrodrenagem urbana a partir de simulação numérica. Este estudo levou em consideração tempo de retorno variados, diâmetros variados dos descarregadores e vazões de saída diversas. No geral, a utilização desta técnica compensatória mostrou eficiência na redução da vazão no sistema de macrodrenagem, chamando a atenção para a utilização de diâmetros dos descarregadores pequenos, entre 10 mm e 15 mm, haja vista a necessidade de implantação de dispositivos que retenham a entrada de folhas, o que pode vir a inviabilizar a aplicação de micro reservatórios e consequente encarecimento.

Costa e Barbassa (2006), elaboraram um estudo detalhado na sub-bacia urbana da Ponta Seca em Jabuticabal – SP, onde foram avaliados 164 lotes de um total de 1777; o objetivo era a determinação de parâmetros referentes a ocupação tais como: taxa de ocupação, taxa de ocupação e impermeabilização, tipo de solo, nível do lençol freático. Visando a aplicação de medidas como micro reservatórios em lotes e pavimentos permeáveis; e uma das conclusões que chegaram, a qual considera-se de grande importância, foi a taxa de aceitação por parte dos moradores que ficou em torno de 82%; porém, outra conclusão foi com relação à responsabilidade dos custos de implantação, sendo necessário desenvolver uma via de financiamento e um processo de discussão participativo.

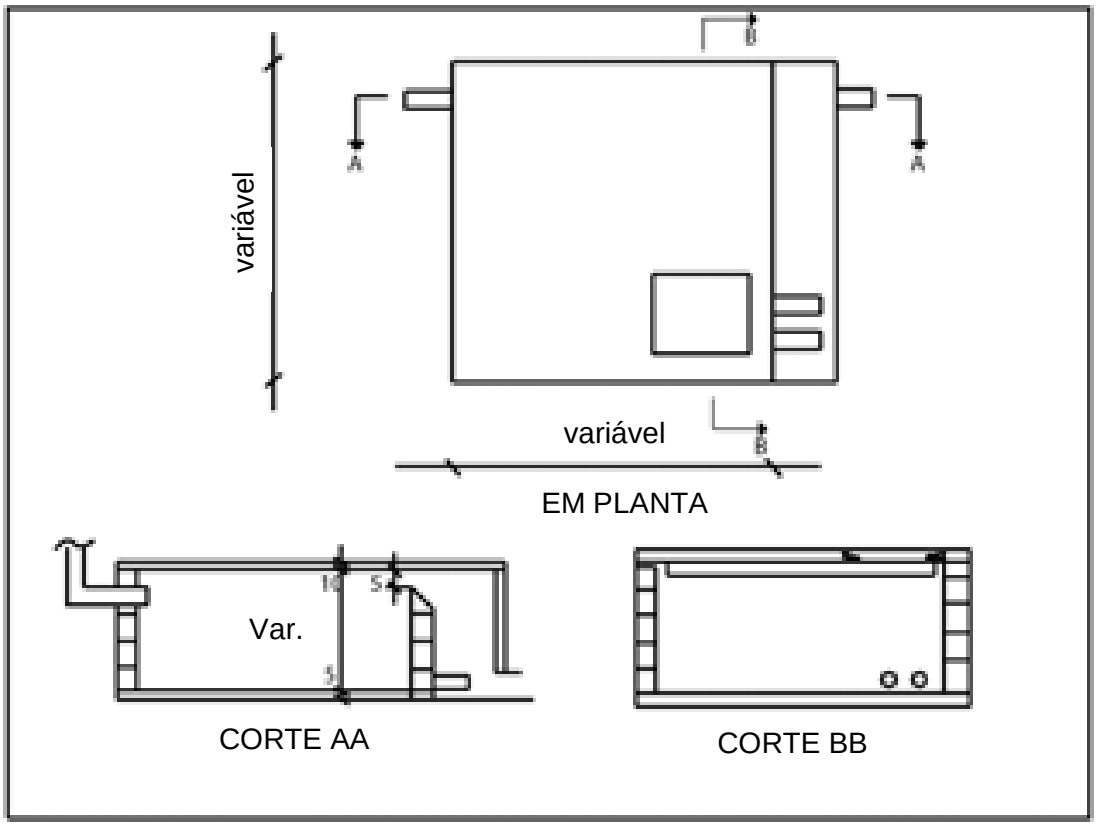
Outras vantagens e desvantagens foram apresentadas por O'Loughlin et al (1995) apud Tassi (2002), em estudo realizado em Sydney na Austrália, as quais são listadas aseguir.

Vantagens:

- O micro reservatório previne impactos adversos do desenvolvimento restaurando, pelo menos parcialmente, o armazenamento natural perdido;
- Não transfere para jusante os impactos da urbanização, diferenciando-se por isso do sistema tradicional;
- O sistema é equitativo, já que coloca a responsabilidade do controle para quem está implementando a urbanização e se beneficia dela;
- Os problemas são resolvidos na sua origem e as soluções não são adiadas.

Desvantagens:

- Os regulamentos são ainda deficientes, e os critérios e métodos de projeto são usualmente muito simplificados;
- Sob algumas condições hidrológicas, armazenamentos localizados nas partes baixas das bacias podem aumentar a taxa de escoamento à jusante devido aos hidrogramas retardados;
- A manutenção das estruturas é o maior problema, pois os micro-reservatórios impõem obrigações muito pesadas aos proprietários;
- Os micro-reservatórios possibilitam pouca redução de poluentes na água coletada.



Fonte: Cruz (1998) apud Costa e Barbassa, 2006
Figura 2.7 - Micro reservatório em lote

Silva (2007) utilizando o modelo SWMM para simular a aplicação de técnicas compensatórias como micro reservatório em lote, trincheiras de infiltração e bacias de detenção na cidade de Goiana em duas bacias, aplicou 2 opções de discretização da bacia com 6 e 13 subáreas, constatou que a utilização de micro reservatórios não proporcionou alteração significativa nas vazões de pico em relação à bacia sem a utilização de micro reservatório. Já a utilização de duas bacias de detenção se mostrou muito eficiente, uma vez que na segunda bacia, onde tem como entrada a vazão de saída da primeira, todo volume é armazenado sem que seja necessária a devolução imediata ao sistema.

Canholi (2005) destaca alguns reservatórios de amortecimento de cheias construídos no inicio da década de 1990, como é o caso do Reservatório Pacaembu, onde foram constatadas reduções superiores a 50% na vazão de jusante em eventos observados em fevereiro e março de 1995, quando comparada com eventos semelhantes ocorridos antes da implantação da referida estrutura; ratificando a eficiência destas estruturas em relação às convencionais em não transferir para jusante as inundações, que com certeza ocorreriam caso a solução tivesse sido apenas a substituição da rede de galerias por uma de maior dimensão.

Vale ressaltar, no entanto, o estudo elaborado por Neves et al (2000) no sistema de amortecimento implantado pela Prefeitura de Porto Alegre na Av. Polônia entre 1997 e 2000, onde apesar de cumprir sua finalidade no que se refere a reduzir as vazões no trecho a jusante do sistema, os autores propuseram uma modificação no sistema a montante com vistas a amenizar os efeitos de remanso do reservatório, o que foi constatado nas caixas coletoras de montante. Nesta avaliação utilizando modelos matemáticos para cenários atuais e futuros, os autores mostraram que, em certas situações topográficas e condições de escoamento (no caso regime forçado), alguns inconvenientes devem ser avaliados a partir de ferramentas capazes de simular efeitos causados a montante.

Um aspecto importante que requer destaque relaciona-se a segurança pública, que deve ser verificada na instalação de estruturas de detenção e retenção de águas pluviais. Jones et al (2006), apresentam uma série de considerações para bacias de retenção e detenção. Num trabalho apresentado no seminário da UDFCD (Urban Drainage and Flood Contrl District) em Denver-CO/USA, destacam aspectos como posições dos descarregadores (sendo alvo inclusive de acidentes com crianças), declividades acentuadas dos taludes e a retenção por tempo prolongado das águas devido a obstruções de descarregadores, este último trazendo consequências à saúde pública. Concluindo seu trabalho, os autores propõem instalações de lixeiras nos pontos de entrada dos reservatórios, políticas de educação ambiental eficiente, além de propor que estes projetos sejam amplamente debatidos, inclusive com a comunidade que receberá a estrutura.

2.3 Dimensionamento de estruturas de controle

O dimensionamento aqui destacado refere-se às dimensões das estruturas para conter o volume escoado por uma chuva durante um determinado período; este volume geralmente baseia-se na diferença entre o escoamento de pós-urbanização e o de pré-urbanização. Dentro desta visão, Baptista et al (2005) apresentam três métodos para dimensionamento, destaque para o método das chuvas. Canholi (2005) detalha 8 métodos, e dentre eles se destacam 2, o primeiro definido pelo Autor como modelo generalizado utilizado mais na etapa de planejamento, o qual Tassi (2002) o define como método simplificado desenvolvido por McCuen (1989), e o segundo definido como método da perda de reservação natural. Estes métodos serão detalhados no capitulo de materiais e métodos.

Estes métodos de uma maneira geral tomam como referencia a vazão de pré-urbanização, porém esta variável está ligada a uma serie de parâmetros e dentre eles, a taxa de ocupação se relaciona diretamente com o coeficiente de escoamento. A grande questão será: na falta de dados históricos de vazão de mananciais, como geralmente ocorre, a que cenário retroagir? Num cenário sem ocupação ou pouco ocupado, dependendo da decisão, têm-se estruturas maiores ou menores.

Canholi (2005), destaca ainda alguns projetos de sua autoria executados na cidade de São Paulo, onde utilizou para dimensionamento de reservatórios de amortecimentos de cheias, o volume definido entre a diferença do hidrograma de montante e o de jusante do ponto (local) de implantação da estrutura. Ou seja, a capacidade do sistema de drenagem da jusante não pode ser ultrapassada.

A situação proposta em Canholi (2005) é interessante, pois limita a vazão de saída à capacidade do sistema de jusante e não do condutor, pois o condutor pode ter capacidade de carga, mas o conjunto do sistema, que envolvem várias variáveis como perdas de carga, declividade e consequente nível piezométrico, podem não comportar a vazão de saída, por isso a necessidade de se processar estudos hidrodinâmicos do sistema como todo.

2.4 Modelos hidrológicos

A modelagem é uma ferramenta de grande importância que visa, por exemplo, simular situações ainda não conhecidas, propiciando antecipar-se aos eventos (Tucci, 1998). Em relação à hidráulica podemos citar a retificação ou revestimento de um canal, onde a modelagem irá simular como o sistema, no caso a bacia hidrográfica, se comportará com esta alteração consequente destas obras. Vê-se que a utilização do modelo mostrará uma situação nova no sistema, porem esta precisão depende de dados disponíveis do sistema, pois quanto menos informações se têm maiores são as incertezas (Tucci, 2005). Logo, é de grande importância o monitoramento hidrológico na caracterização do sistema no que se refere à qualidade e quantidade, sendo isto fundamental para auxiliar os modelos na representação deste sistema (Paiva, 2001 – apud Collodel, 2009).

Tucci (2005) definem modelo como sendo uma representação do comportamento do sistema. E o classifica em Físicos, Analógicos e Matemáticos. Os protótipos que são estruturas construídas com dimensões menores para representar a estrutura real, são características dos modelos físicos. Já os analógicos se baseiam em utilizar equações análogas de outros sistemas, é o caso, por exemplo, do escoamento hidráulico com o circuito elétrico. Os modelos matemáticos são os mais utilizados principalmente com o advento da informática o que veio a facilitar as operações, eles se baseiam em equações especificas do sistema. No caso dos recursos hídricos, mais especificamente a área de drenagem pluvial, os modelos matemáticos em sua maioria estão relacionados a uma entrada, a chuva, e uma saída, o escoamento, e suas equações são as que regem o escoamento à superfície livre baseada na lei da conservação das massas e do balanço de quantidade de movimento (Meller, 2004 – apud Bastos, 2007).

Os modelos hidrológicos podem ainda ser classificados, segundo Tucci (2005), de acordo com a utilização em: DE COMPORTAMENTO – descreve o comportamento do sistema; DE OTIMIZAÇÃO – tem o objetivo de apresentar melhores soluções; DE PLANEJAMENTO – relaciona soluções com quantitativos no âmbito social e ambiental.

Ainda segundo Tucci (2005), os modelos podem ser classificados, segundo o tipo da variável utilizada, em DETERMINÍSTICO e ESTOCÁSTICO. "*Se a variável apresentar um comportamento aleatório o modelo será definido como estocástico*"; Tais modelos não oferecem soluções únicas, mas apresentam uma distribuição de soluções associadas a uma probabilidade, segundo uma determinada distribuição de probabilidades. Já os determinísticos "*são modelos de simulação que não contém nenhuma variável aleatória, ou seja, para um conjunto conhecido de dados de entrada teremos um único conjunto de resultados de saída*".

De acordo com Dooge (1973) apud Barth et al (1987), a diferença entre Estocástico e Determinístico baseia-se no tipo de saída do sistema, ou seja, "*para uma mesma entrada o modelo produz uma mesma saída o modelo é dito determinístico, e quando esta relação entre entrada e saída for estatístico o modelo é dito estocástico*".

Em função da variabilidade espacial e temporal dos parâmetros (Barth et al, 1987), os modelos podem ainda serem classificados em CONCENTRADOS e DISTRIBUÍDOS. Cujas definições são apresentadas como: "*o modelo é concentrado quando os parâmetros e variáveis são função do tempo. E distribuídos quando variam também com o espaço*".

Barth et al (1987) e Tucci (2005) sugerem também uma classificação entre CONCEITUAIS e EMPÍRICOS com base nas funções utilizadas. E os caracterizam como: "*Modelos conceituais são baseados em funções obtidas a partir de processos físicos e os modelos empíricos se utilizam de funções que não estão relacionadas com processos físicos e utilizam estas funções para ajustar os valores calculados aos observados*".

No quadro 2.1, é apresentada uma relação da natureza dos modelos, sua classificação com as características e usos, para o campo da hidrologia.

Quadro 2.1 - Alguns modelos usados no gerenciamento de águas pluviais

Nome	Tipo	Características	Usos
Precipitação-vazão	Determinístico, empírico, conceitual ou físico	Calcula vazão de uma bacia, a partir da precipitação	Extensão de séries de vazão; hidrograma de dimensionamento; previsão em tempo atual, avaliação do uso da terra
Vazão-vazão	Determinístico, empírico, conceitual ou físico	Calcula vazão de uma seção, no tempo, a partir de um ponto a montante	Extensão de séries de vazão; série de vazão para dimensionamento de reservatórios hidrograma de dimensionamento; avaliação das modificações no rio; previsão em tempo real

Fonte: Adaptada de Tucci 1998

Com relação à drenagem urbana, o quadro 2.2 lista os modelos mais utilizados com alguns detalhes de suas origens. Pode-se destacar nesta lista o modelo MOUSE (Modelling of urban sewer - Dinamarca 1985) por ser o mais utilizado entre os pesquisadores e o modelo SWMM (STORM WATER MANAGEMENT MODEL), desenvolvido pela Enviromental Protection Agency – EPA-USA em 1971, o qual vem sendo aprimorado ao longo dos anos por diversos pesquisadores, pois o mesmo, como sendo um software livre, dispõe também de seu código fonte aberto e isso tem colaborado para sua utilização em nível mundial em vários centros de pesquisas. Este fato justifica a sua escolha para aplicação neste trabalho e a seguir será apresentado com mais detalhes.

Quadro 2.2 - Modelos hidrológicos aplicados a drenagem urbana

Código	*Nome*	*Agência Criadora*	*Ano*
MOUSE	Modelling of Urban Sewer	DHI	1985
HEC-HAS 4.1	The Hydrologic Engineering Center-River Analysis System	Corps of Engineers-USA	2008
MODCEL	Modelo Matemático de Células de Escoamento	COPPE –UFRJ/ Miguez & Mascarenhas	2001
SWMM	Storm Water Management Model	EPA-USA	1971
STORM	Storage, Treatment, Overflow Runoff Model	Corps of Engineers-USA	1974
TR-55	SCS Technical Release 55	SCS	1975
DR3M	Distributed Routing Rainfall-Runoff Model	USGS	1978
IPH-2	Instituto de Pesquisas Hidráulicas	IPH-UFRGS	1981
ABC	Análise de Bacias Complexas	Univers.de São Paulo	1985

Fonte: Viessman e Lewis (2002) apud Collodel (2009)

Meller & Paiva (2003), avaliaram e calibraram o modelo MOUSE a partir de dados hidráulicos e hidrológicos de uma pequena bacia hidrográfica na cidade de Santa Maria no Rio Grande do Sul. A opção pelo modelo, segundo os autores, deve-se ao fato de ser eficiente em representar as mais diversas variáveis hidráulicas, além da simplicidade do seu uso. Os resultados após a calibragem com dados observados, mostraram que o modelo representou muito bem os processos hidráulicos da bacia, apresentado erro médio e coeficientes de correlação satisfatórios. E uma das vantagens destacada é a possibilidade de se trabalhar com intervalos de tempo de 1 minuto para os eventos de chuva, fato que em outros modelos, como o IPH6, por exemplo, utilizado na parte rural da bacia, os resultados não foram satisfatórios para intervalos entre 1 a 5 minutos, segundo os autores, optando-se pelo intervalo de 10 minutos das precipitações.

O SWMM é um modelo que vem se aprimorando ao longo dos anos pelas razões já citadas anteriormente; o mesmo tem sido alvo de vários trabalhos de avaliação principalmente com relação à discretização da bacia estudada e condutos com pequenos diâmetros. Bastos (2007), avaliou o modelo em 3 bacias hidrográficas no Rio Grande do Sul, detectando problemas de instabilidade em uma bacia (Alto da Colina I), que apresentava condutos forçados de pequena dimensão o que impossibilitou a simulação.

Garcia et al (2004), avaliando o SWMM com relação à discretização, aplicaram o modelo na bacia do Arroio Cancela no Rio Grande do Sul com uma discretização simplificada (6 subáreas) e outra detalhada (18 subáreas); os resultados apresentaram coeficientes de correlação com relação a dados observados acima de 0,95 e erros médios satisfatórios, chamando a atenção apenas que na discretização simplificada houve uma majoração das vazões de pico, sugerindo que se deve ter cuidado quanto ao nível de detalhamento.

Collodel (2009) em estudo de avaliação do SWMM em diversos níveis de detalhamento em uma bacia hidrográfica no município de São Carlos em São Paulo (Córrego do Gregório), apresentou uma análise das características com relação a 24 capacidades de simulação presentes no quadro 2.3, entre 5 modelos hidrológicos, destacando o SWMM como o modelo que atendeu em 100% com relação a permitir as diversas opções de simulação avaliadas. No quadro 2.3 apresenta-se a respectiva análise com 3 dos modelos avaliados no respectivo estudo.

Quadro 2.3 - Resumo das características de alguns modelos hidrológicos

CAPACIDADE DE SIMULAÇÃO	STORM	IPH-2	SWMM
Múltiplas sub-bacias	N	S	S
Entrada de diversos hietogramas	N	S	S
Evaporação	S	N	S
Degelo	S	N	S
Escoamento de base	N	S	S
Escoamento de superfícies de áreas impermeáveis	S	S	S
Escoamento de superfícies de áreas permeáveis	S	S	S
Áreas diretamente conectadas	N	N	S
Balanço hídricos entre eventos	S	S	S
Escoamento em sarjetas	S	N	S
Propagação em galerias	S	S	S
Múltiplas seções transversais	N	N	S
Escoamento sob pressão	N	N	S
Derivação	S	S	S
Estações-elevatórias	N	N	S
Armazenamento	S	S	S
Cálculo de nível	N	S	S
Cálculo de velocidades	N	S	S
Simulação contínua	S	S	S
Escolha do passo de tempo	N	S	S
Cálculo de projetos	N	S	S
Código computacional disponível	S	S	S

Obs.: **S** –> permite simulação **N** -> não permite a simulação

Fonte: Viessman & Lewis (2002), apud Collodel (2009)

3 Materiais e Métodos

3.1 Estudo de caso

A cidade do Recife apresenta boa parte do seu território em uma planície costeira onde há a confluência de três rios urbanos, rio Capibaribe, rio Beberibe e rio Tejipió, cujas bacias em conjunto apresentam uma malha de mais de setenta e três (73) canais localizados nesta planície. Com o processo de urbanização desenfreado, principalmente no que diz respeito à impermeabilização com ocupação das margens, apresentam atualmente calhas insuficientes para escoar as águas provenientes das tormentas que atingem a cidade durante os meses de março a junho, gerando diversos pontos de alagamentos causando transtornos não só ao transito como também ao comércio e a outras atividades, gerando assim prejuízos financeiros. Outra conseqüência destes alagamentos são as proliferações de doenças ligadas à água poluída e estagnada; outra questão que vem intensificar o impacto causado pelos alagamentos é a deficiência, ou por que não dizer a falta, da coleta de esgotos domésticos, o que faz a população lançar seus dejetos nos sistemas de micro e macro drenagem.

Outro fato que vem contribuir também com os alagamentos, é a influência das marés de sizígia nas redes de canais, o que gera alagamentos em alguns pontos mesmo não ocorrendo precipitação, fato que vem levando a gestão pública a implantar sistema de comportas para controlar este fenômeno natural. Este impacto deve-se principalmente ao fato da planície do Recife apresentar cotas próximas ao nível médio dos mares, ou seja, variando entre 0 e 4 m com relação ao zero hidrográfico da Marinha, que é responsável pela edição e publicação da tábua de maré através do DHN (Diretoria de Hidrografia e Navegação). Já a Prefeitura do Recife adota para sua rede de referências de nível (RN) o zero hidrográfico da Portobrás (Portos Brasileiros), que apresenta uma diferença de 236 mm abaixo do zero da Marinha. Por exemplo, em áreas da cidade como Av. Recife, conforme figura **influência da maré na cidade**, apresentada nos ANEXOS, pode-se avaliar o impacto causado por uma maré de 2,50 m nesta área onde as curvas de níveis estão na cota de 2,00m. Também na seção ANEXOS é apresentado um esquema onde é mostrada a posição dos zeros hidrográficos com relação à cota do IBGE nas proximidades do Porto do Recife.

Vale salientar também que ao longo de vários anos a planície vem sendo alvo de aterros, seja para obras públicas ou ocupações para moradias da população de baixa renda, intensificando os impactos destas marés altas em áreas onde outrora não sofriam influência deste fenômeno.

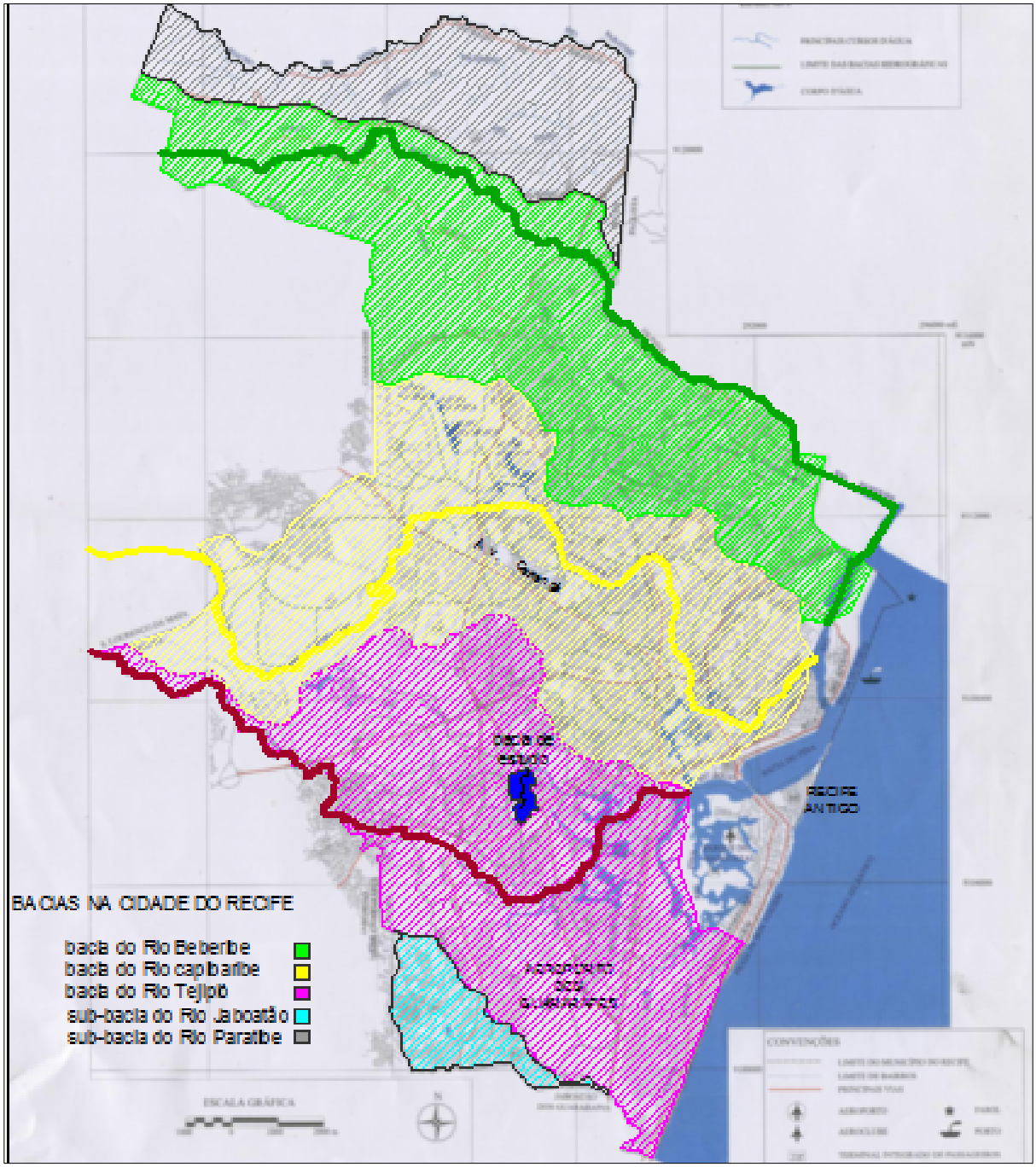
Para realização deste projeto de pesquisa, optamos em estudar um ponto crítico no que se refere à inundação causada por precipitações intensas; este ponto está inserido numa sub-bacia do canal da Sanbra, que é um dos contribuintes do rio Jiquiá, que por sua vez faz parte da malha de riachos da bacia hidrográfica do rio Tejipió. Sua localização geográfica apresenta latitudes ao norte -8°4’52” e ao sul -8°5’26” e longitudes 34°3’47” a oeste e 34°3’25” a leste. Na figura 3.1 pode-se visualizar a localização da sub-bacia tomando como referência a cidade do Recife; já na figura 3.2 procurou-se localizar a sub-bacia em relação

à bacia do rio Tejipió, que apresenta sua nascente no município de São Lourenço da Mata localizado a oeste do Recife.

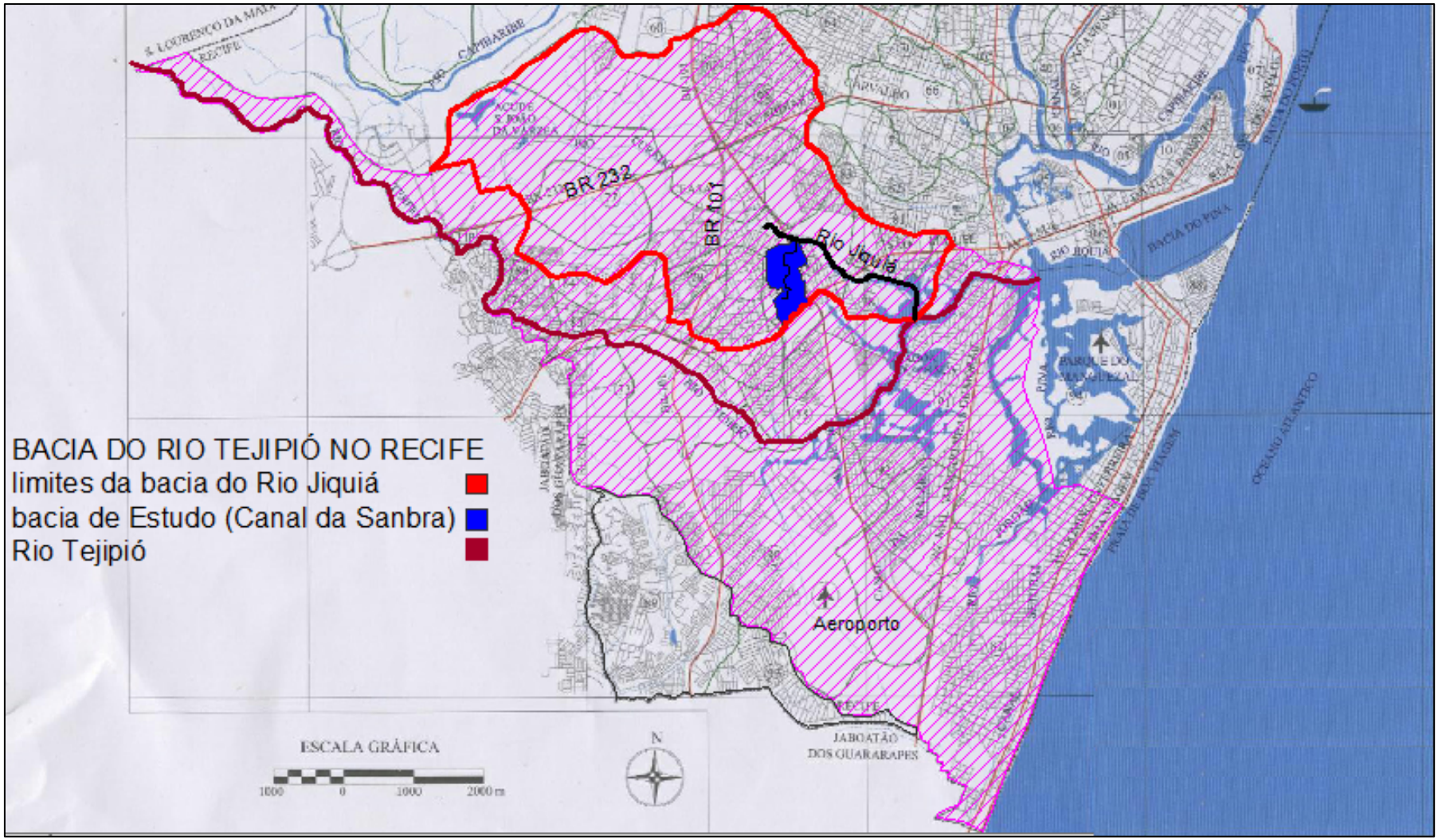
O rio Tejipió tem uma extensão aproximada de 23,38 km e sua bacia hidrográfica apresenta uma área de aproximadamente 93 km² (FIDEM, 1980) que abrange parte do município de São Lourenço da Mata (4,2 km²), parte de Jaboatão dos Guararapes (21,4 km²) e sua maior área na cidade do Recife.

A bacia, segundo estudos elaborados pela ENCIBRA S/A – Estudos e Projetos de Engenharia - em 1978 e Acqua-Plan em 1980, apresenta três setores distintos pelo relevo e pela ocupação. O Tejipió alto corresponde às cotas mais elevadas da bacia chegando aproximadamente a 150m (Carta Sudene–folha:SC.25-V-A-II-2-NE – datum vertical: Ibituba/SC), apresenta características rurais e representa 22% da área total, já o Tejipió médio que conta com 20% da área e apresenta ocupação densa com cotas elevadas, mas bem inferiores às da sua nascente variando entre 29 e 4 metros, porém com alguns morros que apresentam cotas em torno dos 50 m, e finalmente o Tejipió baixo corresponde a área maior da bacia e localizada totalmente na planície, onde estão os maiores problemas de drenagem da cidade do Recife e onde existe a influência das marés já citado anteriormente.

Neste setor (Tejipió baixo) encontra-se também o maior número de contribuintes de toda bacia, dentre eles destaca-se o rio Jordão e o rio Jiquiá, o qual apresenta uma área de 21,37 km² com mais de 17 canais contribuintes, entre eles o canal da Sanbra que apresenta dois pontos principais de alagamento sendo um deles nosso objeto de estudo já detalhado no terceiro parágrafo desta seção. Com relação à elevação, o Tejipió baixo apesar de ter sua calha principal entre as cotas 4 e 0 metros, verifica-se alguns bairros implantados em pequenos morros com cotas variando entre 8 metros e 15 metros, com base também nas cartas da Sudene citadas anteriormente.



Fonte: Mapa Urbano Base do Recife – Secretaria de Planejamento (2000)
Figura 3.1 - Localização da bacia de estudo



Fonte: Mapeamento dos recursos hídricos – FIDEM, 1994

Figura 3.2 - Localização da sub-bacia na bacia do rio Tejipió

3.2 Relevo e Geologia

Com relação ao relevo da sub-bacia objeto de estudo distingue-se dois setores, um localizado em um pequeno morro apresentando cotas entre 5 e 9 metros e com a parte alta bem plana e outro correspondente às margens e áreas próximas com características de planície e com cotas variando entre 3 e 4 metros.

Em se tratando da geologia em seu trecho mais alto, apresenta características geológicas semelhante aos morros que semi-circundam a planície do Recife, que segundo Alheiros et al (1990) são classificados como latosssolos desenvolvidos de sedimentação de formação barreira associados a rochas do embasamento cristalino, geralmente argilo arenosa. No trecho onde prevalecem as cotas entre 2 e 4 metros constata-se visualmente características de solo da planície, como solos indiscriminados de mangue, solos orgânicos, solos aluviais e as areias quartzosas marinhas ainda de acordo com os autores acima citados.

3.3 Clima

A cidade do Recife apresenta um clima quente úmido com temperatura média em torno de 25°C com classificação tipo "**As**" segundo a classificação de Köppen adaptada para o Brasil apresentada na seção dos ANEXOS, fato que também pode ser constatado pelos dados médios de chuva mensal do ano de 2008 como também os dados das médias históricas constantes na tabela 3.1 apresentados pelo ITEP-LAMEPE (Instituto de Tecnologia de Pernambuco – Laboratório de Meteorologia de Pernambuco), onde se verifica que a cidade apresenta duas estações bem definidas, uma chuvosa com precipitações mais intensas no período que vai de março a agosto e uma estação com menos chuvas que vai de setembro a fevereiro.

Com relação ainda às chuvas vale salientar que o Recife dispõe de 2 equações de chuva elaboradas pelas consultoras ENCIBRA, contratada pela Prefeitura do Recife no final da década de 1970, e Acqua-Plan, contratada pela FIDEM em 1980; onde tomaram com base os dados históricos entre 1926 e 1977 observados nos posto de Olinda e do Curado. Ressalta-se que apenas a da ENCIBRA (a) foi obtida especificamente para a cidade do Recife; já a elaborada pela Acqua-Plan (b), refere-se à região metropolitana do Recife. Neste estudo a consultora estabeleceu 2 equações (i_1 e i_2) para ser tomado o valor máximo entre elas nos estudos e projetos.

(a)- equação da chuva elaborada pela Encibra para a cidade do Recife (1978);

$$i = \frac{335{,}47.T^{0{,}218}}{(t+4)^{0{,}539}}$$

sendo: T -> tempo de retorno em anos

t-> tempo de concentração da bacia em min.

(b) – equação da chuva elaborada pela Acqua-Plan para a região metropolitana do Recife (1980). Sendo adotado o valor máximo entre as expressões "i_1" e "i_2";

$$i_1 = \frac{456{,}768(T\text{-}1{,}5)^{0{,}117}.(1\text{-}4{,}54.10^{-21}.t^{8})}{(t+6)^{0{,}5811}}$$

sendo: T -> tempo de retorno em anos

t-> tempo de concentração da bacia em min.

$$i_2 = \frac{72{,}153.(T\text{-}1{,}75)^{0{,}173}}{(t+1)^{074926}}$$

sendo: T -> tempo de retorno em anos

t-> tempo de concentração da bacia em h

Para alimentação do modelo hidrológico como dado de entrada foram utilizados eventos chuvosos que ocorreram no ano de 2008 nos dias 21 de março, 31 de março e 13 de abril (quando ocorreram inundações elevadas no ponto em que foi procedido monitoramento do nível d'água) conforme dados da estação automática RECIFE-A301 do INMET tendo como referência de localização as coordenadas de latitude -8.05°, longitude -34.95° e altitude 10.00 metros. Na tabela 3.2 é apresentado um resumo destes dados obtidos no site oficial do referido órgão. A opção por utilizar os dados da estação automática deve-se ao fato da facilidade de acesso pela rede da internet e principalmente por apresentarem intervalos de uma hora nos registros de dados.

Tabela 3.1 - Chuvas de janeiro a dezembro no Recife

CHUVAS (mm) DE JANEIRO A DEZEMBRO NO RECIFE EM 2008													
Postos	**Jan**	**Fev**	**Mar**	**Abr**	**Mai**	**Jun**	**Jul**	**Ago**	**Set**	**Out**	**Nov**	**Dez**	**Tot.Anual**
Recife (Várzea)	84,9	31,7	386	314	457	384	383	282	46,8	49	16,1	18,3	2452,2
Recife (Alto da Brasileira)	73,5	32	374	163	341	436	297.1	304	62,2	38	15,8	21,4	1860,9
Recife (Lamepe/Itep)	76,8	23	383	312	436	389	358.0	267	50,4	38,2	8,1	19,7	2003,7
Recife - PCD (IPA)	66,3	25,8	354	270	433	286	12.3	264	45,3	41,6	14	18,8	1819,3
MÉDIAS HISTÓRICAS DA CHUVA (mm) DE JANEIRO A DEZEMBRO PARA O RECIFE (em destaque)													
Localidades	**Jan**	**Fev**	**Mar**	**Abr**	**Mai**	**Jun**	**Jul**	**Ago**	**Set**	**Out**	**Nov**	**Dez**	**Tot.Anual**
Recife	99	144	233	291	316	352	351	186	118	63	33	68	**2254**
Sao Lourenco da Mata (Bar. Tapacura)	51	67	130	182	221	214	151	109	53	36	37	48	**1299**
Sao Lourenco da Mata	64	75	153	143	226	233	280	147	89	30	21	39	**1500**

Fonte: ITEP-LAMEPE – 2010

Tabela 3.2 - Chuvas intensas de 2008

MARÇO/2008						ABRIL/2008		
Data	Hora UTC	Chuva (mm)	Data	Hora UTC	Chuva (mm)	Data	Hora UTC	Chuva (mm)
21/03/08	06:00	0,60	30/03/08	21:00	0	13/04/08	02:00	0
21/03/08	07:00	0,00	30/03/08	22:00	0	13/04/08	03:00	1,8
21/03/08	08:00	0,00	30/03/08	23:00	0	13/04/08	04:00	0,6
21/03/08	09:00	14,80	31/03/08	00:00	1	13/04/08	05:00	13,2
21/03/08	10:00	11,40	31/03/08	01:00	50,8	13/04/08	06:00	0
21/03/08	11:00	0,80	31/03/08	02:00	6,4	13/04/08	07:00	0
21/03/08	12:00	0,80	31/03/08	03:00	1,8	13/04/08	08:00	1,2
21/03/08	13:00	10,20	31/03/08	04:00	1	13/04/08	09:00	0,2
21/03/08	14:00	1,00	31/03/08	05:00	0,2	13/04/08	10:00	13
21/03/08	15:00	7,00	31/03/08	06:00	1,2	13/04/08	11:00	0
21/03/08	16:00	0,00	31/03/08	07:00	37,2	13/04/08	12:00	0
21/03/08	17:00	0,00	31/03/08	08:00	5,6	13/04/08	13:00	19
21/03/08	18:00	0,00	31/03/08	09:00	3,2	13/04/08	14:00	27,6
21/03/08	19:00	13,80	31/03/08	10:00	0,8	13/04/08	15:00	0,2
21/03/08	20:00	0,20	31/03/08	11:00	0,6	13/04/08	16:00	0
21/03/08	21:00	8,20	31/03/08	12:00	0,2	13/04/08	17:00	0,4
21/03/08	22:00	0,40	31/03/08	13:00	0,2	13/04/08	18:00	0,2
21/03/08	23:00	0,00				13/04/08	19:00	0
22/03/08	00:00	2,6				13/04/08	20:00	0
22/03/08	01:00	5,4						
22/03/08	02:00	7,5						
22/03/08	03:00	1						
22/03/08	04:00	9,4						
22/03/08	05:00	0,2						
22/03/08	06:00	1,2						
22/03/08	07:00	0,6						
TOTAIS =>		96,5			110,2			77,4

Fonte: INMET – estação automática, 2008

3.4 Modelo utilizado

O SWMM foi desenvolvido pela **U.S. EPA** (Enviromental Protection Agency) entre 1969 e 1971, após essa data sofreu diversas atualizações (James et al., 2003) devido a contribuições de diversos pesquisadores por ser um software de domínio público e apresentar seu código fonte aberto. O conjunto dos módulos deste modelo é bastante completo, pois ele se propõe a resolver problemas no que se refere à qualidade da água escoada como também a quantidade deste escoamento. Huber e Dickinson (1992) apud Garcia e Paiva (2006), apresentam a estrutura do modelo em nove módulos ou blocos, sendo quatro módulos computacionais e cinco módulos de serviços, além do módulo executivo.

De acordo com Rossman (2010) o modelo SWMM visa conceber um sistema de drenagem a partir de vários compartimentos ambientais caracterizados por objetos. No compartimento atmosférico atua o objeto de entrada que é a precipitação e pode ser na forma de chuva ou na forma de neve, como também os poluentes. A superfície terrestre é discretizada em subáreas (Subcatchment) representadas por reservatórios não lineares, neste elemento tem-se a atuação da precipitação, com saída será para o compartimento de águas subterrâneas, representado pela infiltração, e outra parte para o compartimento de transporte, representado pelo escoamento superficial.

O compartimento de transporte é representado por objetos que representam canais, condutos ou outro elemento utilizado para transportar a água bem como para armazená-la. Estes objetos são representados por nós e condutos (link) e unidades de armazenamentos que são nós cuja função é o de armazenagem.

Os dados de entrada como a chuva podem vir a partir de séries temporais tipo IDF ou alturas de chuva em função do tempo ou acumulada no período. A bacia é representada na forma de um conjunto de subáreas e canais de propagação interconectados. A área de cada subárea é subdividida em três subáreas: impermeável com armazenamento, permeável com armazenamento e permeável sem armazenamento. O processo de infiltração, no compartimento de águas subterrânea, disponibiliza 3 opções de modelagem: Horton, Green-Ampt ou a Curva Número do SCS.

De acordo com Rossman, 2010, o escoamento superficial, derivado dos reservatórios não-lineares representativos das subáreas, utiliza a combinação das equações de Manning e da continuidade, resolvidas pelo processo iterativo de Newton- Raphson, para valores de *d* desconhecidos, conforme a equação (3.1a). No módulo de transporte, processado nos condutos (galerias, canais e canaletas) e junções, o escoamento é baseado nas equações de Saint Venant, resumida na equação hidrodinâmica (3.1b).

$$\frac{dd}{dt} = ie - \frac{W}{An}\,(d - d_p)^{5/3}\,S^{1/2} \qquad (3.1a)$$

onde: *W* = largura representativa da subárea, obtida a partir da largura

de um retângulo equivalente a área da subárea;

(detalhe de obtenção deste parâmetro é dado na seção 3) (m)

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

A = área da sub-bacia; (ha)

S = declividade da sub-bacia; (%)

dp= altura do armazenamento em depressões ao longo da bacia; (pol)

ie = precipitação efetiva; (mm)

d =profundidade da água no reservatório e (m)

t = tempo. (min)

$$Q_{t+\Delta t}=\frac{1}{1+(gn^2\Delta t)\frac{|V|}{\bar{R}^{-4/3}}}\left\{Q_t+2\bar{V}\left[\frac{\Delta Ac}{\Delta t}\right]_t+\bar{V}^2\left[\frac{(Ac_2.Ac_1)}{L}\right]\Delta t-gAc\left[\frac{(H_2.H_1}{L}\right]\Delta t\right\} \quad (3.1b)$$

onde: g = aceleração de gravidade; (m/s²)

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

R = raio hidráulico; (m)

Ac = superfície da seção transversal do conduto; (m²)

L =comprimento do conduto; (m)

H = cota piezométrica; (m)

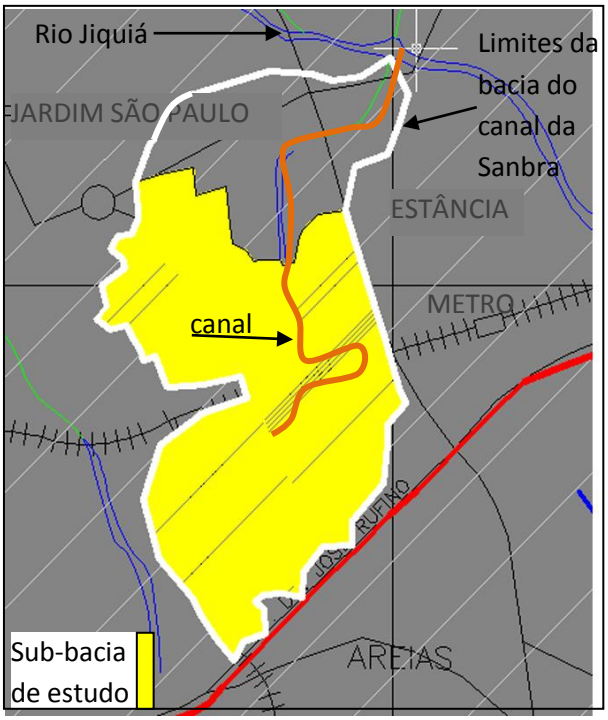
V = velocidade no conduto; (m/s)

Q= vazão no conduto. (m³/s)

As informações básicas para a simulação hidrológica chuva-vazão são, além dos dados de precipitação, a área da sub-bacia, largura representativa da sub-bacia, coeficiente de rugosidade de Manning, declividade da sub-bacia, altura do armazenamento em depressões e parâmetros de infiltração, os quais serão detalhados mais adiante.

3.5 Discretização da sub-bacia

O canal da Sanbra tem sua jusante no rio Jiquiá, principal afluente do rio Tejipió como já foi colocado anteriormente. O referido canal apresenta uma área de drenagem de aproximadamente 62 ha com perímetro de quase 4.200 m, a sua sub-bacia objeto de estudo apresenta uma área de 39,65 ha com perímetro de 3.748,91 m e um índice de compacidade (Kc) de 1,68. O canal no trecho estudado apresenta uma extensão de 472,21 m. Na figura 3.3 pode-se ter uma ideia da relação das áreas da bacia total do canal e a sub-bacia de estudo.



Fontes: Mapa base, FIDEM 1994 – Traçado de bacias, Autor 2009
Figura 3.3- Bacia do canal da Sanbra

A partir da sub-bacia de estudo foi procedida uma divisão em setores com vista a atender exigência do modelo de simulação, buscando, no entanto, proceder esta divisão em função de critérios tais como:

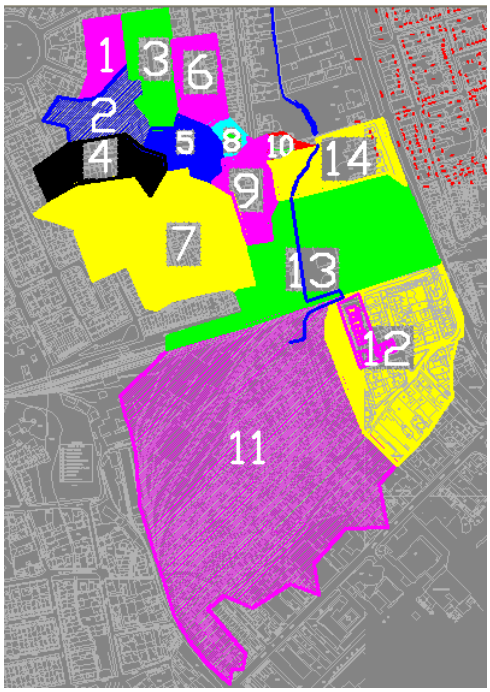
a)ponto de controle e monitoramento, sendo este ponto onde ocorre a inundação e definido como jusante de duas áreas distintas no que se refere ao relevo;

b)ocupação do solo de cada área;

c)sistemas de micro drenagens existentes;

A área de maior elevação é caracterizada como uma região bem urbanizada e ocupada, em sua maioria por uma população de maior poder aquisitivo que os ocupantes das áreas mais baixas. Nesta área foram procedidas subdivisões em função dos sistemas de micro drenagem, que são formados por tubulações de concreto sob a pavimentação das ruas, procurou-se também adequar estas subdivisões às quadras do loteamento com o intuito inclusive de verificar a aplicação de técnicas compensatórias em nível de quadras. Detalhes destas subdivisões podem ser visualizados na figura 3.4, onde ao todo foram procedidas 14 subdivisões sendo as subáreas 13 e a 14 as últimas remanescentes para compor a sub-bacia, pois as mesmas praticamente margeiam o canal e suas águas superficiais escoam diretamente para o mesmo.

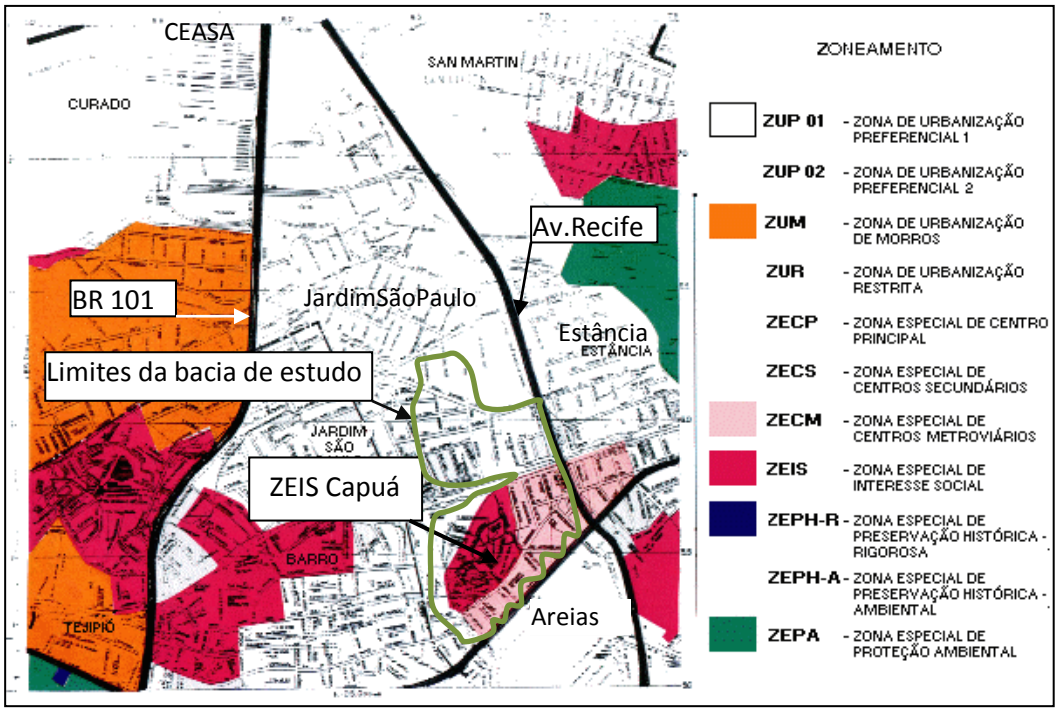
A área de cotas mais baixas (setores 11 a 14), apresenta ocupações do solo diversificadas, com setores urbanizados idênticos ao existente na área elevada, setor com ocupação comercial e setor com ocupação desordenada sem infra-estrutura adequada de saneamento. Na seção seguinte serão apresentados detalhes destas áreas com relação à ocupação.



Fonte: Mapa base, FIDEM 1994 –traçado setores, Autor 2009
Figura 3.4- Subdivisão da sub-bacia

3.5 Urbanização

A sub-bacia de estudo compreende parte de dois bairros da zona oeste do Recife, a parte de relevo mais alto está inserida no bairro de Jardim São Paulo que apresenta uma ocupação planejada cuja maioria da população detém um poder aquisitivo de classe média. A parte de relevo mais baixo desenvolve-se do bairro de Areias a Jardim São Paulo, localizado ai a montante da sub-bacia, identificada na figura 3.4 como setores 11 e 12 onde se podem constatar três tipos de ocupações, uma típica de classe média, uma com ocupação por comércio na maioria da área ao longo da via principal e uma com ocupação desordenada típica de invasões, pois apesar de antiga, apresenta arruamentos mal definidos bem como vários imóveis construídos sobre canaletas de drenagem que têm o inicio do canal como jusante, este setor é definido pela Prefeitura do Recife na Lei de Uso e Ocupação do Solo como ZEIS (zona especial de interesse social) do Capuá conforme figura 3.5 mostrando os limites da área.



Fonte: Prefeitura do Recife – **LEI Nº 16.414 /1998**
Figura 3.5- Mapa de zoneamento da área de estudo

A área mais baixa da sub-bacia do canal é a que apresenta as maiores áreas verdes, sejam dos grandes quintais de residências que escoam diretamente para o canal ou do terreno pertencente ao METROREC (Metro do Recife), o qual apresenta uma grande área em solo natural. Já a parte alta da bacia é caracterizada como área residencial, e apesar de dispor de arruamentos e loteamentos bem definidos, apresentam alta taxa de impermeabilização, haja vista que, não só a maioria das ruas são pavimentadas, como também a grande maioria dos lotes residenciais apresenta quintais e jardins impermeabilizados, sejam por pavimentação ou por ocupação total do lote com a edificação do imóvel.

Para determinação da taxa de impermeabilização da sub-bacia, foram utilizadas inicialmente imagens de ortofotos georreferenciada do Recife com resolução de 5 m, referente ao ano de 2007 a disposição para consulta na pagina da intranet http://jaqueira.recife:8399/SP_ZONEAMENTO/ (disponibilizada apenas no ambiente da Prefeitura do Recife), onde a partir do AutoCAD foi possível trabalhá-las com o objetivo de cadastrar as áreas verdes dos lotes, praças e margens do canal. Este processo foi complementado com uma visita ao setor de Jardim São Paulo com o objetivo de avaliar as informações obtidas por meio digital, buscando constatar a existência da área verde e respectiva medida em nível de amostragem, perfazendo um total de 190 lotes, o que nos levou a descartar algumas áreas permeáveis cujos proprietários tinham procedido a sua impermeabilização após a edição das imagens de satélite.

Esta atividade proporcionou utilizar um índice médio de impermeabilização para outros setores da sub-bacia que apresentam mesma característica de ocupação, no bairro de Areias, uma vez, que neste setor onde se localiza a nascente do canal foi procedida uma vistoria apenas visual prevalecendo mais a análise digital das imagens de satélite no AutoCAD. Dentro deste setor para a área classificada como ZEIS, foi considerada uma taxa de impermeabilização de 100%, haja vista que, as imagens e as vistorias proporcionaram a obter esta conclusão.

Na figura 3.6 verifica-se a análise de ocupação feita a partir do AutoCAD no setor de Jardim São Paulo, com a delimitação de áreas permeáveis cujo objetivo foi o de quantificar este parâmetro e consequentemente as taxas permeáveis e impermeáveis de cada setor da área de estudo, e na tabela 3.3 apresentamos estes dados detalhadamente por setores da sub-bacia, haja vista a necessidade desta discretização em função das características de ocupação, relevo e sistemas existentes de micro drenagem.

Fonte: Montagem do autor (imagem satélite FIDEM, 2007)
Figura 3.6 - Análise de áreas permeáveis num setor da sub-bacia

Tabela 3.3 - Taxa de impermeabilização do solo

ID-SUBÁREA	ÁREA		ÁreaPerm	TAXAS DAS ÁREAS	
	(m²)	(km²)	(m²)	PERM.	IMPERM.
JSP1	6.973,45	0,0070	371,15	5,32%	94,68%
JSP2	11.617,55	0,0116	889,40	7,66%	92,34%
JSP3	11.961,03	0,0120	609,71	5,10%	94,90%
JSP4	11.870,05	0,0119	1.883,39	15,87%	84,13%
JSP5	8.218,06	0,0082	613,77	7,47%	92,53%
JSP6	9.785,26	0,0098	413,41	4,22%	95,78%
JSP7	49.449,20	0,0494	3.147,07	6,36%	93,64%
JSP8	2.493,14	0,0025	184,08	7,38%	92,62%
JSP9	9.577,09	0,0096	184,08	1,92%	98,08%
JSP10	1.912,42	0,0019	184,08	9,63%	90,37%
JSP11	151.916,51	0,1519	20.017,25	13,18%	86,82%
JSP12	46.558,20	0,0466	3.477,22	7,47%	92,53%
JSP13	49.099,48	0,0491	3.667,02	7,47%	92,53%
JSP14rem	15.178,90	0,0152	8.049,06	53,03%	46,97%
TOTAL-	386.610,34	0,39	43.690,69	11,30%	88,70%

Fonte: o Autor, 2009

3.6 Trabalhos de campo

Foram desenvolvidas diversas atividades experimentais na área da sub-bacia, cujo objetivo foram detectar as características físicas tais como: limites hidrográficos, cadastro dos sistemas de micro drenagem existentes, declividade destes sistemas e vistorias para identificar o nível de ocupação do solo, no que concerne à área permeável e impermeável. Para desenvolvimento da maioria destas atividades contou-se com a participação de equipes da EMLURB (Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana). Foram realizadas as seguintes atividades:

-Levantamentos topográfico utilizando equipamento tipo estação total, onde foi possível traçar as curvas de níveis ao longo de toda calha do canal, desde as canaletas de sua nascente até a jusante no rio Jiquiá, cujo detalhe de um trecho de leito natural pode ser verificado na figura 3.8 com destaque para a curva de 4,00 m na ponte sobre o canal e a curva de 8,00 m na Av. Recife;

-Cadastro dos sistemas de micro drenagem existentes, onde foram coletadas informações sobre diâmetros de galerias e respectivas cotas de entrada e saída nos poços, seções de canaletas, localização de caixas coletoras e poços de visitas. Atividade essencial para delimitação da sub-bacia. Na figura 3.9 se verifica o mapa onde é destacada a rede tronco principal de micro drenagem na Rua Nossa Senhora de Fátima com a locação de caixas coletoras, poços de visita e condutos de concreto além das cotas nos poços de visitas e dimensões dos condutos;

-Monitoramento do nível de inundação em um ponto pré-estabelecido no passeio do pontilhão existente, denominado ponto de controle conforme mostra a figura. Neste ponto, figura 3.7, está fixada a cota 4920 mm, cuja referência é o zero hidrográfico estabelecido pelo DNPVN (Departamento Nacional de Portos e vias navegáveis) antiga autarquia do Ministério dos Transportes hoje substituída pela PORTOBRÁS, este datum como já colocado anteriormente, é o adotado pela Prefeitura do Recife para sua rede de RNs utilizada na determinação das altitudes nos projetos de infra-estrutura elaborados pela Prefeitura.

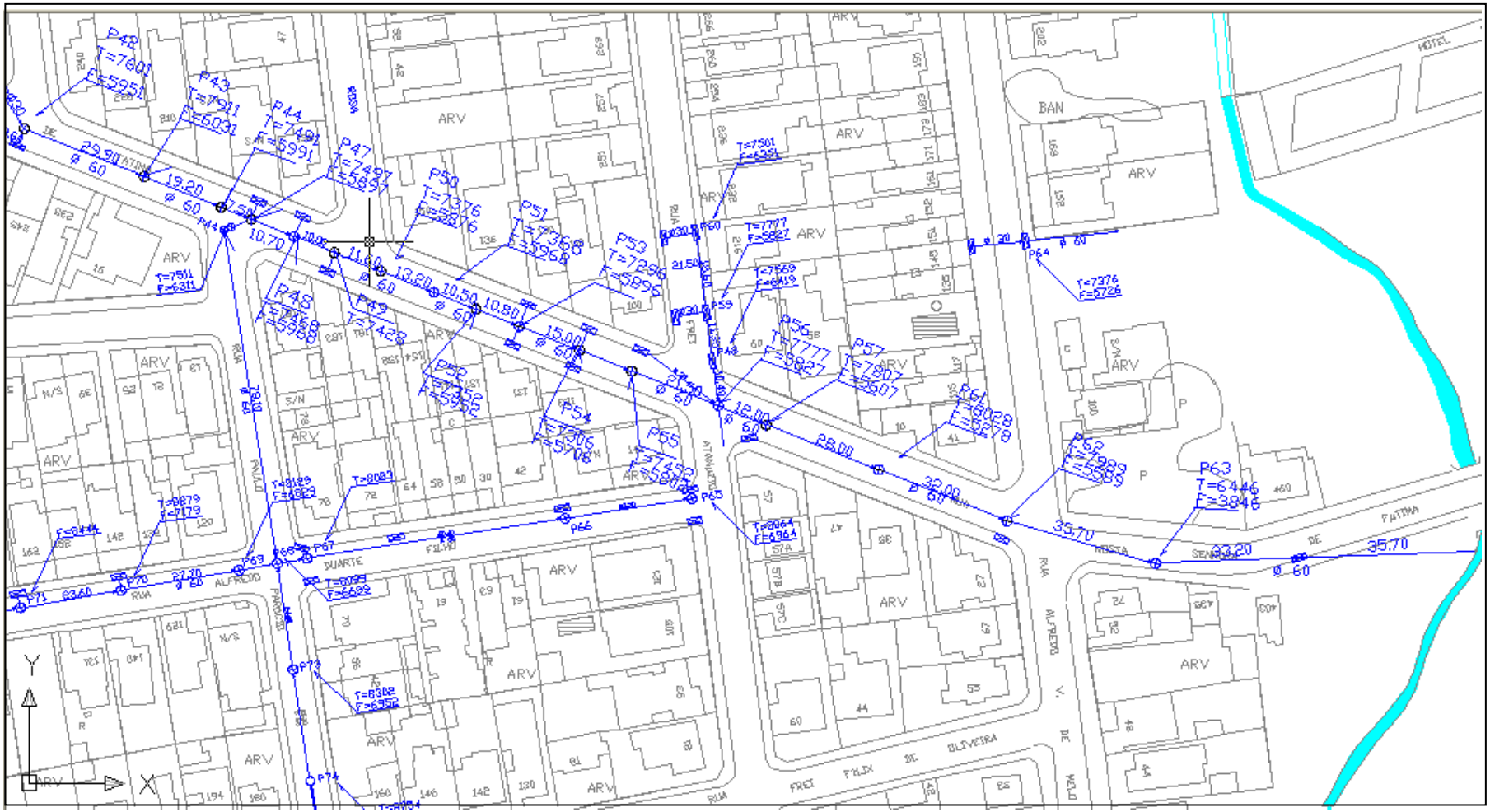
-Vistorias na área mais elevada e que apresenta uma ocupação planejada, cujo objetivo foi a de constatar as informações obtidas de imagem de satélite com a situação atual do local no que se refere às áreas de solo natural existentes, cujos detalhes foram apresentados na seção de urbanização.

Fonte: O Autor, 2008

Figura 3.7 - Ponto fixo com cota altimétrica

Fonte: O autor – 2008

Figura 3.8- Topografia do leito do canal com locação das seções



Fonte: O autor, 2008

Figura 3.9 -Cadastro de micro drenagem - trecho da bacia

As medições das lâminas d’água foram feitas em função desta cota de RN Prefeitura, haja vista que, os levantamentos altimétricos tiveram como referência também a RN Prefeitura. Nesta tarefa foram procedidas medições em vários eventos de chuvas no ano de 2008, dentre os quais foram considerados para estudo apenas 4 eventos de chuvas intensas que causaram inundação na via.

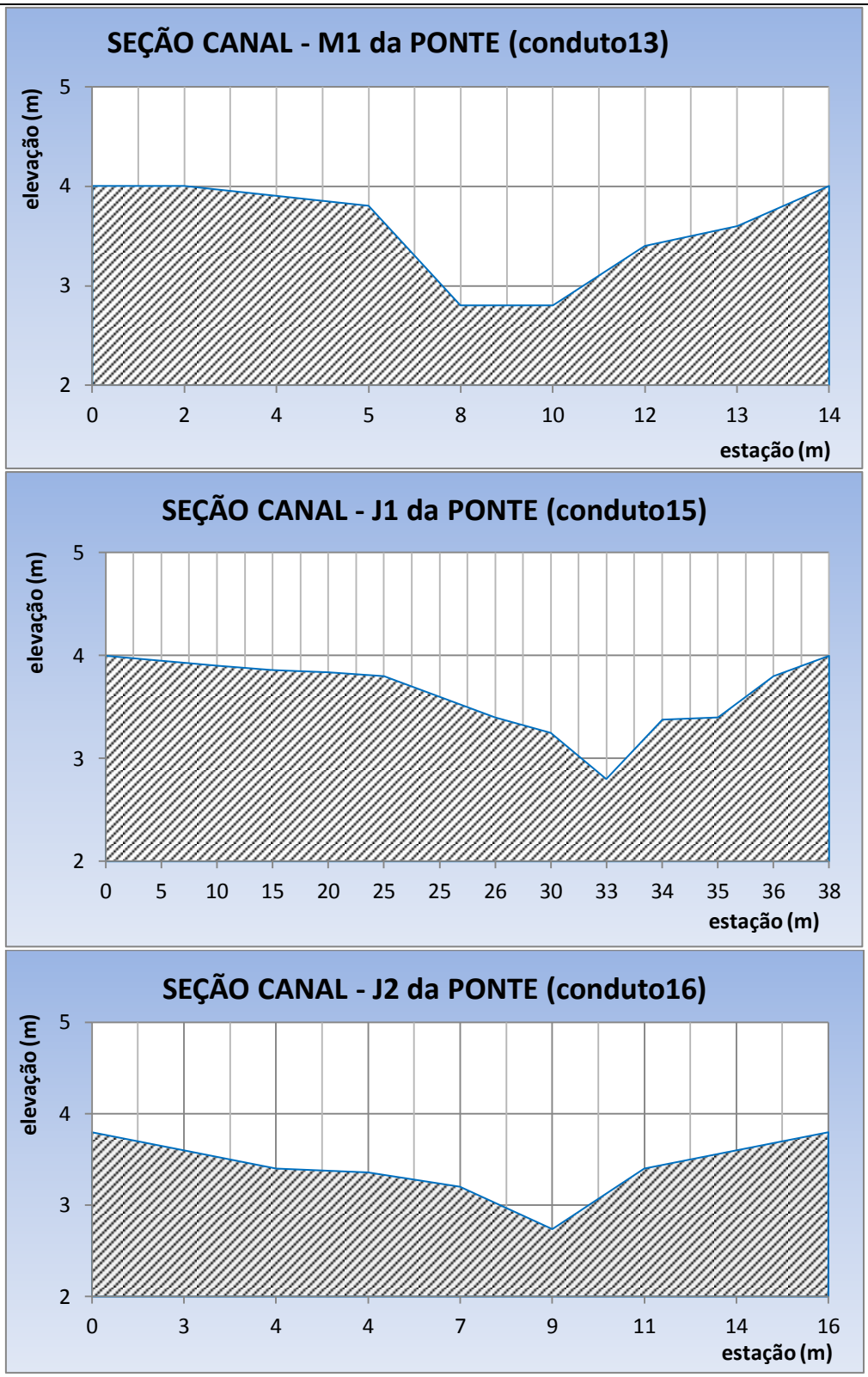
Outro monitoramento procedido foi o visual com relação à propagação da inundação nos eventos chuvosos, onde se pôde identificar o principal sistema de micro drenagem impactante, e que levou a concentrar a análise das técnicas compensatórias, como micro reservatório em lote e em nível de quadra, na área do respectivo sistema.

Os trabalhos em campo, com destaque para o topográfico, proporcionaram o conhecimento de seções do canal principalmente no trecho natural, cuja informação é essencial na alimentação do modelo hidrológico. A figura 3.10 mostra as seções transversais do canal (SM1, SJ1 e SJ2) cuja localização pode ser verificada na figura 3.8.

SM1 – seção de montante ao ponto de controle 1;

SJ1 - seção de jusante ao ponto de controle 1;

SJ2 – seção de jusante ao ponto de controle 2.



Fonte: O Autor, 2009

Figura 3.10 - Seções naturais do canal

Os trabalhos realizados para cadastro dos sistemas de drenagem, como já colocado, foram de suma importância para se delimitar os limites da sub-bacia e também dar auxilio na definição dos objetos no processo de modelagem. A área apresenta sistemas diversos e precários não só no que diz respeito à manutenção, mas também com relação à poluição e suas conseqüências, haja vista que por não se tratar de uma área provida de coleta de esgotos residenciais os sistemas de micro drenagem e o referido canal são também utilizados para este fim, recebendo os dejetos sem nenhum tratamento preliminar. E nas áreas mais baixas a situação é mais crítica devido às conseqüências como proliferação de animais e insetos que propagam doenças contagiosas.

A subárea da nascente (setor 11 da figura 3.4) apresenta diversos sistemas de micro drenagem que têm o inicio do canal da Sanbra como jusante. Entre eles se destaca o sistema de uma área de invasão já concretizada há mais de 15 anos, denominada Capuá, que consiste em canaletas de seções variáveis com trajeto por dentro de casas e que sua jusante se confunde com o inicio do canal, na figura 3.11 pode-se verificar duas situações da precariedade do sistema. No setor 13 prevalece o escoamento superficial direto para o canal, o único sistema de micro drenagem existente é o que margeia a via do metrô, que se baseia em duas canaletas paralelas a via como pode ser verificado na figura 3.12, e que também é jusante das águas provenientes do setor 12.

Fonte: O autor
Figura 3.11- Sistema de drenagem da comunidade Capuá

Fonte: O autor
Figura 3.12- Sistema de drenagem da via férrea

Os setores de 1 a 10, especificado na figura 3.4, apresentam diversos sistemas de micro drenagem convencionais, composto de sarjetas, caixas coletoras, poços de vistas e tubulações embutidas na pavimentação, que em sua maioria apresentam diâmetro de 60 cm. Os sistemas de micro drenagem das vias secundárias têm como jusante o sistema apresentado na figura 3.9 cuja jusante é o canal no ponto determinado para monitoramento. Na figura 3.13 podem-se observar duas situações desta chegada da galeria no canal, ou seja, durante a estiagem e durante um evento de chuva intensa.

Fonte: O autor, 2008
Figura 3.13 - Chegada da galeria principal - situações adversas

O acompanhamento do comportamento do canal no ponto de controle, durante os eventos de chuva intensa ocorridos em 2008, que é a chegada da galeria principal da área elevada da bacia (setores 1 ao 10 da figura 3.4), comprova visualmente que este sistema é o principal contribuinte do alagamento. O mesmo acompanhamento visual do escoamento durante as citadas chuvas verificou que a resposta é imediata, por tratar-se de área de contribuição (mais de 30% da área total da sub-bacia) com grande taxa de impermeabilização, em torno de 90% em média (tabela 3.3), e altas declividades da rede principal de micro drenagem, variando entre 0,5 a 1%, tendo o trecho final de aproximadamente 75m de extensão, apresentando mais de 3% de declividade.

3.7 Características Físicas da sub-bacia

Complementando as características já destacadas nas seções anteriores de uma forma geral, serão tratadas aqui as características detalhadamente, objetivando também atender o modelo hidrológico no que diz respeito aos parâmetros e variáveis exigidos também como dados de entrada.

Para caracterizar a bacia, precisam-se obter parâmetros e variáveis. Dá-se o nome de parâmetros aos valores que caracterizam o sistema, no caso, a sub-bacia, e que também podem variar no espaço e no tempo, como é o caso da rugosidade de um canal. Já a variável, é o valor que descreve quantitativamente um fenômeno, tais como a precipitação, a vazão e a infiltração, variando também no espaço e no tempo (Tucci, 2005).

3.7.1 Parâmetros

3.7.1.1 Subáreas ou módulo do escoamento superficial do SWMM

Área de sub-bacia e de setores - Como foi colocado anteriormente, estas áreas foram obtidas a partir do software AutoCad-2007 baseado nas unibases da área e cadastro de drenagem que auxiliou na determinação dos limites da sub-bacia, já as subáreas de 1 a 14 procurou-se delimitá-las pelos subsistemas de micro drenagem existentes ou por quadras.

Largura média de subáreas – Para obtenção desta variável foi utilizado a fórmula da largura (*le*) do retângulo equivalente de cada subárea, abaixo é apresentada a equação (3.2) que é função do coeficiente de compacidade (*kc*), também apresentada abaixo;

Largura equivalente: $le = \frac{k_c \times \sqrt{A}}{1{,}12} \times \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1{,}128}{k_c}\right)^2}\right]$ (3.2)

Coeficiente de compacidade: $k_c = 0{,}282 \times \frac{P}{\sqrt{A}}$ (3.3)

onde: A- área da bacia hidrográfica

P – perímetro da bacia hidrográfica

Declividade das subáreas – As declividades superficiais das subáreas foram obtidas dos nivelamentos topográficos, efetuado pela equipe de topografia da Emlurb, dos topos dos poços de visita existentes (tampões), e onde não existia este elemento de drenagem foram coletadas cotas altimétricas dos pontos mais alto e mais baixo da rua principal da subárea.

Taxa impermeável das subáreas – este parâmetro foi obtido a partir da determinação da área permeável das subáreas utilizando imagens de orto foto de 2007 com resolução de 5m do terreno e com ajuda do software AutoCad 2007 procurou-se cadastrar as respectivas áreas e quantificá-las, complementando para ajustar a quantidade da área permeável com vistorias no local já relatada na seção trabalhos em campo.

Profundidade das depressões no setor impermeável e permeável das subáreas – Este parâmetro representa a retenção da água da chuva na superfície. No quadro 3.1 são apresentados os valores sugeridos pelo modelo SWMM, em função da natureza da superfície do solo. Para a área impermeável não foi considerado depressão (valor 0) de uma maneira geral. Apenas em uma simulação, considerou-se a depressão na área impermeável como representativa do volume de detenção em lote (Silva, 2007) calculado por um dos métodos apresentados na seção 3.10. Para as áreas permeáveis dos lotes e das subáreas, foi considerado depressões no valor de 0,20", referente à superfície com grama ou pastagem.

Quadro 3.1 - Valores típicos de armazenamento em depressões

NATUREZA DA SUPERFÍCIE	VALORES
Superfície impermeável	0,05" a 0,10 "
Grama	0,10" a 0,20"
Pastagem	0,20"
Floresta fechada	0,30"

Fonte: ASCE (1982), Design & Construction of Urban Stormwater Management Systems, New York

Rugosidade dos setores permeáveis e impermeáveis – Este é um parâmetro indispensável para simulação e que se procurou estimar estes coeficientes de rugosidade com base nas características do recobrimento do solo. Nas áreas impermeáveis que é predominante, composta em sua maioria de pavimentos de paralelepípedos e telhados, foi adotado o valor de 0,024 de acordo com Canholi (2005), e para as áreas permeáveis, com maior concentração nos grandes quintais localizados próximos às margens do canal, e que é composto com plantações rasteiras e algumas árvores frutíferas de grande porte, como também nas margens da via férrea e em uma grande área de propriedade da CBTU (Companhia Brasileira de Trens Urbanos), foi adotado o valor de 0,15 também de acordo com o Autor citado acima.

3.7.1.2 Junções e condutores ou módulo de escoamento em condutos do SWMM

Cotas das junções – Este objeto (junções ou nós) foi adequado aos poços e pontos de mudança de eixo ou do tipo do elemento de micro drenagem existente, e dentro desta ótica foi dado o valor das cotas topográficas de fundo dos pontos (poços de visitas, caixas coletoras, fundo de canaletas) onde foram lançadas as respectivas junções.

Profundidade máxima da junção – Distância da borda até o fundo do elemento de drenagem e que pode ser dada também pela diferença de cotas topográficas entre o topo e o fundo da junção.

Tipo do elemento condutor – Deve-se determinar que tipo de elemento condutor, se tubo de concreto, canaleta, calha ou canal natural, com as respectivas dimensões cadastradas bem como a rugosidade do elemento que constitui este conduto. No caso de galeria outro dado informado é a altura da lâmina d'água interna neste elemento, uma vez que o escoamento se processa pela ação da gravidade atmosférica caracterizado como escoamento permanente uniforme em condutos livres de seções circulares, logo não tendo toda sua seção solicitada mesmo sendo utilizado eventos de tormentas procurou-se estimar o valor da altura de lâmina d'água em função do diâmetro do elemento, otimizando a relação y/D com vista a obter a máxima vazão a partir da derivação da equação (3.4) (Baptista et al, 2003).

$$Q=\frac{1}{20,2n}\times D^{8/3}\times I^{1/2}\times\frac{(\theta-\text{sen}\theta)^{5/3}}{\theta^{2/3}} \qquad (3.4)$$

$$\frac{dQ}{d\theta}=0 \Rightarrow \theta=308^{\circ} \Rightarrow h=0,95D$$

onde: Q – vazão (m³)

n – rugosidade de Manning;

D – diâmetro do tubo; (m)

I – declividade; (m/m)

θ - ângulo indicado no esquema abaixo. (radianos)

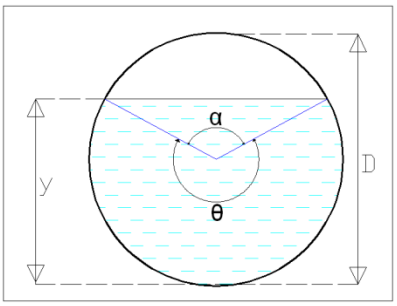


Figura explicativa da equação 3.4

No caso do canal em seu trecho natural o coeficiente de rugosidade serviu inclusive para calibrar o modelo no ajustamento dos volumes de inundação nas junções, haja vista também, a variedade do tipo de revestimento vegetal que compõem o leito do canal, como também a quantidade de resíduos sólidos jogados no mesmo pelos moradores da área.

Comprimento de elementos condutores – É dada pela distância entre as junções de montante e jusante do elemento condutor, sendo este dado obtido diretamente nos levantamentos cadastrais efetuados em campo, adequando a localização dos poços de visitas aos lançamentos das junções no SWMM, na figura 3.13 é apresentado um trecho do layout do modelo, nela as subáreas são identificadas pela sigla JSP próximas aos quadrados, as junções são representadas por círculos pretos e pela letra J e os condutos por linhas com um triângulo no ponto médio acompanhado pela letra C.

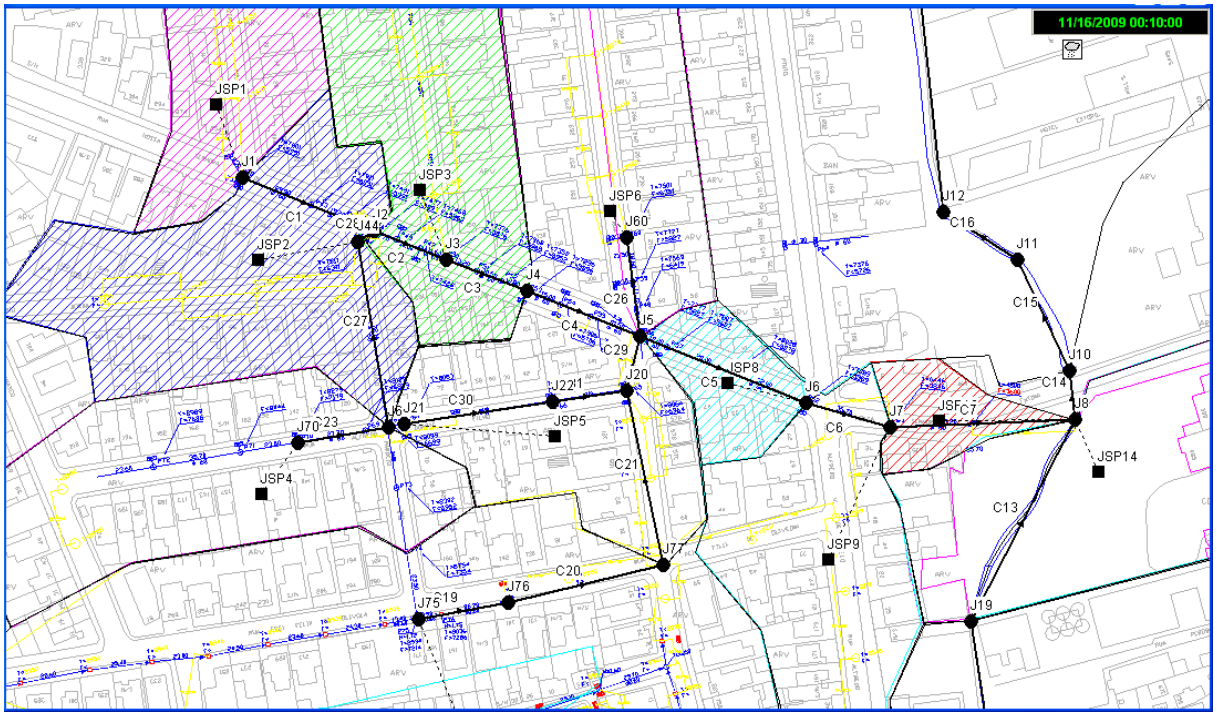


Figura 3.14 - Layout do Modelo SWMM

3.7.2 Variáveis

Procurou-se trabalhar com apenas duas variáveis, que foi a precipitação e a infiltração, pois como se decidiu trabalhar com eventos de chuvas intensas, variáveis como evaporação e temperatura não provocariam alterações nos impactos causados quase instantaneamente com a atuação da chuva.

. Precipitação – A cidade do Recife conta com diversas estações pluviométricas, o ITEP mantém 5 estações espalhadas na cidade, sob a responsabilidade do LAMEPE, porém os dados são disponibilizados mensalmente pela internet. Já o INMET -órgão vinculado ao Ministério da Agricultura – mantém uma estação meteorológica (A301), a aproximadamente 4 km da bacia de estudo, com dados disponibilizados pela internet tanto da sua estação convencional, com leituras da chuva acumulada em 24 horas, como também da sua estação automática com dados horários, pela qual optou-se devido a estas facilidades, ou seja: discretização dos dados e proximidade da área de estudo.

Na tabela 3.2 apresentada no inicio desta seção verifica-se os dados observados na estação nos dias em que houve ocorrência de chuvas intensas os quais procuramos proceder a um monitoramento observando as cotas de nível d'água de inundação no ponto de controle. O modelo SWMM oferece 3 opções de formatação desta variável, podendo ser pela intensidade, onde cada valor de precipitação é uma taxa média, em (pol/h) ou (mm/hora) durante o intervalo de gravação; Pelo volume de precipitação intervalo de gravação (em polegadas ou milímetros); Pelo valor acumulado, ou seja, representa a precipitação acumulada que tem ocorrido desde o início da última série de valores de zero

(em polegadas ou milímetros). Dentre estes foi optado pelo lançamento do volume precipitado no intervalo de gravação, coincidente com a apresentação dos dados da estação automática do INMET.

. Infiltração – Para a cidade do Recife foram feitos ensaios de infiltração pela Encibra em 1978, época de elaboração do plano diretor de drenagem por esta empresa de consultoria. Foi procedido este tipo de ensaio em 3 pontos da cidade localizados na zona oeste, sendo um numa área de mata densa localizada em terras da família Brenand no bairro da Várzea, outro no bairro do Curado e o terceiro no terreno do jóquei club no Prado. Para realização destes ensaios foi utilizado um infiltrômetro que consiste em dois anéis concêntricos, sendo o diâmetro interno de 400 mm e o externo de 600 mm. Os anéis são de aço e a altura de 10 cm. De acordo com Villela e Mattos (1975), a razão da existência do cilindro externo é promover a quantidade de água necessária ao espalhamento lateral devido à capilaridade, deixando a infiltração propriamente dita para ser medida apenas em relação à área limitada pelo cilindro interno. Os anéis concêntricos são inseridos no solo apenas o mínimo necessário para prevenir a fuga da água dos anéis, se adiciona a água mantendo-se uma altura constante nos dois compartimentos de cerca de 5 mm e 10 mm de espessura da lâmina. As leituras dos volumes adicionados em intervalos de tempo sucessivos nos fornecem as taxas de infiltrações.

Nas tabelas 3.4, 3.5 e 3.6 são mostrados os dados obtidos nestes ensaios, com base nas características visuais de relevo e cobertura vegetal foi optado pela utilização do ensaio realizado no Curado por também se localizar numa região próxima da sub-bacia de estudo, entorno de 2 km de distância, sendo então mais representativa para a área. Na figura 3.14 é apresentado o comportamento da taxa de infiltração com o tempo para o ensaio realizado no Curado, a curva foi ajustada com índice de correlação (R^2) de 0,979.

A partir do ensaio adotado foi então possível obter diretamente os parâmetros para o modelo de Horton, dado pela equação (3.5).

$$I_t = I_b + (I_0 - I_b) \times e^{-kt} \qquad (3.5)$$

Onde: I_t – taxa de infiltração no tempo (mm/h)

I_b – taxa de infiltração final (mm/h)

I_0 – taxa de infiltração inicial (mm/h)

t – tempo (h)

k – coeficiente de decaimento (S^{-1})

dada por: $$k = \frac{(I_0 - I_b)}{F_c} \qquad (3.6)$$

onde: Fc é dado como a área sob a curva da taxa de infiltração, que pode ser obtida a partir da integração da equação da curva ajustada (a partir da utilização do Microsoft Excel), no caso do ensaio no Curado a função é a descrita abaixo (3.7),

$$y=64,17.x^{-0,51} \qquad (3.7)$$

Logo teremos para Fc:

$$F_c= \int 66,17 .x^{-0,51}\, dx=135,041 \, . \, x^{0,49} \qquad (3.8)$$

Para o intervalo dado na tabela 7 (1 a 66 min.), tem-se:

F_c = 123,3349, obtendo-se assim para o coeficiente de decaimento de Horton, equação (3.5), o valor de 2,83, ficando para a sub bacia de estudo a adoção da equação de Horton conforme a apresentada em (3.9);

$$I_t=58,91+349,09 \, . \, e^{-2.83t} \qquad (3.9)$$

Outro modelo de grande emprego na hidrologia é o desenvolvido por Green & Ampt (1911) baseado na Lei de Darcy (Mello, 2004), que é função de um numero maior de variáveis, além do tempo, tais como: as umidades na saturação (Θ_s e Θ_i) e o potencial matricial (ψ_f), conforme equação 3.10, os quais não são obtidos diretamente nos ensaios disponíveis neste estudo.

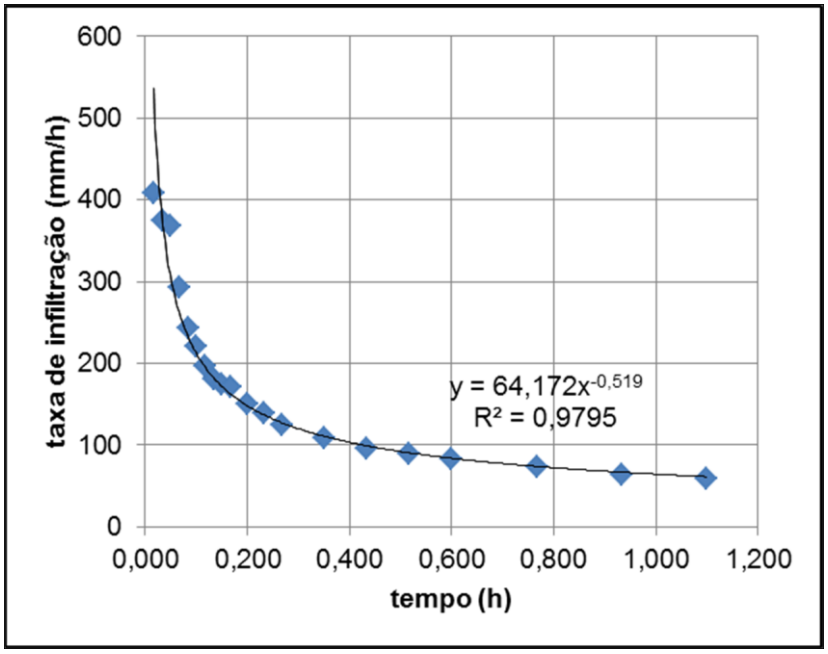
$$K_s.t=I(t)-\psi_f.(\theta_s-\theta_i)I_n\left[1+\frac{I(t)}{\psi_f.(\theta_s-\theta_i)}\right] \qquad (3.10)$$

A opção pelo modelo de Horton, se deve à sua simplicidade de aplicação como também é o recomendado no antigo plano diretor de drenagem da Prefeitura do Recife para determinação dos parâmetros de projeto, e também vem atender ao modelo SWMM, pois em sua estrutura é apresentada 3 opções para alimentação desta variável (Horton, Curva Número do SCS e o de Green Ampt), cujos parâmetros devem ser informados nos dados de entrada das subáreas.

Tabela 3.4 - Ensaio de infiltração no Curado

LOCAL		Curado, as margens das rodovias BR 101 e BR 232						
CARACT.		Solo arenoso, vegetação rasteira, em vale						
data:	19 junho, 1978							
HORA	PERIODO	LEITURA	ALTURA INFILTRADA	OBS.	TEMPO ACUMUL.		QUANT. INFILT. ACUM.	TAXA
MEDIÇÃO	(min)	(mm)	(mm)		(min)	(h)	(mm)	(mm/h)
10:05	-	0	-		-		-	
10:06	1	6,8	6,8		1	0,017	6,8	408,000
10:07	1	12,5	5,7		2	0,033	12,5	375,000
10:08	1	18,4	5,9		3	0,050	18,4	368,000
10:09	1	19,5	1,1		4	0,067	19,5	292,500
10:10	1	20,2	0,7		5	0,083	20,2	242,400
10:11	1	22,1	1,9		6	0,100	22,1	221,000
10:12	1	23	0,9	zerada a esc. Reserv.	7	0,117	23	197,143
10:13	1	1,1	1,1		8	0,133	24,1	180,750
10:14	1	3,1	2		9	0,150	26,1	174,000
10:15	1	5,6	2,5		10	0,167	28,6	171,600
10:17	2	7,1	1,5		12	0,200	30,1	150,500
10:19	2	9,3	2,2		14	0,233	32,3	138,429
10:21	2	10,1	0,8		16	0,267	33,1	124,125
10:26	5	15,2	5,1		21	0,350	38,2	109,143
10:31	5	18,3	3,1		26	0,433	41,3	95,308
10:36	5	22,9	4,6	zerada a esc. Reserv.	31	0,517	45,9	88,839
10:41	5	28,3	3,4		36	0,600	49,3	82,167
10:51	10	8,8	6,3		46	0,767	55,6	72,522
11:01	10	13	4,2		56	0,933	59,8	64,071
11:11	10	18	5		66	1,100	64,8	58,909

Fonte: Encibra, 1978



Fonte: Encibra, 1978

Figura 3.15 - Curva ajustada da taxa de infiltração do Curado

Tabela 3.5 - Ensaio de infiltração no Prado

LOCAL	Área interna do Joquei Club							
CARACT.	Solo areno argiloso, orgânico, vegetação rasteira, plano							
data:	20 junho, 1978							
HORA	PERIODO	LEITURA	ALTURA INFILTRADA	OBS.	TEMPO ACUMUL.		QUANT. INFILT. ACUM.	TAXA
MEDIÇÃO	(min)	(mm)	(mm)		(min)	(h)	(mm)	(mm/min)
9:35	-	0	-		-		-	
9:35	0,5	2,5	2,5		0,5	0,0083	2,5	300,000
9:36	0,5	5	2,5		1	0,0167	5	300,000
10:36	0,5	7,8	2,8		1,5	0,0250	7,8	312,000
9:37	0,5	9	1,2		2	0,0333	9	270,000
10:37	0,5	9,5	0,5		2,5	0,0417	9,5	228,000
9:38	0,5	9,5	0		3	0,0500	9,5	190,000
9:39	1	12,5	3		4	0,0667	12,5	187,500
9:40	1	13	0,5		5	0,0833	13	156,000
9:41	1	13,5	0,5		6	0,1000	13,5	135,000
9:42	1	14	0,5		7	0,1167	14	120,000
9:43	1	14,8	0,8		8	0,1333	14,8	111,000
9:44	1	15	0,2		9	0,1500	15	100,000
9:45	1	15,4	0,4		10	0,1667	15,4	92,400
9:47	2	15,8	0,4		12	0,2000	15,8	79,000
9:49	2	16	0,2		14	0,2333	16	68,571
9:51	2	16,2	0,2		16	0,2667	16,2	60,750
9:53	2	16,2	0,2		18	0,3000	16,4	54,667
9:55	2	16,4	0,2		20	0,3333	16,6	49,800
10:00	5	16,6	0,2		25	0,4167	16,8	40,320
10:05	5	16,6	0		30	0,5000	16,8	33,600
10:10	5	16,8	0,2		35	0,5833	17	29,143
10:15	5	16,8	0		40	0,6667	17	25,500
10:20	5	16,8	0		45	0,7500	17	22,667
10:30	10	17	0,2		55	0,9167	17,2	18,764
10:40	10	17,1	0,1		65	1,0833	17,3	15,969

Fonte: Encibra, 1978

Tabela 3.6 - Ensaio de infiltração na Varzea

LOCAL	Área da sub-estação de energia de Brennand							
CARACT.	Solo arenoso, vegetação em médio porte, em vale							
data:	19 junho, 1978							
HORA	PERIODO	LEITURA	ALTURA INFILTRADA	OBS.	TEMPO ACUMUL.		QUANT. INFILT. ACUM.	TAXA
MEDIÇÃO	(min)	(mm)	(mm)		(min)	(h)	(mm)	(mm/min)
10:17	-	0	-		-		-	
10:17	0,5	1	1		0,5	0,008	1	120,000
10:18	0,5	2,1	1,1		1	0,017	2,1	126,000
10:18	0,5	3,7	1,6		1,5	0,025	3,7	148,000
10:19	0,5	4,9	1,2		2	0,033	4,9	147,000
10:19	0,5	6,4	1,5		2,5	0,042	6,4	153,600
10:20	0,5	7,7	1,3		3	0,050	7,7	154,000
10:21	1	10,1	2,4		4	0,067	10,1	151,500
10:22	1	10,1	0		5	0,083	10,1	121,200
10:23	1	14,6	4,5		6	0,100	14,6	146,000
10:25	2	19,3	4,7		8	0,133	19,3	144,750
10:27	2	22,1	2,8	zerada a esc. Reserv.	10	0,167	22,1	132,600
10:32	5	5	5		15	0,250	27,1	108,400
10:37	5	9,7	4,7		20	0,333	31,8	95,400
10:42	5	11,3	1,6		25	0,417	33,4	80,160
10:47	5	12,9	1,6		30	0,500	35	70,000
10:57	10	14	1,1		40	0,667	36,1	54,150
11:07	10	15,1	1,1		50	0,833	37,2	44,640
11:17	10	16	0,9		60	1,000	38,1	38,100

Fonte: Encibra, 1978

. Vazão do canal – A cidade do Recife apesar de contar com vários mananciais que atravessam o município de oeste a leste (4 rios), em nenhum deles existe estações fluviométricas, conseqüentemente, não se dispõe de dados relativos à velocidade e vazão destes rios nos limites da cidade. Com relação aos canais a situação é muito mais complicada para se instalar tais equipamentos, haja vista que, a maioria deles apresenta baixos escoamentos além de apresentarem assoreamentos que dificultariam processos de medições principalmente pela quantidade de resíduos sólidos existentes em seus leitos. O canal da Sanbra não é diferente sendo inclusive um exemplo de baixíssimo escoamento o que será destacado mais adiante quando serão feitas observações sobre a macro drenagem. Logo uma possível correlação entre vazões observadas e simuladas fica prejudicada, pelos obstáculos acima citados.

Na tabela 3.7 é apresentado um resumo dos parâmetros, obtidos pelos processos descritos anteriormente, para cada subárea, destacando o coeficiente de rugosidade de Manning a ser utilizado em cada trecho e o tempo de concentração obtido por Kirpich, haja vista que, com relação ao tempo de concentração, é a formula indicada em várias literaturas para estimativa deste parâmetro, e em estudo elaborado por Silveira (2005) verifica-se que esta fórmula, apesar de ter sido concebida para bacias rurais, seu desempenho é muito bom quando empregada em bacias urbanas.

Tabela 3.7 - Parâmetros das subáreas para o SWMM

PARÂMETROS

Ident. Subárea	Área (m²)	Área ha	Perimetro (m)	Kc	Le (m)	ALTITUDES Talvegue (m)	ALTITUDES C.Mont. (m)	ALTITUDES C.Jusan. (m)	DECLIV.Superf.MED I_S(m/m)	DECLIV.Superf.MED I_S (%)	ÁreaPerm (m²)	$S_{Per.}$ (%)	$S_{Imp.}$ (%)	Área Imperm. sem depres. S_{imp} S/Dep. (%)	Elemento drenante	coef. Manning	Tc_1 (h)
JSP1	6.973,45	0,697	373,16	1,26	52,07	109,50	8,224	7,601	0,00569	0,569	371,15	5,32%	94,68%	25,81%	GALERIA DE 0,60	0,012	0,088
JSP2	11.617,55	1,162	551,47	1,44	52,27	124,00	7,556	7,497	0,00048	0,048	889,40	7,66%	92,34%	26,68%		0,012	0,253
JSP3	11.961,03	1,196	521,63	1,35	59,80	153,13	9,498	7,376	0,01386	1,386	609,71	5,10%	94,90%	22,57%		0,012	0,081
JSP4	11.870,05	1,187	508,05	1,32	62,17	132,21	8,992	8,099	0,00675	0,675	1.883,39	15,87%	84,13%	26,12%		0,012	0,096
JSP5	8.218,06	0,822	391,14	1,22	61,56	121,58	8,099	7,777	0,00265	0,265	613,77	7,47%	92,53%	29,20%		0,012	0,129
JSP6	9.785,26	0,979	410,58	1,17	75,78	145,03	8,870	7,777	0,00754	0,754	413,41	4,22%	95,78%	21,46%		0,012	0,098
JSP7	49.449,20	4,945	1028,31	1,30	129,00	379,91	8,961	8,920	0,00011	0,011	3.147,07	6,36%	93,64%	11,07%		0,012	1,060
JSP8	2.493,14	0,249	203,24	1,15	41,70	71,70	7,777	6,919	0,01197	1,197	184,08	7,38%	92,62%	16,04%		0,012	0,048
JSP9	9.577,09	0,958	463,62	1,34	54,19	172,49	8,98	6,446	0,01469	1,469	184,08	1,92%	98,08%	16,04%		0,012	0,087
JSP10	1.912,42	0,191	218,29	1,41	22,08	73,26	6,446	4,000	0,03339	3,339	184,08	9,63%	90,37%	21,86%		0,012	0,033
JSP11	151.916,51	15,192	1888,21	1,37	207,22	247,66	8,000	3,600	0,01777	1,777	20.017,25	13%	86,82%	36,57%	canaleta alv.revest.	0,02	0,107
JSP12	46.558,20	4,656	863,90	1,1291	208,12	273,74	8,000	4,000	0,01461	1,461	3.477,22	7,47%	92,53%	25,55%		0,02	0,124
JSP13	49.099,48	4,910	1209,37	1,5391	97,34	166,75	10,000	3,600	0,03838	3,838	3.667,02	7,47%	92,53%	25,55%		0,02	0,059
JSP14	15.178,90	1,518	585,56	1,3403	67,81	99,27	10,000	4,000	0,06044	6,044	8.049,06	53,03%	46,97%	29,99%	solo natural	0,1	0,033

obs.: Tc_1 = tempo de concentraçaõ de Kirpch $T_c = 0{,}0663 \times L^{0{,}77} \times S^{-0{,}385}$

kc = coeficiente de compacidade — Sper = taxa de área permeável — Is = declividade superf. do terreno

Le = largura equivalente da bacia — Simp = taxa de área impermeável

Tabela 3.8 - Características dos sistemas de macro-drenagem

SETOR	EXTENSÃO (m)	NATUREZA DO REVESTIMENTO	RUGOSIDADE	ALTITUDES (m)		DECLIVIDADE		SEÇÃO (m)		ÁREA MOLH. (m²)	PER.MOLH. (m)	R_H (m)
				COTA MONT	COTA JUSAN	(m/m)	(%)	B (base)	H (altura)			
1	33,84	canaleta aberta de alvenaria revestida	0,02	3,562	3,140	0,01247	1,247045	1,30	1,00	1,300	3,300	0,394
2	27,92	canaleta aberta de concreto	0,02	3,140	3,065	0,002686	0,268625	2,00	1,00	2,000	4,000	0,500
	28,93	canaleta aberta de concreto	0,02	3,000	2,970	0,001037	0,103699	2,00	1,00	2,000	4,000	0,500
3	22,00	galeria dupla de concreto ϕ 0,80 m	0,012	3,065	3,000	0,002955	0,295455	ϕ =	0,80	1,005	5,027	0,200
4	166,75	canaleta aberta de alvenaria revestida	0,02	2,970	2,850	0,00072	0,071964	1,30	1,00	1,300	3,300	0,394
5	99,26	leito natural	0,1	2,850	2,780	0,000705	0,070522	irregular		7,200	14,260	0,505
6	269,80	leito natural	0,1	2,780	2,740	0,000148	0,014826	irregular		1,198	4,488	0,267
7	85,17	leito natural	0,1	2,740	2,720	0,000235	0,023482	irregular		1,193	4,441	0,269

3.8 Macro Drenagem

O sistema de macro drenagem da sub-bacia, denominado de canal da Sanbra, apresenta diversas formas de seções ao longo do seu percurso até sua foz no rio Jiquiá, principalmente causada pela ocupação desordenada ao longo de suas margens. Até o ponto de jusante da área de estudo, em um poço de visita na Av. Recife, seu leito apresenta diversas formas de seções e de elementos constituintes variados. Na tabela 3.8 foram apresentadas em detalhes as características das seções do canal no que tange principalmente a dimensões e tipo do revestimento, e a figura 3.16 mostra a localização de cada setor detalhado desta tabela.

Com relação ao escoamento foi constatado visualmente que o canal apresenta baixa velocidade. Na figura 3.13 apresentada anteriormente, verifica-se que o manancial apresenta características de água parada mesmo em épocas de chuvas. O sistema como um todo funciona como uma bacia de detenção e algumas causas podem ser enumeradas, dando destaque para baixa declividade e o trajeto irregular, com mudanças de tipo e dimensão das seções, verificada inclusive no trecho entre o ponto de controle e a jusante da sub-bacia de estudo (poço de visita da Av. Recife), fato mais agravado após a Av. Recife até a foz do canal no rio Jiquiá perfazendo aproximadamente 290 m, quando passa a ser composto por elementos diversos (canaletas de concreto e galerias de concreto) com seções reduzidas num caminhamento tortuoso com desnível de apenas 0,1%. Com relação a este trecho não será apresentado detalhes por estar fora da área da sub-bacia de estudo, contudo é apresentado nos ANEXOS, mapa com o traçado total do canal e com alguns detalhes dos elementos que compõem sua calha no trecho de jusante da área de estudo.

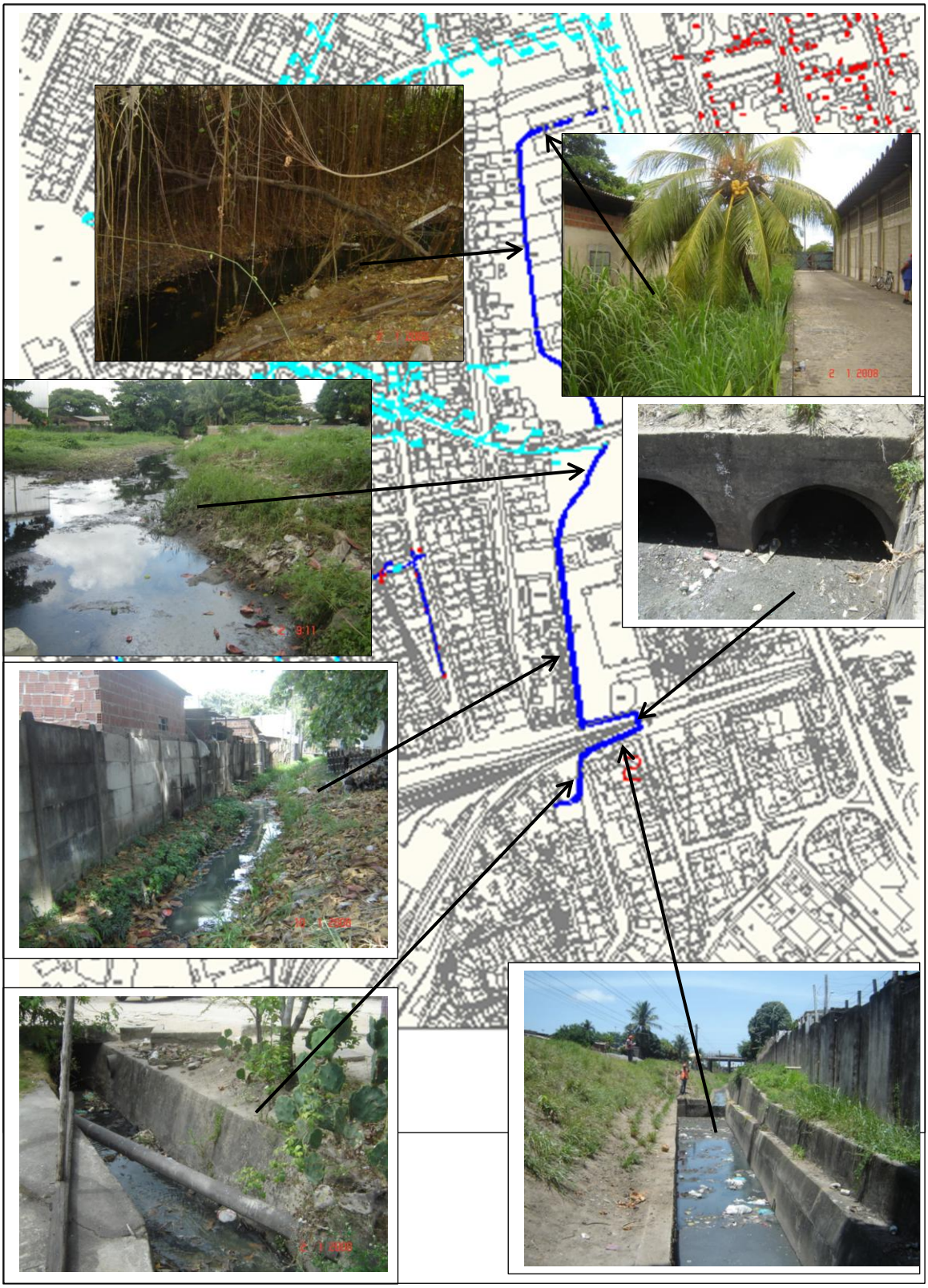


Figura 3.16 - Canal da Sanbra com setores de seções variadas

3.9 Aplicação do modelo SWMM

O modelo SWMM já foi detalhado em etapas anteriores, ressaltando-se mais uma vez que se trata de um software de código aberto que ao longo dos anos tem sofrido modificações que objetivaram seu aperfeiçoamento. A cópia utilizada tem o sistema Windows como ambiente operacional e dentro deste mesmo ambiente foi utilizado o AutoCAD como ferramenta de apoio bem como o microsoft excel, fatos estes também já detalhados cujo objetivo foi a obtenção de parâmetros e varáveis a serem utilizados na simulação da sub-bacia a partir do modelo. O modelo requer primeiramente o lançamento de objetos tais como subáreas, junções ou pontos de ligação, links ou condutos entre as junções, outfall ou ponto de jusante, e “raingage” que se refere à precipitação de entrada.

3.9.1-Discretização

Para simulação do escoamento superficial o modelo requer discretização da sub-bacia em setores ou subáreas para melhor desempenho deste módulo (runoff) na simulação do sistema como também a discretização influencia a estabilidade numérica da simulação, pois em diversos estudos realizados tem-se mostrado que o número de discretizações requer um melhor nível de detalhamento de parâmetros.

Paiva et al (2004) para avaliar a discretização de uma bacia utilizando o SWMM, mostrou que a simulação de uma bacia com uma área concentrada apresentou o coeficiente de correlação para ajuste do hidrograma simulado o valor de 0,42, enquanto que para uma discretização de 7 e 11 áreas, esta correlação fica entorno de 0,92, apresentando melhor resultado para discretização em 7 áreas, contudo os Autores não aconselham uma discretização maior sem aumentar o detalhamento dos parâmetros.

Bastos em 2007 também objetivando avaliar o modelo SWMM com relação ao volume escoado, estudou 2 bacias no Rio Grande do Sul utilizando discretização diferente para cada uma, sendo que em uma bacia por apresentar uma parte rural e outra mais urbanizada, foram feitas 2 discretizações (6 e 8 subáreas) e a outra bacia foi discretizada em 11 subáreas. Os resultados das correlações de dados observados com os simulados apresentaram valor maior que 0,93.

Tajero et al (2006) num trabalho para avaliar o nível de poluição de um sistema de captação combinado de esgoto, numa bacia da cidade de Santander na Espanha, em época de fortes chuvas, utilizou o modelo SWMM com uma discretização de 246 subáreas, cujos resultados para 3 tipos de cargas poluentes (sólidos suspensos, demanda química de oxigênio e nitrogênio total) medidos e simulados na jusante do sistema obteve correlação de 93%, 95% e 78%. A discretização exigiu caracterização detalhada de cada subárea com o auxilio de levantamentos topográficos.

Porém este trabalho não objetiva avaliar o modelo SWMM, e sim, como já colocado no início, avaliar técnicas compensatórias para atenuar inundações causadas por chuvas intensas, partindo dos pressupostos que, o modelo é mais uma ferramenta de trabalho para se chegar a resultados que proporcione tomadas de decisões, e o modelo pelos trabalhos citados, tem mostrado eficácia nas simulações de sistemas urbanos de drenagem. Diante desta visão procurou-se aplicar uma discretização para a sub-bacia em 14 subáreas, baseadas em características locais já colocadas anteriormente, no que se refere à topografia e sistemas de drenagens pluviais. E particularmente para a aplicação de detenção em lotes, procedeu-se a uma divisão da sub-bacia em 282 subáreas, sendo que a parte mais discretizada foi a área elevada da sub bacia (277 lotes ou subáreas), onde se propõe a utilização desta técnica compensatória, utilizando o objeto "storage unit" (reservatórios) em cada uma destas subáreas referente ao volume de detenção de 1 lote.

Outro procedimento para representar detenção em lote, é apresentado por Silva (2007), que baseia-se na diluição do volume a reservar por lote na subárea, a partir do parâmetro "*DStore-Imperv"* (depressão na área impermeável). Utilizando a discretização em 14 subáreas (sendo apenas 10 com condições de receberem a detenção em lote), é procedido o somatório dos volumes de cada lote da referida subárea, para ser diluído no citado parâmetro. A definição por aplicar este procedimento como também o apresentado no parágrafo anterior, na área mais elevada da bacia de estudo, deve-se a análise das imagens ortofotos 2007 em conjuntos com vistorias, que possibilitaram definir os lotes com condições de receberem esta técnica compensatória.

3.9.2 – Sistemas de drenagem

Os sistemas de drenagem existentes (micro e macro) são o meio que o modelo utiliza em seu módulo (extran) de escoamento em condutos, e são representados por junções, condutos, reservatórios e outros objetos proposto pelo modelo para transportar o escoamento das subáreas até a jusante, e o parâmetro mais importante deste módulo refere-se à rugosidade por apresentar-se variável na realidade principalmente nos trechos naturais do canal. Os outros parâmetros, tais como declividade, extensão e altura, são objetos de levantamentos em campo e assim não sujeitos a variação acentuada excetuado o trecho natural do canal que depende de fatores como sedimentos acumulado ao longo do tempo e principalmente da correta operação e posicionamento de equipamentos para obtenção de cotas de fundo.

Com relação à estabilidade do modelo no seu módulo extran ou escoamento nos condutos, Bastos (2007) em seu estudo apresenta duas observações, a primeira relacionada ao passo de tempo requerido na simulação, onde a partir de análise das desigualdades das equações (3.11) e (3.12) verificou que os condutos curtos determinam o passo de tempo admissível (Δt), chegando a conclusão que, se a estabilidade numérica não for atingida é necessário agregar condutos de comprimentos pequenos.

Na simulação procurou-se adotar o passo de tempo de 10 segundos sugerido por Bertoni (1998) apud Bastos (2007), em seu estudo utilizando o SWMM para uma bacia de uma cidade da região central da Argentina.

A segunda observação tem relação com comprimentos de condutos, Bertoni no mesmo trabalho citado por Bastos (2007), não aconselha a utilização de comprimentos deste objeto com medidas inferior a 20 m devido à instabilidade numérica do modelo. Na simulação apenas em um trecho, foi procedida alteração da localização da junção 8 (junção de montante na ponte sobre o canal), por apresentar comprimento curto do canal (largura da ponte = 14,94m), estabelecendo comprimento mínimo de 20 m, e trechos pequenos de galerias foram agregados visando estabelecer comprimentos maiores do que o sugerido.

$$\Delta t \leq \frac{L}{(gh\prime)^{1/2}} \qquad (3.11)$$

onde: Δt – passo de tempo; (s)

g – aceleração da gravidade; (m/s^2)

h' – profundidade máxima do conduto; (m)

$$\Delta t \leq \frac{C\prime . A_S . H_{MAX}}{Q} \qquad (3.12)$$

onde: Δt – passo de tempo; (s)

C' – constante adimensional = 0,1;

A_s – área da superfície sobre a junção; (m^2)

H_{MAX} - altura máxima de água no tempo; (m)

Q – vazão de entrada na junção; (m^3/s)

3.9.3 - Calibração

A utilização de 3 eventos de chuva intensa, já apresentado na tabela 3.2, teve o objetivo de avaliar o comportamento do sistema no que se refere a inundação da "junção 8" localizada no ponto de controle, procurando-se ajustar na tentativa a área inundada na junção ao volume de inundação da referida junção apresentado no relatório da simulação. Para este ajuste foi utilizado as alturas observadas de lâmina d'água nos respectivos eventos e a determinação inicial da área de inundação utilizando o AutoCAD 2007 como ferramenta de apoio, onde procurou-se traçar os limites da área de inundação pelas curvas

de níveis cadastradas coincidentes com a cota de inundação, obtendo-se assim um volume observado de inundação. A partir deste dado procurou-se calibrar o parâmetro referente ao coeficiente de rugosidade do trecho natural do natural, com o objetivo de ajustar o volume de inundação simulada, ver em destaque na figura 3.17, ao estimado pelo processo acima.

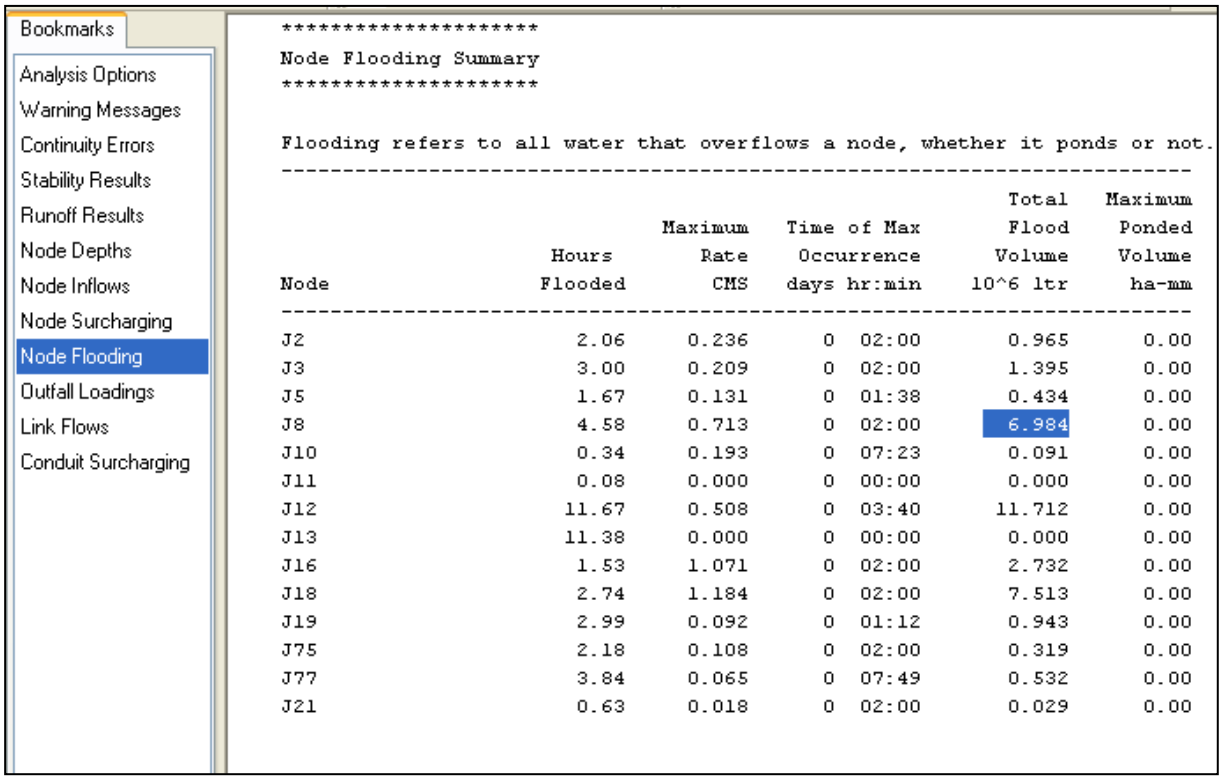
Como já colocado anteriormente, a área de estudo não dispõe de estações pluviométricas e muito menos fluviométricas, para se processar um estudo de sensibilidade, calibração e validação de parâmetros. Diante destas problemáticas optou-se em se aproximar ao máximo os valores dos parâmetros com a realidade local, através dos levantamentos e vistorias procedidas no local, decidindo apenas pela avaliação acima procedida, uma vez que só as alturas de inundação foram coletadas através de medições a trena da lâmina d'água de inundação e apenas no ponto de controle.

Com os dados da tabela 3.6, apresentada anteriormente, lançados no sistema e esta calibração simplificada, procedeu-se a nova versão da simulação para os 3 eventos chuvosos, primeiramente sem aplicação de técnicas compensatórias e depois com a aplicação das técnicas, tais como:

Reservatório em lote – com a sub-bacia discretizada em 14 e 282 subáreas;

Reservatório em nível de subárea – com a sub-bacia discretizada em 14 subáreas;

Reservatório em nível de sub-bacia – com a sub-bacia discretizada em 14 subáreas;



****
Node Flooding Summary
****

Flooding refers to all water that overflows a node, whether it ponds or not.

Node	Hours Flooded	Maximum Rate CMS	Time of Max Occurrence days hr:min	Total Flood Volume 10^6 ltr	Maximum Ponded Volume ha-mm
J2	2.06	0.236	0 02:00	0.965	0.00
J3	3.00	0.209	0 02:00	1.395	0.00
J5	1.67	0.131	0 01:38	0.434	0.00
J8	4.58	0.713	0 02:00	6.984	0.00
J10	0.34	0.193	0 07:23	0.091	0.00
J11	0.08	0.000	0 00:00	0.000	0.00
J12	11.67	0.508	0 03:40	11.712	0.00
J13	11.38	0.000	0 00:00	0.000	0.00
J16	1.53	1.071	0 02:00	2.732	0.00
J18	2.74	1.184	0 02:00	7.513	0.00
J19	2.99	0.092	0 01:12	0.943	0.00
J75	2.18	0.108	0 02:00	0.319	0.00
J77	3.84	0.065	0 07:49	0.532	0.00
J21	0.63	0.018	0 02:00	0.029	0.00

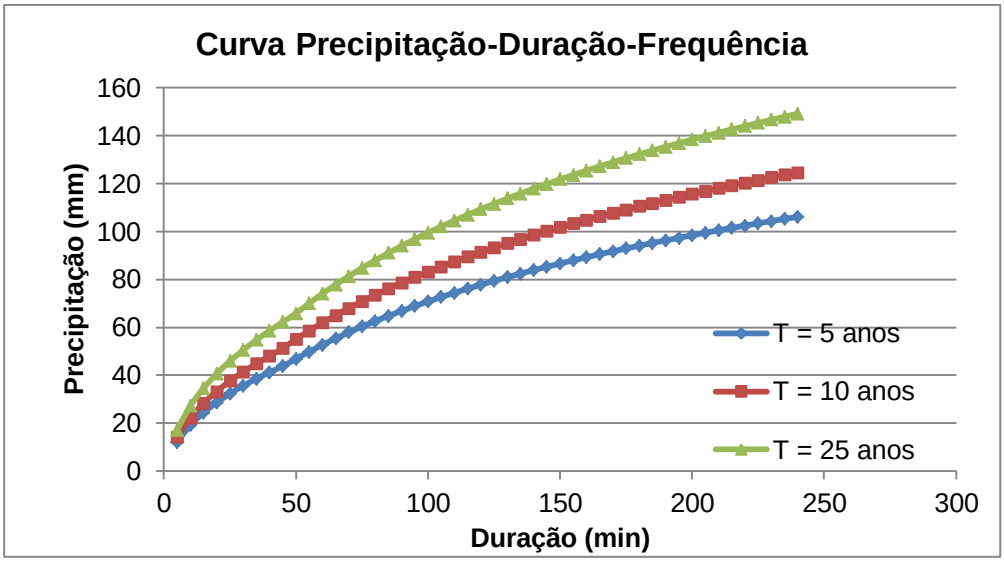
Fonte: Relatório de simulação do SWMM
Figura 3.17 - Volume de inundação da junção 8

3.10 Volume de detenção das estruturas de controle

Nesta seção procurou-se detalhar 4 métodos para obtenção de volumes de detenção, que podem ser aplicados tanto em nível de lotes quanto em nível de sub-bacias. E no capitulo de resultados e discussões serão feitas avaliações dos resultados obtidos com os condicionantes físicos da área de estudo com cotas das galerias de jusante, local de implantação de reservatório, dentre outros.

3.10.1 Método das Chuvas

Segundo os autores o método baseia-se num conjunto de numero N de intensidades máximas anuais para diferentes durações que são transformadas em alturas, fruto do produto de cada intensidade pela respectiva duração, obtendo assim um gráfico PDF (precipitação-duração-frequência) conforme o apresentado na figura 3.18, que diferentemente da curva IDF que é função da intensidade da chuva, a curva PDF é função da altura da chuva.



Fonte: Dados da ENCIBRA – (1978)
Figura 3.18 - Gráficos PDF para chuvas máximas no Recife

A idéia é comparar a altura da precipitação máxima com o produto da vazão especifica "q_s" pela duração, cuja diferença nos dará a altura máxima a armazenar (DHmax(qs,T)). Os autores definem q_s (equação 3.13) como a relação entre a vazão de saída (Q_s) da estrutura, suposta constante, com a área de drenagem efetiva (Aa).

$$qs = \frac{Qs}{Aa} \qquad (3.13)$$

onde: q_s - vazão especifica; (mm/min)

Q_s - vazão de saída; (m^3/s)

A_a - Área de drenagem efetiva; (m^2)

- $Aa = A * C$, onde C é o coeficiente de escoamento; (3.14)

$$DH_{max} = Max[P(D,T) - qs.D] \qquad (3.15)$$

onde: H_{max} – altura máxima a armazenar; (m)

P(D,T) – precipitação máxima; (mm)

q_s – vazão especifica; (mm/min)

D – duração; (min ou h)

Logo o volume máximo de armazenamento será dado por:

$$V_{max} = DH_{max} \times A_a \quad (3.16)$$

onde: V_{max} – volume máximo; (m^3)

Os tempos de funcionamento D_f e de esvaziamento D_v serão dados pelas seguintes equações:

$$D_f = \frac{P(D_P,T)}{q_s} \quad (3.17)$$

$$D_V = \frac{V_{max}}{Q_s} \quad (3.18)$$

Complementando a explanação deste método, vale aqui colocar que para obtenção da vazão de saída é utilizado o método racional para pequenas bacias, conforme equação abaixo.

$$Q_s = 0{,}00278 \times C \times i \times A \quad (3.19)$$

onde: Q_s – vazão de saída em; (m^3/s)

C – coeficiente de escoamento; (adimensional)

i – chuva de projeto em; (mm/h)

A – área da bacia de drenagem; (ha)

3.10.2 Modelo Generalizado ou método simplificado

Este modelo como já foi dito, é indicado na fase de planejamento e baseia-se na definição das vazões de pico em instantes anterior a urbanização ($Q_{p,b}$) e posterior a urbanização ($Q_{p,a}$) a partir o da adoção de um hidrograma triangular com tempo de pico (t_p) equivalente ao tempo de concentração da bacia e tempo de base (t_b) igual a duas vezes o t_p. O volume de reservação será dado pelas equações 3.20 e 3.21 que representam a região defasada entre os dois hidrogramas triangulares, o anterior a urbanização e o posterior a urbanização, conforme ilustração na figura 3.19.

$\frac{V_s}{V_a} = \gamma + \alpha + \alpha.\gamma(\gamma+\alpha-4)$ para $\alpha<2-\gamma$ (3.20)

$\frac{V_s}{V_a} = \frac{\gamma - \alpha}{\gamma + \alpha}$ para $\alpha \geq 2-\gamma$ (3.21)

onde: Vs – volume de reservação para dar condições de pré-urbanização a bacia;

Va – volume escoado após implantação do projeto;

$\alpha = \frac{Q_{p,b}}{Q_{p,a}}$ e $\gamma = \frac{t_{p,b}}{t_{p,a}} = \frac{t_{c,b}}{t_{c,a}}$

onde: $Q_{p,b}$ – vazão de pico anterior a urbanização; (m^3/s)

$Q_{p,a}$ – vazão de pico posterior a urbanização; (m^3/s)

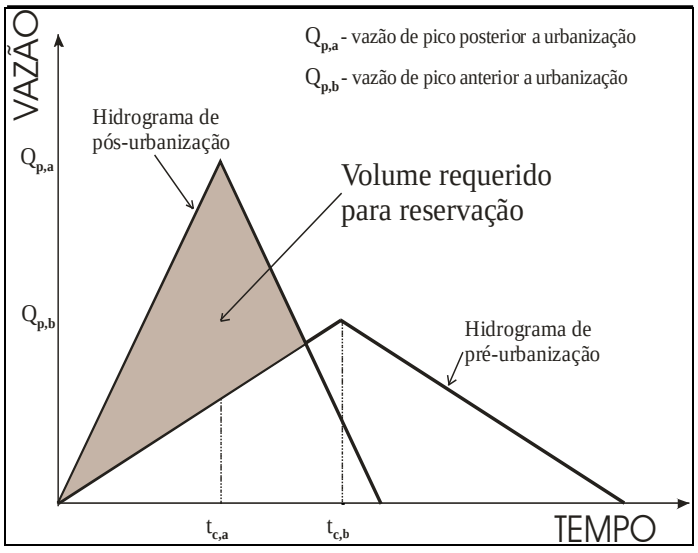
$t_{p,b}$ – tempo de pico anterior a urbanização; (min)

$t_{p,a}$ – tempo de pico posterior a urbanização; (min)

$t_{c,b}$ – tempo de concentração anterior a urbanização; (min)

$t_{c,a}$ - tempo de concentração posterior a urbanização. (min)

Ainda de acordo com Canholi (2005) podem ser usados os métodos do SCS ou o racional para obtenção das vazões de pico, a depender apenas das características da bacia hidrológica.



Fonte: Canholi, 2005

Figura 3.19 - Método Simplificado (McCuen, 1989)

3.10.3 Método da perda da Reservação Natural

Este método está baseado na reservação natural perdida com a urbanização, e o volume a reter é dado pela equação 3.22.

$$\frac{V_s}{V_a} = 1 - \frac{V_b}{V_a} \qquad (3.22)$$

onde: V_s – volume a reservar; (m^3)

V_b – volume de reservação natural; (m^3)

V_a – volume gerado com a urbanização. (m^3)

Os volumes de escoamentos V_b e V_a podem ser obtidos a partir de qualquer modelo chuva-vazão segundo Canholi (2005), e o volume para cada cenário é obtido a partir do produto da vazão pelo tempo de duração.

3.10.4 Método da duração crítica da chuva

Tucci (2000) ajustou um método para determinação de volumes de controle em função de uma duração crítica da chuva (t_{crit}) a partir da equação racional, gerando a equação (3.23), definido como sendo o método da duração crítica da chuva (Tassi, 2002).

$$\frac{V}{A_{DREN}} = \left(0{,}278 \cdot C \cdot \frac{a \cdot T^b}{(t+c)^d} - Q_a\right) \cdot 60 \cdot t_{crit} \qquad (3.23)$$

Sendo: V – volume (m^3/km^2)

A_{DREN} – área de drenagem; (km^2)

C – coeficiente de escoamento; (admensional)

Q_a – vazão de pré-desenvolvimento. ($m^3/s/km^2$)

a, b, c, d - parâmetros da equação da chuva de projeto;

para a cidade do Recife: a=335,47, b=0,218, c=4, d=0,539

T – tempo de retorno (anos)

t – tempo crítico (min)

A vazão de pre-urbanização (Qa), é função de características da bacia, como: área impermeável (AI), área da bacia (A), talvegue da bacia (L) como também os coeficientes de escoamento das áreas impermeáveis e permeáveis (equação 3.24). No caso do coeficiente da área permeável é utilizado o método do SCS para definição desta variável.

$$\frac{Q}{A} = f(AI, L) = \frac{k_1(1 + k_2.AI).(AI.A)^{0,272.d}}{[18,628.L^{0,882} + b.(AI.A)^{0,272}]^d} \qquad (3.24)$$

$$k_1 = 0,278 C_p a \quad ; \quad k_2 = \frac{(C_i - C_p)}{C_p}$$

Onde: Q/A = Qa -> vazão de pré-urbanização em $m^3/s/km^2$
AI – área impermeável, em Km^2
A – área da bacia tot., em km^2
L – comprimento do talvegue principal, em km
Ci – coef. Escoam. Área imperm, adimensional
Cp – coef. Escoam. Área perm, adimensional
d, a – parâmetros da equação da chuva local, adimensional

O tempo crítico (tcrit) é função principalmente dos parâmetros da equação da chuva local, e é obtido a partir da derivação da equação 3.23, o que gera a equação 3.25.

$$t_{cri} = \left(\frac{tc+s}{w}\right)^r - b \qquad (3.25)$$

$$w = \frac{Q_a}{0,278.a.C.(1-d)}$$

$$s = \frac{b}{1-d} \; ; \; r = \frac{1}{d+1}$$

onde: tcri – tempo de duração crítica da chuva, em min
tc – tempo de concentração da bacia, em h
a, b, d - parâmetros da equação da chuva local, adimensional
C – coefic. de escoam. Da bacia urb. adimensional

De acordo com o autor (Tucci), "*a equação (3.23) tende a superavaliar o volume na medida que não considera a ascensão e recessão dos hidrogramas*". Tassi (2002) complementa que este método tende a apresentar volumes maiores, por conduzir a durações maiores de chuvas.

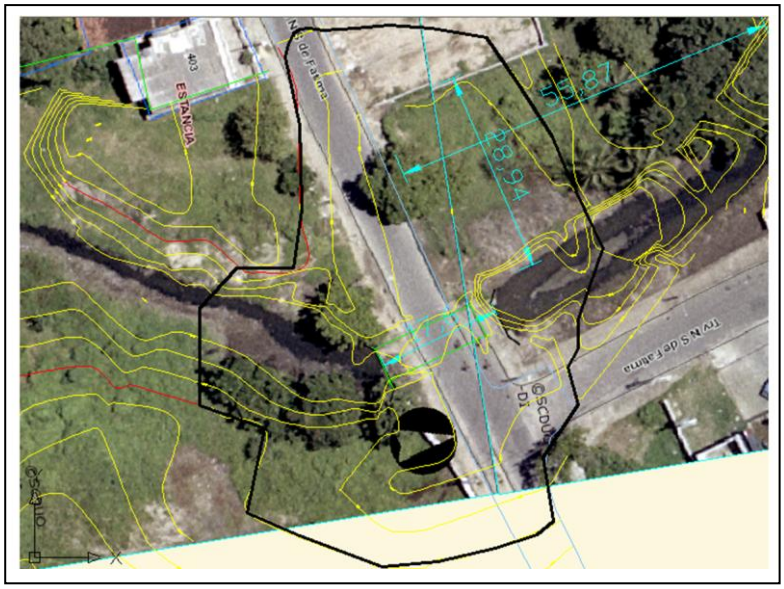
4 Resultados e Discussões

4.1 Calibração

A sub-bacia de estudo, bem como as bacias dos rios que cortam a cidade do Recife, não dispõem de estações de monitoramento hidrológico, no que se refere principalmente à vazões observadas. Sendo então prejudicada a comparação desta variável com a simulada, cujo objetivo seria a calibração de parâmetros para ajustamento do modelo SWMM. Procurou-se então proceder esta calibração com a avaliação dos níveis de inundação observados nos dias de tormentas já citados anteriormente e os volumes simulados de inundação do nó localizado no local das observações.

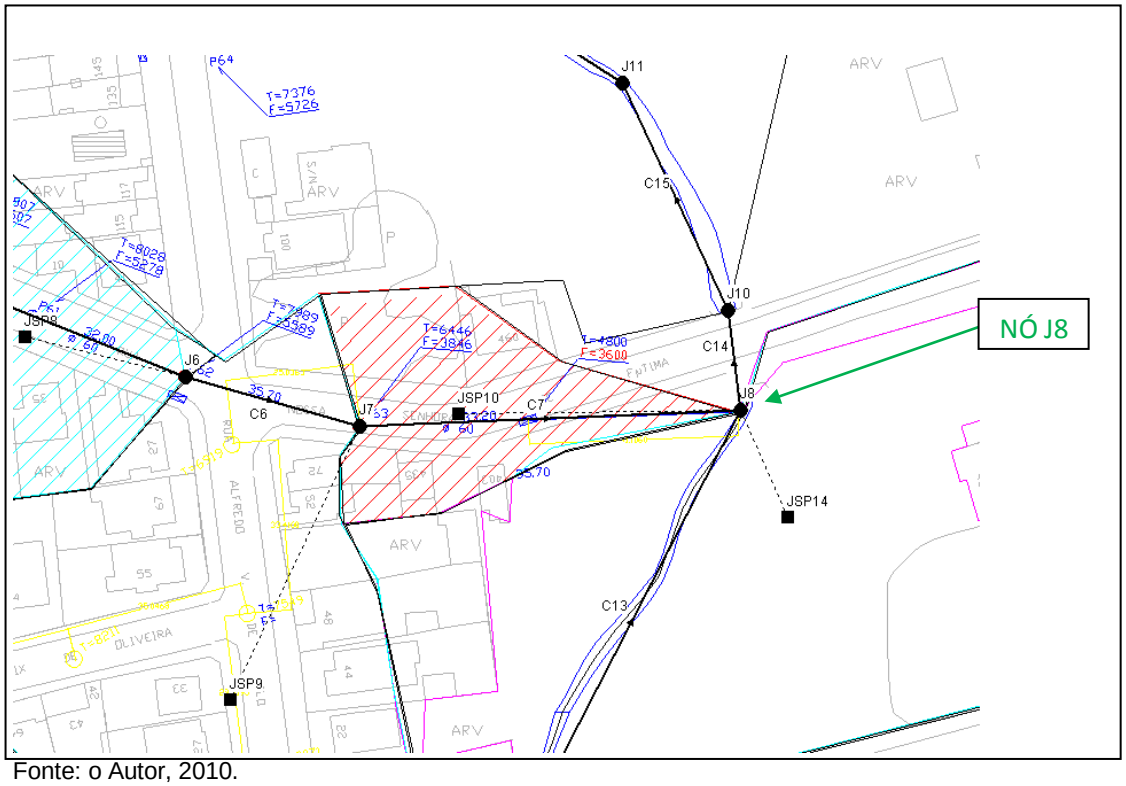
Para obtenção dos volumes observados, além da obtenção da cota de inundação no local, lançou-se mão do software AutoCAD para estimar a área a partir das curvas de níveis obtidas nos levantamentos topográficos e conseqüentemente o respectivo volume. Na figura 4.1 é mostrada a estimativa dos limites da área de inundação ocorrida com a tormenta de 31 de março de 2008, onde as observações no local constataram níveis em torno de 4,40m para a lâmina d'água. Vale salientar que para a tormenta de 13 de abril de 2008, a correlação apresentou uma taxa de 0,99 e com o evento de 31 de março de 2008, a correlação foi de 0,70. Esta correlação foi obtida com o volume de inundação simulado no nó J8 (figura 4.2); ressalta-se que se trata de um processo estimativo pelas condições de obtenção da área inundável pelo software; na figura 4.3 pode-se verificar o resumo de inundação nos nós simulados no SWMM.

Procedendo desta forma, a calibração obtida pode ser definida como um processo expedito, procurando-se ajustar o coeficiente de Manning do canal em seu trecho natural com o objetivo de ajustamento dos volumes observados com os simulados para os eventos citados.



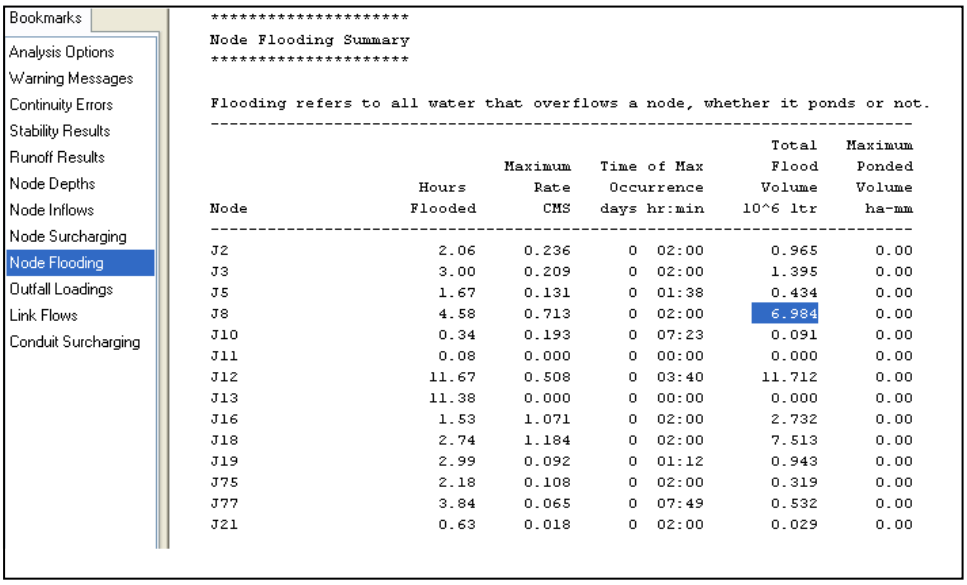
Fonte: o Autor, 2010.

Figura 4.1- Área de inundação



Fonte: o Autor, 2010.

Figura 4.2- Localização do nó (junção) J8



****
Node Flooding Summary
****

Flooding refers to all water that overflows a node, whether it ponds or not.

Node	Hours Flooded	Maximum Rate CMS	Time of Max Occurrence days hr:min	Total Flood Volume 10^6 ltr	Maximum Ponded Volume ha-mm
J2	2.06	0.236	0 02:00	0.965	0.00
J3	3.00	0.209	0 02:00	1.395	0.00
J5	1.67	0.131	0 01:38	0.434	0.00
J8	4.58	0.713	0 02:00	6.984	0.00
J10	0.34	0.193	0 07:23	0.091	0.00
J11	0.08	0.000	0 00:00	0.000	0.00
J12	11.67	0.508	0 03:40	11.712	0.00
J13	11.38	0.000	0 00:00	0.000	0.00
J16	1.53	1.071	0 02:00	2.732	0.00
J18	2.74	1.184	0 02:00	7.513	0.00
J19	2.99	0.092	0 01:12	0.943	0.00
J75	2.18	0.108	0 02:00	0.319	0.00
J77	3.84	0.065	0 07:49	0.532	0.00
J21	0.63	0.018	0 02:00	0.029	0.00

Fonte: o Autor, 2010.

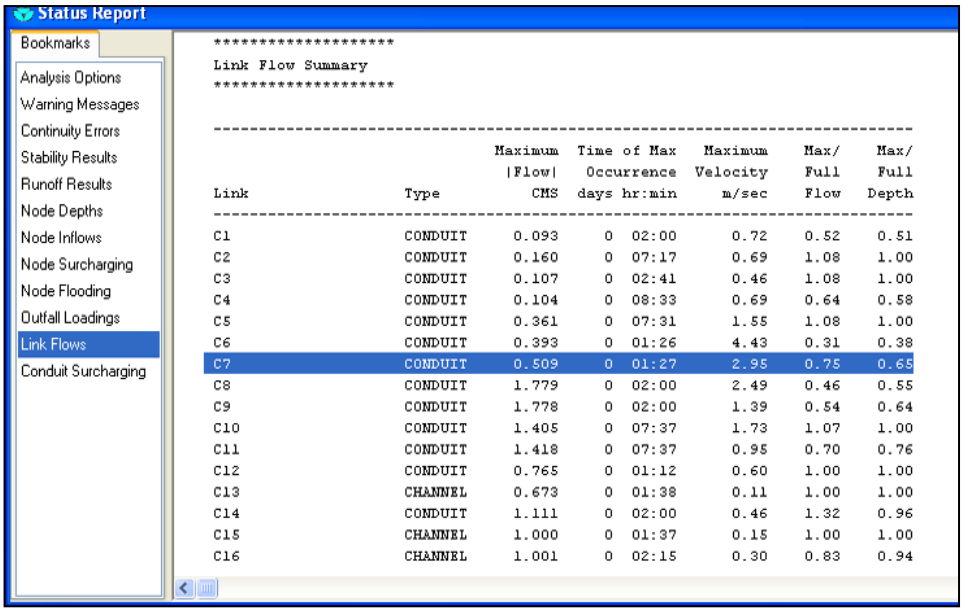
Figura 4.3- Relatório de simulação - resumo de inundação

4.2 Simulação

Com este ajustamento concretizado procedeu-se a várias etapas de simulação com os eventos chuvosos de 21 de março, 31 de março e 13 de abril, todos do ano de 2008, e com 2 discretizações distintas, uma com 14 subáreas e outra com 281 subáreas. Nesta primeira etapa, o objetivo foi o de avaliar principalmente o comportamento do modelo com relação à vazão na rede de galeria principal da parte alta da sub-bacia localizada na Rua Nossa Senhora de Fátima (subáreas de 1 a 10), com diferentes discretizações da sub-bacia e em relação ao método racional, visando avaliar a estabilidade dos parâmetros adotados.

No que se refere à galeria principal da parte alta da sub-bacia, cujo diâmetro é de 60 cm, foi em especial analisada a vazão do seu trecho final (conduto C7, trecho entre as junções 7 e 8 da figura 3.14 para discretização em 14 subáreas) na chegada no canal. Para o cenário atual, o modelo apresentou vazão de 0,509 m³/s, conforme figura 4.4 (dados em realce), utilizando a tormenta ocorrida em 31 de março de 2008 no período inicial, em que o evento alcançou o pico de 50,8 mm num intervalo de 1 hora. Já o procedimento com 282 subáreas, a vazão neste trecho, com o mesmo evento, foi de 0,627 m³/s. A análise comparativa dos hidrogramas (figura 4.5) evidencia que o cenário com 282 subáreas (em lotes) além de apresentar picos maiores, cerca de 27 % em média, apresenta tempo de base menor; já no cenário com 14 subáreas, constata-se um maior tempo de base que pode significar uma tendências maior do tempo de permanência da inundação. Um monitoramento das vazões observadas com certeza ajudaria a definir qual discretização se aproximaria mais da realidade e ajudaria a avaliar a estabilidade do modelo no que se refere principalmente ao número de subáreas.

No que se referem ao balanço hídrico do sistema, as simulações apresentaram erros de continuidade (diferença entre o armazenamento inicial e final) aceitáveis (menor que 10 %). Por exemplo, para o fluxo de encaminhamento na discretização em 14 subáreas o erro foi de -2,175 %, enquanto que a discretização em 282 subáreas obteve-se erro de -7,539 %; logo a primeira opção apresenta melhor estabilidade, no entanto a segunda opção apresenta-se dentro do limite de aceitabilidade.



Link	Type	Maximum |Flow| CMS	Time of Max Occurrence days hr:min	Maximum Velocity m/sec	Max/ Full Flow	Max/ Full Depth
C1	CONDUIT	0.093	0 02:00	0.72	0.52	0.51
C2	CONDUIT	0.160	0 07:17	0.69	1.08	1.00
C3	CONDUIT	0.107	0 02:41	0.46	1.08	1.00
C4	CONDUIT	0.104	0 08:33	0.69	0.64	0.58
C5	CONDUIT	0.361	0 07:31	1.55	1.08	1.00
C6	CONDUIT	0.393	0 01:26	4.43	0.31	0.38
C7	CONDUIT	0.509	0 01:27	2.95	0.75	0.65
C8	CONDUIT	1.779	0 02:00	2.49	0.46	0.55
C9	CONDUIT	1.778	0 02:00	1.39	0.54	0.64
C10	CONDUIT	1.405	0 07:37	1.73	1.07	1.00
C11	CONDUIT	1.418	0 07:37	0.95	0.70	0.76
C12	CONDUIT	0.765	0 01:12	0.60	1.00	1.00
C13	CHANNEL	0.673	0 01:38	0.11	1.00	1.00
C14	CONDUIT	1.111	0 02:00	0.46	1.32	0.96
C15	CHANNEL	1.000	0 01:37	0.15	1.00	1.00
C16	CHANNEL	1.001	0 02:15	0.30	0.83	0.94

Fonte: o Autor, 2010.

Figura 4.4 - Vazão no conduto C7 para o cenário atual com 14 subáreas

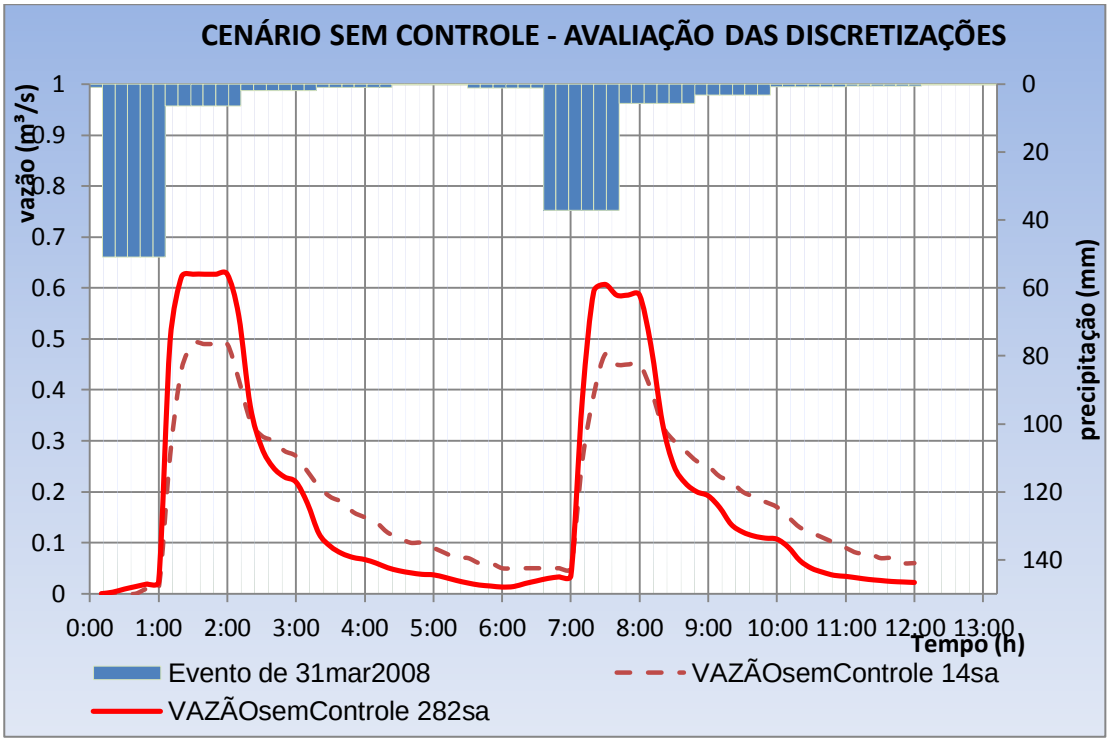


Figura 4.5- Hidrograma na galeria principal (cenário sem controle – tormenta de 31mar2008)

Na figura 4.6, é apresentado o comportamento da galeria principal da parte alta da sub-bacia (subáreas de 1 a 10), localizada na Rua Nossa Senhora de Fátima que engloba os condutos C1 ao C7. Nesta figura é apresentada uma comparação de vazões simuladas para uma discretização em 14 subáreas e outra em 281 subáreas, a partir da tormenta de 31 de março de 2008 e na figura 4.7 é apresentada o mesmo comportamento da galeria com a utilização da tormenta de 13 de abril de 2008. Uma análise mostra que o aumento de discretizações, representando o numero de lotes, não apresenta indicativo de alguma instabilidade matemática do modelo, apenas mostra que as diferenças não são significativas e as curvas apresentam comportamentos semelhantes ao longo da rede de micro-drenagem principal nos dois casos com tormentas diferentes.

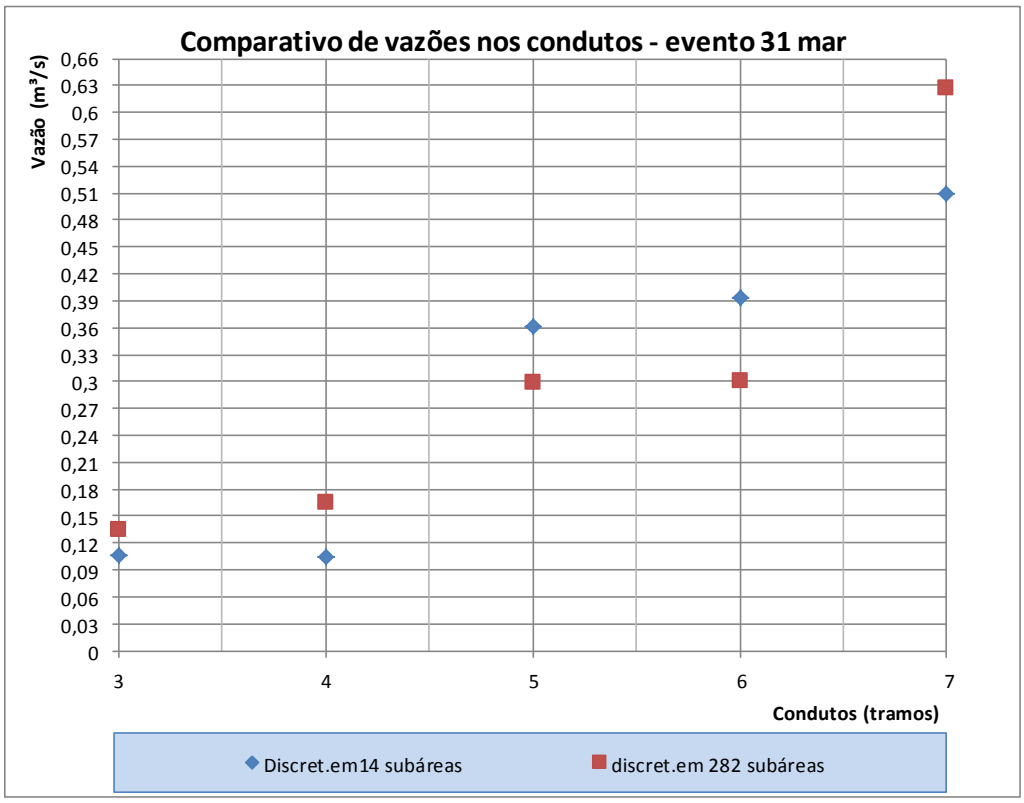


Figura 4.6 - Comparativo de vazões simuladas na galeria principal

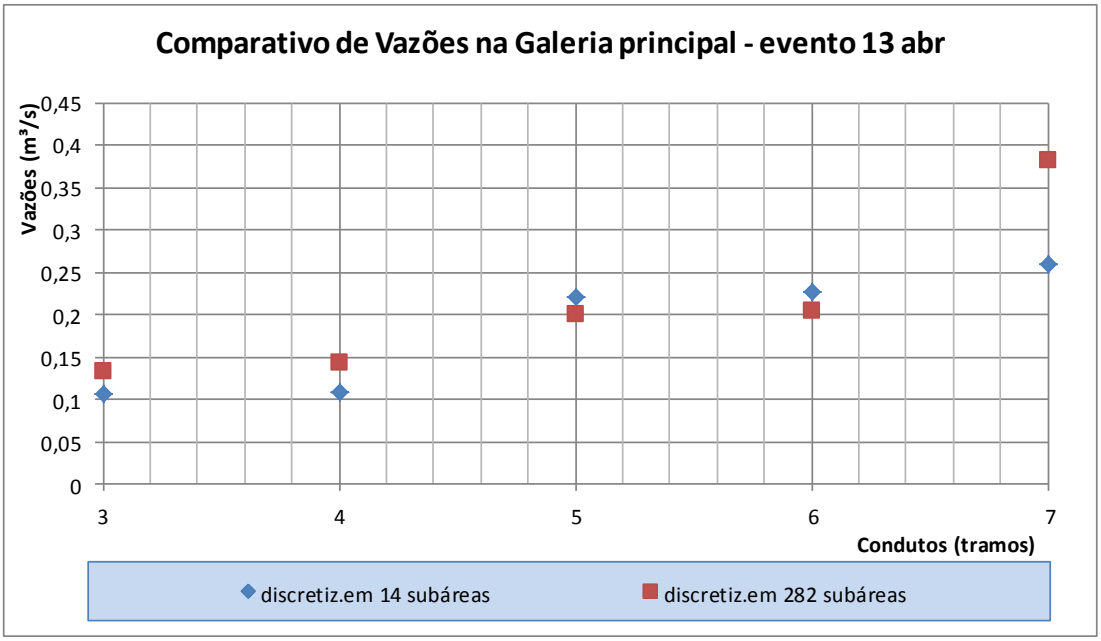


Figura 4.7 -Comparativo de vazões simuladas na galeria principal - 13abr2008

Utilizando os dados simulados no SWMM para a sub-bacia discretizada em 14 subáreas e 282 subáreas buscou-se comparar agora com as vazões, ao longo do sistema de micro drenagem principal, obtidas a partir do método Racional (tabela 4.1).

a)Chuva de Projeto i – foi utilizada a chuva máxima no período de 1 h nos dias das tormentas utilizadas no SWMM, pois na simulação o período de maior vazão ocorre praticamente no horário de maior pico da chuva;

para a tormenta do dia 31 de março de 2008 a chuva de 50,8 mm ocorrida entre 1 e 2 h;

para a tormenta do dia 13 de abril de 2008 a chuva de 27,6 mm ocorrida entre 13 e 14 h;

b)Coeficiente de escoamento C – optou-se pelo valor de 0,70 proposto para áreas urbanas por muitos autores e também sugerido pelo plano diretor de drenagem elaborado pela Encibra;

Nas figuras 4.8 e 4.9, são apresentados os comportamentos das vazões nas tubulações da rede principal do sistema de micro drenagem, localizado ao longo da Rua N. S. de Fátima, respectivamente para os eventos de 31 de março e 13 de abril de 2008. Constata-se, como era de se esperar, que o método racional tem a tendência de majorar as vazões. Para o evento menor (13 de abril), verifica-se em um bom trecho da galeria um comportamento semelhante com o do modelo SWMM, mas no trecho final o método racional apresentou uma tendência de majoração de suas vazões.

Tabela 4.1 - Planilha de vazões pelo método racional

TRAMOS	Área			EXTENSÃO	ELEMENTO	coef.	tc	Coef.Esc.	I (mm/h)		Q_{31mar}=CiA (m³/s)		Q_{13abr}=CiA (m³/s)	
	(m²)	acum.noSetor	ha	L (m)	DRENANTE	Manning	(min)	C	31-Mar-08	13-abr-08	local	no tramo	local	no tramo
0-P42	6.973,45	6.973,45	0,697	0,00		0,012	5,300	0,7	50,8	27,6	0,069	0,069	0,037	0,037
P42-P43	1.530,40	8.503,85	0,850	29,90		0,012	15,163	0,7	50,8	27,6	0,084	0,084	0,046	0,046
P43-P47	1.051,26	9.555,10	0,956	26,70		0,012	4,871	0,7	50,8	27,6	0,094	0,094	0,051	0,051
P68-P44	8.946,39	8.946,39	0,895	78,10		0,012		0,7	50,8	27,6	0,088		0,048	
P44-P47	85,09	9.031,48	0,903	6,84		0,012		0,7	50,8	27,6	0,089	0,184	0,049	0,100
P47-P48	109,03	9.664,14	0,966	10,7		0,012		0,7	50,8	27,6	0,096	0,287	0,000	0,191
P48-P49	245,35	9.909,48	0,991	10,00		0,012	63,573	0,7	50,8	27,6	0,098	0,289	0,000	0,191
P49-P50	9.415,17	19.324,65	1,932	11,60		0,012	2,873	0,7	50,8	27,6	0,191	0,382	0,001	0,192
P50-P51	757,52	20.082,17	2,008	13,20		0,012		0,7	50,8	27,6	0,199	0,390	0,001	0,192
P51-P52	757,74	20.839,91	2,084	10,50		0,012		0,7	50,8	27,6	0,206	0,397	0,001	0,192
P52-P53	560,56	21.400,47	2,140	10,80		0,012		0,7	50,8	27,6	0,212	0,403	0,001	0,192
P53-P56	1.647,06	23.047,53	2,305	49,65	GALERIA DE 0,60	0,012		0,7	50,8	27,6	0,228	0,419	0,001	0,192
0-P60	7.045,68	7.045,68	0,705					0,7	0	0	0,000		0,000	
P60-P59	1.020,12	8.065,80	0,807	18,60		0,012		0,7	0	0	0,000		0,000	
P59-P56	598,19	8.664,00	0,866	21,75		0,012		0,7	0	0	0,000	0,419	0,000	0,192
0-P72	4.200,09	4.200,09	0,420	0,00		0,012		0,7	0	0	0,000		0,000	
P72-P68	7.669,96	11.870,05	1,187	96,04		0,012		0,7	0	0	0,000	0,419	0,000	0,192
0-Pf1	49.449,20	49.449,20	4,945	0,00		0,012		0,7	0	0	0,000		0,000	
Pf1-P56	7.498,90	56.948,10	5,695	94,00		0,012		0,7	0	0	0,000	0,419	0,000	0,192
P56-P62	2.681,95	25.729,48	2,573	72,00		0,012		0,7	50,8	27,6	0,254	0,344	0,001	0,050
P62-P63	835,81	26.565,29	2,657	35,70		0,012		0,7	50,8	27,6	0,263	0,454	0,001	0,192
P0-P63	8.741,28	8.741,28	0,874	0,00		0,012	5,220	0,7	50,8	27,6	0,086	0,454	0,047	0,192
P63-canal	1.912,42	28.477,71	2,848	73,26		0,012	1,968	0,7	50,8	27,6	0,282	0,473	0,153	0,344

$T_c = 0{,}0663 \times L^{0,77} \times S^{-0,385}$ (Kirpich)

$$i = \frac{335{,}47 \,.\, T^{0,218}}{(t+4)^{0,539}}$$

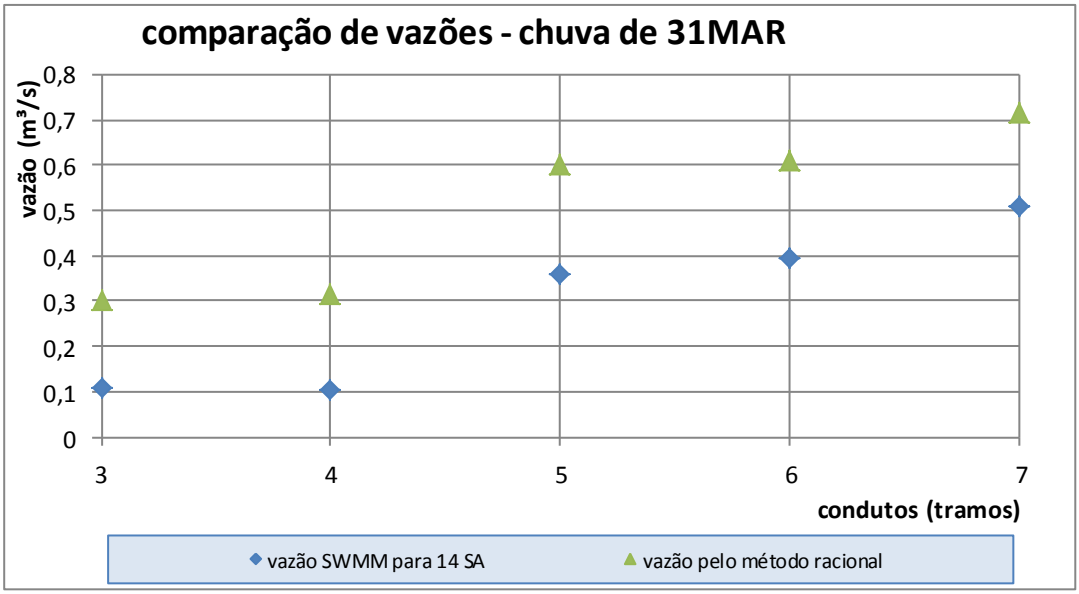


Figura 4.8 - Comparativo de vazões na galeria principal - 31mar2008

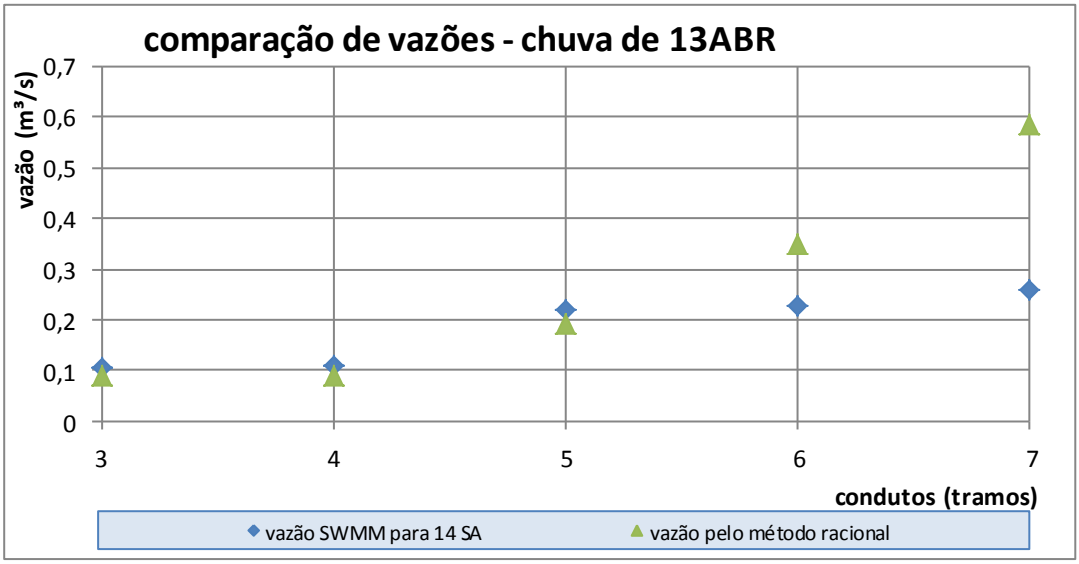


Figura 4.9 - Comparativo de vazões na galeria principal - 13abr2008

4.3 Simulação com estruturas de controle

Nesta etapa se limitou a proceder a simulação com o SWMM apenas com a tormenta de 31 de março, onde foram alcançados os maiores picos daquele ano, e causado grandes transtornos na cidade.

4.3.1 Micro reservatório em lote

Com vista à obtenção de resultados na aplicação de retenção em lote para amenizar o transbordamento do canal da Sanbra provocando inundação da via, procedeu-se como já descrito, levantamento amostral no local visando avaliar os lotes que apresentassem condições de implantar este tipo de estrutura. Na tabela apresentada no anexo intitulada "Amostra de Lotes" é possível verificar os dados obtidos com ajuda de imagem de satélite complementados com vistoria procedida no local.

Na utilização do modelo SWMM para simulação deste tipo de estrutura de retenção, foi adotada uma discretização em 282 subáreas sendo que 277 são equivalentes à área média de um lote do referido setor com base em amostragem no local.

Para avaliação desta técnica de compensação, utilizou-se para obtenção de volumes a reter o método das chuvas desenvolvido por Baptista et al (2005), apresentado em seção anterior e o método desenvolvido por Tucci (1999) (apud Silva, 2007) baseado na estimativa da velocidade de escoamento superficial no lote (equação 4.1 – SCS, 1975 apud Tucci, 1998) e no tempo de concentração obtido pela equação 4.2 a ser utilizado na equação 4.3 que é função das vazões de antes da urbanização e depois da urbanização.

$v = k.S^{1/2}$ (válida no sistema S.I.) (4.1)

Sendo: v – velocidade de escoamento superf.

adotado por Tucci $k_{MÈDIO}$ = 0,610 (fator que depende da superfície)

S – declividade média = 1%

$$t = \frac{D''}{v} \quad (4.2)$$

Sendo: t – tempo de concentração no lote; (s)

D" – comprimento de escoamento; (m)

$$V_s = Q_d \cdot t_d \cdot (1 - \frac{Q_a}{Q_d}) \quad (4.3)$$

Sendo: V_s – volume de armazenamento; (m^3)

Q_d – vazão depois da urbanização; (m^3/s)

Q_a – vazão antes da urbanização; (m^3/s)

t=t_d – tempo de duração; (s)

Na tabela 4.2 onde é apresentado o método das chuvas, pode ser constatado o valor dos volumes a armazenar a partir de alturas precipitadas. Na linha de tempo de duração de 60 minutos, cuja altura se assemelha à da tormenta do dia 31 de março de 2008, que em seu maior pico, de 1 às 2 h apresentou uma precipitação de 50,8 mm, chega-se a um volume de 8,49 m³ a ser retido em cada lote, tomando-se uma área média de 381,24 m² para cada lote.

Tabela 4.2 - Método das chuvas

T =5 (anos)			Q_s	qs=Qs/Aa		Altura de água evacuada	Altura a Armaz. f(t)	volume a Armaz.	altura útil	comp.	largura
t (min)	i (mm/h)	P(D,T) (mm)	(m^3/s)	(m/s)	(mm/min)	qs.t(mm)	P-qst(mm)	(m^3)	(m)	(m)	(m)
5	145,78	12,15	0,0040	2E-05	0,90	1,5687	10,58	2,82	1,5	2	0,94
15	97,45	24,36	0,0027	1E-05	0,60	4,7061	19,66	5,25	1,5	2	1,75
30	71,21	35,61	0,0020	7E-06	0,44	9,4122	26,19	6,99	1,5	2	2,33
60	**50,64**	**50,64**	**0,0014**	**5E-06**	**0,31**	**18,8244**	**31,82**	**8,49**	**1,5**	**2**	**2,83**
120	35,45	70,91	0,0010	4E-06	0,22	37,6488	33,26	8,88	1,5	2	2,96
240	24,62	98,47	0,0007	3E-06	0,15	75,2975	23,17	6,18	1,5	2	2,06

T - tempo de retorno
P(D,T) - altura de chuva
t - tempo de duração
Qs - vasão de saída da estrutura
i - intensidade de chuva
qs - vasão específica

Fonte: O Autor, 2009.

Apresenta-se também na tabela 4.3 os resultados da aplicação do método de Tucci, 1999 apud Silva, 2007; onde podem ser lidos os volumes a armazenar (Vs) para os tempos de 5 (300 s) e 60 (3600 s) minutos. Nota-se que na coluna de volumes a armazenar para 3600 s obteve-se um valor médio de 8 m³ levando-se em consideração as diversas formatações dos lotes pesquisados, optando-se assim por este volume, haja vista inclusive, o valor obtido pelo método das chuvas para o mesmo tempo de duração (8,49 m³). Para definição das dimensões da estrutura, se estabeleceu uma profundidade máxima de 1,50m

para o reservatório, pois a maioria dos poços de micro drenagem receptores (a jusante dos reservatórios) não apresentam grandes profundidades, e a proposta é que o sistema opere por gravidade, implicando em menor custo de implantação e operação desta técnica compensatória. Na figura 4.10, é apresentado detalhe do micro reservatório, que pode ser adequado a jardins ou sob o piso de estacionamentos.

Vale salientar que em trechos de algumas ruas não dispõem de sistema de micro drenagem, o descarregador terá que se estender ao elemento mais próximo de coleta, e isto implicará em aumento dos custos de implantação.

Para atender à vazão de saída da estrutura, que está limitada à vazão de pré-urbanização, utilizou-se a fórmula de Kutter/Manning (4.4) para obtenção do diâmetro do descarregador a partir da vazão de saída da estrutura que está limitada à vazão de pré-urbanização, que equivale ao valor médio 0,0027 m³/s pelo método de Tucci, 1999 apud Silva, 2007.

$$Q = \frac{\pi . d^2}{4.\eta} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} . I^{1/2} \qquad (4.4)$$

Sendo: D - diâmetro (m);

η - coeficiente de Manning

I – declividade (m/m)

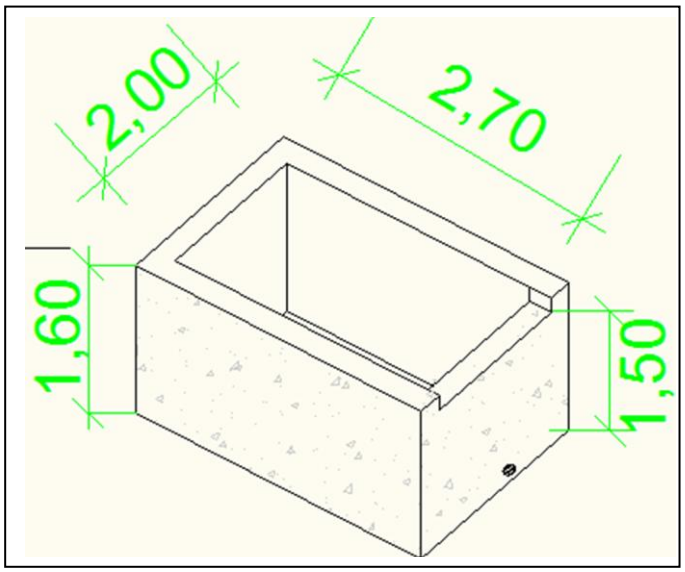


Figura 4.10 - Reservatório em lote

Tabela 4.3 - Armazenamento em lote (Tucci)

LOTES									escoamento por lote - Q = CiA (m³/s)				V_s-VOL.Armaz. (m³)			
Nº	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS				ÁREA PERMEÁVEL (m²)			taxa de	t=5min		t=60min		$V_s=Q_d.t_d(1-Q_a/Q_d)$ - Tucci			
	C(m)	L(m)	A (ha)	TELHADO (m²)	PRÉ-URB	Prev.LUOS	REAL	imperm.real	Q_{URB}	$Q_{PRÉ-URB}$	Q_{URB}	$Q_{PRÉ-URB}$	t(s)=	300,00	t(s)=	3600
1	32,95	11,75	0,0387	201,06	387,16	96,79	40,89	89,44%	0,0076	0,0016	0,0050	0,0027	**1,80**		**8,12**	
2	43,67	11,95	0,0522	264,9	521,86	130,46	75,59	85,52%	0,0102	0,0021	0,0067	0,0037	**2,43**		**10,95**	
3	37,75	12,14	0,0458	193,71	458,29	114,57	0	100,00%	0,0090	0,0019	0,0059	0,0032	**2,14**		**9,61**	
4	33,98	9,45	0,0321	223,04	321,11	80,28	4,64	98,56%	0,0063	0,0013	0,0041	0,0023	**1,50**		**6,74**	
5	29,59	9,1	0,0269	182,52	269,27	67,32	9,4	96,51%	0,0053	0,0011	0,0035	0,0019	**1,25**		**5,65**	
6	21,01	28,05	0,0589	225,7	589,33	147,33	233,96	60,30%	0,0116	0,0024	0,0076	0,0042	**2,75**		**12,36**	
7	19,08	22,64	0,0432	210,36	431,97	107,99	143,94	66,68%	0,0085	0,0018	0,0056	0,0031	**2,01**		**9,06**	
8	20,15	25,05	0,0505	182,21	504,76	126,19	0	100,00%	0,0099	0,0021	0,0065	0,0036	**2,35**		**10,59**	
9	32,31	15,58	0,0503	297,28	503,39	125,85	0	100,00%	0,0099	0,0021	0,0065	0,0036	**2,35**		**10,56**	
10	29,22	12,00	0,0351	206,4	350,64	87,66	66,32	81,09%	0,0069	0,0014	0,0045	0,0025	**1,63**		**7,36**	
11	29,29	8,00	0,0234	97,39	234,32	58,58	0	100,00%	0,0046	0,0010	0,0030	0,0017	**1,09**		**4,92**	
12	29,62	8,15	0,0241	122,7	241,40	60,35	23,48	90,27%	0,0047	0,0010	0,0031	0,0017	**1,12**		**5,06**	
13	28,45	8,05	0,0229	157,38	229,02	57,26	0	100,00%	0,0045	0,0009	0,0030	0,0016	**1,07**		**4,80**	
14	30,15	9,55	0,0288	69,77	287,93	71,98	0	100,00%	0,0056	0,0012	0,0037	0,0020	**1,34**		**6,04**	
15	35,34	10,20	0,0360	136,01	360,47	90,12	27,97	92,24%	0,0071	0,0015	0,0046	0,0025	**1,68**		**7,56**	
16	40,45	10,15	0,0411	211,59	410,57	102,64	33,47	91,85%	0,0081	0,0017	0,0053	0,0029	**1,91**		**8,61**	
MÉDIAS			**0,0381**		**381,34**	**95,34**	**41,23**	**91%**			**0,0049**	**0,0027**	**1,78**		**8,00**	
obs. LUOS - Lei de Uso e cupação do Solo (25% área permeável)																

Para aplicação de reservatórios em lotes na simulação do SWMM, optou-se por dois procedimentos para avaliar o hidrograma no trecho final da galeria da rua Nossa Senhora de Fátima (chegada no canal). O primeiro baseou-se em converter o volume a ser reservado (8m³) em um parâmetro das subáreas denominado “depressão na área impermeável”, ou seja, o volume é distribuído em cada subárea (Silva, 2007), obtendo-se assim uma altura em “mm”. Este procedimento foi utilizado tanto para a discretização com 282 subáreas como para o de 14 subáreas. Nas figuras 4.11 e 4.12 são apresentados os hidrogramas respectivos comparados com as vazões sem a aplicação da referida técnica de controle e no quadro 4.1 é apresentado um resumo dos dados das principais variáveis neste trecho da galeria para as respectivas discretizações, utilizando a depressão como artifício para representar o reservatório em lote.

Quadro 4.1 - Principais variáveis em função da discretização

TRAMO FINAL DA GALERIA DA RUA N.S. de FÁTIMA			
VARIÁVEIS	unid	DISCRETIZAÇÃO	
		SB14	SB281
identificação SWMM	(nome)	C7	C103
vazão máx.	m³/s	0,492	0,627
tempo de ocorrência	h:min	01:43	02:00
velocidade max.	m/s	2,93	3,41
nivel máx.	m	0,63	0,73

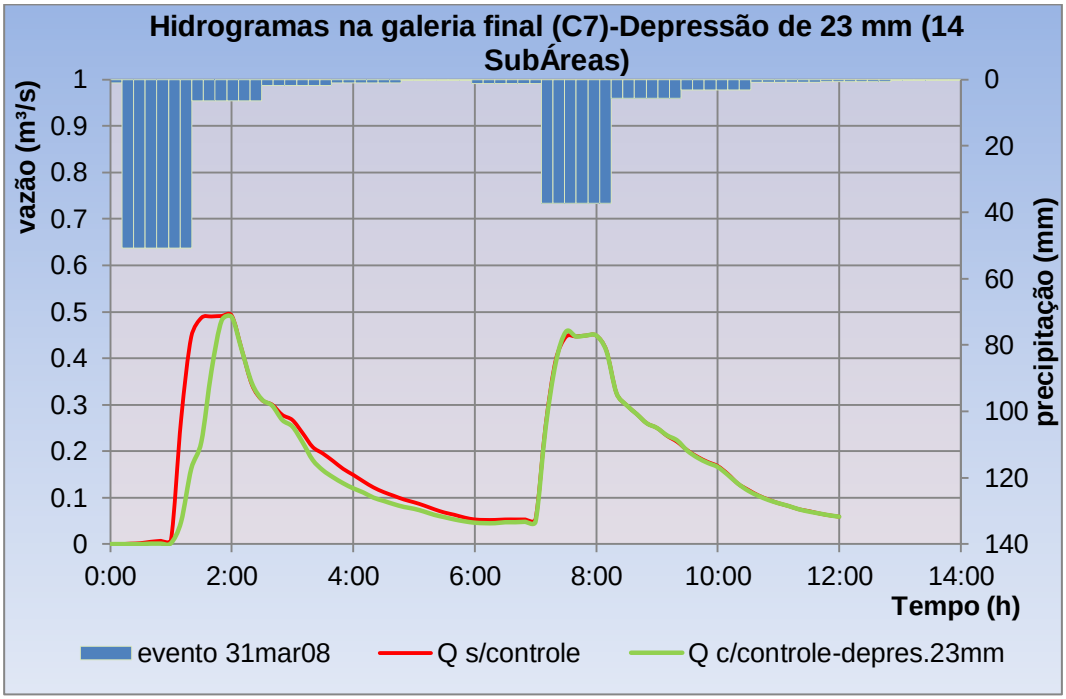


Figura 4.11 - Hidrograma na galeria final - SB14

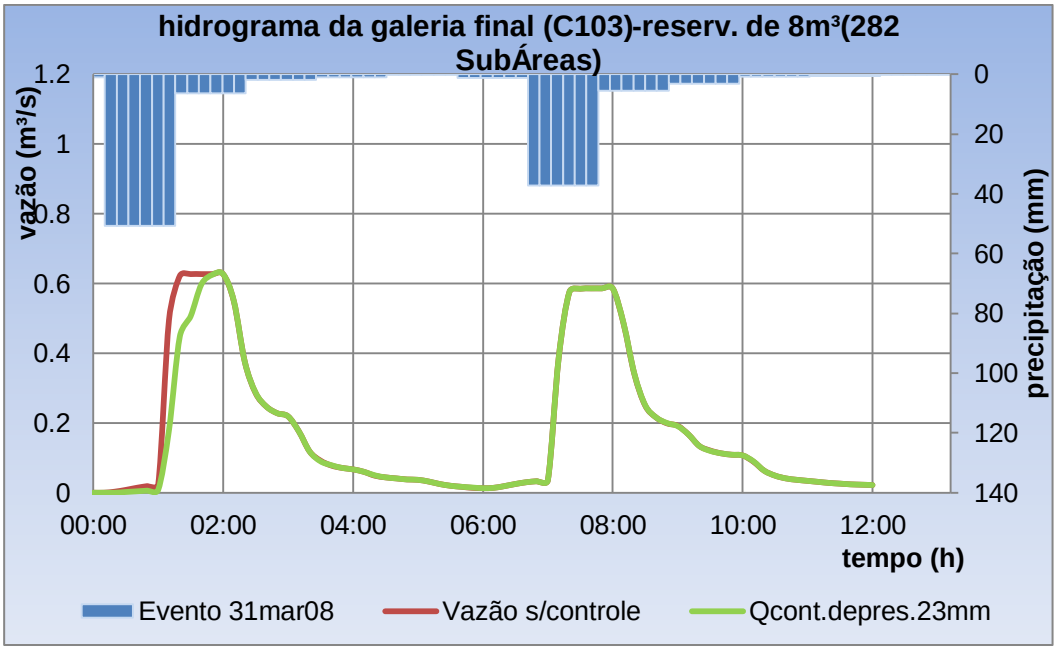


Figura 4.12 - Hidrograma da galeria final - SB282

Na análise comparativa dos hidrogramas para as duas discretizações, verifica-se que neste procedimento, tanto na discretização com reservatório em lote (SB282-figura 4.12) como na discretização em subáreas (SB14-figura 4.11), há apenas um retardo do pico de vazão em torno de 20 minutos para o primeiro trecho do evento, e na fase da recessão, o hidrograma apresenta praticamente o mesmo comportamento do cenário sem a utilização desta técnica compensatória o que também é verificado para o segundo pico do evento.

Outro procedimento utilizado na simulação, baseou-se na colocação de unidades de armazenamento nas subáreas representativas dos lotes com capacidade de receberem este elemento, o que totalizou 277 unidades representativas de micro reservatórios com 8 m³, (valor médio resultante do método proposto por Tucci, 1999 - tabela 4.3), conforme detalhado na figura 4.10, apresentada anteriormente; nesse cenário procurou-se proceder a duas simulações, uma com o reservatório só com o orifício localizado na base, com diâmetro de 25 mm e outra com o reservatório só com uma abertura superior de 10 cm para verter o excesso da água no reservatório.

Na figura 4.13 pode ser verificado o comportamento do tramo final da galeria de 0,60 m de diâmetro da rua N.S. de Fátima, no que se refere à vazão neste elemento, considerando o reservatório em 3 situações, ou seja:

- composto com dois descarregadores, tipo orifício circular na base e vertedor na parte superior;

- apenas com um descarregador na base, tipo orifício;

- apenas com um descarregador superior, tipo vertedor;

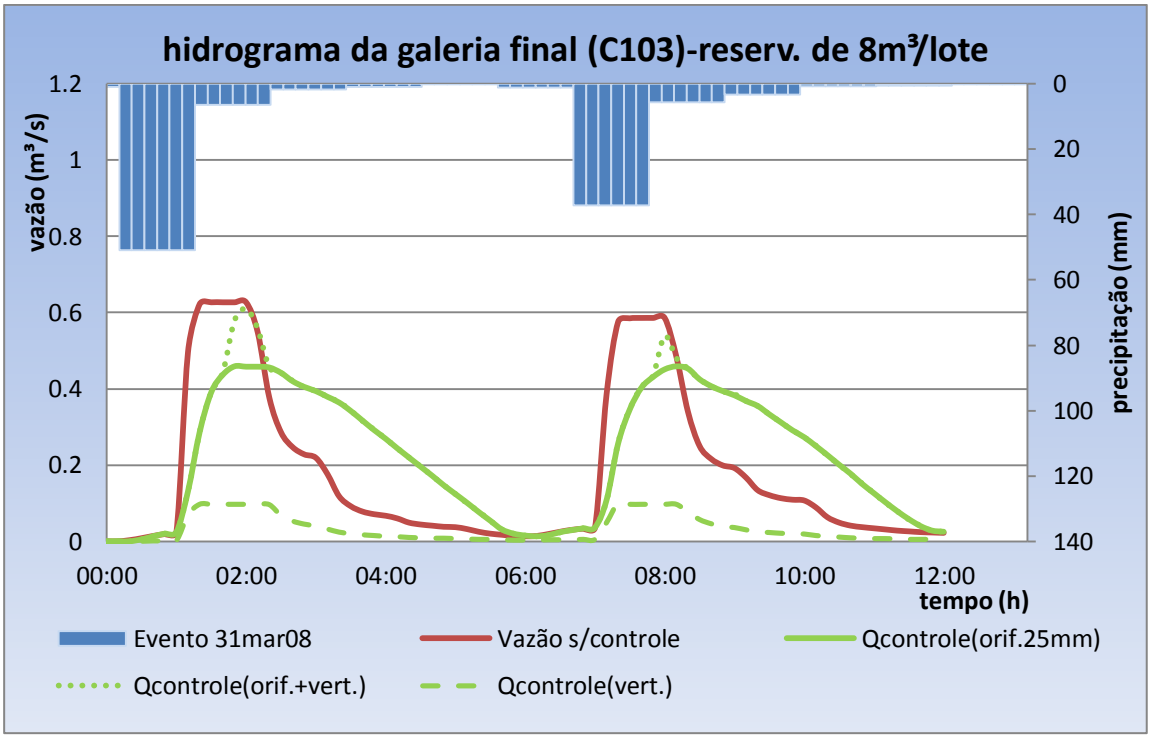


Figura 4.13- comparativos de hidrogramas com elemento de controle em lote

Constata-se que nos três casos, há uma atenuação no pico de cheia em relação ao cenário sem controle. No reservatório dotado apenas com orifício com 25 mm de diâmetro, verifica-se uma redução de média de 39 % na vazão de pico e um aumento das vazões na recessão. Já no reservatório equipado apenas com abertura na parte superior, com o objetivo de verter as vazões geradas por alturas de chuvas superiores à aplicada na simulação, apresenta uma redução acentuada das vazões, apresentado mais de 80 % no tempo de pico, isto se deve principalmente pelo fato de que o reservatório nesta configuração se comporta como armazenador das águas de chuvas para uma possível utilização pelos proprietários dos lotes. Já a configuração composta com os dois descarregadores não apresentou abatimento acentuado do hidrograma, além de oferecer vazões maiores na recessão do mesmo em comparação com o cenário sem controle.

A partir dos resultados apresentados com orifício de 25 mm, optou-se por uma nova simulação com diâmetro de 20 mm, a qual na figura 4.14 é apresentada uma comparação dos hidrogramas com os dois diâmetros. Vale ressaltar que, provavelmente a aplicação de descarregadores de dimensões pequenas, é necessária uma manutenção eficaz e também algum dispositivo de filtração, instalado antes da entrada do reservatório, para reter resíduos com dimensões que possam vedar este descarregador de imediato.

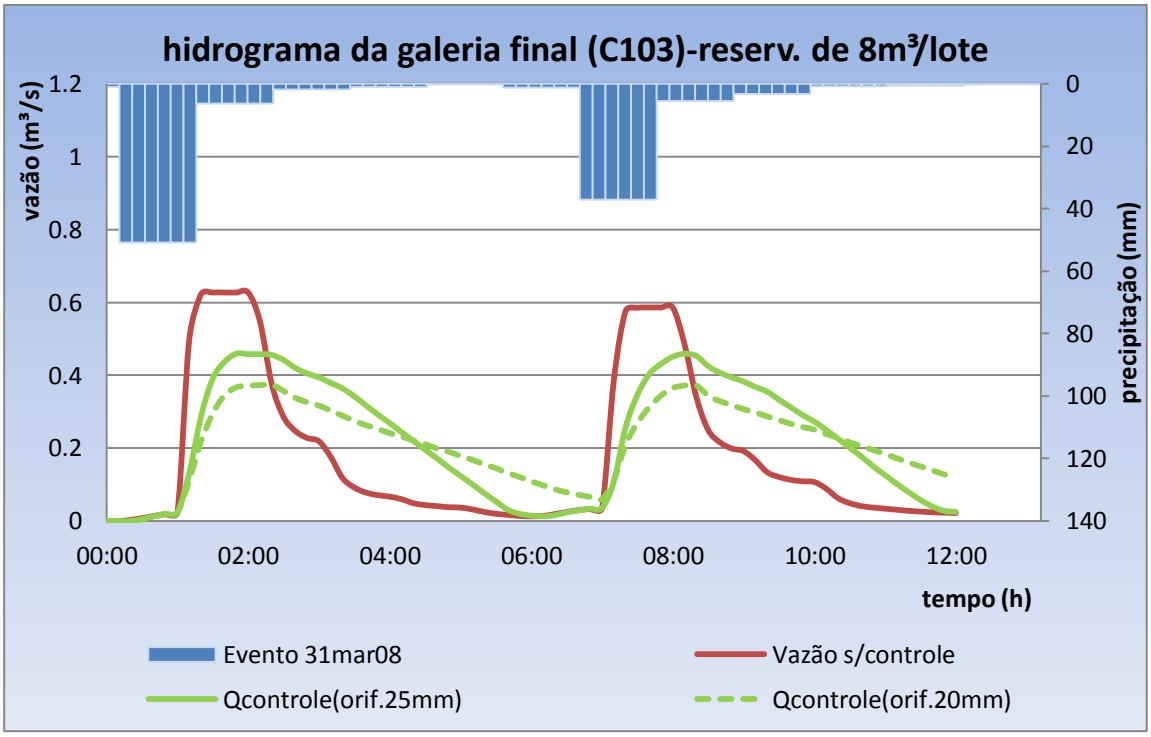


Figura 4.14 - Hidrogramas comparativos com orifícios de 25mm e 20mm

A comparação destes procedimentos de simulação para reservação em lotes, mostra que os resultados com a discretização em lotes apresenta melhor resultados do que o procedimento utilizando o parâmetro da depressão da área impermeável para representar este controle. Um monitoramento no local poderia ajudar no ajustamento de parâmetros como já colocado, para melhor avaliar o comportamento do modelo. No entanto, grupos de discussões sobre aplicação do modelo SWMM, têm afirmado que a discretização em lotes é indicada na aplicação de reservação na fonte, porém uma tarefa trabalhosa dependendo da área a ser estudada.

4.3.2 Reservatório por setor

Outra técnica que se buscou simular para a sub-bacia, com o objetivo de atenuar o transbordamento do canal provocado pelas chuvas torrenciais causando inundações na via principal do bairro, foi à aplicação de reservatórios maiores em determinados setores da área mais alta, cujo sistema de micro drenagem é composto por uma rede de galerias de concreto com 60 cm de diâmetro.

Para determinação destes volumes, procurou-se inicialmente delimitar os setores e suas respectivas áreas de contribuição a partir da discretização em 14 subáreas utilizada na simulação no SWMM. No quadro 4.2 é apresentada esta divisão de setores, onde procurou-se posicionar os reservatórios ao longo das redes principais (“on line”) diferentes, evitando

um posicionamento em “série”. Em seguida, foram utilizados 4 métodos, detalhados no capitulo materiais e métodos (método das chuvas, método da reservação natural, método generalizado e o método da duração crítica da chuva) para determinação dos volumes a reter, com vistas a avaliar a variação dos valores obtidos e buscando avaliar a média dos valores que se apresentavam dentro de um intervalo de menor desvio padrão.

Para aplicação destas metodologias, os autores sugerem a aplicação de um modelo chuva-vazão, com vistas à obtenção de vazões para cenários de pré-urbanização e pós-urbanização. Decidiu-se então pela aplicação da equação racional (equação 4.5) justificado pela sua indicação para pequenas áreas de contribuição, haja vista que dentre os setores a maior área contribuinte é de 4,945 ha, e pela simplicidade, devido principalmente pela pequena quantidade de parâmetros.

$$Q=0,00278.C.i.A \qquad (4.5)$$

Sendo: C – coeficiente de escoamento adimensional;

i – chuva de projeto mm/h;

A – área da bacia contribuinte ha;

Quadro 4.2 - Quadro de setores para reservação

QUADRO DE ANÁLISE EM SETORES				
SUBÁREAS	ÁREAS(m²)	SETOR	ÁREAS(ha)	A_{IMP}
JSP1	6.973,45			
JSP2	11.617,55	1	3,055	93,97%
JSP3	11.961,03			
JSP4	11.870,05	2	1,187	90,10%
JSP5	8.218,06			
JSP6	9.785,26	3	0,979	95,78%
JSP7	49.449,20	4	4,945	93,64%
JSP8	2.493,14			
JSP9	9.577,09	5	0,958	98,08%
JSP10	1.912,42			

Para aplicação dos métodos, primeiramente buscou-se determinar os coeficientes de escoamentos para os cenários de pré-urbanização e de pós-urbanização, haja vista que todas estas metodologias buscam restabelecer o cenário de pré-urbanização no que diz respeito à vazão de saída destas estruturas, e estas vazões para os cenários de antes da ocupação como para o atual, são obtidas a partir do método racional como sugerem as metodologias empregadas para obtenção dos volumes dos reservatórios, apresentadas em seções anteriores.

Tucci (1999) apresentou um trabalho para obtenção de coeficiente de escoamentos em função das áreas permeáveis e impermeáveis de uma bacia. Neste trabalho foram detalhados vários métodos de determinação do coeficiente de escoamento baseados em estudos de outros autores, como o de Schueler em 1987 que é função de eventos, o de Silveira para estudos anuais, o do SCS (Soil Conservation Service) baseado nas características do solo e sua ocupação, e a metodologia baseada na caracterização das áreas permeáveis e impermeáveis da sub-bacia com respectivo coeficiente especifico de escoamento, baseado na da equação 4.6, pela qual optou-se por se dispor de dados relativos a impermeabilização para 2 cenários distintos (2007 e 1974), com base em ortofotos.

$$C = \frac{C_P . A_P + C_I . A_I}{A_T} \qquad (4.6)$$

Sendo: C_P – coeficiente de escoamento da área permeável adimensional;

C_I – coeficiente de escoamento da área impermeável adimensional;

A_P – área permeável m^2;

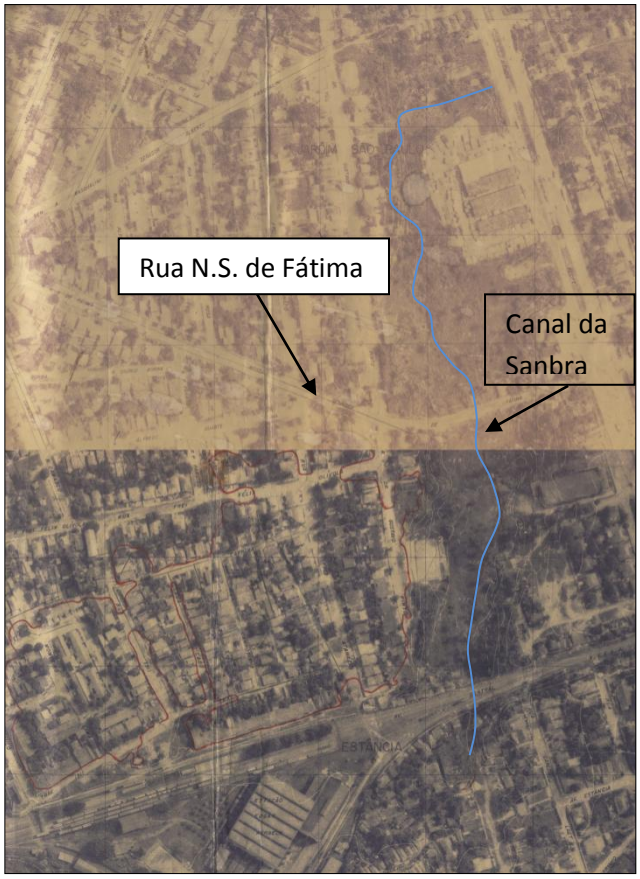
A_I – área impermeável m^2;

A_T – área total m^2;

Para determinação das áreas permeáveis para o cenário de pré-urbanização, inicialmente procurou-se definir um espaço de tempo a retroagir e consequentemente oferecessem dados para uma possível análise. Decidiu-se então por retroagir ao cenário de 1974, em função da existência de ortofotocartas (figura 4.15) da FIDEM, onde foi possível uma análise superficial quanto à ocupação, principalmente com relação à pavimentação de ruas. Podendo-se verificar que apenas os logradouros principais do bairro apresentavam revestimentos; no setor alto da sub-bacia em estudo, por exemplo, apenas a rua N.S. de Fátima apresentava-se pavimentada por ser uma das vias principais do bairro, fato constatado também pelos arquivos da Emlurb, cujos projetos de pavimentação das vias secundárias datam a partir da década de 1980.

Quanto aos lotes, foi suposto que os mesmos mantinham seus quintais e jardins em terreno natural, uma vez que as qualidades das ortofotos de 1974 não oferecem condições de uma análise mais detalhada, devido às condições que as mesmas se apresentam ocasionadas pela idade e manuseio ao longo dos anos.

Com a referida análise do material citado acima, pôde-se resumir os resultados na tabela 4.3, referente à aplicação da equação 4.8, com as respectivas áreas permeáveis e impermeáveis para a sub-bacia nos 2 cenários com respectivos coeficientes sugeridos em diversas literaturas técnicas inclusive em Tucci (1999).



Fonte: Fidem, ortofotos 1974

Figura 4.15- Ocupação da sub-bacia

Quadro 4.3 – Coeficiente de escoamento C em função das características da área da sub-bacia

ELEMENTOS	CENÁRIOS		C
	PRÉ-URB	PÓS-URB	
rua de asfalto =	5.537,75 m²	5.537,75 m²	0,95
Ruas de paralelepípedos =	0,00 m²	15.943,77 m²	0,81
rua de solo nat. =	18.145,82 m²	2.202,05 m²	0,3
Área verde=	62.173,68 m²	7.252,66 m²	0,3
Telhados, cimentados =	38.000,00 m²	92.921,02 m²	0,81
∑Coef.C x ÁreasPermeáveis=	24.095,85	2.836,41	
∑Coef.C x ÁreasImpermeáveis=	36.040,86	93.441,34	
$C_{GERAL} = \frac{\sum C_i . Área_i}{Área_{TOTAL}} =$	**0,49**	**0,78**	

A aplicação da formulação resultou nos valores de 0,49 e 0,78 para os coeficientes de escoamento de pré-urbanização e pós-urbanização respectivamente.

Como já colocado anteriormente, a formulação Racional utiliza como dado de entrada a chuva de projeto, que para a cidade do Recife é representada pela equação 4.7, desenvolvida pela ENCIBRA na década de 1970 a partir de dados de chuvas colhidos pelo INMET (Instituto Nacional de Meteorologia) entre 1926 e 1977. E apresenta variáveis comuns das maiorias das equações de chuvas, tais como o tempo de retorno, onde optou-se por um tempo de 5 anos, e o tempo de duração da chuva, cujo valor adotado terá uma atenção especial mais adiante. A adoção do tempo de retorno de 5 anos atende a sugestões de diversas literaturas específicas no que tange a micro drenagem e atende o primeiro plano diretor de drenagem elaborado pela Prefeitura do Recife ainda no final da década de 1970, já comentado no inicio deste trabalho.

$$i = \frac{335{,}47.T^{0{,}218}}{(t+4)^{0{,}539}} \qquad (4.7)$$

Sendo: i – intensidade da chuva mm/h;

T – tempo de retorno anos;

t – duração da chuva min;

Para determinação dos volumes a reservar, decidiu-se por recomendações inerentes à análise dos locais propícios a receber tais estruturas. Situações tais como larguras dos logradouros e profundidades dos poços de visitas (PVs) existentes, são fatores que limitam a utilização destas estruturas, o que levou a avaliar os volumes a partir de três tempos de duração da chuva, ou seja, chuva de 5 minutos que são as mais freqüentes, chuva de 60 minutos relacionada ao evento de tormenta utilizado na simulação e chuva de 20 minutos, sendo esta sem um critério hidrológico, apenas para complementar a avaliação entre os dois extremos, com o objetivo de se obter o volume ótimo a ser comportado nos logradouros predeterminados pelos setores e que cumpra a função de diminuir os picos de vazões. Nas tabelas 4.4 a 4.6 são apresentados os resultados da aplicação dos métodos para determinação de volumes de detenção.

Tabela 4.4 - Método das perdas de reservação natural (Canholi, 2005)

Ident.	DIMENSIONAMENTO DO VOLUME DE RESERVAÇÃO - $V=Q_{x}t$										DIMENSÕES DO RESERVATÓRIO			
das	Áreas		coef.escoam.		i	VAZÂO (m³/s)		VOLUMES(m³)			H	B	L	A
Subárea	(m²)	(ha)	pré-urb	pós-urb	(mm/h)	$Q_{p,b}$	$Q_{p,a}$	V_{antes}	V_{depois}	$\mathbf{V_{reserv}}$	(m)	(m)	(m)	(m²)
JSP1	**6.973,45**	**0,697**	0,49	0,78	85,92									
JSP2	**11.617,55**	**1,162**	0,49	0,78	85,92									
JSP3	**11.961,03**	**1,196**	0,49	0,78	85,92	**0,354**	**0,567**	425,19	680,72	**255,53**	1,30	3,00	65,52	196,56
JSP4	**11.870,05**	**1,187**	0,49	0,78	85,92	**0,233**	**0,373**	279,56	447,57	**168,01**	1,00	3,00	56,00	168,01
JSP5	**8.218,06**	**0,822**	0,49	0,78	85,92									
JSP6	**9.785,26**	**0,979**	0,49	0,78	85,92	**0,113**	**0,182**	136,18	218,02	**81,84**	1,60	3,00	17,05	51,15
JSP7	**49.449,20**	**4,945**	0,49	0,78	85,92	**0,573**	**0,918**	688,17	1101,76	**413,58**	1,50	3,00	91,91	275,72
JSP8	2.493,14	0,249	0,49	0,78	85,92									
JSP9	**9.577,09**	**0,958**	0,49	0,78	85,92	**0,111**	**0,178**	133,28	213,38	**80,10**	2,00	3,00	13,35	40,05
JSP10	1.912,42	0,191	0,49	0,78	85,92									
obs.:	TEMPO DE RETORNO T=		5,00	anos				H - profundidade			L - comprimento			
	TEMPO DE DURAÇÃO t=		20,00	min				B - base ou largura			A - área			

Os deflúvios V_a e V_d , antes e depois da urbanização respectivamente, foram determinados a partir da equação racional, e o volume a reservar deriva da diferença entre estes deflúvios.

Tabela 4.5 - Método generalizado ou simplificado (McCuen, 1989)

ID	DIMENSIONAMENTO DO VOLUME DE RESERVAÇÃO - $\frac{V_s}{V_a} = \frac{\gamma - \alpha}{\gamma + \alpha}$ $para\ \alpha \geq 2 - \gamma$														DIMENSÕES DO RESERVATÓRIO			
SUB	Área	$t_{c,b}$	$t_{c,a}$	coef.escoam.		i	VAZÃO (m³/s)		$\alpha=Q_{c,b}/Q_{c,a}$	$\gamma=t_{c,b}/t_{c,a}$	2-γ	Vs/Va	Va	Vs	h	b	L	A
Áreas	(m²)	(h)	(h)	pré-urb	pós-urb	(mm/h)	$Q_{p,b}$	$Q_{p,a}$				(g-a)/(g+a)	$t_d \times Q_{p,a} \times 60$		(m)	(m)	(m)	(m²)
JSP1	**6.973,45**	**0,22**	**0,09**	0,49	0,78	85,92												
JSP2	**11.617,55**	**0,52**	**0,25**	0,49	0,78	85,92												
JSP3	**11.961,03**	**0,20**	**0,08**	0,49	0,78	85,92	**0,354**	**0,567**	0,625	2,050	-0,050	0,53	680,72	**362,74**	1,30	3,00	93,01	279,03
JSP4	**11.870,05**	**0,23**	**0,10**	0,49	0,78	85,92	**0,233**	**0,373**	0,625	2,299	-0,299	0,57	447,57	**256,32**	1,00	3,00	85,44	256,32
JSP5	**8.218,06**	**0,30**	**0,13**	0,49	0,78	85,92												
JSP6	**9.785,26**	**0,24**	**0,10**	0,49	0,78	85,92	**0,113**	**0,182**	0,625	2,392	-0,392	0,59	218,02	**127,74**	1,60	3,00	26,61	79,84
JSP7	**49.449,20**	**1,65**	**1,06**	0,49	0,78	85,92	**0,573**	**0,918**	0,625	1,556	0,444	0,43	1101,76	**470,58**	1,50	3,00	104,57	313,72
JSP8	2.493,14	0,13	0,05	0,49	0,78	85,92												
JSP9	**9.577,09**	**0,21**	**0,09**	0,49	0,78	85,92	**0,111**	**0,178**	0,625	2,430	-0,430	0,59	213,38	**126,11**	2,00	3,00	21,02	63,06
JSP10	1.912,42	0,10	0,03	0,49	0,78	85,92												
obs.:	TEMPO DE RETORNO T=				5,00	anos												
	TEMPO DE DURAÇÃO t_d=				20,00	min				h - profundidade			L - comprimento		b - largura		A - área	

Tabela 4.6 - Método das chuvas (Baptista et al, 2005)

setor	T=	5	anos	Q_5=Cia	qs=Qs/Aa		AlturaEvacuada	Alt.aArmz.-f(t)	Vol.aArmz.	profund.	largura	comp.	ÁREA
	t(min)	i (mm/h)	P(D,T)(mm)	(m³/s)	(m/s)	(mm/min)	qs.t(mm)	P-qst(mm)	(m³)	(m)	(m)	(m)	(m²)
1	20	85,92	28,64	0,35	1,49E-05	0,90	17,90	10,74	**328,03**	1,30	3,00	84,11	252,33
2	20	85,92	28,64	0,23	1,49E-05	0,90	17,90	10,74	**215,67**	1,00	3,00	71,89	215,67
3	20	85,92	28,64	0,11	1,49E-05	0,90	17,90	10,74	**105,06**	1,60	3,00	21,89	65,66
4	20	85,92	28,64	0,57	1,49E-05	0,90	17,90	10,74	**530,93**	1,50	3,00	117,98	353,95
5	20	85,92	28,64	0,11	1,49E-05	0,90	17,90	10,74	**102,83**	2,00	3,00	17,14	51,41

Tabela 4.7 - Método da duração crítica

MÉTODO DA DURAÇÃO CRÍTICA DA CHUVA										DIMENSÕES DO RESERVATÓRIO			
SETOR	CP	CI	k1	k2	Qa/A	w	tcrit	V/A	V	h	b	l	A
					(m³/s/km²)		(min)	(m³/km²)	m³	(m)	(m)	(m)	(m²)
1													
	0,00881	0,8156	0,82165	91,5743	0,5414	0,0162	55,81	24946,32	762,16	1,30	3,00	195,43	586,28
2	0,00107	0,8156	0,10016	758,446	0,2441	0,0073	96,47	33561,38	674,18	1,00	3,00	224,73	674,18
3	0,02444	0,8156	2,27926	32,3721	0,2181	0,0065	103,85	34879,84	341,31	1,60	3,00	71,11	213,32
4	0,02093	0,8156	1,95155	37,9761	1,1621	0,0348	32,63	18101,87	895,12	1,50	3,00	198,92	596,75
5	0,04677	0,8156	4,3615	16,4398	0,5987	0,0179	51,92	23947,60	229,35	2,00	3,00	38,22	114,67

A tabela 4.8 apresenta um resumo dos volumes obtidos na aplicação dos métodos para um tempo de duração de 20 minutos. Nesta tabela são apresentadas as dimensões do reservatório a partir das médias dos volumes. Verifica-se que as dimensões das profundidades são valores obtidos em função das cotas dos poços de visitas de jusante dos reservatórios, por conseqüência uma medida limitante; a outra medida de mesma característica é a largura, haja vista que foi estabelecido o valor de 3,00 m em função das larguras das ruas existentes. Diante destas limitações optou-se em utilizar o método da perda da reservação natural por apresentar menores valores para os volumes, cujo objetivo é o de se obter estruturas menores para se comportar adequadamente nos logradouros.

Com relação ao método da duração crítica da chuva, pode-se constatar pelos valores obtidos a confirmação do próprio autor (Tucci, 2000) que o referido método tende a maximizar os volumes, o que se levou a descartá-lo logo de inicio. Optou-se então em uma análise apenas com os outros três métodos que apresentavam valores próximos, obtendo-se as colunas (7) e (8) referentes à média e o desvio padrão destes métodos.

Tabela 4.8 - Quadro resumo de volumes por método

setor	método dur.crítica (1)	método p.reser.nat. (2)	método das chuvas (3)	método Generz. (4)	MÉDIAS (5)	DESV.PD (6)	MÉDIAS S/MDCri (7)	DESV.PD S/MDCri (8)
1	762,16	255,53	328,03	362,74	**427,11**	227,79	315,43	54,70
2	674,18	168,01	215,67	256,32	**328,55**	233,23	213,34	44,20
3	341,31	81,84	105,06	127,74	**163,99**	119,69	104,88	22,95
4	895,12	413,58	530,93	470,58	**577,55**	217,07	471,70	58,68
5	229,35	80,10	102,83	126,11	**134,60**	65,90	103,01	23,01

Com a adoção do método das perdas da reservação natural, têm-se as seguintes dimensões para as estruturas de detenção (tabela 4.9):

Tabela 4.9 - Volumes a reservar por setor

setor	método p.reser.nat.	h (m)	c (m)	l (m)	A (m²)
1	255,53	1,30	65,52	3,00	196,56
2	168,01	1,00	56,00	3,00	168,01
3	81,84	1,60	17,05	3,00	51,15
4	413,58	1,50	91,91	3,00	275,72
5	80,10	2,00	13,35	3,00	40,05

No controle na fonte com a utilização de reservatórios em lote, optou-se pela função apenas de guardar a água escoada no lote para uma utilização futura. Já com relação aos reservatórios por setor, cuja proposta é implantá-los ao longo das redes de micro drenagem existentes, os mesmos devem dispor de dispositivos de controle, tais como orifícios e vertedores, que terão a função de devolver ao sistema vazões controladas, no caso do orifício, ou vazões excedentes de chuvas cuja carga ultrapasse a altura da soleira do reservatório projetado, no caso dos vertedores.

Para dimensionamento dos orifícios foi utilizada a teoria de Manning dada pela equação 4.8, cujos resultados são apresentados na tabela 4.10 e na figura 4.16 pode-se verificar a forma padrão dos reservatórios, onde se buscou seguir a forma da estrutura de detenção aplicada na zona central da cidade para atenuação dos níveis de inundações da rua Conselheiro Portela. Na figura 4.17 é sugerida a localização dos reservatórios de acordo com a distribuição dos setores.

$$Q = \frac{\pi . d^2}{4.n} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \qquad (4.8)$$

onde: Q – vazão de trabalho m³/s;

D – diâmetro do orifício m:

n – coeficiente de rugosidade de Manning

I – declividade m/m;

Tabela 4.10 - Determinação dos diâmetros dos orifícios - eq. de Manning

Vazão efluente (m³/s)	Vs (m³)	diam. tuboPVC (m)	**$Q=\pi d^2/4n * (d/4)^{2/3} * i^{1/2}$** capac. de vazão (m³/s)	cotas CM (m)	cotas CJ (m)	Dist. L (m)	decliv. I (m/m)
0,354	255,53	0,300	0,28	5,87	5,86	0,2	0,05
0,233	168,01	0,200	0,25	7,15	7,08	0,2	0,34
0,113	81,84	0,150	0,18	6,00	5,83	0,2	0,87
0,573	413,58	0,250	0,55	7,10	7,00	0,2	0,50
0,111	80,10	0,150	0,20	5,30	5,10	0,2	1,00

obs. Coef. Manning para tubo PVC n= 0,01
CM – cota de montante; CJ – cota de jusante

Acima da cota da altura de cada reservatório, optou-se por deixar uma abertura com 10 cm de altura ao longo da largura dos reservatórios (3 m), para verter a vazão que exceder a projetada para o dimensionamento das estruturas.

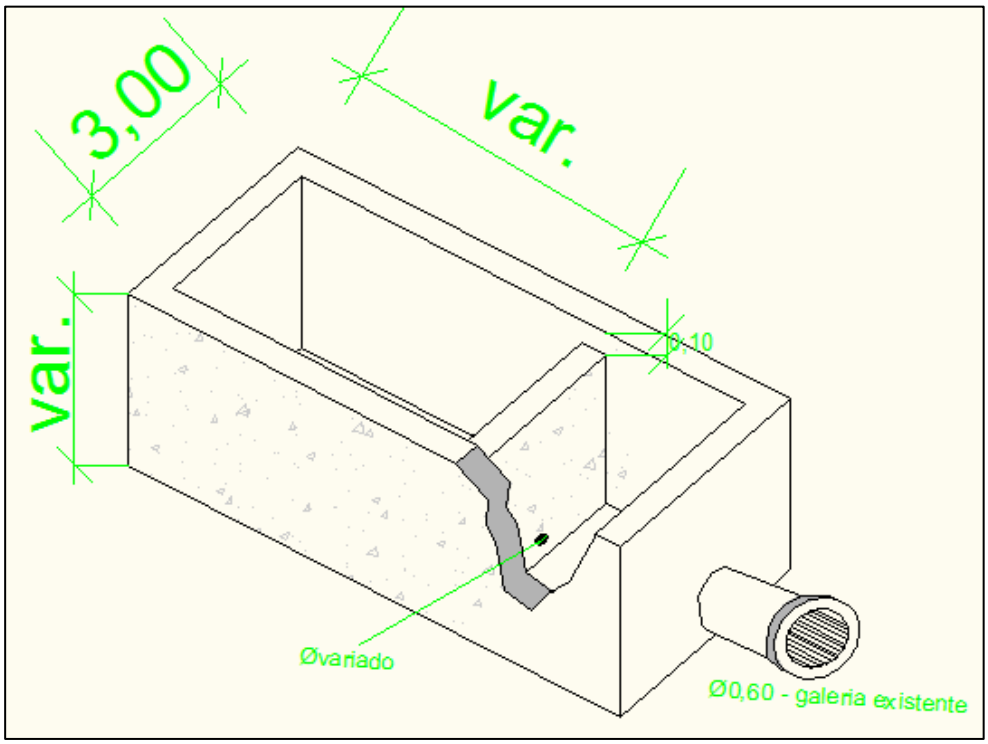


Figura 4.16 - Detalhe de reservatório por setor

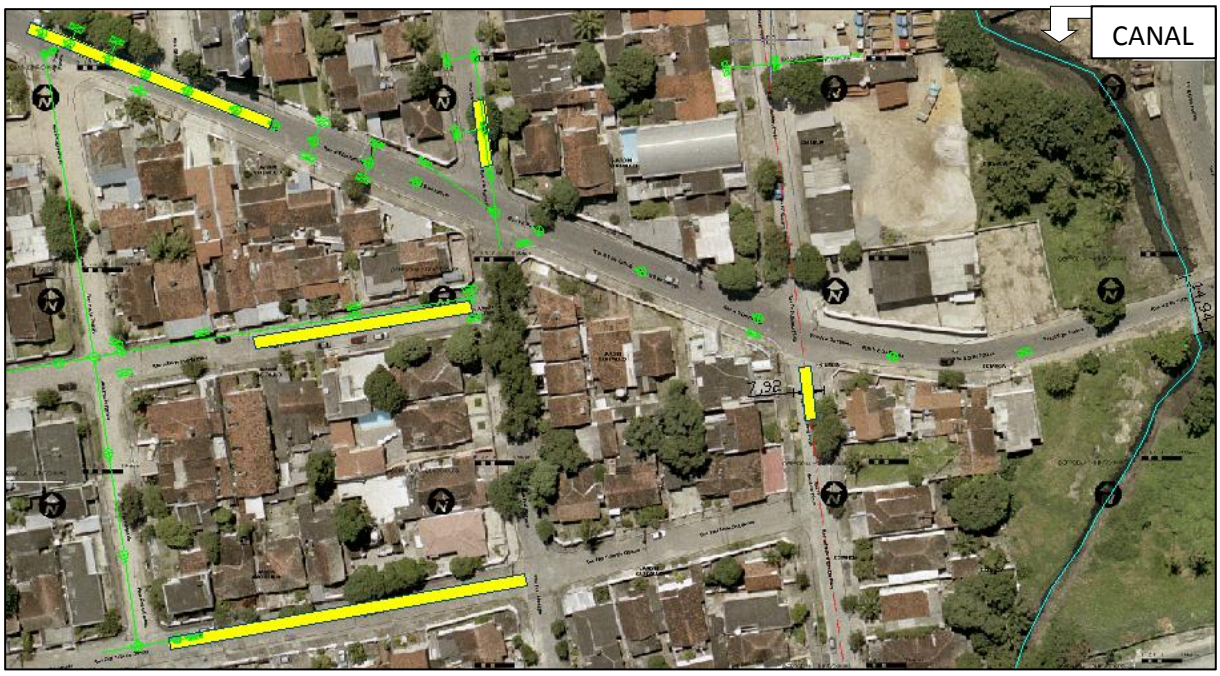


Figura 4.17 - Localização dos reservatórios

Na simulação desta proposta de detenção em nível de setor, utilizando o modelo SWMM verifica-se uma redução nos valores de pico de vazão no link C7 (trecho final da galeria de diâmetro de 0,60m na Rua N.S. de Fátima - chegada no canal -), cujos valores são apresentados na tabela 4.11. Nela é apresentada uma comparação entre as vazões no cenário sem controle e no cenário utilizando os reservatórios; verifica-se que no período mais crítico da tormenta, entre 00:50 h e 4:00 h houve reduções nas vazões propiciando um abatimento no hidrograma (figura 4.18) neste trecho da galeria, que é o principal contribuinte do canal no que se refere não só a vazão mas também a que transfere com menos tempo as águas da montante para o canal, como já mencionado anteriormente, principalmente pelas grandes declividades desta rede de micro drenagem.

Tabela 4.11 - Resultados da simulação em dois cenários

tempo (h:min)	chuva (mm)	Q (s/controle) m³/s	Q(c/controle) m³/s	difer. a menor (%)
00:10	1	0,000	0,000	-
00:20	1	0,000	0,000	-
00:30	1	0,000	0,001	-
00:40	1	0,000	0,003	-
00:50	1	0,010	0,004	**60,0%**
01:00	50,8	0,010	0,006	**40,0%**
01:10	50,8	0,270	0,107	**60,4%**
01:20	50,8	0,440	0,213	**51,6%**
01:30	50,8	0,490	0,269	**45,1%**
01:40	50,8	0,490	0,308	**37,1%**
01:50	50,8	0,490	0,325	**33,7%**
02:00	6,4	0,490	0,337	**31,2%**
02:10	6,4	0,420	0,330	**21,4%**
02:20	6,4	0,340	0,316	**7,1%**
02:30	6,4	0,310	0,303	**2,3%**
02:40	6,4	0,300	0,285	**5,0%**
02:50	6,4	0,280	0,263	**6,1%**
03:00	1,8	0,270	0,24	**11,1%**
03:10	1,8	0,240	0,221	**7,9%**
03:20	1,8	0,210	0,195	**7,1%**
03:30	1,8	0,190	0,177	**6,8%**
03:40	1,8	0,180	0,169	**6,1%**
03:50	1,8	0,160	0,164	-2,5%
04:00	1	0,150	0,158	-5,3%
04:10	1	0,140	0,152	-8,6%
04:20	1	0,120	0,145	-20,8%
04:30	1	0,110	0,14	-27,3%
04:40	1	0,100	0,135	-35,0%
04:50	1	0,100	0,131	-31,0%
05:00	0,2	0,090	0,127	-41,1%
05:10	0,2	0,080	0,122	-52,5%
05:20	0,2	0,080	0,117	-46,3%
05:30	0,2	0,070	0,112	-60,0%

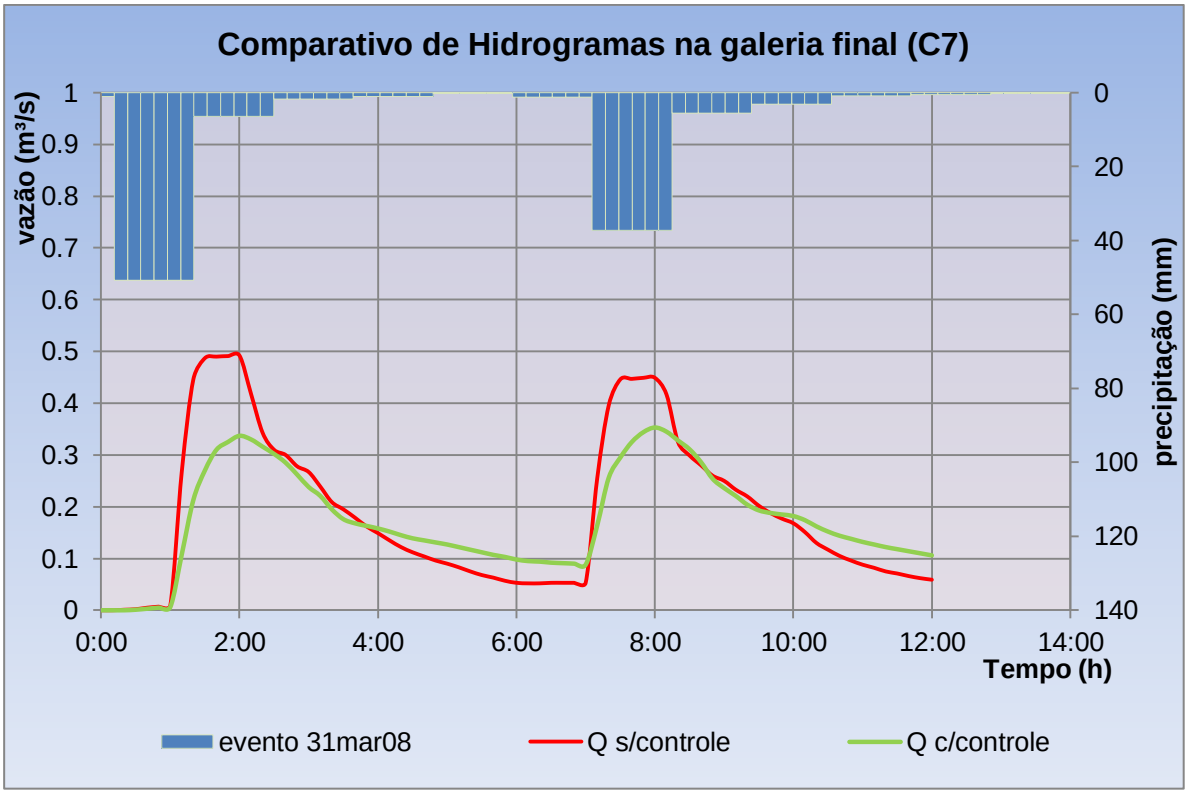


Figura 4.18 - hidrograma do trecho final da galeria principal

Na análise dos dados simulados constata-se uma redução média de 28 % na vazão de pico da respectiva galeria propiciando amortecimento da inundação no ponto de jusante. No quadro 4.4 são apresentados alguns dados do relatório de simulação referente a este ponto de jusante (J8) no que diz respeito ao tempo inundado e respectivo volume de inundação; nota-se que no cenário com controle, apesar da junção passar mais tempo inundada (5,14 h), o volume de inundação é menor, com um decréscimo de aproximadamente 43 %, o que vem a corroborar com a redução da vazão de pico.

Quadro 4.4 - Situação de inundação da junção J8 nos dois cenários

CENÁRIO	horas inundadas h	taxa máxima m³/s	tempo de máx.ocorr. h:min	Volume de inund.Total l (x10^6)
SEM CONTROLE	2,54	0,612	01:47	3,495
COM CONTROLE	5,14	0,292	02:00	1,997

4.3.3 Reservatório na sub-bacia

Para complementar a aplicação desta técnica compensatória, procurou-se nesta etapa propor a simulação de uma única bacia de detenção em nível da sub-bacia, que teria a função de reter parte da vazão de enchente proveniente do setor alto da sub-bacia, onde se propôs a detenção em lotes e em setores, e do setor da nascente do canal caracterizada como uma área plana na qual prevalece a ocupação desordenada. A estrutura seria implantada ao longo do canal, a montante da travessia do canal com a Rua N. S. de Fátima, aproveitando suas margens e parte de terrenos remanescentes de quintais de algumas propriedades (cortadas pelo canal), que atualmente servem apenas como depósito de lixo contribuindo ainda mais com o assoreamento do canal e poluição do ambiente. Na figura 4.19 é apresentada a proposta de locação para um melhor entendimento.

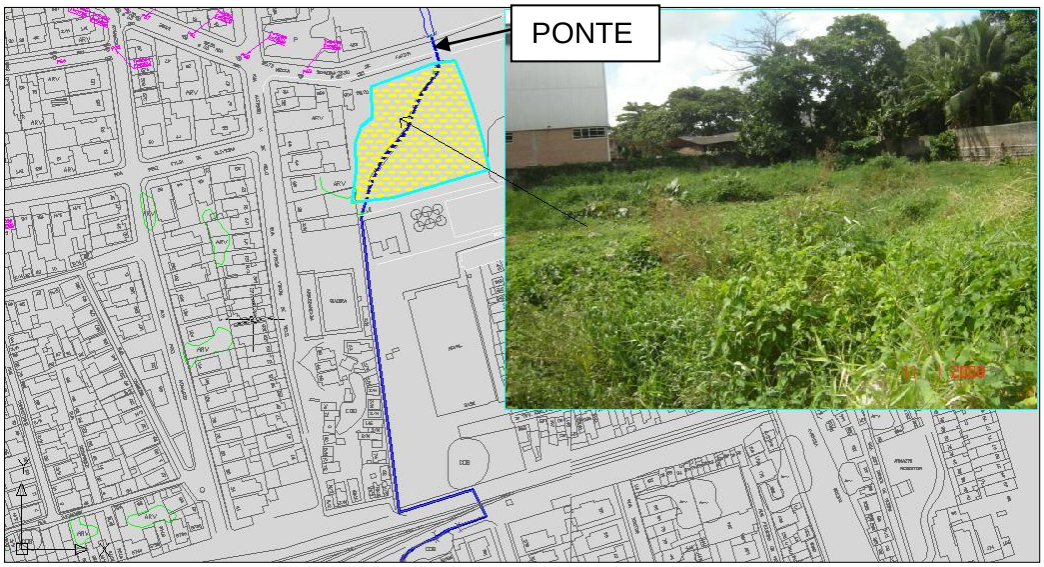


Figura 4.19 - Locação do reservatório em nível de sub-bacia

O local reúne as condições favoráveis, haja vista que já é alvo de inundações provocadas também pelo barramento causado pelo pontilhão da Rua N. S. de Fátima na travessia do canal.

Inicialmente pensou-se em posicionar o reservatório, na margem esquerda do canal (off line) recebendo apenas a contribuição do setor alto da sub-bacia (subáreas 1 a 9); no entanto, um pré-dimensionamento da estrutura impossibilitou esta opção, devido principalmente à pouca altitude, o que acarretava uma área maior para a implantação, não disponível. Levando-se em conta então a opção “on line”, onde se conseguiria tanto maior área como maior profundidade, haja vista que uma análise dos levantamentos topográficos

altimétricos elaborados com estação total, mais a cota de enchente máxima coletada, permite concluir que é viável um reservatório com uma altura de 1,50 m.

Para dimensionamento do reservatório foram utilizados os mesmos métodos utilizados na análise por setores (excetuando o método da duração crítica da chuva), como também em relação aos parâmetros, tais como coeficientes de escoamentos, tempo de retorno (5 anos) e com relação ao tempo de duração da chuva optou-se por 60 min., o qual se aproxima do pico máximo do evento de 31 de março, que foi de 50,8 mm em 1 hora. As tabelas 4.12 a 4.14 apresentam os volumes obtidos de cada método, para os quais procedeu-se uma avaliação das dimensões das estruturas com relação à área destinada prevista a receber, no que se refere inclusive as cotas.

Método da Perda por Reservação Natural

Tabela 4.12- Volume a reservar pelo método da perda da reservação natural

t_d=	60	min	$C_{antesURB}$=	0,4855	V.teChow	Kirpich	PerdaReservaNatural		
T =	5	anos	$C_{depoisURB}$=	0,7773	(pré-urb)	(pós-urb)			
IDENTIF.	ÁREA	ChuvaProj.	VAZÃO (m³/s)		$t_{c,b}$	$t_{c,a}$	VOLUMES(m³)		
SUBÁREA	(ha)	(mm/h)	$Q_{p,b}$	$Q_{p,a}$	(h)	(h)	V_{antes}	V_{depois}	$\mathbf{V_{reserv}}$
JSP1 a JSP10	12,386	50,64	0,85	1,36	0,580	0,310	3047,79	4879,45	1831,66
(JSP1aJSP14)	38,661	50,64	2,64	4,23	0,950	0,550	9513,43	15230,82	5717,39

Método Generalizado ou Simplificado

Tabela 4.13- Volume a reservar pelo método generalizado

t_d=	60	min	$C_{antesURB}$=	0,486	V.teChow	Kirpich	Generalizado/Simplificado					
T =	5	anos	$C_{depoisURB}$=	0,777	(pré-urb)	(pós-urb)						
IDENTIF.	ÁREA	ChuvaProj.	VAZÃO (m³/s)		$t_{c,b}$	$t_{c,a}$	$\alpha = \frac{Q_{p,b}}{Q_{p,a}}$	$\gamma = \frac{t_{p,b}}{t_{p,a}} = \frac{t_{c,b}}{t_{c,a}}$	2-g	$\frac{V_s}{V_a} = \frac{\gamma - \alpha}{\gamma + \alpha}$	V_a=t_dx$Q_{p,a}$x60	V_s
SUBÁREA	(ha)	(mm/h)	$Q_{p,b}$	$Q_{p,a}$	(h)	(h)					(m³)	(m³)
JSP1 a JSP10	12,386	50,64	0,85	1,36	0,580	0,310	0,62	1,88	0,11	0,50	4879,45	2453,10
(JSP1aJSP14)	38,661	50,64	2,64	4,23	0,950	0,550	0,62	1,73	0,27	0,47	15230,82	7147,65

Método das Chuvas

Tabela 4.14- Volume a reservar pelo método das chuvas

Ca=0,49		Cd=0,78		A= 38,66ha		Altura de água	Altura a	volume
T =	5	anos	Q_5	**qs=Qs/Aa**		evacuada	Armazenar	a Armaz.
t (min)	i (mm/h)	P (mm)	(m^3/s)	(m/s)	(mm/min)	**qs.t (mm)**	**P-qst (mm)**	(m^3)
5	145,78	**12,15**	7,6146	3E-05	1,52	7,6016	4,55	1.366,30
20	85,92	28,64	4,4880	1E-05	0,90	17,9213	10,72	3.221,13
30	71,21	35,61	3,7198	1E-05	0,74	22,2806	13,33	4.004,66
60	**50,64**	**50,64**	**2,6452**	**9E-06**	**0,53**	**31,6879**	**18,95**	**5.695,50**
120	35,45	70,91	1,8520	6E-06	0,37	44,3711	26,54	7.975,15
240	24,62	98,47	1,2858	4E-06	0,26	61,6142	36,85	11.074,39
360	19,84	119,05	1,0365	3E-06	0,21	74,4975	44,56	13.390,00
obs.	Aa = A/Ca Para ilustração é mostrado diversas durações, no entanto o dimensionamento foi feito apenas para o tempo de 60 minutos.							

Após a análise com relação às características da área disponível, optou-se pelo menor volume, ou seja, pelo método das chuvas que apresentou um valor de 5.695,50 m³, o que proporciona um reservatório com as dimensões (em destaque) apresentadas na tabela 4.15, cuja altura e largura são medidas limitantes devido à topografia da área. A primeira devido à profundidade do canal e cota de máxima enchente, a segunda pela largura da área delimitada pelas linhas de curva de nível de 4,4 m, nível este verificado na inundação de 31 de março de 2008.

Outra análise procedida, e que foi utilizada por Canholi (2005), foi com relação à capacidade de escoamento do canal a jusante do ponto de controle. A avaliação desta seção a partir da equação de Manning (4.8), apontou para uma capacidade de escoamento de apenas 0,143 m³/s e em comparação com a vazão solicitada de pós-urbanização, calculada por qualquer um dos métodos apresentados, implicaria num volume a armazenar superior a 12.000,00 m³, levando-se assim a descartar este método por não se dispor de área para comportar o volume.

Tabela 4.15- Dimensões para o reservatório único

1.0-Volume a armazenar:				
volume a Armaz. m³	altura útil m	largura	comp.	ÁREA
		$S_{max} = DH_{max}(q_s,t)\ .\ A_a$		
		m	m	S_{max} (m^2)
1.366,30	1,5	50	18,22	910,86
3.221,13	1,5	50	42,95	2.147,42
4.004,66	1,5	50	53,40	2.669,78
5.695,50	**1,5**	**50**	**75,94**	**3.797,00**
7.975,15	1,5	50	106,34	5.316,77
11.074,39	1,5	50	147,66	7.382,93

Na figura 4.20 está representada a seção a montante da ponte onde se propõe a colocação da estrutura de reservação única, ressaltando o nível da enchente provocada pela tormenta de 31 de março de 2008, sendo a diferença entre este nível e o fundo do canal, a altura adotada para o reservatório (1,50 m).

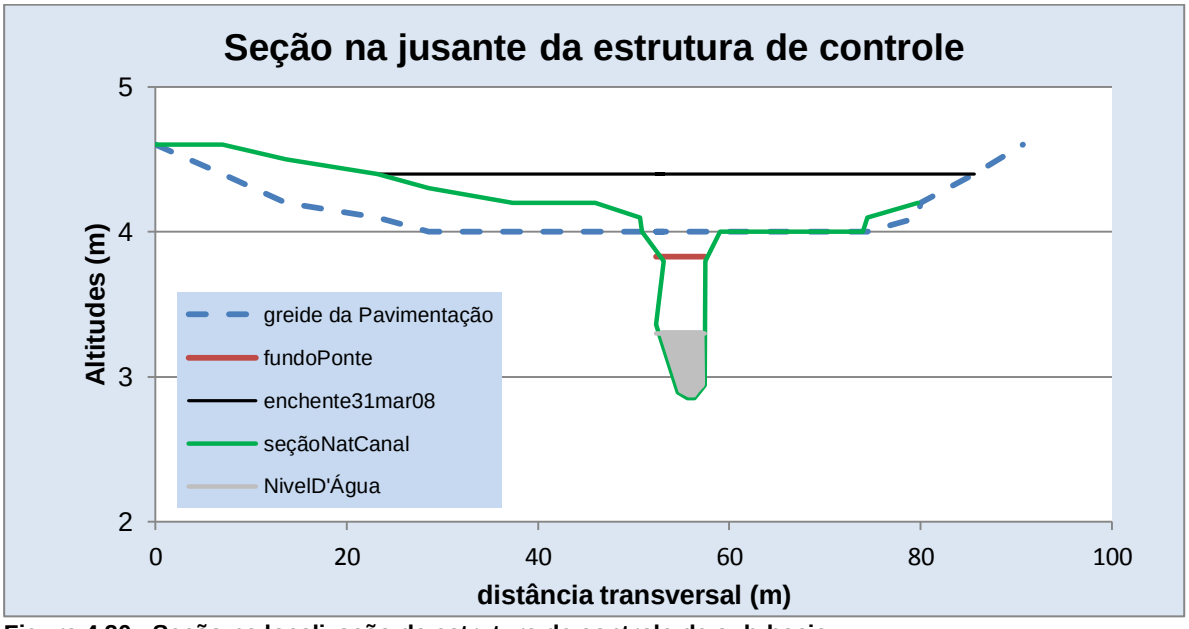


Figura 4.20 - Seção na localização da estrutura de controle de sub-bacia

A partir da definição de dimensões da estrutura de controle e sua localização no espaço, o próximo passo é a definição dos dispositivos de controle e seu dimensionamento. A aplicação da fórmula de Manning (4.10) para obtenção do diâmetro do descarregador de

fundo gerou a tabela 4.16, onde é destacada a linha para o tempo de duração de 60 minutos, cujo diâmetro. A utilização deste dado na simulação no SWMM não apresentou eficácia com relação ao amortecimento do hidrograma do link C14 (figura 4.21), que representa no local, o trecho do canal sob a ponte. Verifica-se que há retardo do pico de vazão, com abatimento da máxima vazão nos 2 trechos; já na recessão é constatada uma permanência maior de cheia com volumes maiores. Diante desta constatação, optou-se por analisar diâmetros menores buscando minimizar a vazão de descarga e a introdução de um segundo descarregador (orifício) com base na simulação com outras chuvas ocorridas (21 de março e 13 de abril de 2008).

Tabela 4.16 - Resultado da capacidade do descarregador pela fórmula de Manning

t_d	VAZÃO	⌀	VAZÃO	cotas		Dist.	declividade
	(solicitada	(tuboPVC)	trabalho	CM	CJ		
(min)	(m³/s)	(m)	(m³/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)
5	7,61	0,750	7,13	3,00	2,84	0,3	0,547
20	4,49	0,650	4,87	3,00	2,84	0,3	0,547
30	3,72	0,600	3,93	3,00	2,84	0,3	0,547
60	**2,65**	**0,500**	**2,42**	**3,00**	**2,84**	**0,3**	**0,547**
120	1,85	0,450	1,83	3,00	2,84	0,3	0,547
240	1,29	0,400	1,33	3,00	2,84	0,3	0,547
⌀ - DIÂMETRO DO TUBO				CM - cota de montante			
n(coef.Manning) =		0,015		CJ - cota de jusante			
td - tempo de duração da chuva							

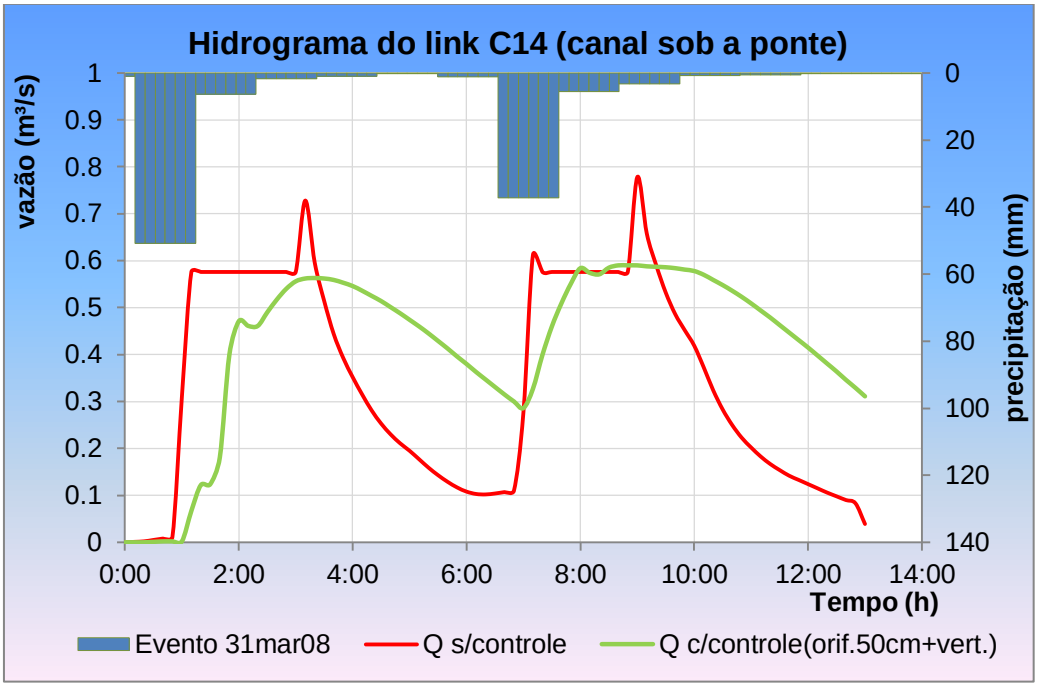
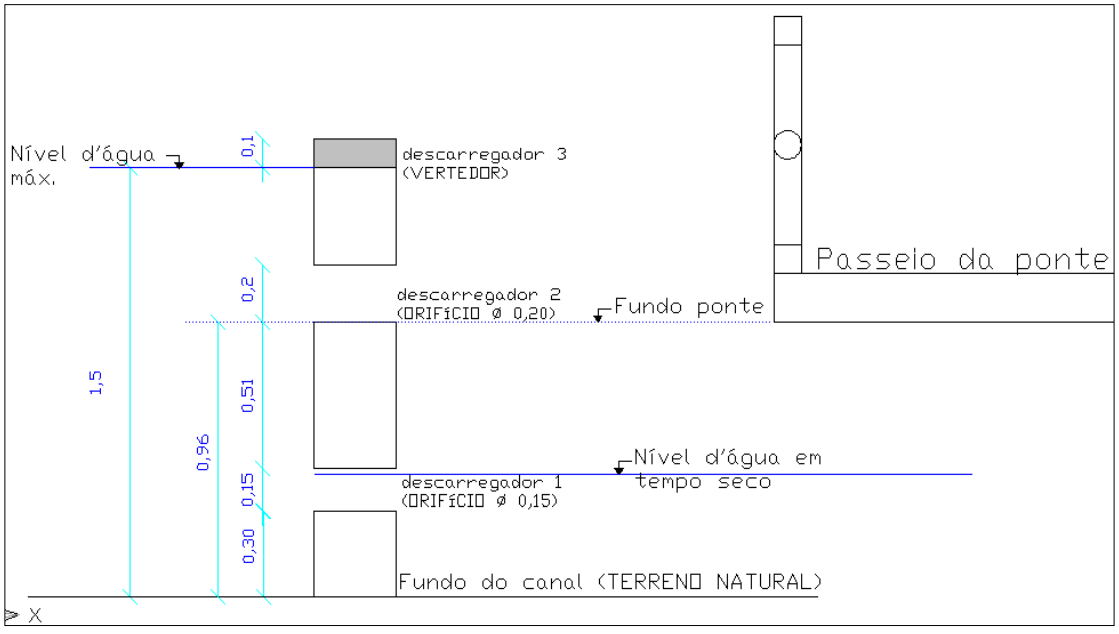


Figura 4.21 -Hidrograma do link C14 (canal sob ponte)

Na figura 4.22 é apresentada uma proposta de uma estrutura mista com dois descarregadores tipo orifício, além do descarregamento superior (vertedor). Sendo um orifício com 15 cm de diâmetro a 30 cm da base, e outro com 20 cm de diâmetro localizado acima do primeiro (a 96 cm da base). E para alimentação de dados do vertedor de soleira livre no modelo SWMM, é proposta uma altura de 10 cm acima da cota máxima de água na montante, com 1m de largura, o que pode ser visualizado na figura citada, inclusive com relação ao nível d'água no canal.

Normalmente devido a lançamentos de esgotos domésticos, o canal apresenta um nível d'água médio de 0,43 m, e outra cota crítica verificada nas observações no local, durante a ocorrência das tormentas, é o nível do fundo da laje da ponte. Sendo esta, a referência tomada como limite do nível d'água pretendido na jusante da estrutura de reservação.

Diante desta premissa, o primeiro orifício funcionará a seção plena, caracterizando escoamento forçado; para o segundo orifício trabalhar nesta mesma situação, o 3º descarregador (vertedor) será solicitado, o que é previsto com a ocorrência de tormentas superiores à de dia 31 de março de 2008.



.

Figura 4.22 - Perfil com a locação da estrutura e posicionamento dos descarregadores

Com esta nova configuração, procedeu-se à simulação com a tormenta de 31 de março de 2008 e a sub-bacia discretizada em 14 subáreas, gerando o hidrograma (figura 4.23) do link C14 que representa o trecho do canal sob a ponte da Rua N.S. de Fátima, onde se verifica na comparação do cenário sem a utilização do reservatório como do cenário com reservatório, uma redução média de 57 % das vazões propiciando a eficiência desta estrutura com a formatação proposta.

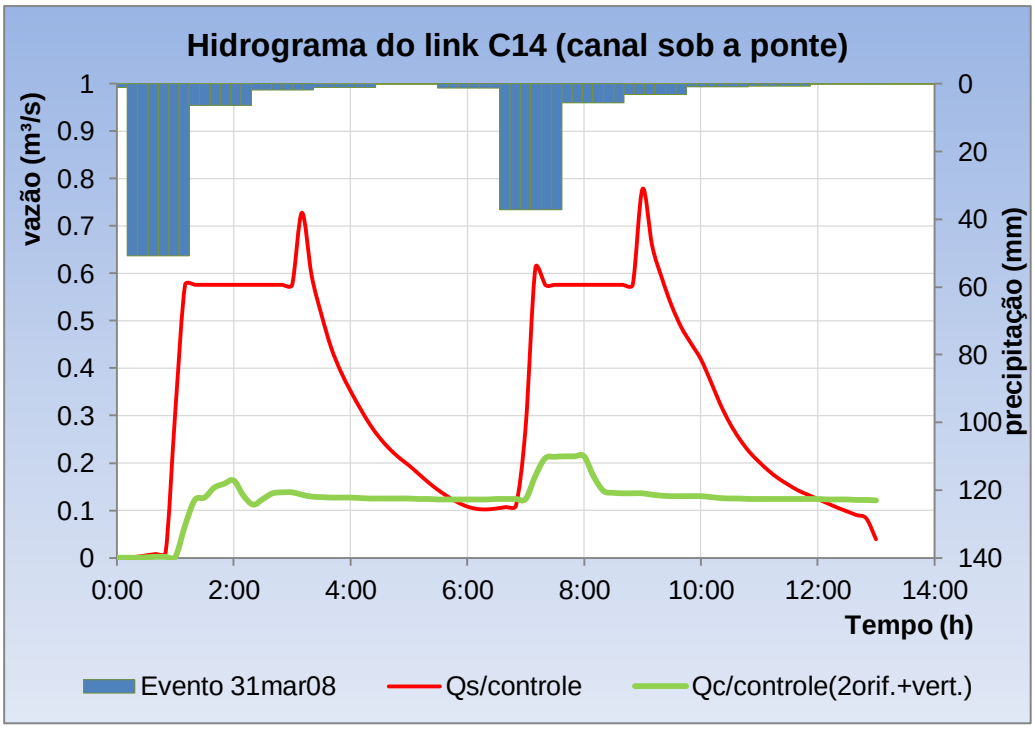


Figura 4.23- Hidrograma de trecho do canal (sob a ponte)

Verifica-se inclusive que com o decorrer do evento (entre 7 e 9 horas, quando foi constatada lâmina d'água na cota 4,40 do logradouro) uma redução média de 53 % das alturas de água em 3 junções (nós de simulação) a jusante do reservatório (nó antes da ponte, nó após a ponte e nó a aproximadamente 50 m após a ponte – figura 4.24).

Na tabela 4.17 são apresentadas detalhadamente as alturas de água simuladas nas junções J8, J10 e J11, para o cenário sem o reservatório único e com a adoção do reservatório, como também a altura de água nesta estrutura.

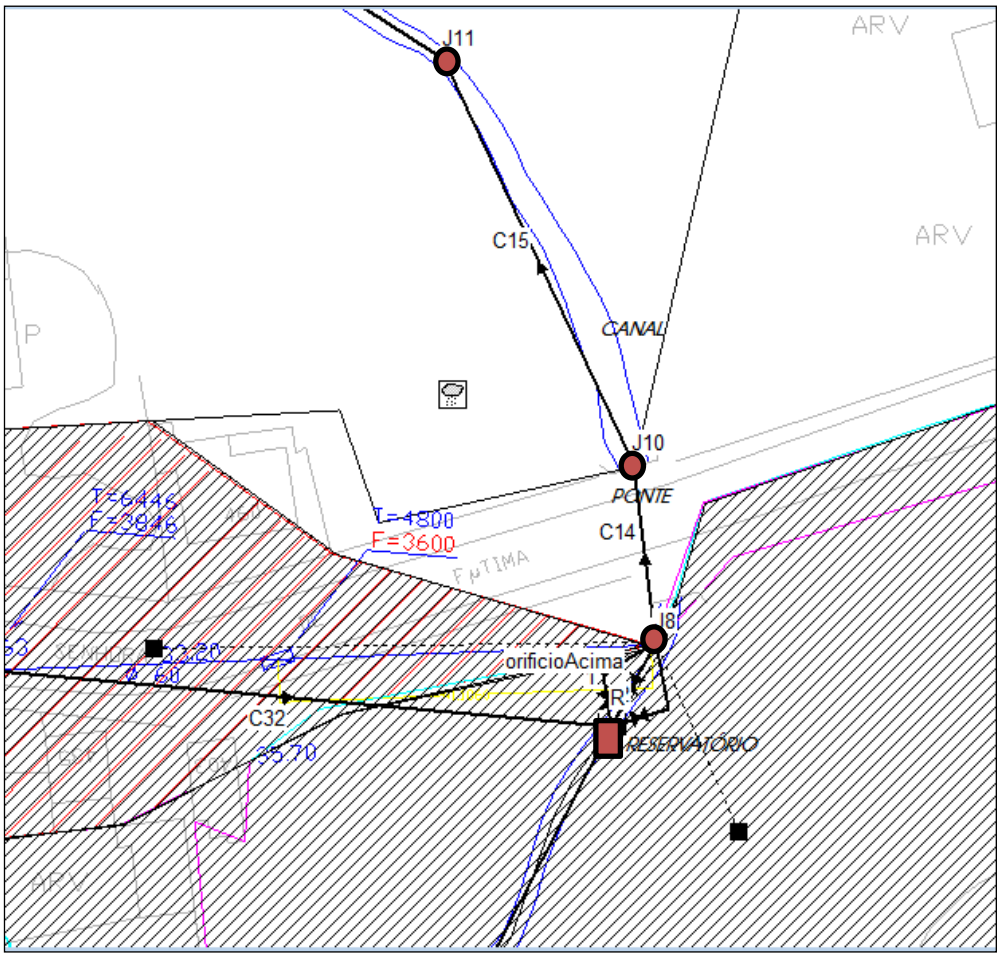


Figura 4.24 - Reservatório único com junções na jusante

Tabela 4.17 - Nível d'água no reservatório e nas junções a jusante

Alturas de água nas junções							
Horas	sem controle			com controle			
	J8	J10	J11	Reserv.	J8	J10	J11
7:00	0,34	0,65	0,65	1,48	0,17	0,67	0,67
7:10	0,30	0,83	0,65	1,49	0,21	0,73	0,68
7:20	1,20	1,20	0,82	1,50	0,23	0,77	0,74
7:30	1,20	1,19	1,11	1,50	0,24	0,77	0,76
7:40	1,20	1,19	1,16	1,50	0,24	0,77	0,77
7:50	1,20	1,19	1,18	1,50	0,24	0,77	0,77
8:00	1,20	1,19	1,18	1,50	0,24	0,77	0,77
8:10	1,20	1,19	1,19	1,50	0,20	0,72	0,76
8:20	1,20	1,19	1,19	1,50	0,18	0,69	0,71
8:30	1,20	1,19	1,19	1,50	0,18	0,68	0,69
8:40	1,20	1,19	1,19	1,50	0,18	0,68	0,69
8:50	1,20	1,19	1,19	1,50	0,18	0,68	0,68
9:00	1,20	1,19	1,19	1,50	0,18	0,68	0,68

4.4 Comportamento do sistema para outros eventos

Além do evento do dia 31 de março, quando ocorreu a maior tormenta do ano de 2008, foi acompanhado o comportamento do canal nos dias 21 de março e 13 de abril do mesmo ano, quando houve a ocorrência de tormentas menores, os quais procurou-se simular no SWMM com as discretizações já apresentadas, e que possibilitou em conjunto com o monitoramento das cotas de inundações, proceder algumas análises principalmente quanto o posicionamento dos orifícios com vista à melhor eficiência para eventos de menores intensidades, como é o caso dos 2 citados.

4.4.1 Tormenta de 21 de março de 2008

Este evento detalhado graficamente na figura 4.25, em seu pico máximo foi superior à curva de nível de 4m, cuja predominância se encontra na superfície da ponte conforme pode ser observado na figura 4.26, e na figura 4.27 pode ser constatado pelas imagens obtidas no local, o impacto causado pelo referido evento.

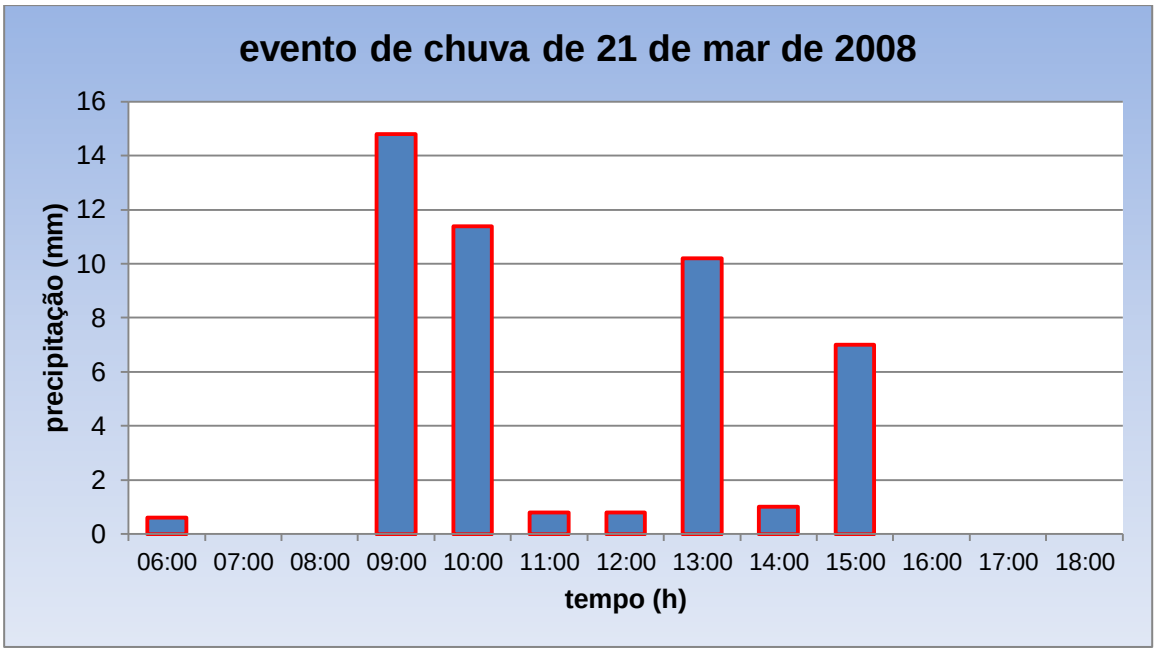
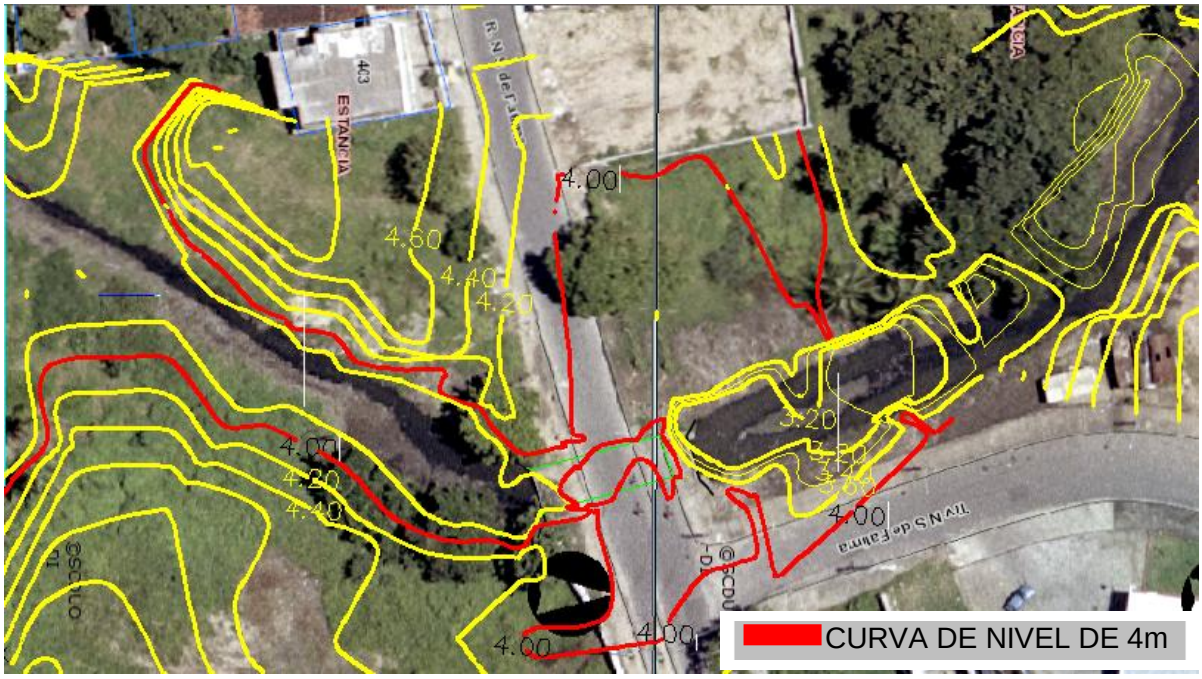


Figura 4.25 - Tormenta do dia 21 de março de 2008



Fonte: Prefeitura do Recife (2007)

Figura 4.26 - Curvas de nível do ponto de inundação

Figura 4.27 - Impacto causado pelo evento de 21 de março de 2008

Na simulação no SWMM para controle com 5 reservatórios utilizando a discretização em 14 SA (subáreas) e com a mesma configuração, no que se refere a diâmetro do descarregador tipo orifício (diâmetros variados), o hidrograma (figura 4.28) do trecho final da galeria principal da Rua N.S. de Fátima (link C7), apresentou eficiência menor na redução dos picos de vazão (25,8 %, 13% e 8,9%), quando comparado com a simulação com o evento de 31 de março que foi em média 28 % nos vazões; este fato pode ser explicado

pela adoção da mesmo diâmetro do orifício. Uma configuração com 3 descarregadores composto por 2 orifícios em posições que limitem a vazão por eventos e mais o vertedor, provavelmente proporcionaria mais eficiência aos reservatórios, como será visto mais adiante.

Para a discretização em lotes, com o evento de 21 de março e a formatação com orifício de 25 mm e vertedor, obteve-se redução de 25 % na vazão do link C103 no intervalo de maior pico, o que pode ser observado no hidrogramas da figura 4.29. Em comparação com o evento de 31 de março, houve um decréscimo na eficiência, haja vista que, para esta formatação (2 descarregadores) a redução foi de 32,3 % nas vazões.

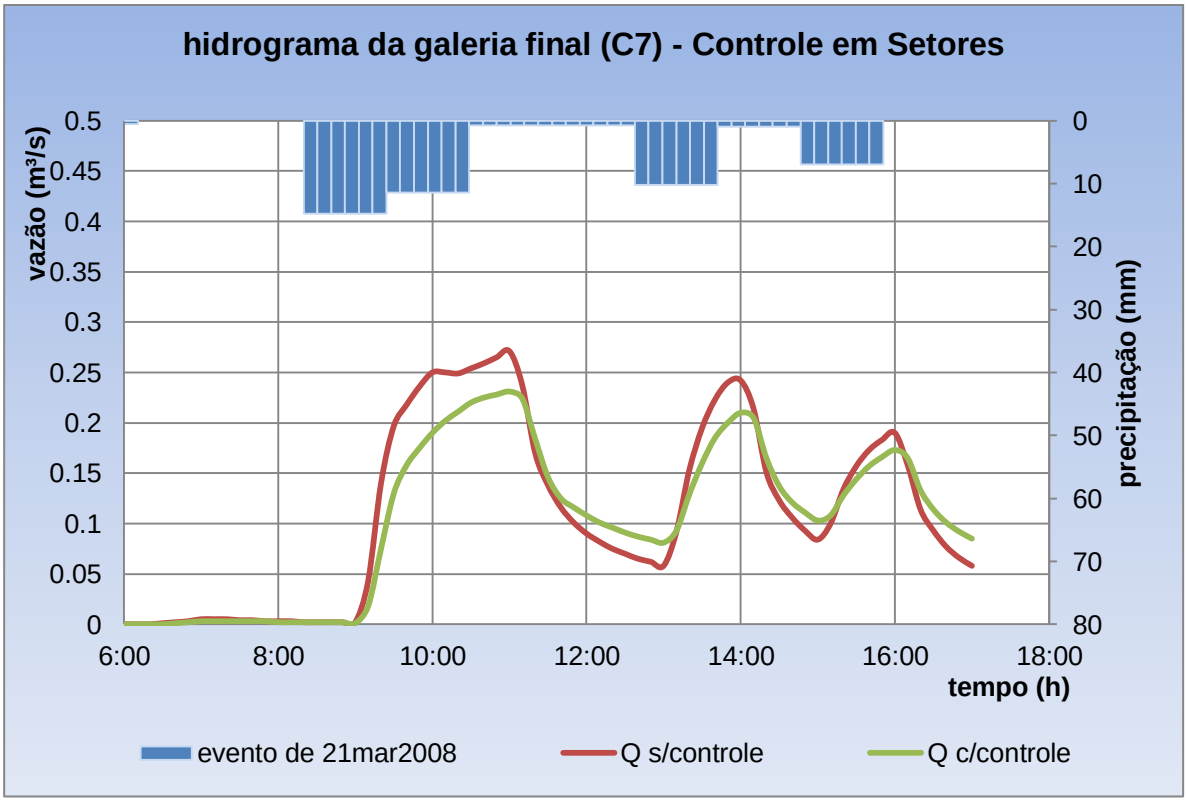


Figura 4.28 - Hidrograma para o evento de 21 de março (14 SA)

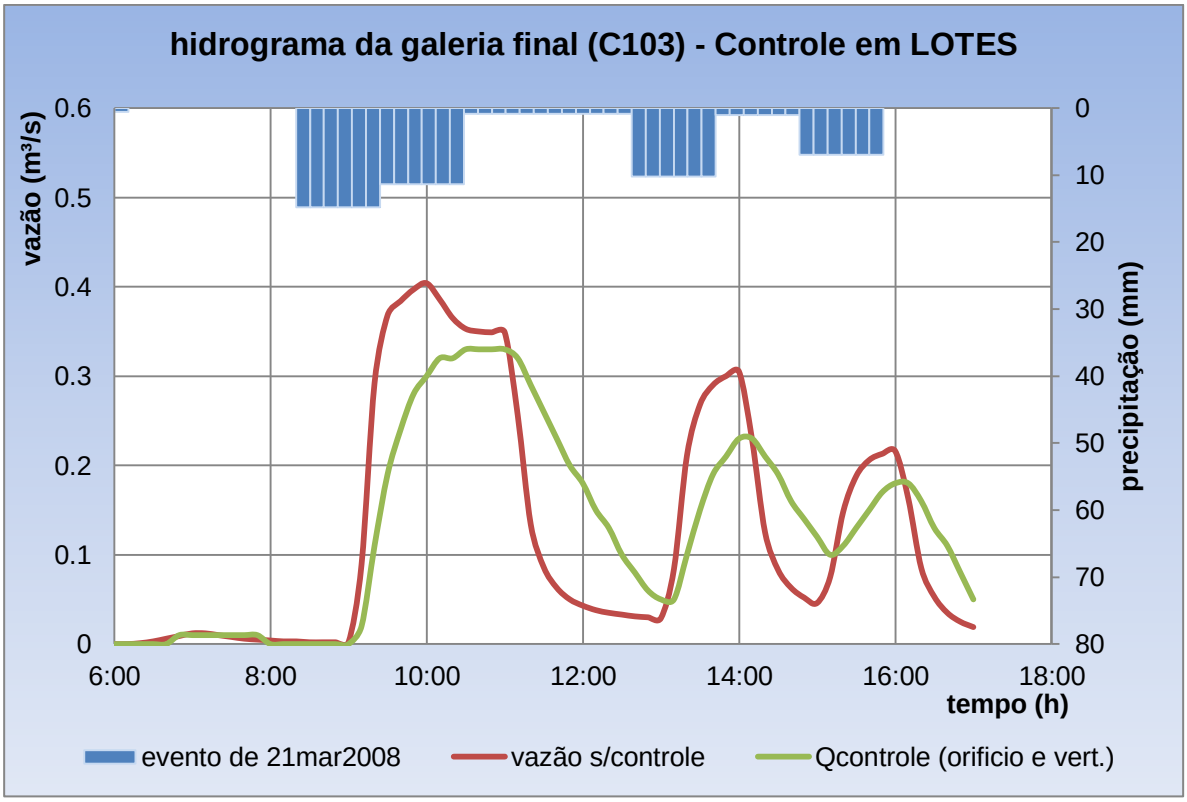


Figura 4.29 - Hidrograma para o evento de 21 de março (discretz. em lotes)

Na figura 4.30 é apresentado novamente o hidrograma para o cenário com 14 subáreas com detenção em setores, porém com a introdução de uma nova simulação onde os reservatórios são contemplados com 3 descarregadores (2 orifícios de 10 cm de diâmetro e 1 vertedor), constatando uma melhor eficiência desta configuração proporcionando abatimentos de 58%, 47% e 36% para os três picos consecutivos da chuva.

Nesta análise foi considerada uma altura de chuva de 14 mm correspondendo ao pico máximo da chuva de 21 de março, a partir do qual se obteve um volume aproximado de 3,50 m³ de armazenamento pelo método das chuvas. Conservando a largura e o comprimento do reservatório apresentado na figura 4.1, obtém-se uma altura de 65 cm para acomodar o volume deste evento, o que direcionou a posição do segundo orifício.

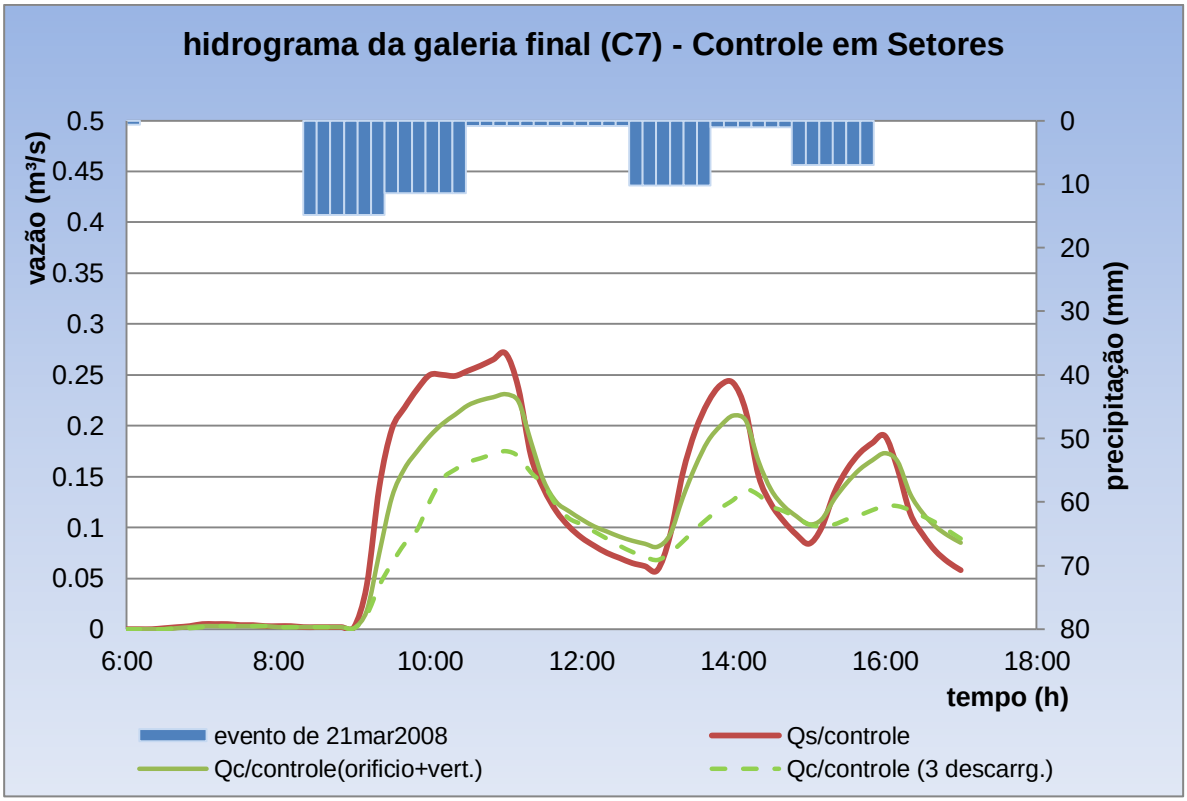


Figura 4.30 - Hidrograma para evento de 21/mar (14 SA)

4.4.2 Tormenta de 13 de abril de 2008

Outro dia que teve simulado o comportamento do sistema de drenagem em estudo, foi o de 13 de abril, com medições dos níveis de inundações na Rua N.S. de Fátima, cuja precipitação é representada graficamente na figura 4.31.

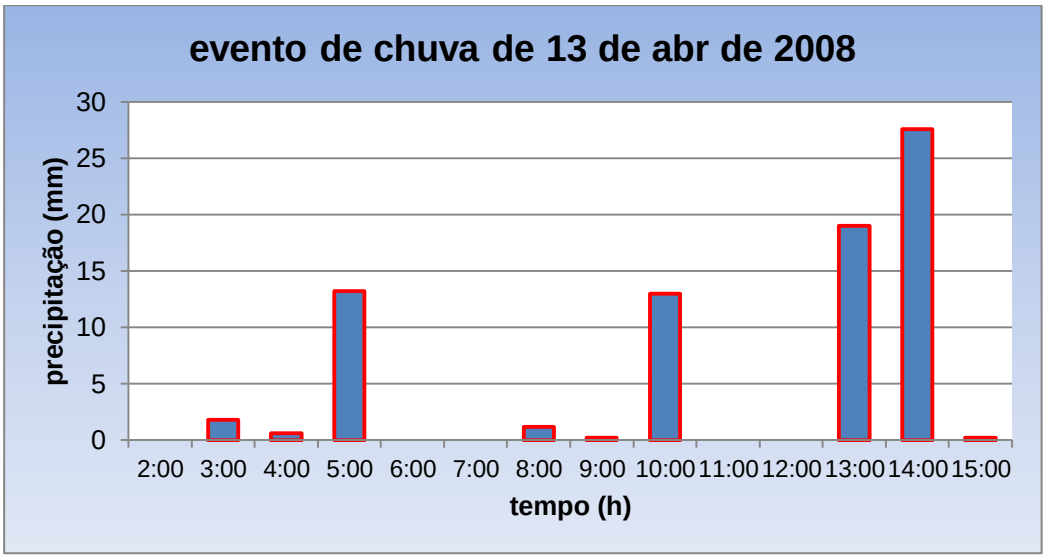


Figura 4.31 - Evento do dia 13/abril de 2008

O comportamento da galeria de 0,60m, em seu trecho final foi praticamente o mesmo, apresentando abatimento da vazão para os três picos do evento, no que se refere à discretização em 14 subáreas, utilizando reservatórios em setores com a mesma formatação de orifícios e vertedores utilizados para o evento de 31 de março, como também para a discretização em 282 subáreas (controle em lotes). Na simulação com reservatórios em lotes dotados apenas de vertedor, há abatimento acentuado no primeiro pico de vazão, porém nos picos subsequentes os descarregadores não apresentam mais eficiência no decorrer do evento, provavelmente por se encontrarem no máximo de sua capacidade, já constatado no trecho central do evento quando há apenas o retardo do pico de vazão. As figuras 4.32 e 4.33 apresentam o comportamento do hidrograma neste trecho da galeria para as respectivas discretizações.

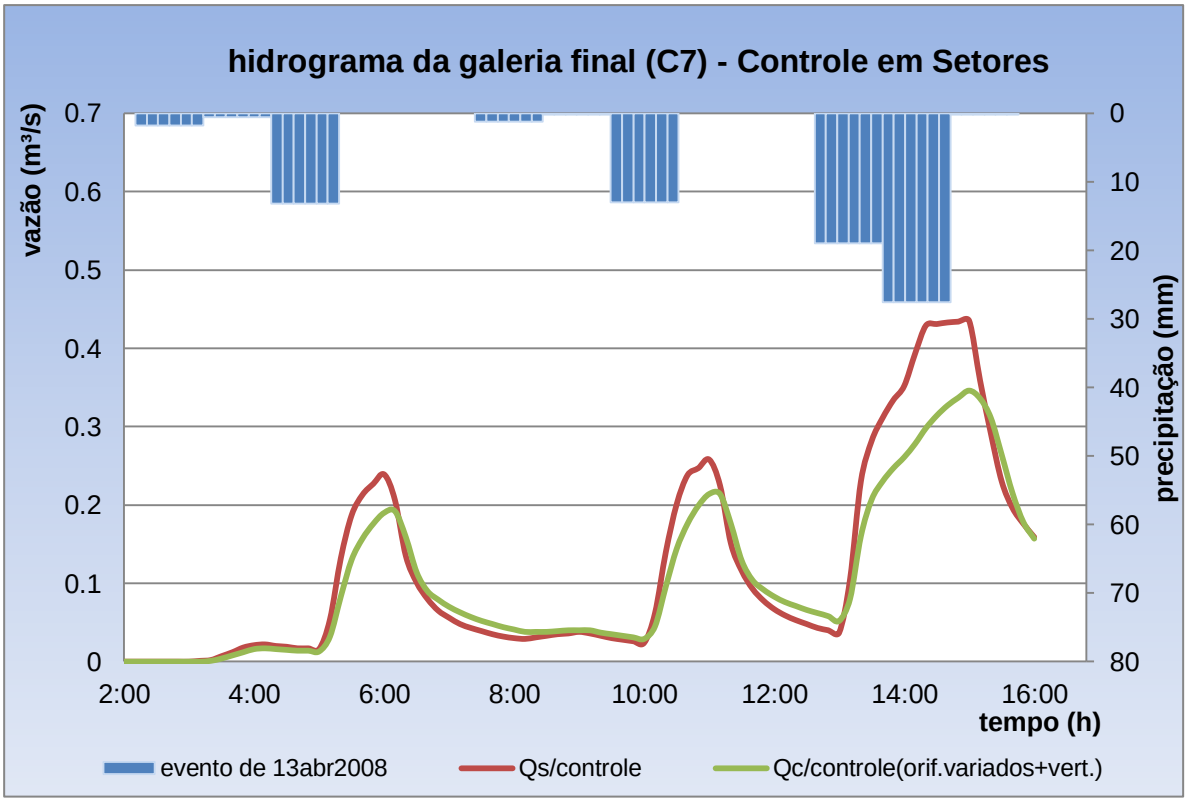


Figura 4.32 -Hidrograma para o evento de 13 de abril (14 SA)

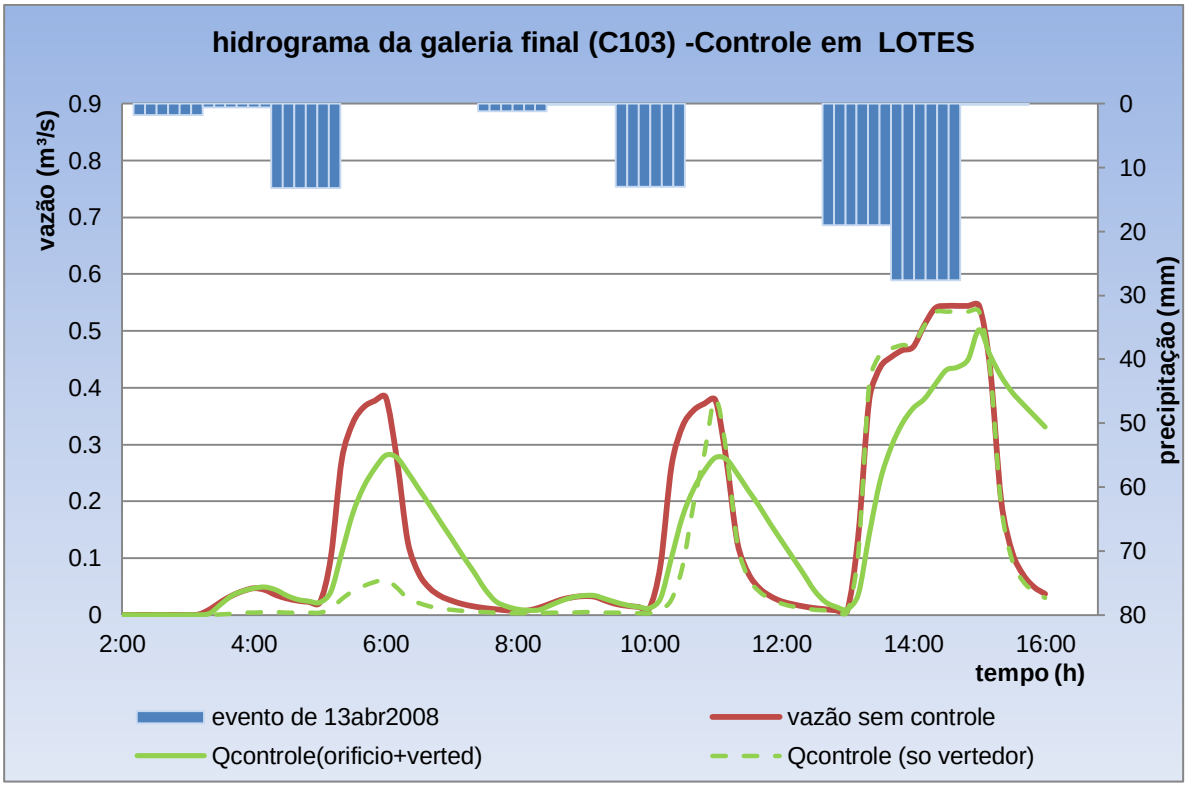


Figura 4.33 -Hidrograma para o evento de 13 de abril (discretiz. em lotes)

Com relação ao controle único (em nível de sub bacia), mantendo as configurações do reservatório dado na figura 4.22, verifica-se que na simulação com outros eventos, 21 de março de 2008 figura 4.34 e 13 de abril de 2008 figura 4.35, a eficiência no que se refere a reduzir as vazões do canal no seu trecho sob a ponte (link C14), se mantem com índices médios de 37% e 52% respectivamente. Pode-se constatar também que para o evento de 21 de março, quando as precipitações mais intensas ocorreram no inicio do evento, a redução no pico da vazão entre 15 e 16 h foi de aproximadamente 19 %. Enquanto que, com característica inversa, no evento de 13 de abril a redução das vazões entre 13 e 16 h foi de 47 %, ratificando a melhor eficiência do reservatório único quando comparado com as outras duas técnicas compensatórias utilizadas (em lote e em setores).

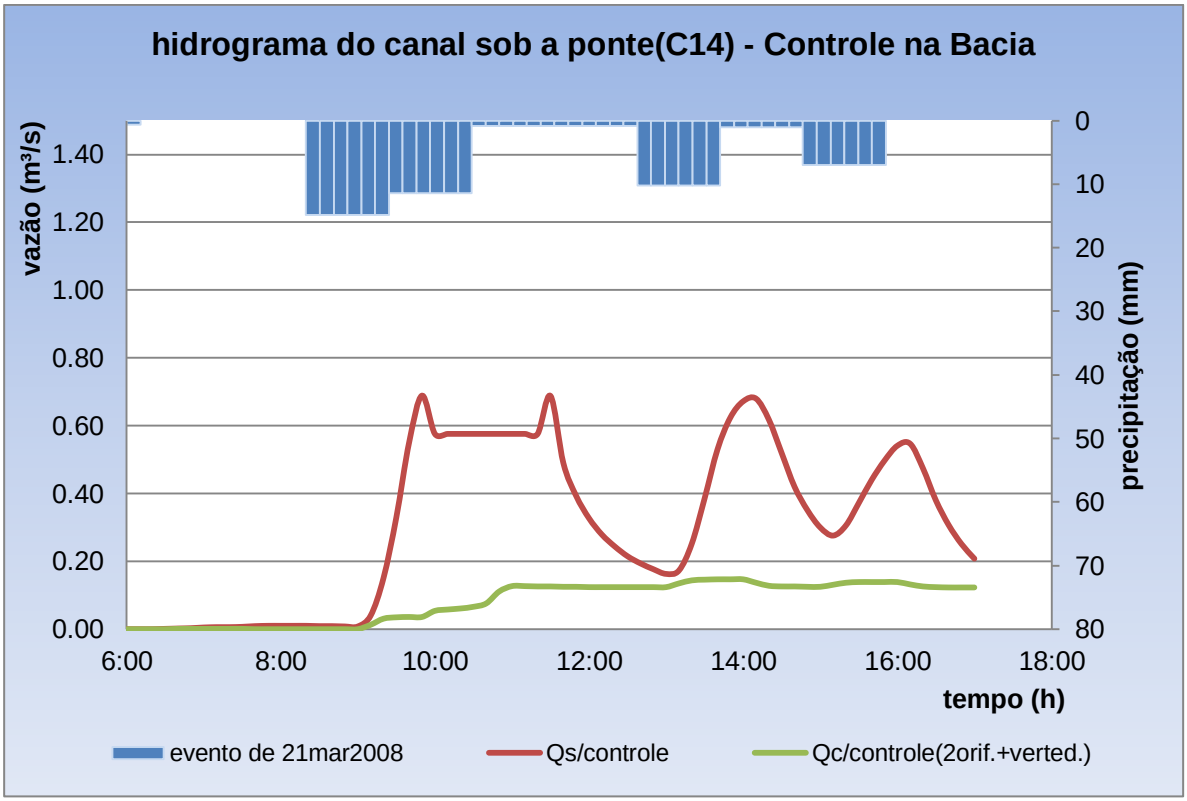


Figura 4.34 - Hidrograma para o evento de 21 de março - reservatório único

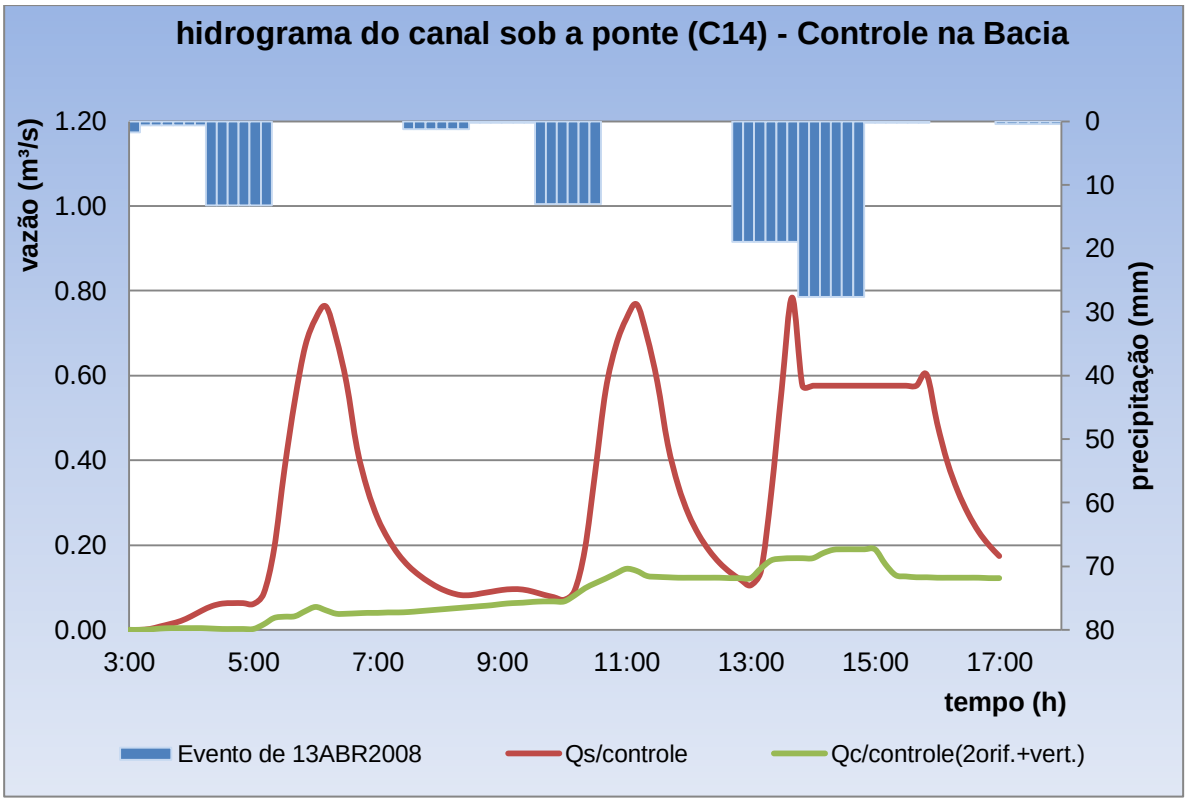


Figura 4.35 -Hidrograma para o evento de 13 de abril - reservatório único

5 Conclusões e Recomendações

Este trabalho teve o objetivo de estudar a aplicação de técnicas compensatórias de drenagem urbana a partir da aplicação do modelo chuva-vazão SWMM (**Storm Water Management Model**) em uma sub-bacia de um canal afluente do rio Jiquiá, localizado no bairro de Jardim São Paulo (Recife), com vistas a amenizar seus níveis de inundações quando da ocorrência de eventos torrenciais. Problemas como este, semelhantes às das grandes cidades do país no que se refere à drenagem urbana, provocados com o avanço da urbanização sem controle, que tem ao longo dos anos promovido a impermeabilização de áreas tais como: as áreas ribeirinhas ocupadas por invasões das margens; áreas onde outrora eram alagáveis, principalmente no caso da cidade do Recife, quando há algumas décadas atrás se dispunha de mais áreas de mangues nas bacias dos rios litorâneos; e as áreas permeáveis dos próprios lotes residenciais, que ao longo dos anos seus proprietários vêm infringindo a legislação municipal, sejam pavimentando jardins e quintais ou construindo em praticamente 100 % da área do lote.

Na etapa de monitoramento e de levantamentos de campo, bem como nas vistorias procedidas no local de estudo, pode-se constatar principalmente os dados referentes à ocupação dos lotes, numa área em que a legislação (Lei do Uso e Ocupação do Solo-LUOS) prevê que 25% da área do lote devem ser destinadas a área permeável, verificou-se uma ocupação média de 92,9 % do lote, restando para a área permeável apenas 7,9%.

Para aplicação do modelo na sub-bacia de estudo, procurou-se obter o máximo possível de informações relacionadas à topografia da área, que envolveu cadastro dos sistemas de micro drenagem tais como: locação dos sistemas em mapa base; definição das dimensões dos condutos; determinação de cotas de fundo e bordo dos poços de visitas como também de canaletas revestidas; identificação dos tipos de materiais empregados nestes sistemas de micro drenagem. Com relação à macro drenagem foram levantadas as seguintes informações: locação dos sistemas em mapa base; definição das seções a partir da elaboração de curvas de níveis a cada 20 cm ao longo do leito do canal da Sanbra. E complementando, buscou-se definir as taxas de impermeabilização e declividade superficial da área de estudo.

Com vista a reduzir os níveis de cheia do canal da Sanbra, buscou-se, a partir do modelo matemático, simular a aplicação de três técnicas compensatórias de drenagem:

- Micro reservatórios em lotes;
- Reservatório de detenção por setores da sub-bacia;
- Bacia de detenção em nível da sub-bacia aproveitando a calha do canal;

Decidiu-se definir por dois cenários de discretização da sub-bacia, um com 14 subáreas e outro com 282 subáreas, sendo este último com 277 representando os lotes da área mais elevada da sub-bacia, haja vista que, são os que possuem condições de receberem microrreservatórios. E para dado de entrada principal da modelagem, decidiu-se por 3 eventos chuvosos ocorridos em 2008, os quais foram observados, no que se refere ao comportamento dos sistemas de drenagem e a medições dos níveis de água na via que cruza o canal.

A avaliação da discretização do modelo SWMM mostrou que a divisão da sub bacia em lotes apresentou um incremento em média de 27 % a mais na vazão da galeria de chegada no canal (C7 para 14 subáreas e C103 para 282 subáreas). No entanto, não se pode tirar conclusões sobre qual a melhor discretização, pela falta de dados de observação.

Para análise da eficiência da aplicação de técnicas compensatórias, buscou-se nas simulações comparar o fluxo da água em condutos, para um cenário sem a aplicação das ditas técnicas, definidas como “sem controle”, com o cenário com a aplicação de técnicas compensatórias definidas como com controle. Para a aplicação de micro reservatórios em lotes e reservatório de detenção por setor, foi analisado o conduto representante do trecho final da galeria de concreto com diâmetro de 0,60m na chegada do canal, onde ocorre a inundação, cujo local foi definido como ponto de controle. Já na aplicação da bacia de detenção em nível de sub-bacia de estudo, foi escolhido o conduto representativo do canal em seu trecho sob a ponte da via principal (ponto de controle) que apresenta-se com seção retangular revestida.

A utilização do parâmetro “depressão na área impermeável” (*Dstore-Imperv*) das propriedades das subáreas (*Subcatchment*) do modelo SWMM, para representar o reservatório em lotes, segundo recomendam alguns autores, dentre eles Silva, 2007, não se mostrou eficiente no amortecimento do pico de vazão, para os cenários com 14 subáreas e 282 subáreas, haja vista que, com base no hidrograma obtido na simulação para uma depressão de 23mm nas áreas impermeáveis, ocorreu apenas um retardo no primeiro pico

do evento chuvoso, e para o restante do evento o comportamento praticamente foi o mesmo com depressão nula.

Com relação ainda à reservação em lotes, a melhor eficiência ficou com a simulação aplicando reservatórios com 8m³ nos 277 lotes da parte alta da sub-bacia, propícios a receberem tal estrutura, dotando-os apenas com um descarregador tipo vertedor onde foi obtido um abatimento de mais de 80% dos picos de vazão do evento de 31 de março de 2008. Porém, para os outros eventos esta configuração não se mostrou eficiente para o abatimento dos picos de vazões subsequentes. Os melhores resultados com os eventos de 21 de março e 13 de abril, foram obtidos dotando os microrreservatórios com orifício de 20 mm e vertedor de soleira livre.

O problema principal que se destaca está relacionado primeiramente aos custos de implantação e depois a manutenção destes elementos. Estes reservatórios poderiam também ter a função de armazenamento da água de chuva visando um aproveitamento no uso doméstico onde não se exija água de boa qualidade, como para regar jardins, ou utilizar nas descargas de bacias sanitárias.

A melhor eficiência entre as técnicas compensatórias aplicadas ficou por conta da implantação de uma bacia de detenção em nível da sub-bacia, aproveitando uma área remanescente dos quintais de algumas propriedades, cortadas pelo referido canal, e que já é objeto de alagamentos. Podendo-se inclusive adequar a estrutura de detenção, um projeto paisagístico que ofereça um equipamento de lazer a comunidade, e ao mesmo tempo dificulte possíveis invasões, haja vista que, estas áreas encontram-se atualmente abertas, servindo apenas para depósitos de resíduos sólidos, como lixos domésticos e resíduos de construções.

Esta configuração, com uma estrutura do tipo barramento composto com três descarregadores, apresentou uma eficácia de quase 80% na redução dos picos de vazões (média de 57 %) no trecho do canal sob a ponte da rua N.S. de Fátima para o evento de 31 de março. Conclui-se inclusive que a eficiência se estende, quando aplicado na simulação os outros eventos observados, com médias de abatimentos de 37 % para a chuva de 21 de março e 52 % para a chuva de 13 de abril.

Apesar de ter sido alvo de vários trabalhos científicos, a questão sobre o nível de discretização do modelo ainda é fato discutível, haja vista algumas colocações nestes trabalhos. Manuais e tutoriais do referido modelo hidrológico, por exemplo, não estabelece nenhum tópico específico para o tema. Vale destacar ainda com relação ao modelo SWMM

a dificuldade em estabelecer uma relação entre as alturas de água nos nós (junções), com as alturas de água observadas nos locais onde estabeleceram as respectivas junções, acredita-se que um monitoramento, como colocado, mais preciso nos pontos de controle (vazões de galerias e do canal, e nível do canal), proporcionaria melhor ajustamento do modelo nas junções.

Com relação a custos, estima-se que a implantação desta estrutura única será menor do que os custos de implantação de reservatórios em setores, que além de propiciar uma menor eficiência, entorno de 37% no abatimento da vazão na galeria principal da rua N. S. de Fátima, o dimensionamento mostrou ser necessário estruturas de grandes dimensões para o armazenamento, o que influi provavelmente também em custos maiores de manutenção, quando comparado com os custos de uma estrutura única.

Estima-se inclusive que o custo de implantação de uma estrutura única seja menor do que a elevação da pavimentação do trecho inundável da rua N. S. de Fátima, pois este procedimento, implantado de maneira correta, implica também na construção de uma nova ponte; pois a opção de apenas acrescentar camadas de pavimentação no greide atual, funcionará para impedir a inundação do trecho estudado, mas não amenizará os picos de vazão à jusante.

A bacia do referido canal apresenta outros pontos de alagamentos a jusante, numa via importante para o sistema viário da cidade (av. Recife), e a detenção em uma bacia única provavelmente diminuirá o fluxo de água para este segundo ponto de alagamento, propiciando diminuição dos referidos níveis de água na via, sugere-se ampliar o referido estudo englobando a totalidade da bacia do canal, principalmente visando avaliar os efeitos das técnicas de controle aplicadas neste trabalho, ao longo dos elementos de jusante.

Há uma necessidade urgente de elaboração de planos diretores para as bacias hidrográficas dos principais rios da cidade do Recife, com vistas a, determinar diretrizes principalmente no que se referem a soluções não estruturais, atrelada a uma política de educação ambiental eficiente, que proporcione, sobretudo, a diminuição dos índices de poluição dos referidos mananciais.

6 Referências Bibliográficas

ACQUA-PLAN CONSULTORIA; FIDEM (Fundação de Desenvolvimento da Região Metropolitana do Recife). - Plano Diretor de Macrodrenagem da Região Metropolitana do Recife, disponível na EMLURB. Recife – PE, 1980.

ANDRADE, A. G.; SZÉLIGA, M. R.; SZESZ, J. R. S. – Uilização de Micro-Reservatórios de Detenção para Atenuação de Inundações em Bacias Urbanas – Publicação UEPG V. 6 n. 01 - Ponta Grossa – MG, 2000. 22 p.

ARAÚJO, P. R.; TUCCI, C. E. M.; GOLDENFUM, J. A. - Avaliação da Eficiência dos Pavimentos Permeáveis na Redução do Escoamento Superficial. ABRH/RBRH V5 n3-2000. Porto Alegre – RS, 1999.

BAPTISTA, M. B.; COELHO, M. M. L. P.; CIRILO, J. A.; MASCARENHAS, F. C. B.; CANALI, G. V.; CABRAL, J. J. S. P.; AZEVEDO, J. R. G.; MONTENEGRO, S. M. G. L. - Hidráulica Aplicada – 2ª edição - ABRH, Porto Alegre - RS, 2003. 621 p.

BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. - Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana – 1ª edição; - ABRH, Porto Alegre-RS, 2005. 266 p.

BARTH, F. T.; POMPEU, C. T.; FILL, H. D.; TUCCI, C. E. M.; KELMAN, J.; BRAGA, B. P. F. - Modelos Para Gerenciamento de Recursos Hídricos, edição: Nobel/ABRH - São Paulo – SP, 1987. 525 p.

BASTOS, A. P. - Análise dos Parâmetros do Modelo SWMM para Avaliação do Escoamento em duas bacias Periurbanas em Santa Maria,– RG, Dissertação de Mestrado disponível em < http://cadastrocthidro.ana.gov.br/arquivos/dissertacao> Porto Alegre – RS, 2007. 170 p.

CABRAL, J. J. S. P.; VALDO, A. A. - Gestão de Território e Manejo Integrado das Águas Urbanas, Organizado por Escola Internacional da Água para o Desenvolvimento – Hydroaid, 2005. PP. 111 – 130.

CANHOLI, A. P. - Drenagem Urbana e Controle de Enchentes – Editora: Oficina de Textos, São Paulo-SP, 2005. 302 p.

CARAMORI, V. - Trincheiras de Infiltração como elemento de controle do escoamento superficial: Um estudo experimental, Anais do XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Belo Horizonte – MG, 1999.

CARLON, M. R. - Percepção dos Atores Sociais quanto às Alternativas de Implantação de Sistemas de Captação e Aproveitamento de Água de Chuva em Joinville – SC, disponível em <https://www6.univali.br/tede/tde_busca/arquivo.php?codArquivo=468> Itajaí – SC, 2005. 203 p.

CHOW, V. T.; MAIDMENT, D. R.; MAYS, L. W. - Hidrologia Aplicada (traducción: Saldarriaga, Juan G.) – McGRAW-HILL – Santafé de Bogotá – Colombia, 1997. 584 p.

COLLISSCHONN, W. - Simulação Hidrológica de Grandes Bacias, tese de Doutorado, disponível em <http://galileu.iph.ufrgs.br/collischonn/climarh/download/download.htm>. Porto Alegre – RS, 2001, 270 p.

COLLODEL, M. G. - Aplicação do Modelo Hidrológico SWMM na Avaliação de Diferentes Níveis de Detalhamento da Bacia Hidrográfica Submetida ao Processo de transformação Chuva-Vazão, Dissertação de Mestrado – São Carlos – SP, 2009. 225.p.

COSTA, L. L.; BARBASSA, A. P. - Parâmetros de Projeto de Microrreservatório, de Pavimentos Permeáveis e de Previsão de Enchentes Urbanas – Revista Engenharia Sanitária e Ambiental, vol. II. nº 1 – jan/mar, Rio de Janeiro-RJ, 2006.

CRUZ, M. A. S.; TUCCI, C. E. M. - Avaliação dos Cenários de Planejamento na Drenagem Urbana, disponível em < http://www.abrh.org.br/novo/rev_rbrh.php?id=40>, Porto Alegre/RS, 2009. 13 p.

CRUZ, M. A. S; ARAUJO, P. R.; SOUZA, V. C. B.(1999). - Estrutura de Controle do Escoamento Urbano na Micro drenagem, Anais do XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hidrícos, Belo Horizonte – MG, 1999.

ECOLOGICAL ENGINEERING, WBM OCEANICS and PARSONS BRINKERHOFF, - WSUD – (Water Sensitive Urban Design) Engineering Procedures: Stormwater. Publicação: CSIRO Publishing. Melbourne – Australia, 2005. 306 p.

EMERSON, C. H. – Evaluation of the Additive of Stormwater Detention Basins at the Waterhed, Thesis Submitted to the Faculty of Drexel University – Philadelphia – PA – USA, 2003 (disponível em: http://userpages.umbc.edu/~weltyc)

ENCIBRA S.A. ENGENHARIA DE CONSULTORIA, - Plano Diretor de Drenagem Urbana para a Cidade do Recife, disponível na EMLURB. Recife – PE 1978.

FENDRICH, R.; Drenagem Urbana de Curitiba, Editora PINI - Revista Techne 105 – Dezembro 2005, São Paulo-SP, 2005.

FERNANDES, C. Microdrenagem - Um Estudo Inicial, disponível em <http://www.dec.ufcg.edu.br/saneamento/Drenagem.html?submit=%CDndice+de+Microdrenagem> acessado em 2009, UFPB-Campina Grande – PB,2002–(196 p.).

FRANCO, E. J. - Dimensionamento de Bacias de Detenção das Águas Pluviais com Base no Método Racional, dissertação de mestrado disponível em <www.dspace.c3sl.ufpr.br/-dspace/index.jsp>, Curitiba – PR, 2004 – 155 p.

GARCIA, J. I. B.; PAIVA, E. M. C. D. - Monitoramento Hidrológico e Modelagem da Drenagem Urbana da Bacia do Arroio Cancela, ABRH/RBRH-V11.N7- Porto Alegre – RS, 2006.

GARCIA, J. I. B.; PAIVA, E. M. C. D.; BRITES, A. P. Z.; PAIVA, R. C. D. - Avaliação da Discretização em uma Bacia Hidrográfica Urbana, através do Modelo SWMM, (XXI Congresso Latinoamericano de Hidráulica, São Pedro – São Paulo-2004). Disponível em < http://www.ufsm.br/iurh/Trabalhos%20publicados> Santa Maria – RS, 2004. 10 p.

GUO, J. C. Y.; HSU, E. S. C. – Stormwater Detention and Retention Systems, disponível em: http://www.cws.net.cn/xiazai/li081020a2-1.pdf - Department of Civil Engineering, U. of Colorado at Denver, Colorado – USA, 2008.

JONES, J. E. ; GUO, J. ; URBONAS, B. ; PITTINGER, R. - Essential Safety Considerations for Urban Stormwater Retention and Detention Ponds, UDFCD Seminar / Edição Stormwater magazine, January/February 2006 - Denver – Colorado/USA, 2006.

MAY, S. - Estudo da viabilidade do aproveitamento de água de chuva para consumo não potável em edificações, dissertação de Mestrado, disponível em < http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3146/tde-02082004-122332/pt-br.php> São Paulo - SP, 2004. 159 p.

MELLER, A.; PAIVA, E. M. C. D. - Simulação Hidrológica 1D de Inundações em Sistema de Drenagem Urbana. ABRH/RBRH V12-N2, Santa Maria – RS. 2007.

MELLO, F. M. – Equação de GREEN-AMPT para a Infiltração da Água no – Aproximações Numéricas para Explicitação do Volume Infiltrado – Revista das Ciências Agrárias, disponível em < http://www.scielo.oces.mctes.pt/scielo> Lisboa – Portugal, 2007 – 5p.

MELO, M. J. V. – A Bacia do Rio Fragoso em Olinda-PE: Drenagem e Gestão Ambiental, Dissertação de Mestrado disponível em < biblioteca.universia.net/html>, UFPE, Recife – PE, 2003. 202 p.

MELO, M. J. V. – Medidas Estruturais e Não-Estruturais de Controle de Escoamento Superficial Aplicáveis na Bacia do Rio Fragoso na Cidade de Olinda – Tese de Doutorado, UFPE, disponível em < http://www.ufpe.br/editora/tesedissertacoes.php> Recife – PE, 2007. 172 p.

NEVES, E. T. - Curso de Hidráulica, Editora Globo, Rio de Janeiro-RJ, 1986.

NEVES, M. G. F. P.; TASSI, R.; VILLANUEVA, A. O. N.; ALLASIA D. G. - Proposta de Melhoria nos Reservatórios para Controle de Cheias Urbanas, disponível em < http://www.rhama.net/download/artigos/artigo39.pdf> Porto Alegre-RS, 2000.

ROSSMAN, L. A. - Storm Water Management Model User's Manual - EPA (United States environmental Protection Agency). Edição revisada disponível em < http://www.epa.gov/epahome/scitech.htm> - New York-USA, 2010.

SCRAGGS, C. J. ; LEMCKERT, C. J. - Preliminary Estimation Methods for Sizing Detention Basins in Queensland, 15th Australasian Fluid Mechanics Conference The University of Sydney, Sydney - Australia, 2004 (disponível em: http://mech.eng.unimelb.edu.au/people/staffresearch/AFMS%20site/15/AFMC00218.pdf)

SILVA, K. A. - Análise da Eficiência de Métodos de Controle de Enchentes na Atenuação de Picos de Cheias Utilizando o Modelo Computacional SWMM – Storm Water Managemente Model, Dissertação de Mestrado, disponível em < http://bdtd.ufg.br/tedesimplificado/tde_busca/arquivo.php?codArquivo=92 >. Goiana-GO, 2007. 126 p.

SILVEIRA, A. L. L. - Desempenho de fórmulas de tempo de concentração em bacias urbanas e rurais, RBRH/ABRH, v.10 - jan/mar 2005.

SILVEIRA, A. L. L., TUCCI, C. E. M., CRUZ, M. A. S. - Controle de Escoamento com Detenção em Lotes Urbanos, ABRH/RBRH, v.3 n.4, 1998.

SOUZA, V. C. B.; GOLDENFUM, J. A. - Trincheira de Infiltração como Elemento de Controle do Escoamento Superficial: Um Estudo Experimental, Anais do XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hidrícos - Belo Horizonte-MG, 1999.

SOUZA. V. C. B. - Estudo Experimental de Trincheira de Infiltração no Controle da Geração do Escoamento Superficial. Tese de Doutorado disponível em <http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle>, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS, 2002.

TASSI, R. - Efeito dos Microrreservatórios de Lote sobre a Macrodrenagem Urbana – Dissertação de Mestrado, disponível em < http://www.rhama.net/download>, Porto Alegre - RS , 2002. 156 p.

TASSI, R. - Comparação de duas Metodologias para determinação do Volume de Detenção em Pequenas Bacias Urbanas – O caso de Porto Alegre/RS, disponível em < http://www.rhama.net/download> Porto Alegre – RS, 2005. 10 p.

TEMPRANO, J.; ARANGO, Ó.; CAGIAO, J.; SUÁREZ, J.; TAJERO, I. – Stormwater Quality Calibration by SWMM: A Case Study in Northern Spain, disponível em < http://ajol.info/index.php/wsa/article/viewFile/5240/12816> La Coruña – Spain, 2005. 9 p.

THE NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, Urban Stormwater Management in the United States, disponível em < http://www.nap.edu/catalog/12465.html>, Washington D.C - USA, 2008.

TUCCI, C. E. M. - Coeficiente de Escoamento e Vazão Máxima de Bacias Urbanas, ABRH-Artigo RBRH, Volume 5 n.1 Jan/Mar 2000. Porto Alegre – RS. 2000.

TUCCI, C. E. M. - Gerenciamento da Drenagem Urbana, Artigo RBRH, Volume 7 n.1 Jan/Mar 2002. Porto Alegre –RS. 2002.

TUCCI, C. E. M. - Gestão das Inundações Urbanas, Ministério das Cidades – Global Water Partnership - Wolrd Bank – Unesco**.** Porto Alegre – RS, 2005.

TUCCI, C. E. M. – Hidrologia / Ciência e Aplicação, edição UFRGS/ABRH, Porto Alegre – RS, 2004. 943 p.

TUCCI, C. E. M. - Modelos Hidrológicos, edição UFRGS/ABRH, Porto Alegre – RS, 2005. 678 p.

TUCCI, C. E. M.; BERTONI, J. C. - Inundações Urbanas na América do Sul, edição ABRH, Porto Alegre – RS. 2003.

VALERIO FILHO, M.; ALVES, M.; GARCIA, R.; FANTIN, M. - Análise do Crescimento Urbano e os Reflexos na Macrodrenagem com Auxilio de Geotecnologias. Estudo de Caso: Bacia Hidrográfica do Ribeirão Vidoca - São José dos Campos – SP*,* Univap- Instituto de Pesquisa e Desenvolvimento- IP&D São José dos Campos- SP, 2002.

VLLLELA, S. M. & MATTOS, A. - Hidrologia Aplicada, Editora: McGraw-Will, São Paulo – SP, 1975. 246 p.

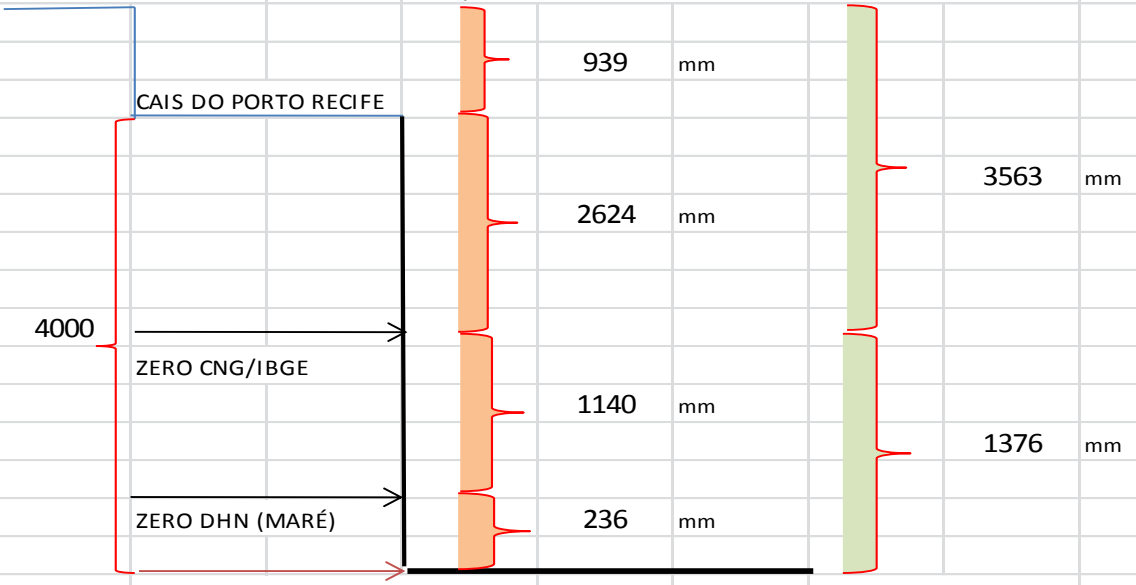
Anexos

ANEXO A -Influência da maré em parte da cidade do Recife

Obs.: As regiões onde ocorrem linhas (curvas de nível) que apresentam cota de 2,00 m sofrem alagamentos em marés muito altas.

ANEXO B –Relação entre as Referências de Níveis de altitudes no Porto do Recife

RN nº 393 (IBGE) = 35633 (chapa cravada na R. Vidal de Oliveira, nº 32)



ZERO HIDROGRAFICO DA DNPVN = 0 mm ADOTADO PELA PCR

CNG- Conselho Nacional de Geografia;

DHN- Diretoria de Hidrografia e Navegação;

DNPVN- Departamento Nacional de portos e Viação Náutica (Portobrás)

Fonte: Luis Antonio Braga Martins (IPNH-Instituto de Portos de Navegação e Hidrográfia)

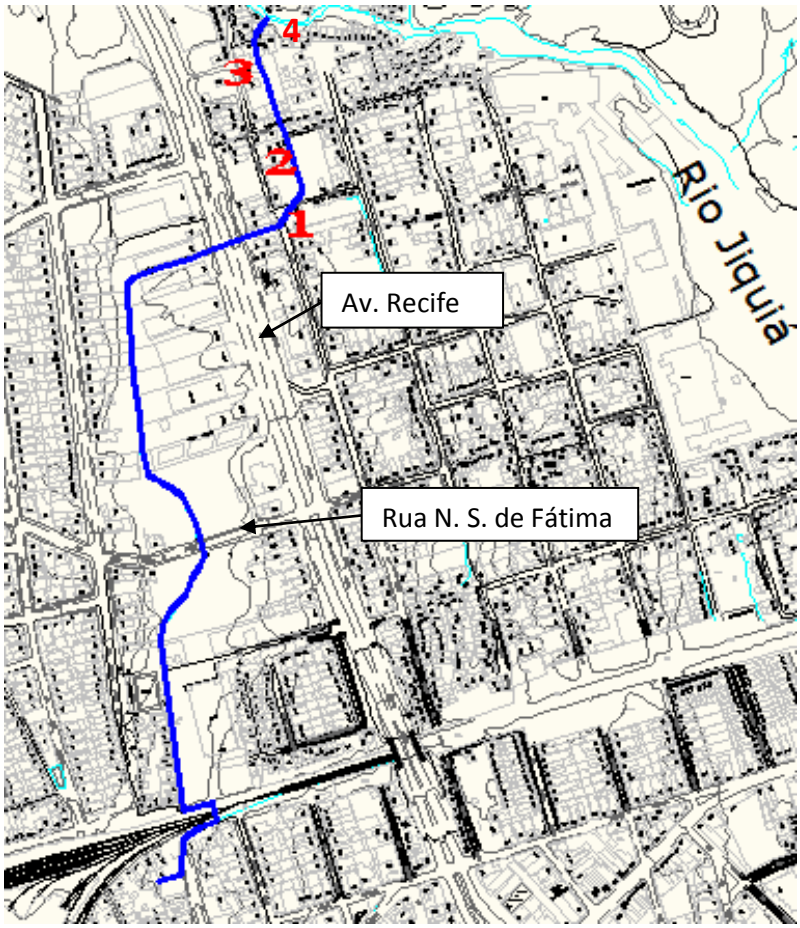
Paulo Roberto Carneiro de Carvalho (FIDEM-Fundação de Desenvolvimento Metropolitano do Recife)

ANEXO C -Classificação de Köppen adaptada para o Brasil

Símbolos Climáticos	Características	Regime de Temperatura e Chuvas	Área de Ocorrência
Am (equatorial)	Quente com uma estação seca (primavera)	Temperaturas elevadas: médias entre 25ºC e 27ºC.	Maior parte da Amazônia
Af (equatorial)	Quente sem estação seca	Pluviosidade elevada: médias de 1.500 a 2.500 mm/ano.	Porção oriental e noroeste da região Norte
Aw (tropical)	Quente, com chuvas de verão	Temperatura média entre 19ºC e 28ºC, pluviosidade média inferior a 2000 mm/ano.	Brasil Central e Roraima
Aw (tropical)	Quente, com chuvas de verão e outono		Litoral norte
As (tropical)	Quente, com chuvas de inverno e outono	Duas estações bem definidas: o verão (chuvoso) e o inverno (seco).	Litoral oriental do nordeste (Zona da Mata)
Bsh (semi-árido)	Quente e seco, com chuvas de inverno*	Médias anuais térmicas superiores a 25ºC. Pluviosidade média anual inferior a 1000 mm/ano com chuvas irregulares.	Sertão do Nordeste
Cwa (tropical de altitude)	Chuvas de verão e verões rigorosos	Médias térmicas entre 19ºC e 27ºC.	Interior do Sudeste e pequena porção do Mato Grosso do Sul
Cwb (tropical de altitude)	Chuvas de verão e verões brandos		Terras altas do Sudeste
Csa (tropical de altitude)	Chuvas de outono-inverno e verões quentes	Pluviosidade média de 1500 mm/ano; chuvas de verão.	Chapada da Borborema, região Nordeste.
Cfa (subtropical)	Chuvas bem distribuídas e verões rigorosos	Médias térmicas entre 17ºC e 19ºC.	Áreas mais baixas da região Sul (litoral e sul da região)
Cfb (subtropical)	Chuvas bem distribuídas e verões brandos	Pluviosidade média de 1500 mm/ano; chuvas bem distribuídas.	Áreas mais altas do planalto Meridional e serras

Fonte: Ambiente Brasil – 2010

ANEXO D -Mapa geral do canal da Sanbra na bacia do rio Jiquiá, a oeste da cidade do Recife



Traçado do canal da Sanbra

ANEXO E - Tabela Amostra de Lotes

	ÁREA	POÇO DE REF.	ÁREA	POÇO DE REF.	ÁREA	POÇO DE REF.	ÁREA	POÇO DE REF.	ÁREA	POÇO DE REF.
	1	P43	2	P47	3	P53	5	P62	6	PCANAL
	Nº LOTE	ÁREA (m²)	Nº LOTE	ÁREA (m²)	Nº LOTE	ÁREA (m²)	Nº LOTE	ÁREA (m²)	Nº LOTE	ÁREA (m²)
	78	240,48	228	356,35	183	172,69		479,67		585,72
	70	241,31	235	261,76	181	147,02		230,96		187,49
	66	376,28	245	303,66	158	168,53		645,83		402,64
	58	178,61	16	585,89	154	142,45		143,49		
	70/36	789,14	210 2L	413,77	141	138,55		160,71		
	34	250,77	S/N	464,88	137	126,3				
	28	240,47	105	292,84	136	450,3				
	551	583,14	75	305,68	150	380,93				
	S/N	184,1	S/N	468,57	136	406,83				
	71	212,22	75	285,65	S/N-arv	361,09				
	81	202,14	65	361,92	42	379,28				
	254	295,51	55	255,52	52	175,53				
	274	408,24	S/N	257,3	54	178,35				
	240	311,07	39	207,02	47	365,9				
	S/N	597,33	25	146,31	59	352,54				
	267	518,06	21/13	436,44	S/N-c	355,36				
	S/N	466,56	120	396,13	S/N	358,4				
			78	349,96	71	374,31				
			S/N	161,11	86	363,38				
			187	233,87	77	715,65				
					102	356,6				
					114	353,93				
					113	351,54				
					121	366,04				
					124	356,08				
					131	370,75				
					134	362,64				
					145	360,23				
					143	353,23				
TOTAIS =	17	6095,43	20	6544,63	29	9344,43	6	1660,66	3	1175,85
áreaMÉDIA ->		358,55		327,23		322,22		327,23		391,95