

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**MONITORAMENTO HIDROLÓGICO E MODELAGEM
DA DRENAGEM URBANA DA BACIA HIDROGRÁFICA
DO ARROIO CANCELA**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Joaquin Ignacio Bonnacarrère Garcia

Santa Maria, RS, Brasil

2005

**MONITORAMENTO HIDROLÓGICO E MODELAGEM DA
DRENAGEM URBANA DA BACIA HIDROGRÁFICA DO
ARROIO CANCELA**

por

Joaquin Ignacio Bonnacarrère Garcia

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM,RS) como requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil.**

Orientador: Prof.^aDr^a. Eloiza Maria Cauduro Dias de Paiva

Santa Maria, RS, Brasil

2005

**Universidade Federal de Santa Maria
Centro de Tecnologia
Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil**

A Comissão Examinadora, abaixo assinada,
aprova a Dissertação de Mestrado

**MONITORAMENTO HIDROLÓGICO E MODELAGEM DA DRENAGEM
URBANA DA BACIA HIDROGRÁFICA DO ARROIO CANCELA**

elaborada por

Joaquin Ignacio Bonnacarrère Garcia

como requisito parcial para obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil

COMISSÃO EXAMINADORA:

Prof^a. Dr^a. Eloiza Maria Cauduro Dias de Paiva
(Presidente/Orientador)

Prof. Dr. Antonio Marozzi Righetto (UFRN)

Prof. Dr. João Batista Dias de Paiva (UFSM)

Santa Maria, 28 de Fevereiro de 2005.

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais, Luis e Cristina Bonnacarrère e aos meus irmãos Luis e Reinaldo, pelo carinho, incentivo, compreensão durante esta etapa tão difícil.

A minha noiva e colega Ana Paula Zubiaurre Brites pelo carinho, apoio, dedicação e incentivo.

A professora Eloiza Maria Cauduro Dias de Paiva pela oportunidade, orientação e amizade nestes dois anos.

Ao professor João Batista Dias de Paiva pelo auxílio e conselhos indispensáveis para os trabalhos de campo.

Os meus colegas de mestrado Juliana Scapin e Lidiane Barroso, pela amizade e companheirismo neste período.

Aos bolsistas de iniciação científica Rodrigo Paiva e Leandro Pochmann pela ajuda em trabalhos de campo e no laboratório e principalmente pela amizade.

Aos servidores técnicos Alcides Sartori e José Astério pelos serviços prestados.

Aos grandes amigos José Lander e Maria Suzana Brites pela amizade e incentivos, e as demais pessoas que me acompanharam durante esta etapa importante da minha vida.

Ao Fundo Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – FNDCT/CT-HIDRO através do projeto CT Hidro/GURH: FINEP03/2002 pelos recursos financeiros.

A empresa Geocentro Geologia Engenharia e Estaquiamento Ltda pela disponibilização dos dados das sondagens realizadas na área em estudo.

RESUMO

Dissertação de Mestrado
Curso de pós-graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Santa Maria, RS, Brasil

MONITORAMENTO HIDROLÓGICO E MODELAGEM DA DRENAGEM URBANA DA BACIA HIDROGRÁFICA DO ARROIO CANCELA

Autor: Joaquin Ignacio Bonnacarrère Garcia

Orientador: Prof^a. Dr^a. Eloiza Maria Cauduro Dias de Paiva

Data e Local da Defesa: Santa Maria, 28 de Fevereiro de 2005.

Este trabalho teve o objetivo de avaliar o modelo SWMM na bacia hidrográfica do Arroio Cancela, na cidade de Santa Maria-RS. O enfoque foi à calibração dos eventos de cheia e o entendimento dos parâmetros envolvidos na simulação. As análises foram realizadas através do monitoramento hidrológico e da utilização de técnicas de geoprocessamento, para o levantamento das características físicas da bacia e do processo de urbanização. Na avaliação do processo de urbanização a bacia apresentou crescimento de 17% da área urbana e 24% de áreas impermeabilizadas, entre 1980 e 2004. O aumento da vazão de pico e no volume escoado, neste período, foram 109% e 89,8%, respectivamente. Os resultados obtidos na calibração dos parâmetros foram satisfatórios. Na discretização detalhada da bacia obteve-se um coeficiente de correlação médio de 0,95 para a vazão e erros médios, na vazão de pico e no volume escoado, de 2,9% e 17,1%, respectivamente. Já na discretização simplificada, desta bacia, obteve-se um coeficiente de correlação médio de 0,94 e erros médios de 6,3% e 17,3% para as respectivas variáveis. Na análise de sensibilidade realizada para a bacia com discretização detalhada os parâmetros que apresentaram maior sensibilidade foram a porcentagem de áreas impermeáveis e o coeficiente de rugosidade de Manning para os módulos Runoff e Extran, respectivamente. Na simulação dos cenários futuros, de expansão urbana, foi possível avaliar, para uma condição extrema um aumento na vazão de pico e do volume escoado de 60 e 59%, respectivamente, em relação ao cenário atual. Estes resultados alertam a necessidade do planejamento do uso e ocupação do solo em áreas urbanas.

ABSTRACT

Dissertação de Mestrado
Curso de pós-graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Santa Maria, RS, Brasil

HIDROLOGICAL MONITORING AND URBAN DRAINAGE MODELLING OF THE ARROIO CANCELA CATCHMENT

Author: Joaquin Ignacio Bonnacarrère Garcia
Advisor: Prof^a. Dr^a. Eloiza Maria Cauduro Dias de Paiva
Date and Local: Santa Maria, February 28th 2005

The present work was carried out to evaluate the use of the SWMM model on the Arroio Cancela stream at Santa Maria-RS. The focus was on the calibration of the events and understanding parameters involved in the simulation. The hydrologic variables were directly measured and the physical characteristics of the area and the urbanization process determined through GIS techniques. The evaluation of the urbanization process showed a growth of 17% of the urban area and 24% in impermeable area from 1980 to 2004. The increasing in peak flow and runoff volume, in the same period was 109 and 89,9%, respectively. The calibration of the model, for the parameters studies was satisfactory. In a detailed discretisation of the catchment a correlation coefficient of 0,95 was obtained between the observed and predicted values, the mean errors for peak flow and runoff volume were 2,9 and 17,1% respectively. In a simplified discretisation of the catchment, a medium correlation coefficient of 0,94 and medium errors, in the pick flow and drained volume, of 6,3 and 17,3% were obtained. In a sensibility analysis made with detailed discretization of the catchment, the parameters showing higher sensibility were percentage of impermeable area and Manning's roughness coefficient for the modules Runoff and Extran, respectively. In the simulation of the future sceneries of urban expansion, it was possible to evaluate for a extreme condition, an increase in peak flow and runoff volume of 60 and 59%, respectively, in relation to the present situation. These results alert to the need for of a good planning of the land use and occupation of urban areas.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - Relação entre os módulos estruturais do SWMM. (Modificado de Huber & Dickinson (1992)).....	31
FIGURA 2 – Localização da Bacia hidrográfica do Cancela	39
FIGURA 3 - Localização das estações de monitoramento	40
FIGURA 4 - Mapa Planialtimétrico da bacia do Arroio Cancela	41
FIGURA 5 – Uso do solo para o ano de 2004	44
FIGURA 6 – Uso do solo para o ano de 1980	46
FIGURA 7 – Uso do solo para o ano de 1992	47
FIGURA 8 - Mosaico das fotos aéreas dos anos 1980 (A) e 1992 (B), e imagem de satélite do ano de 2004 (C)	48
FIGURA 9 – Evolução do uso do solo em porcentagem de área para as datas analisadas	49
FIGURA 10 – Zoneamento da área da bacia proposto pelo Plano Diretor vigente (PDV)	51
FIGURA 11 – Zoneamento da área da bacia proposto pelo Projeto de Lei do (PDDUA)	52
FIGURA 12 – Unidade geotécnica propostas por Maciel (1990) para a área da Bacia Hidrográfica	54
FIGURA 13 – Localização dos pontos onde foram realizadas as sondagens	55
FIGURA 14 – Foto da seção de medição de vazão (A) e obtenção dos dados do registrador de nível (B).....	56
FIGURA 15 – Vazões e cotas médias observadas na estação fluviográfica Cancela	57
FIGURA 16 – Vazões e cotas máximas observadas na estação fluviográfica Cancela	57
FIGURA 17 – Curva chave determinada no período de monitoramento	59
FIGURA 18 – Estação pluviográfica Sest Senat	60
FIGURA 19 – Valores da precipitação diária na estação pluviográfica Sest Senat no período monitorado	61
FIGURA 20 – Bacia hidrográfica do Arroio Cancela com discretização detalhada em dezoito sub-bacias	63

FIGURA 21 – Bacia hidrográfica do Arroio Cancela com discretização simplificada em seis sub-bacias.....	63
FIGURA 22 – Concepção dos canais e sub-bacias para a simulação detalhada.....	66
FIGURA 23 – Concepção dos canais e sub-bacias para a simulação simplificada...	67
FIGURA 24 – Seção transversal característica do trecho 116 no exutório da bacia .	69
FIGURA 25 – Seção transversal característica do trecho 115	69
FIGURA 26 – Seção transversal característica do trecho 113	69
FIGURA 27 – Áreas de risco de inundação	70
FIGURA 28 – Fotos da área de risco, (A) área de inundação e (B) seção principal do canal, no evento do dia 15/12/03	70
FIGURA 29 – Evento do dia 15/12/2003 - condição de escoamento A.....	81
FIGURA 30 – Evento do dia 13/03/2004 - condição de escoamento A.....	82
FIGURA 31 – Evento do dia 31/01/2004 - condição de escoamento B.....	82
FIGURA 32 - Evento do dia 07/05/2004 - condição de escoamento B.....	82
FIGURA 33 – Evento do dia 10/06/2004 - condição de escoamento B.....	83
FIGURA 34 – Evento do dia 16/10/2004 - condição de escoamento B.....	83
FIGURA 35 – Evento do dia 09/11/2004 - condição de escoamento B.....	83
FIGURA 36 – Evento do dia 03/11/2004 - condição de escoamento B.....	84
FIGURA 37 – Evento do dia 06/12/2004 - condição de escoamento B.....	84
FIGURA 38 – Evento do dia 22/09/2004 - condição de escoamento C.....	84
FIGURA 39 – Evento do dia 10/09/2004 - condição de escoamento C.....	85
FIGURA 40 – Evento do dia 12/10/2004 condição de escoamento C.....	85
FIGURA 41 – Variação do armazenamento em função da precipitação total do evento	92
FIGURA 42 – Variação da intensidade média de precipitação em função do lb.....	93
FIGURA 43 – Resultados da vazão de pico e do volume escoado para os conjuntos A, B e C, em função dos valores observados.....	98
FIGURA 44 – Resultados da vazão de pico e do volume escoado para o conjunto AB, em função dos valores observados	98
FIGURA 45 – Influência dos parâmetros do módulo Runoff na vazão de pico.....	100
FIGURA 46 – Influência dos parâmetros do módulo Runoff no volume escoado....	101
FIGURA 47 – Influência do parâmetro AI na vazão de pico e no volume escoado .	101
FIGURA 48 – Influência do parâmetro W na vazão de pico e no volume escoado .	102
FIGURA 49 – Influência do parâmetro n na vazão de pico e no volume escoado ..	102

FIGURA 50 – Influência do parâmetro l na vazão de pico e no volume escoado ...	103
FIGURA 51 – Influência do parâmetro d na vazão de pico e no volume escoado ..	103
FIGURA 52 – Influência dos parâmetros do módulo Extran no volume escoado....	104
FIGURA 53 – Influência dos parâmetros do módulo Extran no volume escoado....	105
FIGURA 54 – Hidrogramas do evento do dia 15/12/2003, para os cenários de urbanização.....	106
FIGURA 55 – Hidrogramas do evento do dia 13/03/2004, para os cenários de urbanização.....	106
FIGURA 56 – Hidrogramas do evento do dia 10/06/2004, para os cenários de urbanização.....	106
FIGURA 57 – Hidrogramas do evento do dia 11/09/2004, para os cenários de urbanização.....	107
FIGURA 58 – Relação entre o aumento da porcentagem de impermeabilização e vazão de pico	108
FIGURA 59 – Avaliação das áreas com potencial de risco à população – Evento: 15/12/2003	110
FIGURA 60 – Avaliação das áreas com potencial de risco à população – Evento: 13/03/2004	110
FIGURA 61 – Avaliação das áreas com potencial de risco à população – Evento: 10/06/2004	111
FIGURA 62 – Simulação do evento do dia 13/03/2004, para os anos de 1980, 1992, 2004 e um cenário futuro de urbanização	113
FIGURA 63 – Caixa para adição de novos módulos	130
FIGURA 64 – Caixa de entrada de dados no módulo Runoff.....	131
FIGURA 65 – Caixa de entrada de dados para sub-bacias, no módulo Runoff	131
FIGURA 66 – Ilustração de uma rede de drenagem em ambiente SIG, no aplicativo PCSWMM 2003.....	132
FIGURA 67 – Visualização do perfil de um sistema de drenagem.....	132
FIGURA 68 – Montagem do sistema de drenagem sobre uma imagem georreferenciada	133
FIGURA 69 – Esquemática das sub-bacias	136
FIGURA 70 – Representação do reservatório não linear das sub-bacias	137
FIGURA 71 – Esquema do escoamento subterrâneo (modificada de James et al. 2003)	140

FIGURA 72 – Método de Euler modificado para a descarga baseado nas projeções de $t+\Delta t/2$ e $t+\Delta t$.(modificado de James et al., 2003) 146

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – Estimativa dos Coeficientes de Rugosidade de Manning, obtidos para o escoamento superficial.....	37
TABELA 2 - Características físicas da Bacia Hidrográfica Cancela.	42
TABELA 3 – Dados obtidos para o uso do solo para a data de 2004	45
TABELA 4 – Dados obtidos para o uso do solo para as datas de 1980 e 1990	47
TABELA 5 – Valores do uso do solo para as datas analisadas	49
TABELA 6 – Índices de ocupação para as zonas E, Ee e Expansão da urbanização (EU).....	50
TABELA 7 – Índices de ocupação para as zonas propostas pelo PDDUA	52
TABELA 8 – Porcentagem de área impermeável nas quadras analisadas	53
TABELA 9 – Valores das porcentagens de área impermeáveis para as sub-bacias nos diferentes cenários futuros de expansão urbana.....	53
TABELA 10 – Características das sub-bacias da discretização detalhada	65
TABELA 11 – Características das sub-bacias da discretização simplificada	65
TABELA 12 – Características do canal para a discretização detalhada.....	68
TABELA 13 – Características do canal para a discretização simplificada.....	68
TABELA 14 – Características dos eventos selecionados para as simulações	72
TABELA 15 – Parâmetros obtidos na calibração do modelo para bacia com discretização detalhada.....	86
TABELA 16– Parâmetros obtidos na calibração do modelo para bacia com discretização simplificada.....	87
TABELA 17 – Resultados obtidos na calibração dos eventos para a bacia	88
TABELA 18 – Valores da altura de armazenamento para as condições de escoamento.....	91
TABELA 19 – Valores do coeficiente de rugosidade de Manning médios obtidos para o canal.....	94
TABELA 20 – Valores dos coeficientes de descarga dos orifícios	95
TABELA 21 – Comparação entre os níveis observados e simulados (cenário atual) para o trecho 116	95
TABELA 22 – Conjuntos de parâmetros determinados pela calibração para a discretização detalhada.....	96
TABELA 23 – Verificação de qualidade dos conjuntos obtidos na calibração.....	96

TABELA 24 – Verificação dos conjuntos de parâmetros A, B e C obtidos na calibração para os eventos.....	97
TABELA 25 – Verificação do conjunto de parâmetros AB obtidos na calibração	97
TABELA 26 – Valores obtidos na simulação dos cenários futuros.....	107
TABELA 27 – Valores para os níveis de risco.....	109
TABELA 28 – Profundidades obtidas para as inundações nas áreas de risco A e B	112
TABELA 29 – Valores encontrados para a vazão de pico e volume escoado para os anos de 1980, 1992, 2004 e cenário de expansão 3.....	113
TABELA 30 - Pontos de controle utilizados no georreferenciamento da imagem do satélite Ikonos.	128
TABELA 31 - Classificação superficial da sub-bacia (Huber e Dickinson et al 1992)	136
TABELA 32 – Coordenadas dos pontos obtidos no levantamento topográfico	154
TABELA 33 – Características dos bueiros	162
TABELA 34 – Características dos canais retangulares.....	162
TABELA 35 – Coordenadas (x,y) das seções irregulares utilizadas para representação dos trechos	163
TABELA 36 - Dados das sondagens na área da bacia em estudo.....	165

LISTA DE SIGLAS, SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A	Área
AI	Parâmetro de porcentagens de área impermeável
As	Área da superfície do nó
C'	Constante adimensional
C _#	Número de Courant
C _d	Coefficiente de descarga dos orifícios
C _w	Coefficiente de descarga dos vertedores
D	Declividade
DHI	Danish hydraulic institute
ΔH _{máx}	Nível máximo da superfície d'água no nó
d _i	Altura de armazenamento em áreas impermeáveis
d _p	Altura de armazenamento em áreas permeáveis
Δt	Passo de tempo (intervalo de tempo)
E	Eficiência de Nash e Sutcliffe
EPA	Environmental protection agency
g	Aceleração gravitacional
GHIDROS	Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental
GIS	Geographic information system
ha	Hectare
I	Capacidade de infiltração no solo
I ₀	Infiltração máxima ou inicial
I _b	Infiltração mínima ou final
k	Coefficiente de decaimento da equação de Horton
k _c	Coefficiente de compacidade
L	Comprimento do canal ou conduto
l _e	Largura do retângulo equivalente
L _w	Largura da soleira
m	Metro
m ³	Metro cúbico
mm	Milímetro
MOUSE	Modelling of Urban Sewers
n	Coefficiente de rugosidade de Manning
n _i	Coefficiente de rugosidade de Manning áreas impermeáveis
n _p	Coefficiente de rugosidade de Manning áreas permeáveis
Q	Vazão ou descarga
Q _p	Vazão de pico
Q _{pcal}	Vazão de pico calculada
Q _{pobs}	Vazão de pico observada
R	Coefficiente de correlação
R	Raio hidráulico
RMS	Erro médio quadrático
s	Segundos
S	Declividade equivalente do conduto
S ₀	Desvio padrão dos dados observados

S_c	Desvio padrão dos dados calculados
S_f	Declividade da linha de energia
SIG	Sistema de Informações Geográficas
SWMM	Storm Water Management Model
t	Tempo
UFSM	Universidade Federal de Santa Maria
v	Velocidade
V	Volume
V(t)	Velocidade no conduto
V_{esc}	Volume escoado
$V_{esc\ cal}$	Volume escoado calculado
$V_{esc\ obs}$	Volume escoado observado
W	Largura da sub-bacia
x,y	Coordenadas
y	Profundidade

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	16
1.1. Objetivos	18
1.1.1. Objetivo Geral.....	18
1.1.2. Objetivos Específicos	18
2. REVISÃO DA LITERATURA	19
2.1. Água e meio urbano	19
2.2. Impacto da urbanização na cheias	21
2.3. Drenagem urbana integrada ao meio urbano de forma sustentável	23
2.4. Monitoramento das bacias hidrográficas urbanas	24
2.5. Modelos hidrológicos e suas aplicações	25
2.5.1. Modelos hidrológicos distribuídos.....	27
2.5.2. Escoamento superficial.....	27
2.5.3. Modelos de propagação do escoamento.....	27
2.5.4. Modelos utilizados na drenagem	29
2.5.5. Análise e aplicações do modelo SWMM.....	34
3. DESCRIÇÃO DA ÁREA ESTUDADA E ESTAÇÕES DE MONITORAMENTO	39
3.1. Localização da Bacia Hidrográfica do Arroio Cancela	39
3.2. Estações de Monitoramento	39
4. DADOS OBTIDOS DO MONITORAMENTO DA BACIA HIDROGRÁFICA DO ARROIO CANCELA	41
4.1. Determinação das características físicas da bacia hidrográfica	41
4.2. Tipologias de uso e ocupação do solo	42
4.2.1. Determinação do uso do solo para ano de 2004	43
4.2.2. Determinação do uso do solo para os anos de 1980 e 1992.....	45
4.3. Análise do processo de urbanização	48
4.4. Determinação de cenários futuros de expansão urbana	50
4.5. Clima e solo	54
4.6. Monitoramento fluviográfico	56
4.6.1. Determinação da curva-chave	58
4.7. Monitoramento pluviográfico	60
4.8. Discretização da bacia e análise do sistema de drenagem	61
4.8.1. Discretização das sub-bacias	62

4.8.2.	Discretização do Arroio Cancela.....	65
4.8.3.	Seções transversais e áreas de risco de inundações do Arroio Cancela	68
5.	ANÁLISES E ESTUDOS DO SISTEMA DE DRENAGEM	72
5.1.	Aplicação do modelo SWMM – Storm Water Management Model.....	72
5.1.1.	Representação do sistema de drenagem no modelo SWMM.....	73
5.1.2.	Estabilidade do modelo	75
5.2.	Calibração do modelo SWMM.....	77
5.2.1.	Calibração do módulo Runoff	78
5.2.2.	Calibração do módulo Extran	78
5.3.	Análise de sensibilidade	79
6.	RESULTADOS E DISCUSSÃO DA APLICAÇÃO DO MODELO	81
6.1.	Calibração do modelo	81
6.1.1.	Análise dos parâmetros obtidos nas simulações	90
6.2.	Análise de sensibilidade	99
6.2.1.	Sensibilidade do módulo Runoff	100
6.2.2.	Sensibilidade do módulo Extran	104
6.3.	Análise das áreas de risco para diferentes cenários futuros	105
6.3.1.	Análise das cheias no tempo	112
7.	CONCLUSÕES.....	115
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFIAS	119
	ANEXOS	126
	ANEXO A – Pontos de controle utilizados no georeferenciamento da imagem do satélite Ikonos.....	127
	ANEXO B – Janelas de apresentação do aplicativo PCSWMM 2003	129
	ANEXO C – Equacionamentos e Procedimentos Utilizados pelos Módulos Runoff e Extran.....	134
	ANEXO D – Dados do Levantamento Topográfico	153
	ANEXO E – Dados das seções dos canais e bueiros.....	161
	ANEXO F – Dados das sondagens na área da bacia.....	164

1. INTRODUÇÃO

O Brasil está enfrentando um problema comum de países em desenvolvimento, que é o crescimento rápido e desordenado dos centros urbanos. Esse aumento das cidades gera problemas de infra-estrutura e grandes modificações ao meio ambiente. Uma dessas modificações se refere ao aumento do escoamento superficial, provocando ou intensificando as catástrofes urbanas causadas pelas enchentes.

Esses problemas causados pela expansão urbana não apresentam soluções fáceis, pois qualquer interferência proposta para uma área ocupada necessita um estudo bastante detalhado do custo e principalmente dos benefícios gerados por essa interferência.

A maioria dos municípios brasileiros não possui regras bem definidas e fiscalizadas referente à drenagem urbana. Pois, segundo Tucci (2002), o Plano Diretor Urbano existente para cada município geralmente introduz o uso do solo e as legislações ambientais, mas dificilmente aborda a drenagem urbana.

A impermeabilização causada pela urbanização traz modificações no ciclo hidrológico, através de ruas pavimentadas, telhados, calçadas e pátios que oferecem menor resistência ao escoamento superficial que as condições naturais do solo, diminuindo, consideravelmente, a infiltração da água no solo, etapa importante do ciclo hidrológico. Em conseqüência da maior taxa de impermeabilização do solo, tem-se o aumento do volume e da velocidade de escoamento superficial, o que gera mudanças no hidrograma, com redução do tempo de pico e aumento da vazão de pico.

A necessidade de projetos bem planejados, que possibilitem o desenvolvimento das áreas ocupadas de maneira sustentável, requer o estudo de medidas que conduzam ao planejamento do uso do solo, às condições de urbanização e à impermeabilização do solo de cada bacia.

Para isso, o desenvolvimento de ferramentas computacionais tem facilitado o processo de aquisição de dados, que aliados a informações georreferenciadas, trazem grande ganho na qualidade dos bancos de dados.

Assim, para que se possa realizar um bom planejamento urbano é necessário ter conhecimento da real influência das intervenções ou modificações ocorridas no

funcionamento hidrológico da bacia estudada. No entanto, o estudo e a aquisição de dados hidrológicos, de pequenas bacias urbanas, são praticamente inexistentes, tanto no aspecto qualitativo como quantitativo. Portanto, a aquisição de dados de boa qualidade é essencial para o desenvolvimento e aprimoramento de modelos hidráulicos e hidrológicos.

O conhecimento dos parâmetros, utilizados nos modelos para representar os processos hidrológicos, é de grande importância. A heterogeneidade do solo, vegetação e topografia dificultam a atribuição de um valor constante para os parâmetros. O entendimento da variação destes torna-se mais complexo quando analisados para diferentes eventos de chuva que variam no espaço e no tempo.

O conhecimento dos modelos e de seus parâmetros são essenciais para avaliar realisticamente as respostas para diferentes usos do solo, cheias de projeto, áreas de risco entre outros.

Conforme Mediondo et al. (2001), as interações das diferentes escalas com os estímulos meteorológicos que variam no tempo e no espaço, os processos hidrológicos podem apresentar comportamento distinto, de acordo com as escalas espaço-temporais do sistema e dos processos analisados.

Mesmo que os princípios fundamentais, que envolvem os processos de drenagem urbana sejam conhecidos, é necessária a verificação local, nas condições climáticas específicas, que devem ser testadas com dados confiáveis. Dessa forma, a intensificação do monitoramento e avaliação dos sistemas de drenagem urbana, trazendo subsídios à modelagem, é fundamental para o auxílio à solução de problemas.

Uma das principais dificuldades encontrada pelos responsáveis pelo planejamento dos municípios, com elevadas taxas de urbanização, é o de prever e controlar os impactos causados pela urbanização. Através do monitoramento hidrológico e da aplicação de modelos hidráulicos e hidrológicos, muitos desses impactos possam ser conhecidos e devidamente estudados, para antecipação dos transtornos e prejuízos causados a sociedade.

O conhecimento dos modelos e os valores de seus parâmetros são essenciais para avaliar realisticamente as respostas para diferentes usos do solo, cheias de projeto, avaliação de áreas de risco, entre outros.

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo Geral

Este trabalho tem o objetivo de avaliar o modelo Storm Water Management Model (SWMM) na bacia hidrográfica do Arroio Cancela, na cidade de Santa Maria-RS, buscando a melhor representação dos processos envolvidos no escoamento pluvial. O enfoque é a calibração dos eventos de cheia e o entendimento dos parâmetros envolvidos na simulação. As análises foram realizadas através do monitoramento hidrológico e da utilização de técnicas de geoprocessamento para o levantamento das características físicas da bacia e do processo de urbanização.

1.1.2. Objetivos Específicos

- Determinar as características físicas da bacia hidrográfica do Arroio Cancela e avaliar o crescimento da urbanização entre as datas de 1980, 1992 e 2004, através de técnicas de geoprocessamento.
- Analisar os parâmetros envolvidos no modelo SWMM proporcionando subsídios para a determinação de parâmetros para diferentes condições de escoamento na bacia e em outras bacias hidrográficas.
- Avaliar o grau de discretização necessário para uma boa representação do sistema de drenagem na bacia estudada.
- Analisar possíveis horizontes futuros de expansão urbana, determinando os pontos críticos e o estabelecimento de parâmetros para o controle e disciplinamento do uso do solo.

2. REVISÃO DA LITERATURA

2.1. Água e meio urbano

Os centros urbanos iniciaram o seu crescimento mais acelerado após a revolução industrial no século XIX, pois os atrativos como empregos e melhores condições de vida nas cidades, ludibriavam a população do campo. Maksimovic (2001) relata que atualmente, entorno de 50% da população mundial concentram-se nas cidades, e consomem praticamente 75% de seus recursos e ocupam apenas 2% da superfície terrestre. No Brasil esse problema se evidenciou após a década de 60, com um grande aumento de nossas cidades. Esse crescimento das cidades brasileiras não estava aliado a medidas de planejamento, o que ocasionou um crescimento acelerado e desordenado destas. Após a década de 80, ocorreu um agravamento com a redução de investimento, formando uma população praticamente sem infra-estrutura (Tucci, 1995).

Segundo Silveira (1998), o Brasil enfrentou um crescimento vertiginoso das metrópoles nacionais e regionais, isso fez com que sempre a capacidade de investimento em obras de saneamento (incluindo a drenagem urbana) fosse inferior à expansão das cidades. Devido a este problema, as redes de drenagem são concebidas sem uma visão global de bacia, sendo deficiente em critérios de projetos.

O meio urbano causa grandes modificações ao ciclo hidrológico dessa região, pois além dos impactos qualitativos temos os impactos quantitativos causados pela modificação do uso do solo. A substituição da cobertura vegetal por elementos que impermeabilizam o solo e diminuem a capacidade de infiltração, interceptação e armazenamento da água da chuva pela vegetação, é responsável em parte pelo aumento do escoamento superficial. Fatores como tipo de vegetação, tipo de solo, condições topográficas, ocupação e uso do solo, são fatores que determinam a relação entre precipitação e vazão (Chow, 1964 apud Barbosa, 1996).

Os problemas enfrentados pelos centros urbanos com o aumento do escoamento superficial são de conhecimento de todos, principalmente quando ocorre uma catástrofe, mas as medidas que podem ser tomadas para remediar ou

minimizar esses problemas não são utilizadas, testadas e aplicadas. Pompêo (2000) relata segundo o documento intitulado “Consulta Nacional sobre a Gestão do Saneamento e do Meio Ambiente Urbano” que em drenagem e controle de cheias de áreas urbanas as ações são emergenciais, esporádicas e quase sempre definidas após a ocorrência de desastres.

Ostrowsky (2003) ressalva que os Planos Diretores carecem de uma visão integrada da bacia, sendo as ações para o controle de enchentes, tomadas para resolver problemas isolados. Os problemas são resolvidos por um curto período, através de obras emergenciais.

Tucci (1995) diz que não existe nenhum programa sistemático, em qualquer nível, para o controle de ocupação das áreas de risco de inundação no Brasil, e sim, apenas poucas ações isoladas de alguns profissionais. Isso é ocasionado por fatores como: a falta de conhecimento sobre controles de enchentes por parte dos planejadores urbanos, a desorganização a nível federal e estadual sobre controles de enchentes, a pouca informação técnica sobre o assunto em nível de graduação na Engenharia, o desgaste político para o administrador resultante do controle não-estrutural (zoneamento) e a falta de educação da população sobre o controle de enchentes.

É necessário que exista uma conscientização da importância dos estudos integrados de drenagem urbana, a nível de bacia hidrográfica. A falta de organização e de recursos financeiros não possibilita o desenvolvimento de projetos mais eficientes, que conduza a drenagem urbana para um desenvolvimento sustentável.

No Brasil, há necessidade que se desenvolva uma nova mentalidade, priorizando a sustentabilidade da drenagem urbana, com um aumento de investimento em infra-estrutura de drenagem, a exemplo de países desenvolvidos que investem valores altos em infra-estrutura urbana. Assim, o ambiente urbano torna-se mais saudável, proporcionando melhor qualidade de vida para os que nele habitam.

2.2. Impacto da urbanização na cheias

As cheias decorrentes da urbanização não são apenas exclusividades dos grandes centros urbanos, pois as cidades menores também são afetadas pelos prejuízos econômicos e sociais causados por elas.

Tucci (1995) diz que as cheias em áreas urbanas são conseqüências de dois processos, que ocorrem isoladamente ou de forma integrada: as enchentes em áreas ribeirinhas, que são cheias naturais que ocupam o leito maior dos rios, e a urbanização, que são enchentes provocadas pelas modificações impostas no processo de urbanização.

Nas cidades em que os órgãos competentes descuidam-se dos processos de ocupação do solo, a população de baixa renda, por falta de alternativa ou desconhecimento do perigo, instala-se em locais de alto risco, sofrendo as conseqüências das cheias naturais que ocorrem com um determinado período de retorno, caracterizando as enchentes ribeirinhas.

As cheias causadas pela urbanização são devidas a diversos fatores, que modificam o ciclo natural da bacia. Essas modificações interferem em diferentes etapas como: infiltração, detenção, evapotranspiração e velocidade dos escoamentos. Segundo Walesh (1989), os efeitos da urbanização estão diretamente associados a um aumento do volume do escoamento superficial, combinado com um decréscimo no volume de escoamento de base e um decréscimo no tempo de concentração.

O aumento do volume escoado e a redução do tempo de pico sobrecarregam os sistemas de drenagem, ocasionando as enchentes em áreas de jusante. O processo ocorre através do aumento do volume nas redes de microdrenagem, provocando um colapso das redes de macrodrenagem, canais ou rios que cruzam as cidades, devido a insuficiente capacidade de escoamento.

Araújo et al. (1999) apontam que a falta de planejamento na ocupação das áreas urbanas resulta em alterações significativas nas taxas de impermeabilização das bacias, ocasionando transtornos e prejuízos em razão do aumento significativo das inundações, devido o aumento das vazões máximas e a redução do tempo de concentração e do volume escoado. O volume que escoava lentamente no solo e

ficava retido pela vegetação e em depressões, passa a escoar em canais, exigindo maior capacidade de escoamento das seções.

A falta de planejamento e regulamentação é sentida em praticamente todas as cidades de médio e grande porte do país. Depois que o espaço está totalmente ocupado, as soluções disponíveis são extremamente caras, tais como canalizações, diques com bombeamentos, reversões e barragens, entre outras. O poder público passa a investir uma parte significativa de seu orçamento para proteger uma parcela da cidade que sofre devido à imprevidência da ocupação do solo (Villanueva, 1990).

Os fatores econômicos do controle de enchentes urbanas abrangem não só custos, mas também escolhas. Considerando que a sociedade tem recursos limitados, é desejável que estes recursos sejam utilizados com a máxima eficiência. O dinheiro público só pode ser gasto uma vez, e existem muitas alternativas para seu uso; por conseguinte, a construção de redes de drenagem urbana é parte de um conjunto de decisões que a sociedade implicitamente impõe aos seus dirigentes.

Na literatura atual, existem inúmeros trabalhos que buscam estudar os efeitos da urbanização e medidas que possam minimizá-los. Tucci (1993) diz que as medidas de controle da inundação podem ser do tipo estrutural e não-estrutural. As medidas estruturais são aquelas que modificam o sistema fluvial, evitando os prejuízos decorrentes das enchentes, enquanto que, as medidas não-estruturais são aquelas em que os prejuízos são reduzidos pela melhor convivência da população com as enchentes.

Dentre as medidas não estruturais, a determinação das áreas de risco e a classificação das zonas, devidos ao grau de periculosidade a enchentes, são medidas que possibilitam uma adequada urbanização, no processo de expansão da cidade. A aplicação dessas medidas para áreas já urbanizadas é bastante difícil. O anseio da população a espera por obras hidráulicas, devido à carência de conhecimento dos conceitos de hidrologia urbana, pressionam os administradores a executar obras.

Hoje, este problema é tão evidente devido à maioria das cidades brasileiras não possuírem um plano normativo e atualizado, que obrigue os construtores e empreendedores a executar projetos com estudos sobre o uso do solo, prevendo o impacto na urbanização dos novos loteamentos. A prevenção dos impactos é a melhor maneira de evitar as tragédias, pois nos centros já urbanizados os custos de

mitigação são altos e difíceis de serem implementados, seja pela falta de espaço para a construção de obras ou pelo elevado custo que as obras de mitigação ou ampliação apresentam.

Os projetos bem executados são aqueles que procuram não modificar as características do ciclo hidrológico, da área em questão, tal que a área modificada não cause grandes incrementos de vazão e antecipação do pico de cheia. Tucci (1995) cita que os meios de implementação do controle de enchentes são o Plano Diretor Urbano, as Legislações Municipal / Estadual e o Manual de Drenagem. O Plano Diretor estabelece as linhas principais, as Legislações controlam e o Manual de Drenagem orienta.

2.3. Drenagem urbana integrada ao meio urbano de forma sustentável

O sistema de drenagem urbana faz parte do conjunto de melhoramentos públicos existentes em uma área urbana entre os quais citam-se: as redes de distribuição de água potável, de esgotos sanitários, de cabos elétricos e telefônicos além da iluminação pública, pavimentação de ruas, guias e passeio, parques, áreas de recreação e lazer e outros (CETESB, 1986).

As bacias são usadas como unidade de planejamento e gerenciamento não só da água, mas também de outros recursos e atividades econômicas e humanas (Maksimovic, 2001). Marin et al. (1999) citam que o planejamento de um sistema de drenagem urbana deve ser concebido e executado dentro de um contexto mais abrangente do planejamento de todo o ambiente urbano em uma bacia hidrográfica e estar de acordo com o Plano Diretor de Drenagem Urbana, o qual indica as principais linhas de ação para a área. Planejar de maneira integrada significa prever o funcionamento simultâneo do sistema de drenagem, com todas as outras partes do sistema de saneamento e desse com outros sistemas do ambiente urbano.

Quando o sistema de drenagem não é considerado desde o início da formulação do planejamento urbano, é bastante provável que este sistema, ao ser projetado e implantado, revele-se ao mesmo tempo, de alto custo e ineficiente (CETESB, 1986). Maksimovic (2001) diz que os parâmetros de projeto e a operação de sistemas de drenagem, integrados com outros sistemas de águas urbanas, são elementos cruciais para a saúde e segurança do meio urbano.

Tucci (2004) comenta que em áreas urbanas, em países em desenvolvimento como o Brasil, existe uma visão limitada do que é gestão integrada dos recursos hídricos. A grande maioria dos problemas presentes no meio urbano pode estar associada a um ou mais dos aspectos destacados a seguir.

- Falta de conhecimento generalizado sobre o assunto: muitas vezes resultando em obras desnecessárias com custos elevados sem benefícios para a solução dos problemas.

- Concepção inadequada de obras de engenharia para o planejamento e controle dos sistemas: profissionais desatualizados que não priorizam as medidas de controle, mas sim medidas estruturais.

- Visão setorializada do planejamento urbano: os responsáveis pelo planejamento não podem analisar separadamente os aspectos relacionados com os diferentes componentes da infra-estrutura de água.

- Falta de capacidade gerencial: os municípios não possuem estrutura para o planejamento e gerenciamento adequado dos diferentes aspectos da água no meio urbano.

Ostrowsky (2003) enfatiza a importância do enfoque multidisciplinar e da integração das ações, da educação ambiental do controle de uso e ocupação do solo, e da percepção ambiental como instrumental fundamental para o estabelecimento das diretrizes, evitando ações isoladas.

O gerenciamento e a administração dos ambientes urbanos são bastante complexos, devido às dificuldades administrativas e o conflito de interesses por parte da população e dos administradores. Conforme Tucci (2002), mudanças substanciais na forma de gerenciar o espaço das cidades são necessárias para que o prejuízo à população e meio ambiente não se torne irreversível.

2.4. Monitoramento das bacias hidrográficas urbanas

As bacias hidrográficas urbanas caracterizam-se pela sua grande heterogeneidade e variabilidade temporal. O acompanhamento das variações ocorridas na bacia é essencial para conduzir esta a um desenvolvimento sustentável, prevendo os impactos futuros.

A utilização do geoprocessamento proporciona grande agilidade na obtenção de informações, qualificando os dados necessários para o estudo, como: uso do solo, levantamento digital do terreno entre outros. A utilização dessas informações tem grande utilidade na elaboração de projetos de drenagem e estudos de impacto em bacias urbanas.

A importância do geoprocessamento, no contexto do planejamento dos recursos hídricos, surge devido à necessidade de se manipular propriedades hidrológicas que apresentam grande variabilidade espacial e temporal, sendo aí sua principal vantagem (Mendes & Cirilo, 2001).

O monitoramento hidrológico é necessário devido à grande escassez de dados e estudos em pequenas bacias urbanas. Paiva (2001) defende o monitoramento hidrológico como um dos aspectos importantes na adequada caracterização quali-quantitativa dos recursos hídricos. Séries de dados hidráulicos e hidrológicos confiáveis são essenciais para a utilização e aplicação de modelos.

2.5. Modelos hidrológicos e suas aplicações

Os modelos hidrológicos possuem grande aplicabilidade na representação dos fenômenos naturais que ocorrem em uma bacia hidrográfica. Tucci (1998) considera que o modelo hidrológico é uma das ferramentas que a ciência desenvolveu para melhor entender e representar o comportamento da bacia hidrográfica e prever condições diferentes das observadas.

A modelagem na drenagem urbana se propõe atender a diversos objetivos, assim como a avaliação de todas as respostas da bacia, como parte da estratégia e planejamento detalhado do sistema, avaliação da poluição, gerenciamento operacional, controle em tempo real e análise de interação entre sub-bacias (Maksimovic, 2001).

A necessidade do entendimento dos processos e os reais impactos que ocorrem na bacia, devido às mudanças de sua composição natural, são imprescindíveis para que os administradores e planejadores possam tomar decisões coerentes, com um elevado grau de confiabilidade. Para essa aplicação, os modelos tornam-se essenciais, pois, eles nos permitem testar cenários futuros com diferente grau e forma de ocupação do solo.

Os modelos utilizados no gerenciamento dos recursos hídricos se classificam em modelos de comportamento, utilizados para descrever o funcionamento do sistema, modelos de otimização, utilizados para se obter as melhores soluções de projeto e modelos de planejamento, que buscam não somente soluções hidráulicas, hidrológicas e econômicas como uma caracterização quantitativa das características sócio-econômicas e ambientais do sistema (Tucci, 1998).

Devido à necessidade de quantificar o escoamento superficial, diversos estudos foram realizados e muitos métodos foram propostos, desde métodos simples até alguns bastante complexos, que buscam a melhor representação dos fenômenos hidrológicos.

Righetto (1998) relata que uma das tarefas importante da hidrologia é a quantificação da vazão de cheia resultante do excesso de chuva sobre a bacia. A complexidade do processo de transformação da chuva em vazão tem sido simplificada teoricamente por meio de modelos matemáticos, os quais têm a finalidade de representar o processo de maneira simples, fornecendo resultados compatíveis com os observados através de medições de precipitação e vazão.

Os métodos existentes possuem vantagens e limitações, dependendo da correta escolha do método a ser utilizado, o seu bom desempenho está relacionado com a finalidade do estudo. Maksimovic (2001) diz que o tipo de "modelo aplicado depende dos objetivos da modelagem, cobertura espacial, variabilidade dos dados e a tecnologia empregada, mas também do conhecimento do modelador.

Tucci (1998) classifica os modelos em três tipos, segundo a estrutura de discretização da bacia:

Concentrado: toda a bacia é representada por uma precipitação média e os processos hidrológicos por variáveis concentradas no espaço, sendo este tipo de estrutura, geralmente, usada para bacias pequenas onde a distribuição espacial dos parâmetros e variáveis não compromete os resultados.

Distribuído por sub-bacias: o modelo permite a subdivisão da bacia em sub-bacias, de acordo com a drenagem principal da mesma. A subdivisão é realizada com base no seguinte: disponibilidade de dados, locais de interesse e variabilidade de parâmetros físicos da bacia.

Distribuído por módulos: esta discretização é realizada por formas geométricas como quadrados, retângulos, sem relação direta com a forma da bacia,

mas caracterizando internamente os componentes dos processos. O problema deste tipo de discretização é o elevado número de módulos para grandes bacias, o que dificulta o melhor entendimento por parte do usuário da integração dos processos e ajuste dos parâmetros.

2.5.1. Modelos hidrológicos distribuídos

A dificuldade da representação dos fenômenos naturais exige, cada vez mais, um detalhamento das características físicas e uma melhor compreensão espacial da bacia. Para as bacias de grandes dimensões e bastante heterogêneas com os modelos distribuídos obtêm-se melhores resultados devido à variação dos parâmetros. Eles também apresentam melhor desempenho para bacias urbanizadas, pois, estas possuem elevada heterogeneidade, devido às modificações ocasionadas pela ocupação do solo no processo de urbanização.

2.5.2. escoamento superficial

A representação do escoamento superficial depende da condição apresentada pela superfície a ser simulada. Em bacias urbanas a determinação da condição da superfície é bastante difícil devido à grande heterogeneidade que a superfície urbana apresenta.

Os modelos hidrológicos consideram somente o efeito do armazenamento na atenuação e deslocamento da onda de cheia, desprezando os efeitos de atrito levados em conta pela equação do movimento, Tucci (1998).

2.5.3. Modelos de propagação do escoamento

Os modelos de propagação do escoamento podem ser classificados segundo Chow (1959) apud Tucci (1998) em modelos hidrológicos e hidráulicos.

Os modelos hidrológicos são aqueles em que o efeito da equação da quantidade de movimento é desconsiderada e apenas o armazenamento no

escoamento é considerado. Os modelos hidráulicos utilizam as equações de Saint Venant, e podem ser classificados de acordo com suas simplificações. O modelo da onda cinemática é obtido da simplificação através da subtração dos termos de inércia e pressão. Outra simplificação ocorre para o modelo de difusão, onde o termo de inércia na equação da continuidade é omitido. Já o modelo hidrodinâmico utiliza as equações completas de Saint Venant.

Os modelos simplificados possuem desvantagens na simulação de algumas condições específicas como: no modelo da onda cinemática os efeitos de jusante não podem ser simulados; no modelo de difusão sua grande desvantagem está na dificuldade, em simular evento com grande variação espacial e temporal da velocidade no sistema, Tucci (1998).

Os modelos hidrodinâmicos não desprezam nenhum termo da equação da quantidade de movimento. Para a solução de suas equações são necessários métodos numéricos baseados em aproximações por diferenças finitas. Esses métodos podem ser explícitos ou implícitos.

Quando esquemas de diferenças finitas são aplicados na representação de um sistema é necessária a verificação de sua estabilidade.

Os esquemas explícitos caracterizam-se pela necessidade de intervalos de tempo muito pequenos de simulação, devido sua estabilidade; já os esquemas implícitos possuem condições de estabilidade que podem ser atendidas com intervalos de tempo maiores, James et al. (2003). A condição de estabilidade para os esquemas explícitos é geralmente definida pelo critério de Courant ($C\#$), onde o passo de tempo (Δt) deve ser menor que $C\#$, definido como:

$$C\# = \frac{L}{V + \left(\frac{gA}{T}\right)^{1/2}} \quad (1)$$

Onde:

$C\#$ = número de Courant (segundos);

L = comprimento do conduto (m);

g = aceleração da gravidade ($9,8\text{m}^2/\text{s}$);

V = velocidade média no conduto (m/s);

A = Área da seção transversal (m^2);

T = largura do canal (m).

2.5.4. Modelos utilizados na drenagem

Diversos aplicativos foram desenvolvidos, nas últimas décadas, com o intuito de representar de forma simplificada os processos envolvidos no escoamento superficial e nas redes de condutos e canais, onde estes apresentam respostas diferentes para as simulações, em função de suas estruturas e processos de cálculo.

Maksimovic (2001) comenta que os modelos são fisicamente baseados na análise dos processos em superfície e na rede de drenagem, e suas performances estão relacionadas com o grau de detalhamento das características da superfície (topografia, características do solo, uso do solo, conectividade entre os elementos, etc.), da rede e das estruturas auxiliares.

Pode-se destacar alguns aplicativos como MOUSE-DHI, InfoWorks, SWMM-EPA que são sucintamente descritos a seguir. Eles representam o escoamento superficial, em canais e condutos, escoamento forçado ou sob-pressão, transporte de sedimentos, qualidade da água, estruturas hidráulicas, etc. Eles se diferenciam pela disponibilidade, equacionamentos, tipo de discretização utilizada, entre outros.

MOUSE (DHI – Danish Hydraulics Institute) <www.dhisoftware.com>: O aplicativo MOUSE (Modelling of Urban Sewer), na versão atual, é organizado em 13 módulos para simulação hidrológica de transformação chuva-vazão, propagação do escoamento, da qualidade da água simulação de sistemas em tempo real, análise estatística dos dados de saída, transporte de sedimentos, e ferramentas para apresentação dos resultados.

O aplicativo possui quatro modelos para a transformação chuva-vazão, o método tempo-área, o modelo da onda cinemática, o modelo reservatório linear e o hidrograma unitário. Adicionalmente, o módulo RDII pode simular processos como degelo, evapotranspiração, armazenamento superficial, subsuperficial e subterrâneo para simulações contínuas de longo período.

Para a propagação na rede de drenagem o módulo (MOUSE HD) utiliza o esquema implícito, para resolução das equações do escoamento em uma dimensão. O módulo permite simulação de redes multiplamente conectadas com número

ilimitado de nós, canais e condutos com geometrias diversas, inversões de fluxo, escoamento sob pressão, efeitos de jusante além de estruturas especiais como vertedores, orifícios, operação de conjunto de bombas e bacias de detenção. Permite simulação de rotinas de qualidade da água, transporte de sedimentos e simulação de inundações propagadas em duas dimensões através do MNT, por meio da integração com o aplicativo MIKE 21.

InfoWorks CS v.4.0 (Wallinford Software) <www.wallinfordsoftware.com>:

No aplicativo, o módulo chuva-vazão, a separação do escoamento pode ser feita por seis modelos: Horton, Green-Ampt, Soil Conservation Service (USA) e os outros modelos que utilizam coeficientes baseados nas características da superfície do solo. A propagação superficial do escoamento pode ser feita através de cinco modelos: Double linear reservoir, Large contributing area, SPRINT, Desbordes runoff model e SWMM runoff model.

O módulo de propagação do escoamento resolve as equações de Saint Venant em sua forma completa através do esquema implícito de Preissmann, permitindo simular qualquer tipo de rede.

**SWMM (US EPA's Storm Water Management Model) <<http://www.epa.gov>>
<<http://www.chi.com>>**

O SWMM é um software bastante difundido e com grande aplicação para bacias urbanas. Ele foi desenvolvido pela U.S. EPA (Environmental Protection Agency) entre 1969 e 1971, após essa data sofreu diversas atualizações em 1975, 1981, 1988 (Huber & Dickinson, 1992). Além da EPA, empresas que trabalham no desenvolvimento de aplicativos já realizaram modificações no SWMM, a maioria promovendo integração com o ambiente SIG ou CAD, incluindo ferramentas de apresentação dos resultados e melhoria na capacidade do banco de dados do aplicativo. Alguns aplicativos desenvolvidos neste sentido são o PCSWMM (Computational Hydraulics Int. <<http://www.chi.com>>), XPSWMM (XP Software <<http://www.xpsoftware.com>>) e o MIKE SWMM (DHI Water&Environment <<http://www.dhisoftware.com>>).

Huber & Dickinson (1992) apresentam a estrutura do modelo em nove blocos ou módulos, sendo quatro computacionais e cinco de serviços, além do módulo

executivo. Saliendo os módulos computacionais encontrou-se o módulo Runoff referente à transformação de chuva em vazão, o módulo Transport, ao transporte na rede de drenagem segundo o conceito da onda cinemática, o módulo Extran referente à modelação hidrodinâmica em condutos e canais e o módulo Storage/Treatment ao tratamento da qualidade das águas. Na figura 1 está representada a estrutura dos módulos do SWMM e a inter-relação entre eles.

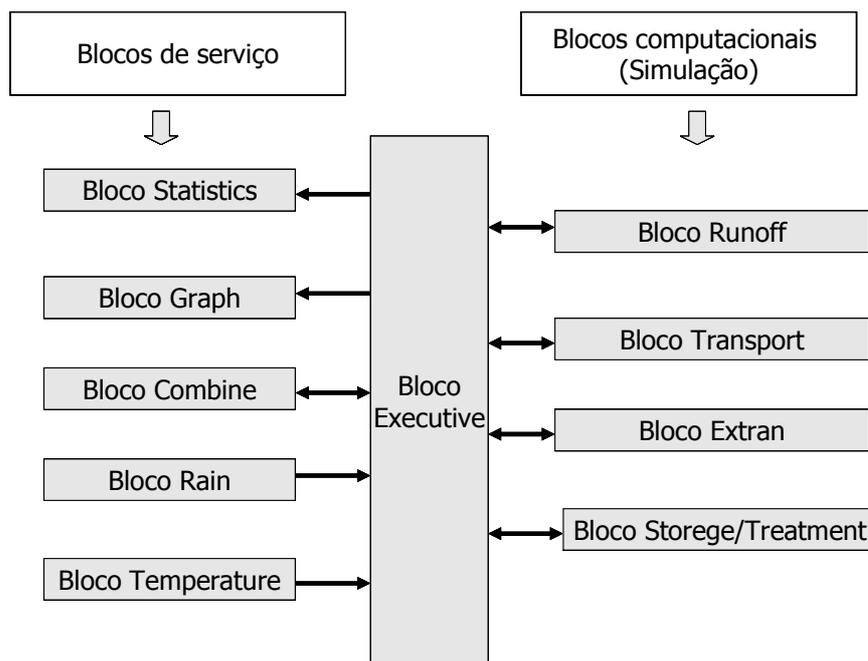


FIGURA 1 - Relação entre os módulos estruturais do SWMM. (Modificado de Huber & Dickinson (1992))

O módulo Runoff permite a simulação quali-quantitativa do escoamento gerado em áreas urbanas e sua propagação na superfície ou através de canais de forma simplificada. O módulo processa suas rotinas com base em dados de precipitação ou neve, simulando degelo, infiltração em áreas permeáveis (modelos de Horton ou Green Ampt), detenção na superfície, escoamento na superfície e em canais, podendo ser utilizado para simulações de eventos isolados ou contínuos.

O escoamento superficial é obtido através de um reservatório não-linear para cada sub-área e pode ser representado pela combinação das equações de Manning e da continuidade, que podem ser escritas conforme a equação 2.

$$\frac{dd}{dt} = i^* - \frac{W}{A.n} (d - d_p)^{5/3} S^{1/2} \quad (2)$$

onde:

W = largura representativa da sub-bacia

n = coeficiente de rugosidade de Manning

A = área da sub-bacia;

S = declividade da sub-bacia;

d_p = altura do armazenamento;

i^* = precipitação efetiva;

d = profundidade da água no reservatório;

t = tempo.

A resolução desta equação diferencial não linear pode ser resolvida para valores de d desconhecidos, através do processo iterativo de Newton-Raphson. As informações básicas para a simulação hidrológica chuva-vazão são dados de precipitação, 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. As sub-bacias são subdivididas em áreas permeáveis e impermeáveis. A largura representativa das sub-bacias é um parâmetro do modelo e provoca alterações no hidrograma, ocasionando efeitos de armazenamento e atenuação nestes.

O módulo Extran foi desenvolvido na cidade de San Francisco (EUA), em 1973, com o nome de San Francisco Model. Em 1974 foi adicionado ao SWMM, com a finalidade de acrescentar um módulo alternativo para a propagação do escoamento, em redes de condutos e canais. O módulo Transport propaga o escoamento na rede de drenagem segundo o conceito da onda cinemática, o Extran acrescentou uma rotina mais sofisticada e complexa, possibilitando a simulação de condutos sob pressão.

O modelo hidrodinâmico Extran propaga o escoamento utilizando as equações completas de Saint Venant tendo a vazão e a cota piezométrica como variáveis. A solução se dá através de um esquema explícito adiantado no tempo, segundo o método de Euler modificado. Nas simulações são utilizados intervalos de

tempo pequenos, menores que 60 segundos, fazendo com que o tempo de simulação seja uma variável importante no uso do modelo (Roesner et al (1988)).

O módulo simula efeitos de jusante, fluxo reverso, fluxo a superfície livre e ou sob pressão. O sistema de drenagem é concebido como uma série de vínculos e nós. Os vínculos (links) transmitem fluxo entre os nós, sendo a vazão a variável dependente, os nós tem características de armazenamento, sendo a equação da continuidade aplicada aos nós e a equação da quantidade de movimento ao longo dos vínculos (links). A equação dinâmica utilizada pelo modelo é descrita na equação 3.

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{1}{1 + (g \cdot n^2 \cdot \Delta t) \frac{|V|}{R^{-4/3}}} \left\{ Q_t + 2 \cdot \bar{V} \left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t + \bar{V}^2 \left[\frac{(A_2 \cdot A_1)}{L} \right] \cdot \Delta t - g \bar{A} \left[\frac{(H_2 \cdot H_1)}{L} \right] \cdot \Delta t \right\} \quad (3)$$

Onde:

g = aceleração de gravidade;

R = raio hidráulico;

A = superfície da seção transversal do conduto;

L = comprimento do conduto;

H = cota piezométrica;

V = velocidade no conduto

Na equação 3 os valores de R , V e A são as médias ponderadas no extremo de jusante do conduto no tempo t e $(\Delta A/\Delta t)_t$ é a derivada no tempo para o passo de tempo anterior.

As incógnitas da equação são $Q_{t+\Delta t}$, H_2 e H_1 , os sub-índices 1 e 2 referem-se aos extremos de montante e jusante do conduto, respectivamente. As variáveis V , R e A podem ser relacionadas com as variáveis Q e H . A relação entre estas variáveis é obtida da equação da continuidade aplicada aos nós (James et al. (2003):

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \sum \left(Q_t \cdot \frac{\Delta t}{A_n} \right) \quad (4)$$

Onde:

A_n é a área superficial associada a cada nó.

As equações 3 e 4 são resolvidas iterativamente, determinando a descarga em cada link e a cota piezométrica em cada nó, no final do passo de tempo.

No anexo C podem ser visualizados os equacionamentos e as soluções e equacionamentos utilizadas pelo aplicativo.

2.5.5. Análise e aplicações do modelo SWMM

O aplicativo SWMM é um dos mais utilizados para simulação da drenagem urbana. Ele permite análise quali-quantitativa dos problemas relacionados à drenagem e a investigação de alternativas de controle do escoamento fornecendo subsídios para estimativas de custo para estruturas de armazenamento e tratamento. As soluções adotadas podem ser avaliadas através de simulações que fornecem como resultados hidrogramas, polutogramas e cargas de poluentes.

Zaghloul (1983) analisou a sensibilidade dos parâmetros para os blocos Runoff e Transporte, também investigou o nível de discretização aceita na simulação do escoamento superficial em uma área urbana, verificando o efeito da redução do número de sub-bacias na precisão de simulação do modelo SWMM.

Para a análise de sensibilidade Zaghloul (1983) determinou uma área hipotética constituída de 25 sub-bacias de 4,65 ha. O hietograma aplicado a bacia foi da forma triangular com intensidade de pico de 102,4 mm/h e duração de uma hora. O efeito da variação dos parâmetros no hidrograma simulado foi verificado através da forma do hidrograma, da vazão de pico e do volume escoado.

No módulo Runoff foram analisados parâmetros de infiltração, armazenamento em depressões, declividade do solo, coeficiente de rugosidade de Manning, porcentagem de impermeabilização e largura das sub-bacias.

Os parâmetros mais sensíveis foram à porcentagem de impermeabilização e a largura da sub-bacia. A taxa de infiltração apresentou uma sensibilidade maior para as áreas com baixa porcentagem de impermeabilização, principalmente para o volume escoado. O armazenamento em depressões também apresentou uma sensibilidade maior para o volume escoado. O parâmetro de declividade do solo que depende da topografia foi mais sensível tanto para a vazão de pico como para o volume nas regiões mais planas. O coeficiente de rugosidade de Manning apresentou maior sensibilidade para a vazão de pico e o volume escoado nas áreas de menor rugosidade.

No módulo Transport foram analisados o efeito do comprimento dos canais, o número de canais, a declividade dos canais e o coeficiente de rugosidade dos canais. Para este módulo foi encontrada maior sensibilidade para o comprimento dos canais e para o coeficiente de rugosidade de Manning.

Zaghloul (1983) também realizou um estudo do nível de discretização para o escoamento superficial e em redes de drenagem urbana. Neste estudo foram utilizados os módulos Runoff e Transport em áreas hipotéticas e reais.

A bacia hipotética estudada possui área total de 260,21 hectares subdividida em 37, 5 e 1 sub-bacia uniforme. Para obtenção dos parâmetros das bacias agregadas foi adotada a média ponderada das bacias agrupadas. Para largura da sub-bacia foi adotada a soma das larguras das bacias agrupadas para a discretização em 5 sub-bacias. Já na bacia única essa soma teve que ser reduzida para induzir mais armazenamento na superfície, compensando a exclusão do armazenamento existente no canal.

Os hidrogramas obtidos pela simulação simplificada foram bastante parecidos com os hidrogramas da simulação detalhada. Um pequeno aumento na vazão de pico foi observado com a diminuição do número de sub-bacias.

Também foram verificadas bacias reais em que suas áreas variaram de 4,05 a 219,34 hectares sendo analisados vários graus de discretização.

Para a bacia hidrográfica Bannatyne no Canadá, situada a noroeste da cidade de Winnipeg, com área de 219,34 hectares e 36% de impermeabilização foram analisados três níveis de discretização 41, 3 e 1 sub-bacias. O aumento na vazão de pico e o adiantamento do pico são observados para a bacia com pouca discretização. Os aumentos da vazão de pico foram de 10 e 20% respectivamente para as simulações de 3 e 1 sub-bacias.

Para uma bacia hidrográfica de 4,05 hectares e 46% de área impermeável, localizada na cidade de Chicago nos EUA, duas discretizações foram propostas. A primeira com 80 sub-bacias, 40 sarjetas e 4 tubos. O tamanho das sub-bacias variou de 0,016 a 0,19 hectares. A segunda foi utilizada uma simplificação que utiliza o bloco Runoff e uma única bacia foi aplicada. A largura da sub-bacia foi calculada com base nas larguras das 80 sub-bacias. As características físicas para a bacia concentrada (única) são baseadas na média ponderada das sub-bacias.

Em suas análises Zaghloul (1983) encontrou que para bacias pequenas, o escoamento em canais é insignificante e uma bacia simplificada única, com a utilização do bloco Runoff, é adequada para a simulação do escoamento.

Selvalingam et al. (1987) aplicaram o modelo SWMM na bacia hidrográfica urbana de Bukit Timah em Singapura, com área de 6,11 km². Para a simulação foram utilizados os módulos computacionais Runoff e Extran, sendo a bacia discretizada em 19 sub-bacias e 19 canais entre retangulares e trapezoidais.

As sub-bacias simuladas apresentaram porcentagens de impermeabilização entre 0 e 55% e declividades variando entre 0,02 e 0,102% para as sub-bacias. Os parâmetros obtidos na calibração de rugosidade de Manning foram de 0,028 e 0,35 para as áreas impermeáveis e permeáveis, respectivamente, e o armazenamento em depressões foi de 2,5 mm e 7,5 mm para as áreas impermeável e permeável respectivamente. Os parâmetros de infiltração de Horton variaram de 50 a 70 mm/h e de 2,0 a 5,0 mm/h para a infiltração inicial (I_0) e infiltração mínima ou final (I_b) respectivamente, o parâmetro de decaimento de Horton variou entre 0,00007 e 0,00112 s⁻¹.

A calibração do módulo Extran foi realizada nos 19 trechos. O comprimento dos trechos variou entre 92 e 1300 m, os coeficientes de rugosidade variaram entre 0,028 e 0,056.

Os resultados mostraram que o aplicativo SWMM apresentou um bom desempenho para a simulação do sistema de drenagem para a bacia analisada.

Na tabela 1 apresentada por James et al. (2003) são atribuídos valores de n para diversos tipos de coberturas presentes em áreas urbanas.

TABELA 1 – Estimativa dos Coeficientes de Rugosidade de Manning, obtidos para o escoamento superficial

Pesquisador	Cobertura da Terra	<i>n</i>	Intervalos
Crawford & Lisney (1966)	Asfalto	0,012	
	Pavimentação de Concreto Asfáltico	0,014	
	Terrenos Argilosos	0,030	
	Gramado Leve	0,200	
	Gramado Denso	0,350	
	Arbusto Denso e Floresta	0,400	
Engman (1986)	Concreto ou Asfalto	0,011	0,010 - 0,013
	Superfície de Cascalho e Pedra	0,020	0,012 - 0,033
	Solo exposto	0,020	0,012 - 0,033
	Campo (Natural)	0,130	0,010 - 0,320
	Terreno Coberto com Grama	0,450	0,390 - 0,630
	Pradaria com Gramados Curtos	0,150	0,100 - 0,200
	Capim da Cidade (Rasteiro)	0,410	0,300 - 0,480

Fonte: James et al. (2003)

Bertoni (1998) aplicou o modelo SWMM para uma bacia de 15 km² na cidade de Rafaela no estado de Santa Fé, região central da Argentina. A bacia foi subdividida em áreas homogêneas, somando um total de 51 sub-bacias. O modelo permitiu a representação de condições similares às aquelas observadas na bacia, utilizando os parâmetros dentro dos intervalos recomendados pelos autores do modelo. Bertoni, em seu estudo, comenta a necessidade da utilização de passos de tempo menores que 10 segundos e desaconselha representar condutos ou canais com comprimentos menores que 20 metros devido à instabilidade numérica do modelo. Estes valores obtidos por Bertoni alertam sobre os cuidados que devem ser tomados para a determinação do passo de tempo e do grau de discretização.

Liong et al (1993) utilizou o modelo KBSWMM que utiliza os módulos Runoff e Extran do SWMM, em uma versão adaptada para formato Windows. O modelo foi aplicado em uma bacia em Singapura de 6,11 km², com 35% de sua área urbanizada e declividades variando entre 6 e 10%. A bacia foi subdividida em 19 sub-bacias obtendo bons resultados para a calibração dos parâmetros, comparando os hidrogramas simulados e observados.

Sands et al. (2002) utilizou o aplicativo PCSWMM, uma interface gráfica do modelo SWMM em ambiente Windows, para representação de um sistema de

drenagem na cidade de Nova York, EUA. A calibração do modelo apresentou bons resultados, possibilitando a determinação dos pontos críticos do sistema, auxiliando a tomada de decisões a curto e longo prazo.

Hsu et al. (2000) desenvolveu um modelo de inundação urbana combinando o modelo SWMM e o modelo bidimensional 2D difuso. O SWMM foi utilizado para calcular o escoamento nas redes de drenagem e a sobrecarga sobre os poços de visita.

Villarreal et al. (2002) utilizou o modelo SWMM para analisar o sistema de drenagem, verificando o comportamento da vazão de pico para diferentes configurações do sistema.

Diversos trabalhos que utilizam o aplicativo SWMM, podem ser citados, Park & Johnson (1998), Hackett et al. (2002), Fuchs & Scheffer (1994).

3. DESCRIÇÃO DA ÁREA ESTUDADA E ESTAÇÕES DE MONITORAMENTO

Para o desenvolvimento do trabalho foi estudada uma bacia hidrográfica urbana no município de Santa Maria-RS. A área foi escolhida por apresentar um desenvolvimento crescente do processo de urbanização.

3.1. Localização da Bacia Hidrográfica do Arroio Cancela

O trabalho foi realizado na Bacia Hidrográfica do Cancela, afluente do Arroio Cadena. Ela situa-se na região urbana do município de Santa Maria-RS, entre as coordenadas $53^{\circ}49'44''$ e $53^{\circ}47'12''$ de longitude oeste e $29^{\circ}43'02''$ e $29^{\circ}41'31''$ de latitude sul. A figura 2 mostra localização da bacia hidrográfica no município.

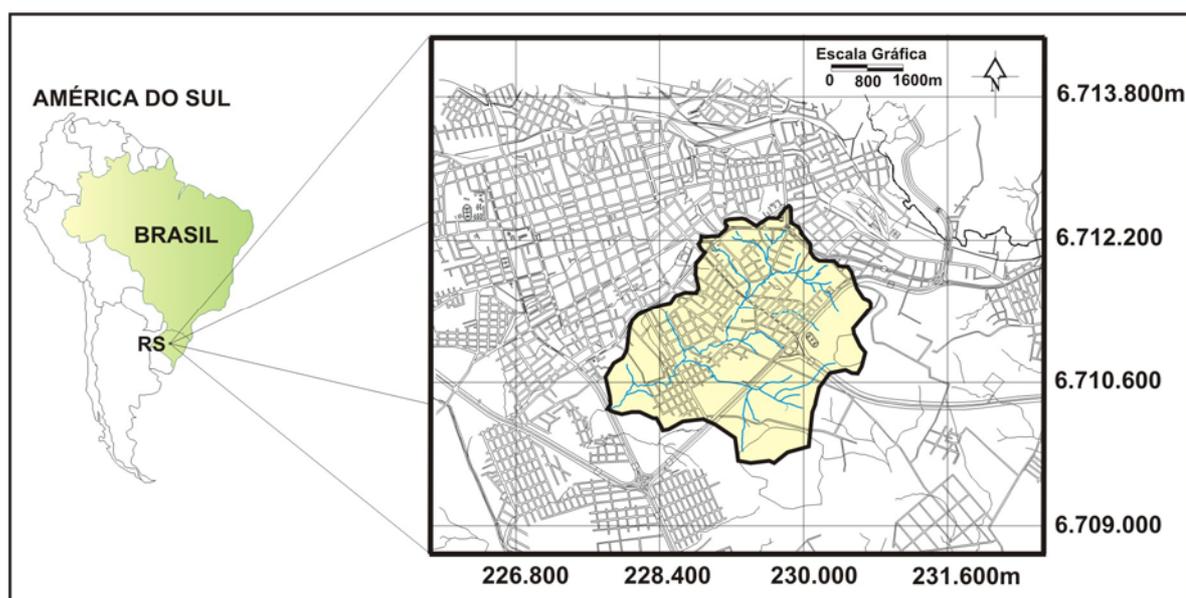


FIGURA 2 – Localização da Bacia hidrográfica do Cancela

3.2. Estações de Monitoramento

Para a realização do monitoramento da bacia hidrográfica do Arroio Cancela foram instaladas duas estações de monitoramento, a estação fluviográfica “Cancela” e a estação pluviométrica “Sest Senat”. A primeira localiza no exutório da bacia, na coordenada $53^{\circ}48'46,35''$ de longitude oeste e $29^{\circ}42'27,03''$ de latitude sul e a

estação pluviográfica numa região central da bacia de coordenada $53^{\circ}48'02,58''$ de longitude oeste e $29^{\circ}42'13,93''$ de latitude sul.

A localização das estações de monitoramento fluviográfico e pluviográfico, na bacia, podem ser visualizadas na figura 3.

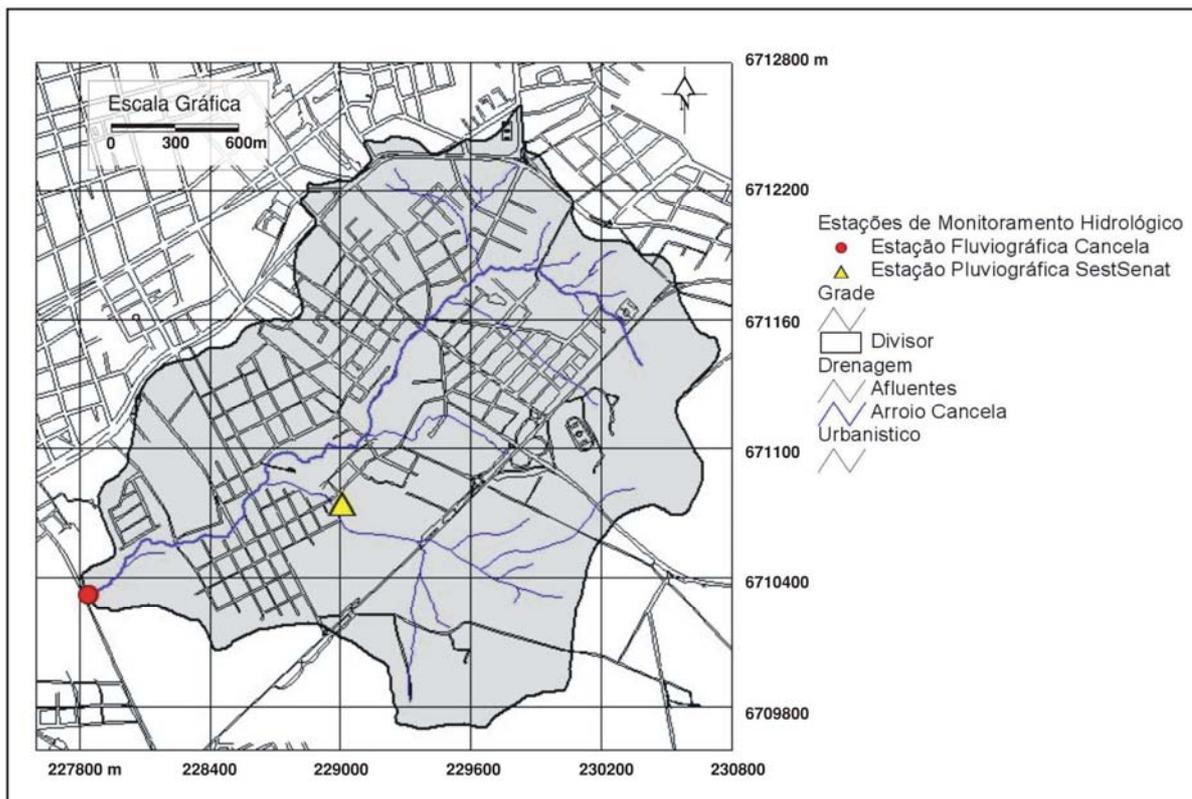


FIGURA 3 - Localização das estações de monitoramento

4. DADOS OBTIDOS DO MONITORAMENTO DA BACIA HIDROGRÁFICA DO ARROIO CANCELA

4.1. Determinação das características físicas da bacia hidrográfica

As características físicas da bacia foram determinadas a partir da digitalização das cartas topográficas na escala 1:2000, que contem o plano do sistema de esgotos pluviais de Santa Maria, cedidas pela secretaria de planejamento da Prefeitura Municipal de Santa Maria. As cartas foram convertidas para o formato digital, com a utilização de Scanner, e georreferenciadas, para uma agilização da digitalização, que foi realizada com o software AUTOCAD 2000 (Autodesk). O arquivo que contém as curvas digitalizadas, no formato vetorial, foi importado para o software ArcView 3.1 (ESRI), onde foi transformado em formato matricial e gerado o modelo numérico do terreno para a área da bacia. A resolução dos pixels utilizada para o modelo foi de 1 m. A figura 4 contém um mapa planialtimétrico, com a sobreposição da malha urbana, drenagem e o limite da bacia.

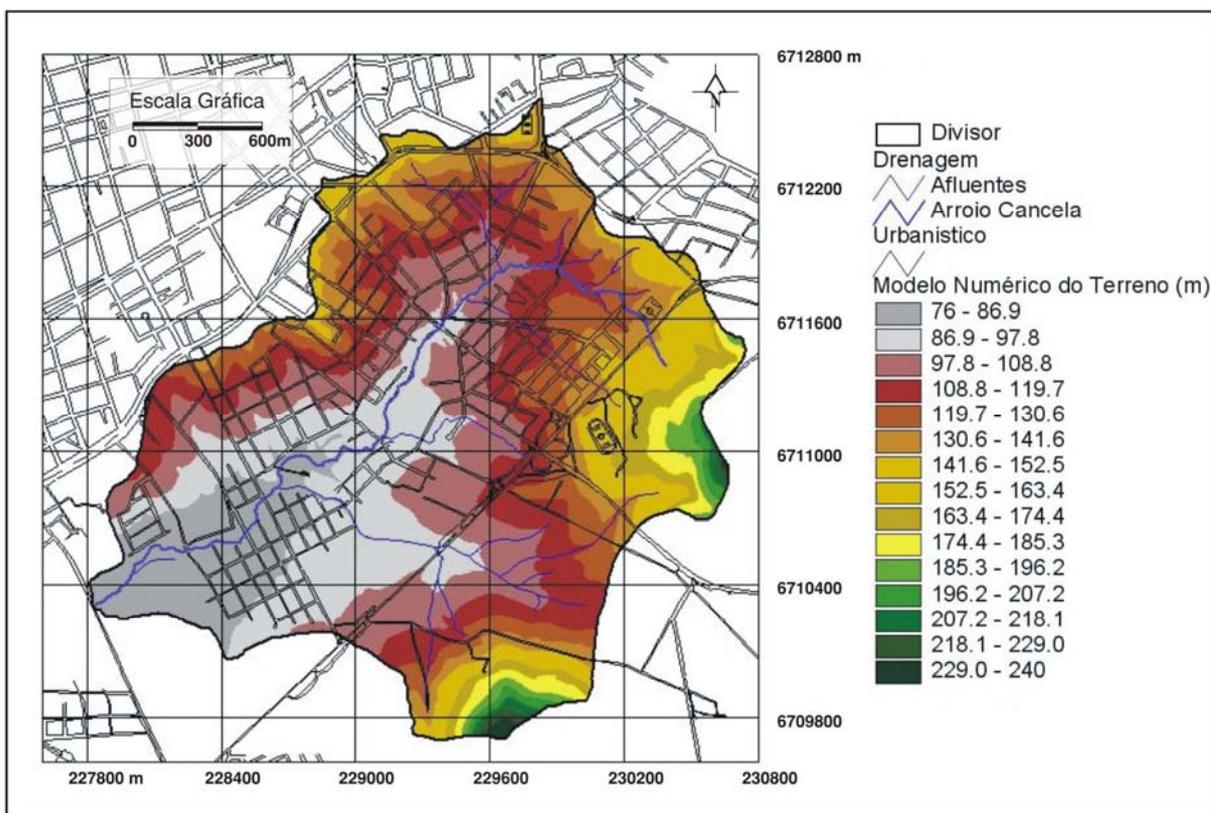


FIGURA 4 - Mapa Planialtimétrico da bacia do Arroio Cancela

Na tabela 2 abaixo podem ser visualizadas algumas das características da bacia hidrográfica.

TABELA 2 - Características físicas da Bacia Hidrográfica Cancela.

Parâmetro	Bacia Hidrográfica Cancela
Área de Drenagem (A)	4,95 km ²
Perímetro da Bacia (P)	10,29 km
C. do Rio Principal (Lp)	3,74 km
Coefficiente de compacidade (Kc)	1,29
Fator de Forma (Kf)	0,36
Elevação Máxima	240 m
Elevação Mínima	76 m
Declividade do Rio Principal	0,013 m/m
Declividade Media da Bacia (Im)	0,1098 m/m

4.2. Tipologias de uso e ocupação do solo

A determinação do uso e ocupação do solo é de fundamental importância para o entendimento dos processos que ocorrem na drenagem pluvial, em bacias hidrográficas. Para bacias urbanas, como é o caso da Bacia do Arroio Cancela, a resolução e o nível de detalhamento necessários para a determinação do uso do solo são bastante elevados, pois a diversidade de detalhes presentes no meio urbano dificulta à análise. Foram analisadas três datas para a verificação de evolução do processo de urbanização; as datas estudadas foram: 1980, 1992 e 2004.

Para essa análise tornou-se necessário a utilização de dois métodos de classificação, devido ao material disponível. Para as datas mais antigas, 1980 e 1992, as análises foram realizadas com fotos aéreas na escala 1:15.000 e 1:10.000, respectivamente. No ano de 2004 foi obtida uma imagem do Satélite Ikonos com resolução de 1 m.

4.2.1. Determinação do uso do solo para ano de 2004

Na determinação das condições atuais do uso e ocupação do solo foi utilizada uma imagem do satélite Ikonos devido à necessidade de obter dados precisos da urbanização e a exatidão das porcentagens de áreas impermeáveis.

As imagens fornecidas pelo Satélite Ikonos são de alta resolução, estão entre as maiores resoluções de imagens orbitais atualmente disponíveis no mercado. A imagem obtida para a realização do trabalho data do dia 29 de maio de 2004, e apresenta as seguintes características: imagem pancromática com resolução no terreno de 1 metro e resolução radiométrica de 11 bits, o que possibilita distinguir objetos de 1 m².

Para a utilização da imagem alguns processos foram executados. Primeiramente foi selecionada uma parte da imagem que contém a bacia hidrográfica em estudo, pois a imagem original possui aproximadamente 10 km x 10 km de dimensões. O segundo passo foi o georreferenciamento da porção da imagem selecionada. Para obtenção destas coordenadas foram utilizadas as aerofotocartas na escala 1:2000 referenciadas pelo Datun horizontal UTM\Corrego Alegre e Datun vertical Imbituba, cedidas pela prefeitura Municipal de Santa Maria. Foram obtidos 34 pontos de controle, os quais podem ser visualizados no anexo A.

No cálculo da matriz de transformação foi utilizada uma função linear e sua avaliação foi analisada pelo erro médio quadrático (RSM), o valor do erro foi 3,92 m. No arranjo dos dados utilizou-se o método do vizinho mais próximo. Mendes & Cirilo (2001) mostram os passos e equacionamento que podem ser utilizados para o georreferenciamento de imagens.

Para a composição do uso do solo foram determinadas 7 classes, que foram agrupadas em áreas permeáveis e impermeáveis.

- Classes que representam áreas impermeáveis: telhados, calçadas, etc; ruas.
- Classes que representam áreas permeáveis: campo; solo exposto; vegetação arbórea; terrenos, jardins, etc.

A figura 5 mostra o resultado da análise do uso do solo para o ano de 2004.

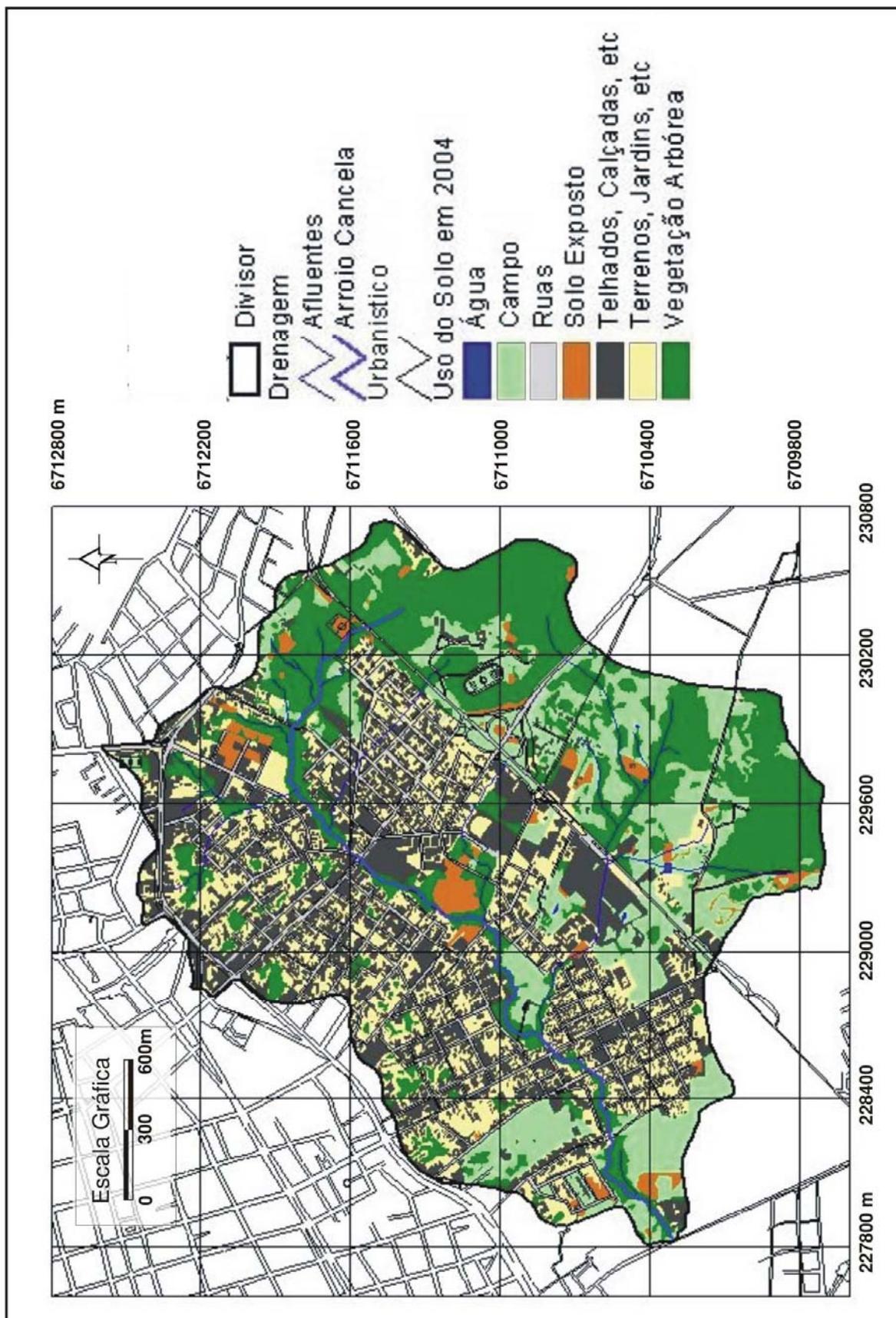


FIGURA 5 – Uso do solo para o ano de 2004

A tabela 3 apresenta os valores obtidos em porcentagem para o uso do solo na data 2004.

TABELA 3 – Dados obtidos para o uso do solo para a data de 2004

Classes do Uso do Solo	Área (ha)	Percentual
Terrenos, Jardins, etc	86,96	18%
Telhados, Calçadas, etc	118,30	24%
Vegetação Arbórea	132,27	27%
Ruas	52,08	11%
Campo	84,63	17%
Solo Exposto	14,70	3%
Água	0,29	<1%
Áreas Urbanizadas	275,65	56%
Áreas Não-Urbanizadas	216,58	44%
Áreas Permeáveis	321,56	65%
Áreas Impermeáveis	170,37	35%

4.2.2. Determinação do uso do solo para os anos de 1980 e 1992

Para as datas de 1980 e 1992 a metodologia empregada utilizou a técnica de fotointerpretação, com a utilização de estereoscópios para uma análise em 3D. Rocha (2000) explica detalhadamente os processos envolvidos em análises fotogramétricas. Em cada foto foi determinado o retângulo útil, evitando assim as distorções existentes nas fotos aéreas. Após a análise os retângulos foram georreferenciados para a composição do mosaico para as datas.

O solo foi classificado, para os anos de 1980 e 1992, de acordo com seu uso ou ocupação, sendo estes divididos em sete classes: densidade alta, densidade média, densidade baixa, campo, vegetação arbórea, agricultura e água. Esta metodologia adotada não atinge a precisão dos dados obtidos na análise do ano de 2004, devido ao material disponível.

A seguir apresentam-se as taxas utilizadas na determinação das classes adotadas:

- Densidade alta: 40% ou mais de sua superfície impermeabilizada, devido à urbanização.
- Densidade média: entre 20 e 40% da área impermeabilizada.
- Densidade baixa: menor que 20% de sua área impermeabilizada.

- Campo: todas as áreas que não sofreram a interferência do homem e que possuíam vegetação rasteira.

- Vegetação arbórea: todas as áreas que apresentavam vegetação arbórea e arbustiva.

- Água: locais onde a água se permanece armazenada.

- Agricultura: todas as áreas em que foi realizado o cultivo de alguma cultura.

As figuras 6 e 7 mostram o resultado da análise do uso do solo para as datas de 1980 e 1992, respectivamente.

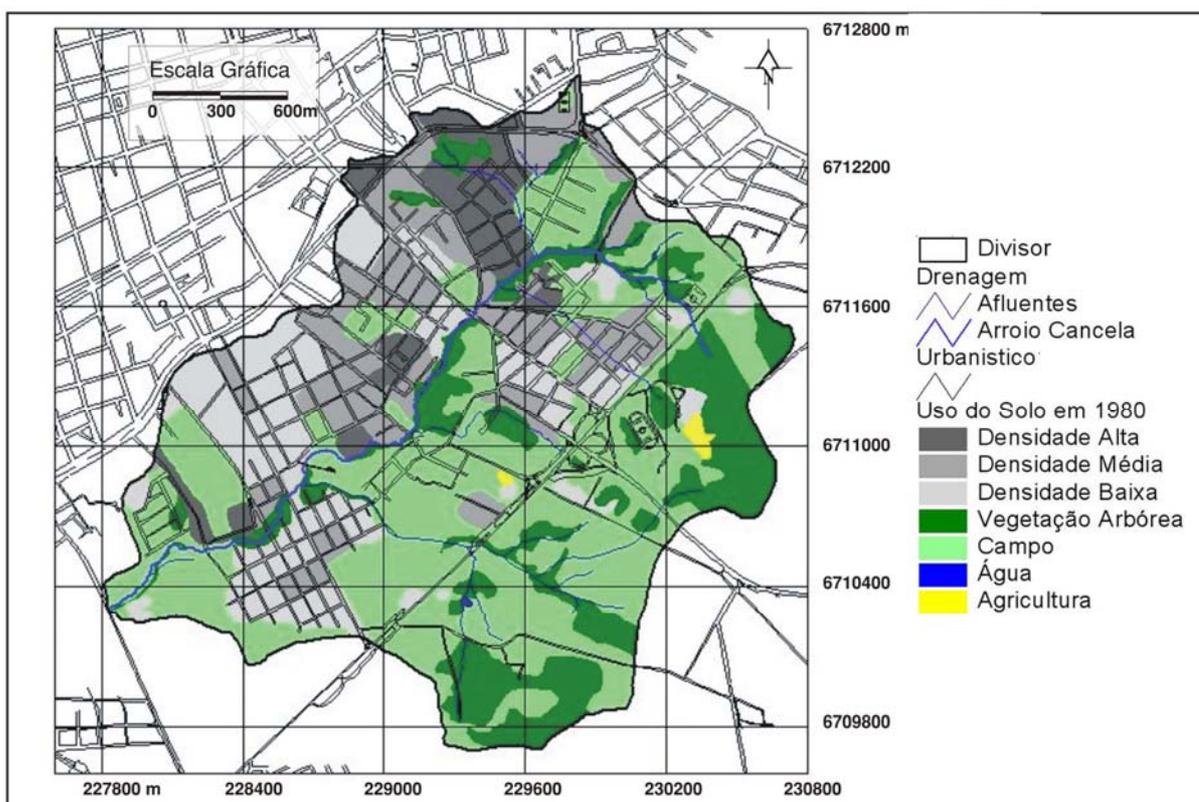


FIGURA 6 – Uso do solo para o ano de 1980

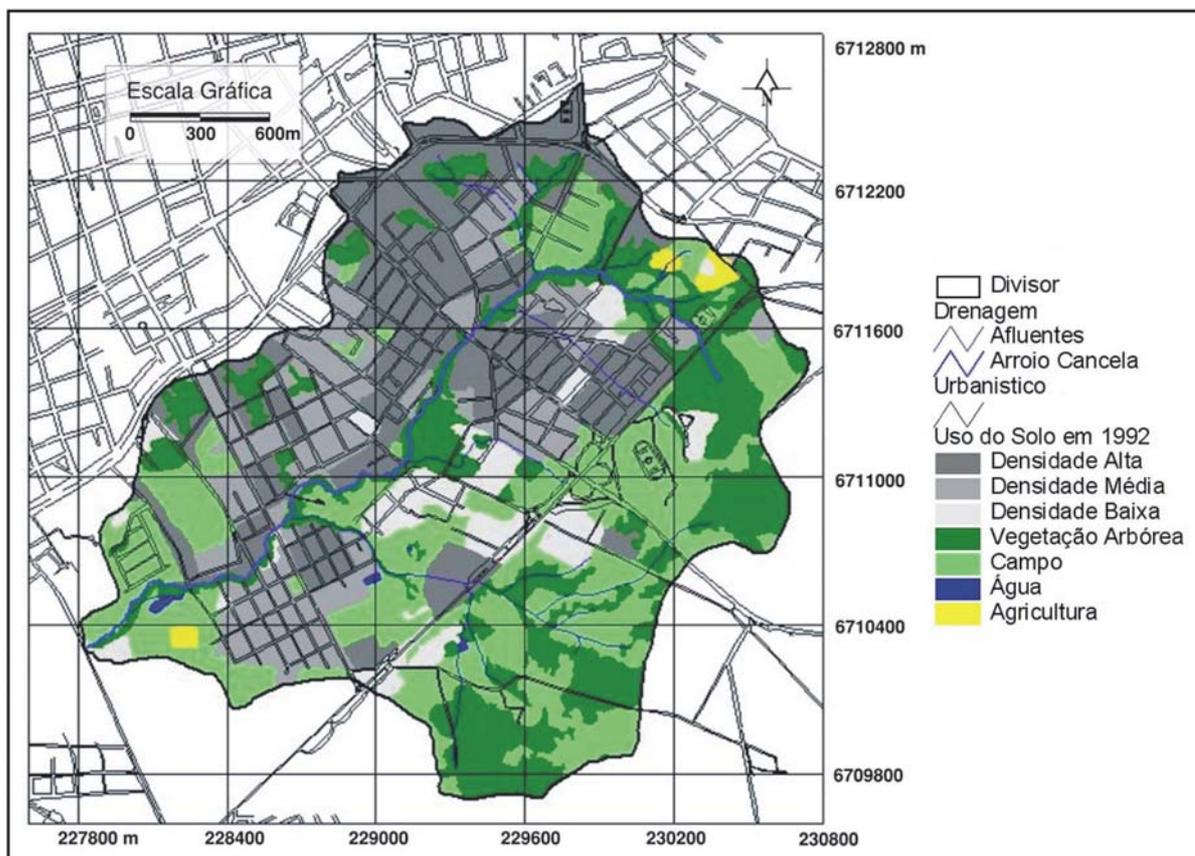


FIGURA 7 – Uso do solo para o ano de 1992

A tabela 4 apresenta os valores obtidos em porcentagem para o uso do solo nas datas 1980 e 1992.

TABELA 4 – Dados obtidos para o uso do solo para as datas de 1980 e 1990

Classes do Uso do Solo	1980		1992	
	Área (ha)	Percentual	Área (ha)	Percentual
Vegetação Arbórea	86,84	18%	113,57	23%
Agricultura	1,71	0,3%	3,57	1%
Campo	211,27	43%	140,0	28%
Água	0,15	<1%	0,90	<1%
Densidade Baixa	76,73	16%	36,65	7%
Densidade Média	78,99	16%	81,82	17%
Densidade Alta	33,52	7%	115,72	24%
Áreas Urbanizadas	192,27	39%	234,19	48%
Áreas Não-Urbanizadas	299,97	61%	258,04	52%
Áreas Impermeáveis	54,10	10%	93,69	17%
Áreas Permeáveis	438,14	90%	398,54	83%

4.3. Análise do processo de urbanização

A bacia hidrográfica do Arroio Cancela encontra-se em processo de urbanização acelerado, devido à localização e valorização da área. Na figura 8 pode ser visualizado o mosaico das fotos para as datas 1980 e 1992, e a imagem de satélite do ano de 2004, onde pode ser analisado o aumento da urbanização na área da bacia em estudo.

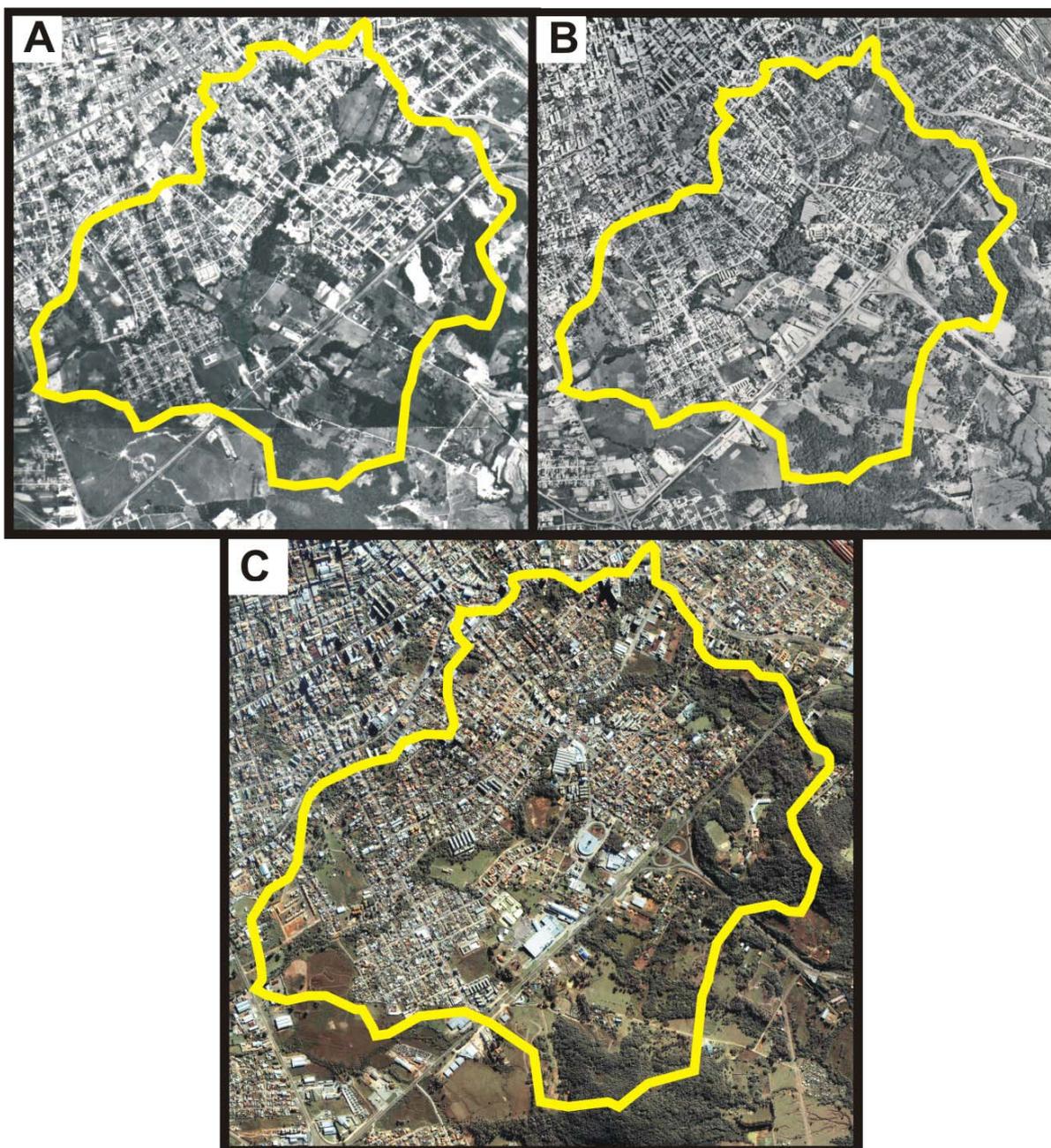


FIGURA 8 - Mosaico das fotos aéreas dos anos 1980 (A) e 1992 (B), e imagem de satélite do ano de 2004 (C)

A tabela 5 e a figura 9 apresentam o comportamento das classes de uso do solo encontradas para a bacia nas datas de 1980, 1992 e 2004

TABELA 5 – Valores do uso do solo para as datas analisadas

Data	Vegetação Arbórea	Campo	Urbano	Áreas Impermeáveis
1980	17,64%	43,30%	39,06%	10,99%
1992	23,07%	29,35%	47,58%	19,03%
2004	26,87%	17,25%	55,88%	34,62%

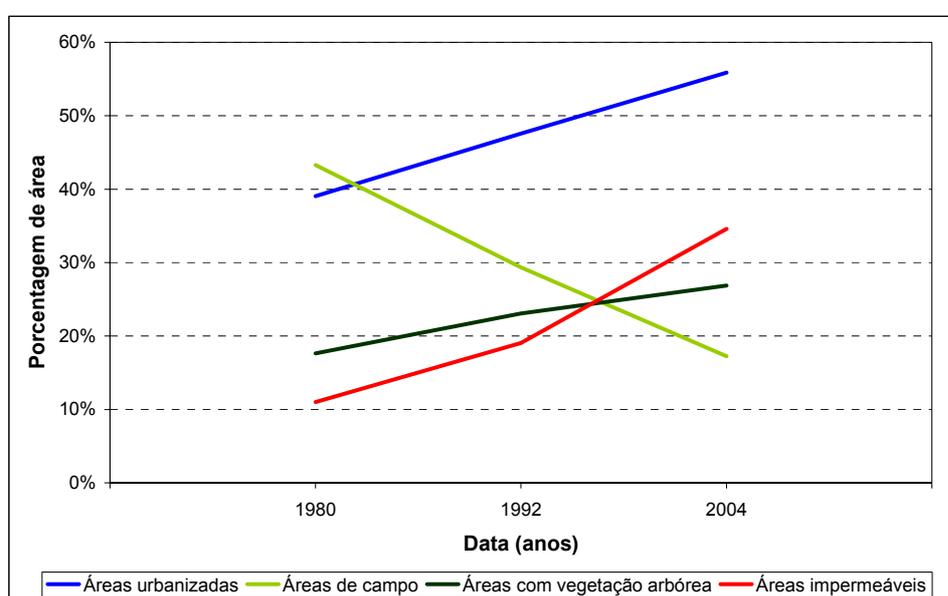


FIGURA 9 – Evolução do uso do solo em porcentagem de área para as datas analisadas

A área urbana apresentou crescimento de 17%, principalmente sobre as áreas de campo, entre os anos de 1980 e 2004, indicando a urbanização da bacia. Outro fator de elevada importância que se deve analisar é a porcentagem de áreas impermeáveis, pois representa o aumento da densidade das áreas já urbanizadas. O aumento das áreas impermeáveis foi de 24%, entre 1980 e 2004, sendo que a maior parcela da impermeabilização ocorreu entre os anos de 1992 e 2004 com uma taxa de impermeabilização de 1,3% ao ano.

O fato do aumento das áreas impermeáveis ser mais elevado que o das áreas urbanizadas mostra que a mancha urbana cresce em menor proporção que a ocupação dos vazios existentes nas áreas urbanizadas. Ao se analisar o impacto da

urbanização nas cheias o fator mais influente no aumento do escoamento superficial é a porcentagem de impermeabilização.

4.4. Determinação de cenários futuros de expansão urbana

Para avaliar o comportamento da bacia, em condições diversas de urbanização, foram avaliados três cenários. Estes foram determinados com base nos dados obtidos do zoneamento especificados no Plano Diretor Urbano de Santa Maria (1980), no Projeto de Lei do Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano Ambiental (PDDUA), atualmente em discussão, e nos valores de taxas de impermeabilização obtidos para uma área real da bacia.

- Cenário 1: Esta condição de urbanização foi obtida através da análise do Plano Diretor vigente (PDV) para o município de Santa Maria, que determina, segundo a Lei 2096/80 três zonas de uso para a bacia em estudo: zona E, zona E_e e a zona de expansão urbana (EU). A tabela 6 apresenta os valores para os índices de ocupação de cada zona segundo as diretrizes para lei de zoneamento presentes no plano diretor vigente.

TABELA 6 – Índices de ocupação para as zonas E, Ee e Expansão da urbanização (EU)

Zonas	Permitido	Índice de ocupação	Média
E	Habitação	Unifamiliar	0,50
		Bifamiliar	
		Multifamiliar	
	Demais usos permitidos	0,55	
Ee	Todos os usos	0,50	0,50
C4	Habitação	Unifamiliar	0,53
		Bifamiliar	
		Multifamiliar	
	Demais usos permitidos	0,55	
Expansão da urbanização (EU)	Habitação	Unifamiliar	0,40
		Bifamiliar	

Na simulação do cenário 1 foram utilizados, para as porcentagens de impermeabilização dos lotes, os valores máximos do índice de ocupação permitidos pelo zoneamento do Plano Diretor vigente, e para ruas e calçadas públicas foi adotado 100% de impermeabilização. Na figura 10 pode ser visualizada a disposição das zonas do Plano Diretor vigente.

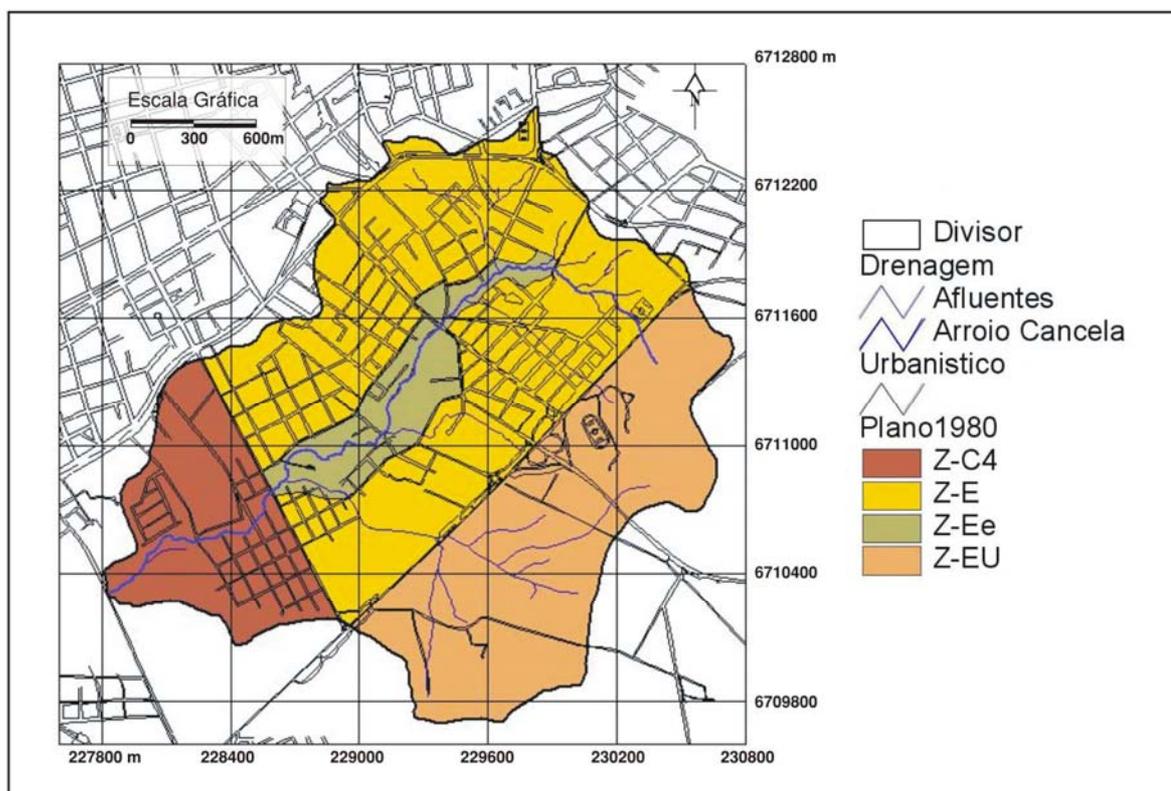


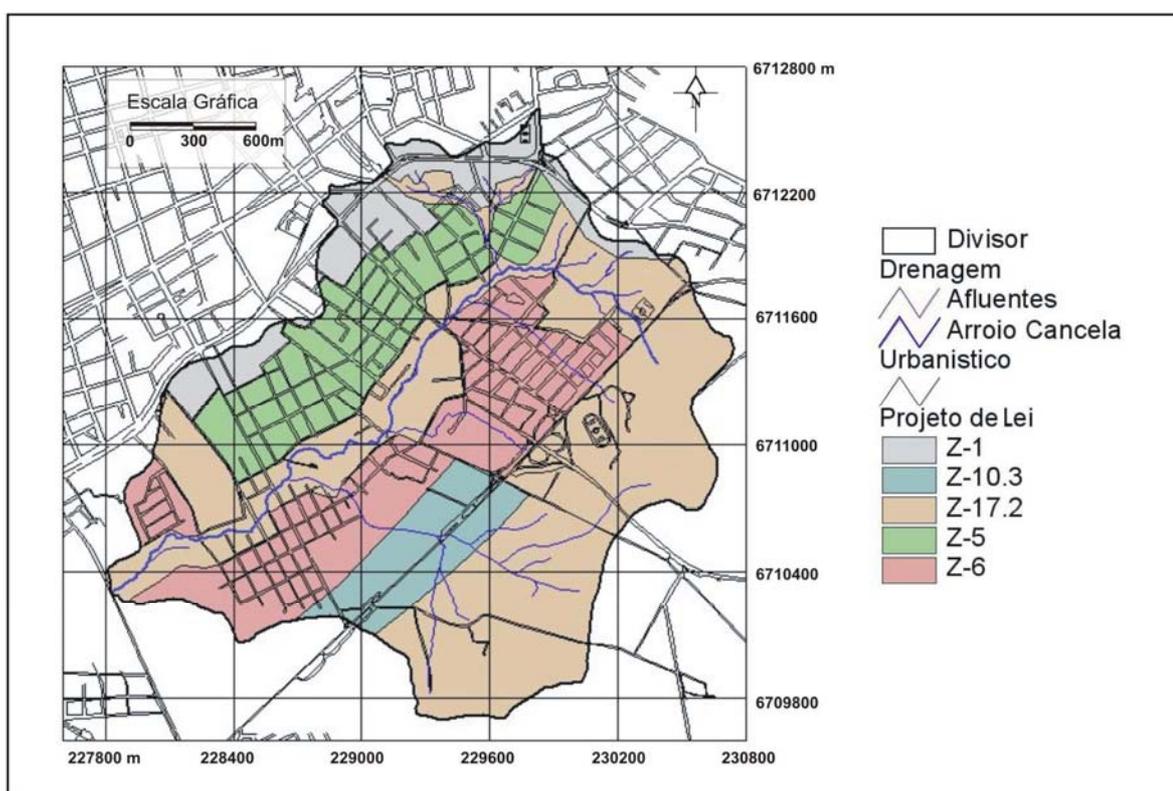
FIGURA 10 – Zoneamento da área da bacia proposto pelo Plano Diretor vigente (PDV)

- Cenário 2: Para esta segunda condição de urbanização foi analisado o Projeto de Lei do Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano Ambiental (PDDUA), fornecido pela secretaria de Planejamento Urbano do Município de Santa Maria-RS, na qual estabelece a criação de novas zonas de uso, com novos índices de ocupação. O projeto de lei irá para votação em Março de 2005 na câmara municipal de Santa Maria. A tabela 7 apresenta os valores dos índices de ocupação para as novas zonas da bacia em estudo.

TABELA 7 – Índices de ocupação para as zonas propostas pelo PDDUA

Zonas	Índice de ocupação
Z – 1.1	0,6
Z – 5.0	0,5
Z – 6.0	0,5
Z – 10.3	0,4
Z – 17.2	0,3

Na simulação do cenário 2 foram utilizados para a porcentagem de impermeabilização dos lotes os valores máximos do índice de ocupação, permitido pelo zoneamento do Projeto de Lei. Para as ruas e calçadas públicas foi adotado 100% de impermeabilização. A disposição das zonas para a Proposta de Lei pode ser visualizada na figura 11.

**FIGURA 11 – Zoneamento da área da bacia proposto pelo Projeto de Lei do (PDDUA)**

- Cenário 3: O terceiro cenário proposto tem como objetivo analisar a bacia para uma condição extrema de impermeabilização. Para esta situação o coeficiente de impermeabilização dos lotes foi determinado a partir dos dados obtidos em uma região da bacia com elevado grau de impermeabilização. Para a área delimitada

foram determinados às porcentagens permeáveis e impermeáveis existentes, os resultados encontram-se na tabela 8.

TABELA 8 – Porcentagem de área impermeável nas quadras analisadas

Quadra	Porcentagem de áreas impermeáveis	Porcentagem de áreas permeáveis
1	75,22%	24,78%
2	85,79%	14,21%
3	64,98%	35,02%
4	51,09%	48,91%
5	62,07%	37,93%
<i>Média</i>	<i>67,83%</i>	<i>32,17%</i>

O valor médio da porcentagem de impermeabilização, obtido para a área analisada, foi utilizado para os lotes em toda a bacia, com o intuito de analisar uma condição extrema de uso. Para ruas e calçadas públicas foi adotado 100% de impermeabilização. Na tabela 9 são apresentados os valores de impermeabilização para cada sub-bacia da discretização detalhada, que será apresentada no item 4.8, figura 20.

TABELA 9 – Valores das porcentagens de área impermeáveis para as sub-bacias nos diferentes cenários futuros de expansão urbana

Sub-bacias	Cenário Atual	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3
Sub-bacia 1010	11,19%	47,43%	35,12%	68,90%
Sub-bacia 1020	34,39%	57,16%	51,11%	72,43%
Sub-bacia 1030	51,94%	57,82%	58,11%	72,86%
Sub-bacia 1040	43,08%	54,00%	48,42%	72,19%
Sub-bacia 1050	64,14%	64,24%	64,15%	74,42%
Sub-bacia 1060	56,22%	58,59%	56,71%	73,36%
Sub-bacia 1070	43,94%	56,30%	51,30%	72,86%
Sub-bacia 1080	54,37%	57,61%	56,04%	72,73%
Sub-bacia 1090	31,04%	56,55%	49,43%	72,04%
Sub-bacia 1100	3,65%	40,96%	31,82%	68,35%
Sub-bacia 1110	8,00%	41,63%	33,88%	68,70%
Sub-bacia 1120	49,26%	54,72%	49,27%	70,91%
Sub-bacia 1130	37,60%	59,22%	47,57%	71,23%
Sub-bacia 1140	54,21%	60,61%	54,32%	72,87%
Sub-bacia 1150	38,08%	62,25%	52,53%	73,01%
Sub-bacia 1160	10,60%	56,66%	45,08%	69,02%
Sub-bacia 1170	29,36%	55,19%	39,04%	67,96%
Sub-bacia 1180	2,59%	55,90%	31,47%	68,47%
<i>Total</i>	<i>34,62%</i>	<i>53,12%</i>	<i>46,74%</i>	<i>71,23%</i>

4.5. Clima e solo

Segundo Carvalho (2003) o clima, no município de Santa Maria, foi classificado como temperado e quente do tipo Cfa, pela proposta de KÖOPEN, onde:

C - temperaturas médias dos mês mais frios variando, entre -3°C e 18°C , e a do mês mais quentes, superior a 10°C ;

f - nenhuma estação seca, úmida o ano todo;

a - verão quente com temperatura média do mês mais quente superior a 22°C .

A classificação do solo existente na região da bacia foi obtida a partir da carta geotécnica de Santa Maria elaborada por Maciel (1990), que apresentou um mapa geológico para a região na escala 1:25000. Na figura 12 podem ser visualizadas as unidades geotécnicas existentes na bacia hidrográfica.

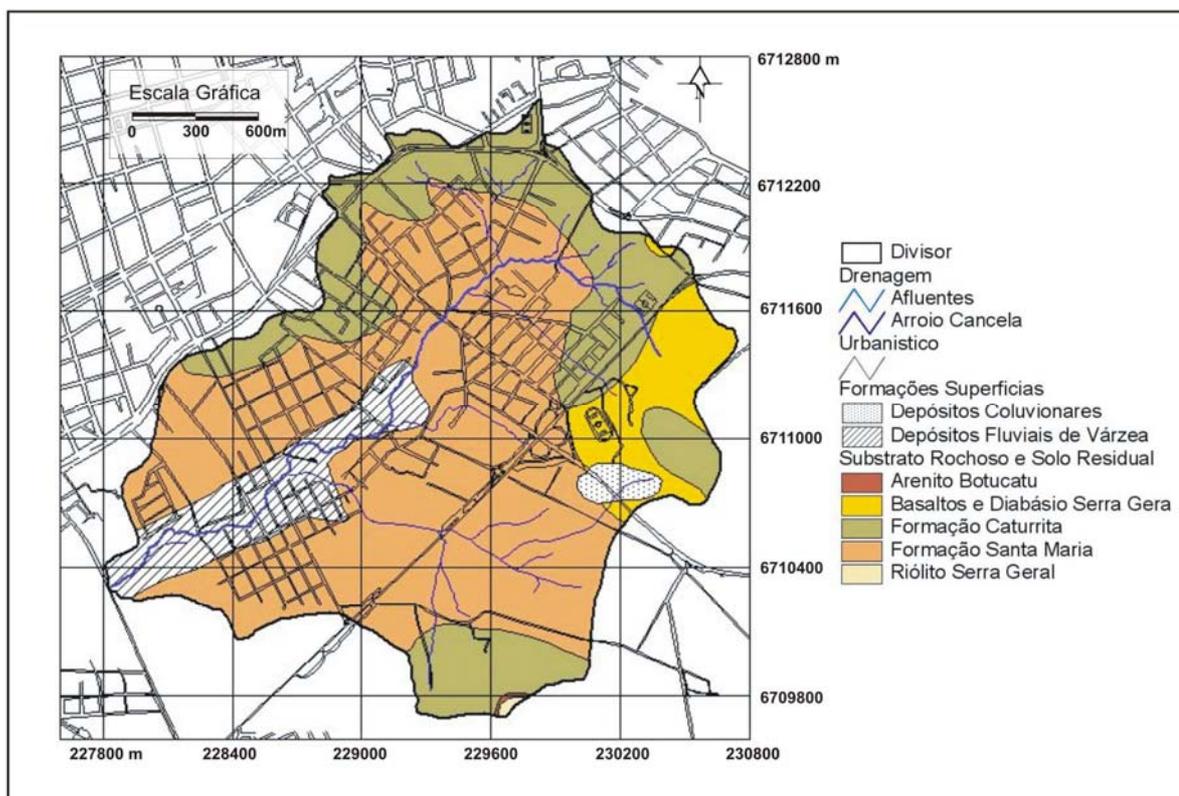


FIGURA 12 – Unidade geotécnica propostas por Maciel (1990) para a área da Bacia Hidrográfica

Segundo o autor, na área da bacia, há o predomínio da Formação Santa Maria Exceto Arenito Basal constituída por arenito grosseiro seguida de siltitos argilosos e arenitos argilosos. O solo predominante é geralmente raso, com cerca de 50 cm, do tipo podzólico bruno acinzentado ou planossolo, o perfil é o seguinte:

- 0 – 35 cm – horizonte A1, bruno acinzentado muito escuro e bruno quando seco, franco argiloso arenoso, transição clara e ondulada.

- 35 – 90 cm – horizonte B2, bruno e mosqueado bruno forte, argila, transição gradual e ondulada.

- 90 – 140 cm – solo saprolítico, vermelho e mosqueado de cinzento a bruno pálido, franco argiloso ou argila. Abaixo se encontra o substrato rochoso, vermelho amarelado a vermelho.

Para um enriquecimento dos dados foram analisadas diversas sondagem executadas na bacia pela empresa Geocentro Geologia Engenharia e Estaquiamento Ltda. Na camada superficial, com profundidade média variando entre 0 e 0,25m, foram encontradas as maiores variações, com maior porcentagem de areia argilosa, na segunda camada, com profundidade média variando entre 0,25 e 3,0m, ocorreu a predominância de argila pouco arenosa e silte argiloso. Estes valores não diferem dos apresentados por Maciel Filho (1990). Na figura 13 podem ser visualizados a disposição dos pontos onde foram realizadas as sondagens na bacia. No anexo F são apresentados os resultados das sondagens.

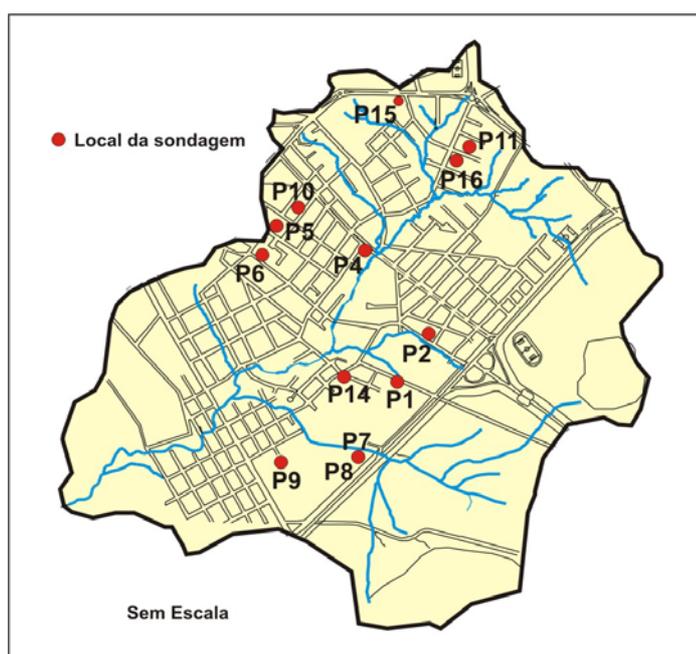


FIGURA 13 – Localização dos pontos onde foram realizadas as sondagens

4.6. Monitoramento fluviográfico

O local escolhido para a instalação da estação fluviográfica “Cancela” considerou as características da seção transversal do arroio, sendo esta bem definida, e o trecho do arroio com comprimento retilíneo suficiente para a realização das medições de vazão, sem que ocorra prejuízo às mesmas. A seção da estação Cancela permanece nas condições naturais do córrego, irregular e não revestido e apresenta um trecho retilíneo superior a 100 metros para montante e aproximadamente 20 metros para jusante; após esta distância existe um bueiro, com duas células retangulares de 2x2 metros.

A estação fluviográfica está equipada limnigrafo eletrônico de pressão com data-logger. O Limnigrafo eletrônico é um registrador de nível que permite medir continuamente o nível de água subterrânea e superficial. O intervalo de tempo de registro do nível foi configurado em 5 minutos com precisão de milímetro. Esse intervalo de tempo foi definido conforme as características da bacia, pequena, urbana e com tempo de concentração baixo. A figura 14 mostra uma foto da seção de medição e da ponte hidrométrica utilizada para realizar as medições de vazão e a obtenção de dados do registrador de nível.

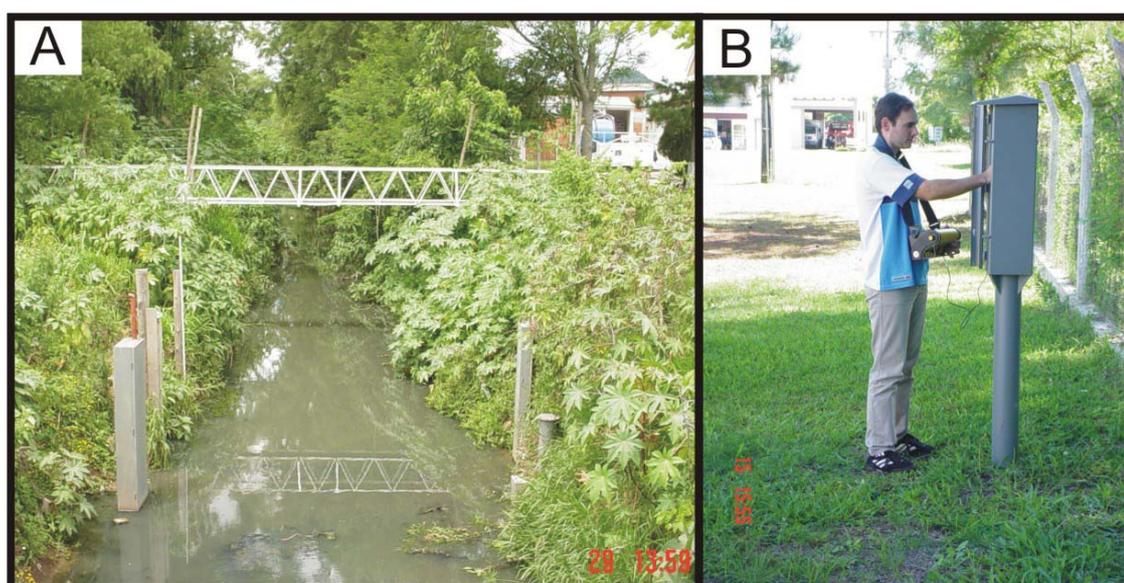


FIGURA 14 – Foto da seção de medição de vazão (A) e obtenção dos dados do registrador de nível (B)

A operação da estação iniciou no dia 28/11/2003, onde os resultados do monitoramento fluviográfico encontram-se nas figuras 15 e 16.

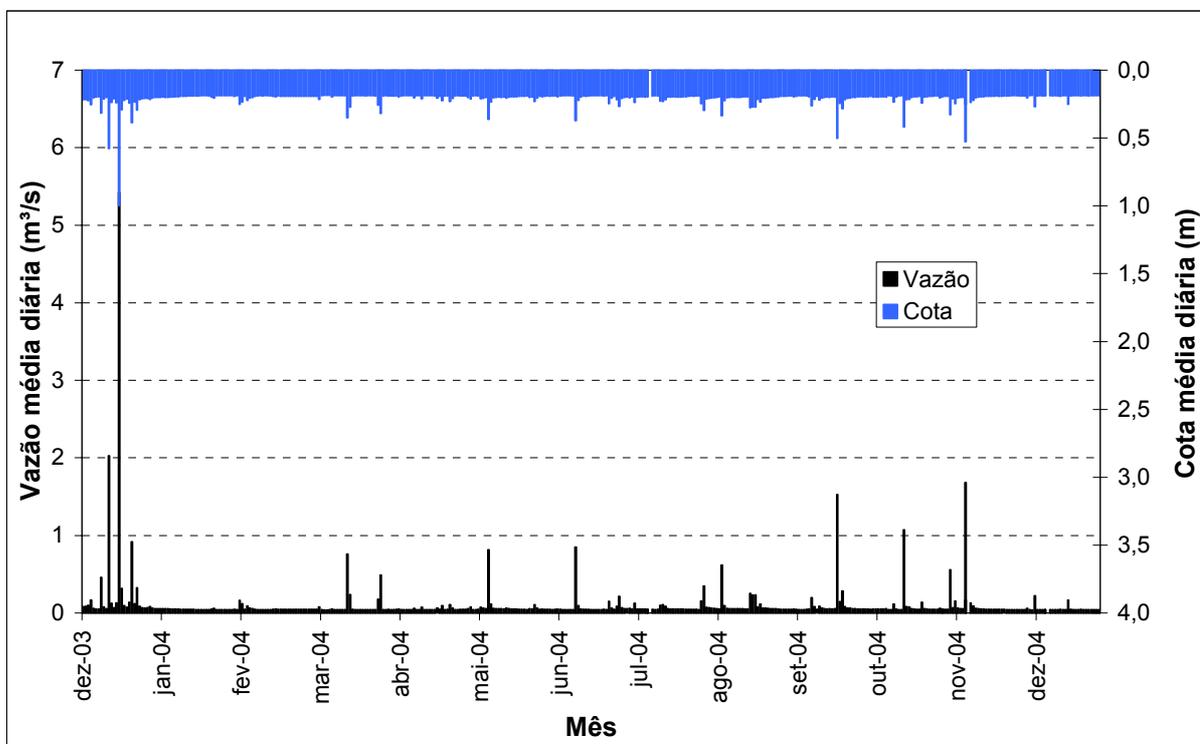


FIGURA 15 – Vazões e cotas médias observadas na estação fluviográfica Cancela

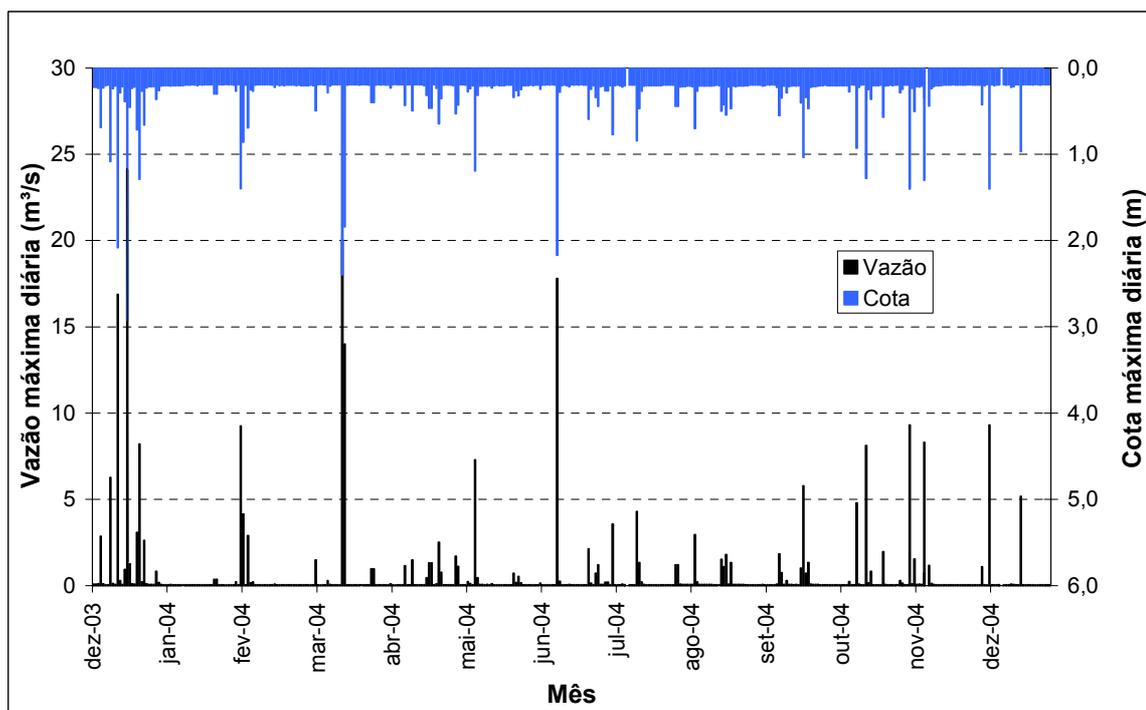


FIGURA 16 – Vazões e cotas máximas observadas na estação fluviográfica Cancela

4.6.1. Determinação da curva-chave

Depois de instalada a estação fluviográfica, a determinação da curva chave tornou-se uma das prioridades entre as atividades de monitoramento. As principais precipitações que causaram escoamento, durante o dia, foram monitoradas em termos de vazão, no período de dezembro de 2003 a dezembro de 2004. A vazão foi determinada na seção de medição através da medição da velocidade. A necessidade de medir diversos pontos deve-se ao objetivo de obter uma boa representatividade da curva-chave para todas as cotas.

Para a obtenção da vazão foi adotada uma distância de 50 centímetros entre as verticais para medição das velocidades. O número de verticais medidas nos eventos variou entre 8 e 12, conforme o nível do arroio. O valor de 50 centímetros foi adotado devido às condições da seção. Azevedo Neto, 1966 (apud Martins & Paiva, 2001), sugere que para rios com largura entre 3 e 6 metros a distância entre as verticais deve ser de 50 centímetros.

Na medição da velocidade, nas verticais, foi estabelecido que para cotas inferiores que 1 metro a velocidade era medida a 60% da profundidade do escoamento; para cotas superiores a 1 metro a velocidade foi medida a 20 e 80% da profundidade do escoamento, sendo para este último caso, adotada a velocidade média entre as duas profundidades.

A partir das cotas medidas e das vazões, foi obtida a curva-chave com bom ajuste até a cota de 1,85 metros. Valores acima desta cota não foram medidos devido à falta de eventos que atingissem essa magnitude em um horário do dia que possibilitasse a medição. Outro fator que dificulta a determinação da vazão para cotas extremas é o fato que para cotas superiores a 2,17 metros ocorre o extravasamento da seção o que dificulta a medição devido à inexistência de uma seção bem definida.

Assim, para obter uma curva-chave para todos os níveis registrados no período monitorado tornou-se necessário à extrapolação da curva chave. Chevallier (2001) descreve alguns métodos de extrapolação como o método de Stevens e a extrapolação logarítmica, mas devido às condições da seção em cotas extremas estes métodos não apresentariam resultados satisfatórios.

Para extrapolação da curva-chave foi proposta uma estimativa da vazão para a cota de 2,15 metros, através dos pontos medidos. Para as cotas em que o nível de água atinge a geratriz superior do bueiro foi proposta a obtenção da vazão através da capacidade de escoamento do bueiro. O equacionamento utilizado foi à equação para tubos curtos descrita por Porto (1998).

$$Q = C_d A \sqrt{2gH} \quad (5)$$

onde:

Q = vazão de descarga (m³/s)

C_d = traduz o efeito das perdas localizadas e distribuídas no bueiro, valor adotado 0,59.

A = área da seção transversal do bueiro

H = diferença de nível entre a superfície livre e a linha de centro da seção de saída do bueiro

O ajuste da curva-chave foi dividido em quatro faixas, de 0 a 0,32m, 0,32 a 0,85m, 0,85 a 2,15 e acima de 2,15m. A figura 17 mostra a curva-chave, obtida através dos eventos observados no período de monitoramento, para estação Cancela.

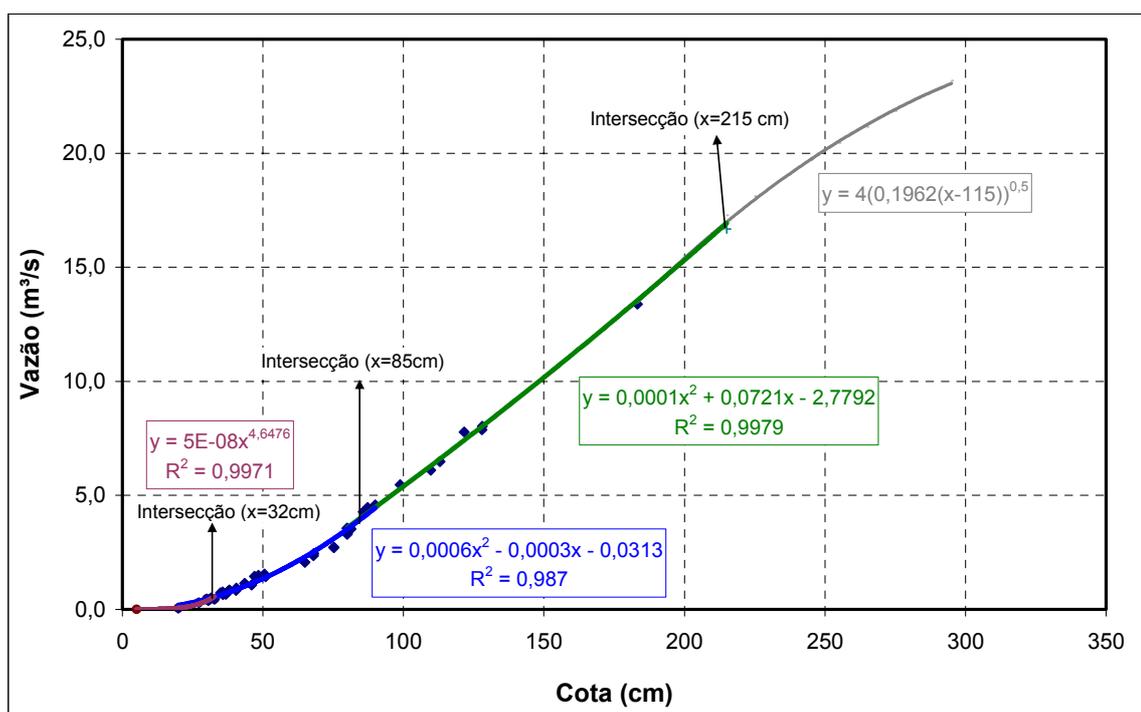


FIGURA 17 – Curva chave determinada no período de monitoramento

4.7. Monitoramento pluviográfico

A estação pluviográfica Sest Senat é provida de um pluviógrafo digital do tipo Pluvio-OTT, configurado para registrar os dados em intervalos de 1 minuto de no mínimo 0,01 mm acumulado neste período. Este dispositivo registra continuamente a intensidade de precipitação, discretizada conforme a necessidade do usuário.

A figura 18 apresenta fotografia da estação pluviográfica Sest Senat.



FIGURA 18 – Estação pluviográfica Sest Senat

A estação pluviográfica Sest Senat começou a operar no dia 22/12/2003, não apresentando falhas no monitoramento.

O evento do dia 15/12/2003 ocorreu antes do início da operação da estação pluviográfica Sest Senat, porém este se tornou de extrema importância para a simulação da bacia em estudo, pois apresentou inundações em diversas áreas de risco. Portanto, os dados de precipitação para esse evento foram obtidos da estação pluviométrica Sítio do Tio Pedro (STP), também monitorada pelo grupo GHIDROS.

A estação STP localiza-se próxima a bacia em estudo, na coordenada 53°47'37,6" de longitude oeste e 29°39'59,5" de latitude sul, com uma distância aproximada de 4,14 km da estação Sest Senat.

Na figura 19 pode ser visualizada a distribuição dos eventos de precipitação, através dos valores da precipitação diária, para o período monitorado, na estação.

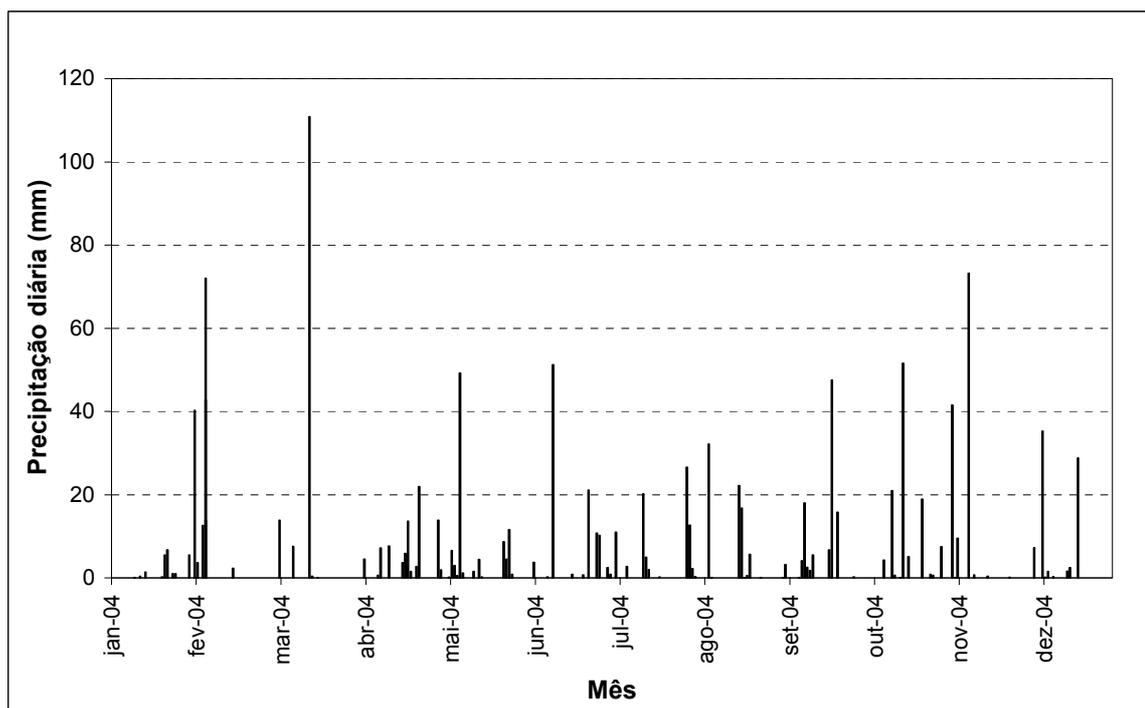


FIGURA 19 – Valores da precipitação diária na estação pluviográfica Sest Senat no período monitorado

4.8. Discretização da bacia e análise do sistema de drenagem

Uma das características da superfície terrestre é sua heterogeneidade, sendo esta ainda mais diversificada quando se refere às áreas urbanas, devido às interferências das ações antrópicas. A subdivisão da bacia em áreas menores que possuam características semelhantes é uma das maneiras de tentar representar, da forma mais real, sua variação espacial e os parâmetros relacionados com os processos físicos e hidrológicos.

A discretização da bacia hidrográfica em estudo baseou-se em três regras: homogeneidade das sub-bacias, situação do sistema de drenagem real e a estabilidade numérica do modelo SWMM.

Para a discretização da bacia em áreas menores foram determinados dois níveis de discretização: 18 sub-bacias e 6 sub-bacias. Esses níveis foram determinados com base nas características físicas e de uso e ocupação do solo da bacia apresentados nos itens 4.1 e 4.2.

A discretização do sistema de drenagem foi realizada a partir dos dados obtidos com os levantamentos topográficos realizados para o canal e para as áreas

de inundação, apresentados a seguir no item 4.8.2 e 4.8.3. Um fator limitante e de fundamental importância na simulação é a estabilidade numérica do modelo, sendo esta verificada para cada esquema de canais propostos para representação do sistema de drenagem.

4.8.1. Discretização das sub-bacias

Beckera & Braumb (1998) utilizaram, para uma bacia de 1157 km² na Alemanha, as seguintes características para a subdivisão das áreas: uso da terra, cobertura vegetal, tipo de solo e declividade. Depois de obtidas as áreas estas foram reagrupadas em conjuntos maiores que proporcionassem respostas semelhantes aos processos hidrológicos, principalmente em termos de evaporação e escoamento. O tamanho das sub-áreas deve estar relacionado com sua influência na área total da bacia, pois subdivisões excessivas tornam as sub-áreas tão pequenas, que sua influência na modelagem separadamente é desprezível.

As discretizações realizadas, para a bacia em estudo, buscaram a subdivisão da área em sub-bacias homogêneas, para isso foram utilizadas as características físicas, obtidas no modelo numérico do terreno, as informações sobre os sistemas de drenagem existentes e análise do uso e ocupação do solo. Destas análises foram propostos dois níveis de discretização, o primeiro com um maior nível de discretização, dezoito sub-bacias, sendo denominado de discretização detalhada e o segundo com uma subdivisão em seis sub-bacias sendo denominado de discretização simplificada. As figuras 20 e 21 mostram a bacia com as discretizações detalhada e simplificada, respectivamente.

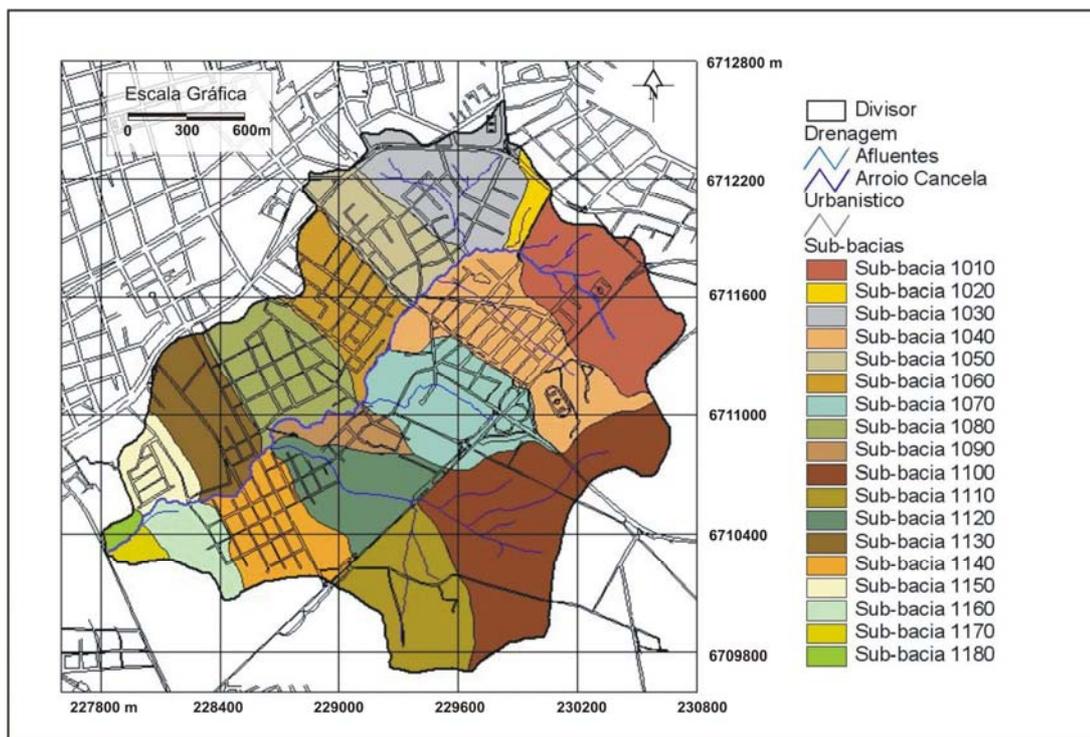


FIGURA 20 – Bacia hidrográfica do Arroio Cancela com discretização detalhada em dezoito sub-bacias

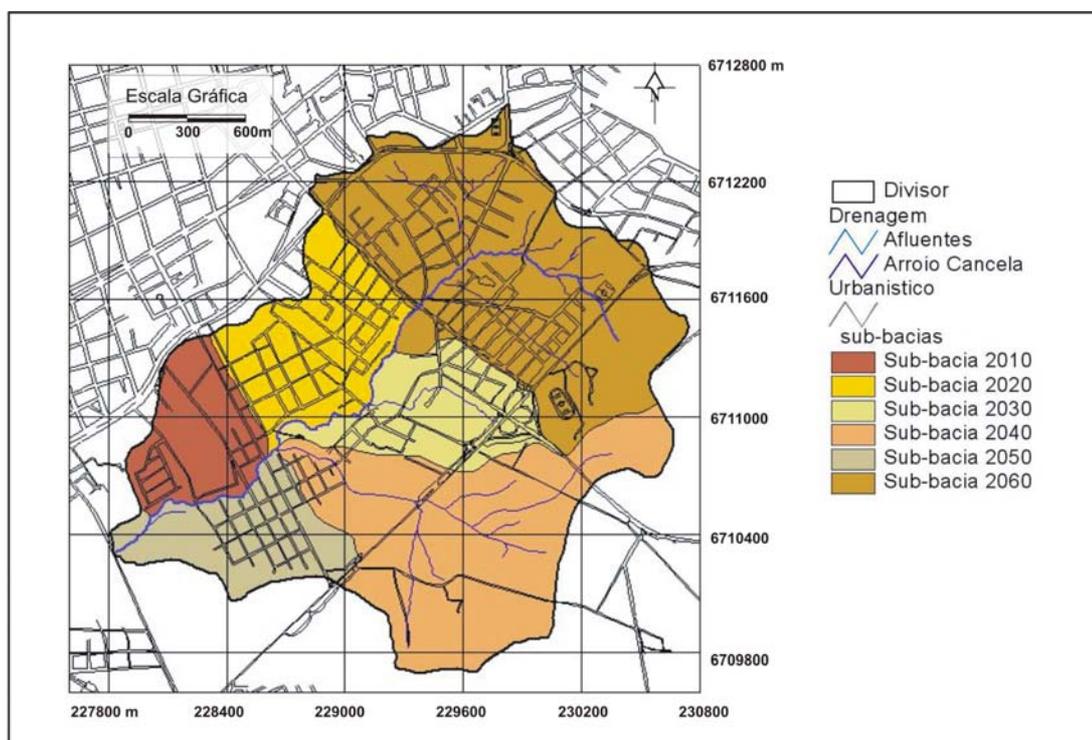


FIGURA 21 – Bacia hidrográfica do Arroio Cancela com discretização simplificada em seis sub-bacias

As características físicas para as sub-bacias, obtidas do monitoramento da bacia hidrográfica do Arroio Cancela, são apresentadas nas tabelas 10 e 11 para as bacias com discretizações detalhada e simplificada, respectivamente. Nestas tabelas também são apresentados os valores de porcentagem de áreas impermeáveis e a largura obtida para cada sub-bacia.

Na definição da largura das sub-bacias (w), foi adotado o valor da largura do retângulo equivalente (le), para a representação deste parâmetro, visto na equação 6, onde o coeficiente de compacidade é obtido pela equação 7.

$$le = \frac{k_c \sqrt{A}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{k_c} \right)^2} \right] \quad (6)$$

$$k_c = 0,282 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (7)$$

onde:

le – largura do retângulo equivalente;

A – área da bacia hidrográfica ou sub-bacia;

k_c – coeficiente de compacidade;

P – perímetro da bacia hidrográfica ou sub-bacia.

TABELA 10 – Características das sub-bacias da discretização detalhada

Discretização	Sub-bacia	Largura da sub-bacia (m)	Área (ha)	% Área Impermeável	Declividade (m/m)
Detalhada (18 sub-bacias)	1010	426,31	44,82	11,18	0,0076
	1020	91,42	4,99	34,36	0,0243
	1030	373,89	38,09	51,94	0,0085
	1040	308,49	50,28	43,06	0,0058
	1050	303,84	25,72	64,11	0,0086
	1060	248,78	27,08	56,23	0,0096
	1070	408,20	39,59	43,97	0,0067
	1080	370,75	33,64	54,36	0,0133
	1090	127,14	9,63	31,06	0,0212
	1100	372,81	67,68	3,72	0,0046
	1110	428,92	35,30	8,41	0,0104
	1120	325,29	27,81	49,61	0,0067
	1130	375,07	28,45	37,59	0,0017
	1140	298,41	27,25	54,21	0,0104
	1150	185,30	13,34	38,09	0,0554
	1160	221,97	13,53	10,60	0,0145
	1170	114,34	3,37	28,97	0,0796
	1180	79,43	2,23	2,31	0,0512

TABELA 11 – Características das sub-bacias da discretização simplificada

Discretização	Sub-bacia	Largura da sub-bacia (m)	Área (ha)	% Área Impermeável	Declividade (m/m)
Simplificada (6 sub-bacias)	2010	655,99	163,90	39,46	0,0322
	2020	407,80	60,73	55,20	0,0828
	2030	315,88	49,23	41,41	0,0304
	2040	521,67	130,76	14,52	0,0427
	2050	479,65	41,14	37,75	0,0325
	2060	335,53	46,37	37,20	0,0657

4.8.2. Discretização do Arroio Cancela

A discretização do Arroio Cancela e seus afluentes foi realizada a partir de um estudo de campo bastante detalhado. Neste estudo o Arroio Cancela e seu principal afluente, denominado Arroio Sest Senat, foram percorridos e um levantamento topográfico foi executado. O levantamento topográfico consistiu do levantamento do perfil do leito do rio e de diversas seções transversais. Estas seções foram

levantadas em lugares previamente definidos procurando-se obter seções representativas para os trechos do arroio. Também foram levantados os locais críticos onde ocorreram inundações. O levantamento consistiu em um total de 743 pontos cotados, dos quais foram obtidos o perfil longitudinal do Arroio, 27 seções transversais e o detalhamento da topografia de três áreas de risco. No anexo D encontram-se os valores obtidos no levantamento topográfico.

A representação final do sistema de drenagem para a discretização detalhada consiste em 23 trechos, sendo estes classificados em 13 canais irregulares, 7 orifícios, 2 canais retangulares e 1 trecho com condutos circulares.

Os orifícios representam os bueiros nas travessias de ruas sobre o arroio. A representação dos bueiros como orifício foi estabelecida devido à estabilidade numérica do modelo. A instabilidade ocorreu na representação de tubos, ou células, retangulares curtos com vazão de entrada grande, presente nos eventos de alta intensidade. As figuras 22 e 23 mostram os desenhos esquemáticos das concepções dos canais e sub-bacias para a simulação detalhada (18 sub-bacias) e simplificada (6 sub-bacias), respectivamente.

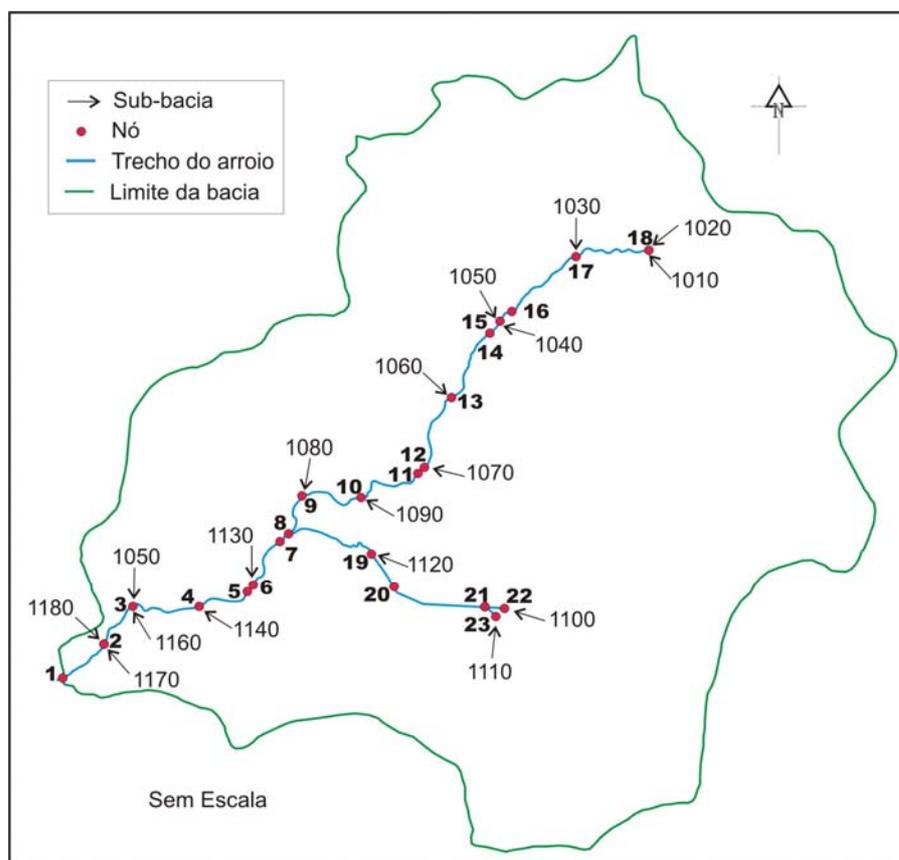


FIGURA 22 – Concepção dos canais e sub-bacias para a simulação detalhada

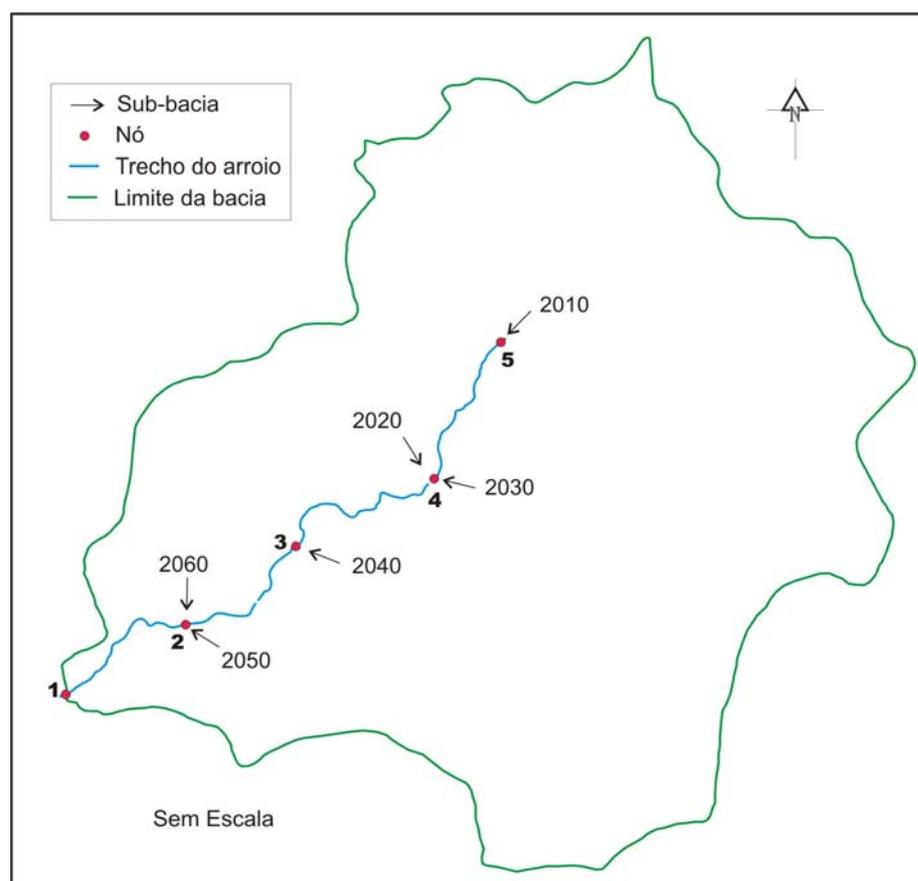


FIGURA 23 – Concepção dos canais e sub-bacias para a simulação simplificada

- Perfil longitudinal do Arroio Cancela

O perfil longitudinal do Arroio Cancela foi levantado com a finalidade de obter precisão das declividades do arroio e também verificar a precisão do modelo numérico do terreno que foi obtido das cartas topográficas. Nas tabelas 12 e 13 são apresentadas as características do canal para a discretização detalhada e simplificada, respectivamente. No anexo E são apresentadas as coordenadas das seções irregulares e retangulares adotadas para cada trecho do canal e as dimensões dos bueiros, representados na simulação pelos orifícios.

TABELA 12 – Características do canal para a discretização detalhada

Trecho	Nós	Comprimento (m)	Seção Transversal	Declividade (m/m)
100	18 - 17	290	Canal Irregular	0,0307
101	17 - 16	293	Canal Irregular	0,0161
102	16 - 15	-	Orifício 1	-
103	15 - 14	60	Canal Retangular	0,0021
104	14 - 13	214	Canal Irregular	0,0159
105	13 - 12	311	Canal Irregular	0,0095
106	12 - 11	-	Orifício 2	-
107	11 - 10	271	Canal Irregular	0,0071
108	10 - 9	219	Canal Irregular	0,0047
109	9 - 8	214	Canal Irregular	0,0047
110	8 - 7	-	Orifício 3	-
111	7 - 6	170	Canal Irregular	0,0038
112	6 - 5	-	Orifício 4	-
113	5 - 4	228	Canal Irregular	0,0056
114	4 - 3	208	Canal Irregular	0,0034
115	3 - 2	205	Canal Irregular	0,0065
116	2 - 1	220	Canal Irregular	0,0022
116 ₂	1 - 0	-	Orifício 5	-
117*	23 - 21	-	Orifício 6	-
118*	22 - 21	-	Orifício 7	-
119*	21 - 20	338	Conduto Circular	0,015
120*	20 - 19	147	Canal Retangular	0,015
121*	19 - 8	242	Canal Irregular	0,0032

* Trechos que representam o afluente Sest Senat

TABELA 13 – Características do canal para a discretização simplificada

Trecho	Nós	Comprimento (m)	Seção Transversal	Declividade (m/m)
200	5 - 4	584,65	Canal Irregular *	0,01103
201	4 - 3	689,37	Canal Irregular *	0,00577
202	3 - 2	725,99	Canal Irregular *	0,00373
203	2 - 1	405,39	Canal Irregular *	0,00252

* Seções irregulares simplificadas

4.8.3. Seções transversais e áreas de risco de inundações do Arroio Cancela

No levantamento topográfico foram obtidas 27 seções transversais, das quais foram obtidas as mais representativas para cada trecho do canal simulado. As figuras 24, 25 e 26 apresentam as seções características dos trechos do Arroio Cancela sujeitas a sofrer inundações em eventos extremos.

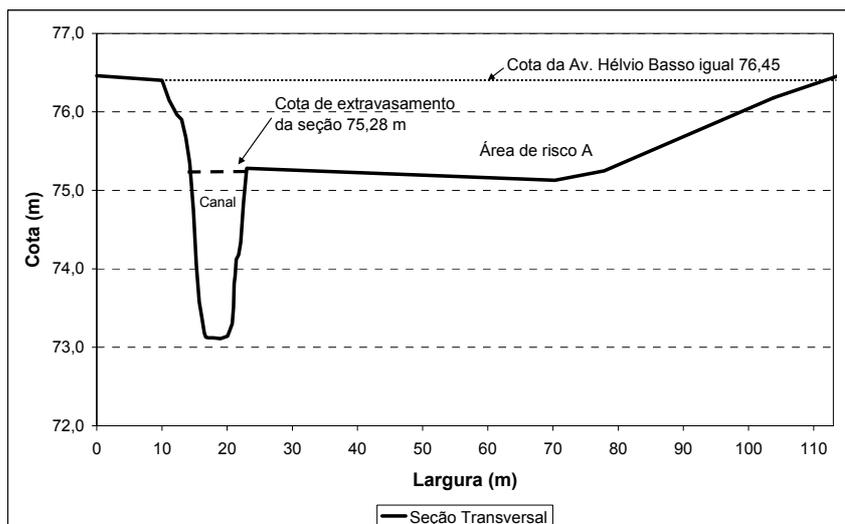


FIGURA 24 – Seção transversal característica do trecho 116 no exutório da bacia

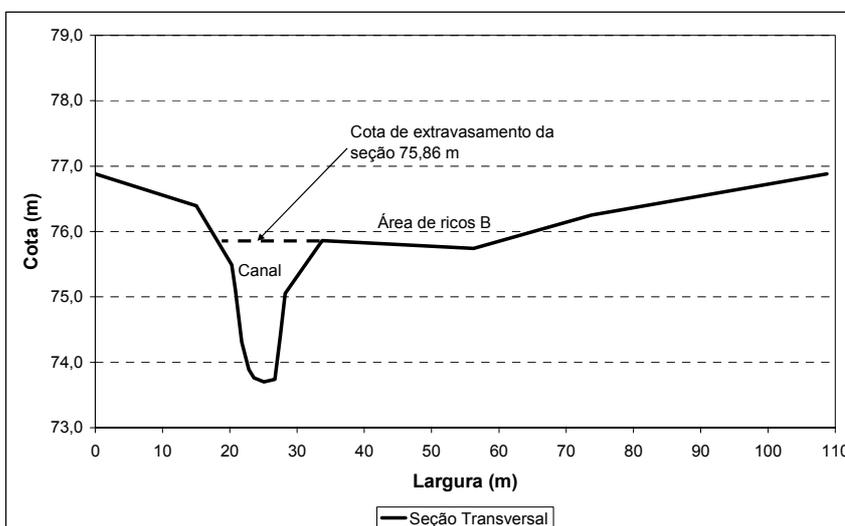


FIGURA 25 – Seção transversal característica do trecho 115

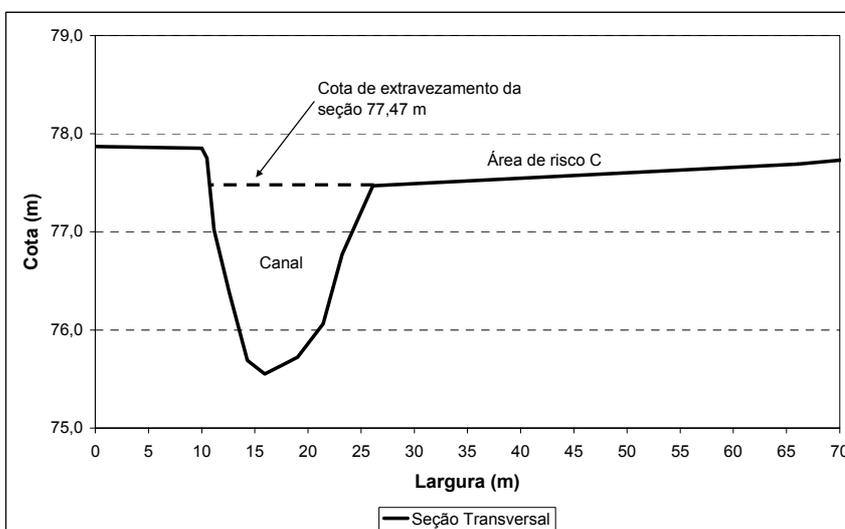


FIGURA 26 – Seção transversal característica do trecho 113

Estas seções transversais representam os trechos do canal 116, 115 e 113 caracterizando as áreas de risco de inundação A, B e C, respectivamente. As áreas de inundação foram obtidas do levantamento topográfico, e podem ser visualizadas na figura 27.

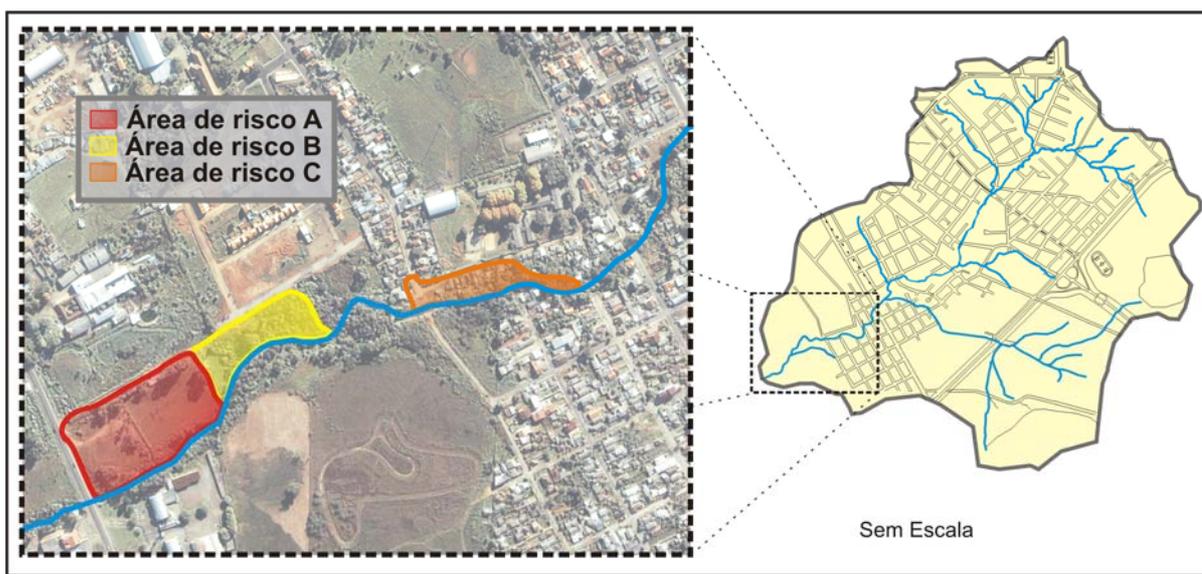


FIGURA 27 – Áreas de risco de inundação

A figura 28 mostra as fotos da área de risco A, a área inundada (a) e a seção principal do canal (b), ocorridas no evento do dia 15/12/03.



FIGURA 28 – Fotos da área de risco, (A) área de inundação e (B) seção principal do canal, no evento do dia 15/12/03

O evento do dia 15 de dezembro de 2003 foi o maior dos observados no período de monitoramento, onde foram registradas três áreas de inundação na

bacia, as quais foram denominadas áreas de risco A, B e C. A inundação ocorrida na área de risco C, representada na simulação pelo trecho 113, foi causada devido à obstrução do arroio pela construção de um bueiro. Após o evento o bueiro foi removido e realizado um alargamento da seção no local.

Nas simulações realizadas o bueiro não foi considerado, pois o perfil da seção anterior às modificações e o tamanho dos tubos, que existiam no local, não puderam ser quantificados. Conseqüentemente, a inundação ocorrida na área de risco C, não foi verificada na simulação desse evento. Entretanto, foi verificado o comportamento do nível d'água na seção característica para o novo trecho, obtido durante o levantamento topográfico.

5. ANÁLISES E ESTUDOS DO SISTEMA DE DRENAGEM

5.1. Aplicação do modelo SWMM – Storm Water Management Model

O modelo foi aplicado para a bacia em estudo através da utilização dos módulos Runoff e Extran para a simulação do escoamento superficial e o escoamento nos canal principal, respectivamente. O grau de discretização utilizado para as simulações foi detalhado no item 4.8. Os eventos simulados foram obtidos do monitoramento realizado na bacia no período de dezembro de 2003 a dezembro de 2004, onde foram selecionados 12 eventos para as simulações.

Os eventos foram classificados conforme as condições de escoamento: (1) condição de escoamento A representa os eventos de alta intensidade de que ocasionaram inundações na bacia; (2) condição de escoamento B representa os eventos de alta intensidade, porém, que não ocasionaram inundações; (3) condição de escoamento C representa os eventos de baixa intensidade.

A tabela 14 mostra as principais características dos eventos selecionados.

TABELA 14 – Características dos eventos selecionados para as simulações

Data	Condição do escoamento	Total Precipitado (mm)	Precipitação total máxima (mm)	
			5 min	1 min
15/12/03*	A	153,24	6,6	1,8
13/03/04	A	109,9	9,0	1,9
31/01/04	B	40,0	2,4	1,7
07/05/04	B	50,4	3,1	0,7
10/06/04	B	44,8	8,8	1,8
16/10/04	B	51,6	4,8	1,9
03/11/04	B	41,5	8,3	1,9
09/11/04	B	73,2	3,9	1,2
06/12/04	B	35,3	5,4	1,4
10/9/04	C	24,6	1,3	0,4
22/9/04	C	15,8	3,5	0,9
12/10/04	C	20,9	5,0	1,2

* Dados obtidos da estação pluviográfica Sítio do Tio Pedro

5.1.1. Representação do sistema de drenagem no modelo SWMM

O sistema de drenagem foi representado pelos nós, vínculos existentes entre eles e estruturas especiais, como orifícios e vertedores. Os nós foram os primeiros elementos a serem inseridos, e representam a ligação entre os vínculos e ou as estruturas especiais. Os nós necessitam de informações como: posicionamento, coordenadas (x, y); cotas, do terreno e fundo.

Os vínculos representam os canais abertos ou fechados, sendo necessário adicionar as seguintes informações:

- diâmetro dos tubos,
- dimensões dos canais prismáticos;
- para as seções irregulares os valores da altura e comprimento de cada ponto da seção;
- os nós aos quais estão conectados;
- coeficiente de rugosidade de Manning, para os canais irregulares adotou-se valores diferentes entre o leito e as margens;
- comprimento do canal ou conduto;
- cotas de montante e jusante.

Inicialmente optou-se pela representação do sistema da forma mais realista possível, adicionando todas as células retangulares dos bueiros, que se caracterizam pelo comprimento pequeno e grande vazão. Com essa concepção ocorrem erros de estabilidade numérica durante a simulação, sendo necessário representar os bueiros de outra forma. Os bueiros foram representados como orifícios, sendo considerados como tubos curtos. Para esta estrutura é necessário informar os nós interligados, o coeficiente de descarga, a área da seção transversal para os orifícios circulares e as dimensões para os retangulares.

O módulo Extran representa os orifícios pela equação (8).

$$Q_0 = C_0 A \sqrt{2gh} \quad (8)$$

onde:

Q_0 = descarga (m³/s);

C_0 = coeficiente de descarga;
 A = área da seção transversal do orifício;
 g = aceleração da gravidade;
 h = altura hidráulica do orifício.

Os valores de C_0 foram determinados na calibração do modelo, com variação de 0,60 a 0,68 dependendo das dimensões das estruturas analisadas.

Na simulação dos eventos extremos, para os cenários futuros de expansão urbana, ocorreu, em algumas análises, que a cota máxima na seção do trecho 116 atingiu a cota do nível da Av. Hélio Basso, sobre o bueiro, no exutório da bacia. Essa condição foi simulada com um vertedor de soleira espessa. Os dados necessários para a aplicação da estrutura são os nós interligados, a largura da soleira, a altura da crista do vertedor e o coeficiente de descarga. A equação 9 representa o equacionamento utilizado para o vertedor.

$$Q = C_w L_w H^{3/2} \sqrt{2g} \quad (9)$$

onde:

Q = descarga (m^3/s);
 C_w = coeficiente de descarga do vertedor;
 L_w = largura da soleira (m);
 H = altura da lâmina d'água acima do vertedor (m);
 g = aceleração da gravidade ($9,8 m/s^2$).

O valor utilizado para o coeficiente de descarga C_w foi 0,90, determinado com base em valores próximos as dimensões da estrutura em questão, apresentados por Porto (1998).

As sub-bacias, que representam as áreas homogêneas de contribuição, são inseridas aos nós. Neste ponto se dá a interface entre o módulo Extran e o módulo Runoff. Para as sub-bacias necessita-se informar a área de contribuição, a declividade, a porcentagem de área impermeável, a altura de armazenamento, o coeficiente de rugosidade de Manning e os parâmetros de infiltração I_0 , I_b e k , da equação de Horton, escolhida neste estudo para representar esse processo.

Podem ser adicionados valores para a contribuição do escoamento subterrâneo; os valores adotados para os parâmetros, condutividade hidráulica do solo saturado, porosidade, capacidade de campo, ponto de murcha, teor de umidade inicial do solo, foram os recomendados pelos autores do modelo, de acordo com o tipo de solo da área estudada. A profundidade do lençol freático foi estimada pelos dados obtidos nas sondagens.

Após todo o sistema ter sido implantado, foi analisado o passo de tempo necessário para que não ocorra a instabilidade numérica. O passo de tempo (Δt) utilizado foi de 5 segundos. O anexo B mostra uma visualização das janelas do aplicativo para a entrada de dados.

5.1.2. Estabilidade do modelo

As integrações numéricas para resolução das equações no módulo Extran são resolvidas pelo método de Euler modificado. Segundo James et al. (2003) o resultado desse método tem provado ser relativamente exato e estável, quando algumas restrições são observadas; os equacionamentos utilizados no modelo podem ser vistos no anexo C.

- Restrições no passo de tempo

O método de Euler modificado produz uma solução explícita na qual a equação do movimento é aplicada em cada "Link" e a equação da continuidade para cada "Nó", com uma ligação implícita durante o passo de tempo.

Os métodos explícitos envolvem regularmente aritmética simples e requerem pouco espaço de armazenamento se comparados com métodos implícitos. Entretanto, existem geralmente perdas de estabilidade e muitas vezes requerem passos de tempo muito curtos.

O módulo Extran apresenta uma boa estabilidade numérica quando as seguintes desigualdades são satisfeitas:

– Link

$$\Delta t \leq \frac{L}{(gD)^{1/2}} \quad (10)$$

onde:

Q = descarga (m³/s);

Δt = passo de tempo, segundos

L = comprimento do canal, m

g = aceleração gravitacional, 9,8 m/sec²

D = profundidade máxima do canal, m

A equação 10 é conhecida como forma da condição de Courant, na qual o passo de tempo é limitado para um tempo requerido pela onda dinâmica para propagar o comprimento de um conduto.

– Nós:

$$\Delta t \leq \frac{C' A_s \Delta H_{\max}}{Q} \quad (11)$$

onde:

C' = constante adimensional, aproximadamente igual a 0,1

ΔH_{\max} = nível máximo da superfície d'água no passo de tempo,

A_s = área da superfície correspondente ao nó

Q = vazão na entrada do nó

Examinando as desigualdades das equações 10 e 11 revela-se que o passo de tempo máximo admissível (Δt) será determinado pelos condutos curtos que tenham grandes vazões de entrada. Se a estabilidade numérica não for atingida, será necessário que o usuário elimine ou agregue condutos e canais menores.

- Condutos equivalentes

Um conduto equivalente é a substituição computacional de um elemento atual do sistema de drenagem, por um conduto imaginário que é hidraulicamente idêntico.

Usualmente, um conduto equivalente é usado quando se suspeita que a instabilidade numérica é causada pelo elemento do sistema de drenagem.

Os condutos curtos são freqüentemente causadores de problemas de instabilidade, sendo necessária sua substituição por condutos equivalentes. Os orifícios não apresentam este problema, pois são automaticamente convertidos para condutos equivalentes pelo programa.

5.2. Calibração do modelo SWMM

A calibração do modelo para a bacia hidrográfica do Arroio Cancela foi realizada para os eventos ocorridos entre dezembro de 2003 e dezembro de 2004. O período de monitoramento foi caracterizado como pouco chuvoso, com o predomínio de precipitações de média e pequena intensidade. Foram monitorados apenas dois eventos de cheia ocorridos em Dezembro de 2003 e Março de 2004.

Os eventos foram calibrados individualmente tentando obter-se o melhor ajuste individual dos eventos monitorados; isto resultou em conjuntos de parâmetros específicos para cada evento. Não foi utilizado algoritmo de otimização na calibração dos eventos. Segundo Figueiredo et al. (1999) o critério de calibração por tentativa e erro apresenta a vantagem do acompanhamento pelo hidrólogo de cada passo da calibração, enquanto uma calibração automática apresenta a vantagem do ganho de tempo e eliminação da subjetividade no processo.

Para avaliar o melhor ajuste foi utilizado o coeficiente de correlação R , o coeficiente de eficiência de Nash e Sutcliff e a comparação entre volume escoado e vazão de pico. O coeficiente de eficiência de Nash e Sutcliff foi descrito por Weglarczyk (1998), e tem seu equacionamento definido como mostra a equação 12, onde os coeficientes desta apresentam-se nas equações 13, 14 e 15.

$$E = R^2 - C^2 - B'^2 \quad (12)$$

onde:

$$R^2 = \left(\frac{\text{cov}(Q_o, Q_c)}{S_o S_c} \right)^2 \quad (13)$$

onde:

$cov(Q_o, Q_c)$ = covariância da vazão observada e a vazão calculada
 S_o e S_c = desvio padrão da vazão observada e calculada respectivamente.

$$C^2 = \left(\frac{S_c}{S_o} - R \right)^2 \quad (14)$$

$$B^2 = \left(\frac{B^2}{S_o^2} \right)^2 \quad (15)$$

onde:

B = diferença entre as vazões médias calculada e observada

5.2.1. Calibração do módulo Runoff

O módulo Runoff, responsável pela transformação chuva-vazão e a propagação do escoamento nas sub-bacias, possui 11 parâmetros. Sendo 3 deles, área (A), declividade (D) e a largura de escoamento da sub-bacia (W), determinados diretamente pelas características físicas da bacia. Os demais parâmetros são: porcentagem de áreas impermeáveis (AI), altura de armazenamento das áreas permeáveis (d_p) e impermeáveis (d_i), coeficiente de rugosidade de Manning das áreas permeáveis (n_p) e impermeáveis (n_i) e os parâmetros de infiltração de Horton (I_o , I_b e k).

A metodologia de calibração baseou-se no ajuste dos parâmetros através de um processo manual, por tentativa e erro. Os parâmetros que não dependem dos valores obtidos na caracterização da bacia tem seu valor inicial adotado segundo a bibliografia.

5.2.2. Calibração do módulo Extran

Dois parâmetros foram calibrados para o modelo de propagação do escoamento, o coeficiente de rugosidade de Manning (n) do canal e o coeficiente de descarga (C_d) dos orifícios.

A estimativa inicial dos parâmetros de rugosidade baseou-se nos valores adotados na literatura, para dimensionamento dos canais, por Chow (1959), com pequenas modificações, na tentativa de melhorar o ajuste entre os hidrogramas observados e calculados no exutório na bacia.

Os valores do coeficiente de descarga para bueiros retangulares de grande dimensão não foram encontrados na literatura pesquisada. Porto (1998) apresenta alguns valores de C_d para tubos circulares até 1,5 m de diâmetro e 42 m de comprimento. Lencastre (1980) apresenta valores de C_d para tubos circulares até 2,40 m de diâmetro e 60 m de comprimento, para condutos retangulares de concreto até 0,60 m de raio hidráulico e 60 m de comprimento. Os valores iniciais de C_d foram determinados próximos aos valores encontrados na bibliografia.

5.3. Análise de sensibilidade

A análise de sensibilidade dos parâmetros mais importantes, dos módulos Runoff e Extran, foi realizada com o objetivo de perceber a influência dos parâmetros nas variáveis de saída do modelo. As variáveis dependentes utilizadas na análise foram: a vazão de pico, o volume escoado e o tempo de pico da onda de cheia.

Para esta análise foi selecionado o evento do dia 09/11/04, com uma precipitação acumulada de 73,21 mm. Este evento de chuva foi escolhido devido ao bom ajuste obtido na calibração dos parâmetros.

A análise ocorreu para a bacia discretizada em 18 sub-bacias e 23 trechos do arroio, buscando a melhor representatividade para a bacia hidrográfica. As informações detalhadas das sub-bacias e do arroio foram mostradas no capítulo anterior. A análise foi realizada variando um parâmetro por vez, deixando os demais fixos, atribuindo-se a mesma variação do parâmetro, em análise, em todas as sub-bacias ou trechos de rio. Foram utilizados, como valor base de cada parâmetro, os valores obtidos no ajuste do modelo aos dados observados em campo para o evento em questão.

Os parâmetros analisados referentes ao módulo Runoff foram: largura das sub-bacias (W), porcentagem de áreas impermeáveis (AI), coeficiente de rugosidade de Manning nas sub-bacias (n), capacidade de infiltração (I).

Para o módulo Extran foram analisados os parâmetros que representam o coeficiente de rugosidade de Manning no canal e o coeficiente de descarga dos orifícios.

6. RESULTADOS E DISCUSSÃO DA APLICAÇÃO DO MODELO

6.1. Calibração do modelo

Os resultados obtidos na calibração dos parâmetros para os eventos analisados, nos dois níveis de discretização aplicados a bacia, obtiveram bons ajustes representados pelo coeficiente correlação. Para a bacia com discretização detalhada foi obtido um coeficiente de correlação (R) médio de 0,95 e erros médios, na vazão de pico e volume escoado, de 3,1% e 21,2%, respectivamente. Na bacia com discretização simplificada obteve-se um coeficiente de correlação médio (R) de 0,94 e erros médios, na vazão de pico e volume escoado, de 8,3% e 22,3%. Os resultados obtidos, para os doze eventos calibrados, apresentam-se disponíveis nas figuras 29 a 40 e tabelas 15, 16 e 17.

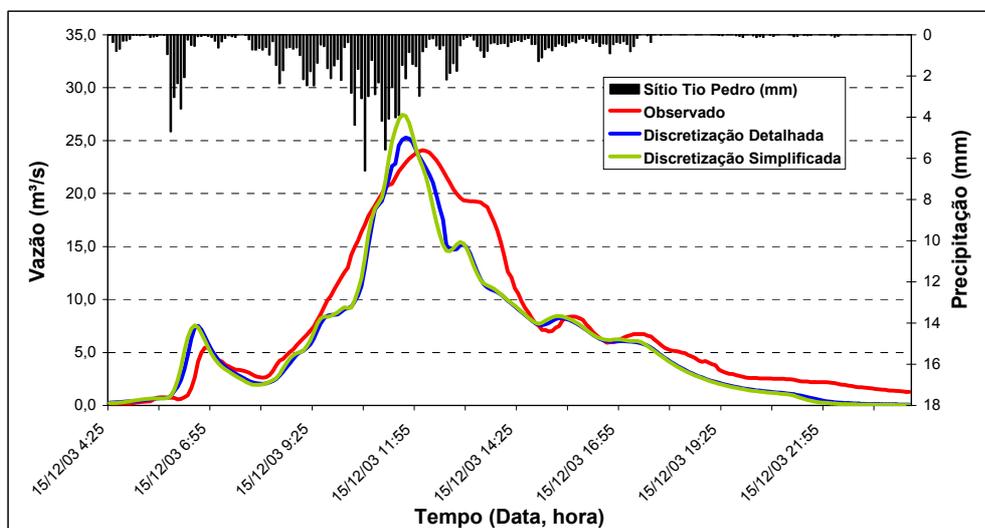


FIGURA 29 – Evento do dia 15/12/2003 - condição de escoamento A

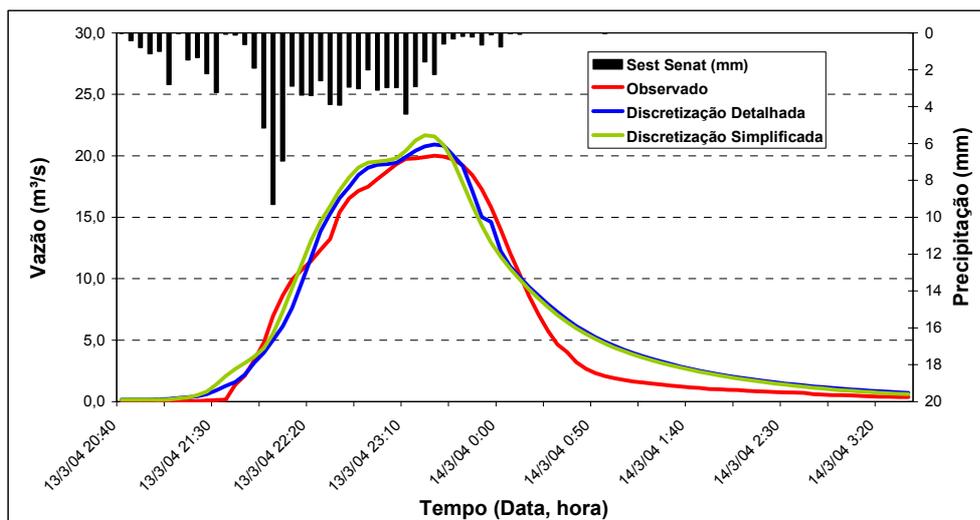


FIGURA 30 – Evento do dia 13/03/2004 - condição de escoamento A

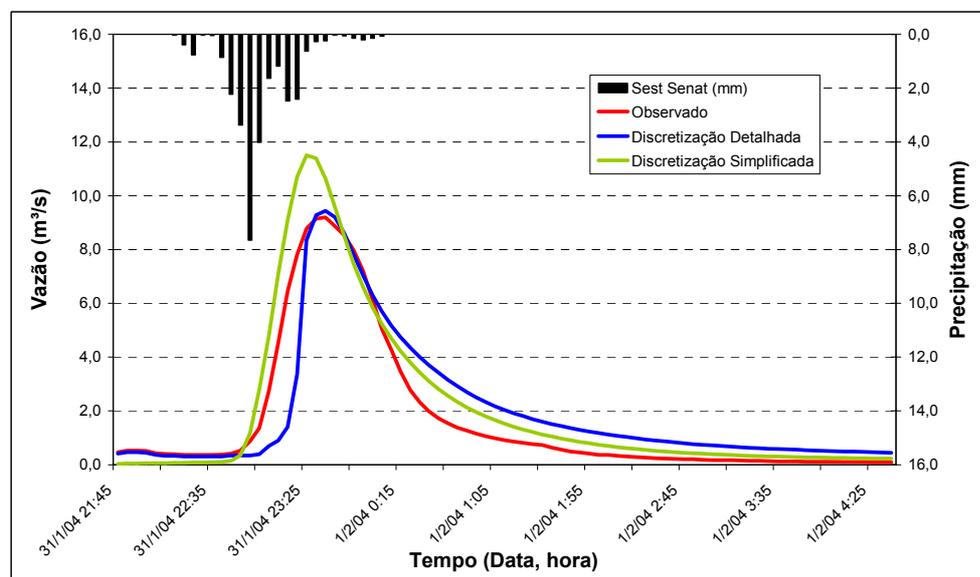


FIGURA 31 – Evento do dia 31/01/2004 - condição de escoamento B

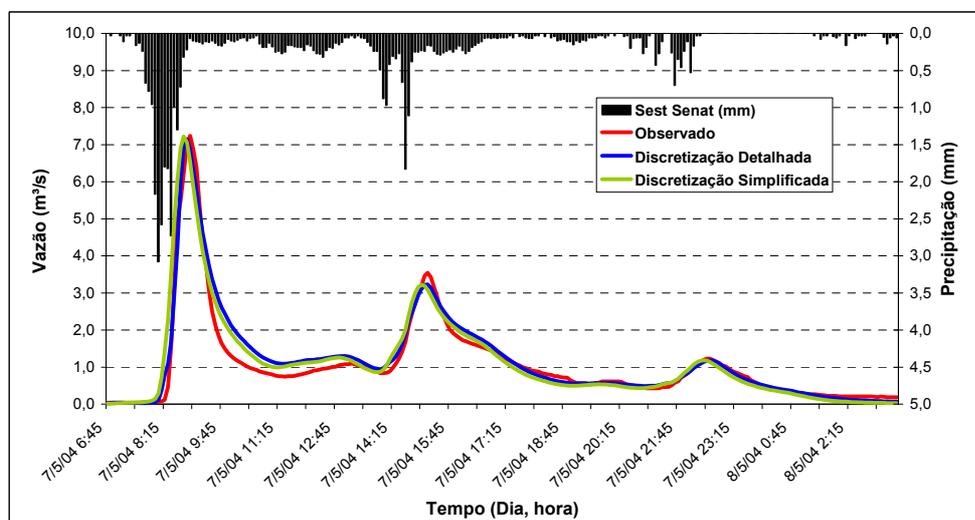


FIGURA 32 - Evento do dia 07/05/2004 - condição de escoamento B

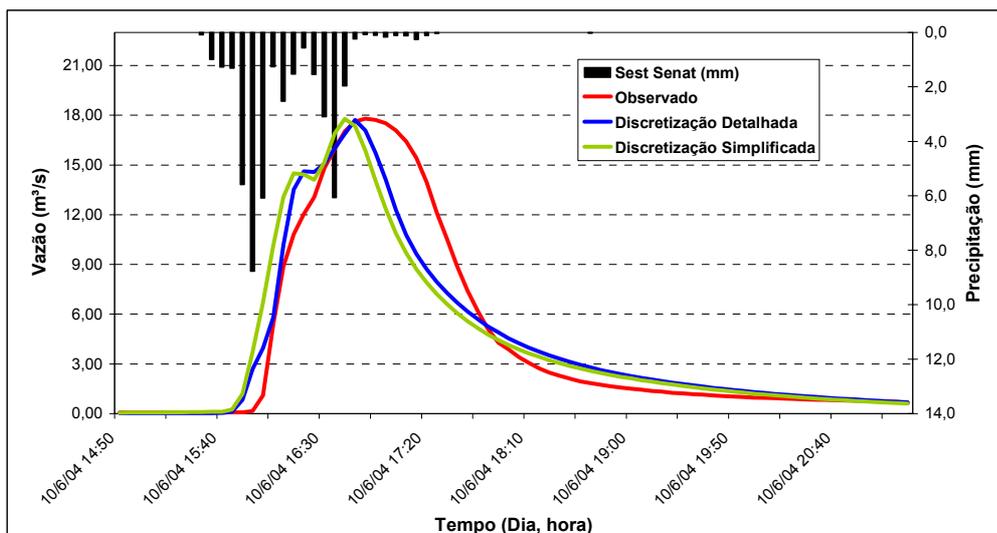


FIGURA 33 – Evento do dia 10/06/2004 - condição de escoamento B

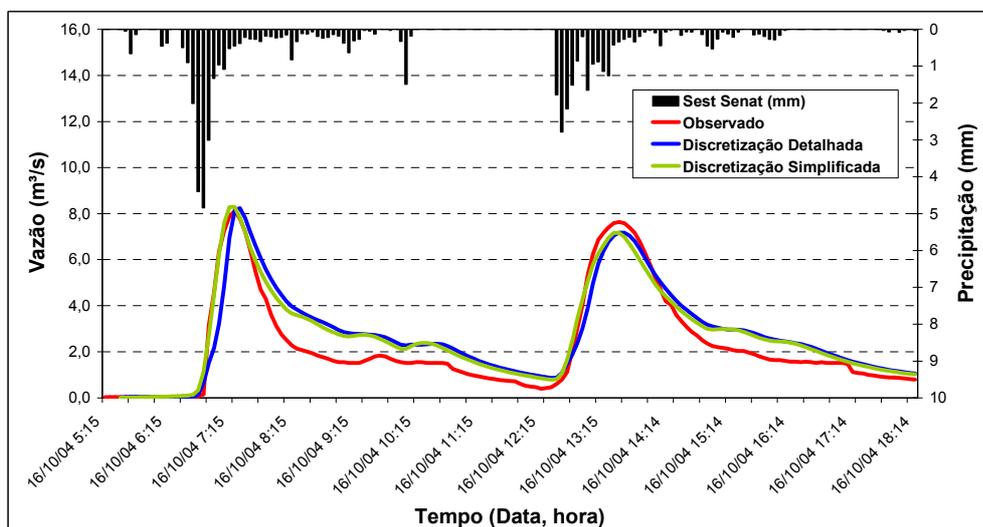


FIGURA 34 – Evento do dia 16/10/2004 - condição de escoamento B

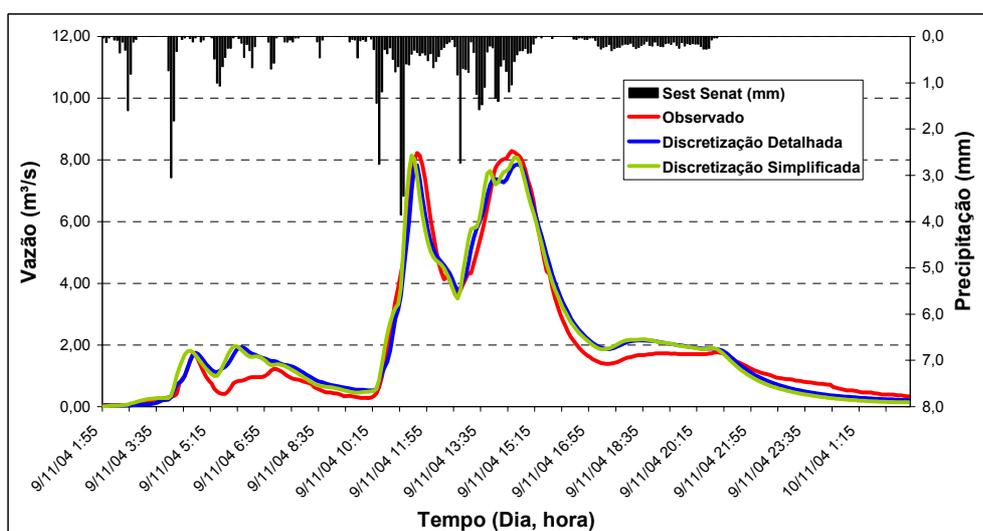


FIGURA 35 – Evento do dia 09/11/2004 - condição de escoamento B

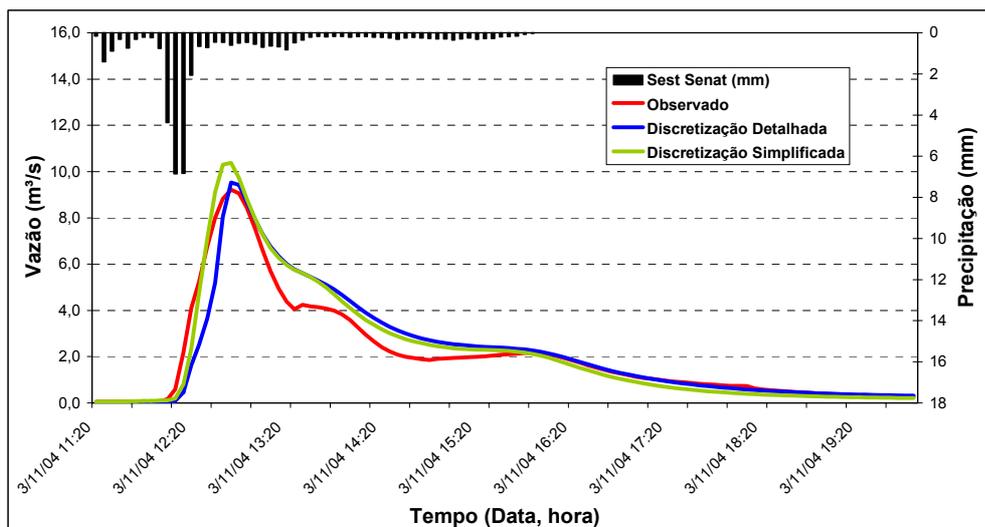


FIGURA 36 – Evento do dia 03/11/2004 - condição de escoamento B

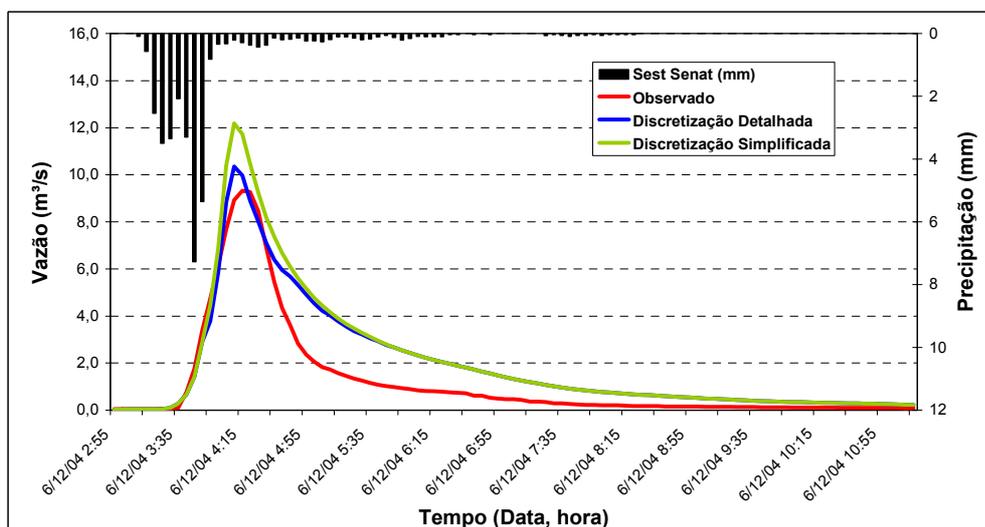


FIGURA 37 – Evento do dia 06/12/2004 - condição de escoamento B

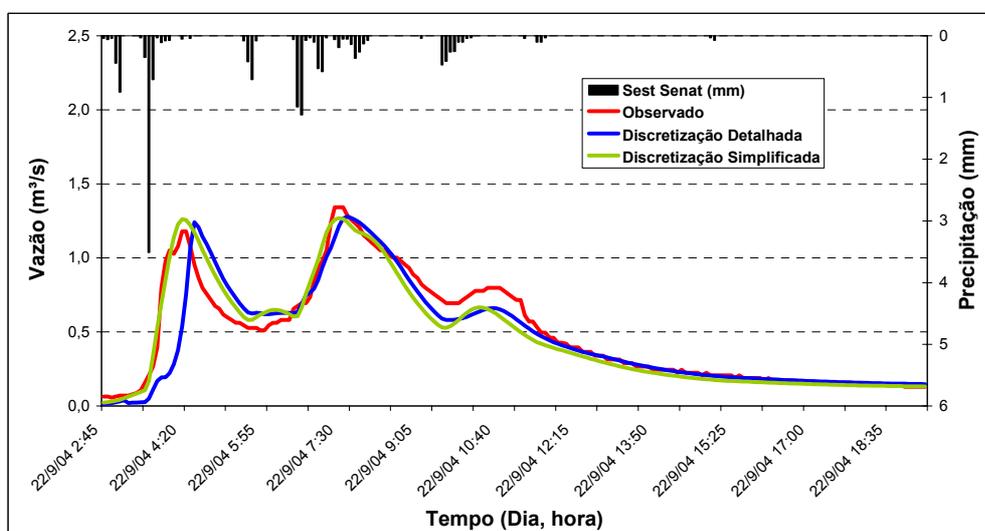


FIGURA 38 – Evento do dia 22/09/2004 - condição de escoamento C

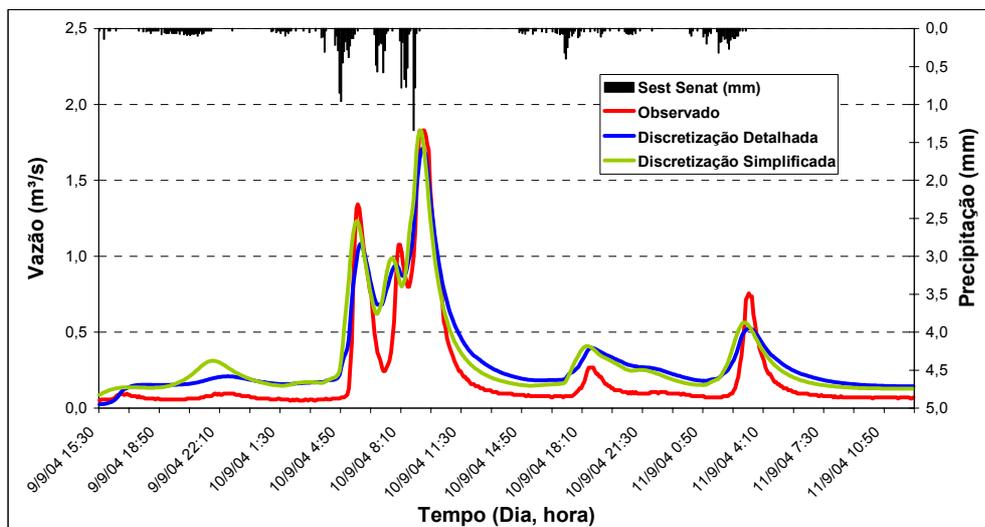


FIGURA 39 – Evento do dia 10/09/2004 - condição de escoamento C

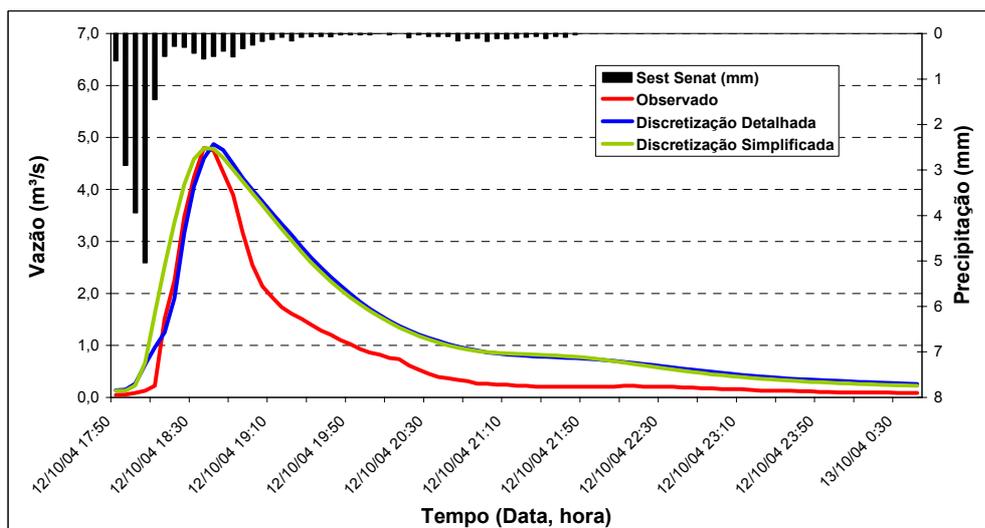


FIGURA 40 – Evento do dia 12/10/2004 condição de escoamento C

TABELA 15 – Parâmetros obtidos na calibração do modelo para bacia com discretização detalhada

Condição do escoamento	Evento	n_i	n_p	d_i (mm)	d_p (mm)	l_0 (mm/h)	b (mm/h)	K (1/s)	n alagado	n margem	n leito	R
Cheia (A)	15/12/2003	0,029	0,43	6,0	10,0	230	5	0,00558	0,1	0,07	0,023	0,96
	13/3/2004	0,027	0,42	6,0	9,0	270	7	0,00558	0,11	0,07	0,023	0,98
	Média	0,028	0,425	6,0	9,5	-	6	0,00558	0,105	0,070	0,023	-
Alta intensidade (B)	07/05/2004	0,019	0,26	4,3	5,5	120	3	0,00558	-	0,065	0,023	0,97
	09/11/2004	0,017	0,23	4,4	5,3	60	2	0,00558	-	0,064	0,023	0,98
	10/06/2004	0,020	0,25	4,5	5,5	100	3	0,00558	-	0,065	0,023	0,95
	16/10/2004	0,019	0,25	4,1	4,7	80	1,5	0,00558	-	0,065	0,023	0,93
	31/01/2004	0,019	0,30	4,0	5,5	180	4	0,00558	-	0,065	0,023	0,91
	03/11/2004	0,026	0,32	4,9	5,8	160	4	0,00558	-	0,065	0,023	0,97
06/12/2004	0,023	0,28	5,0	5,7	180	3	0,00558	-	0,065	0,023	0,95	
	Média	0,020	0,270	4,5	5,4	-	3	0,00558	-	0,065	0,023	-
Baixa intensidade (C)	10/09/2004	0,025	0,40	1,0	2,0	80	1,8	0,00558	-	0,065	0,023	0,90
	22/09/2004	0,028	0,43	1,5	3,5	80	2	0,00558	-	0,065	0,023	0,95
	12/10/2004	0,022	0,43	2,0	3,0	170	1,7	0,00558	-	0,065	0,023	0,93
	Média	0,025	0,420	1,5	2,8	-	1,8	0,00558	-	0,065	0,023	-

TABELA 16– Parâmetros obtidos na calibração do modelo para bacia com discretização simplificada

Condição do escoamento	Evento	n_i	n_p	d_i (mm)	d_p (mm)	b (mm/h)	b_b (mm/h)	K (1/s)	n alagado	n margem	n leito	R
Cheia (A)	13/3/04	0,035	0,48	6	9	270	7	0,00558	0,12	0,095	0,036	0,94
	15/12/03	0,037	0,5	6	10	230	5	0,00558	0,12	0,095	0,035	0,97
	Média	0,036	0,49	6	9,5	-	6	0,00558	0,12	0,095	0,036	-
	31/1/04	0,032	0,43	4	5,5	180	4	0,00558	-	0,075	0,035	0,94
Alta intensidade (B)	7/5/04	0,024	0,3	4,3	5,5	120	3	0,00558	-	0,075	0,035	0,95
	10/6/04	0,027	0,33	4,5	5,5	100	3	0,00558	-	0,075	0,033	0,91
	16/10/04	0,028	0,33	4,1	4,7	80	1,5	0,00558	-	0,075	0,031	0,95
	3/11/04	0,029	0,38	4,9	5,8	160	4	0,00558	-	0,075	0,035	0,96
	9/11/04	0,021	0,26	4,4	5,3	60	2	0,00558	-	0,075	0,03	0,97
	6/12/04	0,023	0,29	5,4	5,7	180	3	0,00558	-	0,075	0,036	0,93
	Média	0,026	0,33	4,51	5,43	-	2,9	0,00558	-	0,075	0,033	-
Baixa intensidade (C)	10/9/04	0,025	0,4	1	2	80	2	0,00558	-	0,075	0,035	0,92
	22/9/04	0,038	0,49	1,5	3,5	80	1,8	0,00558	-	0,075	0,035	0,95
	12/10/04	0,03	0,48	2	3	170	1,7	0,00558	-	0,075	0,035	0,94
	Média	0,031	0,46	1,5	2,8	-	1,8	0,00558	-	0,075	0,035	-

TABELA 17 – Resultados obtidos na calibração dos eventos para a bacia

Eventos de cheia - Condição de escoamento A													
Evento	Discretização	R	E	Op cal (m ³ /s)	Op obs (m ³ /s)	Vesc cal (m ³)	Vesc obs (m ³)	Op cal/ Op obs	Vesc cal/ Vesc obs	Erro no Op (%)	Erro no Vesc (%)	Erro no tp	
15/12/2003	Detalhada	0,96	0,89	25,3	24,1	459037	554846	1,05	0,83	4,98	17,27	0:25:00	
13/03/2004	Detalhada	0,98	0,95	20,9	20,0	173917	154058	1,04	1,13	4,50	12,89	0:00:00	
Média		0,97	0,92	-	-	-	-	-	-	4,74	15,08	0:12:30	
15/12/2003	Simplificada	0,94	0,86	27,4	24,1	460668	554846	1,14	0,83	13,69	16,97	0:30:00	
13/03/2004	Simplificada	0,97	0,94	21,7	20,0	174550	154058	1,09	1,13	8,50	13,30	0:05:00	
Média		0,96	0,90	-	-	-	-	-	-	11,10	15,14	0:17:30	
Evento de alta intensidade - Condição de escoamento B													
Evento	Discretização	R	E	Op cal (m ³ /s)	Op obs (m ³ /s)	Vesc cal (m ³)	Vesc obs (m ³)	Op cal/ Op obs	Vesc cal/ Vesc obs	Erro no Op (%)	Erro no Vesc (%)	Erro no tp	
31/01/2004	Detalhada	0,91	0,76	9,4	9,2	51501	41612	1,02	1,24	2,17	23,8	0:00:00	
07/05/2004	Detalhada	0,97	0,94	7,1	7,2	87971	80555	0,99	1,09	1,39	9,2	0:05:00	
10/06/2004	Detalhada	0,95	0,9	17,7	17,8	104385	105377	0,99	0,99	0,56	0,9	0:05:00	
16/10/2004	Detalhada	0,93	0,82	8,2	8,1	127131	105816	1,01	1,20	1,23	20,1	0:05:00	
03/11/2004	Detalhada	0,97	0,92	9,3	9,2	70841	66234	1,01	1,07	1,09	7,0	0:00:00	
09/11/2004	Detalhada	0,98	0,95	7,9	8,3	183903	171936	0,95	1,07	4,82	7,0	0:00:00	
06/12/2004	Detalhada	0,95	0,77	10,35	9,3	57235	36184	1,11	1,58	11,29	58,17	0:05:00	
Média		0,95	0,87	-	-	-	-	-	-	3,22	18,02	0:02:30	
31/01/2004	Simplificada	0,94	0,86	11,5	9,2	52749	41612	1,25	1,27	25,00	26,76	0:10:00	
07/05/2004	Simplificada	0,95	0,91	7,2	7,2	85078	80555	1,00	1,06	0,13	5,62	0:10:00	
10/06/2004	Simplificada	0,91	0,84	17,8	17,8	102448	105377	1,00	0,97	0,01	-2,78	0:10:00	
16/10/2004	Simplificada	0,95	0,85	8,3	8,1	126654	105816	1,02	1,20	2,47	19,69	0:05:00	
03/11/2004	Simplificada	0,96	0,89	10,4	9,2	70670	66234	1,13	1,07	13,04	6,70	0:05:00	
09/11/2004	Simplificada	0,97	0,94	8,1	8,3	184795	171936	0,98	1,07	2,41	7,48	0:10:00	
06/12/2004	Simplificada	0,93	0,65	12,18	9,31	61587	36183	1,31	1,70	30,77	70,2	0:05:00	
Média		0,94	0,84	-	-	-	-	-	-	10,56	19,89	0:08:20	

Resultados obtidos na calibração dos eventos para a bacia (Continuação da tabela 17)

Eventos de baixa intensidade - Condição de escoamento C													
Eventos	Discretização	R	E	Op cal (m³/s)	Op obs (m³/s)	Vesc cal (m³)	Vesc obs (m³)	Qp cal/ Qp obs	Vesc cal/ Vesc obs	Erro no Op (%)	Erro no Vesc (%)	Erro no tp	
10/9/2004	Detalhada	0,95	0,78	1,77	1,8	25774	20439	0,98	1,26	1,67	26,10	0:00:00	
22/9/2004	Detalhada	0,90	0,81	1,28	1,3	30226	31490	0,97	0,96	1,54	4,01	0:05:00	
12/10/2004	Detalhada	0,93	0,66	4,87	4,8	33581	19951	1,01	1,68	1,46	68,32	0:05:00	
Média	-	0,93	0,75	-	-	-	-	-	-	1,55	32,81	0:03:20	
10/9/2004	Simplificada	0,92	0,73	1,83	1,8	25304	20439	1,02	1,24	1,67	23,80	0:10:00	
22/9/2004	Simplificada	0,95	0,92	1,27	1,3	30391	31490	0,98	0,97	2,31	3,49	0:05:00	
12/10/2004	Simplificada	0,94	0,66	4,8	4,8	34135	19951	1,00	1,71	0,01	71,10	0:00:00	
Média	-	0,94	0,77	-	-	-	-	-	-	1,32	32,80	0:05:00	

6.1.1. Análise dos parâmetros obtidos nas simulações

Analisando os resultados obtidos na simulação dos eventos na bacia estudada, diversas observações podem ser verificadas para os parâmetros do modelo que representa os processos ocorridos no escoamento pluvial. A seguir, os parâmetros são discutidos para cada condição de escoamento da bacia e grau de discretização.

- Coeficiente de rugosidade de Manning para as sub-bacias

O coeficiente de rugosidade de Manning é um dos parâmetros que causa maior dúvida ao modelador quanto ao seu valor. Analisando a bibliografia, diversos autores atribuem faixas de valores para este parâmetro, relacionado com o tipo e a cobertura do solo. O coeficiente de rugosidade de Manning é altamente variável, principalmente em áreas urbanas, onde a heterogeneidade da cobertura do solo dificulta a atribuição de um valor específico.

Os valores médios encontrados nas simulações para o coeficiente de rugosidade de Manning das áreas impermeáveis, para a bacia com discretização detalhada, foram 0,028, 0,02 e 0,025 para as condições de escoamento de escoamento A, B e C, respectivamente. Um comportamento similar foi encontrado para as áreas permeáveis com coeficientes de rugosidade de 0,425, 0,27 e 0,417. Os valores obtidos, para os coeficientes de rugosidade de Manning, mostraram-se dentro das faixas de valores encontradas na bibliografia, James et al. 2003.

Nota-se que os menores valores, para o coeficiente de rugosidade, foram obtidos na condição de escoamento B. Esta condição representa os eventos de alta intensidade, que não apresentaram inundações na bacia.

Na condição de escoamento A, representada pelos eventos de alta intensidade que ocasionaram inundações na bacia, foram encontrados valores maiores, que os da condição B, para o coeficiente de rugosidade. Para a condição C o coeficiente de rugosidade encontrado foi semelhante ao da condição A.

O aumento no coeficiente de rugosidade para a condição de escoamento A foi de 40 e 55% para áreas impermeáveis e permeáveis, respectivamente. Para a condição de escoamento C o aumento encontrado foi de 25 e 55% para áreas impermeáveis e permeáveis, respectivamente.

As diferenças existentes para os valores do coeficiente de rugosidade de Manning foram evidenciadas para as diferentes condições de escoamento. As variações do coeficiente de rugosidade para as diferentes condições de escoamento podem estar relacionadas com a lâmina de escoamento, o caminho do fluxo do escoamento e a existência ou não de áreas de inundação.

O parâmetro de rugosidade das sub-bacias apresenta grande importância na calibração do modelo, pois, este possui grande influência sobre a vazão de pico. Os valores baixos do coeficiente de rugosidade de Manning apresentam maior sensibilidade.

- Armazenamento em depressões

O armazenamento em depressões está relacionado com as perdas iniciais ocorridas pela detenção da água sobre a superfície. Keifer, 1960 (apud James et al., 2003), encontrou valores de 1,6 e 6,4 mm para o armazenamento nas áreas impermeáveis e permeáveis respectivamente. Selvalingam et al. (1987) encontraram valores de 2,5 e 7,5 mm para o armazenamento nas áreas impermeáveis e permeáveis, respectivamente. Os valores de armazenamento podem ser tratados como parâmetros de calibração e ajuste do volume escoado.

Na calibração foram determinados para o armazenamento três conjuntos de parâmetros, um para cada condição de escoamento. Os valores médios encontrados para altura do armazenamento das áreas impermeáveis (d_i) e permeáveis (d_p) nas condições de escoamento A, B e C encontram-se na tabela 18.

TABELA 18 – Valores da altura de armazenamento para as condições de escoamento

Altura de armazenamento média (mm)					
Condição de escoamento A		Condição de escoamento B		Condição de escoamento C	
d_i	d_p	d_i	d_p	d_i	d_p
6,0	9,5	4,5	5,4	1,5	2,8

Na figura 41 pode ser visualizada a variação da altura do armazenamento, média, para as áreas permeáveis e impermeáveis com a precipitação total, de cada evento.

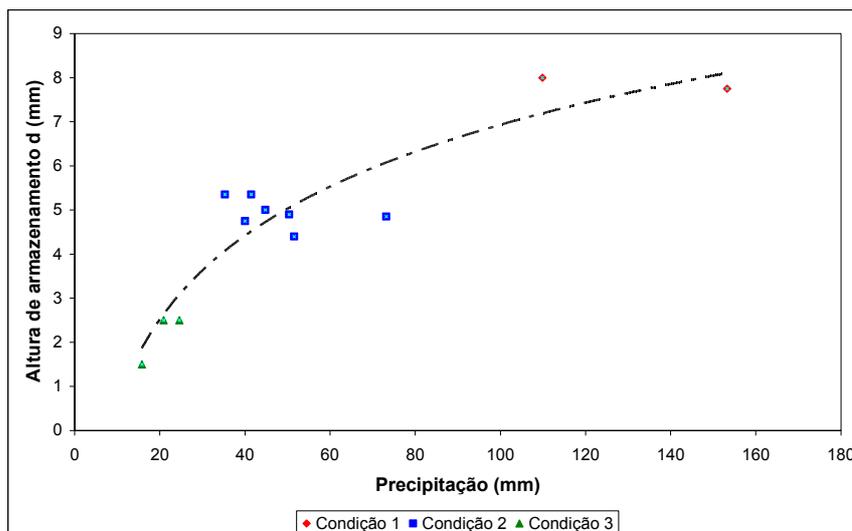


FIGURA 41 – Variação do armazenamento em função da precipitação total do evento

O armazenamento inicial teve um comportamento crescente com o aumento do volume total precipitado. Os valores dos parâmetros de armazenamento têm como função o ajuste do volume de escoamento, tendo seu valor obtido na calibração. Os resultados encontrados mostram tendência a aumentar o armazenamento para eventos com alta intensidade de precipitação, os quais são responsáveis pelas condições de escoamento A e B. Os valores da altura de armazenamento foram mantidos, para os dois graus de discretização, sendo relacionados com a calibração das condições de escoamento.

- Parâmetros de infiltração

Os parâmetros de infiltração calibrados foram I_0 , I_b e a constante de decaimento k , necessários para a resolução da equação de Horton.

O parâmetro I_0 , que representa a infiltração máxima ou inicial, obteve valores variáveis não apresentando boa correlação, se analisada com a intensidade média do evento. Este parâmetro possui uma função de calibração do modelo, principalmente, para o ajuste do volume escoado.

O parâmetro I_b pode estar relacionado com o tipo de solo existente na bacia. Musgrave (1955) apud James et al. (2003) apresentou valores de I_b para solos de diferentes características hidrológicas, solos bem drenados, como a areia, e solos pobremente drenados, como os argilosos. Os valores encontrados, por Musgrave,

foram de 11,4 e 1,17 mm/h, para solos bem drenados e solos podremente drenados, respectivamente.

Os valores encontrados na simulação para I_b variaram de 1,7 a 7 mm/h, estes valores determinam o predomínio de solos pouco permeáveis e pode ser explicado pela característica do solo da bacia apresentada no item 4.5.

A figura 42 mostra a dependência do parâmetro I_b com a intensidade média da precipitação do evento. Os valores de I_b apresentaram crescimento com a elevação da intensidade da precipitação; resultado similar foi encontrado por Meller (2004) na bacia hidrográfica Alto da Colina em Santa Maria-RS.

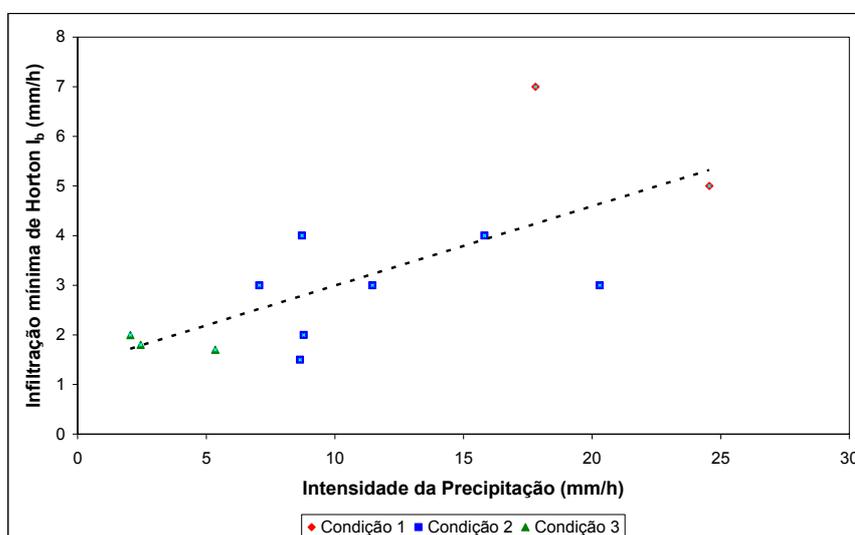


FIGURA 42 – Variação da intensidade média de precipitação em função do I_b

O valor da constante de decaimento (k) da equação de Horton foi mantido constante para todos os eventos. Seu valor foi adotado baseado nos valores encontrados por Paiva et al. (2004) na Bacia Hidrográfica Alto da Colina, igual a $0,00558 \text{ s}^{-1}$. Este foi adotado devido à falta de melhores informação e grande variação encontrada para a constante.

- Parâmetros do escoamento subterrâneo

A inclusão do escoamento subterrâneo não apresentou mudanças significativas nos hidrogramas de saída apresentados pelo modelo, para os eventos analisados. Os valores adotados para os parâmetros, foram os recomendados pelos autores (James et al.. 2003).

Os valores adotados foram: porosidade 0,40; capacidade de campo 0,28; ponto de murcha 0,17; teor de umidade inicial 30%; condutividade hidráulica do solo saturado 4 mm/h. A profundidade do lençol freático adotada foi de 6 m, para as regiões altas da bacia e 0,5 m para as áreas próximas ao arroio.

- Coeficiente de rugosidade de Manning no canal

O coeficiente de rugosidade no canal não foi modificado pela condição de escoamento, mas foram determinados valores de rugosidade para leito, margens e zonas de inundação. A tabela 19 mostra os valores obtidos para o coeficiente de rugosidade no canal para as duas discretizações.

TABELA 19 – Valores do coeficiente de rugosidade de Manning médios obtidos para o canal

Discretização	Coeficiente de Rugosidade de Manning		
	Leito	Margens	Áreas de Inundações
Detalhada	0,023	0,065	0,10
Simplificada	0,034	0,081	0,12

Chow (1959) discutiu o comportamento dos valores de n de Manning para um canal de rio, afirmando que os valores de n tendem a aumentar para as cotas superiores e inferiores do nível normal do rio. Os valores encontrados para o coeficiente de rugosidade de Manning (n) para o leito, margens e áreas de inundação, mostrados na tabela acima, fazem com que o n global do canal aumente para condições de cheia. Logo, indiretamente, os valores de n mostraram-se diferentes para as condições de escoamento, encontrando-se valores maiores para a condição de escoamento A, que representa as situações de cheia.

- Coeficiente de descarga dos orifícios

Os coeficientes de descarga dos orifícios, que representam os bueiros, foram calibrados para os eventos. Os valores encontrados são apresentados na tabela 20.

TABELA 20 – Valores dos coeficientes de descarga dos orifícios

Estrutura	Cd
Orifício 1	0,65
Orifício 2	0,68
Orifício 3	0,65
Orifício 4	0,65
Orifício 5	0,60
Orifício 6	0,68
Orifício 7	0,68

- Análise entre os níveis observados e simulados para o trecho 116

Na tabela 21 são apresentados os valores máximos da altura do escoamento observado e simulado no trecho 116, no exutório da bacia, onde está instalada a estação fluviográfica. Os valores observados foram obtidos do registrador de nível instalado na seção.

TABELA 21 – Comparação entre os níveis observados e simulados (cenário atual) para o trecho 116

Evento	Observado (m)	Simulado Cenário Atual (m)	Erro (%)
15/12/2003*	2,93	2,81	4
13/03/2004*	2,40	2,44	2
10/06/2004	2,17	2,14	1
9/11/2004	1,30	1,39	7

* Eventos em que ocorreu inundação no trecho

Os eventos analisados são representantes das condições de escoamento A e B. A comparação entre os níveis d'água, observados e calculados, os valores encontrados foram próximos, verificando-se a representatividade da seção para o trecho, na condição de escoamento.

- Verificação dos conjuntos de parâmetros para a discretização detalhada

Através de uma análise dos dados obtidos na calibração dos eventos, da discretização detalhada da bacia, foram estabelecidos conjuntos de parâmetros, para cada condição de escoamento, e um conjunto único, para as condições A e B, que representam os eventos de maior intensidade. Os conjuntos A, B e C foram

definidos através da média dos valores dos parâmetros nas condições de escoamento A, B e C, respectivamente; o conjunto AB foi definido pela média dos parâmetros obtidos nas condições de escoamento A e B. Na tabela 22 encontram-se os conjuntos de parâmetros determinados.

TABELA 22 – Conjuntos de parâmetros determinados pela calibração para a discretização detalhada

Conjunto	n_i	n_p	d_i	d_p	l_b	k	n alagado	n margens	n leito
A	0,028	0,43	6,0	9,5	6,0	0,00558	0,1	0,070	0,023
B	0,020	0,27	4,5	5,4	3,0	0,00558	-	0,065	0,023
C	0,025	0,42	1,5	2,8	1,8	0,00558	-	0,065	0,023
AB	0,023	0,31	4,9	6,3	3,6	0,00558	0,11	0,066	0,023

A qualidade do ajuste pode ser verificada na tabela 23, que apresenta o coeficiente de correlação, R , e a eficiência, E , para os conjuntos de parâmetros estabelecidos.

TABELA 23 – Verificação de qualidade dos conjuntos obtidos na calibração

Conjunto <i>Evento</i>	A		B		C		AB	
	R	E	R	E	R	E	R	E
15/12/03	0,95	0,87	-	-	-	-	0,93	0,85
13/03/04	0,97	0,92	-	-	-	-	0,95	0,86
31/01/04	-	-	0,93	0,73	-	-	0,88	0,70
07/05/04	-	-	0,96	0,92	-	-	0,95	0,89
10/06/04	-	-	0,92	0,84	-	-	0,92	0,82
16/10/04	-	-	0,90	0,80	-	-	0,89	0,76
03/11/04	-	-	0,94	0,83	-	-	0,94	0,82
09/11/04	-	-	0,97	0,92	-	-	0,95	0,88
06/12/04	-	-	0,95	0,67	-	-	0,93	0,69
10/09/04	-	-	-	-	0,95	0,77	-	-
22/09/04	-	-	-	-	0,90	0,81	-	-
12/10/04	-	-	-	-	0,92	0,58	-	-
Média	0,96	0,90	0,94	0,82	0,92	0,72	0,92	0,81

Os resultados obtidos na calibração, representados pelo coeficiente de correlação e a eficiência de Nash e Sutcliff, foram satisfatórios.

A tabela 24 apresenta os erros para a vazão de pico e volume escoado nos conjuntos A, B e C; e a tabela 25 apresenta os erros para o conjunto AB.

TABELA 24 – Verificação dos conjuntos de parâmetros A, B e C obtidos na calibração para os eventos

Conjunto	Evento	Qp cal (m³/s)	Qp obs (m³/s)	Erro na Qp (%)	Vesc cal (m³)	Vesc obs (m³)	Erro no Vesc (%)
A	15/12/03**	25,6	24,1	6,3	441102	554846	20,5
	13/03/04**	21,2	20,0	5,9	181172	154058	17,6
	Média	-	-	6,1	-	-	19,05
B	31/01/04*	11,2	9,2	21,7	55472	41612	33,3
	07/05/04*	6,9	7,2	4,2	86632	80555	7,5
	10/06/04*	17,3	17,7	2,3	103110	105376	2,2
	16/10/04*	7,7	8,1	4,9	99341	105816	6,1
	03/11/04*	10,7	9,2	16,3	76513	66234	15,5
	09/11/04*	7,0	8,3	15,7	156109	171936	9,2
	06/12/04*	12,2	9,3	31,2	61587	36183	70,2
	Média	-	-	13,76	-	-	20,57
C	10/09/04	1,7	1,8	5,6	25578	20438	25,1
	22/09/04	1,3	1,3	2,3	30405	31489	3,4
	12/10/04	4,9	4,8	2,1	35251	19950	76,7
	Média	-	-	3,33	-	-	35,07

* eventos de alta intensidade que causaram inundações

* eventos de alta intensidade que não causaram inundações

TABELA 25 – Verificação do conjunto de parâmetros AB obtidos na calibração

Conjunto	Evento	Qp cal (m³/s)	Qp obs (m³/s)	Erro na Qp (%)	Vesc cal (m³)	Vesc obs (m³)	Erro no Vesc (%)
AB	15/12/03**	30,14	24,08	25,2	512647	554846	7,6
	13/03/04**	23,58	20,02	17,8	218994	154058	42,2
	31/01/04*	12,04	9,20	30,9	55782	41612	34,1
	07/05/04*	6,43	7,23	11,1	83842	80555	4,1
	10/06/04*	16,53	17,79	7,1	96137	105377	8,8
	16/10/04*	7,25	8,11	10,7	90053	105816	14,9
	03/11/04*	10,03	9,22	8,8	71243	66234	7,6
	09/11/04*	6,70	8,29	19,2	144302	171936	16,1
	06/12/04*	12,31	9,32	32,2	59217	36184	63,7
	Média	-	-	18,11	-	-	22,12

** eventos de alta intensidade que causaram inundações

* eventos de alta intensidade que não causaram inundações

Analisando os nove eventos de alta intensidade, com ocorrência ou não de inundações, observou-se que estes quando calibrados com o conjunto único de parâmetros (conjunto AB) resultou em erros maiores que a calibração obtida com os

conjuntos separadamente, ou seja, para os eventos que ocorreram inundações (conjunto A) e para os que não ocorreram (conjunto B).

Para afirmar o ganho no ajuste dos parâmetros para cada condição de escoamento, A, B e C, seria necessário um número maior de eventos, representantes da condição A.

Na figura 43 pode ser visualizada a relação da vazão de pico e do volume escoado entre os dados observados e calculados, para os conjuntos A, B e C.

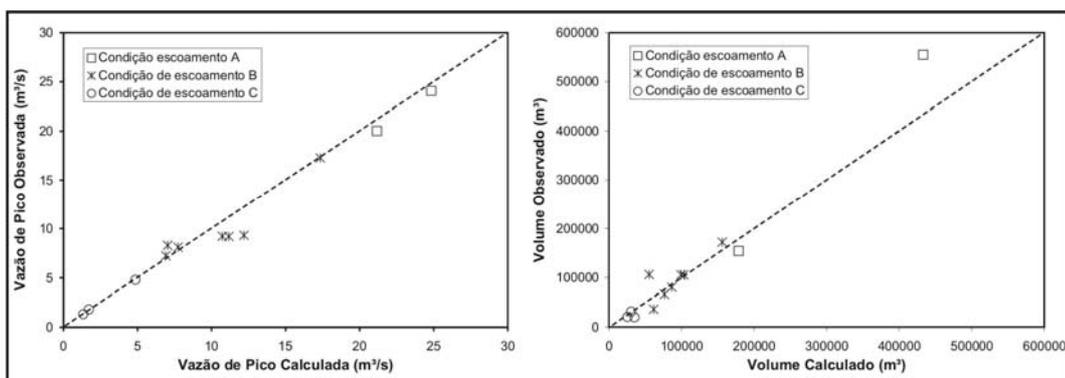


FIGURA 43 – Resultados da vazão de pico e do volume escoado para os conjuntos A, B e C, em função dos valores observados

Na figura 44 pode ser visualizada a relação da vazão de pico e do volume escoado entre os dados observados e calculados, para o conjunto AB.

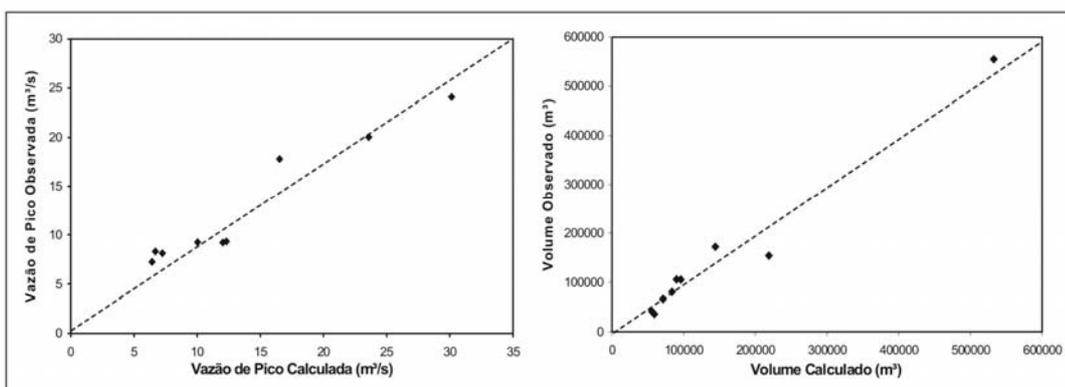


FIGURA 44 – Resultados da vazão de pico e do volume escoado para o conjunto AB, em função dos valores observados

- Verificação dos graus de discretização da bacia

Os dois graus de discretização simulados apresentaram bons resultados para a três condições de escoamento, representados pelo coeficiente de correlação, vistos nas tabelas 15 e 16.

Para a bacia com discretização simplificada (6 sub-bacias) foram encontrados aumentos médios, na vazão de pico, de 6,1% e 8,2% para as condições de escoamento A e B, respectivamente. Na verificação do tempo de pico foi constatada uma antecipação média de 5,8 minutos. Na condição de escoamento C não foi encontrado o mesmo comportamento. Zaghloul (1983) também encontrou aumento para a vazão de pico em bacias com discretização menor, os valores do aumento foram da ordem de 10 a 20%.

O aumento na vazão de pico, para bacias com um menor grau de discretização, pode ser explicado pela diminuição do armazenamento presente nos canais da simulação. Para minimizar este efeito, na aplicação da discretização simplificada, o n de Manning das sub-bacias foi aumentado para provocar uma diminuição da vazão de pico. Os valores obtidos, para a largura do escoamento (W) através da largura do retângulo equivalente das sub-bacias, foram considerados satisfatórios, pois, estes valores são obtidos das características da bacia, sendo de fácil determinação.

Torna-se importante ressaltar que a bacia simplificada apresentou bons valores para quantificação do volume escoado e vazão de pico, no exutório da bacia. Para a análise da altura de inundação, construção de estruturas hidráulicas e análises específicas em outros pontos da bacia seus resultados podem ser imprecisos.

6.2. Análise de sensibilidade

A análise de sensibilidade realizada para os principais parâmetros dos módulos Runoff e Extran, apresentada a seguir, buscou avaliar a influência dos principais parâmetros na vazão de pico e no volume escoado para o aplicativo SWMM. O principal objetivo desta análise foi verificar a influência dos parâmetros para a bacia estudada.

6.2.1. Sensibilidade do módulo Runoff

Para o módulo Runoff os parâmetros que apresentaram maior sensibilidade, quando a vazão de pico é a variável dependente estudada, foram: porcentagem de área impermeável (AI), largura do escoamento das sub-bacias (W) e o coeficiente de rugosidade de Manning para as sub-bacias (n). Os parâmetros de infiltração (I) e altura do armazenamento (d) não apresentaram grande influência sobre a vazão de pico. A figura 45 mostra a influência dos parâmetros analisados do módulo Runoff para a vazão de pico como variável dependente.

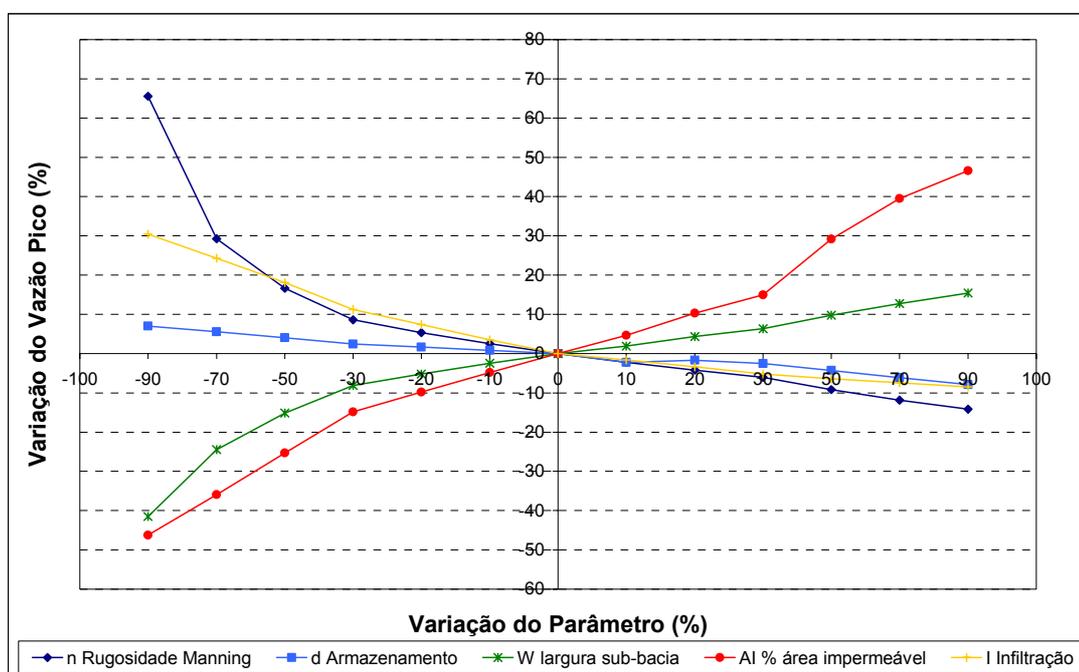


FIGURA 45 – Influência dos parâmetros do módulo Runoff na vazão de pico

Ao analisar a sensibilidade dos parâmetros, sendo o volume escoado a variável dependente, os parâmetros mais sensíveis tornam-se a infiltração (I) e a porcentagem de área impermeável (AI). Os demais parâmetros: rugosidade de Manning (n), largura do escoamento das sub-bacias (w) e altura do armazenamento (d) não apresentaram influência significativa, pois não apresentam grande influência no balanço do volume escoado. A figura 46 mostra a influência dos parâmetros analisados no módulo Runoff para o volume escoado como variável dependente.

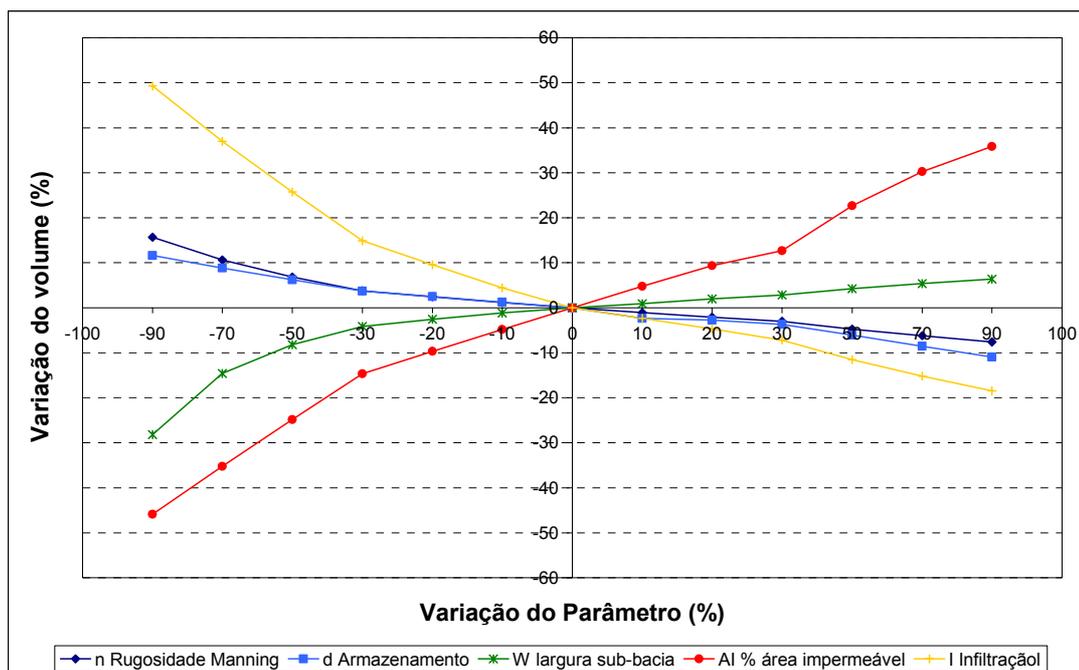


FIGURA 46 – Influência dos parâmetros do módulo Runoff no volume escoado

O parâmetro que apresentou maior sensibilidade foi o que representa a porcentagem de área impermeável (AI). Este apresentou um comportamento, aproximadamente, linear, aumentando a vazão de pico e o volume escoado com o acréscimo da porcentagem de área impermeável. A figura 47 mostra o comportamento da vazão de pico e do volume escoado variando o parâmetro em questão.

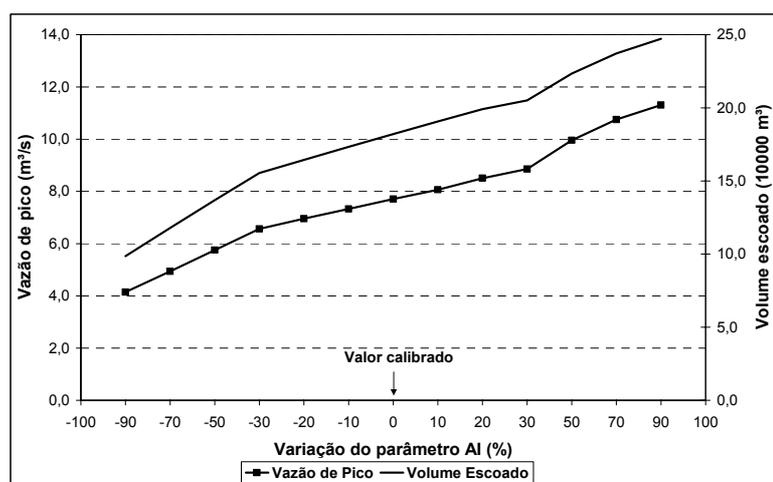


FIGURA 47 – Influência do parâmetro AI na vazão de pico e no volume escoado

Outro parâmetro bastante sensível principalmente quando a vazão de pico é analisada é a largura da sub-bacia (W). Apresentando maior sensibilidade para os valores menores de W , a vazão de pico e o volume escoado apresentaram comportamento similar. Uma redução da largura da sub-bacia pode provocar um retardamento e atenuação do pico do hidrograma. A figura 48 mostra o comportamento das variáveis dependentes com o parâmetro analisado.

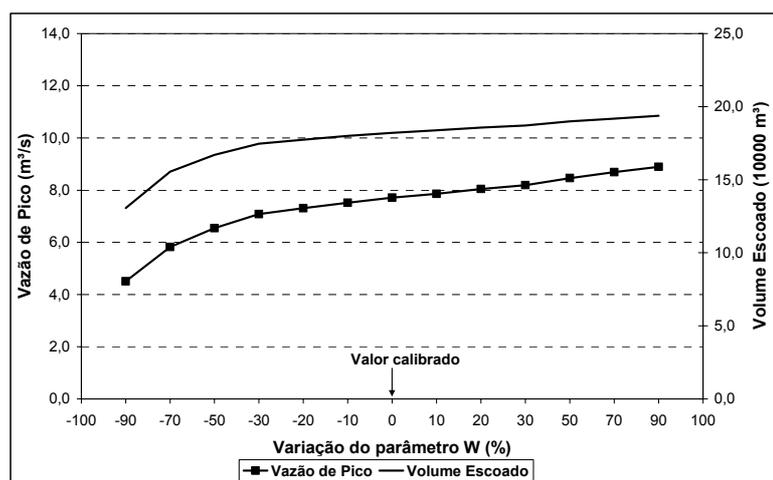


FIGURA 48 – Influência do parâmetro W na vazão de pico e no volume escoado

O coeficiente de rugosidade de Manning causa o decréscimo da vazão de pico e do volume escoado, quando seu valor é aumentado, mostrando uma sensibilidade maior para a vazão de pico. Os valores baixos do coeficiente de rugosidade de Manning apresentam maior sensibilidade. A figura 49 mostra o comportamento da vazão de pico e do volume escoado com o aumento do parâmetro analisado.

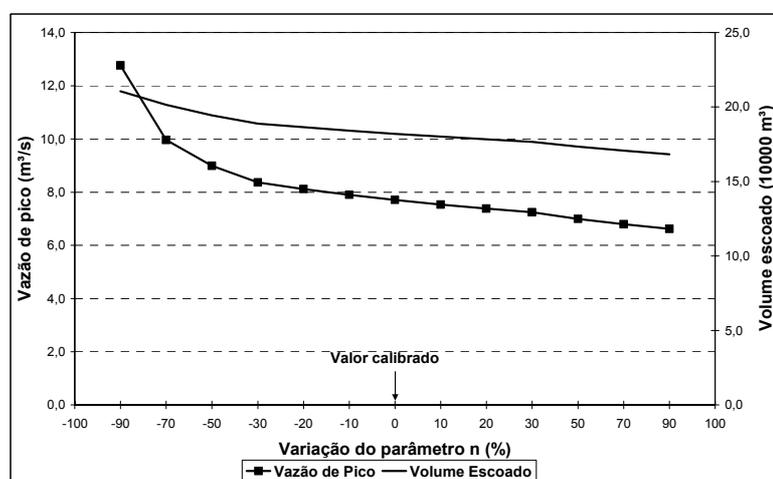


FIGURA 49 – Influência do parâmetro n na vazão de pico e no volume escoado

A variação da taxa de infiltração também foi analisada, apresentando uma sensibilidade maior para o volume escoado. A taxa de infiltração inicial, ou máxima, e a taxa de infiltração final, ou mínima, de Horton foram variadas mantendo-se constante a taxa de decaimento (k) igual a 0,00558. A variação encontrada para a vazão de pico foi, aproximadamente, 38%, enquanto que, para o volume escoado a variação foi de 67%. A figura 50 mostra o comportamento da vazão de pico e do volume escoado com a variação da taxa de infiltração.

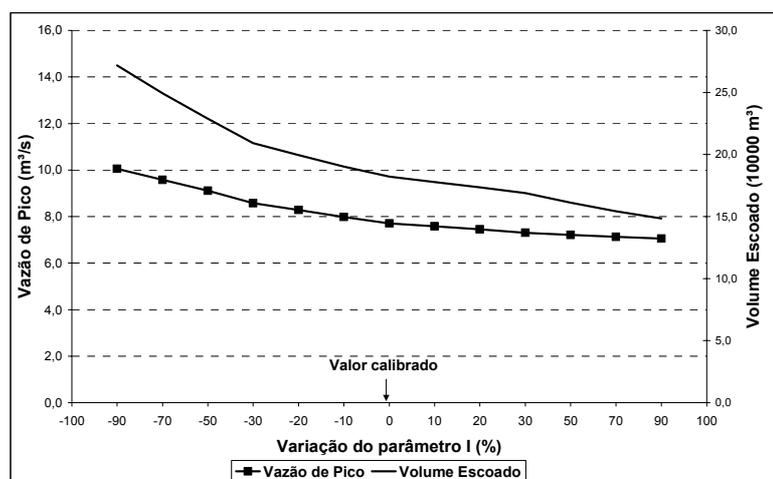


FIGURA 50 – Influência do parâmetro I na vazão de pico e no volume escoado

A figura 51 mostra o comportamento da vazão de pico e do volume escoado em função do parâmetro altura de armazenamento d .

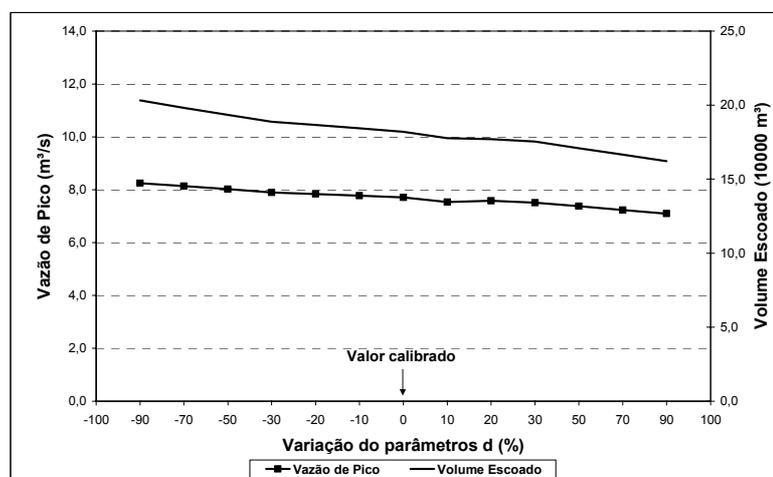


FIGURA 51 – Influência do parâmetro d na vazão de pico e no volume escoado

O parâmetro d , que representa a altura de detenção para as áreas permeáveis e impermeáveis, apresentou uma sensibilidade maior para o volume escoado. A variação encontrada para a vazão de pico foi, aproximadamente, 15%, enquanto que, para o volume escoado a variação foi 23%.

6.2.2. Sensibilidade do módulo Extran

Para o módulo Extran o parâmetro que apresentou maior sensibilidade à vazão de pico foi o coeficiente de rugosidade de Manning (n), tendo maior sensibilidade para os valores baixos de n . O coeficiente de descarga (orifícios) não apresentou grande influência sobre a vazão de pico. A figura 52 mostra a influência dos parâmetros analisados do módulo Extran, tendo a vazão de pico como variável dependente.

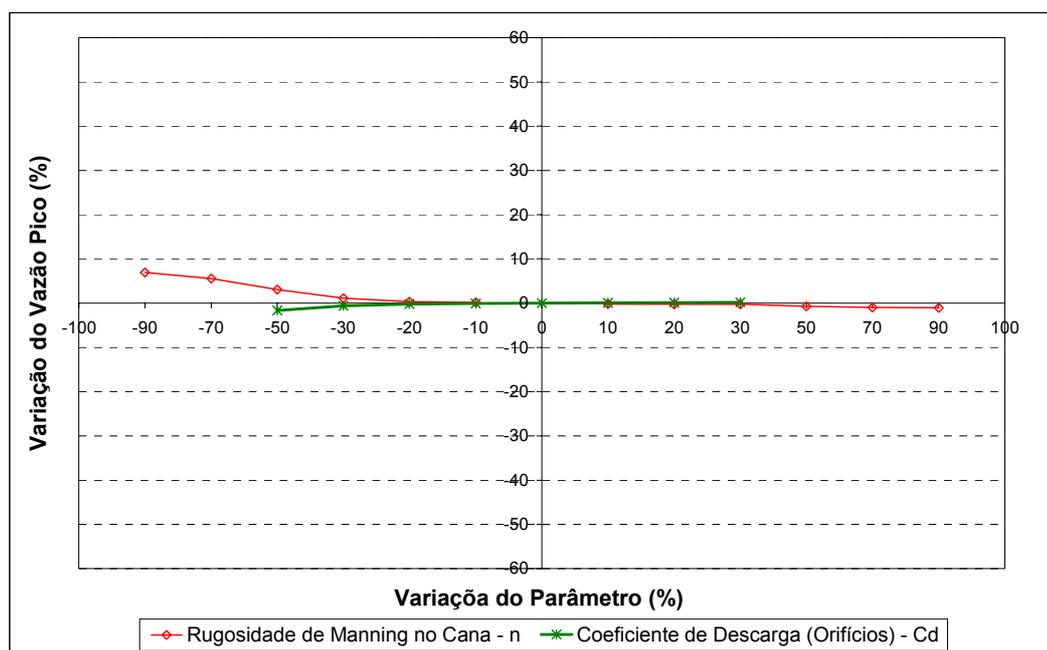


FIGURA 52 – Influência dos parâmetros do módulo Extran no volume escoado

O módulo Extran não apresentou grande influência para os parâmetros analisados, tendo o volume escoado como variável dependente. Torna-se importante ressaltar que as condições analisadas não incluíram condutos sob pressão, o que pode causar mudanças significativas no volume escoado, devido à

atenuação do pico da onda de cheia causado pelo armazenamento provocado pela falta de capacidade de escoamento dos canais. A figura 53 mostra a influência dos parâmetros analisados no módulo Extran tendo o volume escoado como variável dependente.

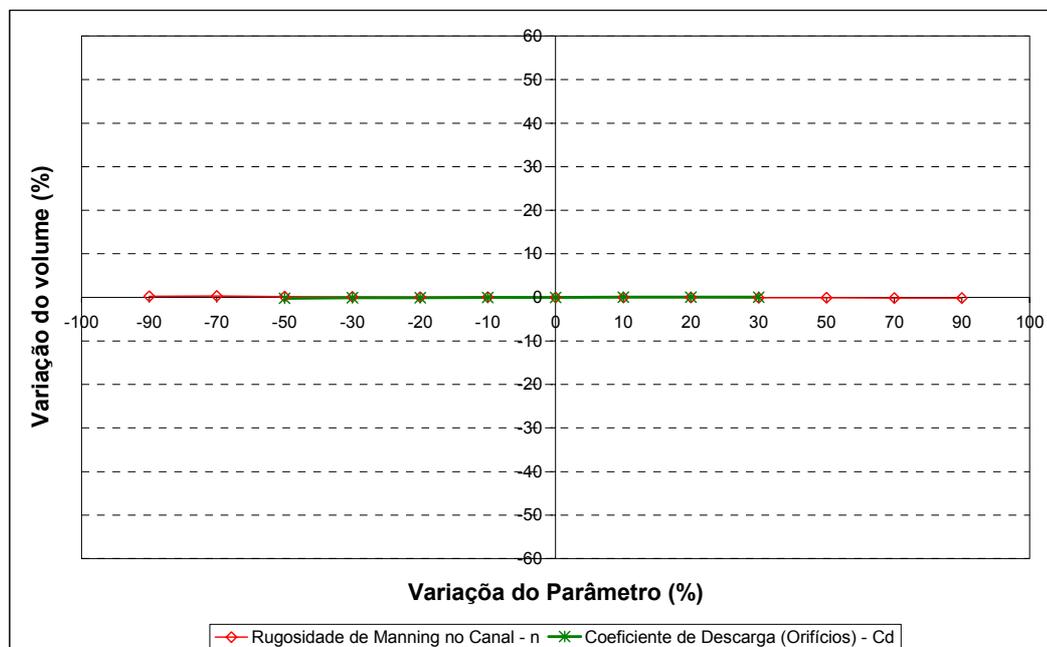


FIGURA 53 – Influência dos parâmetros do módulo Extran no volume escoado

6.3. Análise das áreas de risco para diferentes cenários futuros

A simulação dos cenários futuros apresenta grande importância para o entendimento da influência do processo de urbanização no sistema de drenagem.

Para a análise das condições diversas de urbanização quatro eventos foram selecionados, 15/12/2003, 13/03/2004, 10/06/2004 e 09/11/2004, os quais forneceram dados importantes para o entendimento da dinâmica das cheias no local do estudo. Nas figuras 54 a 57 e na tabela 26 podem ser visualizados os resultados obtidos na simulação, para os diferentes cenários analisados. As metodologias utilizadas para determinação dos cenários futuros foram apresentadas no item 4.4.

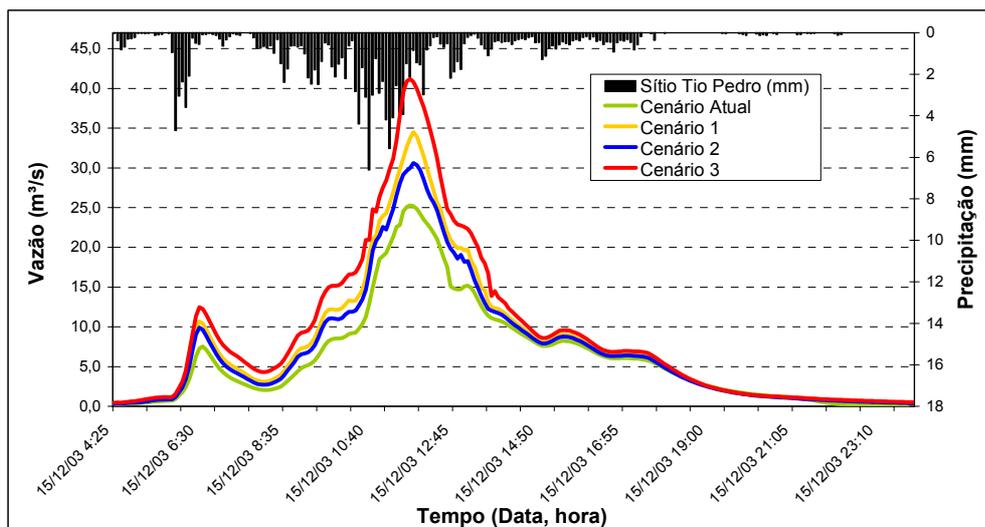


FIGURA 54 – Hidrogramas do evento do dia 15/12/2003, para os cenários de urbanização

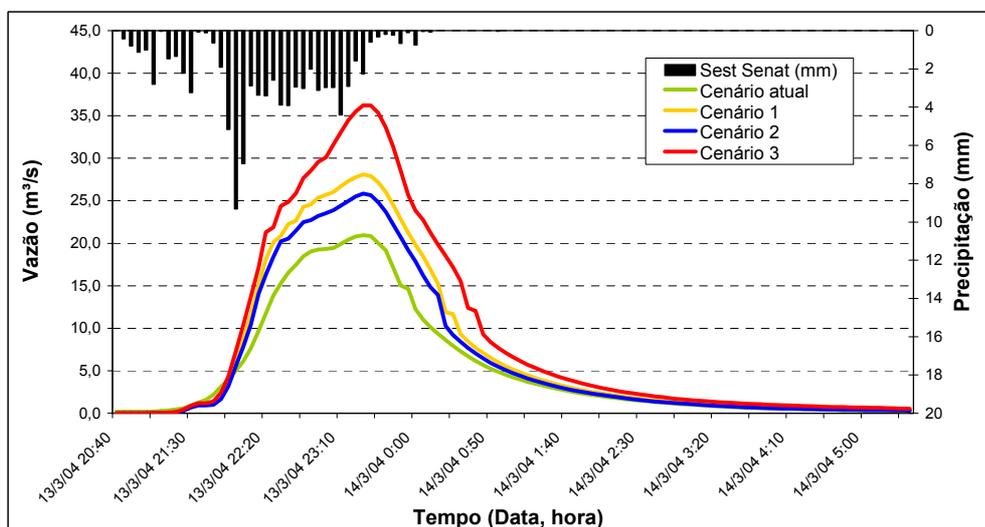


FIGURA 55 – Hidrogramas do evento do dia 13/03/2004, para os cenários de urbanização

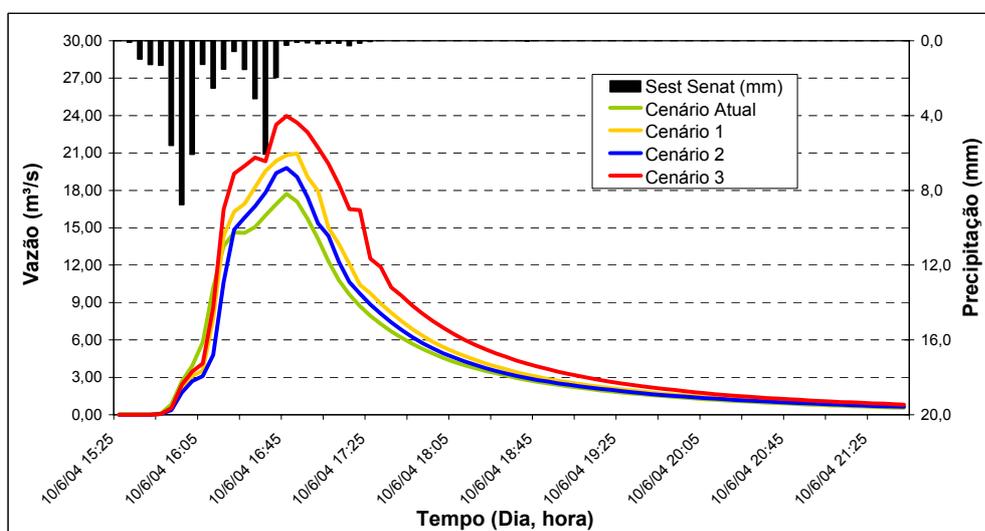


FIGURA 56 – Hidrogramas do evento do dia 10/06/2004, para os cenários de urbanização

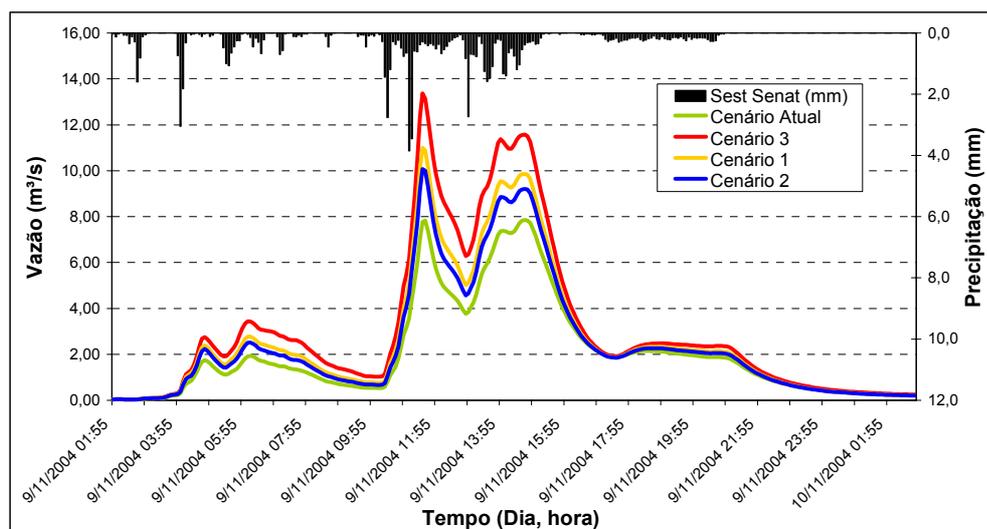


FIGURA 57 – Hidrogramas do evento do dia 11/09/2004, para os cenários de urbanização

TABELA 26 – Valores obtidos na simulação dos cenários futuros

Cenários	Evento	Qp cal (m ³ /s)	Qp atual (m ³ /s)	Vesc cal (m ³)	Vesc atual (m ³)	Aumento na Qp (%)	Aumento no Vesc (%)
1	15/12/03	34,5	25,3	583615	459037	36	27
	13/03/04	28,1	20,0	231936	154058	40	51
	10/06/04	21,0	17,8	121091	105377	18	15
	09/11/04	11,0	8,3	232571	171936	33	35
2	15/12/03	30,6	25,3	544130	459037	21	19
	13/03/04	25,8	20,0	211372	154058	29	37
	10/06/04	19,8	17,8	109602	105377	11	4
	09/11/04	10,1	8,3	216382	171936	22	26
3	15/12/03	41,2	25,3	686225	459037	63	49
	13/03/04	36,2	20,0	290392	154058	81	88
	10/06/04	24,0	17,8	147704	105377	35	40
	09/11/04	13,4	8,3	275870	171936	61	60

Analisando os dados obtidos, na simulação, foi verificado que no cenário de expansão 1, determinado através dos índices de ocupação contidos nas especificações do Plano Diretor de 1980, houve um aumento médio na vazão de pico de 31,8% e no volume escoado de 31,9%, para os eventos analisados.

Para o cenário 2, que representa os novos valores propostos para os índices de ocupação do Projeto de Lei (PDDUA), os valores médios encontrados, para o aumento da vazão de pico e do volume escoado, foram de 20,8% e 21,4%, respectivamente.

O cenário 3 representa uma condição de impermeabilização extrema, determinada a partir de valores obtidos para uma área real com elevado grau de impermeabilização. O aumento médio da vazão de pico e do volume escoado foi de 60% e 59%, respectivamente.

Os cenários 1 e 2 mostram que a redução da ocupação da bacia, determinados pelo zoneamento, conduzem a uma diminuição da vazão de pico e do volume escoado. A redução do cenário 1 para o cenário 2 foi, aproximadamente, 10% na vazão e no volume. Mas é de grande importância ressaltar que o índice de ocupação não limita a impermeabilização dos lotes, que em muitos casos atingem quase a totalidade do lote. Portanto, torna-se necessário a regulamentação de índices que limitem a impermeabilização do solo.

O cenário 3 foi simulado com base no índice de impermeabilização existente, em uma área da bacia, apresentando um aumento de, aproximadamente, 60% na vazão de pico e no volume escoado. Este aumento significativo alerta sobre os problemas provocados pela urbanização desordenada nos sistemas de drenagem. A figura 58 mostra a relação entre o aumento da porcentagem de impermeabilização e o aumento da vazão de pico.

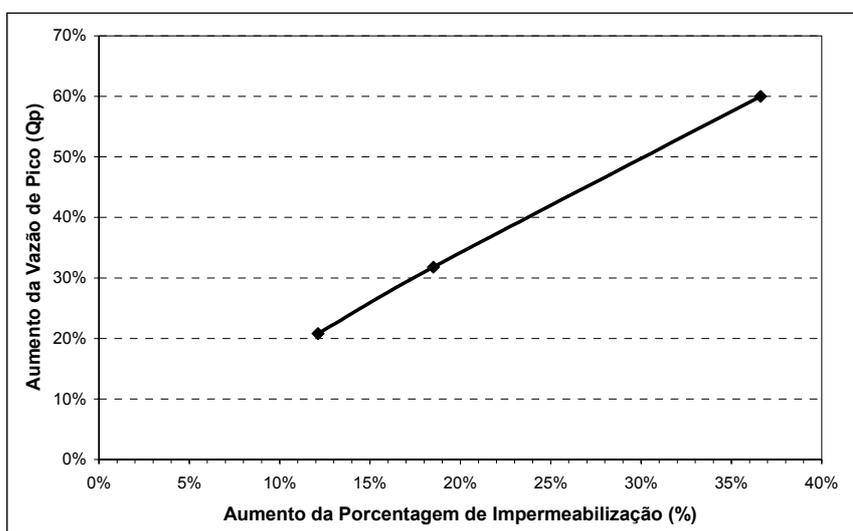


FIGURA 58 – Relação entre o aumento da porcentagem de impermeabilização e vazão de pico

O aumento da vazão de pico apresentou um comportamento diretamente proporcional com a porcentagem de impermeabilização. A vazão de pico e o volume escoado mostram-se bons indicadores do impacto da urbanização no sistema de

drenagem, mas é de extrema importância analisar a ocorrência das inundações e de seus riscos.

Os riscos associados às inundações podem estar relacionados com a profundidade e a velocidade do escoamento. Nanía et al. (2002) mostra diversas metodologias de análise de risco a população, relacionados com a profundidade e com a velocidade do escoamento das áreas inundadas. Na tabela 27 são apresentados os valores de profundidade e velocidade, e suas combinações, que representam risco para diferentes metodologias, Valentín (2004).

TABELA 27 – Valores para os níveis de risco

<i>Metodologia</i>	<i>Parâmetros de Avaliação</i>			
	<i>y (m)</i>	<i>V (m/s)</i>	<i>Vy (m²/s)</i>	<i>V²y (m³/s²)</i>
Denver (Wright-Mc Laughlin, 1969)	0,45			
Mendoza (Nanía, 1999)	0,3			
Condado de Clark (CCRFGD, 1999)	0,3		0,55	
Témez (Témez, 1992)	1,0	1,0	0,5	
Abt (Abt et al., 1989)			0,5	
Estabilidade ao deslizamento (Nanía, 1999)				1,23

Fonte: Valentín (2004)

y – profundidade do escoamento na área inundada

V – velocidade do escoamento na área inundada

A análise do risco, para os diferentes cenários considerados, foi verificada pela profundidade do escoamento nas áreas de inundação, pois a velocidade disponibilizada pelo modelo representa a média para toda seção, esta apresenta um comportamento distinto para calha principal e as áreas de inundações. O valor adotado para a profundidade, que potencializa risco a população, foi 1 metro proposto pela metodologia de Témez (1992) apud Nanía et al. (2002). A metodologia de Témez foi escolhida devido a áreas analisadas possuem baixa velocidade, com características de armazenamento.

Nas figuras 59 a 61 são apresentadas as profundidades de alagamento e o potencial de risco associado a elas, para as áreas de risco A e B, nos eventos analisados.

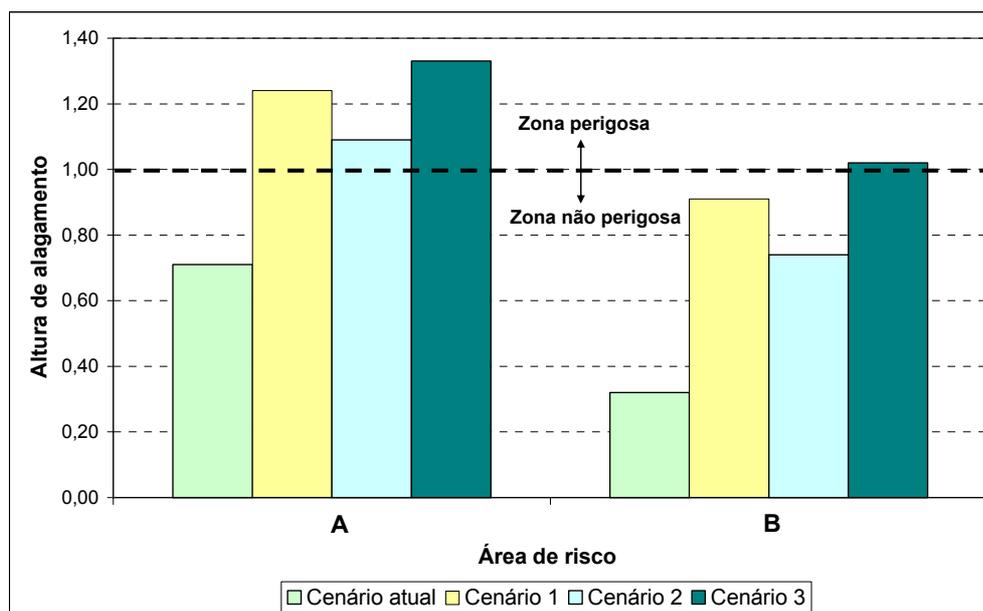


FIGURA 59 – Avaliação das áreas com potencial de risco à população – Evento: 15/12/2003

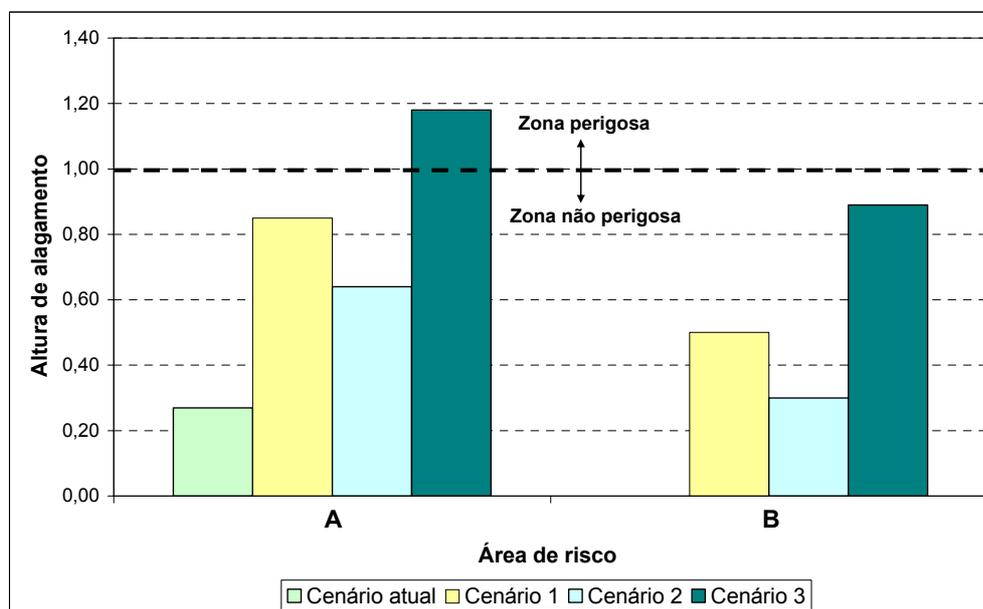


FIGURA 60 – Avaliação das áreas com potencial de risco à população – Evento: 13/03/2004

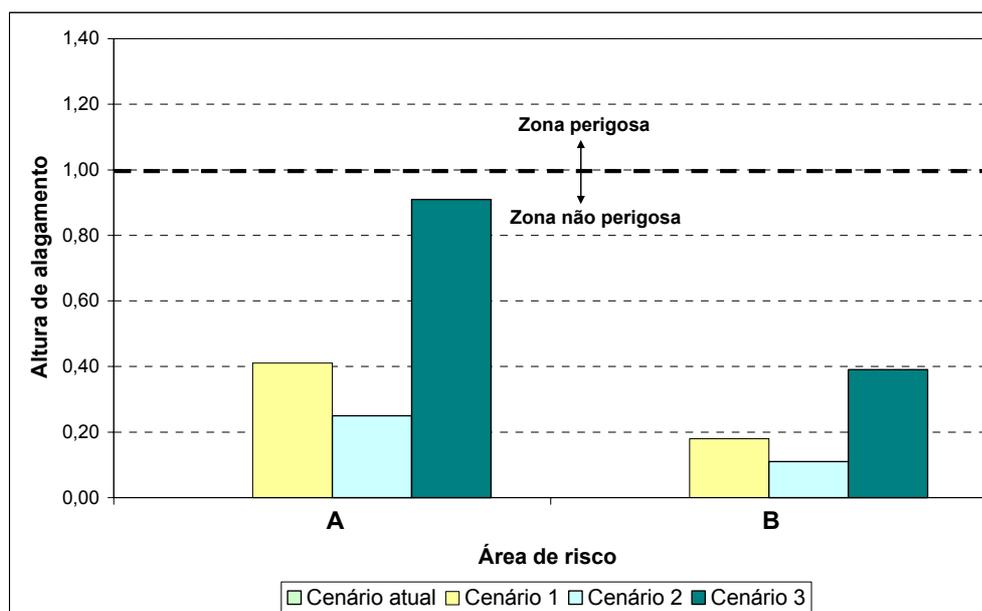


FIGURA 61 – Avaliação das áreas com potencial de risco à população – Evento: 10/06/2004

No cenário atual foram observadas inundações para a área de risco A nos eventos do dia 15/12/03 e 13/03/04, na área de risco B observou-se inundações no dia 15/12/03. Nestas inundações não foram atingidas as profundidades que apresentam risco a população.

Os cenários 1 e 2 apresentaram inundações nas áreas de risco A e B, nos eventos dos dias 15/12/03, 13/03/04 e 10/06/04. Nestes cenários a área A apresentou risco a população no evento do dia 15/12/03.

No cenário 3 as áreas de risco A e B apresentaram inundações, para os eventos dos dias 15/12/03, 13/03/04 e 10/06/04. Neste cenário a área A apresentou risco a população nos eventos dos dias 15/12/03 e 13/03/04, a área B apresentou risco no evento do dia 15/12/04.

Na tabela 28 são apresentados valores das profundidades máximas para as áreas de risco, para cada cenário de ocupação, nos eventos analisados.

No evento do dia 15/12/03 (tabela 28) o nível d'água máximo atingiu a cota da estrada que passa sobre o bueiro, para os cenários 1 e 3, ocorrendo a mesma situação para o evento do dia 13/03/04 no cenário 1.

As áreas de risco A e B, onde ocorrem inundações, não possuem loteamentos, portanto, preferencialmente estas áreas devem ser mantidas sem edificações, permanecendo como áreas inundáveis do arroio. As inundações na

área de risco C foram ocasionadas pelo bueiro existente no arroio, que não apresentava capacidade de escoamento para os eventos de alta intensidade de precipitação. Após a retirada do bueiro a área de risco C não apresentou inundações, mas os níveis atingidos na calha foram muito altos, próximos da cota de extravasamento, na simulação do cenário 3.

TABELA 28 – Profundidades obtidas para as inundações nas áreas de risco A e B

<i>Área de risco</i>	<i>Evento do dia 15/12/03</i>		<i>Evento do dia 13/03/04</i>		<i>Evento do dia 10/06/04</i>	
	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>A</i>	<i>B</i>
Cenário Atual	0,65m	0,32m	0,27m	-	-	-
Cenário 1	1,24m	0,91m	0,85m	0,50m	0,41m	0,18m
Cenário 2	1,09m	0,74m	0,64m	0,30m	0,25m	0,11m
Cenário 3	1,33m	1,02m	1,18m	0,89m	0,91m	0,39m

O processo de urbanização da bacia é inevitável, devido à localização e valorização da área. A impermeabilização do solo, consequência direta da urbanização necessita ser regulamentada, pois os índices de ocupação propostos pelo plano diretor vigente, não determinam as porcentagens máximas de impermeabilização para os lotes. Torna-se de extrema importância que novas Leis se preocupem com o aumento do escoamento superficial causado pela impermeabilização do solo.

O problema existente na bacia em estudo é bastante comum em outras cidades brasileiras devido ao processo de urbanização. O aumento da impermeabilização de montante provoca a ampliação das cheias nas planícies de jusante. No item a seguir é apresentada a evolução temporal do hidrograma de cheia da bacia, para as datas em que se têm dados.

6.3.1. Análise das cheias no tempo

Neste item será apresentada a evolução dos hidrogramas de cheia para a bacia nos anos de 1980, 1992, 2004 e para um cenário futuro de urbanização. O hidrograma foi construído para o evento do dia 13/03/04, evento de alta intensidade

que causou inundações para a bacia no cenário atual. Os parâmetros utilizados para as três datas analisadas foram os obtidos para a condição de escoamento A. Na figura 62 são visualizados os hidrogramas para os diferentes cenários analisados.

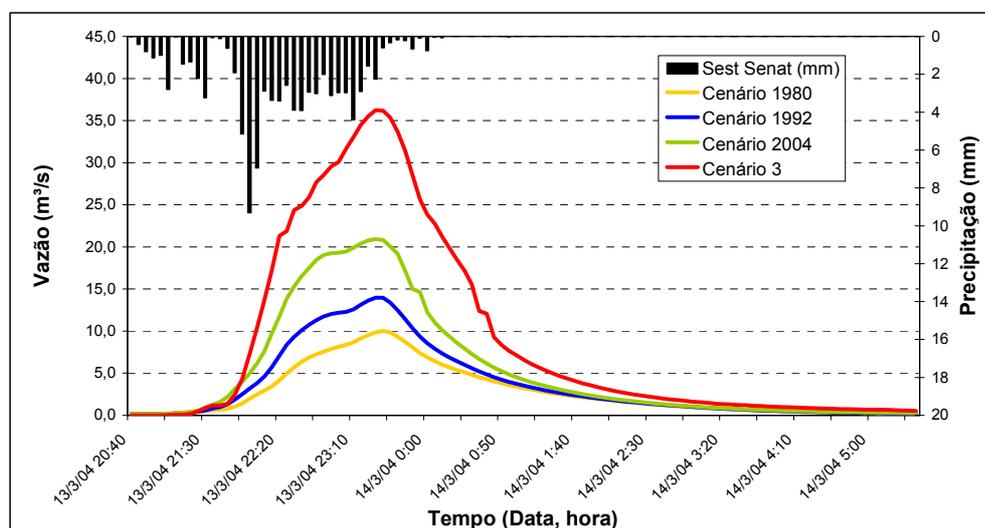


FIGURA 62 – Simulação do evento do dia 13/03/2004, para os anos de 1980, 1992, 2004 e um cenário futuro de urbanização

Observa-se que houve um aumento significativo na vazão de pico e no volume escoado, no decorrer dos anos, devido às variações ocorridas nos cenários pelo processo de urbanização. Na tabela 29 disponibilizam-se os valores encontrados para a vazão de pico e para o volume escoado, nos anos analisados e o cenário de expansão 3.

TABELA 29 – Valores encontrados para a vazão de pico e volume escoado para os anos de 1980, 1992, 2004 e cenário de expansão 3

Cenários	1980	1992	2004	expansão 3
Vazão de Pico (m³/s)	10,0	13,9	20,9	36,2
Volume escoado (m³)	91616	120338	173916	290392

Entre os anos 1980 e 1992 foi encontrada uma taxa de crescimento da vazão de pico de 3,3% ao ano e para o volume escoado 2,6% ao ano. No período entre 1992 e 2004 encontrou-se uma taxa de crescimento de 9% e 7,5% ao ano para a vazão de pico e para o volume escoado, respectivamente. O cenário de expansão 3 apresentou um crescimento bastante elevado para a vazão e o volume.

A simulação realizada para os anos de 1980 e 1992 não apresentaram inundações. Estas só vieram a ocorrer após esse período quando foi constatado um aumento significativo da impermeabilização, com taxa de crescimento de 1,3% ao ano.

7. CONCLUSÕES

O presente estudo teve por objetivo avaliar o modelo SWMM para a bacia urbana do Arroio Cancela, em Santa Maria-RS buscando a melhor representação dos processos envolvidos no escoamento pluvial. O enfoque foi a calibração dos eventos de cheia e o entendimento dos parâmetros envolvidos na simulação. As análises foram realizadas através do monitoramento hidrológico e da utilização de técnicas de geoprocessamento, para o levantamento das características físicas da bacia e do processo de urbanização.

Foi realizado monitoramento hidrológico na bacia no ano de 2004, onde a vazão máxima observada foi de 24,08 m³/s. As medições de vazão realizadas foram suficientes para a determinação da curva-chave, até a cota de 1,85 m. Na porção superior da curva, onde não existiram pontos medidos, foi utilizada a equação da capacidade de escoamento do bueiro.

Nas análises do uso e ocupação do solo foi constatado que bacia hidrográfica do Arroio Cancela apresenta processo acelerado de urbanização. A área urbana apresentou crescimento de 17%, entre 1980 e 2004, indicando o crescimento da urbanização na bacia. O aumento das áreas impermeáveis foi de 24%, entre 1980 e 2004, onde a maior parcela de impermeabilização ocorreu entre 1992 e 2004, com taxa de impermeabilização de 1,3% ao ano.

O crescimento observado mostrou-se característico de centros urbanos, pois além do crescimento da área urbana observou-se um aumento da densidade nas áreas já urbanizadas, sendo este responsável pelo aumento do escoamento superficial.

No monitoramento realizado na bacia foram selecionados 12 eventos para as simulações. Estes foram classificados em função de suas condições de escoamento, eventos de alta intensidade que provocaram inundações, de alta intensidade que não provocaram inundações e os de baixa intensidade, denominados A, B e C, respectivamente.

O aplicativo SWMM (Storm Water Management Model) apresentou bons resultados na simulação dos eventos através da calibração de seus parâmetros.

Os resultados obtidos na calibração dos parâmetros, para os dois níveis de discretização aplicados, obtiveram bons ajustes, representados pelo coeficiente

correlação. Para a discretização detalhada da bacia foi obtido um coeficiente de correlação médio de 0,95 e erros médios, na vazão de pico e volume escoado, de 3,1% e 21,2%, respectivamente, para os eventos simulados. Na discretização simplificada da bacia obteve-se um coeficiente de correlação médio de 0,94 e erros médios de 8,3% e 22,3%, para as respectivas variáveis.

Para a discretização detalhada, da bacia, foram estabelecidos conjuntos de parâmetros, para cada condição de escoamento, conjuntos A, B e C, e um conjunto único, para as condições A e B, conjunto AB, que representam os eventos de maior intensidade.

Analisando os eventos de alta e baixa intensidade observou-se que estes quando calibrados separadamente apresentaram um ganho no ajuste em relação ao apresentado com um único de parâmetros (conjunto AB).

Na discretização simplificada da bacia foram encontrados aumentos médios na vazão de pico de 6,1% e 8,2% para as condições de escoamento A e B, respectivamente, quando comparados aos valores obtidos na discretização detalhada. Quanto ao tempo de pico foi observado uma antecipação média de 5,8 minutos.

O aumento da vazão e a antecipação do tempo de pico podem ser explicados pela diminuição do armazenamento, nos canais da simulação. Para a minimização deste efeito, o coeficiente de Manning nas sub-bacias foi aumentado, amortecendo o hidrograma destas.

Na análise da sensibilidade do módulo Runoff, responsável pela geração do escoamento superficial, os parâmetros que apresentaram maior sensibilidade, quanto à vazão de pico foram: porcentagem de área impermeável (AI), largura do escoamento das sub-bacias (W) e o coeficiente de rugosidade de Manning para as sub-bacias (n). Os parâmetros de infiltração (I) e altura do armazenamento (d) não apresentaram grande influência sobre a vazão de pico.

Quanto ao volume escoado os parâmetros mais sensíveis foram: infiltração (I) e porcentagem de área impermeável (AI). Os demais parâmetros: rugosidade de Manning (n), largura do escoamento das sub-bacias (w) e altura do armazenamento (d) não apresentaram influência significativa.

No módulo Extran, responsável pela propagação do escoamento nos condutos, estruturas especiais e canais, o parâmetro que apresentou maior sensibilidade à

vazão de pico foi o coeficiente de rugosidade de Manning (n), tendo maior sensibilidade para valores baixos de n .

O módulo Extran não apresentou grande influência dos parâmetros analisados, quanto ao volume escoado.

Na avaliação do comportamento da bacia, para as condições de urbanização, foram avaliados três cenários, com o objetivo de propor novas condições de impermeabilização. O cenário 1 foi determinado através dos índices de ocupação obtidos no Plano Diretor vigente de Santa Maria, apresentando 53,12% de áreas impermeáveis; o cenário 2 determinado através dos índices de ocupação estabelecidos pelo Projeto de Lei do Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental, com 46,74% de áreas impermeáveis; e o cenário 3 determinado a partir de uma área da bacia com elevado grau de impermeabilização, totalizando 71,23% de áreas impermeáveis.

Os cenários 1, 2 e 3 apresentaram aumento na vazão de pico e no volume escoado de 31,8% e 31,9%, 20,8% e 21,4%, 60% e 59%, respectivamente, em relação ao cenário atual.

Através da análise dos hidrogramas para os anos 1980, 1992 e 2004, para o evento do dia 13/03/04, foram obtidos os respectivos valores para vazão de pico, 10, 13,9 e 20,9 m^3/s , e para volume escoado 91616, 120338 e 173916 m^3 . Entre 1992 e 2004 ocorreu o maior aumento da vazão de pico e volume escoado, com taxa de crescimento de 9% e 7,5%, respectivamente, onde foi observado o maior aumento de impermeabilização do solo.

A simulação dos cenários futuros apresenta grande importância para o entendimento da influência do processo de urbanização no sistema de drenagem. Os aumentos, na vazão de pico e no volume escoado, verificados nos cenários mostram a necessidade de legislações rígidas e bem elaboradas que conduzam a urbanização a um crescimento sustentável, pois os planos diretores atuais preocupam-se em estabelecer índices de ocupação não restringindo a impermeabilização total dos lotes.

Os modelos hidrológicos e hidráulicos servem com ferramenta indispensável para o gerenciamento e planejamento da drenagem pluvial no ambiente urbano, possibilitando a verificação e antecipação dos impactos produzidos pela urbanização.

Para trabalhos futuros na bacia hidrográfica do Arroio Cancela, sugere-se:

- Que o monitoramento na bacia seja mantido para a análise de um maior número de eventos, principalmente da condição de escoamento A, possibilitando uma melhor verificação no ganho do ajuste em relação as outras condições de escoamento.
- Avaliação de possíveis medidas de controle do escoamento, como reservatório de detenção. Os locais sugeridos são os trechos 109 ou 116, devido à disponibilidade de área e o posicionamento destes na bacia.
- Instalação de uma segunda estação fluviográfica, em uma região central da bacia para um ganho no ajuste dos parâmetros calibrados.
- Instalação de outra estação pluviográfica para análise da distribuição da precipitação na bacia. Local sugerido sub-bacia 1010, devido sua localização e altitude na área estudada.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, P. R.; GOLDENFUM, J. A.; TUCCI, C. E. M., **Avaliação de Pavimentos Permeáveis no Controle da Geração de Escoamento Superficial**. In. XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos – Belo Horizonte, MG CD-ROM, 1999.

AUTODESK – AutoCad 2000, <http://www.usa.autodesk.com>

BAPTISTA, M. B.; COELHO, M. M. L. P.; CIRILO, J. A.; MASCARENHAS, F. C. B., **Hidráulica Aplicada**, 2. ed. ver. ampl. Porto Alegre, ABRH, 2003

BARBOSA, M. S. **Comparação de dois sistemas de retenção em um loteamento urbano em Porto Alegre – RS** Porto Alegre: UFRGS Programa de Pós-graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Dissertação (Mestrado), 1996.

BECKERA, A.; BRAUMB, P.; **Disaggregation, aggregation and spatial scaling in hydrological modelling** Journal of Hydrology, 1998.

BERTONI, J. C. **Simulação Matemática de uma Cheia Urbana sob Condições de Registros Escassos: Aplicação do Modelo SWMM**. In: Drenagem Urbana – Gerenciamento, Simulação e Controle / Org. BRAGA, B.; TUCCI, C. E. M.; TOZZI, M. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS/ABRH, 1998.

CARVALHO, K.S. **Monitoramento e caracterização hidrossedimentométrica de uma pequena bacia hidrográfica periurbana**. UFSM – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. 165p. Dissertação de Mestrado. Santa Maria, 2003.

CETESB. **Drenagem urbana, manual de projeto**. São Paulo: DAEE, CETESB/ASCETESB, 1986.

CHEVALLIER, P.; **Aquisição e processamento de dados**. In: Hidrologia: ciência e aplicação / Org. TUCCI C. E. M. Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS:ABRH:EDUSP, 2001.

CHOW, V. T.; **Open - channel hydraulics**, McGraw-Hill Book Company, New York 1959.

DHIa. **MOUSE PIPE FLOW: Reference Manual. DHI Software 2002**, 118p. Disponível em <<http://www.dhisoftware.com>>. Denmark, 2003.

DHIb. **MOUSE Runoff: Reference Manual. DHI Software 2002**, 53p. Disponível em <<http://www.dhisoftware.com>>. Denmark, 2003.

DNAEE. Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica. **Inventário das Estações Fluviométricas**. 1996.

ESRI – Environmental System Research Institute – INC, **Using ArcView GIS**. USA, 1996.

ESRI – Environmental System Research Institute – INC, **Using the ArcView Spatial Analyst**. USA, 1996.

FIGUEIREDO, E. E.; LOPES, P. L.; SRINIVASAN, V. S. **Calibração e Validação de um Modelo Distribuído para a Bacia do Rio Piancó – PB**. In. XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos – Belo Horizonte, MG CD-ROM, 1999.

FUCHS L.; SCHEFFER, C., **Hystem-extran – Improvements to EPA-EXTRAN**. Water Science Technology, volume 29, n. 1-2 pag. 63-71, 1994.

HSU, M. H., **I simulation for urban drainage basin with storm sewer system** Journal of Hydrology, 234 p.21–37, 2000.

HACKETT, D.; CRAWFORD, D.; SCHENK, J.; STINSON, M. K., **Verification of Urban Runoff Models**. In.: Proceedings of the Ninth International Conference on Urban Storm Drainage. Global Solutions for urban Storm Drainage. CD-ROM. Portland, 2002.

HUBER, W.C.; DICKINSON, R.E. **Storm Water Management Model, Version 4: User's Manual**. U.S. Environmental Protection Agency. Athens, Georgia, 1992.

JAMES, W.; HUBER, W. C.; DICKINSON, R. E.; PITT, R. E.; JAMES, W. R. C.; ROSENER, L. A.; ALDRICH, J. A., **User's Guide to SWMM**, publicado por CHI, Guelph, Ontario, Canada, 2003.

LENCASTRE, A. **Manual de Hidráulica Geral**. Editora Edgard Blucher, São Paulo, 1972.

LIONG, S. Y.; IBRAHIM, Y.; CHAN, W. T.; LAW, C. L. **Computer-aided catchment-calibration model**. Advances in Engineering Software, Vol. 17, p. 147-154, 1993.

MACIEL FILHO, C. L., **Cartas geotécnicas de Santa Maria**, Imprensa Universitária – UFSM, Santa Maria, 1990.

MAKSIMOVIC, C. **General Overview of Urban Drainage Principles and Practice. Urban Drainage in Specific Climates** (IHP-V-Technical Documents in Hydrology). Paris: UNESCO, Vol.1, n.40, p.1-21, 2001.

MARIN, M.C.F.C.; ROSÁRIO, C.S.; RAMOS, F.A.; TAMAROZI, R., 1999 **Planejamento do Sistema de Drenagem Urbana: Concepção Ideal versus Prática do Poder Público**. In: XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Belo Horizonte, MG CD-ROM, 1999.

MARTINS, E. S. P. R.; PAIVA, J. B. D., **Quantidade dos Recursos Hídricos**. In: Hidrologia Aplicada à Gestão de Pequenas Bacias Hidrográficas/ organizado por Paiva, J. B. D. e Paiva, E. M. C. D. Porto Alegre: ABRH, 2001.

MEDIONDO, E. M.; TUCCI, C. E. M.; GOLDENFUM, J. A., **Noções Básicas de Escalas dos Processos Hidrológicos** In: Hidrologia Aplicada à Gestão de Pequenas Bacias Hidrográficas/ organizado por Paiva, J. B. D. e Paiva, E. M. C. D. Porto Alegre: ABRH, 2001.

MELLER, A. **Simulação Hidrodinâmica Integrada de Sistema de Drenagem em Santa Maria-RS**. UFSM – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. 164p. Dissertação de Mestrado. Santa Maria, 2004.

MENDES, C. A. B.; CIRILO, J. A., **Geoprocessamento em Recursos Hídricos Princípios, Integração e Aplicação**. Porto Alegre: ABRH, 536p., 2001.

NANÍA, L.; GÓMEZ, M.; DOLZ, J., **Analysis of risk associated to the urban runoff. Case study: city of Mendoza, Argentina** In.: Proceedings of the Ninth International Conference on Urban Storm Drainage. Global Solutions for urban Storm Drainage. CD-ROM. Portland, 2002.

OSTROWSKY, M. S. B. **Sistemática Integrada para Controle de Inundações em Sub-bacias Hidrográficas Urbanas. Estudo de Caso: A Bacia do Córrego Pirajuçara Sob o Enfoque da Integração de Obras com Ações de Educação e Percepção Ambiental** In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Curitiba-PR, CD-ROM, 2003.

PAIVA, E. M. C. D.; MELLER, A.; PAIVA, R. C. D., PAIVA, J. B. D. **Taxa de Infiltração em Pequena Bacia Suburbana** In: XXI Congresso Latinoamericano de Hidráulica, Campinas-SP, CD-ROM, 2004.

PAIVA, E. M. C. D., **Rede de Monitoramento Hidrológico** In: Hidrologia Aplicada à Gestão de Pequenas Bacias Hidrográficas/ organizado por Paiva, J. B. D. e Paiva, E. M. C. D. Porto Alegre: ABRH, 2001.

PARK, H.; JOHNSON, T. J., **Hydrodynamic Modeling in Solving Combined Sewer Problems: A Case Study**. Water Resources Vol. 32, n° 6 pp. 1948-1956, 1998.

POMPÊO, C. A., **Drenagem Urbana Sustentável** In: Revista Brasileira dos Recursos Hídricos / ABRH – Vol 5, n.1 p.15-24 – Porto Alegre/RS, 2000.

PORTO, R. M., **Hidráulica básica**, São Carlos 2° ed EESC-USP, p. 370, 1998.

Prefeitura Municipal de Santa Maria, **Projeto do Sistema de esgoto pluvial** escala 1:2000 realizado pela empresa Magna Engenharia Ltda, Mapoteca da Secretaria de Planejamento da Prefeitura Municipal de Santa Maria.

RIGHETTO, A. M., **Hidrologia e Recursos Hídricos**, São Carlos: EESC/USP, 840p, 1998.

ROCHA, C. H. B. **Geoprocessamento: Tecnologia Transdisciplinar** Juiz de Fora, MG 200 p. Ed. do Autor, 2000.

ROESNER, A.R.; ALDRICH, J.A.; DICKINSON, R.E., **Storm Water Management Model, version 4: EXTRAN ADDENDUM**. EPA/600/3-88/001b (NTIS PB88-236658/AS). U.S. Environmental Protection Agency. Athens, Geórgia, 1998.

SANDS, R. J.; CHANG, C. C.; MCDONALD, J. M. **Storm Water Management Study After Flooding of the South Bronx, NYC, New York**. In.: Proceedings of the Ninth International Conference on Urban Storm Drainage. Global Solutions for urban Storm Drainage. CD-ROM. Portland, 2002.

SELVALINGAM S.; LIONG S. Y.; MANOHARAN P. C., **Use of RORB and SWMM models to an urban catchment in Singapore** Adr. Water Resources, Volume 10, 1987.

SILVEIRA, A. L. L, **Hidrologia Urbana no Brasil**. In: Drenagem Urbana – Gerenciamento, Simulação e Controle / Org. BRAGA, B.; TUCCI, C. E. M.; TOZZI, M., Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS/ABRH, 1998.

TUCCI, Carlos E. M., **Hidrologia: ciência e aplicação** Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS:ABRH:EDUSP, 1993.

TUCCI, C.E.M. **Inundações Urbanas. Drenagem Urbana**. Porto Alegre: Ed. da Universidade, ABRH. v.5, p.15-31, 1995.

TUCCI, C. E. M., **Modelos Hidrológicos** Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS:ABRH, 1998.

TUCCI, C. E. M., **Gerenciamento da Drenagem Urbana**, In: Revista Brasileira dos Recursos Hídricos / ABRH – Vol 7, n.1 p.5-27 – Porto Alegre/RS, 2002.

TUCCI, C. E. M., **Gerenciamento Integrado das Inundações Urbanas no Brasil**, In: Revista de Gestão de Água da América Latina REGA Vol. 1, n. 1 p.59-73, 2004

VALENTÍN, M. G. **Problemática de las Aguas Pluviales en la Superficie de la Ciudad** In XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Campinas-SP, mesas redondas, 2004.

VILLANUEVA, A.O.N. **Modelo para escoamento não-permanente em uma rede de condutos**. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 83f. Dissertação (Mestrado) 1990.

VILLARREAL, E.; BENGTSSON, L.; NIEMCZYNOWICZ, J; ZHANG, L. **Extension of Storm Water System at Ostra Torn, Lund**. In.: Proceedings of the Ninth International Conference on Urban Storm Drainage. Global Solutions for urban Storm Drainage. CD-ROM. Portland, 2002.

WALESH, S. G. **Urban Surface Water Management** New York: John Wiley & Sons. 1989.

WALLINFORD SOFTWARE - **InfoWorks CS v.4.0** <www.wallinfordsoftware.com>:

WEGLAREZYK, S. **The interdependence and applicability of some statistical quality measures for hydrological model** Journal of hidrology volume 206, p. 98-103 1998.

ZAGHLOUL, N. A., **Sensitivity analysis of the SWMM Runoff-Transport parameters and the effects of catchment discretisation** Adv. Water Resources, Volume 6, 1983.

ANEXOS

**ANEXO A – Pontos de controle utilizados no georeferenciamento da imagem
do satélite Ikonos.**

TABELA 30 - Pontos de controle utilizados no georreferenciamento da imagem do satélite Ikonos.

Ponto	Coordenadas de Tela		Coordenadas da Carta		RSM
	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	
1	2979,20	2308,60	230314,00	6711257,00	omitido
2	2271,97	2518,78	229514,00	6711459,00	4,96
3	1433,44	2857,79	228670,00	6711802,00	3,35
4	998,59	2507,30	228243,00	6711451,00	3,67
5	205,22	1960,35	227447,00	6710901,00	2,18
6	590,34	1342,38	227835,00	6710300,00	omitido
7	1417,30	228,04	228662,00	6709170,00	3,35
8	971,68	535,23	228214,00	6709474,00	2,43
9	2588,58	3614,53	229825,00	6712560,00	0,81
10	2610,70	1790,86	229872,00	6710724,00	omitido
11	1403,23	2647,65	228639,00	6711594,00	5,68
12	1274,55	2122,79	228520,00	6711061,00	5,36
13	459,67	2973,81	227701,00	6711715,00	omitido
14	472,74	2327,55	227713,00	6711268,00	2,35
15	2158,31	2664,84	229400,00	6711604,00	5,67
16	1646,85	2156,38	228889,00	6711092,00	6,84
17	2625,73	2255,79	229867,00	6711198,00	3,36
18	2906,42	2654,91	230143,00	6711604,00	4,06
19	1793,83	2968,28	229031,00	6711914,00	2,45
20	660,48	781,06	227908,00	6709720,00	2,66
21	816,86	260,01	228065,00	6709198,00	2,64
22	426,19	1819,18	227668,00	6710761,00	2,65
23	1217,64	1447,54	228461,00	6710386,00	2,07
24	3125,34	2976,81	230359,00	6711924,00	2,77
25	3484,86	3017,90	230721,00	6711963,00	1,67
26	3111,19	3413,42	230347,00	6712360,00	0,42
27	2131,72	3120,90	229368,00	6712066,00	1,66
28	1985,43	3958,71	229225,00	6712903,00	3,29
29	2647,10	3852,40	229886,00	6712799,00	3,35
30	595,73	3643,05	227834,00	6712590,00	4,12
31	1649,23	1273,49	228888,00	6710215,00	3,40
32	3362,80	2709,95	230593,00	6711663,00	omitido
33	3047,38	2184,12	230278,00	6711134,00	8,91
34	580,73	1365,32	227827,00	6710300,00	5,11
	RSM		3,92		

ANEXO B – Janelas de apresentação do aplicativo PCSWMM 2003

Este anexo tem o objetivo de mostrar a interação do usuário com o aplicativo. O PCSWMM 2003 foi desenvolvido em ambiente Windows para facilitar a entrada de dados, pois a versão original do SWMM foi desenvolvida em linguagem Fortran, em ambiente DOS e necessitava extensos arquivos de entrada com configurações complexas. A seguir são mostradas algumas telas desta versão. A figura 63 mostra a adição de novos módulos.

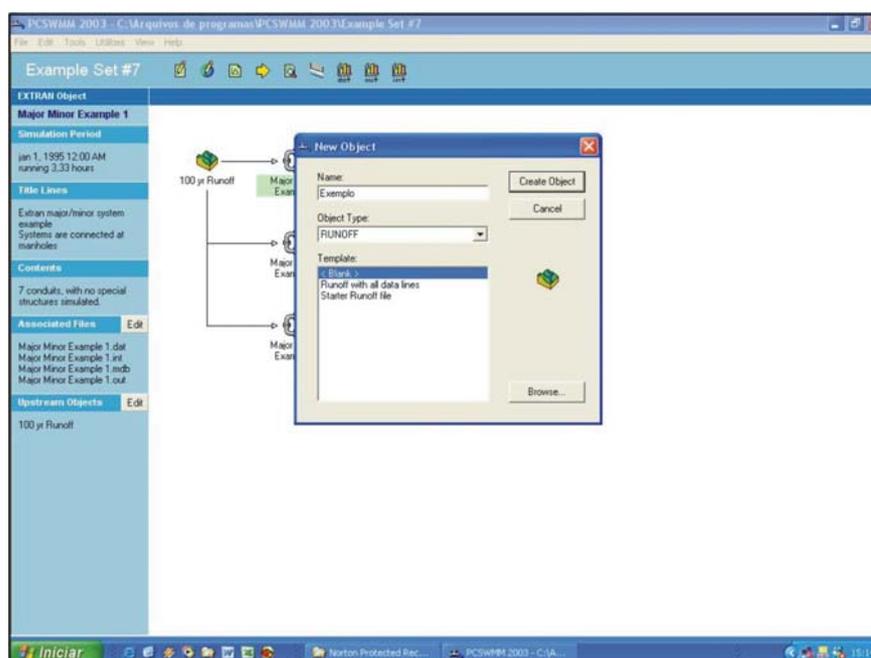


FIGURA 63 – Caixa para adição de novos módulos

A figura 64 mostra a janela para os dados de entrada no módulo Runoff.

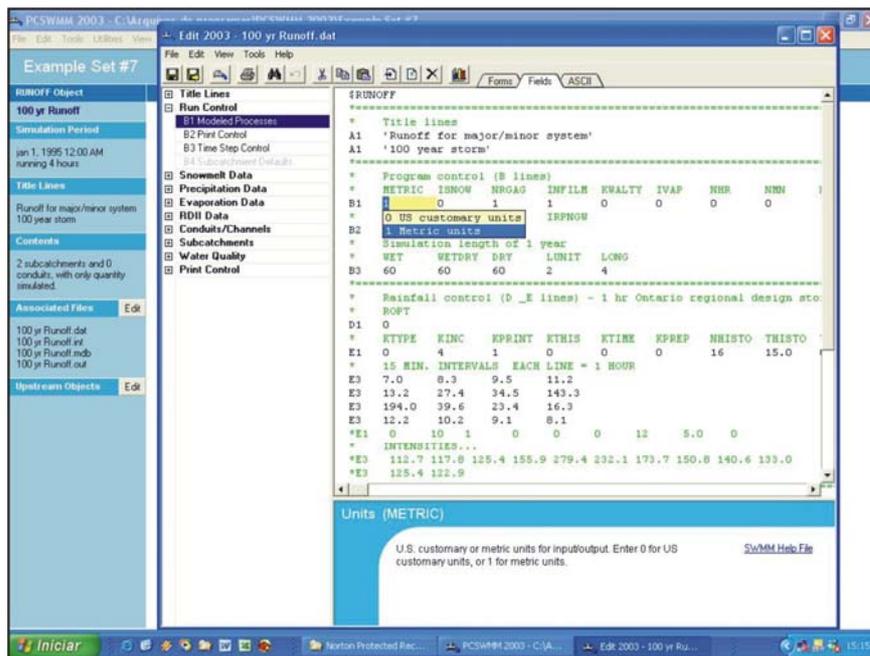


FIGURA 64 – Caixa de entrada de dados no módulo Runoff

A figura 65 mostra a janela para a entrada de dados nas sub-bacias no módulo Runoff.

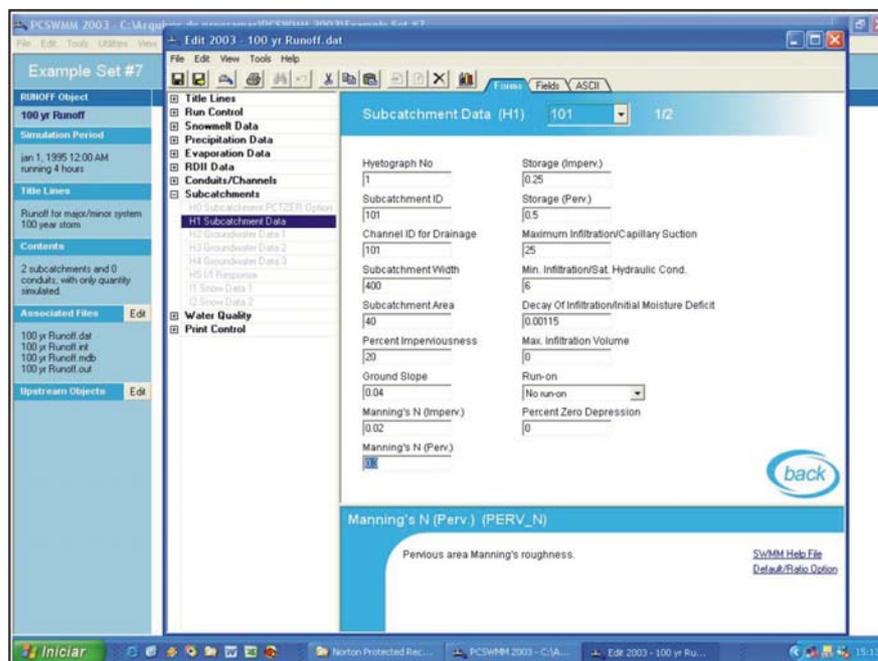


FIGURA 65 – Caixa de entrada de dados para sub-bacias, no módulo Runoff

A figura 66 mostra a janela com o ambiente SIG, no aplicativo PCSWMM 2003, facilitando a comunicação do usuário e o banco de dados.

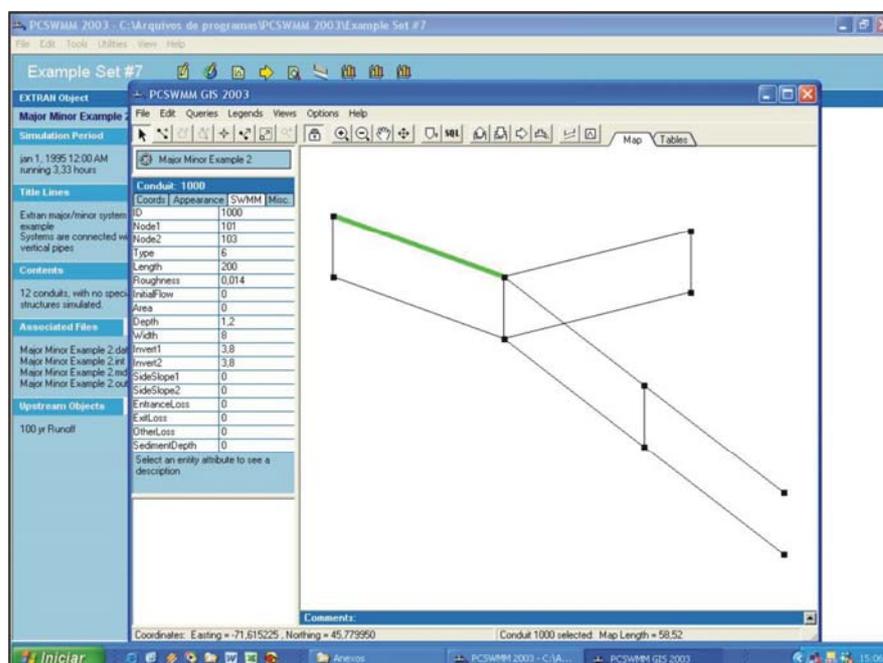


FIGURA 66 – Ilustração de uma rede de drenagem em ambiente SIG, no aplicativo PCSWMM 2003

A figura 67 mostra a janela com o perfil de um sistema de drenagem.

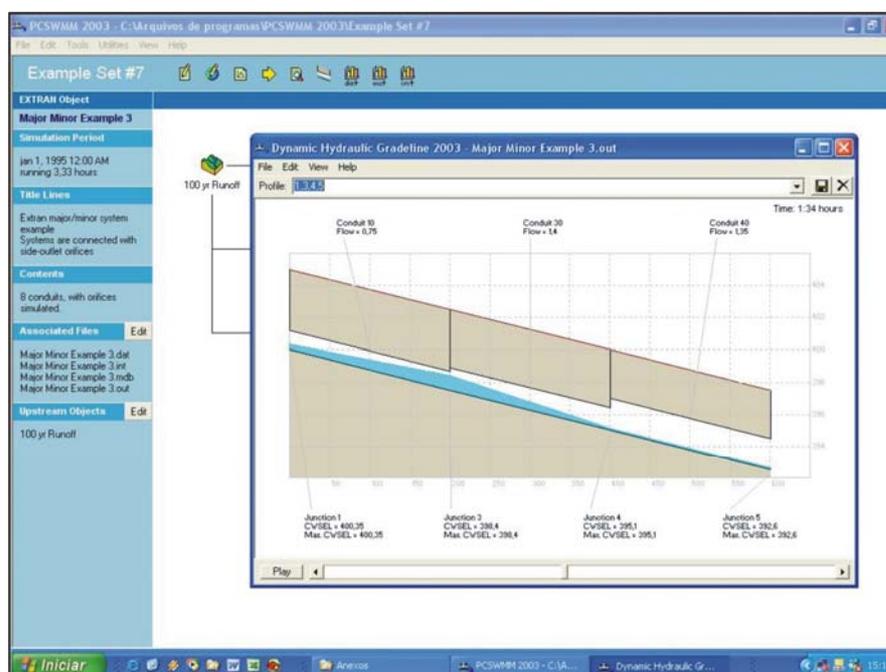


FIGURA 67 – Visualização do perfil de um sistema de drenagem

A figura 68 mostra a montagem do sistema de drenagem sobre uma imagem, georreferenciada.

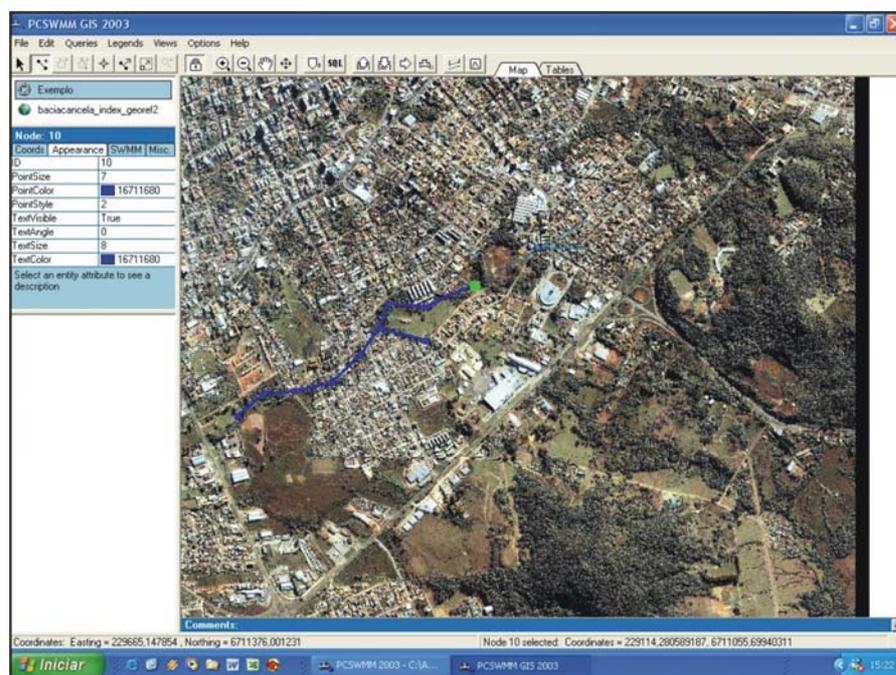


FIGURA 68 – Montagem do sistema de drenagem sobre uma imagem georreferenciada

**ANEXO C – Equacionamentos e Procedimentos Utilizados pelos Módulos
Runoff e Extran**

Este anexo tem o objetivo de apresentar as equações e procedimentos de cálculo utilizados, pelos módulos Runoff e Extran, do modelo SWMM.

– Módulo Runoff

O módulo Runoff processa suas rotinas com base em dados de precipitação ou neve, simulando degelo, infiltração em áreas permeáveis (modelos de Horton ou Green Ampt), detenção na superfície, escoamento na superfície e em canais, podendo ser utilizado para simulações de eventos isolados ou contínuos.

Na análise das sub-bacias, elas são subdivididas em três sub-áreas, como mostrado na figura 69 e na tabela 31. Assim temos que a sub-área A1 é impermeável com armazenamento nas depressões (detenção), a sub-área A2 é permeável com armazenamento nas depressão do solo e a sub-área A3 é impermeável sem armazenamento nas depressão.

O valor das áreas impermeáveis sem armazenamento, nas depressões do solo, é especificado para cada sub-bacia, pelo parâmetro PCTZER (com uma porcentagem):

$$A3 = \frac{PCTZER}{100}(A1 + A3) \quad (16)$$

onde:

PCTZER = Porcentagem das áreas impermeáveis sem armazenamento.

Em nenhuma sub-bacia pode ser atribuído zero para este parâmetro, sendo utilizado no estudo 25% de áreas impermeáveis com zero armazenamento, valor padrão do modelo.

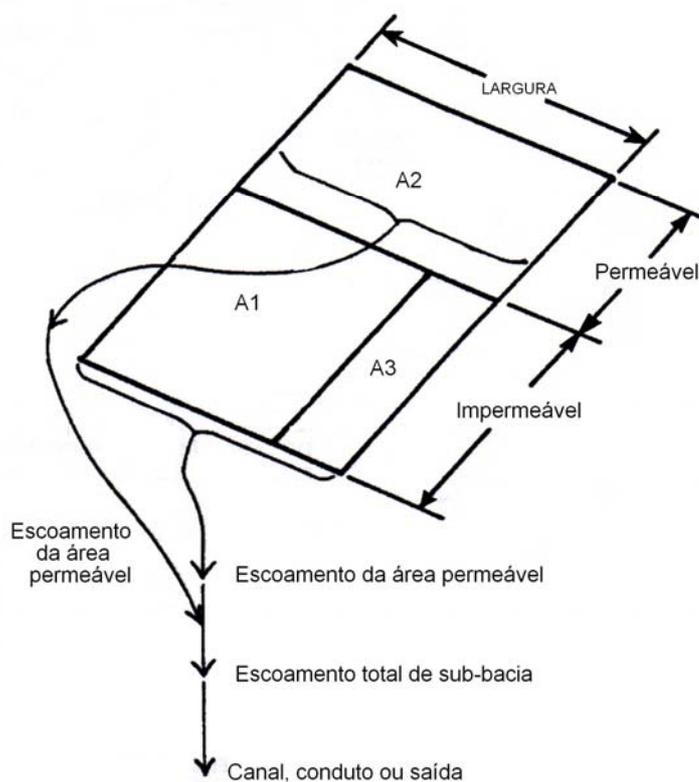


FIGURA 69 – Esquemática das sub-bacias

TABELA 31 - Classificação superficial da sub-bacia (Huber e Dickinson et al 1992)

Sub-área	Impermeabilidade	Armazenamento por detenção
A1	Impermeável	Sim
A2	Permeável	Sim
A3	Impermeável	Não

O escoamento superficial é obtido através de um reservatório não-linear para cada sub-área, como mostra o esquema na figura 5, e representado pela combinação das equações de Manning e da continuidade, que podem ser escritas da seguinte forma:

$$\frac{dV}{dt} = A \frac{dd}{dt} = A_i^* - Q \quad (17)$$

onde:

$V = A \cdot d =$ volume de água sobre a sub-área (m^3);

$A =$ área sub-área da sub-bacia (m^2);

i^* = precipitação efetiva;

$d =$ profundidade da água no reservatório;

$t =$ tempo.

A vazão é gerada usando a equação de Manning

$$Q = W \cdot \frac{1}{n} (d - d_p)^{5/3} \cdot S^{1/2} \quad (18)$$

onde:

$W =$ largura da sub-bacia (m);

$n =$ coeficiente de rugosidade de Manning;

$d_p =$ profundidade do armazenamento (m);

$S =$ declividade da sub-bacia (m/m).

A figura 70 representa o reservatório não linear para as sub-bacias

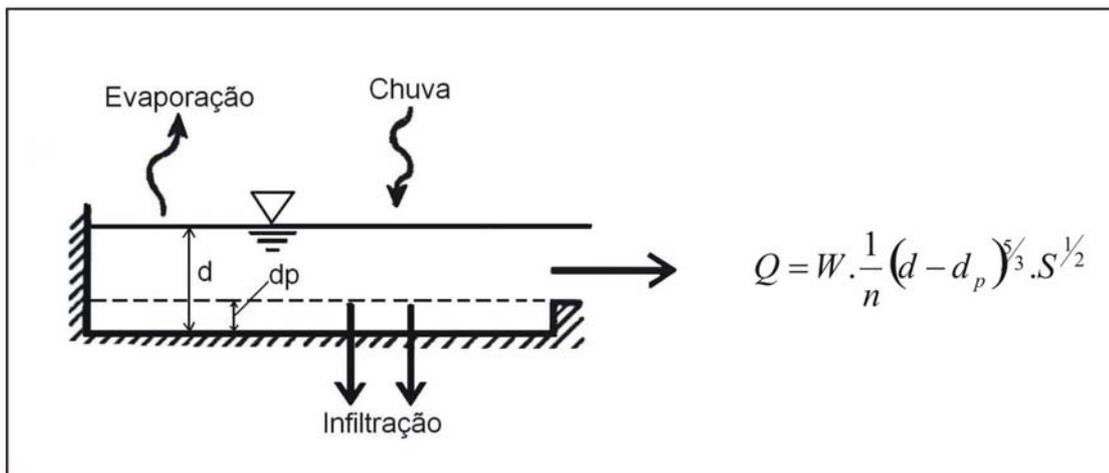


FIGURA 70 – Representação do reservatório não linear das sub-bacias

Essas duas equações (17 e 18) podem ser combinadas em uma equação diferencial não linear, que pode ser resolvida para valores de d desconhecidos. Produzindo a equação 19 do reservatório não linear:

$$\frac{dd}{dt} = i^* - \frac{W}{A.n} (d - d_p)^{5/3} S^{1/2} = i^* + WCOM \cdot (d - d_p)^{5/3} \quad (19)$$

onde:

$$WCOM = \frac{W.S^{1/2}}{A.n} \quad (20)$$

A equação dd/dt é resolvida em cada passo de tempo através do método de diferenças finitas.

A chuva efetiva é dada pelo programa como uma média no passo de tempo. A média dos fluxos de saída é calculada usando a média entre as alturas de armazenamento. Sendo estas representadas como 1 e 2 para o início e o final do passo de tempo, respectivamente, a equação pode ser escrita como:

$$\frac{d_2 - d_1}{\Delta t} = i^* + WCON \cdot \left[d_1 + \frac{1}{2}(d_2 - d_1) - d_p \right]^{5/3} \quad (21)$$

onde:

Δt = intervalo de tempo (s).

Esta equação é resolvida para d_2 , através do processo iterativo de Newton-Raphson. Baptista et al. (2003) apresenta em um apêndice a solução de equações não lineares pelo Método de Newton-Raphson.

- *Infiltração*

Para infiltração em áreas permeáveis o modelo SWMM dispõe de duas opções para sua estimativa: o modelo de Horton ou Green Ampt. No estudo foi utilizado o modelo de Horton na determinação da infiltração.

A equação de Horton calcula a capacidade de infiltração no solo como uma função no tempo:

$$I = I_b + (I_0 - I_b)e^{-kt} \quad (22)$$

onde:

I = capacidade de infiltração no solo, mm/h;

I_b = taxa mínima de infiltração, mm/h;

I_0 = taxa de infiltração máxima ou inicial, mm/h;

t = tempo decorrido desde a saturação superficial do solo, segundos;

k = coeficiente de decaimento, s^{-1} .

- *Escoamento subterrâneo*

A descarga subterrânea representa a contribuição do escoamento lateral da zona saturada para o corpo receptor. A equação do escoamento pode ser representada da seguinte forma:

$$GWFLW = A1(D1 - BC)^{B1} - TWFLW + A3.D1.TW \quad (23)$$

e

$$TWFLW = A2.(TW - BC)^{B2} \quad (24)$$

onde:

$GWFLW$ = taxa de escoamento subterrâneo;

$TWFLW$ = taxa de influência da água no canal;

$A1$, $A2$ e $A3$ = coeficientes de escoamento subterrâneo;

$B1$ e $B2$ = expoentes do escoamento subterrâneo;

BC = elevação do fundo do canal;

TW = elevação da água no canal.

Na figura 71 pode ser visualizado um esquema do escoamento lateral subterrâneo para o canal.

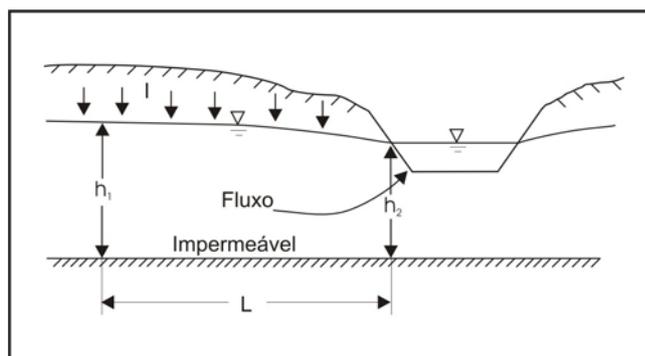


FIGURA 71 – Esquema do escoamento subterrâneo (modificada de James et al. 2003)

Para a configuração apresentada na figura 71, no escoamento subterrâneo, o coeficiente de D1 pode ser determinado pela equação 25

$$D1 = \frac{h_1 - h_2}{2} \quad (25)$$

Os valores de $A1$, $A2$, $A3$ e $B1$ das equações 23 e 24, da configuração apresentada na figura 73, podem ser determinados como:

$$A1 = A3 = \frac{4K}{L^2} \quad (26)$$

$$A2 = 0 \quad (27)$$

$$B1 = 2 \quad (28)$$

– **Módulo Extran**

As equações diferenciais utilizadas pelo modelo no cálculo do escoamento não permanente, em canais abertos ou fechados, são conhecidas como equação de St. Venant. A equação da conservação da massa, tendo variáveis dependentes área e vazão, está representada na equação 29.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (29)$$

onde:

A = área da seção transversal;

Q = vazão no conduto;

x = distancia ao longo do tubo/canal;

t = tempo.

A equação do momento pode ser escrita de diversas formas, dependendo das variáveis dependentes escolhidas. Usando a vazão “ Q ” e a cota piezométrica “ H ”, a equação do momento é dada pela equação 30:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad (30)$$

onde:

g = constante gravitacional;

$H = z+h$ = cota piezométrica;

z = elevação inversa;

h = profundidade de água;

S_f = declividade da linha de energia.

O módulo Extran usa a equação do momento aplicada ao longo dos vínculos “links” e a equação da continuidade para os nós. Assim o momento é conservado nos links e a continuidade é conservada nos nós.

A equação 30 pode ser modificada pela seguinte substituição:

$$\frac{Q^2}{A} = V^2 A \quad (31)$$

$$\frac{\partial(V^2 A)}{\partial x} = 2AV \frac{\partial V}{\partial x} + V^2 \frac{\partial A}{\partial x} \quad (32)$$

onde:

V = velocidade média do conduto.

Substituindo a equação 32 na equação 30 temos:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + 2AV \frac{\partial V}{\partial x} + V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad (33)$$

Esta é a forma da equação do momento utilizada no módulo Extran e tem como variáveis dependentes Q, A, V, e H.

A equação da conservação da massa pode ser modificada para substituir o segundo termo da equação 33 usando Q=A.V,

$$\frac{\partial A}{\partial t} + A \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial A}{\partial x} = 0 \quad (34)$$

Com o rearranjo dos termos e multiplicando por v, temos:

$$AV \frac{\partial V}{\partial x} = -AV \frac{\partial A}{\partial t} + V^2 \frac{\partial A}{\partial x} \quad (35)$$

Substituindo a equação 35 na equação 33 para eliminar dV/dx, encontramos a equação usada ao longo dos condutos.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gAS_f - 2V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad (36)$$

Para a resolução desta equação foi utilizada a solução explícita iterativa, disponibilizada pelo modelo.

A equação 36 é a base da solução explícita. Para as soluções explícitas iterativa a equação do momento é derivada das equações 29 e 30 da seguinte maneira. O termo $d(Q^2/A)/dx$ na equação 30 é desenvolvido como um produto de Q e Q/A no lugar de V^2/A como na solução explícita.

$$\frac{\partial Q^2 A}{\partial t} = Q^2 \frac{\partial(1/A)}{\partial x} + \frac{2Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} = Q^2 \frac{\partial(1/A)}{\partial x} + 2V \frac{\partial Q}{\partial x} \quad (37)$$

Novamente a equação da continuidade 29 é usada para substituir o termo dQ/dx na equação 37. Este termo não é aceito no Extran já que o escoamento deve ser assumido constante no link. A equação do momento utilizada, no link, para as soluções explícita iterativa é vista como:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gAS_f - 2V \frac{\partial A}{\partial t} + Q^2 \frac{\partial(1/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad (38)$$

- *Equações básicas do escoamento*

Para o uso no Extran, a equação do momento é combinada com a equação da conservação da massa, produzindo uma equação para ser resolvida ao longo de cada link em cada passo de tempo.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gAS_f - 2V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad (39)$$

onde:

Q = descarga ao longo do conduto;

V = velocidade no conduto;
 A = área da seção transversal do fluido;
 H = cota piezométrica;
 S_f = declividade da linha de energia.

A declividade da linha de energia é definida pela equação de Manning

$$S_f = \frac{k}{gAR^{\frac{4}{3}}} QV \quad (40)$$

Onde:

$k = g.n^2$;
 n = coeficiente de rugosidade de Manning;
 g = aceleração gravitacional;
 R = Raio hidráulico.

Substituindo na equação 39 e expressando em diferença finita tem-se:

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{k\Delta t}{R^{\frac{4}{3}}} V_t Q_{t+\Delta t} + 2V \left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t + \Delta t + V^2 \left[\frac{(A_2 - A_1)}{L} \right] \Delta t - gA \left[\frac{(H_2 - H_1)}{L} \right] \Delta t \quad (41)$$

Onde:

Δt = intervalo de tempo;
 L = comprimento do conduto.

Resolvendo a equação 41 para $Q_{t+\Delta t}$ dando a diferença finita final a forma da equação dinâmica do escoamento.

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{1}{1 + \frac{k\Delta t}{R^{\frac{4}{3}}|V|_t}} \left[Q_t + 2\bar{V} \left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t + \bar{V}^2 \left[\frac{(A_2 - A_1)}{L} \right] \Delta t - gA \left[\frac{(H_2 - H_1)}{L} \right] \Delta t \right] \quad (42)$$

Na equação 42 V , R e A são médias ponderadas dos valores no final do conduto no tempo t , e $(\Delta A/\Delta t)t$ é a derivada do tempo para os passos de tempo anteriores.

As variáveis desconhecimentos na equação 42 são $Q_{t+\Delta t}$, H_2 e H_1 . As variáveis V , R e A podem ser relacionadas com Q e H . Por essa razão, outras equações são requeridas relacionando Q e H . Esta pode ser obtida pela equação da continuidade em um nó.

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\sum Q_i}{A_{S1}} \quad (43)$$

Representada em diferenças finitas, temos:

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \frac{\sum Q_i \Delta t}{A_{S1}} \quad (44)$$

Onde:

A_S = área da superfície no nó.

- *Solução da equação do escoamento pelo método de Euler modificado*

As equações 42 e 44 podem ser resolvidas seqüencialmente determinando a descarga, em cada link, e profundidade, em cada nó, sobre um espaço de tempo Δt . A integração numérica dessas duas equações é aperfeiçoada efetuada pelo método de Euler modificado. O resultado tem provado ser, relativamente, exato e estável quando certas restrições são seguidas. A figura 72 mostra como ao processo é solucionado se somente a equação da descarga é incluída.

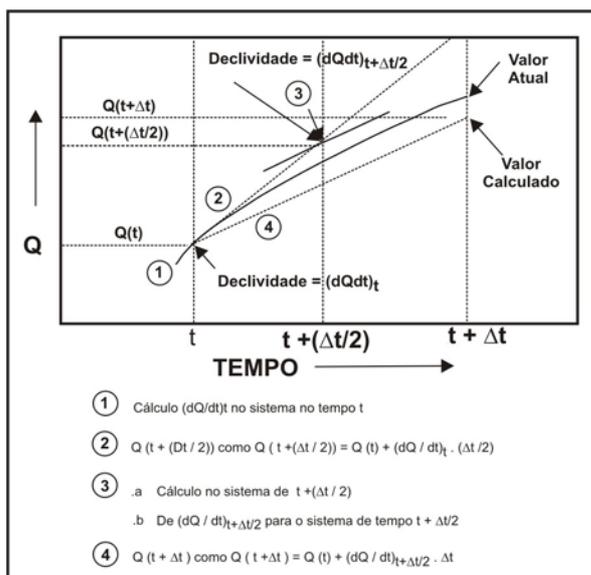


FIGURA 72 – Método de Euler modificado para a descarga baseado nas projeções de $t+\Delta t/2$ e $t+\Delta t$. (modificado de James et al., 2003)

A primeira das 3 operações determina a declividade dQ/dt , valor da descarga na metade do passo de tempo. Em outra sentença é assumido que a declividade, no tempo $t+\Delta t/2$, é a declividade média durante o intervalo. Os cálculos correspondentes à cota de $t+\Delta t/2$ e $t+\Delta t$ são mostrados a seguir:

- * Metade do passo de tempo no nó j: time $t+\Delta t/2$

$$H_j(t + \Delta t / 2) = H_j(t) + (\Delta t / 2) \left\{ (1/2) \sum [Q(t) + Q(t + \Delta t / 2)] + \sum [Q(t + \Delta t / 2)] \right\} / A_{sj}(t) \quad (45)$$

- * Passo de tempo completo no nó j Tempo $t+\Delta t$

$$H_j(t + \Delta t) = H_j(t) + \Delta t \left\{ (1/2) \sum [Q(t) + Q(t + \Delta t)] + \sum [Q(t + \Delta t)] \right\} / A_{sj}(t) \quad (46)$$

Observa-se que o cálculo da cota, na metade do passo de tempo, usa o cálculo da descarga da metade do passo de tempo, em todos condutos conectados. Similarmente, o cálculo de todo o passo de tempo requer a descarga, no tempo $t+\Delta t$,

para todos os condutos conectados. Em adição, as entradas e desvios de fluxo para cada nó por vertedores, orifícios e bombas devem ser calculados em cada metade e todo passo de tempo.

- *Estabilidade numérica*
 - * Restrições no passo de tempo

O método de Euler modificado produz uma solução completamente explícita, na qual a equação do movimento é aplicada para escoamento em cada “Link” e a equação da continuidade para cada “Nó”, com uma ligação implícita durante o passo de tempo.

Os métodos explícitos envolvem regularmente aritmética simples e requerem pouco espaço de armazenamento, se comparados com métodos implícitos. Entretanto, existem, geralmente, perdas de estabilidade que muitas vezes requerem passos de tempo muito curtos.

O módulo Extran apresenta uma boa estabilidade numérica quando as seguintes desigualdades são satisfeitas:

- Canais e Condutos

$$\Delta t \leq \frac{L}{(gD)^{1/2}} \quad (47)$$

onde:

Q = descarga (m³/s);

Δt = passo de tempo (s);

L = comprimento do canal (m);

g = aceleração gravitacional (9,8 m/sec²);

D = profundidade máxima do canal (m).

A equação 47 é conhecida como forma da condição de Courant, na qual o passo de tempo é limitado para um tempo requerido pela onda dinâmica, para propagar o comprimento de um conduto.

– Nós

$$\Delta t \leq \frac{C' A_s \Delta H_{\max}}{Q} \quad (48)$$

onde:

C' = constante adimensional, aproximadamente igual a 0,1;

ΔH_{\max} = nível máximo da superfície d'água no passo de tempo;

A_s = área da superfície correspondente ao nó;

Q = vazão na entrada do nó.

Examinando as desigualdades das equações 47 e 48 revela-se que o passo de tempo máximo admissível (Δt) será determinado pelos condutos curtos que tenham grandes vazões de entrada. Se a estabilidade numérica não for atingida, será necessário que o usuário elimine ou agregue condutos e canais menores.

* Condutos equivalentes

Um conduto equivalente é a substituição computacional de um elemento atual, do sistema de drenagem, por um conduto imaginário, que é hidraulicamente idêntico. Usualmente, um conduto equivalente é usado quando se suspeita que a instabilidade numérica é causada pelo elemento do sistema de drenagem.

Os condutos curtos são, freqüentemente, causadores de problemas de instabilidade, sendo necessária sua substituição por condutos equivalentes. Os orifícios não apresentam este problema, pois são automaticamente convertidos para condutos equivalentes pelo programa.

* Solução de equação do escoamento pelo método iterativo

Para a resolução das equações de escoamento gradualmente variado, fluxo variável uni-dimensional para canais abertos, foi utilizado as soluções pelo método explícito iterativo, disponibilizado pelo módulo Extran. As equações básicas do escoamento foram apresentadas anteriormente pelas equações 39, 41 e 42.

A equação 41 é a base para a solução do método iterativo. Resolvendo a equação 41 para $Q_{t+\Delta t}$ e usando coeficientes ponderados apropriados, a seguinte forma da diferença finita para a solução iterativa da equação dinâmica do escoamento é observada:

$$Q_{t+\Delta t} = \left\{ \begin{aligned} & Q_1 + (1-w) \left[-g \bar{A} \left(\frac{H_2 - H_1}{L} \right) \Delta t \right] + \frac{k \Delta t}{R^{4/3}} |V| + \left[\left(\frac{Q/A_2 - Q/A_1}{L} \right) \Delta t \right]_t \\ & + w \left(-g \bar{A} \left[\left(\frac{H_2 - H_1}{L} \right) \Delta t \right]_{t+\Delta t} + V \left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right) \right) \end{aligned} \right\} / \left[w \left[\frac{k \Delta t}{R^{4/3}} |V| + \left[\left(\frac{Q/A_2 - Q/A_1}{L} \right) \Delta t \right]_{t+\Delta t} \right] \right] \quad (49)$$

Os valores de V , R , A , na equação 49, são médias ponderadas do início, meio e fim do conduto no tempo t e/ou $t+\Delta t$. Os valores no tempo $t+\Delta t$ são valores para direção da iteração. Na primeira iteração eles são iguais aos valores previstos no passo de tempo. A_1 , A_2 , H_1 e H_2 representam a área da seção transversal e a altura do conduto nos nós de montante (1) e jusante (2). $V(\Delta A/\Delta t)$ é a média da área do conduto, derivada no tempo, e a velocidade média do conduto base, na média ou diferença do passo de tempo antecedente e as iterações ocorridas. O valor do fator(w) da equação 49 é 0,55.

Os conhecimentos básicos na equação 49 são $Q_{t+\Delta t}$, H_1 e H_2 . As variáveis R , V , A , A_1 e A_2 podem ser relacionadas com Q e H . A equação relaciona Q e H com a equação da continuidade em um nó, para a solução iterativa.

$$\left(\frac{\partial H}{\partial t}\right)_t = \frac{\sum(Q_t + Q_{t+1})}{A_{St} + A_{St+\Delta t}} \quad (50)$$

onde:

A_{St} = área da superfície do nó no tempo t , e

$A_{St+\Delta t}$ = área da superfície do nó no tempo $t + \Delta t$.

Δt = intervalo de tempo;

$A(t)$ = área da seção transversal de fluido no conduto;

As equações 49 e 50 podem ser resolvidas iterativamente para determinar a descarga, em cada link, e a cota, em cada nó, no final de um passo de tempo t . A integração numérica dessas duas equações é realizada na solução de uma matriz iterativa sob-relaxação. Deve-se notar que a equação 38 tem sido linearizada pelo uso do produto de $Q_{t+\Delta t}$ e $(Q/A)_t$ e usando a equação 40 para o termo S_f .

O método iterativo usa um fator de sob-relaxação de 0,75 para a primeira iteração e 0,5 para as iterações subseqüentes. Assim, a nova estimativa de $Q_{t+\Delta t}$ em cada iteração é:

$$Q_{t+\Delta t} = (1 - U_f)Q_j + U_f Q_{j+1} \quad (51)$$

onde:

U_f = fator de sob-relaxação (0,75 ou 0,5);

Q_j = vazão no conduto na iteração j ;

Q_{j+1} = vazão no conduto na iteração $j+1$.

Similarmente, a estimativa da altura n nó em cada iteração é:

$$H_{t+\Delta t} = (1 - U_f)H_j + U_f H_{j+1} \quad (52)$$

onde:

U_f = fator sob-relaxação (0,75 ou 0,5);

H_j = vazão no conduto na iteração j ;

H_{j+1} = vazão no conduto na iteração $j+1$.

A solução do novo passo de tempo é encontrada quando todas as estimativas dos escoamentos do conduto e cota piezométrica dos nós satisfazem o critério da convergência (o valor recomendado para o parâmetro de convergência é 0,0025). O critério de convergência para escoamento em condutos e altura em nó é:

$$\left| Q_{j+1} - Q_j \right| / Q_{full} \leq SURTOL \quad (53)$$

$$\left| H_{j+1} - H_j \right| / H_{full} \leq SURTOL \quad (54)$$

onde:

Q_{full} = vazão de projeto no conduto;

H_{full} = distância entre o fundo e o topo do nó.

A vazão de projeto, para condutos com declividade zero, é baseada em uma diferença assumida de 0,01 entre a cota de fundo montante e a de jusante.

O método iterativo usa um passo de tempo variável. O passo de tempo, especificado nos dados de entrada do modelo (DELT= comprimento do passo de tempo), é o máximo passo de tempo permitido para o programa usar durante a simulação.

O programa selecionará o passo de tempo baseado no menor número de Courant dos condutos no início de cada passo de tempo. O modelo determina o número do menor comprimento de passo de tempo requerido igual a DELT.

O número de Courant para conduto é:

– Para condutos fechados:

$$C\# = \frac{L}{V + (gD)^{1/2}} \quad (55)$$

– Para canais abertos:

$$C\# = \frac{L}{V + (gA/T)^{1/2}} \quad (56)$$

onde:

$C\#$ = número corrente para o conduto (segundos);

L = comprimento do canal (m);

g = aceleração da gravidade (9,8 m/s²);

D = profundidade no conduto ou canal (m);

V = velocidade média no conduto ou canal (m/s);

A = área da seção transversal do conduto ou canal (m²);

T = largura do canal (m).

Se o menor $C\#$ igualar ou exceder DELT o programa usará somente um pequeno passo de tempo. Se o menor número de Courant $C\#$ for menor que DELT o programa, então, calculará o número do menor passo de tempo requerido para igualar DELT.

ANEXO D – Dados do Levantamento Topográfico

TABELA 32 – Coordenadas dos pontos obtidos no levantamento topográfico

Coordenadas do levantamento topográfico					
x	y	z	x	y	z
227.825,67	6.710.316,85	76,47	227.889,01	6.710.357,75	75,27
227.818,92	6.710.340,33	75,57	227.891,48	6.710.355,81	75,53
227.815,11	6.710.339,35	76,66	227.890,69	6.710.352,88	75,59
227.817,57	6.710.339,82	76,28	227.884,01	6.710.349,57	75,18
227.873,24	6.710.262,28	76,35	227.876,14	6.710.345,13	75,16
227.839,57	6.710.309,92	73,21	227.847,70	6.710.377,94	75,25
227.845,13	6.710.312,68	73,37	227.880,02	6.710.389,11	75,59
227.849,36	6.710.315,06	73,00	227.891,04	6.710.377,39	75,57
227.831,72	6.710.329,98	75,65	227.835,34	6.710.304,05	75,97
227.836,82	6.710.326,10	75,64	227.872,03	6.710.335,14	75,86
227.831,27	6.710.334,04	75,43	227.801,26	6.710.372,09	76,43
227.832,28	6.710.340,69	75,18	227.810,16	6.710.355,03	76,14
227.836,57	6.710.334,12	75,39	227.804,84	6.710.378,09	75,73
227.836,45	6.710.337,12	75,40	227.815,48	6.710.397,03	75,81
227.832,48	6.710.322,22	75,95	227.897,46	6.710.359,28	75,85
227.856,80	6.710.299,77	76,19	227.887,91	6.710.348,04	75,84
227.808,54	6.710.354,27	76,78	227.891,66	6.710.346,09	75,82
227.795,92	6.710.386,60	77,09	227.894,40	6.710.361,07	75,68
227.817,22	6.710.384,54	75,52	227.899,32	6.710.365,55	75,99
227.821,45	6.710.391,66	75,35	227.908,78	6.710.374,13	75,58
227.785,83	6.710.404,98	77,75	227.918,51	6.710.373,44	75,25
227.791,15	6.710.395,66	77,37	227.923,92	6.710.373,98	75,19
227.777,96	6.710.423,14	78,33	227.929,75	6.710.377,17	75,30
227.822,77	6.710.403,69	75,49	227.919,83	6.710.397,64	75,18
227.822,80	6.710.403,70	75,49	227.948,26	6.710.397,16	75,51
227.828,10	6.710.353,02	75,48	227.933,52	6.710.378,01	75,94
227.833,88	6.710.345,32	75,69	227.947,37	6.710.392,17	76,02
227.833,12	6.710.368,90	75,23	227.824,15	6.710.410,54	75,54
227.837,95	6.710.391,70	75,35	227.869,84	6.710.422,45	74,32
227.839,25	6.710.403,83	75,31	227.869,49	6.710.422,25	74,38
227.839,21	6.710.403,81	75,32	227.868,96	6.710.422,00	74,71
227.902,60	6.710.377,03	75,43	227.863,85	6.710.430,27	74,46
227.905,23	6.710.376,14	74,46	227.874,27	6.710.414,46	74,32
227.870,50	6.710.337,91	75,19	227.868,47	6.710.432,75	75,21
227.869,42	6.710.340,23	75,16	227.861,72	6.710.434,60	75,29
227.831,86	6.710.320,79	75,53	227.870,85	6.710.423,24	75,22
227.875,25	6.710.331,21	74,85	227.870,51	6.710.422,83	75,09
227.874,46	6.710.332,05	75,33	227.868,55	6.710.421,55	75,30
227.809,92	6.710.363,38	75,32	227.862,02	6.710.431,25	75,10
227.810,83	6.710.386,00	75,31	227.859,55	6.710.410,15	75,27
227.833,14	6.710.393,47	75,28	227.845,27	6.710.425,26	75,24
227.885,52	6.710.397,40	74,17	227.869,17	6.710.441,24	75,23
227.890,87	6.710.388,17	74,32	227.826,27	6.710.412,73	75,73
227.898,68	6.710.378,08	74,37	227.817,19	6.710.407,34	76,18

Continuação - Coordenadas do levantamento topográfico

x	y	z	x	y	z
227.882,06	6.710.370,07	75,30	227.958,37	6.710.415,97	75,34
227.870,31	6.710.346,96	75,13	227.942,70	6.710.425,09	75,23
227.866,79	6.710.350,09	75,03	227.909,81	6.710.458,81	75,36
227.866,45	6.710.345,49	75,11	227.971,03	6.710.424,18	75,42
227.867,76	6.710.344,92	75,03	227.970,43	6.710.460,62	75,27
227.875,14	6.710.350,01	75,01	227.951,56	6.710.484,90	75,48
227.881,13	6.710.353,40	75,04	227.983,84	6.710.433,29	75,84
227.892,38	6.710.345,46	74,99	227.981,92	6.710.425,60	76,32
227.995,52	6.710.451,97	76,03	227.939,40	6.710.368,45	73,17
227.991,29	6.710.446,95	76,08	227.934,50	6.710.364,96	73,20
228.003,29	6.710.464,70	76,14	227.934,12	6.710.365,37	73,30
227.989,11	6.710.439,21	76,77	227.935,34	6.710.363,68	73,02
227.991,51	6.710.444,54	77,07	227.924,75	6.710.359,68	73,22
227.882,99	6.710.333,49	73,21	227.924,92	6.710.359,15	73,12
227.817,75	6.710.333,87	76,60	227.941,36	6.710.369,92	73,24
227.869,54	6.710.325,20	72,99	228.029,11	6.710.431,02	76,40
227.869,03	6.710.326,22	73,04	228.054,85	6.710.399,82	79,01
227.868,37	6.710.316,98	76,10	228.071,26	6.710.384,21	79,57
227.858,60	6.710.311,23	76,15	228.061,91	6.710.392,60	79,39
227.840,25	6.710.311,57	73,34	228.042,40	6.710.415,69	78,23
227.841,31	6.710.309,89	73,23	228.034,01	6.710.425,40	76,79
227.845,44	6.710.311,64	73,39	228.038,04	6.710.420,56	77,53
227.850,62	6.710.306,63	76,03	228.046,43	6.710.410,77	78,51
227.845,49	6.710.316,51	74,37	228.050,10	6.710.405,65	78,77
227.844,28	6.710.313,60	73,38	227.839,25	6.710.403,67	75,34
227.825,80	6.710.320,80	76,38	227.822,77	6.710.403,69	75,47
227.823,80	6.710.320,29	76,50	227.861,71	6.710.434,58	75,28
227.836,53	6.710.329,44	75,59	228.012,11	6.710.473,94	73,59
227.842,32	6.710.324,83	75,57	228.013,29	6.710.473,42	73,68
227.856,96	6.710.320,04	73,10	228.011,25	6.710.470,53	73,49
227.857,54	6.710.318,87	73,12	228.012,41	6.710.470,30	73,49
227.847,79	6.710.321,90	75,71	227.982,50	6.710.462,60	75,64
227.847,43	6.710.319,57	75,10	227.999,06	6.710.458,01	75,96
227.862,73	6.710.314,96	76,06	227.991,79	6.710.458,26	75,78
227.796,65	6.710.379,74	77,24	228.006,16	6.710.451,37	73,48
227.807,99	6.710.355,48	76,79	228.009,87	6.710.452,59	74,31
227.834,22	6.710.341,67	75,37	228.023,91	6.710.441,02	74,58
227.829,54	6.710.342,78	75,62	228.009,74	6.710.464,09	73,59
227.839,90	6.710.336,69	75,56	228.011,05	6.710.463,70	73,64
227.833,01	6.710.352,83	75,53	228.008,03	6.710.457,94	73,65
227.833,42	6.710.362,16	75,29	228.005,63	6.710.451,40	73,52
227.833,97	6.710.372,40	75,23	228.006,62	6.710.456,58	73,74
227.822,77	6.710.403,69	75,49	228.005,92	6.710.456,90	74,41
227.822,76	6.710.403,68	75,49	228.009,57	6.710.457,38	73,68
227.802,08	6.710.382,18	76,49	228.008,99	6.710.453,21	73,89
227.816,69	6.710.383,81	75,55	228.009,29	6.710.455,27	73,76
227.829,46	6.710.380,82	75,33	228.008,08	6.710.455,87	73,70

Continuação - Coordenadas do levantamento topográfico					
x	y	z	x	y	z
227.837,54	6.710.393,58	75,36	228.010,96	6.710.451,53	75,49
227.839,24	6.710.403,79	75,32	228.010,60	6.710.451,92	75,12
227.839,25	6.710.403,82	75,32	228.015,37	6.710.448,67	75,29
227.914,96	6.710.353,67	73,26	228.026,12	6.710.439,07	75,60
227.914,70	6.710.354,08	73,24	228.005,20	6.710.457,05	75,05
227.882,28	6.710.334,60	73,23	228.004,60	6.710.457,30	76,11
227.895,37	6.710.341,73	73,17	228.303,43	6.710.456,90	78,37
227.894,68	6.710.343,11	73,18	228.294,40	6.710.455,65	78,50
227.904,84	6.710.346,86	73,18	228.071,27	6.710.384,19	79,56
227.904,22	6.710.348,00	73,28	228.061,97	6.710.392,56	79,39
227.857,12	6.710.299,83	76,19	228.237,77	6.710.579,10	77,70
227.849,66	6.710.294,89	76,23	228.211,54	6.710.547,84	75,27
227.873,63	6.710.262,39	76,26	228.212,45	6.710.548,68	75,26
228.213,17	6.710.549,66	75,39	228.545,84	6.710.749,25	80,67
228.213,54	6.710.550,65	75,70	228.571,14	6.710.788,97	80,27
228.213,87	6.710.550,91	76,25	228.569,64	6.710.779,74	80,07
228.215,35	6.710.551,10	76,87	228.562,47	6.710.771,20	80,28
228.209,42	6.710.546,47	75,74	228.560,90	6.710.768,68	80,58
228.210,65	6.710.547,10	75,39	228.569,82	6.710.782,92	80,50
228.207,41	6.710.545,65	76,76	228.571,16	6.710.787,32	80,88
228.208,02	6.710.546,35	75,98	228.578,16	6.710.768,56	80,88
228.228,39	6.710.546,48	75,32	228.591,47	6.710.774,76	80,73
228.228,64	6.710.544,81	75,30	228.588,62	6.710.781,10	80,74
228.229,08	6.710.543,29	75,40	228.586,71	6.710.777,00	80,89
228.229,41	6.710.541,57	75,63	228.564,30	6.710.774,22	80,82
228.228,19	6.710.547,91	75,45	228.556,67	6.710.762,81	80,71
228.227,89	6.710.549,71	76,27	228.556,69	6.710.762,81	80,72
228.229,68	6.710.539,88	75,91	228.554,89	6.710.759,42	80,68
228.229,61	6.710.539,33	76,42	228.550,38	6.710.768,64	81,13
228.216,70	6.710.553,45	77,53	228.557,09	6.710.776,53	81,07
228.215,93	6.710.552,27	77,44	228.563,12	6.710.783,95	81,13
228.207,24	6.710.545,25	77,41	228.570,27	6.710.784,54	81,14
228.228,11	6.710.553,98	77,69	228.582,81	6.710.792,65	80,87
228.228,25	6.710.552,14	77,25	228.573,34	6.710.792,06	80,83
228.227,80	6.710.555,36	77,91	228.570,71	6.710.792,08	81,05
228.227,99	6.710.550,88	77,01	228.460,34	6.710.735,34	80,31
228.229,88	6.710.538,56	77,41	228.433,47	6.710.720,05	80,18
228.230,05	6.710.536,43	77,73	228.454,19	6.710.732,02	80,33
228.229,75	6.710.537,46	77,57	228.442,57	6.710.724,30	80,41
228.252,52	6.710.558,76	76,77	228.538,20	6.710.751,08	80,80
228.254,20	6.710.549,96	75,69	228.524,39	6.710.770,22	80,77
228.254,09	6.710.551,62	75,55	228.518,06	6.710.766,08	80,79
228.253,95	6.710.553,18	75,74	228.518,06	6.710.766,08	80,79
228.253,47	6.710.554,57	75,72	228.524,40	6.710.770,23	80,78
228.254,40	6.710.548,35	76,38	228.529,65	6.710.751,53	80,83
228.253,11	6.710.556,93	76,06	228.543,36	6.710.739,07	80,35
228.251,24	6.710.561,38	77,57	228.544,00	6.710.744,74	80,57

Continuação - Coordenadas do levantamento topográfico

x	y	z	x	y	z
228.248,41	6.710.583,31	77,69	228.542,06	6.710.746,82	80,70
228.255,16	6.710.546,94	77,02	228.543,12	6.710.735,34	80,49
228.255,56	6.710.544,92	78,33	228.543,61	6.710.732,05	80,55
228.255,14	6.710.546,42	78,25	228.539,02	6.710.725,95	80,46
228.303,43	6.710.456,90	78,36	228.572,59	6.710.719,51	78,69
228.294,38	6.710.455,65	78,51	228.570,37	6.710.720,15	78,59
228.237,77	6.710.579,10	77,71	228.567,13	6.710.720,60	78,74
228.248,44	6.710.583,27	77,68	228.561,39	6.710.722,63	79,06
228.452,50	6.710.654,73	80,44	228.550,27	6.710.725,60	77,65
228.442,70	6.710.724,18	80,41	228.551,10	6.710.725,55	77,26
228.433,49	6.710.720,16	80,18	228.553,02	6.710.724,47	77,14
228.543,03	6.710.759,70	80,97	228.558,99	6.710.723,05	79,11
228.541,97	6.710.742,81	80,56	228.557,84	6.710.752,13	77,13
228.552,33	6.710.757,96	80,93	228.556,23	6.710.752,76	77,14
228.551,60	6.710.756,22	80,62	228.555,70	6.710.744,97	77,28
228.549,23	6.710.752,75	80,48	228.554,09	6.710.738,87	77,32
228.634,99	6.710.720,91	81,07	228.553,31	6.710.745,79	77,20
228.638,49	6.710.714,14	81,09	228.550,32	6.710.739,74	77,13
228.551,40	6.710.739,38	77,23	228.563,18	6.710.691,83	79,58
228.552,51	6.710.739,04	77,25	228.567,96	6.710.695,10	79,88
228.556,04	6.710.738,81	77,31	228.564,22	6.710.689,90	79,90
228.550,09	6.710.735,18	77,01	228.566,68	6.710.684,91	80,17
228.555,52	6.710.734,63	77,20	228.460,35	6.710.735,35	80,32
228.557,12	6.710.743,65	78,31	228.454,19	6.710.732,02	80,33
228.562,40	6.710.745,83	80,30	228.478,72	6.710.694,32	80,11
228.564,60	6.710.748,50	80,49	228.503,37	6.710.635,16	78,12
228.561,21	6.710.743,12	79,07	228.496,96	6.710.616,33	76,48
228.558,42	6.710.744,04	79,02	228.498,57	6.710.618,76	76,55
228.557,15	6.710.738,62	79,05	228.500,91	6.710.622,18	76,58
228.562,16	6.710.728,11	79,02	228.505,10	6.710.627,92	76,72
228.559,92	6.710.726,42	79,15	228.505,79	6.710.632,03	76,81
228.574,01	6.710.729,12	79,12	228.505,80	6.710.632,03	76,81
228.560,07	6.710.704,62	77,13	228.505,12	6.710.633,02	77,03
228.560,55	6.710.704,76	77,94	228.506,65	6.710.630,23	76,73
228.560,92	6.710.704,84	78,31	228.507,32	6.710.629,28	76,75
228.558,24	6.710.699,33	77,07	228.507,91	6.710.628,45	76,93
228.559,10	6.710.698,99	77,01	228.504,31	6.710.634,20	76,94
228.561,33	6.710.704,81	78,60	228.502,37	6.710.625,37	76,61
228.555,96	6.710.713,07	76,94	228.508,92	6.710.628,33	77,44
228.558,03	6.710.712,96	76,96	228.502,68	6.710.636,21	78,81
228.556,26	6.710.722,95	77,12	228.501,45	6.710.637,13	79,51
228.555,82	6.710.704,76	77,06	228.504,02	6.710.640,02	79,88
228.558,03	6.710.704,67	77,06	228.492,03	6.710.669,65	79,97
228.554,89	6.710.704,90	77,33	228.510,58	6.710.628,43	79,26
228.555,21	6.710.704,88	77,08	228.511,96	6.710.627,59	79,92
228.557,00	6.710.704,65	77,10	228.753,11	6.710.773,48	79,94
228.559,03	6.710.704,72	77,11	228.693,97	6.710.750,79	79,96

 Continuação - Coordenadas do levantamento topográfico

x	y	z	x	y	z
228.559,11	6.710.716,35	78,48	228.686,93	6.710.748,19	79,94
228.557,41	6.710.699,32	77,00	228.755,88	6.710.783,96	79,92
228.555,88	6.710.699,52	77,16	228.635,04	6.710.720,92	79,91
228.556,66	6.710.699,44	77,09	228.638,49	6.710.714,14	79,94
228.555,14	6.710.699,69	77,83	228.807,88	6.710.809,59	79,94
228.566,13	6.710.697,17	78,64	228.808,88	6.710.810,00	79,95
228.571,94	6.710.703,99	78,55	228.809,34	6.710.810,04	79,96
228.568,08	6.710.704,97	78,56	228.809,70	6.710.810,18	79,94
228.564,78	6.710.704,72	78,69	228.810,06	6.710.810,48	79,92
228.560,33	6.710.698,47	77,03	228.810,64	6.710.810,81	79,94
228.560,98	6.710.698,48	77,75	228.811,59	6.710.811,09	79,92
228.561,83	6.710.698,31	78,13	228.812,09	6.710.811,37	79,94
228.562,45	6.710.697,07	78,37	228.813,98	6.710.812,34	79,83
228.562,60	6.710.695,30	78,67	228.816,01	6.710.813,14	79,87
228.550,86	6.710.707,94	80,05	228.807,09	6.710.808,75	79,86
228.550,61	6.710.713,17	80,14	228.812,93	6.710.811,93	79,81
228.547,76	6.710.721,55	80,35	228.797,63	6.710.803,32	79,80
228.546,26	6.710.725,13	80,32	228.800,51	6.710.805,25	79,83
228.544,11	6.710.717,64	80,24	228.804,35	6.710.807,93	79,80
228.549,86	6.710.717,96	80,26	228.805,59	6.710.808,06	79,81
228.573,99	6.710.702,13	79,38	228.817,91	6.710.813,70	79,94
228.574,06	6.710.702,31	80,16	228.819,76	6.710.814,21	79,94
228.562,59	6.710.693,27	79,05	228.803,16	6.710.807,15	78,83
228.823,16	6.710.815,50	79,78	229.346,45	6.711.153,93	92,85
228.828,43	6.710.817,60	79,68	229.276,33	6.711.016,22	91,12
228.912,68	6.710.852,29	79,74	229.267,78	6.711.018,21	90,99
228.908,71	6.710.849,56	79,78	229.351,89	6.711.163,58	93,28
228.645,42	6.710.842,99	79,73	229.477,24	6.711.232,03	98,32
228.645,60	6.710.842,68	79,38	229.476,59	6.711.243,28	98,27
228.646,07	6.710.841,65	79,10	228.912,78	6.710.852,12	84,89
228.647,15	6.710.839,69	78,22	228.908,71	6.710.849,56	84,98
228.647,52	6.710.838,68	77,79	228.877,48	6.710.956,26	79,57
228.651,90	6.710.830,25	81,36	228.877,26	6.710.954,87	79,68
228.652,28	6.710.828,64	81,60	228.877,33	6.710.959,19	80,37
228.655,01	6.710.818,92	82,23	228.877,53	6.710.957,85	79,77
228.694,00	6.710.750,77	81,85	228.875,46	6.710.965,74	81,90
228.657,16	6.710.843,52	78,62	228.875,67	6.710.964,35	81,19
228.657,31	6.710.842,98	78,21	228.877,10	6.710.959,99	80,89
228.657,53	6.710.842,34	77,83	228.877,41	6.710.953,45	80,60
228.659,00	6.710.839,63	77,87	228.877,65	6.710.952,64	81,26
228.659,49	6.710.839,22	78,56	228.876,38	6.710.962,74	81,22
228.659,42	6.710.838,58	78,36	228.878,43	6.710.950,21	81,84
228.659,34	6.710.837,92	77,99	228.879,18	6.710.948,93	83,66
228.656,66	6.710.839,93	77,49	228.879,99	6.710.947,72	84,13
228.659,31	6.710.837,11	77,88	228.880,82	6.710.945,95	84,33
228.659,37	6.710.836,51	77,96	228.876,11	6.710.967,71	83,29
228.659,47	6.710.835,69	78,38	228.875,97	6.710.966,48	83,26

Continuação - Coordenadas do levantamento topográfico					
x	y	z	x	y	z
228.659,67	6.710.835,30	78,54	229.130,62	6.711.075,99	83,80
228.656,61	6.710.843,37	78,80	229.129,16	6.711.072,37	82,68
228.650,47	6.710.837,19	77,89	229.128,63	6.711.071,56	81,91
228.651,50	6.710.836,10	78,13	229.140,74	6.711.045,94	87,45
228.652,19	6.710.835,03	78,44	229.145,86	6.711.044,66	87,66
228.649,66	6.710.838,50	77,82	229.125,82	6.711.021,55	87,43
228.647,25	6.710.840,52	78,75	229.122,54	6.711.026,56	87,39
228.640,85	6.710.857,92	80,32	229.120,29	6.711.065,17	81,88
228.641,84	6.710.856,25	79,57	229.119,67	6.711.065,76	82,00
228.641,57	6.710.853,50	79,38	229.122,01	6.711.063,64	81,86
228.642,39	6.710.851,01	79,39	229.121,06	6.711.064,58	81,87
228.644,22	6.710.848,46	79,50	229.122,22	6.711.061,58	82,92
228.645,33	6.710.845,80	79,71	229.118,96	6.711.066,48	82,21
228.651,25	6.710.832,17	80,73	229.122,54	6.711.061,17	83,28
228.651,68	6.710.831,76	81,09	229.116,09	6.711.066,60	83,31
228.639,94	6.710.859,65	81,80	229.117,22	6.711.065,75	83,20
228.639,74	6.710.859,04	81,06	229.457,59	6.711.661,19	92,71
228.637,80	6.710.862,97	83,71	229.456,62	6.711.661,82	93,50
228.686,98	6.710.748,21	81,67	229.456,37	6.711.662,02	94,09
228.912,72	6.710.852,23	84,88	229.469,96	6.711.653,87	96,18
228.908,72	6.710.849,56	85,00	229.468,97	6.711.654,40	95,71
229.122,46	6.711.026,59	87,39	229.450,64	6.711.666,42	97,35
229.125,72	6.711.021,64	87,43	229.452,79	6.711.664,54	97,26
229.111,46	6.711.040,89	87,22	229.407,65	6.711.672,72	96,99
229.276,32	6.711.016,22	91,11	229.406,66	6.711.669,50	96,94
229.267,79	6.711.018,19	91,00	229.573,00	6.711.758,78	97,38
229.302,73	6.711.178,83	93,59	229.576,53	6.711.753,34	95,15
229.306,05	6.711.183,18	93,81	229.576,36	6.711.754,17	94,95
229.168,16	6.711.244,36	84,98	229.114,70	6.711.067,08	83,46
229.169,37	6.711.243,83	83,71	229.114,09	6.711.067,48	84,00
229.170,93	6.711.243,33	83,87	229.125,09	6.711.073,63	81,86
229.172,06	6.711.242,91	83,78	229.125,93	6.711.073,28	82,01
229.173,09	6.711.242,63	84,10	229.124,38	6.711.073,35	81,91
229.174,61	6.711.242,28	85,17	229.126,38	6.711.069,12	82,35
229.166,33	6.711.245,92	87,13	229.126,72	6.711.072,97	82,18
229.167,05	6.711.244,73	86,08	229.128,71	6.711.073,52	83,66
229.221,24	6.711.214,50	87,75	229.104,78	6.711.062,34	86,98
229.179,46	6.711.236,35	88,98	229.203,55	6.711.227,05	87,68
229.164,68	6.711.247,00	89,41	229.190,53	6.711.234,33	88,18
229.164,98	6.711.247,00	89,23	229.177,39	6.711.242,21	86,96
229.182,21	6.711.236,22	88,87	229.576,79	6.711.752,59	95,59
229.179,17	6.711.239,59	89,42	229.574,45	6.711.755,34	95,03
229.285,40	6.711.184,81	87,94	229.575,77	6.711.754,86	94,81
229.257,69	6.711.198,91	87,68	229.574,29	6.711.755,84	95,56
229.306,10	6.711.183,19	93,81	229.574,00	6.711.756,63	95,78
229.302,79	6.711.178,85	93,58	229.576,65	6.711.752,57	96,92
229.390,13	6.711.561,04	93,28	229.571,37	6.711.760,35	98,99

Continuação - Coordenadas do levantamento topográfico					
x	y	z	x	y	z
229.394,39	6.711.557,49	93,51	229.573,04	6.711.764,13	100,05
229.393,43	6.711.549,46	93,85	229.562,53	6.711.789,97	100,16
229.386,90	6.711.543,59	93,50	229.562,63	6.711.792,48	100,30
229.472,44	6.711.318,89	99,11	229.403,48	6.711.609,93	93,68
229.472,29	6.711.316,49	99,09	229.402,06	6.711.603,41	93,56
229.476,63	6.711.243,28	98,26	229.711,05	6.711.573,42	108,10
229.477,26	6.711.232,03	98,32	229.711,35	6.711.572,04	108,13
229.390,06	6.711.561,02	93,29	229.711,06	6.711.573,40	108,09
229.386,87	6.711.543,57	93,50	229.711,36	6.711.572,03	108,14
229.402,08	6.711.603,42	93,56	229.901,92	6.711.781,28	112,52
229.403,49	6.711.609,97	93,68	229.903,61	6.711.777,47	112,66
229.562,52	6.711.789,94	100,16	229.887,81	6.711.832,72	106,08
229.562,63	6.711.792,48	100,30	229.885,23	6.711.832,37	106,19
229.407,57	6.711.672,71	96,99	229.886,43	6.711.832,40	106,10
229.406,66	6.711.669,52	96,94	229.884,46	6.711.832,18	107,83
229.466,71	6.711.653,80	93,65	229.890,97	6.711.837,58	106,62
229.464,05	6.711.656,27	93,05	229.889,57	6.711.833,57	107,80
229.462,24	6.711.658,02	92,62	229.889,01	6.711.832,56	107,45
229.460,33	6.711.659,88	92,40	229.903,64	6.711.777,41	112,66
229.459,25	6.711.660,89	92,36	229.901,95	6.711.781,20	112,52
229.457,95	6.711.661,09	92,43			

ANEXO E – Dados das seções dos canais e bueiros

Neste anexo estão presentes os dados das seções irregulares, dos canais retangulares, dos tubos e bueiros utilizados na representação dos trechos nas simulações.

Na tabela 33 são apresentadas as características dos bueiros, representados na simulação pelos orifícios.

TABELA 33 – Características dos bueiros

Orifício	Trecho	Tipo de bueiro	Nº de células ou tubos	Dimensões da Célula hxL (m)	Diâmetro do Tubo (m)	Comprimento (m)
1	102	Retangular	1	3,5 x 1,8	-	35
2	106	Circular	2	-	2,0	55
3	110	Retangular	3	2,3 x 2,0	-	25
4	112	Retangular	3	2,3 x 2,0	-	11
5	116 ₂	Retangular	2	2,0 x 2,0	-	17
6	117	Circular	2	-	1,0	28
7	118	Circular	2	-	1,0	33

Na tabela 34 são apresentadas as dimensões dos canais retangulares.

TABELA 34 – Características dos canais retangulares

Trecho	Dimensões da Célula hxL (m)	Comprimento (m)
103	4 x 4,5	60
120	2,2 x 2,1	147

TABELA 35 – Coordenadas (x,y) das seções irregulares utilizadas para representação dos trechos

<i>Trecho</i>	<i>Coordenadas das seções irregulares</i>											
	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)
100	1,72	0,00	1,37	0,83	0,00	1,93	0,02	3,35	0,11	4,50	1,72	5,29
101	4,18	0,00	2,56	2,23	0,97	4,56	0,75	5,38	0,22	5,87	0,00	7,02
	0,13	7,93	0,34	8,70	2,10	9,41	2,78	10,37	4,18	11,85		
104	5,71	0,00	3,43	1,67	2,37	2,81	1,28	3,98	0,00	5,31	0,17	6,93
	0,07	8,14	0,39	9,19	1,46	10,71	3,25	13,28	5,71	15,97		
105	5,71	0,00	3,43	1,67	2,37	2,81	1,28	3,98	0,00	5,31	0,17	6,93
	0,07	8,14	0,39	9,19	1,46	10,71	3,25	13,28	5,71	15,97		
107	3,72	0,00	3,69	1,20	2,33	1,85	1,62	3,26	1,64	4,96	1,32	7,78
	0,79	8,61	0,19	9,96	0,00	11,53	0,11	12,87	1,03	14,29	1,68	15,13
	2,27	17,65	3,72	18,53								
108	3,72	0,00	3,69	1,20	2,33	1,85	1,62	3,26	1,64	4,96	1,32	7,78
	0,79	8,61	0,19	9,96	0,00	11,53	0,11	12,87	1,03	14,29	1,68	15,13
	2,27	17,65	3,72	18,53								
109	3,81	0,00	3,27	0,36	2,53	1,86	1,78	3,79	1,60	6,14	1,60	8,73
	1,71	11,82	1,93	14,70	1,94	17,26	1,59	17,61	1,31	18,74	0,97	20,28
	0,43	20,98	0,00	22,06	0,03	23,17	0,10	24,70	0,34	26,13	0,65	27,40
	2,94	29,54	3,30	30,10	3,57	31,54	3,81	33,16				
111	2,99	0,00	0,28	2,01	0,02	2,33	0,01	2,94	0,04	4,12	0,00	5,14
	0,06	6,15	0,07	7,19	0,88	7,66	1,25	8,04	1,54	8,45	1,64	11,89
	1,64	15,20	2,32	17,45	2,99	17,45						
113	2,32	0,00	2,30	10,00	2,20	10,50	1,47	11,17	0,83	12,60	0,14	14,30
	0,00	15,93	0,09	17,54	0,17	19,01	0,51	21,42	1,22	23,21	1,92	26,09
	2,03	30,20	2,14	66,09	2,25	77,09						
114	2,43	0,00	1,95	1,85	1,70	3,35	0,97	4,23	0,15	6,04	0,02	7,49
	0,00	9,17	0,10	10,73	0,32	12,48	0,60	14,19	1,12	14,73	2,11	15,53
	2,27	16,61	2,43	17,65								
115	3,18	0,00	2,69	15,00	1,79	20,29	1,42	20,79	0,61	21,77	0,19	22,83
	0,06	23,59	0,00	25,09	0,04	26,70	0,71	27,51	1,35	28,23	2,16	33,75
	2,04	56,25	2,55	73,75	3,18	108,75						
116	3,35	0,00	3,29	10,00	3,04	11,09	2,85	12,30	2,79	13,03	2,56	13,69
	2,24	14,26	1,64	14,85	0,94	15,29	0,47	15,71	0,26	16,16	0,07	16,51
	0,02	16,74	0,01	17,13	0,01	17,84	0,00	18,98	0,03	20,07	0,19	20,81
	0,40	20,97	0,70	21,07	0,80	21,23	1,01	21,42	1,07	21,77	1,23	22,11
	1,73	22,50	2,17	22,99	2,02	70,28	2,14	77,84	3,07	103,84	3,35	113,84

ANEXO F – Dados das sondagens na área da bacia

TABELA 36 - Dados das sondagens na área da bacia em estudo

Ponto	Localização	Ensaio	Perfil(m)										Profundidade(m)	
			0 a 0,30	0,30 a 1,50	1,50 a 6,25	acima de 6,25	-	-	-	-	-	-	Inicial	Final
1	Rua Pedro Santini	SP-1	Areia argilosa, preta, orgânica	Argila silteosa com areia fina, variegada; plástica; consistência rija,	Silte arenoso, variegado a vermelho; compactidade compacto a muito compacto;	Impenetrável à percussão	-	-	-	-	-	-	não tem	-2,55
			0 a 0,75	0,75 a 1,70	1,50 a 6,25	acima de 6,50	-	-	-	-	-	-	Inicial	Final
		SP-2	Areia argilosa, preta, orgânica	Argila silteosa com areia fina, variegada; plástica; consistência média a rija;	Silte arenoso; variegado a vermelho; compactidade compacto a muito compacto;	Impenetrável à percussão	-	-	-	-	-	-	não tem	-0,7
			0 a 0,70	0,70 a 6,10	6,10 a 7,90	7,90 a 9,00	-	-	-	-	-	-	Inicial	Final
2	Rua Pedro Pereira	SP-1	Aterro; argila silteosa com pouca areia; variegada; consistência média	Areia fina argilosa com pouco pedregulho, cinza escuro; pouco orgânica; friável; compactidade for a medianamente compacta;	Silte; cinza claro; maciço; compacto; consistência rija a dura	Impenetrável à percussão	-	-	-	-	-	-	NFE	-
			0 a 1,10	1,10 a 3,90	3,90 a 6,10	6,10 a 8,00	-	-	-	-	-	-	Inicial	Final
		SP-2	Aterro; argila silteosa; variegada; consistência média	Argila pouco arenosa; marrom escuro; orgânica; plástica; consistência mole;	Silte; cinza claro; friável; compacto; consistência mole a dura	Impenetrável à percussão	-	-	-	-	-	-	NFE	-
			0 a 0,70	0,70 a 2,80	2,80 a 7,30	7,30 a 9,00	-	-	-	-	-	-	Inicial	Final
4	Rua Tamandai	SP-1	Aterro; silte argiloso; vermelho; fragmentos de vegetais	Argila pouco arenosa; preta; orgânica; plástica; consistência média;	Areia média pouco argilosa; cinza claro a escuro; friável; medianamente compacta a compacta;	Impenetrável à percussão	-	-	-	-	-	-	-	-
			0 a 0,60	0,60 a 3,90	3,90 a 4,70	4,70 a 8,80	8,80 a 10,15	acima de 10,15	-	-	-	-	-	-
		SP-2	Aterro; silte argiloso; vermelho; fragmentos de vegetais	Argila pouco arenosa; preta; orgânica; plástica; consistência média;	Areia média; cinza; friável; pouco compacta;	Areia pouco arenosa a arenosa; escuro a variegada; plástica; consistência média;	Impenetrável à percussão	-	-	-	-	-	-	-
			0 a 0,85	0,85 a 1,60	1,60 a 3,25	3,25 a 4,25	acima de 4,25	-	-	-	-	-	-	-
5	Rua Carlos Kmeel esquina Rua Parahiba	SP-1	Areia fina pouco silteosa; cinza escuro a preta; orgânica; friável; compactidade folia;	Silte argiloso; variegado; pouco plástico; consistência rija;	Areia fina a média; variegada a vermelha; friável; compactidade muito compacta;	Impenetrável à percussão	-	-	-	-	-	-	-2,8	-1,55
			0 a 0,20	0,20 a 0,50	0,50 a 1,65	1,65 a 2,60	acima de 2,60	-	-	-	-	-	-	-
		SP-2	Argila arenosa, preta, orgânica; plástica; consistência muito mole;	Argila silteosa; variegada; plástica; consistência mole;	Areia fina a média; variegada a vermelha; friável; compactidade compacta;	Silte arenoso; vermelho; pouco micácea; compactidade muito compacto;	Impenetrável à percussão	-	-	-	-	-	-2,4	-1,15
			0 a 0,20	0,20 a 0,50	0,50 a 1,65	1,65 a 2,60	acima de 2,60	-	-	-	-	-	-	-

Continuação

Ponto	Localização	Ensaio	Perfil(m)										Profundidade(m)						
			0 a 3,00	3,00 a 4,00	acima de 4,00	-	-	-	-	-	-	-	-	Inicial	Final				
6	Rua Rigoberto Duarte	SP-1	Site argiloso; vermelho; consistência rija a dura,	Areia fina silteosa, micácea, compactidade muito compacta,	Impenetrável à percussão	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	não tem	não tem	
		SP-2	0 a 1,30 Aterro; areia fina silteosa; variegado; pouco orgânico; fragmentos variados;	1,30 a 1,90 Site argiloso; vermelho; consistência rija,	1,90 a 4,00 Areia fina silteosa; vermelha; micácea; compactidade muito compacta;	acima de 4,00 Impenetrável à percussão	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	não tem	não tem
		SP-3	0 a 1,90 Site arenoso; preto a variegado a marrom avermelhado; pouco orgânico; compactidade orgânica;	1,90 a 6,25 Areia média, marrom avermelhado; friável; compactidade compacta a muito compacta,	acima de 6,25 Impenetrável à percussão	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-6,25
7	BR 158 Veisa Veículos LTDA 26 de julho de 1997	SP-1	0 a 0,08 Piso existente;	Contrapiso	0,20 a 1,50 Aterro; site arenoso; argiloso; vermelho escuro a claro; compactidade	1,50 a 2,35 Argila silteosa; variegada; plástica; consistência média	2,35 a 3,85 Areia fina silteosa; vermelha; compactidade medianamente	3,85 a 4,00 Argila silteosa; variegada; plástica;	4,00 a 7,25 Areia fina silteosa; vermelha; compactidade compacta a muito	acima de 7,25 Impenetrável à percussão	-	-	-	-	-	-	-	NFE	-
		SP-2	0 a 0,77 Aterro; areia fina a média silteosa; vermelha; friável; compactidade pouco compactada;	0,77 a 1,25 Areia fina silteosa; preta; orgânica; compactidade fofa;	1,25 a 6,45 Argila arenosa; variegada; orgânica; plástica; consistência média a rija,	6,45 a 10,20 Areia fina silteosa; variegada a vermelha; compactidade medianamente compacta a muito compacta,	Impenetrável à percussão	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-2,45	-4
		SP-3	0 a 0,65 Aterro; areia média; vermelha; friável; compactidade pouco compacta;	0,65 a 4,30 Argila arenosa; variegada; orgânica, plástica; consistência rija,	4,30 a 5,20 Argila silte-arenosa; variegada; pouco plástica; consistência dura,	5,20 a 5,40 Areia fina; cinza claro; friável; compactidade muito compacta;	acima de 5,40 Areia fina silteosa; vermelha; compactidade muito compacta;	5,40 a 7,25 Areia fina silteosa; vermelha; compactidade muito compacta;	acima de 7,25 Impenetrável à percussão	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-4,5
8	BR 158 Veisa Veículos LTDA 05 de maio de 1997	SP-1	0 a 0,80 Areia fina silteosa; marrom escuro; orgânica; friável; compactidade pouco compacta;	0,80 a 1,00 Site argiloso; variegado; pouco orgânico;	1,00 a 1,35 Areia fina silteosa com grânulos (2 a 4 mm) e seixos (até 10 mm); marrom avermelhado;	1,35 a 4,25 Site arenoso; vermelho claro; compactidade medianamente compacto;	4,25 a 6,30 Argila arenosa; variegada; orgânica; plástica; consistência rija;	6,30 a 9,20 Areia fina silteosa; variegada a vermelho claro; compactidade	acima de 9,20 Impenetrável à percussão	-	-	-	-	-	-	-	-	-4,5	-4,75
		SP-2	0 a 0,60 Aterro; materiais diversos com fragmentos de tijolo e brita,	0,60 a 1,35 Aterro; site argiloso; variegado a vermelho escuro,	1,35 a 3,20 Aterro; materiais diversos com fragmentos de tijolo, brita e madeira;	3,20 a 4,35 Argila arenosa; variegada; orgânica; plástica; consistência mole a média;	4,35 a 7,02 Areia fina silteosa; variegada a vermelho claro; compactidade	acima de 7,02 Impenetrável à percussão	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-4,5	-3,8
		SP-3	0 a 0,60 Areia fina; marrom claro; orgânica; friável; compactidade pouco compacta;	0,60 a 1,30 Argila arenosa; variegada; orgânica; plástica; consistência rija;	1,30 a 2,35 Areia fina a grossa com argila; variegada; compactidade medianamente	2,35 a 4,20 Areia fina silteosa; variegada a vermelho claro; compactidade muito compacta,	acima de 4,20 Impenetrável à percussão	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-3,8

Continuação

Ponto	Localização	Ensaio	Perfil(m)										Profundidade(m)	
			0 a 0,10	0,10 a 1,80	1,80 a 4,20	4,20 a 5,50	5,50 a 7,00	acima de 7,00	-	-	Inicial	Final		
9	Presídio Regional	SP-1	Aterro; fragmentos de brita e tijolo envolvidos em areia média;	Areia fina pouco argilosa; preta; orgânica; frável; compactação fofa a pouco compacta;	Argila arenosa; variegada; pouco plástica; consistência média a rija;	Silt argiloso; variegado a vermelho; pouco plástico; consistência rija;	Silt arenoso; vermelho; compactação muito compacta;	acima de 7,00	Impenetrável à percussão	-	-	NFE	Final	-4,5
		SP-2	Aterro; fragmentos de brita e tijolo envolvidos em areia média;	Areia fina pouco argilosa; preta; orgânica; frável; compactação pouco compacta;	Argila arenosa; variegada; pouco plástica; consistência média;	Silt argiloso; variegado a vermelho; pouco plástico; consistência média a rija;	Silt arenoso; vermelho; compactação muito compacta;	acima de 7,00	Impenetrável à percussão	-	-	NFE	Final	-4,3
10	Rua Antonio Lozza	SP-1	Cobertura Vegetal;	Camada orgânica; argila com areia fina a média; cor cinza escuro; consistência mole a rija; plástica;	Argila; cor cinza claro predominante; consistência plástica;	Argiloso; cor vermelha; consistência dura; maciço; compacto; homogêneo;	Impenetrável à percussão	acima de 6,50	Impenetrável à percussão	-	-	NFE	Final	-0,07
		SP-2	Cobertura Vegetal;	Argila com areia fina a média; cor vermelho predominante com níveis de cinza claro; pouco plástica;	Argiloso; cor vermelha; consistência dura; maciço; compacto; homogêneo;	Impenetrável à percussão	acima de 6,50	Impenetrável à percussão	-	-	NFE	Final	-0,35	
11	Rua Alameda Montevidéo	SP-1	Aterro; areia média com fragmentos de brita;	Areia fina; preta; orgânica;	Areia pouco argilosa; variegada; compactação medianamente compacta a compacta;	Argila arenosa; variegada a cinza claro; consistência dura;	Areia média; cinza claro; compactação compacta;	5,20 a 6,10	Acima de 8,00	Impenetrável à percussão	-	NFO	Final	-5
		SP-2	Aterro; areia fina; cinza escuro;	Areia fina; preta; orgânica;	Argila pouco arenosa; marrom escuro; consistência compacta a compacta;	Argila pouco argilosa; marrom claro; compactação compacta;	Argila arenosa; variegada a cinza claro; compactação compacta;	2,25 a 5,15	Acima de 8,00	Impenetrável à percussão	-	NFE	Final	-7,95
14	RUA "D" - eng. Rogério Tocchetto	SP-3	Aterro; argila arenosa; variegada;	Areia fina; preta; orgânica; compactação pouco compacta;	Areia pouco argilosa; marrom claro; compactação medianamente compacta;	Argila arenosa; cinza claro a vermelha; consistência dura;	Silt arenoso; vermelho; compactação muito compacta;	4,30 a 6,15	Acima de 6,15	Impenetrável à percussão	-	-	Final	-
		SP-1	Argila silteosa; preta a variegada;	Areia silteosa; variegada a vermelho escuro; frável; compactação compacta a muito compacta;	Impenetrável à percussão	Impenetrável à percussão	Impenetrável à percussão	acima de 7,10	Impenetrável à percussão	-	-	-	Final	-
14	RUA "D" - eng. Rogério Tocchetto	SP-2	Argila silteosa; preta a variegada;	Areia silteosa; variegada a vermelho escuro; frável; compactação compacta a consistência	Impenetrável à percussão	Impenetrável à percussão	Impenetrável à percussão	acima de 8,06	Impenetrável à percussão	-	-	-	Final	-
		SP-2	Argila silteosa; preta a variegada;	Areia silteosa; variegada a vermelho escuro; frável; compactação compacta a consistência	Impenetrável à percussão	Impenetrável à percussão	Impenetrável à percussão	acima de 8,06	Impenetrável à percussão	-	-	-	Final	-

Continuação

Ponto	Localização	Ensaio	Perfil(m)							Profundidade(m)			
			0 a 1,60	1,60 a 4,20	4,20 a 7,80	7,80 a 10,07	acima de 10,07	-	-	-	Inicial	Final	
15	AV. N. Stra. DAS DORES esq. RUA MOTORISTA MARIANO	SP-1	Areia fina ; marrom claro ; friável ; compacidade muito compacta	Areia média ; vermelho claro ; friável ; compacidade muito compacta	Areia fina ; vermelho claro ; friável ; compacidade muito compacta ;	Areia média ; marrom escuro ; friável ; compacidade muito compacta	acima de 10,07	Impenetrável à percussão	-	-	-	Inicial	Final
			0 a 1,70	1,70 a 6,13	6,13 a 8,15	acima de 8,15	-	-	-	-	-	-	Inicial
16	R. SANTIAGO DO CHILE esq. ALAMEDA BUENOS AIRES	SP-1	Argila fina argilosa; preta; orgânica; compacidade fôfia;	Argila arenosa; variegada; consistência rija;	Areia fina pouco argilosa; vermelha; compacidade compacta a muito compacta.	Impenetrável à percussão	-	-	-	-	-	-6,8	-1,5
			0 a 5,20	5,20 a 6,00	6,00 a 8,15	acima de 8,15	-	-	-	-	-	-	-
		SP-2	Argila arenosa; variegada a cinza claro; consistência média a rija	Areia fina a média; cinza claro; friável; compacidade medianamente compacta	Areia fina pouco argilosa; vermelha; compacidade compacta a muito compacta;	Impenetrável à percussão	-	-	-	-	-	-5,2	-0,5